



# Technische achtergrondrapportage Waterveiligheid VO-fase

Dijkversterking Stad Tiel

19 maart 2021

## Verantwoording

<b>Titel</b>	Technische achtergrondrapportage Waterveiligheid VO-fase
<b>Opdrachtgever</b>	Waterschap Rivierenland
<b>Projectleider</b>	Hans van Kooten
<b>Auteur(s)</b>	Nander van der Plicht, Frank Smorenburg, Barbara Bouwman
<b>Tweede lezer</b>	Herm-Jan Wolters (Iv-Infra)
<b>Projectnummer</b>	1274666
<b>Aantal pagina's</b>	57
<b>Datum</b>	19 maart 2021
<b>Handtekening</b>	Ontbreekt in verband met digitale verwerking. Dit rapport is aantoonbaar vrijgegeven.

## Colofon

TAUW bv  
Handelskade 37  
Postbus 133  
7400 AC Deventer  
T +31 57 06 99 91 1  
E info.deventer@tauw.com

## Inhoud

1	Inleiding .....	7
1.1	Aanleiding dijkversterking .....	7
1.2	Plangebied .....	7
1.3	Doel Technisch Achtergrondrapport Waterveiligheid .....	8
1.4	Versterkingsopgave .....	9
1.5	Leeswijzer .....	10
2	Ontwerp uitgangspunten .....	11
2.1	Normering .....	11
2.2	Technische uitgangspunten .....	11
2.3	Zichtjaar ontwerp .....	11
2.4	Langsconstructies .....	11
3	Deeltraject 1: Voorhavendijk .....	12
3.1	Voorkeursvariant .....	12
3.2	Hoogte kering .....	12
3.2.1	Hoogte bij zichtjaar 2075 .....	12
3.2.2	Aanleghoogte .....	12
3.3	Stabiliteit kering .....	12
3.4	Piping .....	13
3.4.1	Filterschermb .....	13
3.4.2	Terugvaloptie heaveschermb .....	14
3.4.3	Achterloopsheid .....	14
3.5	Aandachtspunten DO-fase .....	16
4	Deeltraject 3A: Haven .....	17
4.1	Voorkeursvariant .....	17
4.2	Hoogte kering .....	17
4.2.1	Hoogte bij zichtjaar 2075 .....	17
4.2.2	Aanleghoogte .....	18
4.3	Stabiliteit kering .....	18
4.3.1	Ontwerp kistdam .....	18
4.3.2	Aandachtspunten uitvoering .....	20

4.4	Piping .....	21
4.4.1	Heave.....	21
4.4.2	Achterloopsheid .....	21
4.5	Nieuwe coupures .....	22
4.6	Aandachtspunten DO-fase .....	23
5	Deeltraject 3B: Haven – Santwijckse Poort .....	24
5.1	Voorkeursvariant .....	24
5.2	Hoogte kering.....	25
5.2.1	Hoogte bij zichtjaar 2075.....	25
5.2.2	Aanleghoogte.....	25
5.3	Stabiliteit kering.....	25
5.4	Piping .....	25
5.5	Aandachtspunten DO-fase .....	27
6	Deeltraject 4A-1: Stadwallen – Havendijk (vanaf 3B - coupure Havendijk).....	28
6.1	Voorkeursvariant .....	28
6.2	Hoogte kering.....	28
6.2.1	Hoogte bij zichtjaar 2075.....	28
6.2.2	Aanleghoogte.....	28
6.3	Stabiliteit kering.....	29
6.4	Piping .....	29
6.5	Nieuwe coupures .....	30
6.6	Aandachtspunten DO-fase .....	30
7	Deeltraject 4A-2 en 4A-3: Stadwallen – Havendijk (coupure Havendijk - Tolhuiswal) .....	31
7.1	Voorkeursvariant .....	31
7.2	Hoogte kering.....	31
7.2.1	Hoogte bij zichtjaar 2075.....	31
7.2.2	Aanleghoogte.....	31
7.3	Stabiliteit kering.....	31
7.3.1	L-wand .....	31
7.3.2	Damwand.....	32
7.4	Piping .....	32
7.5	Aandachtspunten DO-fase .....	33

8	Deeltraject 4C.....	34
8.1	Voorkeursvariant.....	34
8.2	Hoogte kering.....	35
8.2.1	Hoogte bij zichtjaar 2075.....	35
8.2.2	Aanleghoogte.....	35
8.3	Stabiliteit kering.....	36
8.3.1	Damwand.....	36
8.3.2	Demontabele wand.....	38
8.4	Betrouwbaarheid sluiting demontabele wand.....	38
8.5	Aandachtspunten DO-fase.....	38
9	Deeltraject 5A: Ophemertsedijk (Bellevue – Alditerrein).....	40
9.1	Voorkeursvariant.....	40
9.1.1	Partieel versterken.....	40
9.1.2	Voorkeursvariant.....	40
9.2	Hoogte kering.....	41
9.2.1	Hoogte bij zichtjaar 2050.....	41
9.2.2	Aanleghoogte.....	41
9.2.3	Toekomstige uitbreiding.....	41
9.3	Stabiliteit kering.....	41
9.3.1	Damwand bij tuinen deeltraject 5A.....	41
9.3.2	Maatwerk bij Grand Café 3 Zussen.....	42
9.3.3	Aandachtspunten uitvoering.....	44
9.4	Piping.....	44
9.5	Aandachtspunten DO-fase.....	45
10	Deeltraject 5B: Ophemertsedijk (Alditerrein - inundatiekanaal).....	46
10.1	Voorkeursvariant.....	46
10.2	Hoogte kering.....	47
10.2.1	Hoogte bij zichtjaar 2075.....	47
10.2.2	Aanleghoogte.....	47
10.2.3	Toekomstige uitbreiding.....	47
10.3	Stabiliteit kering.....	47
10.3.1	Groene dijk.....	47

10.3.2	Maatwerklocatie Ophemertsedijk 16.....	48
10.3.3	Aandachtspunten uitvoering .....	50
10.4	Piping .....	50
10.5	Aandachtspunten DO-fase .....	50
11	Deltraject 6: Inundatiekanaal.....	51
11.1	Voorkeursvariant .....	51
11.2	Hoogte kering.....	52
11.2.1	Hoogte bij zichtjaar 2075.....	52
11.2.2	Aanleghoogte .....	52
11.2.3	Toekomstige uitbreiding.....	52
11.3	Stabiliteit kering.....	52
11.3.1	Ontwerp damwand.....	52
11.3.2	Aandachtspunten uitvoering .....	55
11.4	Piping .....	55
11.4.1	Heave.....	55
11.4.2	Achterloopsheid .....	56
11.5	Aandachtspunten DO-fase .....	56
	Referenties .....	57

Bijlage 1	Analyse pipingopgave deeltrajecten 4A en 5B
Bijlage 2	Technische uitgangspuntennotitie VO-fase
Bijlage 3	Toetsing sterkte steenbekleding deeltraject 5A bij zichtjaar 2075
Bijlage 4	Zettingsberekeningen ten behoeve van de aanleghoogte van de waterkering
Bijlage 5	Macrostabieliteit groene dijken
Bijlage 6	Ontwerp langsconstructies
Bijlage 7	Achterloopsheid bij langsconstructies
Bijlage 8	Ontwerp nieuwe coupures

## 1 Inleiding

### 1.1 Aanleiding dijkversterking

De in 2017 wettelijk vastgestelde nieuwe veiligheidsnormen houden rekening met de mogelijke gevolgen van een overstroming. Voor 2017 betrof de norm alleen de sterkte van de waterkering om een bepaalde maximale waterstand te kunnen keren. Net als alle primaire keringen in Nederland is de waterkering langs de stad Tiel volgens de Waterwet getoetst. Uit de toetsingen volgt dat de dijk niet voldoet op de faalmechanismen hoogte, stabiliteit en piping.

Dijkversterking in het rivierengebied is nu belangrijk, omdat dit gebied steeds dichter bevolkt raakt en een steeds hogere economische waarde heeft door de aanwezigheid van meer bedrijven, woningen, infrastructuur en andere functies. Voor heel Nederland moeten maatregelen getroffen worden aan 731 kilometer primaire keringen en 238 waterkerende kunstwerken. Waterschap Rivierenland is in de top 10 van urgente projecten vertegenwoordigd met vier projecten.

Omdat het dijkversterkingstraject Stad Tiel in 2011 op meerdere faalmechanismen is afgekeurd, is dit traject opgenomen in het nationale 'Hoogwaterbeschermingsprogramma' (HWBP). Daarop is in 2019 de verkenningsfase doorlopen, met als resultaat een vastgesteld voorkeursalternatief (VKA). Op dit moment wordt de planuitwerkingsfase doorlopen, waarin het VKA wordt uitgewerkt tot het een voorlopig ontwerp (VO). Voorliggende rapportage betreft het Technisch Achtergrondrapport Waterveiligheid behorend bij het VO.

### 1.2 Plangebied

De dijk langs de Waal loopt in Tiel voor een groot deel door en langs bebouwd gebied. Het dijktraject ligt in zijn geheel in de gemeente Tiel en is opgedeeld in zes deeltrajecten (Figuur 1.1). Deeltraject 2 'Fluvia Tiel' is al eerder versterkt. Fluvia Tiel maakt derhalve geen onderdeel van voorliggende Dijkversterking Stad Tiel. In het ontwerp is wel rekening gehouden met een goede aansluiting tussen Fluvia Tiel en de aangelegen deeltrajecten.

Exclusief deeltraject Fluvia Tiel is de dijkversterking circa 2,6 km lang. In deeltraject 4B (stadsmuur) is er geen opgave meer na het updaten van de veiligheidsanalyses [4]. Dit deeltraject maakt daarom geen onderdeel uit van dit rapport.

Aan beide zijden van het traject lopen andere dijkversterkingstrajecten, namelijk Tiel-Waardenburg (westzijde) met een fysiek raakvlak en Nederbetuwe (oostzijde) zonder fysiek raakvlak. De Trajecten Nederbetuwe en Stad Tiel worden gescheiden door de Bernhardsluizen in het Amsterdam-Rijnkanaal.



Figuur 1.1 Deeltrajecten binnen de dijkversterking Stad Tiel

### 1.3 Doel Technisch Achtergrondrapport Waterveiligheid

Binnen de planuitwerkingsfase van Dijkversterking Stad Tiel worden diverse documenten opgesteld. Het hoofdeindproduct is het (ontwerp)Projectplan Waterwet, waar dit Technische Achtergrondrapport Waterveiligheid een bijlage bij is.



Het Technische Achtergrondrapport Waterveiligheid beschrijft beknopt de rekenkundige onderbouwing van het waterveiligheidsontwerp van de Voorkeursvariant (VKV) tot VO-niveau. Het afwegingsproces rondom de keuze van de VKV per deeltraject is geen onderdeel van deze rapportage, maar is beschreven in de Nota Voorkeursvariant [10]. Het integrale technische en ruimtelijke ontwerp wordt beschreven in de Ontwerpnota VO [11].

Dit Technische Achtergrondrapport Waterveiligheid beschrijft daarnaast welke delen van het waterveiligheidsontwerp in het definitief ontwerp nog uitgewerkt worden of geoptimaliseerd kunnen worden. De aanpassing van de bestaande coupures maakt (nog) geen onderdeel uit van de scope van dit project. Indien deze worden toegevoegd aan de scope, wordt de uitwerking van de versterking van deze coupure toegevoegd aan een volgende versie van dit achtergrondrapport.

### 1.4 Versterkingsopgave

De nieuwe veiligheidsnormen waar dijken aan moeten voldoen zijn gebaseerd op een risicobenadering. Daar waar de gevolgen het grootst zijn, worden de strengste eisen gesteld aan de waterkering. Voor het rivierengebied is de norm nu strenger dan voorheen. Voor de waterkering in Tiel, dijktraject 43-6, ligt de nieuwe norm (wettelijke ondergrens) op een overstromingskans van 1/10.000 per jaar. De waterkering in Tiel voldoet daar niet aan.

Dit veiligheidstekort heeft waterschap Rivierenland in 2019 en 2020 voor zowel de groene dijken, als de langsconstructies en kunstwerken binnen het projectgebied in een veiligheidsanalyse [4] aangetoond. Uit deze veiligheidsanalyse volgt per traject de volgende opgave:

Tabel 1.1 Scope dijkversterking Stad Tiel na de verkenningsfase

Deel traject	Van dijkpaal	Tot dijkpaal	HT	STBI	STBU	STPH
1	DT200A	DT201	x	x	nvt	x
3	DT210.+80	DT214.+85	x	x	nvt	x
4a	DT214.+85	DT217.+30	x	nvt	nvt	x
4b	DT217.+30	DT218.+75	nvt	nvt	nvt	nvt
4c	DT218.+75	TG000	x	x	nvt	nvt
5a	TG000	TG004.+80	x	x	nvt	x
5b	TG004.+80	TG008	x	x	nvt	x
6	TG008	TG010	x	x	nvt	x

Voorafgaand aan de planuitwerkingsfase is nogmaals gedetailleerd naar de pipingopgave in de deeltrajecten 4A en 5B gekeken. Hieruit volgt dat de pipingopgave binnen deeltraject 4A vervalt. Hiermee blijft er alleen een hoogteopgave over binnen dit deeltraject. Bij deeltraject 5B blijft de pipingopgave wel aanwezig. Zie voor de onderbouwing van deze analyse Bijlage 1.

De definitieve scope voor het VO is daarmee:

*Tabel 1.2 Scope VO-fase dijkversterking Stad Tiel*

Deel traject	Van dijkspaal	Tot dijkspaal	HT	STBI	STBU	STPH
1	DT200A	DT201	x	x	nvt	x
3	DT210.+80	DT214.+85	x	x	nvt	x
4a	DT214.+85	DT217.+30	x	nvt	nvt	nvt
4b	DT217.+30	DT218.+75	nvt	nvt	nvt	nvt
4c	DT218.+75	TG000	x	x	nvt	nvt
5a	TG000	TG004.+80	x	x	nvt	x
5b	TG004.+80	TG008	x	x	nvt	x
6	TG008	TG010	x	x	nvt	x

## 1.5 Leeswijzer

In hoofdstuk 2 worden kort de belangrijkste technische ontwerpuitgangspunten beschreven.

In de hoofdstukken 3 tot en met 11 is per deeltraject een samenvatting gegeven van het technische waterveiligheidsontwerp. In de Bijlage 1 tot en met Bijlage 8 is in detail de rekenkundige onderbouwing van het waterveiligheidsontwerp samengevoegd.

## 2 Ontwerp uitgangspunten

### 2.1 Normering

Voor het ontwerpen van waterkeringen wordt gebruik gemaakt van de maximaal toelaatbare overstromingskans. Normtraject 43-6 kent een signaleringswaarde van 1/30.000 per jaar en daarmee een maximaal toelaatbare overstromingskans van 1/10.000 per jaar [2]. Het gehele normtraject heeft een lengte van 46,9 km. Hiervan wordt 2,6 km binnen de dijkversterking Stad Tiel versterkt.

### 2.2 Technische uitgangspunten

De technische uitgangspunten die gehanteerd worden in de planuitwerkingsfase van dit project staan beschreven in de 'Technische uitgangspuntennotitie' (TUN) [9] en de Ontwerpuitgangspunten Primaire Waterkeringen van WSRL [5].

### 2.3 Zichtjaar ontwerp

In de verkenningsfase is de keuze gemaakt om de hoogte van zowel de groene dijken als de constructies voor 50 jaar te versterken. Dit om te voorkomen dat het ene traject een veel hogere kruinhoogte krijgt dan een naastgelegen traject. De constructies worden wel dusdanig ontworpen dat deze op sterkte, stabiliteit en piping voldoen voor een periode van 100 jaar. In de deeltrajecten versterkt met constructies zijn ofwel de waterkerende constructies in hoogte uitbreidbaar of het dijklichaam kan in de toekomst opgehoogd worden (in geval van een stabiliteitsconstructie). Gerekend vanaf de oplevering van de dijkversterking zijn de zichtjaren dus (tenzij uit een LCC anders volgt):

- Groene dijken: 2075
- Hoogte constructies met een waterkerende functies: 2075
- Sterkte, stabiliteit en piping constructies 2125

### 2.4 Langsconstructies

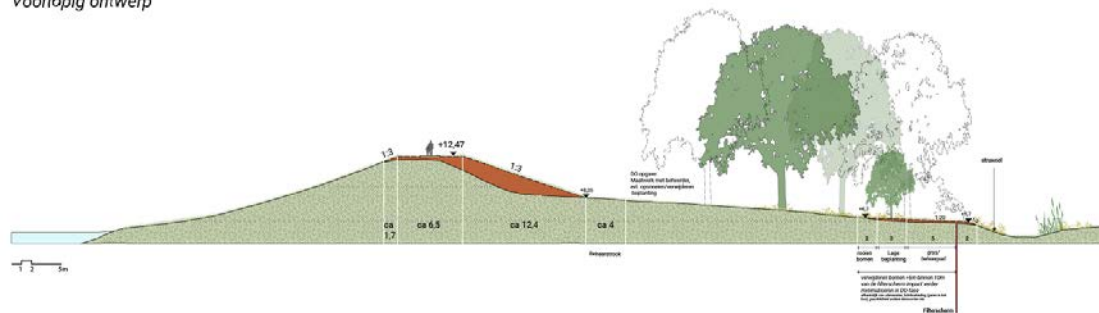
In het ontwerp zijn de constructies gedimensioneerd om een stabiele waterkering te realiseren (Bijlage 6). Daarnaast is nagegaan wat het effect is van eventuele maatregelen om de inbrengbaarheid te waarborgen, waaruit volgt dat mogelijk zwaardere en langere damwandschermen nodig zijn. In dit rapport, wordt afwijkend van het rekenkundige ontwerp zoals beschreven in Bijlage 6, nu uitgegaan van zwaardere en langere damwanden om zeker te zijn dat het ontwerp maakbaar en veilig is. In de volgende projectfase(n) wordt dit ontwerp nader uitgewerkt.

### 3 Deeltraject 1: Voorhavendijk

#### 3.1 Voorkeursvariant

Uit het afwegingsproces volgt dat voor dit deeltraject Kansrijke variant 2 *Grond binnenwaarts + filterscherm* de voorkeursvariant is [10].

Voorlopig ontwerp



Figuur 3.1 Doorsnede voorkeursvariant voor deeltraject 1

In de onderstaande paragrafen wordt per faalmechanisme het technische ontwerp van deze voorkeursvariant beschreven.

#### 3.2 Hoogte kering

##### 3.2.1 Hoogte bij zichtjaar 2075

De kruin van de dijk wordt opgehoogd in grond aan de binnenzijde tot een hoogte van NAP +12,47m<sup>1</sup> [7], een verhoging van circa 20-30 cm ten opzichte van de huidige kruinhoogte. Dit is de benodigde hoogte in zichtjaar 2075. Dit geeft een beperkte asverschuiving van de kering binnenwaarts.

##### 3.2.2 Aanleghoogte

Om bij zichtjaar 2075 een eindhoogte van NAP +12,47 m te hebben, moet de dijk bij aanleg op minimaal NAP +12,74 m worden aangelegd. Door zetting verlaagt de dijk tijdens zijn levensduur 0,27 m. De rekenkundige onderbouwing is opgenomen in Bijlage 4.

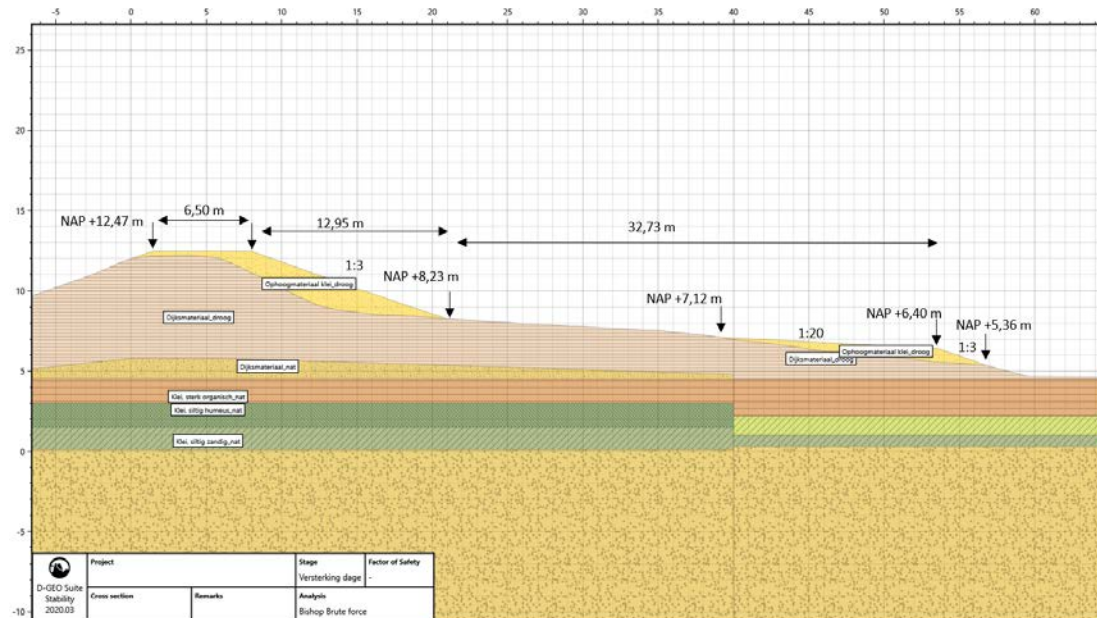
#### 3.3 Stabiliteit kering

Voor stabiliteitsontwerp is profiel DT200B+6 representatief genomen voor het dijktraject.

In Figuur 3.2 is het stabiliteitsontwerp van het ontwerp gepresenteerd. Dit ontwerp voldoet met een stabiliteitsfactor van 1,46 ruim aan de ontwerpeis van 1,38 met daarbij nog ruimte voor optimalisatie. In de DO-fase wordt gekeken of bijvoorbeeld de schematiseringsfactor verlaagt kan worden. Omdat de verwachting is dat alleen al met het beter inschatten van de schematiseringsfactor de nu ontworpen berm fors gereduceerd kan worden, is de berm zoals

<sup>1</sup> Dit is het HBN (hydraulisch belastingniveau) bij een overslagdebiet van 10 l/s/m' en het genoemde zichtjaar

deze in de ontwerptekeningen is opgenomen met de helft verlaagt van NAP +6,40 m tot NAP +5,73 m.



Figuur 3.2 Schematisatie stabiliteitsberm deeltraject 1 (profiel DT200B+6)

De huidige situatie ter plaatse van de hoogspanningsmast (DT200D) voldoet met 1,62 ruim aan de ontwerp eis van 1,38. Op deze locatie is geen verlegging of ophoging van de berm nodig. In het VO stopt daarom de stabiliteitsberm 15 m noordelijk van de hoogspanningsmast. In het DO wordt de begrenzing van de stabiliteitsberm verder geoptimaliseerd.

Zie voor de volledige onderbouwing van het ontwerp Bijlage 5.

### 3.4 Piping

#### 3.4.1 Filterscherm

Binnen het keuzeprocess van de voorkeursvariant [10] is gekozen om het faalmechanisme piping op te lossen door een innovatieve maatregel toe te passen. De keuze voor het type innovatie staat nog open, maar is een keuze uit Prolock open scherm, verticaal Zanddicht Geotextiel (VZG) of Grofzand Barrière (GZB). De keuze voor welke innovatie wordt toegepast wordt aan de markt over gelaten.

Het ontwerp van de filterscherm wordt aan de uitvoerende aannemer overgelaten. Binnen de VO-fase van de dijkversterking worden de volgende algemene uitgangspunten gehanteerd:

- Voor alle filterscherm-typen geldt dat deze tot een niveau van circa NAP-2,0 m wordt aangebracht. Op de maatgevende doorsnede (DT200A) betekent dit dat de constructie tot 2 meter onder de deklaag aanwezig is



- De bovenzijde van het filterscherm moet minimaal 1 meter in de deklaag verankerd worden
- Het filterscherm moet ter plaatse van de hoogspanningsmast minimaal 5 meter uit de poeren van de hoogspanningsmast aangelegd worden

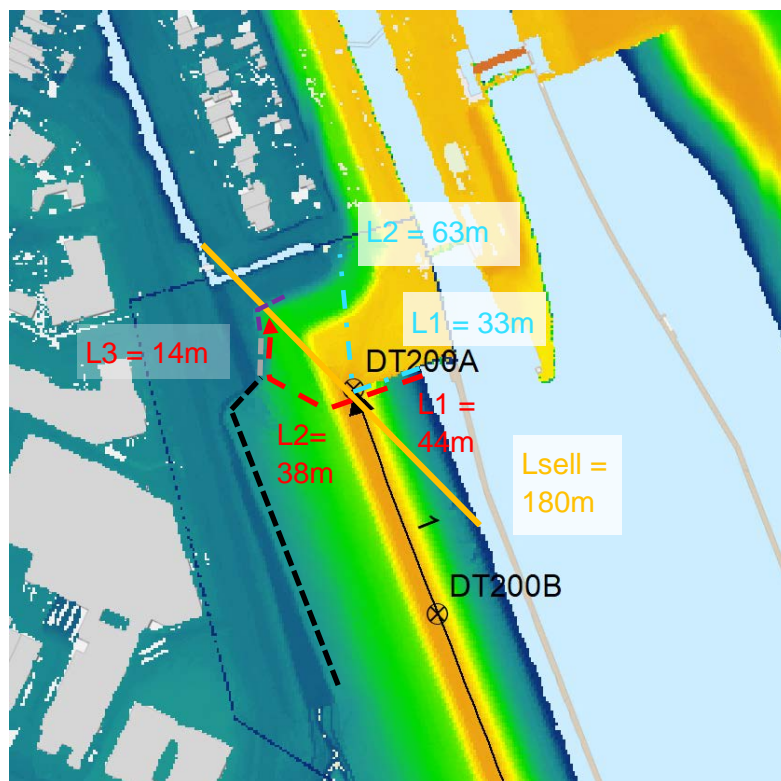
### 3.4.2 Terugvaloptie heavescherm

Mocht bij nadere uitwerking van het ontwerp van het filterscherm blijken dat het toepassen van een innovatieve pipingmaatregel toch niet mogelijk is binnen deeltraject 1, is de terugvaloptie het aanbrengen van een heavescherm. Dit heavescherm heeft een inheidiepte van NAP -3,5 m [7].

### 3.4.3 Achterloopsheid

#### Aansluiting op Prins Bernhardsluis

Ter voorkoming van piping is aan de noordzijde van deeltraject 1 een filterscherm ontworpen. De locatie van het filterscherm is weergegeven als zwarte stippellijn in Figuur 3.3. Om achterloopsheid tegen te gaan wordt het filterscherm doorgetrokken in noordelijke richting (grijze stippellijn in Figuur 3.3).



Figuur 3.3 Situatie aan noordzijde van dijktraject 1

Het filterscherf moet vanaf de afbuiging van de sloot circa 45 m doorlopen langs de binnentoe van de dijk om achterloopsheid te voorkomen. Dit is weergegeven met de grijze en paarse stippellijn in Figuur 3.3.

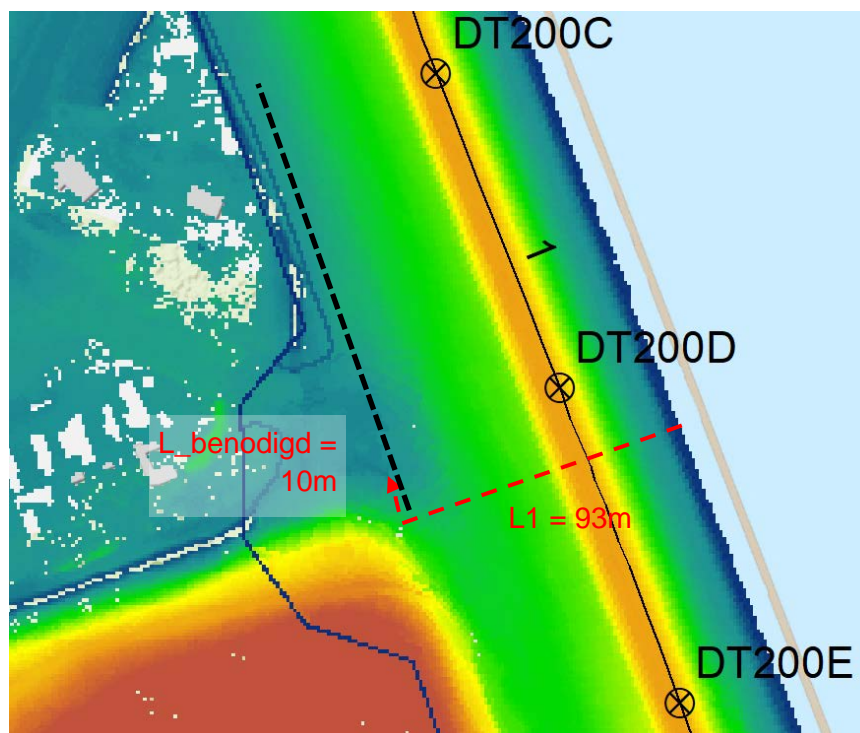
Aandachtspunt aangaande de kwelwegen rondom sluiscomplex: een mogelijk maatgevende kwelweg is aanwezig vanaf het uiteinde van de vleugelwand langs het sluiscomplex. De kwelweg is weergegeven als turquoise lijn in Figuur 3.3. De kwelweg valt buiten de scope van dijkversterkingsopgave Stad Tiel, maar is onderdeel van de Prins Bernhardsluis, in beheer van Rijkswaterstaat.

Zie voor de onderbouwende berekening Bijlage 7.

#### Aansluiting op voormalige vuilnisbelt

Ter voorkoming van piping is in dijktraject 1 een filterscherf ontworpen, de locatie van het filterscherf is schematisch weergegeven als zwarte stippellijn in Figuur 3.4.

Om achterloopsheid te voorkomen dient het filterscherf circa 10 m doorgetrokken te worden in zuidelijke richting parallel aan het dijklichaam. Zie voor de onderbouwende berekening Bijlage 7.



Figuur 3.4 Situatie aan zuidzijde van dijktraject 1

### 3.5 Aandachtspunten DO-fase

Uit de berekeningen van de waterveiligheidsaspecten in de VO-fase volgt nog een aantal aandachtspunten. Deze aandachtspunten worden in de DO-fase nader uitgewerkt:

- Nadere bepaling zettingen en benodigde ophoogslagen kruinverhoging
- Optimalisatie hoogte en lengte stabiliteitsberm
- Ontwerp grasbekleding kruin en binnentalud
- Aansluiting dijkversterking op terrein Prins Bernhardsluis
- Invloed van het filterscherm op de stabiliteit van de fundering van de hoogspanningsmast
- Controle op piping in het resterende dijktraject richting FluviaTiel, ook ter plaatse van het laagste punt tussen de vuilstort en de dijkMaakbaarheid filterscherm

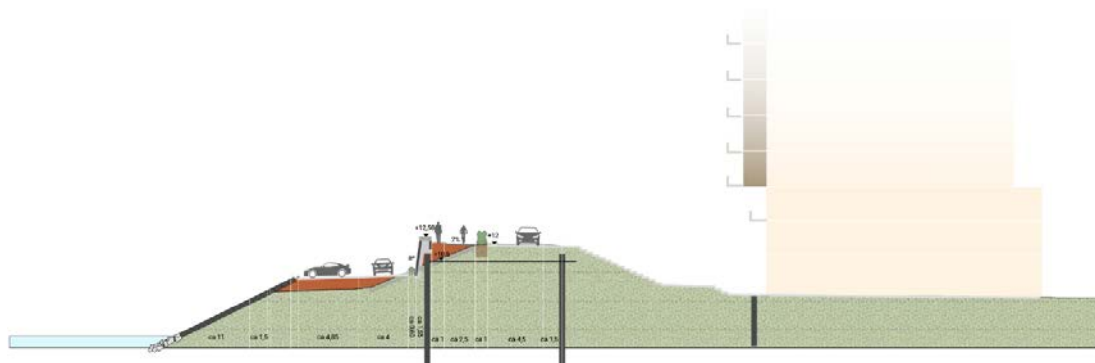


## 4 Deeltraject 3A: Haven

### 4.1 Voorkeursvariant

Uit het afwegingsproces volgt dat voor dit deeltraject kansrijke variant 1 *Kistdam* de voorkeursvariant is [10].

*Variant 1.  
Kistdam (hybride constructie)*



Figuur 4.1 Doorsnede voorkeursvariant voor deeltraject 3

In deeltraject 3 is gekozen om naast de opgave voor waterveiligheid ook de ruimtelijke kwaliteit en de verkeersveiligheid te verbeteren. De huidige dijk wordt in het dijkversterkingsproject verbreed. De huidige kruin wordt niet verhoogd. In de eindsituatie is een muur aanwezig in de toekomstige buitenkruinlijn die de hoogte van de waterkering verzorgt. Hierdoor komt er ruimte voor een fietspad naast de bestaande autoweg. Dit wordt gezien als een meekoppelkans in samenwerking met de Gemeente Tiel. Om de verbreding van de dijk te realiseren wordt een kistdam aangebracht. De kistdam is zelfstandig waterkerend en waarborgt de hoogte, macrostabiliteit en weerstand tegen piping.

In de onderstaande paragrafen wordt per faalmechanisme het technische ontwerp van deze voorkeursvariant beschreven.

### 4.2 Hoogte kering

#### 4.2.1 Hoogte bij zichtjaar 2075

De constructie bestaat uit twee damwanden die onderling gekoppeld worden met ankerstangen (kistdam). De damwand aan de buitenzijde verzorgt de hoogte functie. Daarnaast heeft deze damwand een grondkerende functie omdat de bestaande kruin van de dijk wordt verbreed om een vrijliggend fietspad mogelijk te maken. Deze buitenste wand krijgt een hoogte van NAP +12,58 m<sup>2</sup> [7], dit is de kerende hoogte met een zichtjaar van 50 jaar. Dit is een verhoging van circa 60 cm ten opzichte van de huidige kruinhoogte van de waterkering.

<sup>2</sup> Dit is het HBN (hydraulisch belastingniveau) bij een overslagdebiet van 10 l/s/m' en het genoemde zichtjaar

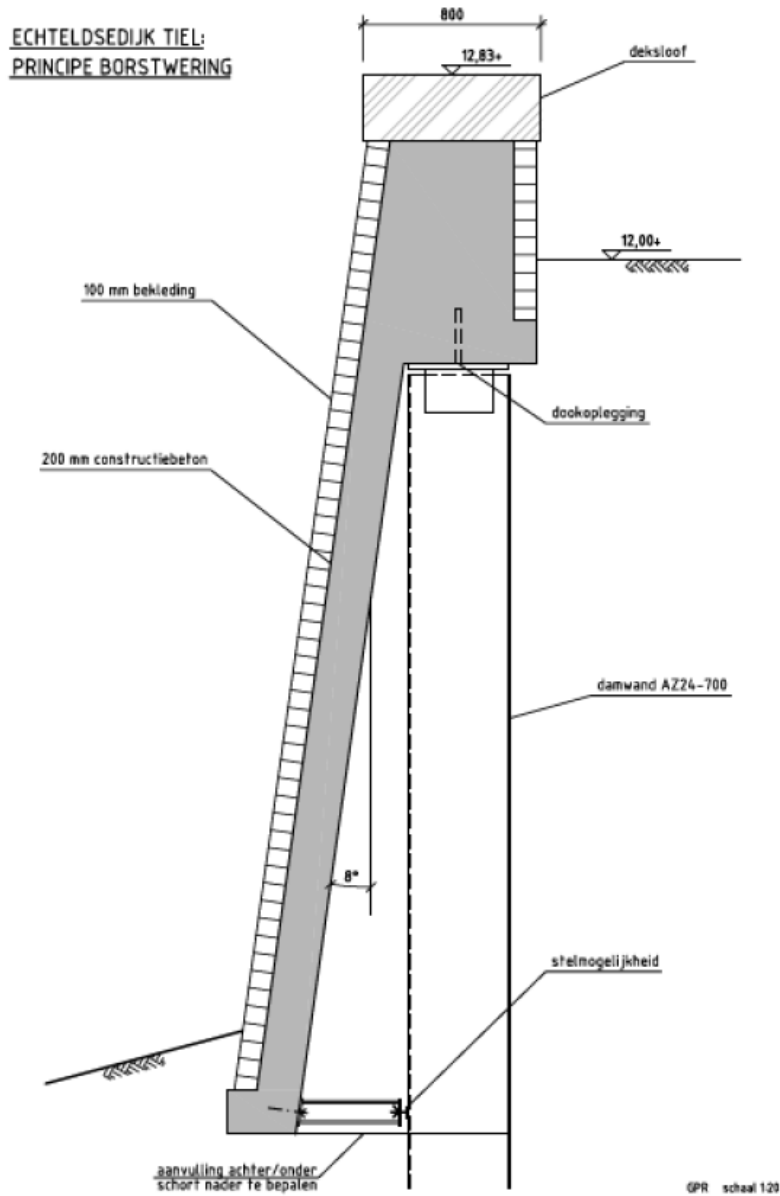
#### 4.2.2 Aanleghoogte

De aanleghoogte van de waterkering is bij toepassing van een damwand gelijk aan de eindhoogte met zichtjaar van 50 jaar; NAP +12,58 m. De wand is in de toekomst op te hogen tot een hoogte van NAP +12,83 m (zichtjaar 2125), zie ook Bijlage 6.

### 4.3 Stabiliteit kering

#### 4.3.1 Ontwerp kistdam

De kistdam bestaat uit twee damwanden (beide AZ28-700) waarvan één in het buitentalud wordt aangebracht en de andere damwand in de binnenkruinlijn. De minimale afstand tussen de damwanden bedraagt 10,0 m. Over andere delen is de kistdam wat breder tot een maximale breedte van 12 m. In het VO is de doorsnede met smalste kistdam (10,0 m) berekend. In het DO wordt de invloed van een lokaal grotere breedte onderzocht. De damwand in het buitentalud is ca. 13,5 m lang, de damwand in de binnenkruinlijn circa 13,5 m lang. De buitendijkse damwand is zichtbaar en wordt daarom voorzien van een voorhangschort. Dit schort betreft een prefab betonschort met aan de voorzijde bekleding. Het type bekleding is nog nader te bepalen. De bovenkant van deze damwand wordt voorzien van een betonnen sloof die eventueel ook afgewerkt wordt met een nader te bepalen bekleding. Deze sloof wordt aangelegd op een hoogte van NAP +12,58 m (zichtjaar 2075) en is uitbreidbaar naar NAP +12,83 m (zichtjaar 2125). In Figuur 4.2 is een schets van de afwerking van de buitendijkse damwand opgenomen.



Figuur 4.2 Schets bekleding buitendijkse damwand

De eigenschappen van damwand, verankering en gording zijn opgenomen in Tabel 4.1 tot en met Tabel 4.4.

*Tabel 4.1 Eigenschappen buitenste damwand kistdam deeltraject 3A*

Eigenschappen	
Type	AZ28-700
Staalkwaliteit	S355 GP
Niveau bovenkant deksloof	NAP +12,58 m
Niveau teen damwand	NAP -2,5 m
Planklengte	13,5 m

*Tabel 4.2 Eigenschappen binnenste damwand kistdam deeltraject 3A*

Eigenschappen	
Type	AZ28-700
Staalkwaliteit	S355 GP
Niveau bovenkant damwand	NAP +11 m *
Niveau teen damwand	NAP -2,5 m
Planklengte	13,5 m

\* Bovenkant damwand is een variabel niveau, de kop wordt aangebracht op circa 80 cm onder huidig maaiveld.

*Tabel 4.3 Eigenschappen verankering*

Eigenschappen	
Ankerstang type	75 mm
Hart-op-hart afstand	2,80 m
Aangrijpniveau verankering	NAP +10,4 m
Breukgrens	700 N/mm <sup>2</sup>
Vloei grens	555 N/mm <sup>2</sup>

*Tabel 4.4 Eigenschappen gording*

Eigenschappen	
Type	UNP300 (dubbel)
Staalkwaliteit	S355

Zie voor de volledige onderbouwing van het stabiliteitsontwerp van de kistdam Bijlage 6.

#### 4.3.2 Aandachtspunten uitvoering

Op basis van indicatieve trillingspredicties (zie voor de analyse ook Bijlage 6) volgt dat er een verhoogd risico is op schade aan bebouwing bij het hoogfrequent trillend installeren van de damwanden. Gezien dit risico wordt er in het ontwerp rekening gehouden met het trillingsarm (drukkend) installeren van de damwanden. In het DO wordt de keuze in installatiemethode en de invloed van eventuele trillingsreducerende maatregelen nader onderzocht.

## 4.4 Piping

### 4.4.1 Heave

De deklaag in het achterland barst op (zie ook Bijlage 6). Als de binnendijkse damwand voldoende lang is, treedt heave en daarmee piping niet op. Om de benodigde damwandlengte te berekenen wordt gebruik gemaakt van de berekende stijghoogte ter plaatse van de binnenste damwand, zie Bijlage 6.

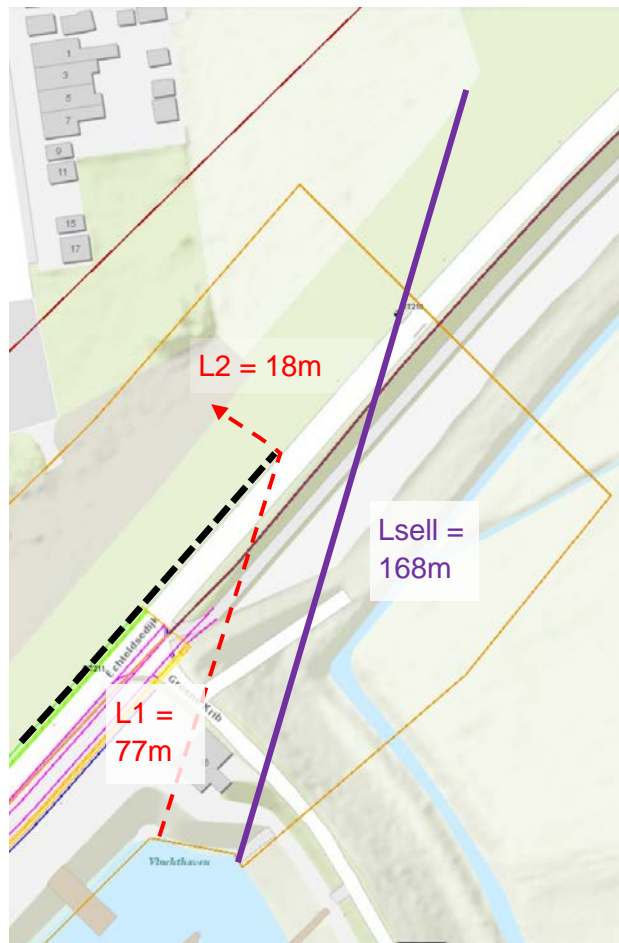
Binnen deeltraject 3A is een verdeling te maken in maaiveldniveau van het achterland. Tussen DT210+80 en DT212 is het representatieve maaiveldniveau NAP +6,20 m. Tussen DT212 en DT214+85 is het representatieve maaiveldniveau NAP +8,0 m.

De benodigde heavelengte (verschil tussen maaiveld ter plaatse van opbarstpunt en niveau onderzijde damwand) is tussen DT210+80 en DT212 8,1m. De inheidiepte van de damwand om te voldoen aan het heavecriterium is NAP-1,90 m. De binnenste damwand heeft hier een inheidiepte van NAP-2,5 m, zie paragraaf 4.3, om voldoende stabiliteit te verzorgen. Deze damwand is hiermee ook voldoende lang om piping te voorkomen.

De benodigde heavelengte is tussen DT212 en DT214+85 7,0m. De inheidiepte van de damwand om te voldoen aan het heavecriterium is NAP -1,0 m. De binnenste damwand heeft hier een inheidiepte van NAP -2,5 m, zie paragraaf 4.3, om voldoende stabiliteit te verzorgen. Deze damwand is hiermee ook voldoende lang om piping te voorkomen.

### 4.4.2 Achterloopsheid

Om achterloopsheid van de kistdam bij de aansluiting op deeltraject 2 te voorkomen is bepaald over welke afstand de binnenste damwand van de kistdam door moet lopen in deeltraject 2. De situatie bij de overgang van deeltraject 2 naar deeltraject 3A is gegeven in Figuur 4.3.



Figuur 4.3 Situatie aan noordoostzijde van dijktraject 3A, zie ook Bijlage 7

Samenvattend moet de binnenste damwand van de kistdam binnen deeltraject 3A doorlopen tot dijkpaal DT210+001, gelegen in deeltraject 2, om te voldoen aan de rekenregel van zowel Bligh als Sellmeijer. Zie voor de onderbouwende berekening Bijlage 7.

#### 4.5 Nieuwe coupures

De nieuwe coupures Nieuwe Havendijk en Groene Krib worden geïntegreerd in de kistdamconstructie die separaat is uitgewerkt in paragraaf 4.3. Ter plaatse van de coupures wordt de buitenste damwand van de kistdam onder het maaiveld doorgezet en wordt het schort en de muur die bevestigd is op de damwand onderbroken. De damwand wordt onder maaiveld voorzien van een betonnen balk met verankeringspunten voor het aanbrengen van tussensteunpunten voor het DPS 2000 systeem.

De stabiliteit en weerstand tegen piping van de coupure wordt gewaarborgd door de kistdam. De sterkte van de betonnen constructieonderdelen (balk, wanden en sponningen) wordt in de DO fase verder gecontroleerd. Voor de keermiddelen wordt gebruik gemaakt van een standaard

systeem DPS2000. De sterkte van de aluminium schotten wordt aangetoond door de leverancier.

De toetsing op het faalmechanisme betrouwbaarheid sluiting is beschreven in Bijlage 8. Voor de nieuwe coupures wordt geconcludeerd dat kan worden voldaan aan de eis voor betrouwbaarheid sluiting mits een aantal aanpassingen in het sluitprotocol en de procedure wordt gedaan. Dit zijn:

- Jaarlijks oefenen van de mobilisatie en sluiting coupures. Hierbij kan voor kunstwerken met een vergelijkbaar sluitproces volstaan worden met het sluiten van één van de kunstwerken
- Tweemaal per jaar de coupures en keermiddelen inspecteren en waar nodig maatregelen nemen
- De keermiddelen en reserve keermiddelen op twee verschillende plaatsen opslaan

#### 4.6 Aandachtspunten DO-fase

Uit de berekeningen van de waterveiligheidsaspecten in de VO-fase volgt nog een aantal aandachtspunten dat nader uitgewerkt moet worden in de DO-fase. Een compleet overzicht van alle aandachtspunten voor het DO is opgenomen in de verschillende bijlagen bij deze rapportage. De belangrijkste aandachtspunten zijn:

- Aanvullende rekensneden beschouwen ten behoeve van mogelijke optimalisaties in het ontwerp
- Uitwerken van het voorhangschort inclusief bekleding
- Nader onderzoek naar de beïnvloeding van de damwand op de freatische lijn en eventueel maatregelen uitwerken (voorziening in de damwand)
- De impact van maatregelen om de weerstand van de plank tijdens het installeren te verminderen op het ontwerp onderzoeken
- De aansluiting van de langsconstructie op de zelfstandig waterkerende constructie ter plaatse van ontwikkellocatie Santwyckse Poort en de aansluiting op deeltraject 2 (Fluvia Tiel)
- Bepalen welke aspecten gemonitord dienen te worden (trillingsmetingen panden, bouwkundige opname, et cetera)
- Volledige toetsing van het faalmechanisme macrostabiliteit buitenwaarts op alle scenario's uitvoeren
- In het VO zijn de afmetingen van de betonnen onderdelen van de nieuwe coupures bepaald op basis van ervaring. In het DO dienen deze afmetingen verder onderbouwd te worden
- Maakbaarheid kistdam, ook met het oog op bestaande constructies (kwelscherm buitenteen)

## 5 Deeltraject 3B: Haven – Santwijckse Poort

### 5.1 Voorkeursvariant

Hier geldt dat kansrijke variant 2 *Verankerde constructie langs de haven* is gekozen als voorkeursvariant. Dat betekent dat de keringlijn over dit deel van het traject wordt verlegd van de Echteldsedijk naar een nieuwe keringlijn rondom de oksel van de ontwikkellocatie Santwijckse Poort. De waterkering wordt gevormd door een zelfstandig waterkerende wandconstructie. Deze wand wordt op twee niveaus verankerd. Deze buitenwaartse verlegging van de lijn van de waterkering is in onderstaande impressie weergegeven. Opgemerkt wordt dat dit slechts een impressie is en dat het voorlopig ontwerp (zowel technisch als ruimtelijk) nog gemaakt moet worden. Deze verdere uitwerking vindt plaats in de vervolgfase in samenspraak met de ontwikkelaar van de Santwijcksepoort. In onderstaande paragrafen wordt het ontwerp tot nu toe beschreven.



Figuur 5.1 Impressie voorkeursvariant voor deeltraject 3B



## 5.2 Hoogte kering

### 5.2.1 Hoogte bij zichtjaar 2075

De hoogte van de waterkering wordt verzorgd door de wand. Deze wand krijgt een hoogte van NAP +12,58 m<sup>3</sup> [7], dit is de hoogte met een zichtjaar van 50 jaar.

### 5.2.2 Aanleghoogte

De aanleghoogte van de waterkering is bij toepassing van een wand gelijk aan de eindhoogte met zichtjaar van 50 jaar; NAP +12,58 m. De wand is in de toekomst op te hogen tot een hoogte van NAP +12,83 m (zichtjaar 2125).

## 5.3 Stabiliteit kering

In de VO-fase is nog niet gerekend aan de wand binnen deeltraject 3B. Hiervoor moet eerst meer duidelijkheid zijn over het totale inrichtingsplan voor de oksel van de ontwikkellocatie Santwijksepoort. De eigenschappen van de damwand zijn nog overgenomen uit de verkenningsfase:

- Damwand: AZ46-700 N S355 GP inbrengdiepte NAP-10,0 m (planklengte circa 22 m)
- Verankering van de damwand vindt plaats met dubbele rij schroefinjectieankers om een zo beperkt mogelijk ruimtebeslag op het te ontwikkelen terrein te realiseren (aangrijpniveau op NAP +9,0 m en NAP +6,0 m); schatting lengte ankers 25 m onder 45 graden. Aandachtspunt is de samenhang met de toekomstige fundering van de bebouwing op de ontwikkellocatie
- Toekomstig bodemniveau voor de damwand is NAP +0,0 m (aansluitend bij damwand Waalkade)

## 5.4 Piping

Door de aanwezigheid van bestaande damwanden en andere constructieve elementen, zoals bentonietmatten en ankerschermen, is de situatie bij aansluiting deeltraject 3B – deeltraject 4A-1 complex.

Aan de westzijde van deeltraject 3B sluit het dijktraject aan op deeltraject 4A-1, ter hoogte van dijkpaal DT214 +050 m. In dijktraject 3B vindt een gebiedsontwikkeling plaats aan buitendijkse zijde tussen de Echteldsedijk en Havendijk (Santwijksepoort). Daarop aansluitend in deeltraject 4A-1 liggen de Havenkade en de Veerweg, zie Figuur 5.2. In het gebied op de grens van deeltraject 3B en deeltraject 4A-1 zijn meerdere damwanden aanwezig in de huidige situatie en wordt in het kader van de dijkversterking een nieuwe wand aangebracht. In Figuur 5.2 zijn de aanwezige damwanden en de te ontwerpen wand aangegeven. De locatie en afmetingen van de te ontwerpen wand langs de haven wordt in een later stadium bepaald (zie ook paragraaf 5.3).

---

<sup>3</sup> Dit is het HBN (hydraulisch belastingniveau) bij een overslagdebiet van 10 l/s/m' en het genoemde zichtjaar



Figuur 5.2 Bovenaanzicht deeltraject 3B en deeltraject 4A-1 met voorlopig ontwerp

Een kwelstroom is mogelijk vanaf de Waalkade naar het lager gelegen achterland in deeltraject 3B, zie figuur 5.2. Om achterloosheid op dit gedeelte te voorkomen wordt de wand verder doorgetrokken naar het westen.

Het inheinniveau van de damwand bedraagt minimaal NAP -1,0 m. Om achterloosheid te voorkomen wordt de damwand doorgetrokken tot einde coupure Waalkade. Zie voor de onderbouwende berekening Bijlage 7.

## 5.5 Aandachtspunten DO-fase

Uit de berekeningen van de waterveiligheidsaspecten in de VO-fase volgt nog een aantal aandachtspunten. Deze aandachtspunten worden in de DO-fase nader uitgewerkt:

- Ontwerp wandconstructie langs haven naar aanleiding van afstemming met ontwikkelaar van de Santwijksepoort
- Optimalisatie achterloopsheidscherm bij aansluiting op deeltraject 4A-1
- Uitvoeringsfasering van nieuwe wand voor de bestaande damwand en benodigde tijdelijke maatregelen (zoals steunberm). De bestaande damwand is in slechte staat

## 6 Deeltraject 4A-1: Stadwallen – Havendijk (vanaf 3B - coupure Havendijk)

### 6.1 Voorkeursvariant

Uit het afwegingsproces volgt dat voor dit deeltraject een tussenvariant tussen kansrijke variant 1 *constructie: hoogtetekort oplossen met een muur* en kansrijke variant 2 *grondoplossing: hoogtetekort oplossen met een kanteldijk* de voorkeursvariant is. Deze tussenvariant heeft het groene talud van kansrijke variant 2, maar dan gecombineerd met de constructie ter plaatse van de buitenkruinlijn van kansrijke variant 1.



Figuur 6.1 Doorsnede voorkeursvariant voor deeltraject 4A-1

In de onderstaande paragrafen wordt per faalmechanisme het technische ontwerp van deze voorkeursvariant beschreven.

### 6.2 Hoogte kering

#### 6.2.1 Hoogte bij zichtjaar 2075

De hoogte van de waterkering wordt verzorgd door een betonnen L-wand. Deze wand krijgt een hoogte van NAP +12,44 m<sup>4</sup> [7], dit is de hoogte met een zichtjaar van 50 jaar. Dit is een verhoging van circa 40-50 cm ten opzichte van de huidige kruinhoogte van de waterkering.

#### 6.2.2 Aanleghoogte

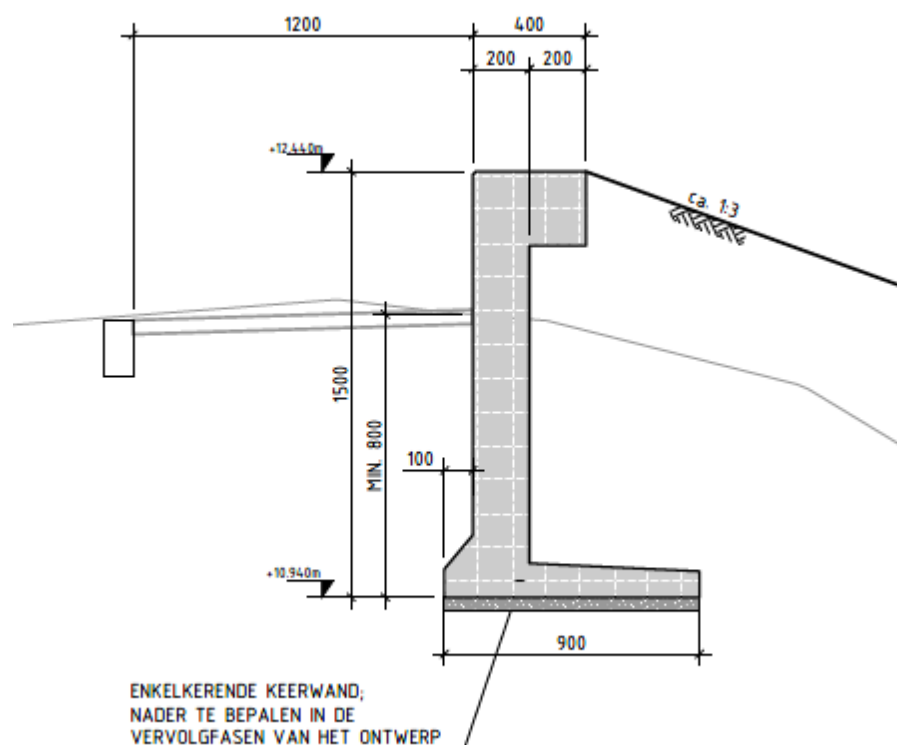
De aanleghoogte van de waterkering is bij toepassing van een L-wand gelijk aan de eindhoogte met zichtjaar van 50 jaar; NAP +12,44 m. In de L-wand worden voorzieningen opgenomen om deze te kunnen verhogen. De L-wand is in de toekomst op te hogen tot een hoogte van NAP +12,67 m (zichtjaar 2125), zie Bijlage 6.

<sup>4</sup> Dit is het HBN (hydraulisch belastingniveau) bij een overslagdebiet van 10 l/s/m' en het genoemde zichtjaar

### 6.3 Stabiliteit kering

De stabiliteit van de waterkering is beoordeeld in [4]. De gekozen oplossing (L-wand) heeft geen invloed op de globale stabiliteit van de waterkering. De lokale stabiliteit van de L-wand is gecontroleerd. De L-wand is gecontroleerd op draagvermogen, kantelen en het mechanisme schuiven. De onderbouwing hiervan is bijgevoegd in Bijlage 6.

In Figuur 6.2 zijn de (indicatieve) dimensies van de L-wand weergegeven.



Figuur 6.2 Indicatieve dimensies L-wand

### 6.4 Piping

Zoals in paragraaf 1.4 beschreven is bij dit deeltraject geen pipingopgave aanwezig. Wel is binnen dit deeltraject een achterloopsheidscherm aanwezig vanuit deeltraject 3B. Zie voor de berekening hiervan paragraaf 5.4.

De L-wand wordt gefundeerd op een zandbed met een dikte van 0,5 m. De onderzijde van de L-wand bevindt zich 0,8 m onder maaiveld. Aan de buitendijkse zijde van de L-wand wordt het talud opgebouwd met klei. Hiermee wordt een intredepunt voor kwelwater onder de L-wand voorkomen.

## 6.5 Nieuwe coupures

De nieuwe coupures Havendijk en Waalkade worden ingepast tussen een dijkversterking bestaande uit L-wanden. Deze L-wanden zijn separaat uitgewerkt in paragraaf 6.3. Ter plaatse van de coupure wordt een betonnen T-balk aangebracht als funderingselement met verankeringspunten voor het DPS 2000 systeem op maaiveldniveau. Onder de T-balk moet een korte damwandscherm geplaatst worden om voldoende weerstand tegen afschuiven te genereren. Vanwege achterloopsheid van deeltraject 3B wordt de damwand onder coupure Waalkade aangebracht tot NAP -1,0 m (zie paragraaf 5.4).

De stabiliteit van de fundering is getoetst in Bijlage 8. De sterkte van de betonnen constructieonderdelen (balk, wanden en sponningen) wordt in de DO fase verder gecontroleerd. Voor de keermiddelen worden gebruik gemaakt van een standaard systeem DPS2000. De sterkte van de aluminium schotten wordt aangetoond door de leverancier.

De toetsing op het faalmechanisme betrouwbaarheid sluiting is beschreven in Bijlage 8. Voor de nieuwe coupures wordt geconcludeerd dat kan worden voldaan aan de eis voor betrouwbaarheid sluiting mits een aantal aanpassingen in het sluitprotocol en de procedure wordt gedaan. Dit zijn:

- Jaarlijks oefenen van de mobilisatie en sluiting coupures. Hierbij kan voor kunstwerken met een vergelijkbaar sluitproces volstaan worden met het sluiten van één van de kunstwerken
- Tweemaal per jaar de coupures en keermiddelen inspecteren en waar nodig maatregelen nemen
- De keermiddelen en reserve keermiddelen op twee verschillende plaatsen opslaan

## 6.6 Aandachtspunten DO-fase

Uit de berekeningen van de waterveiligheidsaspecten in de VO-fase volgt nog een aantal aandachtspunten dat nader uitgewerkt moet worden in de DO-fase. Een compleet overzicht van alle aandachtspunten voor het DO is opgenomen in de verschillende bijlagen bij deze rapportage.

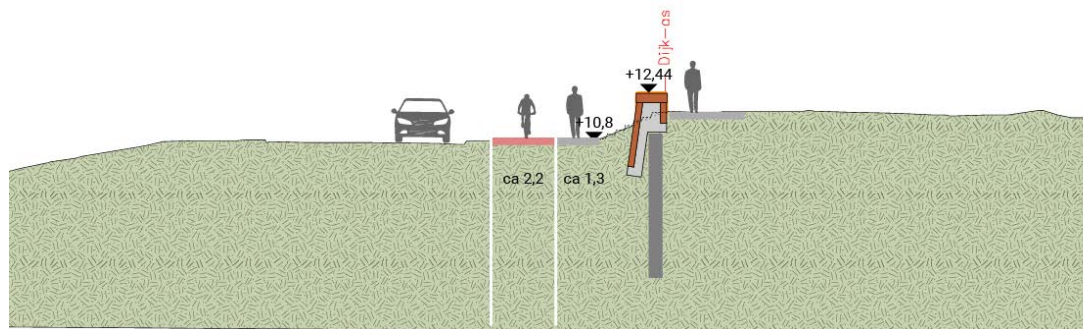
De belangrijkste aandachtspunten zijn:

- De sterkte van de L-wand dient te worden aangetoond door de leverancier
- De L-wanden dienen onderling gekoppeld te worden om krachten over te dragen en lokale piekbelastingen te kunnen spreiden
- De voorzieningen om de L-wand in de toekomst te verhogen dienen nader uitgewerkt te worden
- De aansluitingen van de L-wand op de nieuwe coupures Waalkade en Havendijk
- De overgang van L-wand en damwand in deeltraject 4A-2
- Controle verwachte zettingen van L-wand en aanbrengen meetbouten om het vervormingsgedrag van de L-wand te kunnen monitoren

## 7 Deeltraject 4A-2 en 4A-3: Stadwallen – Havendijk (coupure Havendijk - Tolhuiswal)

### 7.1 Voorkeursvariant

Uit het afwegingsproces volgt dat voor deeltraject 4A-2 en 4A-3 de kansrijke variant 2 *Moderne stadsmuur* de voorkeursvariant is.



Figuur 7.1 Doorsnede voorkeursvariant voor deeltraject 4A-2 en 4A-3

In de onderstaande paragrafen wordt per faalmechanisme het technische ontwerp van deze voorkeursvariant beschreven.

### 7.2 Hoogte kering

#### 7.2.1 Hoogte bij zichtjaar 2075

De hoogte van de waterkering wordt op het eerste deel van het deeltraject verzorgd door een betonnen L-wand (tot een kerende hoogte van 64 cm). Op de rest van het deeltraject zorgt een onverankerde damwand in de buitenkruinlijn de kerende hoogte van de waterkering. Beide wandtypen krijgen een hoogte van NAP +12,44 m<sup>5</sup> [7], dit is de kerende hoogte met een zichtjaar van 50 jaar. Dit is een verhoging van circa 40-50 cm ten opzichte van de huidige kruinhoogte van de waterkering.

#### 7.2.2 Aanleghoogte

De aanleghoogte van de waterkering is bij toepassing van een damwand of L-wand gelijk aan de eindhoogte met zichtjaar van 50 jaar; NAP +12,44 m. De wanden zijn in de toekomst op te hogen tot een hoogte van NAP +12,67 m (zichtjaar 2125), zie Bijlage 6.

### 7.3 Stabiliteit kering

#### 7.3.1 L-wand

De stabiliteit van de waterkering is beoordeeld in [4]. De gekozen oplossing (L-wand) heeft geen invloed op de globale stabiliteit van de waterkering. De lokale stabiliteit van de L-wand is

<sup>5</sup> Dit is het HBN (hydraulisch belastingniveau) bij een overslagdebiet van 10 l/s/m' en het genoemde zichtjaar

gecontroleerd. De L-wand is gecontroleerd op draagvermogen, kantelen en het mechanisme schuiven. De onderbouwing hiervan is bijgevoegd in Bijlage 6.

Voor de L-wand wordt dezelfde principeoplossing gehanteerd als in 4a1, zie paragraaf 6.3. In Figuur 6.2 zijn de (indicatieve) dimensies van de L-wand weergegeven.

### 7.3.2 Damwand

In deeltraject 4A-2 en 4A-3 wordt voor de strekking waar de kerende hoogte groter is dan 64 cm de opgave voor hoogte opgelost door een damwand in de buitenkruinlijn aan te brengen. Op de damwand wordt een deksloof en voorhangschort aangebracht. De deksloof en het schort worden voorzien van metselwerk. Het damwandprofiel is een AZ20-700 met een lengte van 14,0 m. De eigenschappen van de damwand zijn opgenomen in Tabel 7.1.

Tabel 7.1 Eigenschappen damwand deeltraject 4A-2 en 4A-3

	Eigenschappen
Type	AZ20-700
Staalkwaliteit	S240 GP
Niveau bovenkant deksloof	NAP +12,44 m
Niveau teen damwand	NAP -2,5 m
Planklengte	circa 14 m

De damwand vervangt het huidige buitentalud en heeft daarom een functie voor de buitenwaartse stabiliteit. De onderbouwing van het stabiliteitsontwerp van de damwand is opgenomen in Bijlage 6.

### 7.4 Piping

Zoals in paragraaf 1.4 beschreven is bij dit deeltraject geen pipingopgave aanwezig. Bij het ontwerp van de constructies is rekening gehouden dat er geen nieuw intredepunt voor kwelwater rondom de constructies ontstaat.

De L-wand wordt gefundeerd op een zandbed met een dikte van 0,5 m. De onderzijde van de L-wand bevindt zich 0,8 m onder maaiveld. Aan de buitendijkse zijde van de L-wand wordt het talud opgebouwd met klei. Hiermee wordt een intredepunt voor kwelwater onder de L-wand voorkomen.

De damwand wordt met de onderzijde doorgezet tot bovenzijde van het pleistocene zand. De damwand doorkruist hier een ondoorlatend pakket van enkele meters dik. Rondom de damwand kan hierdoor ook geen intredepunt ontstaan.



## 7.5 Aandachtspunten DO-fase

Uit de berekeningen van de waterveiligheidsaspecten in de VO-fase volgt nog een aantal aandachtspunten dat nader uitgewerkt moet worden in de DO-fase. Een compleet overzicht van alle aandachtspunten voor het DO is opgenomen in de verschillende bijlagen bij deze rapportage. De belangrijkste aandachtspunten zijn:

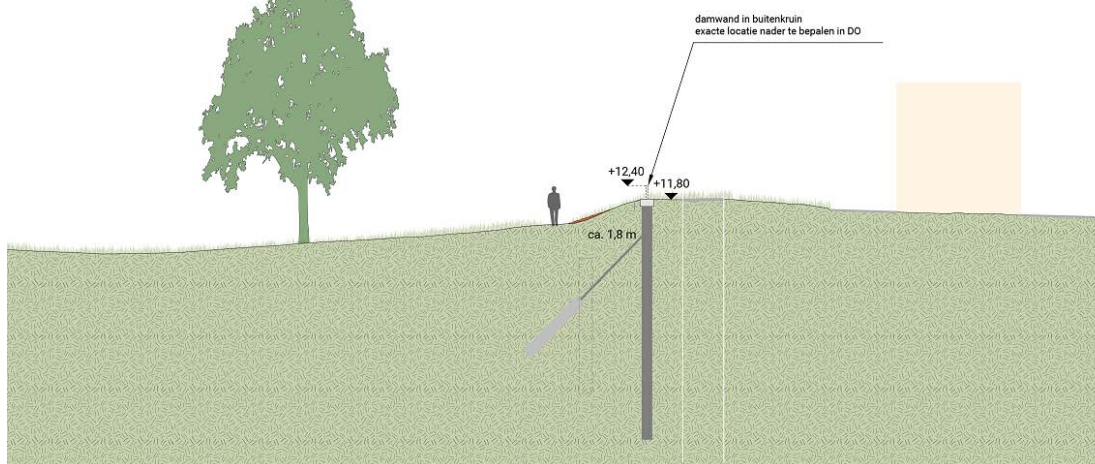
- Het niet kunnen installeren van de damwand is in dit deeltraject vooral afhankelijk van de aanwezigheid van obstakels. In dit deeltraject geldt een verhoogd risico op aanwezige obstakels vanwege mogelijke restanten van de oude stadsmuur op deze locatie. In het DO wordt nader onderzoek uitgevoerd naar de aanwezigheid van de obstakels en de omgang met deze obstakels
- Uitwerken van het voorhangschort inclusief bekleding
- Nader onderzoek naar de beïnvloeding van de damwand op de freatische lijn en eventueel maatregelen uitwerken (voorziening in de damwand)
- De aansluiting van de langsconstructie op de Tolhuiswal, de coupure Waterpoort en de nieuwe coupure Havendijk
- De overgang tussen L-wand en damwand in deeltraject 4a2.
- De impact van maatregelen om de weerstand van de plank tijdens het installeren te verminderen op het ontwerp onderzoeken
- In de DO-fase wordt onderzocht of de damwand vervangen kan worden door een betonnen L-wand
- Bepalen welke aspecten gemonitord dienen te worden (trillingsmetingen panden, bouwkundige opname, et cetera)
- Volledige toetsing van het faalmechanisme macrostabiliteit buitenwaarts op alle scenario's uitvoeren
- Er is een cementbentonietwand aanwezig in de teen van het talud. Dit is een aandachtspunt voor het aanbrengen van de damwand en wordt nader beschouwd in het DO

## 8 Deeltraject 4C

### 8.1 Voorkeursvariant

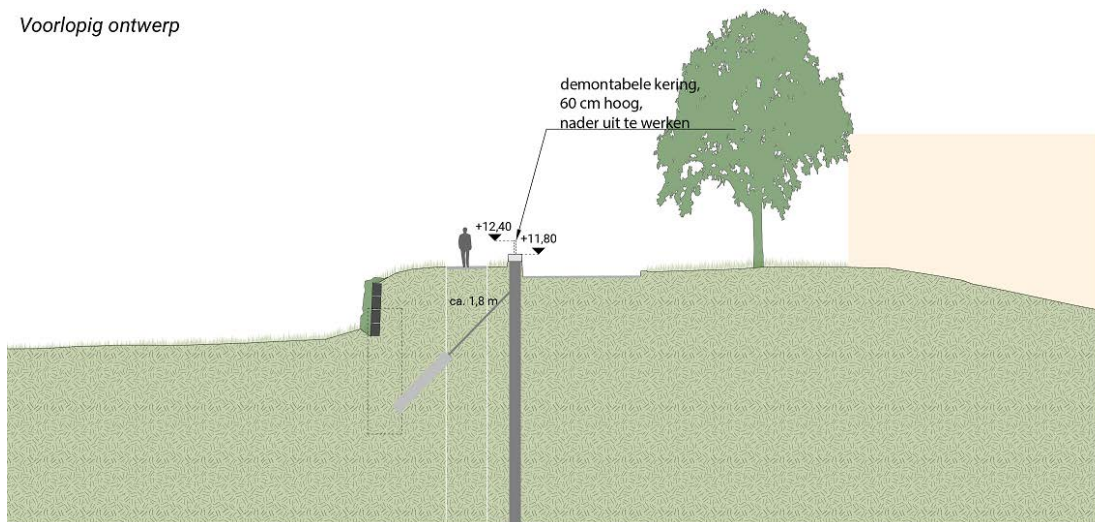
Voor het gehele deeltraject was één kansrijke variant beschikbaar, namelijk kansrijke variant 1  
*Constructie: zelfstandig waterkerende constructie met demontabele kering.* Dat betekent dat in de eindsituatie het gehele deeltraject hetzelfde is opgebouwd:

Voorlopig ontwerp

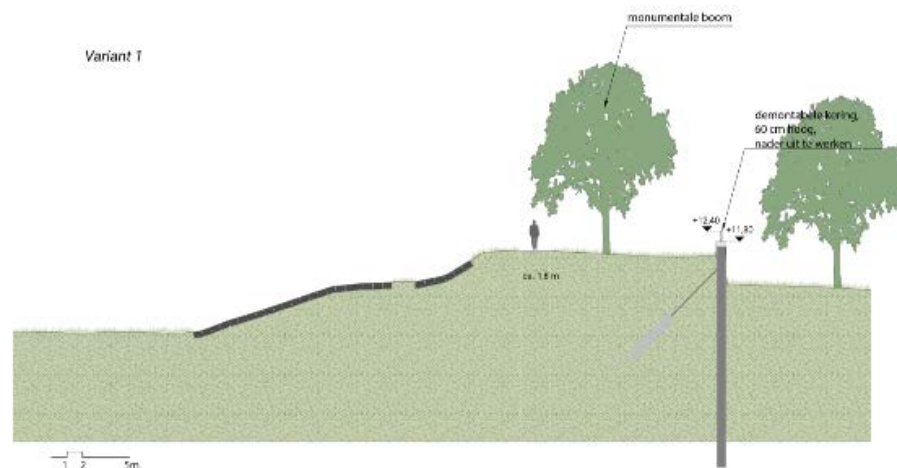


Figuur 8.1 Doorsnede voorkeursvariant voor deeltraject 4C-1

Voorlopig ontwerp



Figuur 8.2 Doorsnede voorkeursvariant voor deeltraject 4C-2



Figuur 8.3 Doorsnede voorkeursvariant voor deeltraject 4C-3

Om dezelfde eindsituatie te bereiken wordt:

- Binnen 4C-1 een verankerde damwand met boven maaiveld een demontabele kering aangebracht
- Binnen 4C-2 de huidige damwand verankerd en wordt een demontabele kering aanbracht
- Binnen 4C-3 de huidige damwand verankerd en wordt een demontabele kering aanbracht

De bovenkant van de nieuwe deksloof in 4C-1 komt gelijk te liggen met huidig maaiveld. De bovenzijde van deze deksloof bevindt zich op een hoger niveau dan in 4C-2 en 4C-3 omdat de huidige kruinhoogte binnen 4C-1 hoger is dan binnen 4C-2 en 4C-3.

In de onderstaande paragrafen wordt per faalmechanisme het technische ontwerp van deze voorkeursvariant beschreven.

## 8.2 Hoogte kering

### 8.2.1 Hoogte bij zichtjaar 2075

De hoogte van de waterkering wordt verzorgd door een demontabele wand. Deze wand krijgt een hoogte van minimaal NAP +12,37 m<sup>6</sup> [7], dit is de hoogte met een zichtjaar van 50 jaar. Dit is een verhoging van circa 60 cm ten opzichte van de huidige kruinhoogte van de waterkering.

### 8.2.2 Aanleghoogte

De aanleghoogte van de waterkering is bij toepassing van een wand gelijk aan de eindhoogte met zichtjaar van 50 jaar; NAP +12,37 m. Het sluitingsmateriaal (schotten en staanders) kan uitgebreid worden tot aan de hoogte NAP +12,67 m (zichtjaar 2125), zie Bijlage 6.

<sup>6</sup> Dit is het HBN (hydraulisch belastingniveau) bij een overslagdebiet van 10 l/s/m' en het genoemde zichtjaar

## 8.3 Stabiliteit kering

### 8.3.1 Damwand

#### Deeltraject 4C-1

In traject 4c1 wordt een verankerde damwand met daarboven een demontabele kering aangebracht. De aan te brengen constructie in dit vak bestaat uit een AZ26-700 damwand profiel. Iedere 2,80 m wordt de damwand verankerd door schroefinjectieankers. Om de belasting vanuit de damwand gelijkmatig over de verankering te verdelen wordt een gording HE 280 B toegepast. De eigenschappen van de nieuw aan te brengen damwand, verankering en gording zijn opgenomen in Tabel 8.1 tot en met Tabel 8.3.

Voor dit deeltraject is ook een variant met een onverankerde damwand onderzocht. Bij een onverankerde damwand is echter een aanzienlijk langere en zwaardere damwand noodzakelijk. Doordat een dergelijke damwand moeilijker te installeren is, in deze trillingsgevoelige omgeving met kwetsbare bebouwing, is hier uiteindelijk niet voor gekozen.

Tabel 8.1 Eigenschappen damwand deeltraject 4C-1

	Eigenschappen
Type	AZ26-700
Staalkwaliteit	S355 GP
Niveau bovenkant deksloof	NAP +11,7 m
Niveau teen damwand	NAP -3,5 m
Planklengte	circa 15 m

Tabel 8.2 Eigenschappen verankering deeltraject 4C-1

	Eigenschappen
Ankerstang type	82,5 mm x 17,5 mm
Hart-op-hart afstand	2,80 m
Aangrijpniveau verankering	NAP +11,5 m
Staalkwaliteit	E-470
Ankerhoek	45 graden
Totale ankerlengte	circa 29
Diameter groutlichaam	350 mm
Lengte groutlichaam	10,0 m*

\* Lengte is minimaal benodigd voor de vereiste houddracht. Ter voorkoming van kwel wordt een langer groutlichaam toegepast tot 1,0 m in het holoceen.

Tabel 8.3 Eigenschappen gording deeltraject 4C-1

	Eigenschappen
Type	HE 280 B
Niveau hart gording	NAP +11,35 m
Staalkwaliteit	S355

De damwand wordt door de aanwezigheid van bebouwing kort op de damwand en risico op obstakels in de ondergrond trillingsarm aangebracht in de buitenkruinlijn.

Zie voor de volledige onderbouwing van het stabiliteitsontwerp van de damwand Bijlage 6.

### Deeltraject 4C-2 en 4C-3

De bestaande damwand verzorgt de binnenwaartse stabiliteit bij deeltraject 4C2 en 4C3. De demontabele kering verzorgt de hoogte. Op de bestaande damwandconstructie is reeds een deksloof aanwezig, deze wordt in principe gehandhaafd. Wel moeten hierin bevestigingspunten voor de staanders van de demontabele wand aangebracht worden. DPS2000 wordt toegepast als sluitingsmateriaal. In de DO fase moet nog door de leverancier van het systeem bevestigd worden dat het systeem inpasbaar is in de bestaande deksloof, zie bijlage 8. Daarnaast wordt er verankering aangebracht. Deze verankering is noodzakelijk om de langsconstructie te stabiliseren vanwege de verhoogde kerende hoogte in 4C-3 en vanwege de aanwezige bebouwing in 4C-2. De eigenschappen van de bestaande langsconstructie zijn opgenomen in Tabel 8.4. De eigenschappen van de nieuwe verankering en gording zijn opgenomen in Tabel 8.5 en Tabel 8.6.

*Tabel 8.4 Eigenschappen bestaande damwand deeltraject 4C-2 en 4C-3*

Eigenschappen	
Type	AZ18
Staalkwaliteit	S320 GP
Niveau bovenkant deksloof	NAP +11,7 m
Niveau teen damwand	NAP -1,45 m
Planklengte	circa 13 m

*Tabel 8.5 Eigenschappen verankering deeltraject 4C-2 en 4C-3*

Eigenschappen	
Ankerstang type	82,5 mm x 17,5 mm
Hart-op-hart afstand	2,80 m
Aangrijpniveau verankering	NAP +9,45 m
Staalkwaliteit	E-470
Ankerhoek	45 graden
Totale ankerlengte	circa 24 m
Diameter groutlichaam	300 mm
Lengte groutlichaam	8,0m

*Tabel 8.6 Eigenschappen gording deeltraject 4C-2 en 4C-3*

Eigenschappen	
Type	HE 240 B
Niveau hart gording	NAP +9,75 m
Staalkwaliteit	S355

Zie voor de volledige onderbouwing van het stabiliteitsontwerp van de damwand Bijlage 6.

### 8.3.2 Demontabele wand

De binnenwaartse stabiliteit van de kering wordt gewaarborgd door langsconstructie waarin deze is geïntegreerd. De stabiliteit en sterkte van de langsconstructie is beschreven in Bijlage 6. De sterkte van de betonnen deksloof is gecontroleerd in Bijlage 8. In de DO fase moet nog door de leverancier van DPS2000 bevestigd worden dat het systeem inpasbaar is. Voor de keermiddelen van de demontabele wand worden gebruik gemaakt van een standaard systeem DPS2000. De sterkte van de aluminium schotten en tussensteunpunten wordt aangetoond door de leverancier.

Voor stabiliteit buitenwaarts is in dit deeltraject geen opgave.

## 8.4 Betrouwbaarheid sluiting demontabele wand

De toetsing op het faalmechanisme betrouwbaarheid sluiting is beschreven in Bijlage 8. Voor de demontabele wand wordt geconcludeerd dat kan worden voldaan aan de eis voor betrouwbaarheid sluiting mits een aantal aanpassingen in het sluitprotocol en de procedure wordt gedaan. Dit zijn:

- Jaarlijks oefenen van de mobilisatie en sluiting demontabele wand
- Tweemaal per jaar de deksloof en keermiddelen inspecteren en waar nodig maatregelen nemen
- De keermiddelen en reserve keermiddelen op twee verschillende plaatsen opslaan

## 8.5 Aandachtspunten DO-fase

Uit de berekeningen van de waterveiligheidsaspecten in de VO-fase volgt nog een aantal aandachtspunten dat nader uitgewerkt moet worden in de DO-fase. Een compleet overzicht van alle aandachtspunten voor het DO is opgenomen in de verschillende bijlagen bij deze rapportage. De belangrijkste aandachtspunten zijn:

- De betonnen deksloof met voorzieningen voor demontabel kering dient ontworpen te worden in overleg met de leverancier van DPS2000
- In het DO wordt nader onderzocht of de modellering van de NWO's aangescherpt kan worden. Daarnaast dienen er mogelijk nog NWO's ingemeten te worden
- Er is extra grondonderzoek noodzakelijk om het ontwerp van de verankering te kunnen maken in deeltraject 4C-1 en 4C-2. De nu beschikbare sonderingen zijn niet diep genoeg uitgevoerd om de houdkracht van het groutlichaam te bepalen.
- De invloed van een belasting afkomstig van de monumentale beuk in deeltraject 4C-3 dient in het DO-nader onderzocht te worden
- Nader onderzoek naar de beïnvloeding van de damwand op de freatische lijn en eventueel maatregelen uitwerken (voorziening in de damwand)
- De aansluiting van de langsconstructie op de coupure Waalstraat, coupure Bellevue en de Tolhuiswal dient uitgewerkt te worden
- Aanvullende rekensneden beschouwen in deeltraject 4C-2 ten behoeve van mogelijke optimalisaties in het ontwerp door op bepaalde delen de verankering niet toe te passen
- Nadere uitwerking ontwerp demontabele kering

- De impact van maatregelen om de weerstand van de plank tijdens het installeren te verminderen op het ontwerp onderzoeken
- Verankering rondom monumentale beuk
- Bepalen welke aspecten gemonitord dienen te worden

## 9 Deeltraject 5A: Ophemertsedijk (Bellevue – Alditerrein)

### 9.1 Voorkeursvariant

#### 9.1.1 Partieel versterken

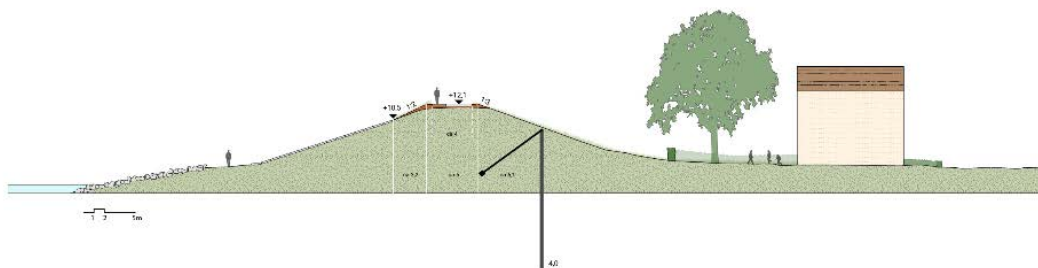
Uit het afwegingsproces volgt dat voor deeltraject 5A de kansrijke variant 2 *hoogte naar buiten verhogen + damwand binnenzijde, ontwerphorizon hoogte 2050* de voorkeursvariant is. Na 2050 wordt de resterende hoogteopgave naar buiten versterkt.

De keuze of partieel versterken van deeltraject 5A doelmatig is, hangt af van de reststerkte van de steenbekleding op het buitentalud. Deze steenbekleding is bij de veiligheidsanalyse [4] goedgekeurd bij de huidige optredende belastingen (peildatum 2023). Om een doelmatige keuze te maken voor partieel versterken van de dijk, is voor deze bekleding ook een doorkijk gemaakt naar belastingen in zichtjaar 2075. Hieruit volgt dat de steenbekleding tot minimaal 2075 de optredende belastingen kan weerstaan. Zie voor de onderbouwing hiervan Bijlage 3.

Doordat zowel de stabiliteit van het buitentalud [4] als de stabiliteit van de steenbekleding geen opgave kent, wordt met deze adaptieve kansrijke variant 2 aangesloten op de wens vanuit het HWBP om met partieel versterken maatwerk te leveren en intact te laten wat nog voldoet.

#### 9.1.2 Voorkeursvariant

De voorkeursvariant omvat een kruinophoging naar boven toe (vierkant) met een nieuwe kruinhoogte van NAP +12,10 m. Een verhoging van circa 0,25 - 0,30 m ten opzichte van de huidige situatie. Met deze kruinophoging voldoet de hoogte van de dijk voor de komende twee beoordelingsrondes. Dit komt er op neer dat de dijk tot 2050 voldoende hoog is. Er wordt beperkt grond aangebracht in het buitentalud (1:2 tot aan de basalt- en basaltonzuilen). In het binnentalud wordt een damwand aangebracht om de binnenwaartse stabiliteits- en pipingopgave op te lossen. Deze damwand wordt ontworpen om tot 2125 (100 jaar) voldoende stabiliteit en weerstand tegen piping te verzorgen.



Figuur 9.1 Doorsnede voorkeursvariant voor deeltraject 5A



In de onderstaande paragrafen wordt per faalmechanisme het technische ontwerp van deze voorkeursvariant beschreven.

## 9.2 Hoogte kering

### 9.2.1 Hoogte bij zichtjaar 2050

De kruin van de dijk wordt opgehoogd in grond aan de binnenzijde tot een hoogte van NAP+12,10m<sup>7</sup>, een verhoging van circa 0,25-0,35 m met de huidige kruinhoogte. Dit is de kerende hoogte met een zichtjaar van 2050.

### 9.2.2 Aanleghoogte

Om bij zichtjaar 2050 een eindhoogte van NAP+12,10m te hebben, moet de dijk bij aanleg op minimaal NAP +12,19 m worden aangelegd. Door zetting verlaagt de dijk tijdens zijn levensduur 0,09 m. De rekenkundige onderbouwing is opgenomen in Bijlage 4.

### 9.2.3 Toekomstige uitbreiding

In het ontwerp van de stabiliteitsconstructie is rekening gehouden met een eventuele aanvullende verhoging van het dijklichaam naar NAP +12,48 m (zichtjaar 2125). Deze verhoging dient buitenwaarts ingepast te worden.

## 9.3 Stabiliteit kering

De damwanden beschreven in paragrafen 9.3.1 en 9.3.2. waarborgen de binnenwaartse stabiliteit van de kering. Er is geen opgave voor buitenwaartse stabiliteit.

### 9.3.1 Damwand bij tuinen deeltraject 5A

De aan te brengen langsconstructie bestaat uit een AZ24-700 damwand profiel. De damwand wordt aangebracht in het binnentalud op een afstand van circa 5,50 m vanaf de huidige binnenkruinlijn. Iedere 2,80 m wordt de damwand verankerd door schroefinjectieankers. Om de belasting vanuit de damwand gelijkmatig over de verankering te verdelen wordt een gording HE 260 B toegepast. De kop van de damwand wordt op 0,8 m onder het maaiveld afgewerkt. De eigenschappen van damwand, verankering en gording zijn opgenomen in Tabel 9.1 tot en met Tabel 9.3.

Tabel 9.1 Eigenschappen damwand deeltraject 5A

	Eigenschappen
Type	AZ24-700
Staalkwaliteit	S355 GP
Niveau bovenkant damwand	NAP +9,1 m *
Niveau teen damwand	NAP -6,0 m
Planklengte	circa 15 m

<sup>7</sup> Dit is het HBN (hydraulisch belastingniveau) bij een overslagdebiet van 10 l/s/m' en het genoemde zichtjaar

**Kenmerk** R008-1274666NPL-V01-mdg-NL

*\* Bovenkant damwand is een variabel niveau, de kop wordt aangebracht op circa 80 cm onder huidig maaiveld*

Tabel 9.2 Eigenschappen verankering deeltraject 5A

Eigenschappen	
Ankerstang type	82,5 mm x 20 mm
Hart-op-hart afstand	2,80 m
Aangrijpniveau verankering	NAP +8,45 m
Staalkwaliteit	E-470
Ankerhoek	45 graden
Totale ankerlengte	circa 25 m
Diameter groutlichaam	350 mm
Lengte groutlichaam	10,0 m*

*\* Lengte is minimaal benodigd voor de vereiste houdkracht. Ter voorkoming van kwel wordt een langer groutlichaam toegepast tot 1,0 m in het holoceen.*

Tabel 9.3 Eigenschappen gording deeltraject 5A

Eigenschappen	
Type	HE 260 B
Niveau hart gording	NAP +8,75 m
Staalkwaliteit	S355

Zie voor de volledige onderbouwing van het stabiliteitsontwerp van de damwand Bijlage 6.

### 9.3.2 Maatwerk bij Grand Café 3 Zussen

De aan te brengen langsconstructie bestaat uit een AZ28-700 damwand profiel. De damwand wordt aangebracht in het binnentalud op een afstand van circa 5,0 m vanaf de voorgevel van Grand Café 3 Zussen.



Figuur 9.2 Locatie maatwerklocatie Grand Café 3 zussen

Iedere 2,80 m wordt de damwand verankerd door schroefinjectieankers. Om de belasting vanuit de damwand gelijkmatig over de verankering te verdelen wordt een gording HE 340 B toegepast. De kop van de damwand wordt op 0,8 m onder het maaiveld afgewerkt. De eigenschappen van damwand, verankering en gording zijn opgenomen in Tabel 9.4 tot en met Tabel 9.6.

Tabel 9.4 Eigenschappen damwand deeltraject 5A – maatwerk 3 Zussen

	Eigenschappen
Type	AZ28-700
Staalkwaliteit	S355 GP
Niveau bovenkant damwand	NAP +10 m *
Niveau teen damwand	NAP -8,5 m
Planklengte	circa 18,5 m

\* Bovenkant damwand is een variabel niveau, de kop wordt aangebracht op circa 80 cm onder huidig maaiveld

*Tabel 9.5 Eigenschappen verankering deeltraject 5A – maatwerk 3 Zussen*

	Eigenschappen
Ankerstang type	101,6 mm x 22,2 mm
Hart-op-hart afstand	2,80 m
Aangrijpniveau verankering	NAP +9,15 m
Staalkwaliteit	E-470
Ankerhoek	45 graden
Totale ankerlengte	circa 29 m
Diameter groutlichaam	380 mm
Lengte groutlichaam	12,0 m*

\* Lengte is minimaal benodigd voor de vereiste houdkracht. Ter voorkoming van kwel wordt een langer groutlichaam toegepast tot 1,0 m in het holoceen.

*Tabel 9.6 Eigenschappen gording deeltraject 5A – maatwerk 3 Zussen*

	Eigenschappen
Type	HE 340 B
Niveau hart gording	NAP +9,45 m
Staalkwaliteit	S355

Zie voor de volledige onderbouwing van het stabiliteitsontwerp van de damwand Bijlage 6.

### 9.3.3 Aandachtspunten uitvoering

Op basis van een indicatieve trillingspredictie is er een verhoogd risico op schade bij het hoogfrequent trillend installeren van de damwanden. Omdat de afstand van de damwand tot het pand van Grand Café 3 Zussen klein is, is hier uitgegaan van drukkend installeren. Voor het resterende deel zijn de afstanden groter (circa 20 m of meer). In het VO is voor dit deel uitgegaan van hoogfrequent trillend installeren. In het DO wordt nader onderzocht of dit in combinatie met trillingsreducerende maatregelen mogelijk is. De keuze voor installatiemethode en de invloed op het ontwerp wordt in het DO onderzocht.

## 9.4 Piping

De deklaag in het achterland barst op (zie ook Bijlage 6). Als de aan te brengen damwand voldoende lang is, treedt heave en daarmee piping niet op. Om de benodigde damwandlengte te berekenen wordt gebruik gemaakt van de berekende stijghoogte ter plaatse van de damwand in het binnentalud, zie Bijlage 6.

Binnen deeltraject 5A is het representatieve maaiveldniveau NAP +5,5 m. De benodigde heavelengte (verschil tussen maaiveld ter plaatse van opbarstpunt en niveau onderzijde damwand) is 9,1 m. De inheidiepte van de damwand om te voldoen aan het heavecriterium is NAP -3,6 m. De damwand heeft hier een inheidiepte van NAP -6,0 m, zie paragraaf 9.3, om voldoende stabiliteit te verzorgen. Deze damwand is hiermee ook voldoende lang om piping te voorkomen.

**Maatwerk bij Grand Café 3 Zussen**

Zoals ook in paragraaf 9.3 beschreven wordt ter plaatse van Grand Café 3 Zussen de damwand hoger in het talud geplaatst. De stijghoogte ter plaatse van de damwand is daarmee anders dan voor de damwand in de rest van het deeltraject, zie ook Bijlage 6. Op deze locatie is daarom een aparte heaveberekening gemaakt. Bij deze maatwerklocatie is het representatieve maaiveldniveau NAP +6,4 m. De benodigde heavelengte (verschil tussen maaiveld ter plaatse van opbarstpunt en niveau onderzijde damwand) is op deze locatie 11,13 m. De inheidiepte van de damwand om te voldoen aan het heavecriterium is NAP -4,73 m. De damwand heeft hier een inheidiepte van NAP -8,5 m, zie paragraaf 9.3, om voldoende stabiliteit te verzorgen. Deze damwand is hiermee ook voldoende lang om piping te voorkomen.

**9.5 Aandachtspunten DO-fase**

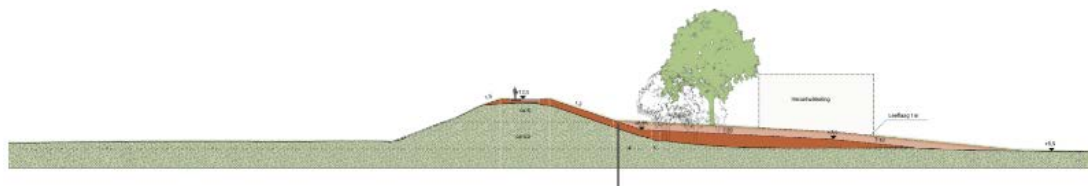
Uit de berekeningen van de waterveiligheidsaspecten in de VO-fase volgt nog een aantal aandachtspunten dat nader uitgewerkt moet worden in de DO-fase. Een compleet overzicht van alle aandachtspunten voor het DO is opgenomen in de verschillende bijlagen bij deze rapportage. De belangrijkste aandachtspunten zijn:

- De volgende aansluitingen dienen uitgewerkt te worden:
  - Tussen de reguliere langsconstructie in deeltraject 5A en de constructie ter plaatse van Grand Café 3 Zussen
  - Tussen de reguliere langsconstructie in deeltraject 5A en de grondoplossing in deeltraject 5B
  - Tussen de maatwerkoplossing ter plaatse van Grand Café 3 Zussen en de coupure Bellevue
- Aanvullende rekensneden beschouwen ten behoeve van mogelijke optimalisaties in het ontwerp
- De impact van trillingsreducerende maatregelen op het ontwerp onderzoeken
- Bepalen welke aspecten gemonitord dienen te worden (bouwkundige opname, et cetera)
- Nader onderzoek naar de beïnvloeding van de damwand op de freatische lijn en eventueel maatregelen uitwerken (voorziening in de damwand)

## 10 Deeltraject 5B: Ophemertsedijk (Alditerrein - inundatiekanaal)

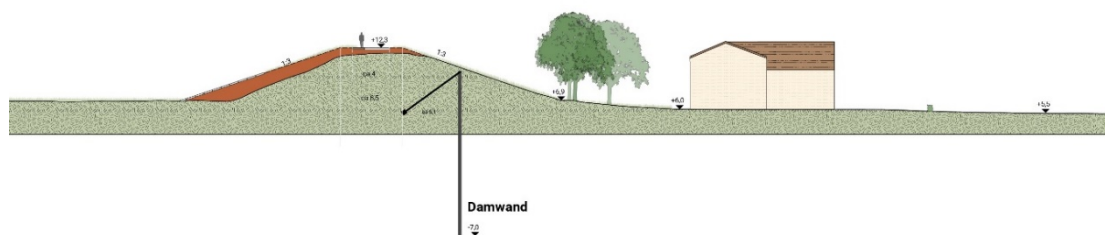
### 10.1 Voorkeursvariant

Uit het afwegingsproces volgt dat voor dit deeltraject Kansrijke variant 2 *Grond binnenwaarts + heavescherm* de voorkeursvariant is [10].



Figuur 10.1 Doorsnede voorkeursvariant voor deeltraject 5B

Binnen deeltraject 5B bevindt zich de maatwerklocatie Ophemertsedijk 16. Ter hoogte van dit kavel is in de huidige situatie geen ruimte om de voorkeursvariant met steunberm toe te passen. De woning en de kavel worden in de toekomst mogelijk gesaneerd waarmee ruimte ontstaat om de stabiliteitsberm hier ook toe te passen. Het waterschap heeft echter geen tot beperkte invloed in de voortgang van dit proces waarmee een groot planningsrisico in de versterking van deeltraject 5B ontstaat. Voor het borgen van de voortgang wordt een onafhankelijke maatwerkoplossing uitgewerkt. Deze behelst een constructief scherm tegen instabiliteit en piping in het binnen talud en een buitenwaartse grondoplossing voor hoogte. Omdat in het aansluitende deeltraject 6 ook buitenwaarts versterkt wordt, leidt de ruimtelijke impact van de buitenwaartse oplossing ter hoogte van de maatwerklocatie niet tot een lokale 'puist' in het landschap.



Figuur 10.2 Deeltraject 5B – Maatwerklocatie met stabiliteits+pipingscherm en hoogte buitenwaarts in grond

In de onderstaande paragrafen wordt per faalmechanisme het technische ontwerp van deze voorkeursvariant beschreven.

## 10.2 Hoogte kering

### 10.2.1 Hoogte bij zichtjaar 2075

De kruin van de dijk wordt opgehoogd in grond aan de binnenzijde tot een hoogte van NAP +12,32 m <sup>8</sup> [7], een verhoging van circa 40-50 cm ten opzichte van de huidige kruinhoogte. Dit is de benodigde hoogte in zichtjaar 2075. Dit geeft een beperkte asverschuiving van de kering binnenwaarts. Ter hoogte van de Ophemertsedijk 16 wordt de kering naar buiten opgehoogd. Op deze locatie is binnendijks onvoldoende ruimte beschikbaar om de kruinhoogte binnenwaarts te versterken.

### 10.2.2 Aanleghoogte

Om bij zichtjaar 2075 een eindhoogte van NAP +12,32 m te hebben, moet de dijk bij aanleg op minimaal NAP +12,63 m worden aangelegd. Door zetting verlaagt de dijk tijdens zijn levensduur 0,31 m. De rekenkundige onderbouwing is opgenomen in Bijlage 4.

### 10.2.3 Toekomstige uitbreiding

In het ontwerp van de stabiliteitsconstructie bij de maatwerklocatie Ophemertsedijk 16 is rekening gehouden met een eventuele aanvullende verhoging van het dijklichaam naar NAP +12,57 m (zichtjaar 2125). Deze verhoging dient buitenwaarts ingepast te worden.

## 10.3 Stabiliteit kering

De stabiliteitsberm en de langconstructie beschreven in paragrafen 10.3.1 en 10.3.2. waarborgen de binnenwaartse stabiliteit van de kering. Er is geen opgave voor buitenwaartse stabiliteit.

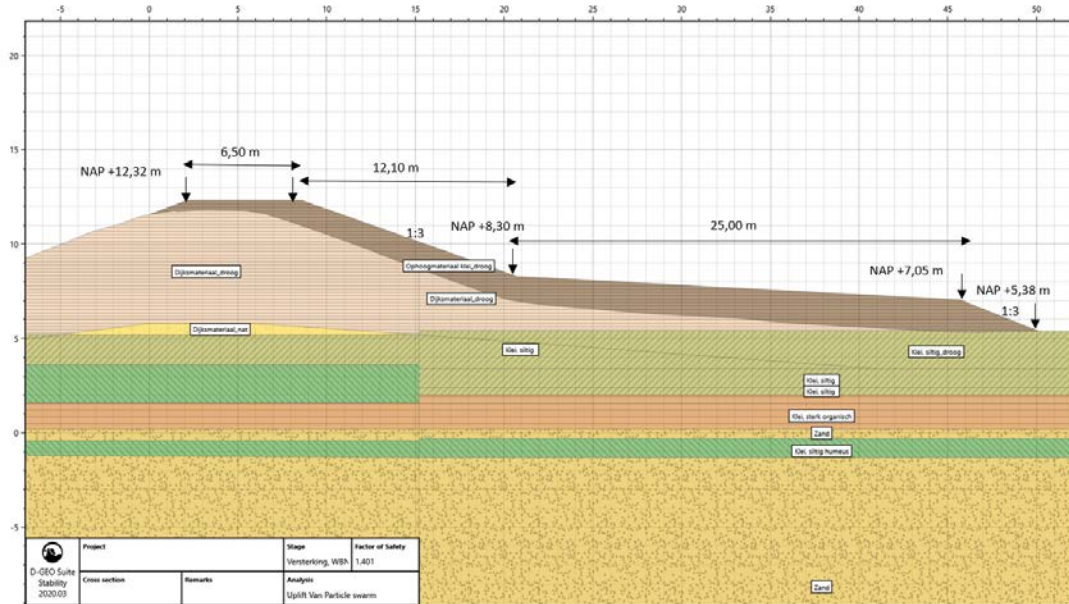
### 10.3.1 Groene dijk

Voor stabiliteitsontwerp is profiel TG006+97 representatief genomen voor het deeltraject.

In Figuur 10.3 is het stabiliteitsontwerp van het ontwerp gepresenteerd. Dit ontwerp voldoet met een stabiliteitsfactor van 1,40 aan de ontwerpeis van 1,38 met daarbij nog ruimte voor optimalisatie. In de DO-fase wordt gekeken of bijvoorbeeld de schematiseringsfactor verlaagd kan worden. Hiermee zou de lengte en hoogte van de stabiliteitsberm nog gereduceerd kunnen worden.

---

<sup>8</sup> Dit is het HBN (hydraulisch belastingniveau) bij een overslagdebiet van 10 l/s/m' en het genoemde zichtjaar



Figuur 10.3 Schematisatie stabiliteitsberm deeltraject 5B (profiel TG006+97)

Zie voor de volledige onderbouwing van het ontwerp Bijlage 5.

### 10.3.2 Maatwerklocatie Ophemertsedijk 16

Ter plaatse van Ophemertsedijk 16 is geen ruimte om deze stabiliteit in te passen en wordt daarom een langconstructie aangebracht in het binnentalud. De maatwerkoplossing bevindt zich tussen TG007 en TG008.



Figuur 10.4 Locatie maatwerklocatie Ophemertsedijk 16



**Kenmerk** R008-1274666NPL-V01-mdg-NL

De aan te brengen langsconstructie bestaat uit een AZ28-700 damwand profiel. De damwand wordt aangebracht in het binnentalud op een afstand van circa 3,0 m uit de bestaande binnenkruinlijn. Iedere 2,80 m wordt de damwand verankerd door schroefinjectieankers. Om de belasting vanuit de damwand gelijkmatig over de verankering te verdelen wordt een gording HE 280 B toegepast. De kop van de damwand wordt op 0,8 m onder het maaiveld afgewerkt. De eigenschappen van damwand, verankering en gording zijn opgenomen in Tabel 10.1 tot en met Tabel 10.3.

*Tabel 10.1 Eigenschappen damwand deeltraject 5B – Maatwerklocatie Ophemertsedijk 16*

Eigenschappen	
Type	AZ28-700
Staalkwaliteit	S355 GP
Niveau bovenkant damwand	NAP+10,0m *
Niveau teen damwand	NAP-6,5m
Planklengte	Ca. 16,5m

*\* Bovenkant damwand is een variabel niveau, de kop wordt aangebracht op ca. 80 cm onder huidig maaiveld*

*Tabel 10.2 Eigenschappen verankering deeltraject 5B – Maatwerklocatie Ophemertsedijk 16*

Eigenschappen	
Ankerstang type	101,6 mm x 17,5 mm
Hart-op-hart afstand	2,80 m
Aangrijpniveau verankering	NAP +9,28 m
Staalkwaliteit	E-470
Ankerhoek	45 graden
Totale ankerlengte	circa 27 m
Diameter groutlichaam	380 mm
Lengte groutlichaam	8,0 m*

*\* Lengte is minimaal benodigd voor de vereiste houdkracht. Ter voorkoming van kwel wordt een langer groutlichaam toegepast tot 1,0 m in het holoceen*

*Tabel 10.3 Eigenschappen gording deeltraject 5B – Maatwerklocatie Ophemertsedijk 16*

Eigenschappen	
Type	HE 280 B
Niveau hart gording	NAP +9,58 m
Staalkwaliteit	S355

Zie voor de volledige onderbouwing van het stabiliteitsontwerp van de damwand Bijlage 6.

### 10.3.3 Aandachtspunten uitvoering

Gezien de zeer zware grondslag waarin de damwanden binnen deeltraject moeten worden aangebracht (conusweerstand 30 tot 60 MPa) is op voorhand nog niet te zeggen met welke maatregelen de damwanden aangebracht gaan worden. Dit is onderwerp van nadere studie in de DO-fase. In het ontwerp is voor nu daarom uitgegaan dat de planken zowel trillend als drukkend installeerbaar moeten zijn vanwege het aanwezige pand Ophemertsedijk 16.

## 10.4 Piping

De deklaag in het achterland barst op (zie ook Bijlage 5). Als het aan te brengen heavescherm voldoende lang is, treedt heave en daarmee piping niet op. Om de benodigde damwandlengte te berekenen wordt gebruik gemaakt van het berekende stijghoogteverloop voor de berekening van de stabiliteitsberm, zie Bijlage 5.

Binnen deeltraject 5B is het representatieve maaiveldniveau NAP +6,0 m. De benodigde heavelengte (verschil tussen maaiveld ter plaatse van opbarstpunt en niveau onderzijde damwand) is 7,5 m. De inheidiepte van de damwand om te voldoen aan het heavecriterium is NAP-1,5 m.

### Maatwerk bij Ophemertsedijk 16

Zoals ook in paragraaf 9.3 beschreven wordt ter plaatse van de Ophemertsedijk 16 een stabiliteits- en pipingscherm aangebracht. Deze damwand zit hoger in het talud dan het hiervoor beschreven heavescherm. De stijghoogte ter plaatse van de damwand is daarmee anders dan voor de damwand in de rest van het deeltraject 5B, zie ook Bijlage 6. Op deze locatie is daarom een aparte heaveberekening gemaakt. Bij deze maatwerklocatie is het representatieve maaiveldniveau NAP +6,0 m. De benodigde heavelengte (verschil tussen maaiveld ter plaatse van opbarstpunt en niveau onderzijde damwand) is op deze locatie 8,23 m. De inheidiepte van de damwand om te voldoen aan het heavecriterium is NAP-2,23 m. De damwand heeft hier een inheidiepte van NAP -6,5 m, zie paragraaf 10.3.2, om voldoende stabiliteit te verzorgen. Deze damwand is hiermee ook voldoende lang om piping te voorkomen.

## 10.5 Aandachtspunten DO-fase

Uit de berekeningen van de waterveiligheidsaspecten in de VO-fase volgt nog een aantal aandachtspunten dat nader uitgewerkt moet worden in de DO-fase. Een compleet overzicht van alle aandachtspunten voor het DO is opgenomen in de verschillende bijlagen bij deze rapportage. De belangrijkste aandachtspunten zijn:

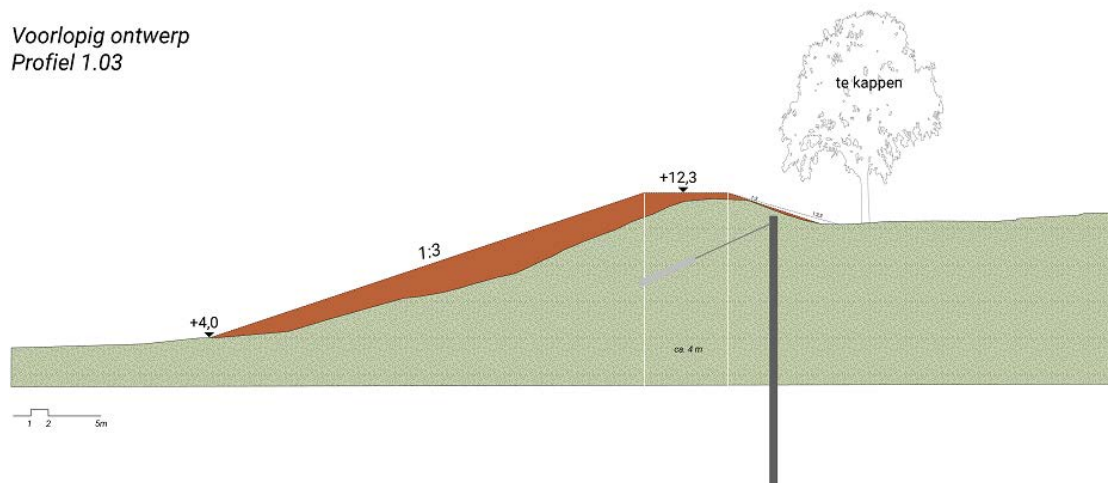
- Bepaling type heavescherm
- Inbrengbaarheid damwanden nader uitwerken in verband met zeer zware grondslag
- Nader onderzoek naar de beïnvloeding van de damwand op de freatische lijn en eventueel maatregelen uitwerken (voorziening in de damwand)
- Controleren van de uitvoeringsstabiliteit van het dijklichaam
- Optimalisatie lengte en hoogte stabiliteitsberm, ook in relatie tot toelaten medegebruik berm
- Bepalen welke aspecten gemonitord dienen te worden (bouwkundige opname, et cetera)

## 11 Deltraject 6: Inundatiekanaal

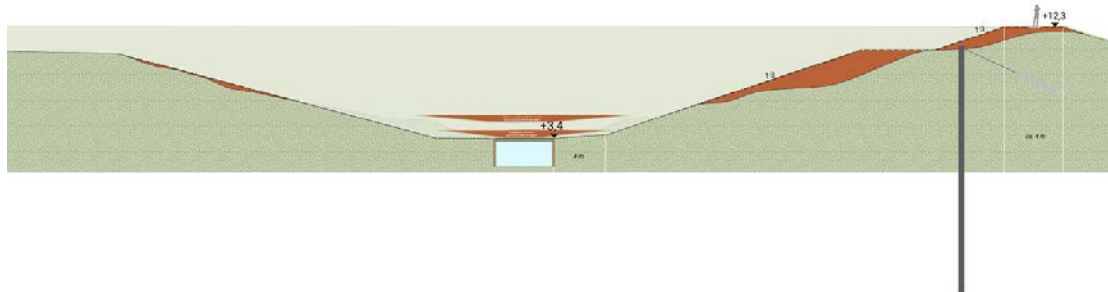
### 11.1 Voorkeursvariant

Uit het afwegingsproces volgt dat er geen eenduidige voorkeur aan te wijzen is voor één van beide kansrijke varianten over het gehele deeltraject 6. Wel is er vanuit beoordeling een duidelijke opsplitsing te maken in de variantbeoordeling van het gedeelte ten oosten en ten westen van het inundatiekanaal. Tussen de aansluiting met deeltraject 5B en de inundatieduiker wordt de kruinverhoging naar buiten versterkt (kansrijke variant 1). Vanaf de inundatieduiker tot aan de aansluiting op de dijkverbetering Tiel-Waardenburg wordt de kruinverhoging binnendijks versterkt (kansrijke variant 2). Over het gehele deeltraject wordt in de binnenkruin een verankerde damwand aangebracht.

Voorlopig ontwerp  
Profiel 1.03



Figuur 11.1 Doorsnede voorkeursvariant oostzijde inundatieduiker binnen deeltraject 6



Figuur 11.2 Doorsnede voorkeursvariant westzijde inundatieduiker binnen deeltraject 6

In de onderstaande paragrafen wordt per faalmechanisme het technische ontwerp van deze voorkeursvariant beschreven.

## 11.2 Hoogte kering

### 11.2.1 Hoogte bij zichtjaar 2075

De kruin van de dijk wordt opgehoogd in grond tot een hoogte van NAP +12,31 m<sup>9</sup> [7], een verhoging van circa 30-40 cm ten opzichte van de huidige kruinhoogte. Dit is de benodigde hoogte in zichtjaar 2075. Tussen de aansluiting met deeltraject 5B en de inundatieduiker wordt de kruinverhoging naar buiten versterkt. Vanaf de inundatieduiker tot aan de aansluiting op de dijkverbetering Tiel-Waardenburg wordt de kruinverhoging binnendijs versterkt. De keuze hiervoor is in de nota VKV [10] onderbouwd.

### 11.2.2 Aanleghoogte

Om bij zichtjaar 2075 een eindhoogte van NAP +12,31 m te hebben, moet de dijk bij aanleg op minimaal NAP +12,54 m worden aangelegd. Door zetting verlaagt de dijk tijdens zijn levensduur 0,23 m. De rekenkundige onderbouwing is opgenomen in Bijlage 4.

### 11.2.3 Toekomstige uitbreiding

In het ontwerp van de stabiliteitsconstructie is rekening gehouden met een eventuele aanvullende verhoging van het dijklichaam naar NAP +12,55 m (zichtjaar 2125). Deze verhoging dient ten oosten van de inundatieduiker buitenwaarts ingepast te worden. Ten westen van de inundatieduiker dient de ophoging binnenwaarts ingepast te worden.

## 11.3 Stabiliteit kering

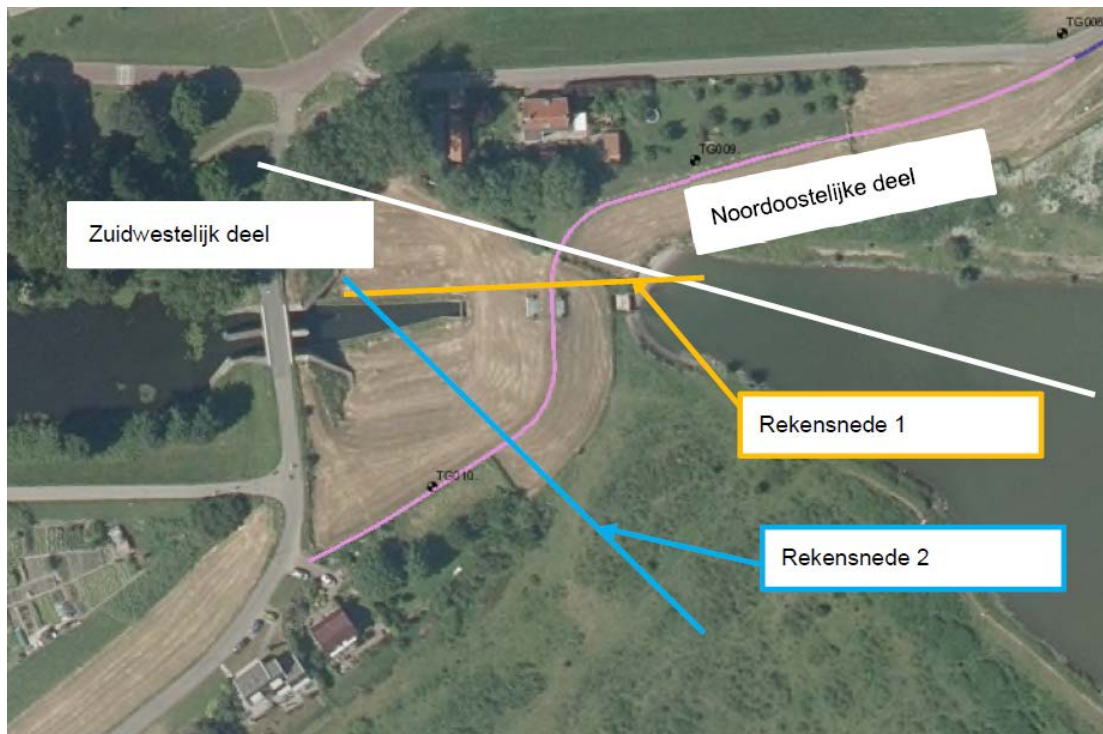
De langsconstructies beschreven in paragrafen 10.3.1 waarborgen de binnenwaartse stabiliteit van de kering. Er is geen opgave voor buitenwaartse stabiliteit.

### 11.3.1 Ontwerp damwand

De geometrie in deeltraject 6 is op hoofdlijnen in te delen in twee secties. Sectie één betreft het noordoostelijke deel waar een relatief breed dijklichaam aanwezig is met aan de buitendijkse zijde een tuimelkade. In het zuidwestelijke deel is een smalle dijk met steile taluds aanwezig. In het zuidwestelijke deel is het inundatiekanaal aanwezig en is het maaiveldniveau van het achterland lager gelegen dan in het noordoostelijke deel. In Figuur 11.3 is de scheiding tussen het noordoostelijke en zuidwestelijke deel met de witte lijn aangegeven. Het zuidwestelijke deel is vanwege het smalle dijklichaam en het lagere achterland maatgevend. In het VO worden in deze zuidwestelijke sectie twee rekensneden beschouwd. Een rekensnede waarbij de dijkverhoging deels naar binnen en deels naar buiten wordt ingepast (snede 1 oranje lijn) en een rekensnede waar de versterking naar binnen wordt ingepast (snede 2 blauwe lijn). De sneden zijn weergegeven in Figuur 11.3. In het VO zijn de resultaten uit rekensnede 1 overgenomen voor het noordoostelijke deel van het deeltraject. In het DO wordt een aanvullende snede in het noordoostelijke deel beschouwd om het scherm waar mogelijk te optimaliseren.

---

<sup>9</sup> Dit is het HBN (hydraulisch belastingniveau) bij een overslagdebiet van 10 l/s/m' en het genoemde zichtjaar



Figuur 11.3 Bovenaanzicht deeltraject 6 verdeling noordoostelijk deel en zuidwestelijk deel en beschouwde rekensnedes

### Damwand ten noordoosten van inundatieduiker

De aan te brengen langsconstructie bestaat uit een AZ42-700-N damwand profiel. De damwand wordt aangebracht in het binnentalud op een afstand van circa 3 m vanaf de huidige binnenkruinlijn. Iedere 2,80 m wordt de damwand verankerd door schroefinjectieankers. Om de belasting vanuit de damwand gelijkmatig over de verankering te verdelen wordt een gording HE 360 B toegepast. De kop van de damwand wordt op 0,8 m onder het maaiveld afgewerkt. De eigenschappen van damwand, verankering en gording zijn opgenomen in Tabel 11.1 tot en met Tabel 11.3.

Tabel 11.1 Eigenschappen damwand deeltraject 6 – rekensnede 1

	Eigenschappen
Type	AZ42-700-N
Staalkwaliteit	S355 GP
Niveau bovenkant damwand	NAP +11,0 m *
Niveau teen damwand	NAP -9,5 m
Planklengte	circa 20,5 m

\* Bovenkant damwand is een variabel niveau, de kop wordt aangebracht op circa 80 cm onder huidig maaiveld

Tabel 11.2 Eigenschappen verankering deeltraject 6 – rekensnede 1

	Eigenschappen
Ankerstang type	101,6 mm x 2 8mm

	Eigenschappen
Hart-op-hart afstand	2,80 m
Aangrijpniveau verankering	NAP +10,55 m
Staalkwaliteit	E-470
Ankerhoek	45 graden
Totale ankerlengte	circa 33 m
Diameter groutlichaam	380 mm
Lengte groutlichaam	15,0 m*

\* Niveaus en lengte zijn minimaal benodigd voor de vereiste houdkracht. Ter voorkoming van kwel wordt een langer groutlichaam toegepast tot 1,0 m in het holoceen

Tabel 11.3 Eigenschappen gording deeltraject 6 – rekensnede 1

	Eigenschappen
Type	HE 360 B
Niveau hart gording	NAP +10,25 m
Staalkwaliteit	S355

Zie voor de volledige onderbouwing van het stabiliteitsontwerp van de damwand Bijlage 6.

### Damwand ten zuidwesten van inundatieduiker

De aan te brengen langsconstructie bestaat uit een AZ42-700-N damwand profiel. De damwand wordt aangebracht in het binnentalud op een afstand van circa 6 m vanaf de huidige binnenkruinlijn. Het talud verloopt in dit deel van het traject over de eerste meters aan binnenzijde binnenkruinlijn vrij flauw waardoor de damwand hier vanaf de tijdelijk verlaagde kruin uitgevoerd kan worden (zie verder hoofdstuk 4). Bij rekensnede 1 verloopt het talud steiler waardoor de damwand daar dichterbij de binnenkruin wordt geplaatst. Iedere 2,80 m wordt de damwand verankerd door schroefinjectieankers. Om de belasting vanuit de damwand gelijkmatig over de verankering te verdelen wordt een gording HE 360 B toegepast. De kop van de damwand wordt op 0,8 m onder het maaiveld afgewerkt. De eigenschappen van damwand, verankering en gording zijn opgenomen in Tabel 11.4 tot en met Tabel 11.6.

Tabel 11.4 Eigenschappen damwand deeltraject 6 – rekensnede 2

	Eigenschappen
Type	AZ42-700-N
Staalkwaliteit	S355 GP
Niveau bovenkant damwand	NAP +10,5 m *
Niveau teen damwand	NAP -8,5 m
Planklengte	circa 19 m

\* Bovenkant damwand is een variabel niveau, de kop wordt aangebracht op circa 80 cm onder huidig maaiveld

Tabel 11.5 Eigenschappen verankering deeltraject 6 – rekensnede 2

	Eigenschappen
Ankerstang type	101,6 mm x 28 mm

	Eigenschappen
Hart-op-hart afstand	2,80 m
Aangrijpniveau verankering	NAP +10,55 m
Staalkwaliteit	E-470
Ankerhoek	45 graden
Totale ankerlengte	circa 33 m
Diameter groutlichaam	380 mm
Lengte groutlichaam	15,0 m*

\* Niveaus en lengte zijn minimaal benodigd voor de vereiste houdkracht. Ter voorkoming van kwel wordt een langer groutlichaam toegepast tot 1,0 m in het holoceen

Tabel 11.6 Eigenschappen gording deeltraject 6 – rekensnede 2

	Eigenschappen
Type	HE 360 B
Niveau hart gording	NAP +10,25 m
Staalkwaliteit	S355

### 11.3.2 Aandachtspunten uitvoering

Volgens de uitgevoerde trillingspredictie is er een verhoogd risico op schade aan de aanwezige bebouwing binnen deeltraject 6 vanwege het onderschrijden van de minimaal benodigde afstanden en dus wordt geconcludeerd dat het intrillen van damwanden niet zondermeer mogelijk is.

Mogelijke maatregelen zijn het trillingsarm aanbrengen (drukken) van damwanden of trillingsreductie toepassen. Er dient rekening mee te worden gehouden dat sommige (trillingsreducerende) maatregelen invloed kunnen hebben op het ontwerp. De keuze wat betreft de wijze van aanbrengen en de invloed op het ontwerp wordt in het DO onderzocht.

## 11.4 Piping

### 11.4.1 Heave

De deklaag in het achterland barst op (zie ook Bijlage 6). Als de te ontwerpen damwand voldoende lang is, treedt heave en daarmee piping niet op. Om de benodigde damwandlengte te berekenen wordt gebruik gemaakt van de berekende stijghoogte ter plaatse de damwand, zie Bijlage 6.

Binnen deeltraject 6 is een verdeling te maken tussen het gebied ten zuidwesten van de inundatieduiker en ten noordoosten van de inundatieduiker.

**Heavelengte ten noordoosten van inundatieduiker**

De benodigde heavelengte (verschil tussen maaiveld ter plaatse van opbarstpunt en niveau onderzijde damwand) is 9,13 m. De inheidiepte van de damwand om te voldoen aan het heavecriterium is NAP -5,63 m. De damwand heeft hier een inheidiepte van NAP -9,5 m, zie paragraaf 11.3, om voldoende stabiliteit te verzorgen. Deze damwand is hiermee ook voldoende lang om piping te voorkomen.

**Heavelengte ten zuidwesten van inundatieduiker**

De benodigde heavelengte is 10,02 m. De inheidiepte van de damwand om te voldoen aan het heavecriterium is NAP -6,52 m. De damwand heeft hier een inheidiepte van NAP -8,5 m, zie paragraaf 11.3, om voldoende stabiliteit te verzorgen. Deze damwand is hiermee ook voldoende lang om piping te voorkomen.

**11.4.2 Achterloopsheid**

De damwand benodigd voor stabiliteit wordt aangebracht tot aan de projectgrens met het dijkversterkingsproject Tiel-Waardenburg. Een damwand over dit tracé geeft ook voldoende weerstand om achterloopsheid tussen Waal en inundatiekanaal te voorkomen. Zie voor de onderbouwende berekening Bijlage 7.

**11.5 Aandachtspunten DO-fase**

Uit de berekeningen van de waterveiligheidsaspecten in de VO-fase volgt nog een aantal aandachtspunten dat nader uitgewerkt moet worden in de DO-fase. Een compleet overzicht van alle aandachtspunten voor het DO is opgenomen in de verschillende bijlagen bij deze rapportage. De belangrijkste aandachtspunten zijn:

- Nader onderzoek naar de beïnvloeding van de damwand op de freatische lijn en eventueel maatregelen uitwerken (voorziening in de damwand)
- De aansluiting van de langsconstructie op de maatwerkoplossing in vak 5B en de aansluiting op het dijkversterkingsproject TiWa dient uitgewerkt te worden
- Aanvullende rekensnede in het noordoostelijke deel beschouwen ten behoeve van mogelijke optimalisaties in het ontwerp
- Aanscherpen van de 2D berekeningen in het zuidwestelijke deel en controle berekening uitvoeren in Plaxis 3D
- De invloed van de kathodische bescherming van de gasleiding op de damwand onderzoeken
- De installeerbaarheid en de effecten op het ontwerp dienen nader onderzocht te worden
- Bepalen welke aspecten gemonitord dienen te worden (trillingsmetingen panden, bouwkundige opname, et cetera)



## Referenties

- [1] Projecten '17 – De nieuwe norm, Hoogwaterbeschermingsprogramma, 2016
- [2] Handreiking ontwerpen met overstromingskansen - Veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskansnormen, Rijkswaterstaat, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, versie OI2014v4, februari 2017
- [3] Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017 – bijlage 1, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2 december 2016
- [4] Integrale veiligheidsanalyse, met kenmerk R006-1266919NPL-V01, TAUW, februari 2020
- [5] Basisspecificatie Dijk, WSRL, versie 1.0, status Definitief, juli 2017
- [6] Ontwerpuitgangspunten Primaire keringen 2019, WSRL, status Definitief, september 2019
- [7] Technische Achtergrondrapportage Verkenningfase, met kenmerk R007-1266919NPL-V01-mdg-NL, TAUW, februari 2020
- [8] Nota Voorkeursalternatief, Waterschap Rivierenland, 29 januari 2020
- [9] Technische uitgangspuntennotitie VO-fase, kenmerk R007-1274666NPL TAUW, 18 december 2020
- [10] Nota voorkeursvariant (Nota VKV) Dijkversterking Stad Tiel, kenmerk R005-1274666DGL, TAUW, 18 december 2020
- [11] Dijkversterking Stad Tiel: Ontwerpnota VO, kenmerk R006-1274666DGL, TAUW, 18 december 2020
- [12] Technische achtergrond rapportage verkenningfase, TAUW, 27 februari 2020
- [13] Grondonderzoek Wiertsema en Partners, opdr. nr. VN-756029-1, 30-6-2020
- [14] Grondonderzoek Lankelma, opdr. nr. 1719763, 8-11-2017

**Bijlage 1****Analyse pipingopgave deeltrajecten 4A  
en 5B**



## Notitie

<b>Contactpersoon</b>	Nadine van Dijk, Frank Smorenburg
<b>Tweede lezer</b>	Nander van der Plicht
<b>Datum</b>	5 augustus 2020
<b>Kenmerk</b>	N002-1274666FJS-V01

## Pipinganalyse Stad Tiel vakken 4a en 5b

### 1 Inleiding

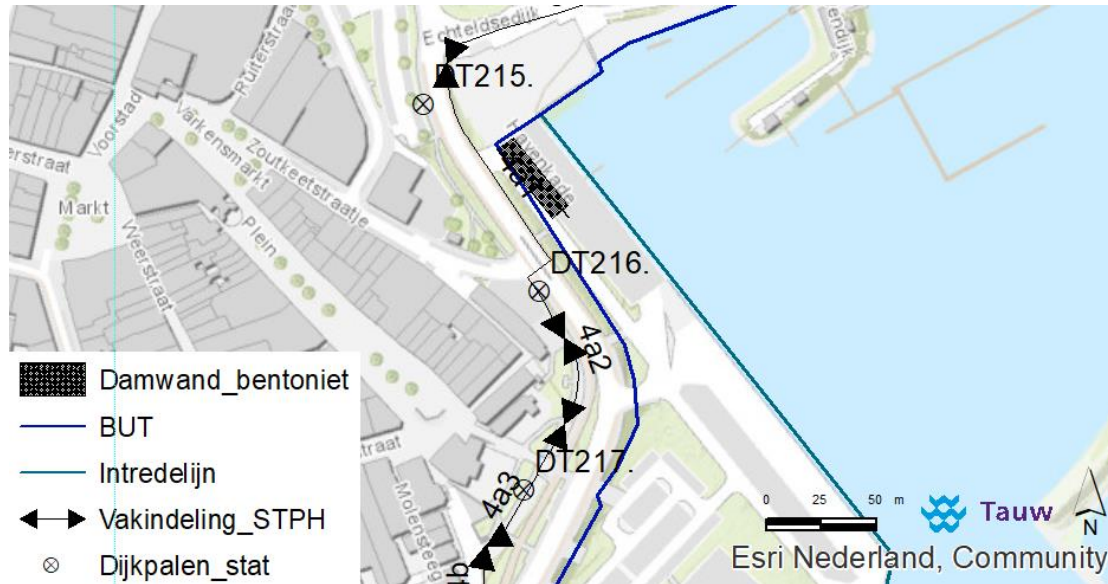
In de verkenningfase van Stad Tiel is per deeltraject één maatgevend profiel doorgerekend op het faalmechanisme piping. Hierbij is uitgegaan van een conventionele beoordeling met de methode van Sellmeijer waarbij het intredepunt gesteld wordt ter plaatse van de buitenteen van de dijk. Het eventueel aanwezige voorland was bij gebrek aan voldoende geotechnische gegevens niet meegenomen in de analyse. Conform de Integrale veiligheidsanalyse [1] voldoen 6 van de 8 deeltrajecten niet op het faalmechanisme piping.

De dijkverbetering Stad Tiel zit inmiddels in de planuitwerkingsfase. In deze fase is aanvullend grondonderzoek uitgevoerd [5] en zijn obstakels rondom de waterkering in meer detail in beeld gebracht. In 2 van de deeltrajecten met een pipingopgave (deeltraject 4a en 5b) is een fysiek voorland aanwezig. Naast voorland is binnen een deel van vak 4a in 2020 een ankerscherm aangebracht t.b.v. de nieuw aangelegde damwand langs de haven. De ruimte tussen dit ankerscherm en de waterkering is afgedekt met bentonietmatten [5]. De locaties van het ankerscherm en de bentonietmatten zijn gegeven in Figuur 1.1.

In 2019 en 2020 is binnen waterschap rivierenland een nieuwe rekenmethode ontwikkeld; de uittredepuntenmethode. Met deze methode wordt een gedetailleerd beeld gegeven van het de kans op piping op berekende uitredelocaties. Hiermee wordt een vlakdekkend beeld van het risico op piping gegeven. De Sellmeijerformule is de basis van deze methode.

Om het risico op piping bij de dijktrajecten 4a en 5b in meer detail te bepalen, is deze nieuwe methode in 2020 ook binnen de dijkverbetering Stad Tiel toegepast.

Door het aanwezige ankerscherm is een gedeelte van vak 4a beschouwd met de methode van Lane.



Figuur 1.1 Vak 4a met locatie ankerscherm en bentonietmatten

## 2 Dijktraject 4a – ankerscherm

In dijktraject 4a ligt de havenkade. De havenkade is in 2020 vernieuwd. Het is gebruikelijk om, als een nieuwe damwand aangebracht wordt, deze aan rivierzijde, voor de oude kade te plaatsen. De ruimte tussen de oude kademuur en nieuwe damwand wordt opgevuld. Uit lokale sonderingen blijkt dat dit is gebeurd met zand, zie sonderingen 1 en 2 [5] in Figuur 2.2 en Figuur 2.3.

Tijdens WBN omstandigheden staat de kade onder water en wordt het rivierpeil gekeerd door achterliggend dijklichaam. De kade is afgedekt met klinkers waardoor een intredepunt voor piping niet uitgesloten kan worden.

In het noordelijk gedeelte van vak 4a is over een gedeelte van ca. 40 m een ankerscherm aanwezig. De ruimte tussen dit ankerscherm en de waterkering is afgedekt met bentonietmatten waardoor op deze locatie geen intredepunt mogelijk is voor piping. Doordat de kwelstroom, door de aanwezige afsluitende laag (bentonietmatten), onder het ankerscherm door moet gaan is in dit deel van het dijktraject de aanwezige verticale lengte van het ankerscherm opgenomen in de beschouwing. Uit sonderingen nabij het dijklichaam (sondering 8 en 9 [5] in Figuur 2.2 en Figuur 2.3) blijkt dat een slecht doorlatende laag (klei/veenlaag) aanwezig is. Door het ankerscherm is een mogelijke kwelweg boven de slecht doorlatende laag uitgesloten. De verwachting is dat deze slecht doorlatende laag onder een groot gedeelte van het voorland (de kade) aanwezig is.



## 2.1 Toetsmethodiek

Voor onderloopsheid en achterloopsheid zijn als zowel horizontale als verticale kwelwegen aanwezig. Deze deelfaalmecanismen zijn beschouwd met de methode van Lane:

$$\Delta H_c \leq \Delta H_c = \frac{1}{3} \frac{L_h + L_v}{C_{w,creep}}$$

Met hierin:

$\Delta H$	=	Optredend verval [m]
$\Delta H_c$	=	Kritisch verval [m]
$L_h$	=	Horizontale kwelweglengte [m]
$L_v$	=	Verticale kwelweglengte [m]
$C_{w,creep}$	=	Gewogen creep-factor van Lane

## 2.2 Hydraulische randvoorwaarden

Voor de WBN is uitgegaan van zichtjaar 2125, de waterstand is NAP +12,21. Er is, gezien de veelal zandige ondergrond, van uitgegaan dat het polderpeil stijgt tot aan het maaiveld. Het aangenomen polderpeil is NAP +8,6m. Dit resulteert in een maximaal verval van 3,01m.

## 2.3 Bodemschematisatie

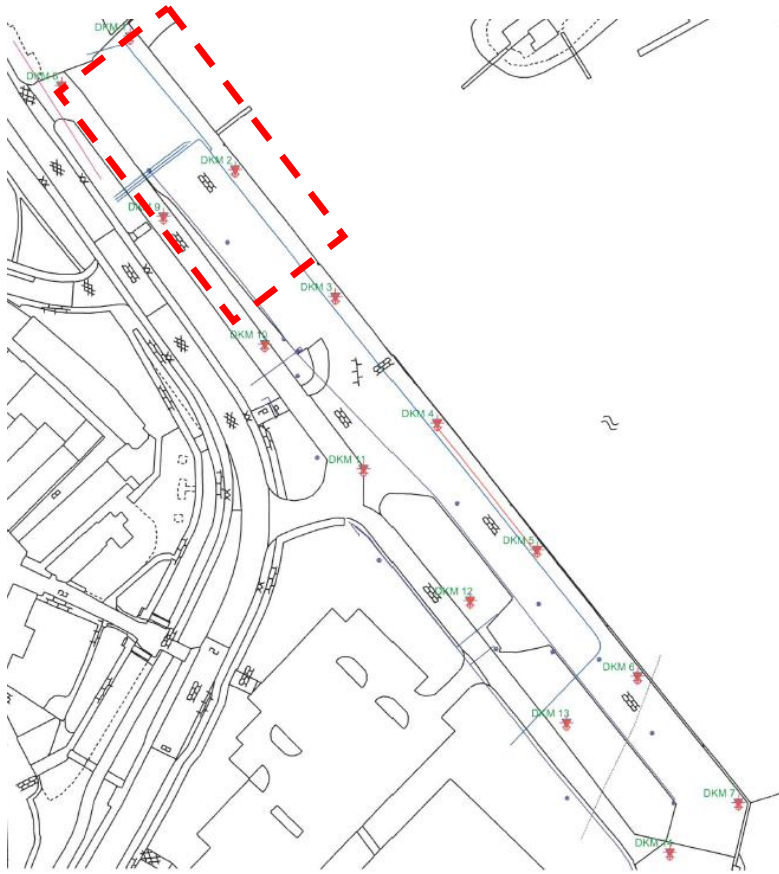
Voor de bepaling van de bodemopbouw ter plaatse van het ankerscherm zijn sonderingen DKM 1, 2, 8 en 9 beschouwd [5]. Deze vier sonderingen zijn gegeven in Figuur 2.2 en Figuur 2.3, de locatie van de sonderingen is gegeven in Figuur 2.1. Sonderingen DKM 1 en 2 (nabij kade) geven een overeenkomstig beeld en sonderingen DKM 8 en 9 (nabij de dijk) geven een overeenkomstig beeld.

Sonderingen DKM 1 en 2 geven zandlagen, bij sondering DKM 1 gepakt zand, sondering DKM 2 los gepakt zand. Op hoogte NAP -2m tot NAP -4m is (mogelijk) een kleilaag aanwezig.

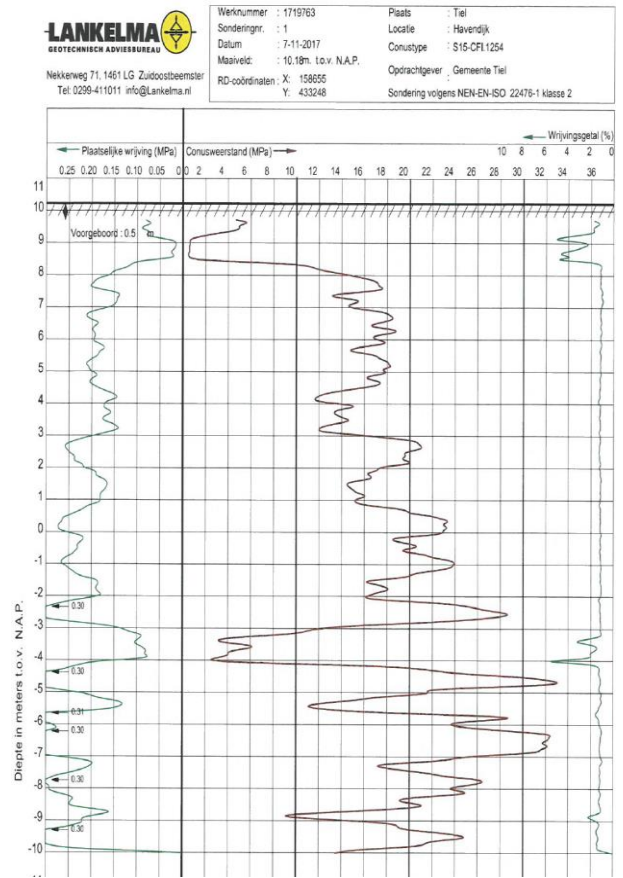
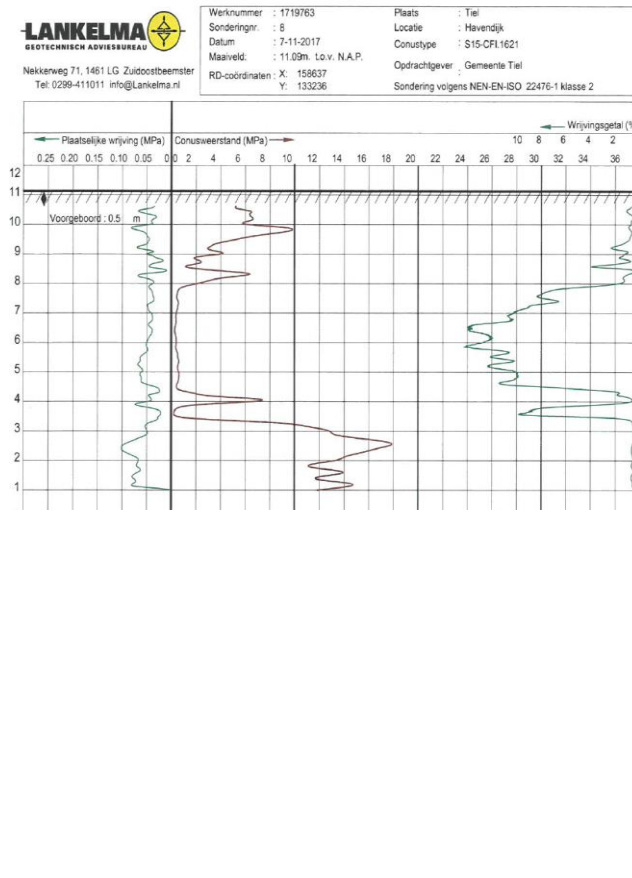
De sonderingen nabij de dijk geven een (humeuze) klei- / veenlaag van NAP +8 tot NAP +3,5m. Lager gelegen grondlagen zijn zand. Het grondpakket van mv (ca. NAP +11,1m) tot NAP +8m is variabel, klei of zand.

Met name de klei- / veenlaag op hoogte NAP +8m tot NAP +3,5m is relevant voor piping in dit dijkgedeelte doordat hierdoor een intredepunt op die locatie uitgesloten kan worden. Echter is niet bekend tot waar de klei- / veenlaag doorloopt. In ieder geval niet tot aan de damwand, in sondering DKM 1 of 2 is deze laag niet aangetroffen. De overige grondlagen worden aangenomen als zandlagen. De mogelijk diep gelegen kleilaag op ca. NAP -2m is te laag gelegen om relevant te zijn voor piping bij de constructie en is derhalve niet meegenomen in de ondergrondschematisatie.

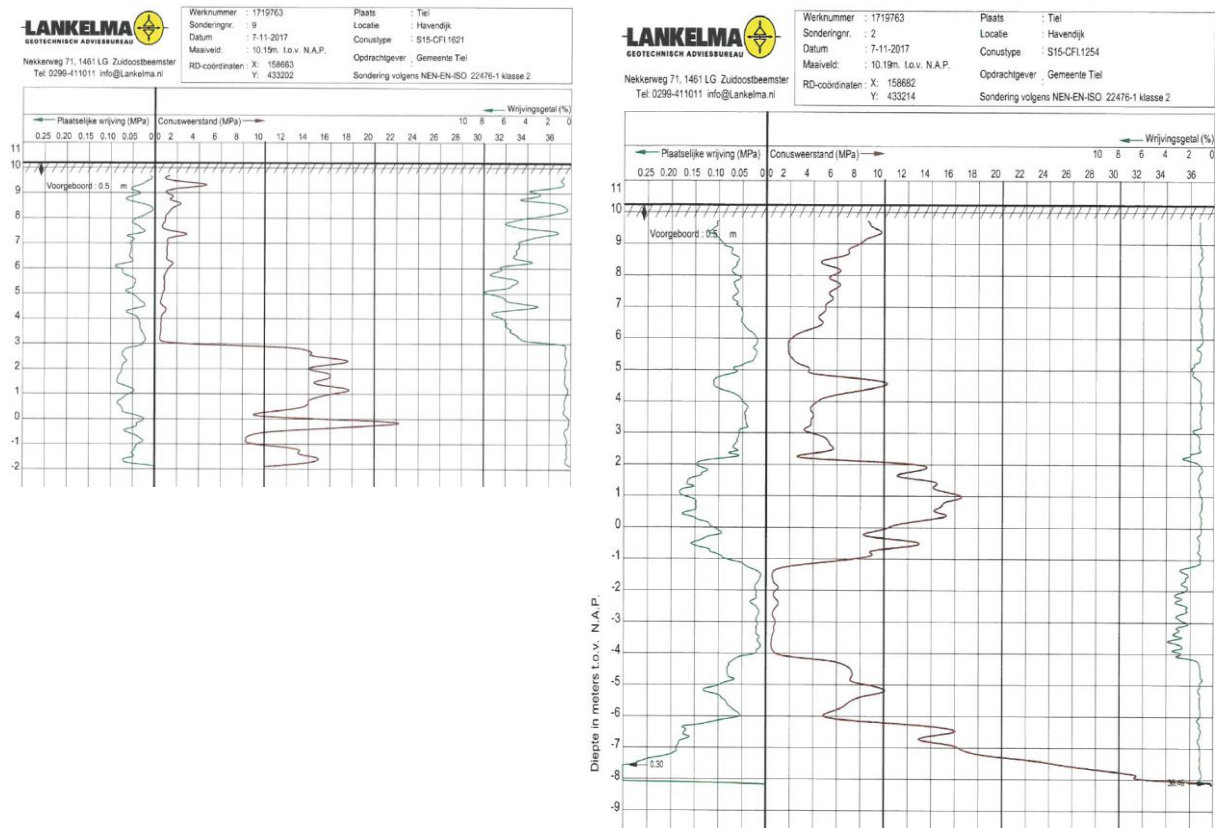
Als beschreven in de TUN [1] is voor de 95% ondergrens van de d70 een waarde van 270  $\mu\text{m}$  aangehouden. Dit valt onder de categorie matig fijn zand. Er wordt een creepfactor voor Lane aangehouden van  $C_{w, creep} = 7$ .



Figuur 2.1 Locaties sonderingen in vak 4a [5]



Figuur 2.2 Sondering 8 nabij dijklichaam (links) en sondering 1 nabij kade (rechts)



Figuur 2.3 Sondring 9 nabij dijklichaam (links) en sondring 2 nabij kade (rechts)

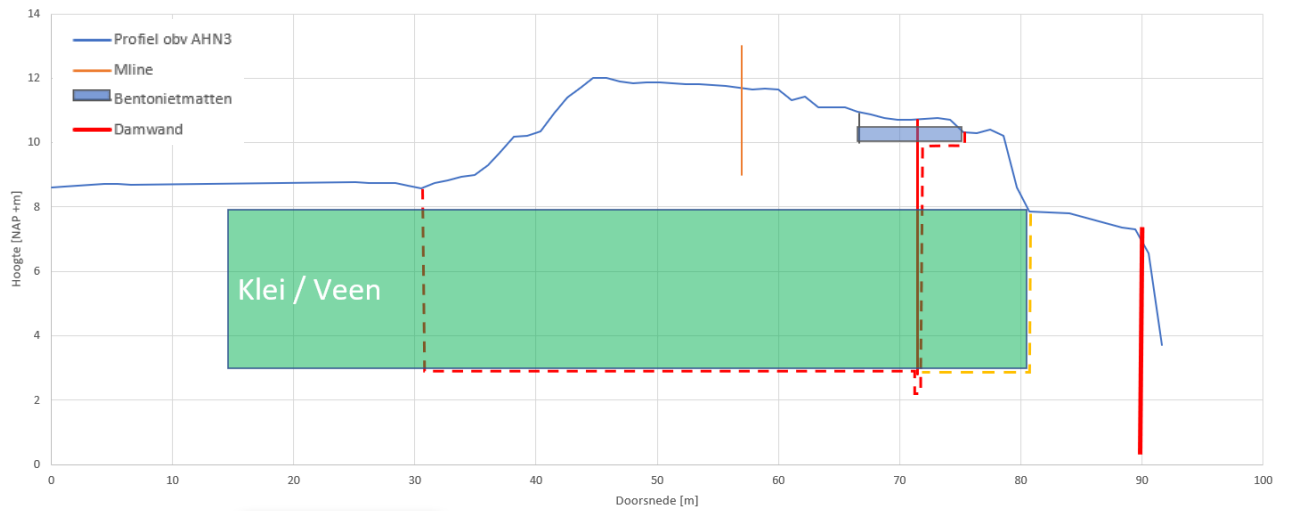
## 2.4 Onderlooptheid

Doordat niet bekend is tot waar de klei- / veenlaag aanwezig is onder de kade zijn twee scenario's beschouwd voor deefaalmechanisme onderlooptheid.

Bij scenario 1 is er van uit gegaan dat de waterremmende laag niet voorbij het ankerscherm ligt waardoor het intredepunt net voor de bentonietmatten ligt. Dit is weergegeven als rode stippellijn in Figuur 2.4.

In het tweede scenario is ervan uit gegaan dat de klei- / veenlaag verder door loopt, tot aan de verlaging voor de kademuur. Indien de waterremmende laag verder door zou lopen resulteert dit in minder conservatieve scenario's en zijn daarom niet beschouwd. Deze kwelweg in met de oranje stippellijn weergegeven.





Figuur 2.4 Schematisatie van de kwelstromen voor onderloopsheid

De kwelweglengtes zijn uitgewerkt in onderstaande tabellen

Tabel 2.1 Kwelwegen onderloopsheid scenario 1 (rood)

Nr.	Beschrijving	Lengte verticaal [m]	Lengte horizontaal [m]	Van [NAP +m]	Tot [NAP +m]
1	Verticale lengte intredepunt tot o.k. kleilaag	4,8		7,8	3,0
2	Horizontale lengte bentoniet tot ankerwand		11	10,3	10,3
3	Verticale lengte o.k. veenlaag tot o.k. ankerwand	0,2		3,0	2,8
4	Verticale lengte o.k. ankerwand tot o.k. veenlaag	0,2		2,8	3,0
5	Horizontale lengte ankerwand tot uittredepunt		40	3,0	3,0
6	Verticale lengte hoogte o.k. veenlaag tot uittredepunt	5,6		3,0	8,6
<b>Totaal</b>		<b>10,8</b>	<b>51</b>		

Tabel 2.2 Kwelwegen onderloopsheid scenario 2 (oranje)

Nr.	Beschrijving	Lengte verticaal [m]	Lengte horizontaal [m]	Van [NAP +m]	Tot [NAP +m]
1	Horizontale lengte bentoniet tot ankerwand		4	10,3	10,3



2	Verticale lengte intredepunt tot hoogte o.k. ankerwand (incl. dikte bentoniet)	7,5		10,3	2,8
3	Verticale lengte o.k. ankerwand tot o.k. veenlaag	0,2		2,8	3,0
4	Horizontale lengte ankerwand tot uittredepunt		40	3,0	3,0
5	Verticale lengte hoogte o.k. veenlaag tot uittredepunt	5,6		3,0	8,6
	<b>Totaal</b>	<b>13,3</b>	<b>44</b>		

Het optredend verval onder maatgevende omstandigheden is  $\Delta h = 3,01\text{m}$ . De creepfactor voor Lane bij matig fijn zand is 7. Bij scenario 1, veenlaag stopt voor de ankerwand, resulteert dit in een kritiek verval van  $\Delta h_{\text{crit}} = 4,0\text{m}$ . Bij scenario 2, veenlaag aanwezig tot laagte voor damwand, resulteert dit in een kritiek verval van  $\Delta h_{\text{crit}} = 3,97\text{m}$  en is daarmee maatgevend. Bij beide scenario's is het kritieke verval groter dan het optredende verval. Daarmee wordt voldaan aan de gestelde eisen voor deelfaalmecanisme onderloopsheid.

## 2.5 Achterloopsheid

Bij achterloopsheid wordt een kwelweg om de constructie beschouwd. In de situatie bij de kademuur kan pure achterloopsheid niet optreden door de doorlopende kademuur. Een combinatie van achterloopsheid/onderloopsheid is daarentegen wel mogelijk. Echter resulteert de maatgevende kwelweg in een rechte lijn onder het dijklichaam door, deze situatie dient met Sellmeijer beschouwd te worden. Een beschouwing van de relevante dijkdelen van toetsvak 4a voor een beschouwing met de methode van Sellmeijer is gegeven in hoofdstuk 3.

## 2.6 Conclusie

Het dijkgedeelte van toetsvak 4a met ankerscherm en bentonietmatten is beschouwd met de methode van Lane. Hierbij is gekeken naar onderloopsheid, achterloopsheid en een combinatie van achter/onderloopsheid. Achterloopsheid en een combinatie achter/onderloopsheid is niet relevant voor een beoordeling als constructie.

Voor de beoordeling van onderloopsheid zijn 2 scenario's beschouwd omdat onzeker is tot waar de klei/veenlaag aanwezig is onder de kade. Bij beide scenario's is het kritieke verval kleiner dan het optredende verval bij WBN bij zichtjaar 2125. Daarmee wordt voldaan aan onder- en achterloopsheid bij het noordelijke gedeelte van toetsvak 4a.

## 3 Dijktraject 4a, 5b en 6 – groene dijk

Voor de groene dijken binnen dijktrajecten 4a, 5b en een deel van dijktraject 6, wordt een analyse uitgevoerd met de uittredepuntenmethode van waterschap Rivierenland. In onderstaande paragrafen wordt deze methode, de schematisatie en de resultaten toegelicht.



## 3.1 Methode

Voor de bepaling van de ontwerpogave is een alternatieve, aangescherpte methode ontwikkeld op basis van het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium (WBI). De aanpak verschilt op een aantal punten van het WBI. De belangrijkste verschillen zijn:

- Rekenen op basis van uittredepunten. Gebruikelijk is het om analyses uit te voeren in dwarsprofielen. Deze methode gaat uit van potentiële uittredepunten. Deze punten zijn representatief voor de mogelijke locaties voor zandmeevoerende wellen. Elk uittredepunt is te beschouwen als een doorsnede waarbij een voor die locatie realistische combinatie van parameters wordt geschematiseerd. Door de veelvoud aan berekende kwelwegscenario's ontstaat een gebiedsdekkend beeld van het pipingrisico. Maaiveldniveau en gebiedskenmerken (zoals wielen, afgravingen, etc.) zijn sturende aspecten voor de locaties van uittredepunten. Geometrische kenmerken zoals maaiveldniveau, kwelweglengte en afstand tot de waterkering worden per uittredepunt vastgelegd, waardoor mogelijke combinaties van deze stochasten expliciet wordt meegenomen. Onrealistische combinaties worden hiermee uitgesloten. De berekende kwelwegen hoeven niet loodrecht op de kering te lopen, maar kiezen het kortste pad naar het uittredepunt, dit zorgt voor een realistischer en adequater beeld bij complexe situaties.
- Mogelijkheid tot het definiëren van lokale scenario's. Binnen het WBI worden scenario's per vak (segment) bepaald. In de aangescherpte methode is het mogelijk om bepalende stochasten zoals de verwachte ligging van de top van het zand per uittredepunt te schematiseren en om scenariokansen per uittredepunt vast te leggen. Hierdoor is het ook mogelijk om kwalitatieve bronnen te gebruiken zoals de zandbanenkaart.
- Rekenen met een zogenaamde 'gelumpte' weerstand in het voorland. De mate van weerstand in het voorland is onzeker en is bepalend voor de kwelweglengte in het voorland. Deze effectieve voorlandlengte wordt bepaald door een combinatie van geometrische factoren (fysieke lengte) en spreidingslengte van het voorland.
- Het theoretische potentiaalverloop onder de dijk is per uittredepunt bepaald. Hiervoor worden de modellen in het technisch rapport waterspanningen gebruikt [6]. De schematisering van de geohydrologische potentiaalverlopen en daaruit volgend de respons per uittredepunt is congruent met de schematisering van piping. Er is een correlatie tussen de transmissiviteit (kD-waarde) van het watervoerende zandpakket en de doorlatendheid en dikte van het watervoerende pakket die de mate van pipinggevoeligheid bepalen.

### Veiligheidsbenadering

De aangescherpte methode hanteert dezelfde veiligheidsbenadering als het OI2014 en het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium. De methode gaat, gelijk aan de methode van het WBI, uit van een semi-probabilistische berekening met karakteristieke waarden die door extrapolatie een benaderde faalkans per scenario levert. Deze benaderde faalkansen worden vervolgens gecombineerd met de kans op optreden van het scenario. De gecombineerde faalkans wordt getoetst aan de faalkanseis per doorsnede voor het mechanisme piping. Op basis van de afstand tot de faalkanseis wordt per uittredepunt of cluster van uittredepunten een afweging gemaakt of



een versterkingsmaatregel nodig is. De maatregelen kunnen globaal (per vak) of lokaal (binnen een vak) worden vastgesteld.

In het kader van de ontwikkeling van het WBI is een kalibratie [7] uitgevoerd die de relatie beschrijft tussen de veiligheidsfactor uit de semi-probabilistische analyse en een benaderde faalkans.

In deze uitgevoerde kalibratie zijn uitgangspunten voor de (ruimtelijke) variaties zo gekozen dat ze voor de Nederlandse situatie generiek toepasbaar zijn.

Ten opzichte van de uitgangspunten van uitgevoerde kalibratie tijdens de ontwikkeling van het WBI, houdt de aangescherpte methode rekening met correlaties tussen onderstaande parameters. Hierdoor worden onrealistische schematisaties uitgesloten.

- Kwelweglengte, lokale dikte van de deklaag en (gereduceerd) verval
- Dempingsfactor (responsfactor) en geohydrologische eigenschappen

Daarnaast zijn de variatiecoëfficiënten per parameter aangescherpt door een meer lokale schematisatie op basis van beschikbare gegevensbronnen.

De aangescherpte methode houdt dus meer rekening met correlaties tussen stochasten en hanteert kleinere variaties van de stochasten waardoor het gebruik van de (WBI-)kalibratieformule kan leiden tot een overschatting van de faalkans per uittredepunt. Daarmee biedt de methode een meer realistische faalkansschatting.

Bij de vertaling van de benaderde faalkans per uittredepunt naar de faalkans per vak moet rekening worden gehouden met lengte-effecten. De vakken zijn bepaald op basis van de verwachte onzekerheden in de ondergrond en geometrische kenmerken. De vakgrootte is zodanig gekozen dat zij groter of minimaal gelijk is aan de referentielengte (300m) voor het lengte-effect. De referentielengte geeft de omvang van de karakteristieke afmetingen van het (geohydrologische en piping) model, en sluit aan bij de uitgangspunten van de kalibratie [7]. Deze aanpak volgt het advies van het KPR met betrekking tot de vakgrootte [8].

### **Ondergrondschematisatie**

Om de resultaten van de eerdere berekeningen te kunnen vergelijken is de ondergrondschematisatie als toegepast in de Integrale veiligheidsbenadering ook toegepast in de uitgevoerde berekeningen. Er is gerekend met 1 scenario per vak.

De veranderlijke opeenvolging van laagscheidingen in de holocene ondoorlatende deklaag wordt niet als scenario meegenomen. Deze variaties zijn opgenomen in de keuze van het gemiddeld volumegegewicht van de deklaag per vak, dat per scenario bepaald kan worden. De opbouw van de deklaag (met name veel of weinig veen) is een criterium voor de geotechnische vakindeling.

### **Aandachtspunten**

De methode gaat over het pad van de kwel uit van een relatieve uniforme doorlatendheid (uniforme  $kD$ -waarde), dit is in lijn met de WBI-methodiek. Indien er een grote afwijking is in transmissiviteit in het voor- en achterland, leidt de methode tot een over- of onderschatting van de faalkans. Het is niet mogelijk om direct uitsluitsel te geven of het een over- of onderschatting



betreft, om dit inzichtelijke te krijgen is een gedetailleerde studie benodigd ter bepaling van de doorlatendheid in voor- en achterland. Dit valt buiten het kader van deze beoordeling. Bij een grote verticale heterogeniteit in doorlatendheid van de zandlagen is het Sellmeijer model niet meer toereikend. Hier kan rekening mee gehouden worden door uit te gaan van een gewogen gemiddelde van de dikte en doorlatendheid van het watervoerende zandpakket, conform de schematiseringshandleiding [9].

Een tweede aandachtspunt heeft betrekking op de verhouding tussen de evenwichtslengte van de pipe en de aanwezige kwelweglengte. Het criterium van de rekenregel van Sellmeijer gaat uit van een pipe die groeit, niet van een pipe die net geïnitieerd wordt; het kritiek verval is het maximale verval waarbij een aanwezige pipe nog in evenwicht kan komen. Op basis van recent onderzoek, uitgevoerd door Fugro in opdracht van Waterschap Rivierenland [10], is gebleken dat de aanwezige pipe verder door kan groeien dan 3 maal de dijkzate en nog in evenwicht kan komen. De maximaal toelaatbare kwelweglengte is op basis hiervan gesteld op 3 maal de dijkzate.

## 3.2 Aanvullende uitgangspunten

Voor de uitgangspunten wordt verwezen naar de Technische Uitgangspunten Notitie (TUN) [1]. Uitgangspunten waar wordt afgeweken van de TUN of specifiek zijn voor de toegepaste methode zijn toegelicht in onderstaande paragrafen.

### 3.2.1 Intredelijn

De maximale intredelijn volgt in principe de insnijding van de rivier in het voorland. Hier is de stijghoogte in het watervoerend pakket gelijk aan de rivierwaterstand. Voor vak 5 ligt de geometrische intredelijn op deze locatie. Vak 4 ligt in de binnenhaven. De kade ligt voor het dijklichaam en fungeert als voorland. De intredelijn is gelegd op de kademuur aan. De intredelijn is weergegeven in *Intredelijn* in geodatabase *STPH\_analyse.gdb* [11].

Bij de intredelijn is de maximale kwelweg nog niet beperkt tot maximaal 3x de dijkzaten. De toegepaste effectieve voorlandlengte in de berekening is de effectieve voorlandlengte, afgeknot op uitgangspunt maximaal 3x dijkzate.

### 3.2.2 Bepaling uittredepunten

Hij dijktraject ligt in stedelijk gebied. Daar waar mogelijk uittredepunten aanwezig kunnen zijn, zijn uittredepunten toegewezen. In vak 4a is dit tussen de binnenteen en eerste bebouwing achter de dijk en in achterliggende straten. Bij lokale laagtes zijn meerdere punten toegewezen. In vak 5b en 6 is een groter oppervlak beschikbaar. Hier liggen de uittredepunten circa 10 à 15 meter uit elkaar, bij lokale laagtes en de aanwezige sloot is de resolutie hoger, h-o-h 5 à 10 meter uit elkaar. In vak 4a zijn 38 uittredepunten beschouwd, in dijkgedeelte vak 5b/6 zijn 402 uittredepunten beschouwd. De uittredepunten zijn gegeven in *Uittredepunten11* in geodatabase *STPH\_analyse.gdb* [11].

### 3.2.3 Buitenteenlijn

De buitenteenlijn is bepaald op basis van het DTM. De buitenteenlijn is bepaald om de dijkzate te bepalen, dit is de afstand van het uittredepunt tot aan de buitenteenlijn.



### 3.2.4 Weerstand voorland (c)

Dijktraject 4a ligt bij de binnenhaven en de Waalplaat. Bij het dijkgedeelte langs de kade is geen groot voorland aanwezig. Door de kade kan radiale instroming en inzijging optreden waardoor tussen de buitenteen en de kademuur een intredepunt mogelijk is voor piping. De kade zorgt voor weerstand, daarom is de kade meegenomen als voorland. De weerstand van het voorland bij de Waalplaat is niet bekend, daarom zijn gevoeligheidsberekeningen uitgevoerd. Voor de weerstand in het voorland is een c-waarde aangehouden van 2, 5 of maximaal 10 dagen

In dijkvak 5b/6 is voorland aanwezig, variërend van 20 tot 130 meter. De dikte van deklagen in het voorland is niet groot. De grote afstand tussen rivier en achterland geeft weerstand bij de indringing van rivierwater in de ondergrond en daarmee de stijghoogte in het watervoerend pakket. Doordat de deklaagdikte in het voorland klein is wordt hiervoor toch een lagere waarde voor de weerstand aangehouden. Voor de weerstand in het voorland is een c-waarde aangehouden van 2, 5 of maximaal 10 dagen.

### 3.2.5 70-percentiel korreldiameter, D70

De D70 is de zeefmaat [m] die 70% (massa) van de zand- of grindkorrels van de zand- en grindfractie laat passeren. Voor de beoordeling van piping is de D70 van de laag direct onder de toplaag van belang. De D70 van het hoogst gelegen zandpakket is hierbij aangehouden. De D70 in het traject is als volgt:

- Vak 4a: 170  $\mu\text{m}$
- Vak 5b/6: 270  $\mu\text{m}$

Voor verdere onderbouwing van de bepaling van de D70 wordt verwezen naar de TUN [1].

### 3.2.6 Dikte deklaag

De dikte van de deklaag is de afstand tussen de onderkant van de cohesieve lagen en het maaiveld. De hoogte van het maaiveld is bepaald op basis van het DTM. Als een uitredepunt buiten het bereik van het DTM ligt (DTM tot 100m van kruinlijn), is AHN3 aangehouden. De bovenzijde van de deklaag is per uitredepunt bepaald, de onderzijde van de deklaag is vastgelegd op vakniveau.

## 3.3 Resultaten

De resultaten zijn gepresenteerd per dijktraject. Van vak 4a is alleen het gedeelte relevant waar geen ankerscherm aanwezig is, het gedeelte van dijktraject 4a waar een ankerscherm aanwezig is, is toegelicht in Hoofdstuk 2. Berekeningen zijn uitgevoerd voor zichtjaar 2025 en 2075. Doordat de weerstand van het voorland niet bekend is, zijn meerdere scenario's berekend. Dit is bij 2, 5 en 10 dagen weerstand. De faalkans per uitredepunt is uitgedrukt in een categorie, van categorie I<sub>v</sub> t/m V<sub>v</sub>. Hierbij is de faalkans gerelateerd aan een gestelde ondergrenswaarde en signaleringswaarde. De trajectnormen zijn gegeven in Tabel 3.1, de categorie indeling op basis van deze normen is gegeven in Tabel 3.2. De uitredepunten hebben een kleur toegekend gekregen o.b.v. de categorie, de classificatie van de kleuren is gegeven in de legenda als gegeven in Figuur 3.1 en overeenkomstig met de categorieën als gegeven in Tabel 3.2.



**Tabel 3.1 Norm en faalkans bij dijktraject 43-6, STPH**

	Signaleringswaarde		Ondergrens	
Norm van het dijktraject	1/10.000 per jaar	1,0E-04 per jaar	1/3.000 per jaar	3,0E-03 per jaar
Faalkanseis per toetsspoor	1/41.667 per jaar	2,40E-05 per jaar	1/12.500 per jaar	8,00E-05 per jaar

**Tabel 3.2 Categorisering ter beoordeling (traject en vak)**

Categorie	Aanduiding	Ondergrens traject	Bovengrens traject	Ondergrens vak	Bovengrens vak
I <sub>v</sub>	Voldoet ruim aan de signaleringswaarde	0	8,00E-07	0	1,50E-08
II <sub>v</sub>	Voldoet aan de signaleringswaarde	8,00E-07	2,40E-05	1,50E-08	4,51E-07
III <sub>v</sub>	Voldoet aan de ondergrens en mogelijk aan de signaleringswaarde	2,40E-05	8,00E-05	4,51E-07	1,50E-06
IV <sub>v</sub>	Voldoet mogelijk aan de ondergrens en/of aan de signaleringswaarde	8,00E-05	3,33E-04	1,50E-06	3,33E-04
V <sub>v</sub>	Voldoet niet aan de ondergrens	3,33E-04	0,01	3,33E-04	0,01
VI <sub>v</sub>	Voldoet ruim niet aan de ondergrens	0,01	1	0,01	1

### Categorie\_max\_ratio

- Iv
- IIv
- IIIv
- IVv
- Vv
- Buitenteen
- Intredelijn
- Vakindeling\_STPH
- Dijkpalen\_StaT

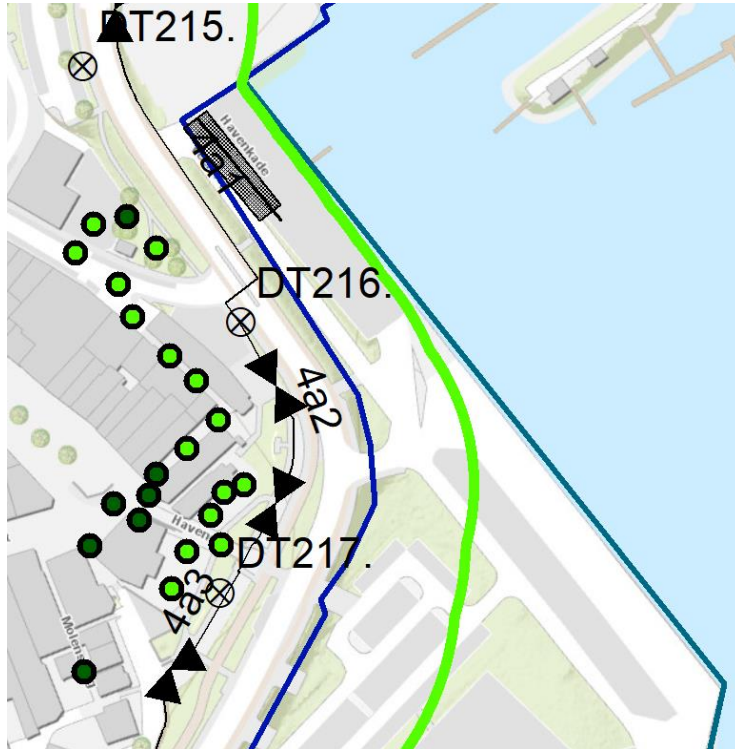
Figuur 3.1 Legenda bij figuren van de resultaten





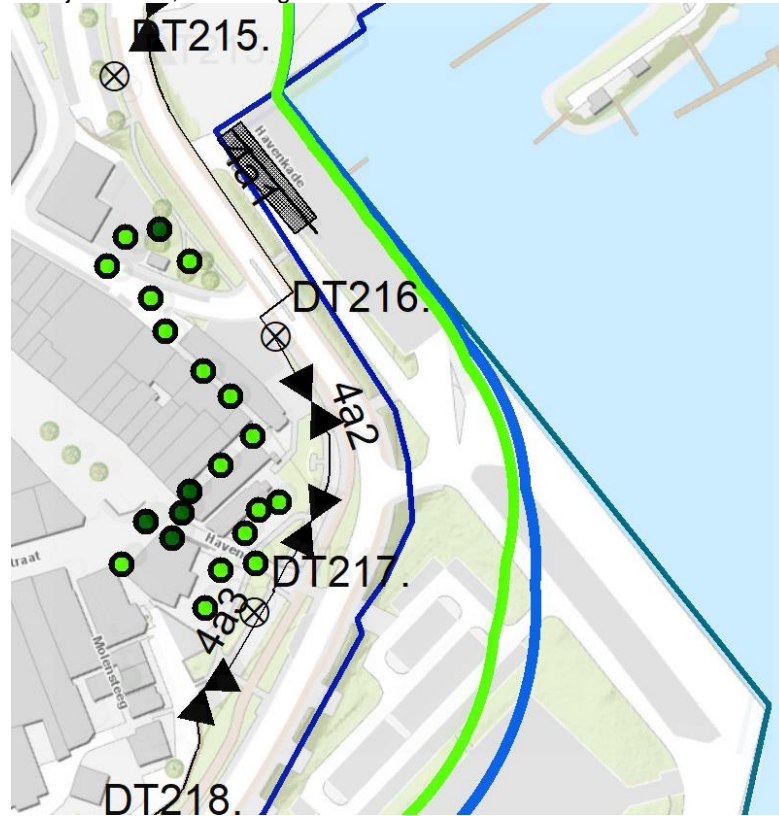


Zichtjaar 2075, c=2 dagen



Figuur 3.3 Resultaten per uitredepunt toetsvak 4a, zichtjaar 2075, c = 2 dagen

Zichtjaar 2075, c = 5 dagen



Figuur 3.4 Resultaten per uittredepunt toetsvak 5b/6, zichtjaar 2075, c = 5 dagen

Zoals in Figuur 3.3 te zien is geeft bij een klein voorland als aanwezig door de kade een voorlandweerstand van 2 of 5 dagen nagenoeg geen verschil. Er wordt in het zuidelijk gedeelte van dijktraject 4a als ruim voldaan aan de gestelde eisen, de resultaten bij c = 10 dagen heeft geen toegevoegde waarde, daarnaast zal door de grotere voorlandweerstand de extra kwelweglengte dermate weinig toenemen dat het oordeel van uittredepunten in categorie II<sub>v</sub> niet zal veranderen in categorie I<sub>v</sub>.

### 3.3.2 Toetsvakken 5b en 6

Zichtjaar 2025



Figuur 3.5 Resultaten per uittredepunt toetsvak 5b/6, zichtjaar 2025, c = 5 dagen

Tabel 3.3 Aantal uittredepunten per categorie

Categorie	Zichtjaar 2025, c = 5 d
I <sub>v</sub>	64
II <sub>v</sub>	143
III <sub>v</sub>	49
IV <sub>v</sub>	135
V <sub>v</sub>	6
<b>Totaal</b>	<b>397</b>



Zichtjaar 2075, c=2 dagen



Figuur 3.6 Resultaten per uittredepunt toetsvak 5b/6, zichtjaar 2075, c = 2 dagen

Tabel 3.4 Aantal uittredepunten per categorie

Categorie	Zichtjaar 2075, c = 2 d
I <sub>v</sub>	23
II <sub>v</sub>	50
III <sub>v</sub>	59
IV <sub>v</sub>	246
V <sub>v</sub>	19
<b>Totaal</b>	<b>397</b>



Zichtjaar 2075, c=5 dagen



Figuur 3.7 Resultaten per uittredepunt toetsvak 5b/6, zichtjaar 2075, c = 5 dagen

Tabel 3.5 Aantal uittredepunten per categorie

Categorie	Zichtjaar 2075, c = 5 d
I <sub>v</sub>	37
II <sub>v</sub>	104
III <sub>v</sub>	56
IV <sub>v</sub>	184
V <sub>v</sub>	16
<b>Totaal</b>	<b>397</b>

Zichtjaar 2075, c=10 dagen



Figuur 3.8 Resultaten per uittredepunt toetsvak 5b/6, zichtjaar 2075, c = 10 dagen

Tabel 3.6 Aantal uittredepunten per categorie

Categorie	Zichtjaar 2025, c = 5 d	Zichtjaar 2075, c = 2 d	Zichtjaar 2075, c = 5 d	Zichtjaar 2075, c = 10 d
I <sub>v</sub>	64	23	37	43
II <sub>v</sub>	143	50	104	130
III <sub>v</sub>	49	59	56	62
IV <sub>v</sub>	135	246	184	147
V <sub>v</sub>	6	19	16	15
<b>Totaal</b>	<b>397</b>	<b>397</b>	<b>397</b>	<b>397</b>

## 4 Conclusies

In het noordelijk gedeelte van vak 4a is een ankerscherm met bentonietmatten aanwezig. Hierdoor is dit gedeelte van het toetsvak beoordeeld als constructie. Hierbij zijn de deelfaalmechanismen onderloopsheid en achterloopsheid beschouwd. Achterloopsheid en de combinatie van achterloopsheid/ onderloopsheid is geen relevant mechanisme of geen maatgevende kwelstroom. Onderloopsheid is beschouwd gebruikmakend de methode van Lane. Hieruit volgt dat het kritieke verval groter is dan het optredende verval, bij zichtjaar 2125. Bij het noordelijk gedeelte van de kade (noordelijkste 40m) zijn geen verdere maatregelen benodigd.

Het overige gedeelte van vak 4a is beoordeeld met de methode van Sellmeijer. Echter, gebruikmakend van deze methode waarbij de kade is meegenomen als voorland en een scherpere schematisatie is toegepast valt de opgave weg. Voor de toekomstbestendigheid, aangezien nu een versterkingsproject opgestart is, is berekend of het dijkgedeelte ook voldoet bij zichtjaar 2075. Onder deze omstandigheden is in het noordelijk gedeelte het ankerscherm benodigd om aan de gestelde eisen te voldoen. In het overige gedeelte van het vak is geen Pipingprobleem, bij zichtjaar 2075 vallen alle uittredepunten in categorie I<sub>v</sub> of II<sub>v</sub>, daarmee wordt ruimschoots aan de eisen voldaan en zijn geen verdere maatregelen benodigd.

Toetsvakken 5b en 6 zijn herbeoordeeld voor de huidige toetseisen, zichtjaar 2025 en is de benodigde opgave bij omstandigheden voor zichtjaar 2075 berekend. In de berekening met de uittredepunten-methode is het voorland meegenomen in de beschouwing. Hierbij is de weerstand gevarieerd tussen 2, 5 of 10 dagen. De toetsresultaten zijn gegeven in de figuren in paragraaf 3.3.2, een overzicht van de resultaten is gegeven in Tabel 4.1. Hieruit blijkt dat maatregelen benodigd zijn.

Het merendeel van de uittredepunten die in “onvoldoende” categorie IV en V vallen liggen in lager gelegen delen van het achterland en in de teensloot. Opvallend is dat afkeur optreedt tot ca. 140m achter de dijk, tussen de woningen, waardoor een grondoplossing niet direct een voordehand liggende keuze is. Het in de verkenningsfase gekozen voorkeursalternatief waarbij met een constructie (heavescherm of filterscherm) het faalmechanisme piping versterkt wordt, heeft daardoor nog steeds de voorkeur.

**Tabel 4.1 Overzicht aantal uittredepunten per categorie vak 5b/6**

Categorie	Zichtjaar 2025, c = 5 d	Zichtjaar 2075, c = 2 d	Zichtjaar 2075, c = 5 d	Zichtjaar 2075, c = 10 d
I <sub>v</sub>	64	23	37	43
II <sub>v</sub>	143	50	104	130
III <sub>v</sub>	49	59	56	62
IV <sub>v</sub>	135	246	184	147
V <sub>v</sub>	6	19	16	15
<b>Totaal</b>	<b>397</b>	<b>397</b>	<b>397</b>	<b>397</b>



## 5 Bronvermelding

- [1] Integrale veiligheidsanalyse Stad Tiel R005-1266919NPL-V01-mdg-NL.pdf, TAUW, 27 februari 2020
- [2] Verkenningsfase Dijkversterking Stad Tiel - Technische Uitgangspunten Notitie R006-1266919DGL-V01-kzo-NL.pdf, TAUW, 27 februari 2020
- [3] Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen, TAW, maart 1999
- [4] Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen, Deltares, maart 2012
- [5] Grondonderzoek Waalkade Tiel, Lankema, 8 november 2017
- [6] Technisch rapport waterspanningen bij dijken, TAW, 1 september 2004
- [7] WBI2017 Code Calibration – Reliability-based code calibration and semi-probabilistic assessment rules for the WBI2017, RWS, 24 juni 2017
- [8] Factsheet KPR vakgrootte, kennisplatform risicobenadering, 13 juli 2017
- [9] Schematiseringshandleiding Piping, ministerie van I&M, 28 november 2019
- [10] Korte handreiking mee name voorland > 1x dijkzate 1218-0024-001.R14c, Fugro, 20 april 2020
- [11] Geodatabase *STPH\_analyse.gdb*, TAUW, 28 juli 2020





**Kenmerk**

R008-1274666NPL-V01-mdg-NL

**Bijlage 2**

**Technische uitgangspuntennotitie VO-  
fase**



**Tauw**



## **Technische Uitgangspunten Notitie (TUN)**

### **VO-fase dijkversterking Stad Tiel**

**19 maart 2021**



## Verantwoording

<b>Titel</b>	Technische Uitgangspunten Notitie
<b>Opdrachtgever</b>	Waterschap Rivierenland
<b>Projectleider</b>	Hans van Kooten
<b>Auteur(s)</b>	Nadine van Dijk, Nick den Adel en Herm-Jan Wolters
<b>Tweede lezer</b>	Nander van der Plicht
<b>Uitvoering meet- en inspectiewerk</b>	
<b>Projectnummer</b>	1274666
<b>Aantal pagina's</b>	67
<b>Datum</b>	19 maart 2021
<b>Handtekening</b>	

## Colofon

TAUW bv  
Handelskade 37  
Postbus 133  
7400 AC Deventer  
T +31 57 06 99 91 1  
E info.deventer@tauw.com



## Inhoud

1	Inleiding .....	7
1.1	Aanleiding en doel.....	7
1.2	Wijzigingen en aanvullingen t.o.v. TUN verkenningfase .....	7
1.3	Beschrijving normtraject.....	8
1.4	Leeswijzer .....	9
2	Ontwerprandvoorwaarden .....	10
2.1	Beleidsuitgangspunten WSRL .....	10
2.2	Zichtjaar .....	10
3	Normering en veiligheidsfilosofie .....	11
3.1	Wettelijk kader.....	11
3.1.1	Ontwerpinstrumentarium en WBI2017 .....	11
3.1.2	Overige normen en richtlijnen .....	11
3.2	Normering .....	11
3.3	Faalkanseisen op doorsnedeniveau .....	12
3.3.1	Faalkanseis <i>hoogte</i> .....	13
3.3.2	Faalkanseis <i>macrostabiliteit en piping</i> .....	13
3.3.3	Faalkanseisen kunstwerken.....	14
3.3.4	Samenvatting faalkanseisen .....	16
4	Vakindeling en voorkeursalternatief .....	17
4.1	Vakindeling.....	17
4.2	Voorkeursalternatief per dijktraject.....	17
5	Geometrische uitgangspunten.....	18
5.1	Geometrie .....	18
5.2	Bodemdaling .....	18
6	Hydraulische randvoorwaarden.....	19
6.1	Werkwijze afleiden HR .....	19
6.2	Klimaatscenario's .....	19
6.3	Overslagdebiet en grasbekleding binnentalud .....	19
6.4	Hydraulische belastingen .....	19
6.4.1	Hoogte.....	19



6.4.2	Overige faalmechanismen .....	21
6.4.3	Hydraulische belastingen kunstwerken.....	21
7	Bekleding.....	23
7.1	Inleiding.....	23
7.2	Graserosie Kruin en Binnentalud (GEKB).....	23
7.3	Gras afschuiven binnentalud (GABI).....	23
7.4	Gras afschuiven buitentalud (GABU) .....	23
7.5	Graserosie buitentalud (GEBU) .....	23
7.6	Stabiliteit steenbekleding .....	23
8	Macrostabiliteit groene dijk .....	25
8.1.1	Schuifsterktemodel.....	25
8.1.2	Rekenmethode en programmatuur .....	25
8.1.3	Omgang met falen.....	25
8.1.4	Partiële factoren .....	26
8.2	Omgang significante overslag.....	27
	Bodemopbouw en grondparameters.....	28
8.3	28	
8.3.1	Schematisatie grensspanning in stabiliteitsom .....	29
8.4	Schematisatie waterspanningen .....	30
8.4.1	Ligging freatische lijn dagelijkse omstandigheden .....	30
8.4.2	Freatische lijn achterland .....	30
8.4.3	Ligging freatische lijn in waterkering bij MHW zonder overslag .....	31
8.4.4	Ligging freatische lijn in waterkering bij MHW met overslag .....	31
8.4.5	Ligging freatische lijn in waterkering – na val hoogwater .....	32
8.4.6	Stijghoogte dagelijks (PL2) .....	32
8.4.7	Stijghoogte MHW .....	32
8.4.8	Stijghoogte in tussenzandlaag .....	33
8.5	Indringingslengte.....	33
8.6	Verkeersbelasting .....	34
8.7	Ontwerputgangspunten .....	34
9	Opbarsten, heave en piping .....	35
9.1.1	Werkwijze.....	35



9.1.2	Partiële factoren .....	35
9.1.3	Sterkteparameters.....	36
9.1.4	Piping .....	37
9.1.5	Bepaling lengte heaveschermen.....	37
10	Langsconstructies.....	39
10.1	Inleiding.....	39
10.2	Partiële factoren .....	39
10.3	Zichtjaar en levensduur.....	40
10.4	Grondmodellen.....	40
10.5	Rekenfasering en –instelling.....	42
10.6	Controle groene dijk.....	43
10.7	Modelleeraspecten.....	44
10.7.1	Bodemdaling .....	44
10.7.2	Dijkmateriaal en deklaag.....	45
10.7.3	Restprofiel.....	45
10.7.4	Waterspanningen .....	46
10.7.5	Onverankerde damwand – stijfheden grond .....	47
10.7.6	Puntveer.....	47
10.7.7	Modellering damwand.....	47
10.7.8	Modellering ankers.....	47
10.7.9	Invloed corrosie.....	48
10.7.10	Overslag .....	49
10.7.11	Fluïderen en voorboren .....	50
10.7.12	Heave .....	50
10.8	Ontwerptoetsingen .....	50
10.8.1	Glijvlak of groundbreuk (GEO-1).....	51
10.8.2	Snijden van grond (GEO-2).....	51
10.8.3	Sterkte wand (STR-1) .....	51
10.8.4	Sterkte anker en gording (STR-2).....	52
10.8.5	Verticaal draagvermogen (SSI-1) .....	53
10.8.6	Houdkracht groutlichaam (SSI-2) .....	54
10.8.7	Vervormingen.....	54



10.9	Numerieke aspecten .....	55
10.10	Overige ontwerpuitgangspunten .....	55
10.11	Uitgangspunten zelfstandig waterkerende constructies .....	55
11	Uitgangspunten ontwerp coupures.....	57
11.1	Inleiding.....	57
11.2	Zichtjaar en levensduur.....	59
11.3	Keermiddelen .....	59
11.4	Belastingen .....	59
11.5	Toetsingen .....	60
11.5.1	Toetsspoor hoogte .....	60
11.5.2	Betrouwbaarheid sluiten.....	60
11.5.3	Constructief falen .....	60
11.5.4	Piping .....	61
11.6	Overige uitgangspunten .....	61
12	Referenties .....	62
Bijlage 1	Vakindeling.....	64
Bijlage 2	Proevenverzameling Waal .....	65
Bijlage 3	Bepaling d70 .....	66
Bijlage 4	Bepaling hydraulische randvoorwaarden kunstwerken.....	67



## 1 Inleiding

### 1.1 Aanleiding en doel

Een groot deel van de waterkering bij Tiel is in de derde toetsronde afgekeurd. Een deel van dit traject is recent versterkt binnen het project Fluvia Tiel. De versterking van de overige waterkeringen in Tiel wordt op orde gebracht met de dijkversterking Stad Tiel. Deze dijkversterking is opgenomen in het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP).

Waterschap Rivierenland (WSRL) heeft voor de waterkering binnen het projectgebied van de dijkversterking Stad Tiel een nadere veiligheidsanalyse<sup>1</sup> uitgevoerd waarbij de scope is vastgelegd met inachtneming van de nieuwe norm uit de Waterwet en de laatste rekenregels uit het Ontwerpinstrumentarium 2014 (OI2014).

In 2019 heeft TAUW, met partners H+N+S en Iv-Infra, de verkenningsfase voor deze dijkversterking doorlopen. Hieruit is het voorkeursalternatief (VKA) van de versterking vastgesteld. In de huidige fase van het project wordt het VKA verder uitgewerkt tot een voorontwerp (VO), met als doel de benodigde vergunningen, zoals Projectplan Waterwet, monumentenvergunning, etc. aan te vragen. Deze Technische uitgangspuntennotitie (TUN) beschrijft de uitgangspunten om te komen tot het voorontwerp en bevat aanvullende en gewijzigde uitgangspunten uit de TUN van de verkenningsfase. Ongewijzigde uitgangspunten uit de TUN van de verkenningsfase zijn overgenomen in voorliggende TUN. In navolgende paragraaf worden de belangrijkste wijzigingen en toevoegingen benoemd.

### 1.2 Wijzigingen en aanvullingen t.o.v. TUN verkenningsfase

De aanvullingen in voorliggende TUN ten opzichte van de TUN uit de verkenningsfase hebben met name betrekking op de uitgangspunten voor het ontwerp van langsconstructies en kunstwerken. De langsconstructies zijn in de verkenningsfase vrij beknopt en eenvoudig berekend waar deze in de planuitwerkingsfase zullen worden uitgewerkt naar complete berekeningen op basis van de PPL [20] en PPE [21]. Kunstwerken (coupures) zijn in de verkenningsfase niet doorgerekend, dit gedeelte is geheel nieuw in deze TUN, zie hoofdstuk 11.

Het voorontwerp is een uitwerking van het VKA. Er is echter in de VKA wel een opening gehouden voor andere typen constructies dan in het VKA benoemd (vaak damwanden) [bronverwijzing naar nota VKA]:

*'Binnen de voorkeursalternatieven en bijbehorende kostenraming is gekozen voor een bepaald type constructie. Hierbij wordt opgemerkt dat in de planuitwerkingsfase nader*

<sup>1</sup> Groene dijken: Rapportage Geotechniek [4] en Rapportage Overloop en overslag [5]  
Kunstwerken en langconstructies [6]



*bepaald moet worden of deze constructie inderdaad de beste oplossing is of dat beter een andere type constructie of innovatie kan worden toegepast.'*

De TUN is bedoeld om de kansrijke varianten binnen het VKA rekenkundig uit te kunnen werken.

Daarnaast zijn voor zowel de groene dijken als langsconstructies de volgende wijzigingen gemaakt:

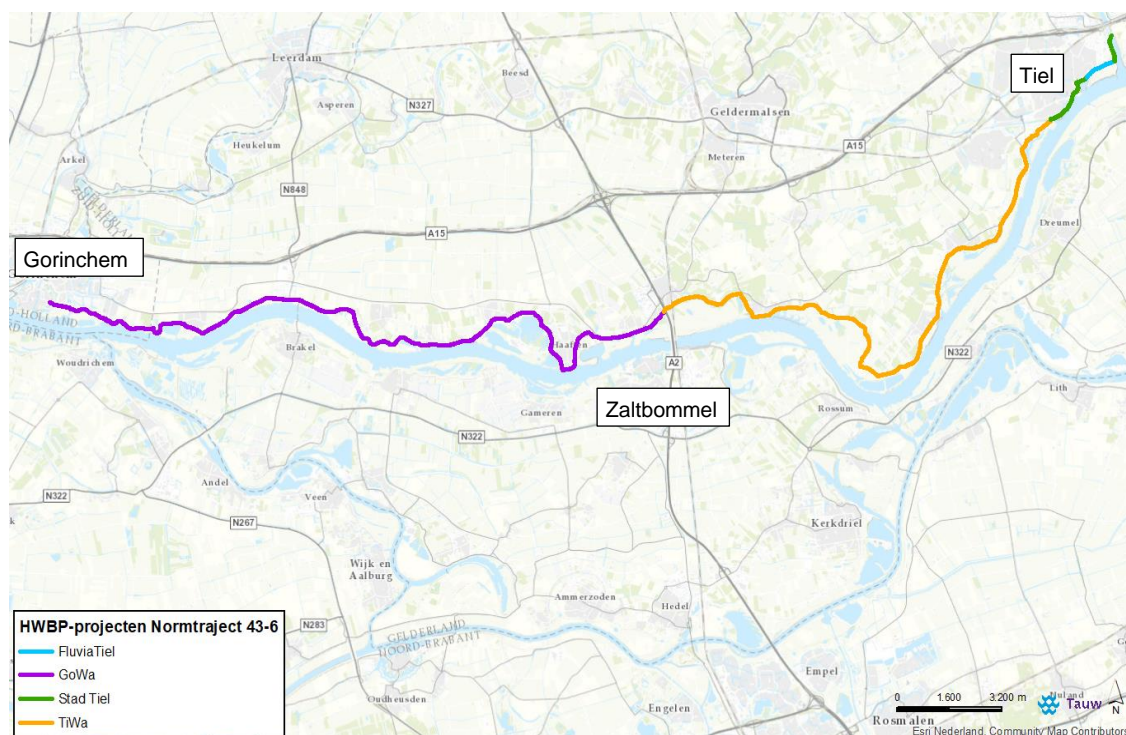
- Rekenen met verzadigd dijklichaam door significante overslag, dit is nog niet meegenomen in de verkenningfase
- Verlaging van de schematiseringsfactor

### 1.3 Beschrijving normtraject

Het te versterken traject binnen dijkversterking Stad Tiel ligt binnen normtraject 43-6, de dijk langs de Waal van Gorinchem tot Tiel. Dit normtraject is en wordt voor een groot deel versterkt, deels binnen Stad Tiel, maar ook binnen de volgende drie HWBP-projecten:

- Gorinchem – Waardenburg (GoWa)
- Tiel – Waardenburg (TiWa)
- Fluvia Tiel (reeds uitgevoerd)

Normtraject 43-6 kent een signaleringswaarde van 1/30.000 per jaar en een maximaal toelaatbare overstromingskans van 1/10.000 per jaar [1]. Figuur 1-1 geeft een overzicht van het gehele normtraject en de onderverdeling daarvan binnen de verschillende HWBP-projecten.





*Figuur 1-1 HWBP-projecten normtraject 43-6*

Het traject binnen dijkversterking Stad Tiel kenmerkt zich door de diversiteit:

Aan de oostzijde van Tiel, langs het kanaal richting de Prins Bernhardsluizen (verbinding tussen de Waal en het Amsterdam-Rijnkanaal) betreft het een groene dijk waar aan de binnenzijde ruimte is om te versterken in grond. Het deel van het traject, ten westen van FluviaTiel, loopt door stedelijk gebied. Binnen dit deeltraject zijn veel langsconstructies aanwezig. De dijken binnen het traject zijn voornamelijk schaardijken. Enkel bij een klein deel van de groene dijk ten westen van Tiel is voorland aanwezig.

## **1.4 Leeswijzer**

In de onderstaande hoofdstukken worden de technische uitgangspunten benodigd voor het voorontwerp van de versterkingsmaatregelen beschreven.

In hoofdstuk 2 worden de beleidsuitgangspunten van het waterschap Rivierenland die van invloed zijn op het technische ontwerp gegeven. Hoofdstuk 3 beschrijft de wettelijke kaders en de daaruit volgende faalkanseisen per faalmechanisme.

De vakindeling en de geometrische uitgangspunten worden in hoofdstuk 4 en 5 beschreven. Voor het ontwerp zijn hydraulische randvoorwaarden afgeleid, deze zijn in hoofdstuk 6 per faalmechanisme uitgesplitst.

De technische uitgangspunten voor het berekenen van het bekleding, stabiliteits-, piping, langsconstructie- en coupure-ontwerp zijn respectievelijk in hoofdstuk 7 tot en met 11 gegeven.

Tot slot worden in hoofdstuk 12 alle benodigde leidraden, handreikingen, rapporten en onderzoeken benoemd die benodigd zijn om het ontwerp te maken.



## 2 Ontwerprandvoorwaarden

### 2.1 Beleidsuitgangspunten WSRL

Waterschap Rivierenland heeft in de volgende beleidsdocumenten eisen vastgelegd waaraan waterkeringen vanuit het beleid aan moeten voldoen:

- Basisspecificatie Dijk (BSD) [8]
- Ontwerpuitgangspunten Primaire keringen [9]
- Memo Toepassen demontabele en flexibele wanden in dijkverbeteringsprojecten [10]
- Beleid bouwen van woningen (permanente bouwwerken) op de waterkering in HWBP-projecten [11]
- Memo Technische uitgangspunten PVVR [12]
- Memo Redeneerlijn buitenwaartse stabiliteit (STBU) [13]
- Memo Modellerings dijksmateriaal; voorstel uniforme beschrijving in materiaalgedrag en waterspanningen bij macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts [14]
- Beheer en onderhoudsplan Waterkeringen [46]

De technische eisen uit bovenstaande documenten worden meegenomen in het ontwerp.

### 2.2 Zichtjaar

In principe houdt WSRL vast aan de 'standaard' levensduren, zoals ook gehanteerd binnen voorgaande dijkversterkingen, van 50 jaar voor groene dijken en 100 jaar voor constructies met een waterkerende functie. [3][8][9]

De zichtjaren worden overgenomen uit de verkenningsfase [3]:

- Groene dijken: 2075
- Constructies met een waterkerende functies: 2125

Bij constructies die mede de hoogte van de waterkering verzorgen, wordt de kruinhoogte behorend bij een zichtjaar 2075 aangelegd. De constructie wordt zo ontworpen dat deze uitbreidbaar is tot een hoogte behorend bij het zichtjaar 2125.



## 3 Normering en veiligheidsfilosofie

### 3.1 Wettelijk kader

In het Deltaprogramma 2015 is voorgesteld om voor het beoordelen van de veiligheid van de primaire waterkeringen over te stappen van de overschrijdingskansbenadering naar de overstromingskansbenadering. Per normtraject is hiervoor een norm vastgesteld en vastgelegd in de Waterwet. Dit normgetal wordt ook wel de signaleringswaarde genoemd aangezien deze waarde de waterkeringenbeheerders in staat stelt de waterkering te verbeteren nadat de signaleringswaarde is overschreden en voordat de maximaal toelaatbare overstromingskans (ondergrenswaarde) wordt overschreden.

Het toetsen en ontwerpen van waterkeringen gebeurt op basis van de maximaal toelaatbare overstromingskans. De maximaal toelaatbare overstromingskans is een factor drie groter dan de signaleringswaarde. Hierbij wordt de maximaal toelaatbare overstromingskans afgerond op de dichtstbijzijnde normklasse. De maximaal toelaatbare overstromingskans is daarom een normklasse lager dan de signaleringswaarden [1].

Beheerders zijn sinds het ingaan van de Waterwet op 1 januari 2017 verplicht om hun waterkeringen 12-jaarlijks te beoordelen met het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium 2017 (WBI2017). Trajecten die niet voldoen worden opgenomen in het HWBP, waarin ook de trajecten zijn opgenomen die afgekeurd zijn in voorgaande toetsrondes.

#### 3.1.1 Ontwerpinstrumentarium en WBI2017

We bevinden ons op dit moment nog steeds in een transitiefase van rekenen met overschrijdingskans naar rekenen met overstromingskans. Daarom heeft Rijkswaterstaat de *Handreiking ontwerpen met overstromingskansen* opgesteld, ook wel het Ontwerpinstrumentarium 2014 (OI2014) genoemd om aan de hand van de huidige leidraden en technische rapporten te kunnen ontwerpen met een overstromingskans. Voorliggend uitgangspuntendocument is opgesteld op basis van versie 4 van het Ontwerpinstrumentarium (OI2014v4, [1]). Waar nodig wordt gebruik gemaakt van de Schematiseringshandleidingen vanuit het WBI2017, in dat geval is dat expliciet vermeld.

#### 3.1.2 Overige normen en richtlijnen

- Langsconstructies: POVM Publicatie Langsconstructies (PPL) [20] en POVM Publicatie EEM (PPE) [21]
- Kunstwerken: Werkwijzer ontwerp van waterkerende kunstwerken (WOWK) [17]
- Diverse KPR-adviezen
- Diverse POV-publicaties

### 3.2 Normering

Voor het ontwerpen van waterkeringen wordt gebruik gemaakt van de maximaal toelaatbare overstromingskans. Normtraject 43-6 kent een signaleringswaarde van 1/30.000 per jaar en

daarmee een maximaal toelaatbare overstromingskans (ondergrenswaarde) van 1/10.000 per jaar [1]. Het gehele normtraject heeft een lengte van 46,9 km. Hiervan wordt 2,4 km binnen de dijkversterking Stad Tiel versterkt.

### 3.3 Faalkanseisen op doorsnedeniveau

Per faalmechanisme wordt de faalkanseis per doorsnede bepaald conform onderstaande formule:

$$P_{eis,i} = \frac{P_{norm} \cdot \omega}{N} \quad [1]$$

Met:

$P_{eis,i}$  (per jaar) faalkanseis die per doorsnede aan een faalmechanisme wordt gesteld

$P_{norm}$  (per jaar) de maximaal toelaatbare overstromingskans per normtraject

$\omega$  (-) faalkansruimtefactor voor het betreffende faalmechanisme

$N$  (-) lengte-effectfactor

#### Faalkansbegroting

Voor het ontwerp wordt uitgegaan van de standaard faalkansbegroting conform het OI2014v4 [1]. Deze faalkansbegroting is gelijk aan de faalkansbegroting gehanteerd in de veiligheidsanalyse voor de groene dijken [4] en de langconstructies [6]. Aangezien het gebruikelijk is om binnen een normtraject één faalkansbegroting te gebruiken is het daarnaast van belang dat de gehanteerde faalkansbegroting gelijk is aan de gehanteerde faalkansbegroting binnen de andere twee grote versterkingsprojecten binnen dit normtraject: GoWa en TiWa. Voor deze twee projecten geldt eveneens de standaard faalkansbegroting. Tabel 3-1 geeft de standaard faalkansbegroting die voor dit project wordt toegepast.

Tabel 3-1 Faalkansbegroting

Type kering	Faalmechanisme	Faalkansruimtefactor $\omega$ [-]
Dijk	Hoogte	0,24
	Opbarsten en piping	0,24
	Macrostabieliteit binnenwaarts	0,04
	Beschadiging bekleding en erosie	0,10
Kunstwerk	Niet sluiten	0,04
	Piping	0,02
	Constructief falen	0,02
Duin		0,00
Overig		0,30
Totaal		1,00

<sup>1</sup> Het faalmechanisme Duinafslag is hier niet van toepassing



### 3.3.1 Faalkanseis *hoogte*

Voor het faalmechanisme *hoogte* is de lengte-effectfactor N vastgesteld per traject. Deze kan variëren van 1 tot 3. Voor normtraject 46-3 is een lengte-effectfactor van 1 vastgesteld [1]. Hiermee volgt voor *hoogte* een faalkans eis van 1/41.667 per jaar.

### 3.3.2 Faalkanseis *macrostabiliteit en piping*

Voor de faalmechanismen *macrostabiliteit* en *piping* wordt de lengte-effectfactor bepaald met onderstaande formule:

$$N = 1 + \frac{a \cdot L_{traject}}{b} \quad [1]$$

Met:

- $L_{traject}$  (m)      lengte van het normtraject waarop de norm van toepassing is
- $a$  (-)              de fractie van de lengte van het traject dat gevoelig is voor het betreffende faalmechanisme
- $b$  (m)              lengte van onafhankelijke, equivalente vakken voor het betreffende faalmechanisme

De lengte van normtraject 43-6 bedraagt 46,9 kilometer. In het OI2014v4 zijn de waarden voor de parameters a en b gegeven. Deze zijn in onderstaande tabel opgenomen.

Tabel 3-2 Parameters a en b ter bepaling van de faalkanseis voor Macrostabiliteit binnenwaarts en Piping

Faalmechanisme	Watersysteem	a [-]	b [m]
Piping	Bovenrivieren	0,90	300
	Overig	0,40	300
Macrostabiliteit Binnenwaarts	Alle	0,033	50

Tiel bevindt zich in het bovenrivierengebied, waarmee voor de factor a voor piping een waarde van 0,9 volgt. Hiermee volgt een faalkanseis op doorsnedeniveau voor het faalmechanisme *piping* 1/5.904.167 per jaar. Voor het faalmechanisme *macrostabiliteit binnenwaarts* volgt een faalkanseis op doorsnedeniveau van 1/7.988.500 per jaar. Bij toepassing van constructies in de dijk dient conform [20] de toelaatbare eis voor macrostabiliteit binnenwaarts op doorsnedeniveau door drie gedeeld te worden. Dit vanuit de veronderstelling dat de drie faalmechanismen (1) geotechnische instabiliteit, (2) bereiken van de toelaatbare materiaalsterkte in constructieve onderdelen en (3) falen van het ankersysteem onafhankelijk van elkaar kunnen optreden. Voor onverankerde wanden wordt de faalkansruimte voor het ankersysteem niet benut [20]. Voor de langconstructies wordt de faalkanseis op doorsnedeniveau daarom als volgt bepaald:

$$P_{eis;i;LC} = \frac{P_{norm} * \omega}{3 * N}$$



Voor de langconstructies in het binnentalud geldt een faalkanseis van 1/23.965.500 per jaar ( $\beta_{eis;dsn;LC} = 5,36$ ).

Voor de bepaling van faalkanseis op doorsnedeniveau voor het faalmechanisme *macrostabiliteit buitenwaarts* wordt memo "Redeneerlijn buitenwaartse stabiliteit" [13] gevolgd. Hierbij wordt de faalkanseis op doorsnedeniveau voor *macrostabiliteit buitenwaarts* bepaald door de faalkanseis voor *macrostabiliteit binnenwaarts* te vermenigvuldigen met een factor 1000. Hiermee volgt een faalkanseis op doorsnedeniveau van 1/7.988 per jaar.

Hierbij wordt opgemerkt dat bovenstaande faalkanseisen op doorsnedeniveau voor *piping* en *macrostabiliteit* afwijken ten opzichte faalkanseisen uit de uitgangspuntenrapportage voor de Veiligheidsanalyse van de groene dijken [3]. Deze faalkanseisen bleken niet overeen te komen met de beschreven werkwijze uit het OI2014v4 en de daarin opgenomen factoren per normtraject. Deze nieuw afgeleide faalkanseisen corresponderen wel met het OI2014v4.

### 3.3.3 Faalkanseisen kunstwerken

De faalkanseisen voor de kunstwerken wordt per faalmechanisme (hoogte, betrouwbaarheid sluiting, constructief falen en piping) toegelicht. De faalkanseis per faalmechanisme per kunstwerk wordt bepaald met onderstaande formule:

$$P_{eis;kw} = \frac{P_{norm} * \omega}{N}$$

Waarin:

$P_{eis;kw}$  Faalkanseis voor het beschouwde faalmechanisme voor een individueel kunstwerk per jaar

$P_{norm}$  Faalkanseis voor gehele dijktraject (normtraject)

$\omega$  Faalkansruimtefactor voor het betreffende faalmechanisme

$N$  Lengte-effectfactor voor het beschouwde faalmechanisme

### Faalkanseis: hoogte kunstwerk

De faalkanseis voor het faalmechanisme hoogte kunstwerk is bepaald met onderstaande formule.

$$P_{eis;KW,HT} = \frac{P_{norm} * \omega_{KW,HT}}{N}$$

Waarin:

$P_{eis,KW,bskw}$  Faalkanseis voor het beschouwde faalmechanisme voor een individueel kunstwerk per jaar

$P_{norm}$  Faalkanseis voor gehele dijktraject (normtraject), voor dijktraject 43-6 is dit  $P_{norm} = \frac{1}{10.000}$  perjaar

$\omega_{KW,HT}$  Faalkansruimtefactor voor het faalmechanisme hoogte kunstwerk bedraagt 0,24 [-] [17]

$N$  Lengte-effectfactor voor het faalmechanisme hoogte kunstwerk. De lengte effect factor is per dijktraject vastgesteld, voor dijktraject 43-6 bedraagt de factor  $N=1$  [17]



$$P_{eis;KW,bskw} = \frac{P_{norm} * \omega_{KW,HT}}{N} = \frac{\frac{1}{10000} * 0,24}{1} = \frac{1}{41.670} \text{ per jaar}$$

### Faalkanseis betrouwbaarheid sluiting kunstwerk

De faalkanseis voor het faalmechanisme betrouwbaarheid sluiting is bepaald met onderstaande formule.

$$P_{eis;KW,bskw} = \frac{P_{norm} * \omega_{KW,bskw}}{N}$$

Waarin:

$P_{eis,KW,bskw}$  Faalkanseis voor het beschouwde faalmechanisme voor een individueel kunstwerk per jaar

$P_{norm}$  Faalkanseis voor gehele dijktraject (normtraject), voor dijktraject 43-6 is dit  $:P_{norm} = \frac{1}{10.000}$  per jaar

$\omega_{KW,bskw}$  Faalkansruimtefactor voor het faalmechanisme betrouwbaarheid sluiting bedraagt 0,04 [-] [17]

$N$  Lengte-effectfactor voor het faalmechanisme betrouwbaarheid sluiting is afhankelijk van het aantal kunstwerken dat een bijdrage heeft aan dit faalmechanisme. In het voorlopig ontwerp wordt uitgegaan van de maximale waarde van 10 [-].

$$P_{eis;KW,bskw} = \frac{P_{norm} * \omega_{KW,bskw}}{N} = \frac{\frac{1}{10000} * 0,04}{10} = \frac{1}{2.500.000} \text{ per jaar}$$

Er zijn 5 bestaande kunstwerken die relevant zijn voor het faalmechanisme betrouwbaarheid sluiting. De onderbouwing hiervan is opgenomen in Tabel 3-3. Daarnaast worden er vier nieuwe coupures voorzien (1x demontabele kering in dijktraject 4c, 2x nieuwe coupures Echteldsedijk en 1x coupure Zoutkeetstraatje). Het totale aantal relevante kunstwerken bedraagt 9. Om rekening te houden met eventuele toekomstige uitbreidingen in het aantal kunstwerken wordt uitgegaan van de maximale waarde voor de lengte effect factor, N=10.

Tabel 3-3: Relevante kunstwerken in dijktraject 43-6 voor de beoordeling betrouwbaarheid sluiting [36]

Nr	Dijkpaal	kunstwerk	Opmerking	Relevant voor BS
1	DT199A+030	Prins Bernardsluis oost		Ja
2	DT199A+174	Prins Bernardsluis west		Ja
	DT199A+202	Gemaal Bernardsluis	Betonnen koker bxx 1,2 x 0,8. Inlaat, opmalen waalwater bij lage waterstanden. Bij hoogwater altijd gesloten.	Nee
	DT207+071	Kwelwaterpersgemaal Echteldsedijk	Persleiding rond 500 kattenrug, actief bij hoogwater voor uitmalen kwelwater. Cf eenvoudige toets niet relevant. Uitstroomhoofd ligt ver achter invloedszone waterkering.	Nee
	DT213+091	Inlaatgemaal Echteldse Dijk Tiel	Persleiding rond 400 kattenrug, tbv verversing grachtwater. Cf eenvoudige toets niet relevant. Uitstroomhoofd ligt ver achter invloedszone waterkering.	Nee
3	DT216+085	Coupure Waterpoort Tiel		Ja
4	DT219+012	Coupure Waalstraat Tiel		Ja
5	TG000+016	Coupure Nieuwe Tielseweg		Ja
	TG009+057	Inlaatsluis Inundatiekanaal Tiel	Is altijd gesloten	nee
	TG403A+021	Inlaat fort Vuren	Is dichtgemetseld.	Nee
	TG430+015	Deinundatiesluis Dalem	Is altijd gesloten	Nee
5	TOTAAL RELEVANTE KUNSTWERKEN			

NB: Effluentleidingen worden beschouwd als NWO.

### Faalkanseis constructief falen kunstwerk Bouwbesluit



Voor zowel de nieuwe coupures als de bestaande coupures wordt uitgegaan van de betrouwbaarheidsklasse van het bouwbesluit CC3 en RC3. De faalkanseisen uit het bouwbesluit zijn conform Bijlage 4 maatgevend t.o.v. de waterwet. Hierdoor wordt alleen getoetst aan de eisen uit het bouwbesluit. De bijbehorende betrouwbaarheidseis over de levensduur van de constructie is  $\beta_{eis,bb} = 4,3$ .

### Faalkanseis piping kunstwerk

Voor het faalmechanisme piping bij constructies wordt geen faalkanseis afgeleid. Voor de coupures wordt een niet probabilistische verificatie toegepast. Voor de modellen van Bligh, Lane en heave (Piping) ontbreekt vooralsnog een expliciete relatie tussen de berekende veiligheidsfactor en de faalkans. Het uitgangspunt is dat aan de faalkanseis wordt voldaan als de kering volgens deze modellen voldoet bij een buitenwaterstand die gelijk is aan de waterstand bij de norm (=1/10.000 per jaar).

### 3.3.4 Samenvatting faalkanseisen

De faalkanseisen per normtraject en faalmechanisme zijn opgenomen in tabel 3-4.

Tabel 3-4 Faalkanseisen per traject per faalmechanisme

Faalmechanisme	Faalkanseis op doorsnedeniveau $P_{eis,dsn}$ [per jaar]	$\beta_{eis,dsn}$
Hoogte	1/41.667 ( $2,40 \cdot 10^{-5}$ )	4,07
Piping	1/5.904.167 ( $1,69 \cdot 10^{-7}$ )	5,10
Macrostabieliteit binnenwaarts	1/7.988.500 ( $1,25 \cdot 10^{-7}$ )	5,16
Macrostabieliteit binnenwaarts met langsconstructie	1/23.965.500 ( $4,17 \cdot 10^{-8}$ )	5,36
Macrostabieliteit buitenwaarts	1/7.989 ( $1,25 \cdot 10^{-4}$ )	3,66
Kunstwerken: Hoogte	1/41.667 ( $2,40 \cdot 10^{-5}$ )	4,07
Kunstwerken: Betrouwbaarheid sluiting	1/2.500.000 ( $4,00 \cdot 10^{-7}$ )	4,94
Kunstwerken: constructief falen	1/117.013 ( $8,55 \cdot 10^{-6}$ )*	4,3*
Kunstwerken: Piping	n.v.t. **	n.v.t.**

\* De kunstwerken zijn conform bouwbesluit ingedeeld in CC3/RC3, de gegeven faalkans en bèta gelden voor een referentieperiode van 100 jaar. Het bouwbesluit is maatgevend boven de waterwet. Er is geen faalkanseis conform waterwet afgeleid.

\*\* Voor het faalmechanisme piping wordt geen faalkanseis afgeleid. Voor de coupures wordt een niet probabilistische verificatie toegepast.

Voor onderstaande faalmechanismen is de ontwerpmethode niet gekoppeld aan een faalkanseis op basis van de norm:

- Microstabieliteit
- Bekledingen
- Stabiliteit voorland
- NWO's

## 4 Vakindeling en voorkeursalternatief

### 4.1 Vakindeling

De vakindeling en de keuze voor de te beschouwen profielen wordt grotendeels overgenomen van de veiligheidsanalyse [3][4]. De vakken 4 en 5 zijn opgeknipt op basis van aanwezigheid van verschillende typen langsconstructies binnen het vak (vak 4) of op basis van verschillen in bebouwing achter de waterkering (vak 5).

In het voorontwerp wordt het voorkeursalternatief verder uitgewerkt. Per dijktraject wordt gestreefd naar één door te rekenen profiel.

Tabel 4-1 Vakindeling dijkverbetering Stad Tiel

Vak	Naam	Dijkpaal van	Dijkpaal tot
1	Voorhavendijk	DT200A	DT201.
2	Fluviaal – geen onderdeel van opgave	DT201	DT210.+80
3	Haven	DT210.+80	DT214.+85
4a	Stadswallen Tiel - A	DT214.+85	DT217.+30
4b	Stadswallen Tiel – B – geen onderdeel van opgave	DT217.+30	DT218.+75
4c	Stadswallen Tiel - C	DT218.+75	TG000.
5a	Bellevue - Zennewijnen - A	TG000.	TG004.+80
5b	Bellevue - Zennewijnen - B	TG004.+80	TG008.
6	Inlaatduiker	TG008.	TG010.

De grenzen van de vakken 5a, 5b en 6 kunnen nog schuiven.

Hierbij wordt opgemerkt dat wanneer het project daar aanleiding toe geeft, nog onderscheid gemaakt kan worden in subvakken binnen de bovengenoemde vakindeling.

Dijktrajecten waar aanleiding wordt gezien om op te knippen zijn:

- Dijktraject 1: ter plaatse van de hoogspanningsmast
- Dijktraject 3: waterkering rondom Van Dijkhuizen
- Dijktraject 4c: opdelen in 3 stukken
  - Tussen Tolhuiswal en coupure Waalstraat
  - Tussen Coupure Waalstraat en einde tuinen
  - Damwand bij monumentale boom
- Dijktraject 5a: Maatwerk bij restaurant 3 Zussen
- Dijktraject 5b: Maatwerk bij boerderij Ophemertsedijk 16

### 4.2 Voorkeursalternatief per dijktraject

Het voorkeursalternatief per dijktraject is in de verkenningsfase beschreven in de Nota voorkeursalternatief [37]



## 5 Geometrische uitgangspunten

### 5.1 Geometrie

In het eerste kwartaal van 2020 zijn inmetingen van de huidige dijk, voor- en achterland gemaakt en op basis van deze metingen is een nieuw digitaal terreinmodel (DTM) gemaakt. Dit DTM zal samen met AHN3 (indien het DTM niet toereikend is) als basis worden gehanteerd voor de profielen van de huidige dijk.

### 5.2 Bodemdaling

In het uitgangspuntendocument voor de veiligheidsanalyse van de groene dijken [3] is het volgende opmerkt ten aanzien van autonome bodemdaling:

“Voor de zichtjaren 2025 en 2075 is voor het gehele traject de verwachte bodemdaling berekend op basis van bovengenoemde memo. De maximale gevonden bodemdaling voor het projectgebied Stad Tiel is respectievelijk (kleiner dan) 0,01 en 0,02 m voor de zichtjaren 2025 en 2075 en daardoor niet in de berekeningen en analyses meegenomen.”

Deze werkwijze wordt eveneens in de VO-fase aangehouden. Voor de langsconstructie is de omgang met bodemdaling beschreven in paragraaf 10.7.1.

## 6 Hydraulische randvoorwaarden

### 6.1 Werkwijze afleiden HR

De veiligheidsanalyse [3] is uitgevoerd met de in 2017 door HKV afgeleide ontwerprandvoorwaarden [15]. Hiermee heeft HKV opnieuw de HR (waterstanden en HBN's) afgeleid voor het traject binnen dijkversterking Stad Tiel voor de zichtjaren 2015, 2025, 2075, 2100 en 2125 [16]. Daarnaast is ook een detailslag gemaakt voor de HR rondom de haven door de invloed van de groene krib mee te nemen. Deze hydraulische randvoorwaarden worden gehanteerd in de VO-fase.

### 6.2 Klimaatscenario's

Het OI2014v4 [1] stelt dat voor alle projecten het klimaatscenario W+ aangeleverd wordt, dit komt overeen met de klimaatopgave binnen de Deltascenario's Stoom en Warm. Hierbij wordt ook opgemerkt dat een ontwerp weliswaar aan het einde van de levensduur aan de eis van W+ zou moeten voldoen, maar adaptief kan worden aangelegd op een middenscenario (G of G+), mits het dijkontwerp uitbreidbaar is tot het profiel wat volgt bij klimaatscenario W+.

### 6.3 Overslagdebiet en grasbekleding binnentalud

De hoogteopgave is in de verkenningsfase [38] vastgesteld conform beleid waterschap Rivierenland [35], met een deterministisch overslagdebiet van 10 l/s/m.

### 6.4 Hydraulische belastingen

#### 6.4.1 Hoogte

De benodigde HBN in het ontwerp zijn bepaald op basis van de resultaten uit de excelbestanden:

1. Resultaten\_HR\_WSRL\_Waal\_Definitief\_20171025.xlsx
2. Resultaten\_HR\_Tiel\_20181126\_Definitief.xlsx

Het bestand "Resultaten\_HR\_Tiel\_20181126\_Definitief.xlsx" bevat de resultaten van dijkpaal DT210. tot TG000. Binnen deze dijkstrekking is het voorland in meer detail geschematiseerd ten opzichte van de basis-database. Hierdoor zijn de hydraulische randvoorwaarden meer realistisch bepaald.

In de onderstaande tabel is weergegeven welk bestand is gebruikt voor welk vak.

Tabel 6-1 Oorsprong gebruikte HBN's

Vak	Naam	Maatgevend profiel	Dijkpaal van	Dijkpaal tot	Oorsprong bestand HR
1	Voorhavendijk	DT200B.	DT200A	DT201.	1
3	Haven	DT212.	DT210.+80	DT214.+85	2
4a	Stadswallen Tiel - A	DT216.	DT214.+85	DT217.+30	2
4b	Stadswallen Tiel - B	DT218+40	DT217.+30	DT218.+75	2
4c	Stadswallen Tiel - C	DT220	DT218.+75	TG000.	2
5a	Bellevue - Zennewijnen - A	TG001	TG000.	TG004.+50	1

Vak	Naam	Maatgevend profiel	Dijkpaal van	Dijkpaal tot	Oorsprong bestand HR
5b	Bellevue - Zennewijnen - B	TG007	TG004.+50	TG008.	1
6	Inlaatduiker	TG009+50	TG008.	TG010.	1

Binnen een vak kunnen de berekende waterstanden en HBN's variëren. Per vak gelden de maximale waarden voor:

- Waterstand 2075 (max. toelaatbare kans)
- Waterstand 2125 (max. toelaatbare kans)
- HBN 2075 -  $q = 10$  l/s/m (faalkanseis HBN bij max. toelaatbare kans)
- HBN 2125 -  $q = 10$  l/s/m (faalkanseis HBN bij max. toelaatbare kans)

Dit resulteert in de waterstanden en benodigde HBN's per vak, zoals opgenomen in Tabel 6-2

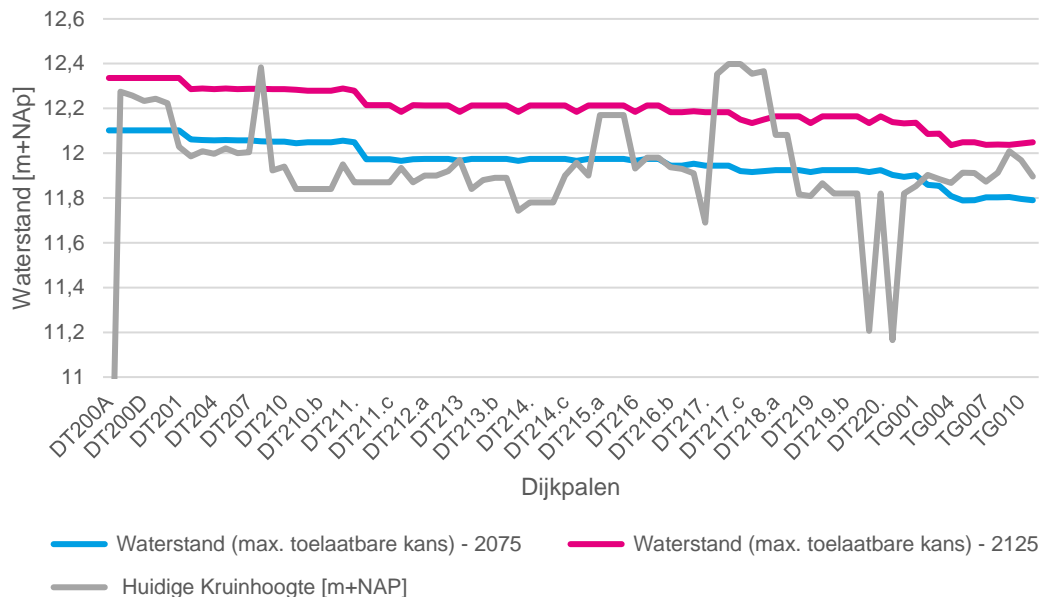
Tabel 6-2 Waterstanden en HBN's per vak

Vak	Naam	Maatgevend profiel	Waterstand 2075 [m+NAP]	Waterstand 2125 [m+NAP]	HBN 2075 bij 10 l/s/m [m+NAP]	HBN 2125 bij 10 l/s/m [m+NAP]
1	Voorhavendijk	DT200B.	12,10	12,34	12,47	12,70
3	Haven	DT212.	12,05	12,28	12,58	12,83
4a	Stadswallen Tiel - A	DT216.	11,97	12,21	12,44	12,67
4b	Stadswallen Tiel - B	DT218+40	11,92	12,18	12,29	12,49
4c	Stadswallen Tiel - C	DT220	11,92	12,16	12,37	12,63
5a	Bellevue - Zennewijnen - A	TG001.	11,9	12,14	12,26	12,48
5b	Bellevue - Zennewijnen - B	TG007.	11,8	12,05	12,32	12,57
6	Inlaatduiker	TG009+50	11,8	12,04	12,31	12,55

Wanneer er sprake is van een groene dijk zonder constructies, dan gelden de waterstanden en HBN's van het zichtjaar 2075. Voor constructies wordt rekening gehouden met de ontwerprandvoorwaarden voor zichtjaar 2125.

### 6.4.2 Overige faalmechanismen

In de onderstaande figuur zijn de ontwerpwaterstanden bij de norm (1/10.000 per jaar) weergegeven ten opzichte van de bestaande kruinhoogte (grijze lijn) en bij de zichtjaren 50 jaar (blauwe lijn) en 100 jaar (rode lijn).



Figuur 6-1 Waterstanden bij maximaal toelaatbare kans ( $T=1/10.000$  per jaar) voor zichtjaar 2075 en 2125

### 6.4.3 Hydraulische belastingen kunstwerken

In Bijlage 4 zijn de uitgangspunten en de werkwijze bij het bepalen van de hydraulische belastingen voor de kunstwerken beschreven. Voor het faalmechanisme constructief falen zijn de waterstand, golfhoogte en golfpiekperiode berekend. De faalkanseisen conform het bouwbesluit zijn hierbij maatgevend. De hydraulische belastingen zijn bepaald voor zowel de situatie dat de vervalbelasting maatgevend is (Tabel 6-3) als de situatie dat de golfbelasting maatgevend is (Tabel 6-4). Daarnaast zijn de maatgevende waterstanden voor het faalmechanisme Piping berekend, Tabel 6-5.

Tabel 6-3: Hydraulische belastingen constructief falen conform bouwbesluit vervalbelasting maatgevend

Hydraulische belastingen constructief falen conform Bouwbesluit, vervalbelasting maatgevend			
Zichtjaar:	Overschrijdingskans waterstand	1/100.000 per jaar	
	Overschrijdingskans golfbelasting	1/23 per jaar	
	Waterstand [m+NAP]	Golfhoogte [m]	Golfpiekperiode [s]*
2050	12,22	0,85	3,71
2075	12,28	0,85	3,71
2100	12,34	0,85	3,71
2125	12,39	0,86	3,71



\* De golfpiekperiode is berekend door de spectrale golfperiode (=uitvoer HydraNL) te vermenigvuldigen met een factor 1,1

Tabel 6-4: Hydraulische belastingen constructief falen conform bouwbesluit golfbelasting maatgevend

**Hydraulische belastingen constructief falen conform Bouwbesluit, golfbelasting maatgevend**

Zichtjaar:	Overschrijdingskans waterstand	1/23 per jaar	Golfpiekperiode [s]*
	Overschrijdingskans golfbelasting	1/100.000 per jaar	
	Waterstand [m+NAP]	Golfhoogte [m]	
2050	9,97	1,53	4,87
2075	10,21	1,53	4,88
2100	10,44	1,53	4,89
2125	10,68	1,53	4,90

\* De golfpiekperiode is berekend door de spectrale golfperiode (=uitvoer HydraNL) te vermenigvuldigen met een factor 1,1

Tabel 6-5: Hydraulische belasting Piping

**Hydraulische belastingen Piping**

Faalkanseis waterstand: 1/10.000 per jaar

Zichtjaar:	Waterstand [m+NAP]
2050	11,93
2075	12,01
2100	12,10
2125	12,18



## 7 Bekleding

### 7.1 Inleiding

Voor het ontwerpen en beoordelen van bekledingen ontbreken op dit moment overstijgende uitgangspunten binnen WSRL. Ten behoeve van de uitgangspuntennotitie voor de plan fase van stad Tiel is o.b.v. beschikbare kennis binnen andere HWBP-projecten langs de Waal informatie ingewonnen. Specifiek in deze TUN van dijkversterking Stad Tiel worden uitgangspunten van het project GoWa [39] voorgesteld. Het OI2014 [1] verwijst voor het ontwerp van de dijkbekleding naar de regels uit het WBI2017 [41] en achterliggende schematiseringshandleidingen [42] en [43].

### 7.2 Graserosie Kruin en Binnentalud (GEKB)

Voor het ontwerp van de kruinhoogte en de erosiebestendigheid van het binnentalud is als uitgangspunt gehanteerd voor alle HWBP-projecten binnen waterschap Rivierenland dat ontworpen wordt met een overslagdebiet van 10 l/s/m [9]. De bepaling van de kruinhoogte is al beschreven in hoofdstuk 6.4.1.

Voor de erosiebestendigheid van het binnentalud, de eisen voor de toe te passen klei op het binnentalud wordt verwezen naar de uitgangspunten uit het project GOWA [39].

### 7.3 Gras afschuiven binnentalud (GABI)

Ondiepe glijvlakken als gevolg van het effect van het overslaande water worden beoordeeld binnen het ontwerp van de binnenwaartse stabiliteit. Uitgangspunten hiervoor zijn opgenomen in hoofdstuk 8.

### 7.4 Gras afschuiven buitentalud (GABU)

Binnen het project Stad Tiel zijn o.b.v. huidige inzichten geen zandkernen of zandscheggen/aanbermingen aanwezig waardoor specifieke uitgangspunten hierdoor vooralsnog niet nodig lijken te zijn (m.b.t. opdrukveiligheid etc.).

O.b.v. de notitie van WSRL stabiliteit bekleding en stabiliteit buitentalud [13] lijkt een buitentalud van 1:3 voldoende stabiel. Indien sprake is van een steiler talud/schaardijk/diepe strangen of wielen moet de doorsnede worden schouwt conform de voorgestelde aanpak in [40] omdat deze van de verwachtingen kunnen afwijken.

### 7.5 Graserosie buitentalud (GEBU)

Controle wordt uitgevoerd of de golfbelasting hoger is dan de golfhoogte die wordt uitgerekend als maximale golfhoogte met Basis Module Gras [41]. Indien niet aan de eisen wordt voldaan met grastoets, wordt uit gegaan van de reststerkte van klei bekleding conform de aanpak van GOWA [39].

### 7.6 Stabiliteit steenbekleding

Voor het ontwerp van steenzettingen is de actuele stand van kennis vooral vast gelegd in het rekenmodel Steentoets2015. Dat kan zowel worden gehanteerd voor de toetsing als voor het





ontwerp van steenbekledingen. Voor de schematisatie van steenbekledingen wordt verwezen naar de schematiseringshandleiding steenzetting uit het WBI2017 [43]. Als basisschematisatie van de huidige steenzettingen worden de steentoets-sheets uit de veiligheidsanalyse [6] gebruikt.



## 8 Macrostabiliiteit groene dijk

Vanwege de stedelijke omgeving bestaat het VKA voor het grootste deel uit constructieve oplossingen om falen door macro-instabiliteit te voorkomen. In de deeltrajecten 1 en 5b is echter een groene dijk voorzien als versterkingsoplossing. De uitgangspunten in onderstaand hoofdstuk zijn daarom enkel van toepassing op deeltrajecten 1 en 5b.

### 8.1.1 Schuifsterktemodel

Voor de bepaling van het dijkontwerp wordt gebruik gemaakt van de schuifsterkte parameters volgens het CSSM model (Critical State Soil Mechanics). Hierbij wordt voor grondsoorten met een lage doorlatendheid gelegen onder de dagelijkse waterstand, zoals klei en veen, uitgegaan van ongedraineerd grondgedrag. Voor grondsoorten met een hoge doorlatendheid én grondlagen boven de dagelijkse waterstand wordt uitgegaan van gedraineerd grondgedrag, conform de memo Modellerings dijksmateriaal van WSRL [14]. Als gevoeligheid wordt de grens ongedraineerd / gedraineerd gedrag gelegd op de freatische lijn bij MHW condities, conform [14].

### 8.1.2 Rekenmethode en programmatuur

Voor de bepaling van het ontwerp wordt gebruik gemaakt van D-Stability 20.2.1. In deze software is het mogelijk om meerdere bouwfases toe te voegen, zodat de grensspanningsadministratie realistisch geschematiseerd kan worden. Per doorsnede worden de volgende fases gemodelleerd:

Tabel 8-1: Gemodelleerde stages

Berekening	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Fase 4
STBI – zonder overslag	Dagelijkse omstandigheden	Versterking	Versterking + MHW	-
STBI – Met significante overslag	Dagelijkse omstandigheden	Versterking	Versterking + Verzadigde dijk	-
STBU	Dagelijkse omstandigheden	Versterking	Versterking + MHW	Versterking + Val na hoog water

### 8.1.3 Omgang met falen

Voor binnenwaartse macrostabiliiteit zonder significante overslag worden alleen ‘grote’ glijcirkels beschouwd: glijcirkels die insnijden in de binnenkruin en voorbij de binnenteen (van de berm) weer uittreden. Van kleinere afschuifvlakken wordt verondersteld dat deze niet tot bresvorming leiden en daarmee niet relevant zijn.

In het geval van macro-instabiliteit bij significante overslag (debiet > 1 l/m/s) kunnen kleine afschuifvlakken ook leiden tot falen als gevolg van terugschrijdende erosie. Bij beschouwing van dit faalmechanisme worden er daarom geen randvoorwaarden gesteld aan het intrede- en uittredepunt van de glijcirkel.

#### 8.1.4 Partiële factoren

De veiligheidsfactor waaraan de waterkeringen getoetst wordt, bestaat uit verschillende partiële factoren:

$$\gamma_r = \gamma_b \cdot \gamma_d \cdot \gamma_n$$

Met:

$\gamma_r$	veiligheidsfactor voor de sterkte
$\gamma_b$	schematiseringsfactor, partiële factor voor de onzekerheid over de bodemopbouw en de water(over)spanningen
$\gamma_d$	modelfactor, partiële factor voor de modelonzekerheid
$\gamma_n$	schadefactor, partiële factor die verband houdt met de normhoogte, het al dan niet falen door hoogwater en het lengte-effect

In de volgende alinea's worden de bovengenoemde partiële veiligheidsfactoren nader toegelicht.

##### *Schematiseringsfactor $\gamma_b$*

Bij het toepassen van een schematiseringsfactor wordt een mate van onzekerheid in de schematisering van een stabiliteitsberekening in acht genomen. Voor primaire waterkeringen is deze schematiseringsfactor maximaal 1,3 en kan rekenkundig gereduceerd worden tot minimaal 1,0. De mogelijke onzekerheden binnen een schematisering zijn met name:

- De geometrie van de waterkering
- De bodemopbouw
- De ligging van het freatisch vlak
- Het stijghoogteverloop

In de Veiligheidsanalyse [4] is de schematiseringsfactor niet rekenkundig afgeleid. Voor *macrostabiliteit binnenwaarts* is in de veiligheidsanalyse de situatie zowel met 1,1 als 1,3 beschouwd. Voor de verkenningsfase is voor het ontwerp op basis van expert judgement een waarde van 1,2 aangenomen voor zowel de groene dijk als de dijk met langsconstructie. In de huidige fase (VO fase) is méér lokaal grondonderzoek en is een nieuw digitaal terreinmodel beschikbaar waardoor de onzekerheden in geometrie en bodemopbouw zijn verkleind. De bestaande berekeningen uit de verkenningsfase worden op basis van deze nieuwe gegevens herzien. Hierdoor is het rechtvaardig om de schematiseringsfactor te verkleinen. In de VO-fase zal derhalve een schematiseringsfactor van 1,1 voor stabiliteit binnenwaarts worden gehanteerd.

Voor macrostabiliteit buitenwaarts wordt een schematiseringsfactor van 1,0 aangehouden, conform [13].

##### *Schadefactor $\gamma_n$*

De wijze van afleiden van de schadefactoren voor het faalmechanisme *macrostabiliteit binnenwaarts* is opgenomen in het OI2014v4. Hiermee volgt, conform de veiligheidsanalyse [3] voor CSSM een waarde voor de schadefactor van 1,18.



Voor de bepaling van de schadefactor voor *macrostabiliteit buitenwaarts* wordt de Redeneerlijn buitenwaartse stabiliteit [13] gevolgd. Hierin staat dat gerekend mag worden met een gereduceerde voorwaardelijke faalkans van 0,001. De bijbehorende schadefactor is 0,96.

*Modelfactor  $\gamma_d$*

In het OI2014v4 is per glijvlakmodel de toe te passen modelfactor vastgelegd. In onderstaande tabel is deze modelfactor opgenomen voor het glijvlakmodel Uplift Van. Deze modelfactor geldt bij toepassing van het CSSM-model.

Tabel 8-2: Modelfactoren voor de verschillende glijvlakmodellen

Glijvlakmodel	Modelfactor CSSM
Uplift Van	1,06

*Materiaalfactor  $\gamma_m$*

De materiaalfactor is bij CSSM gelijkgesteld aan 1,0, conform OI2014v4 [1]

*Veiligheidsfactor  $\gamma_r$*

De veiligheidsfactor per normtraject wordt bepaald op basis van bovengenoemde partiële factoren. In onderstaande tabel is de veiligheidsfactor voor binnenwaartse macrostabiliteit opgenomen in relatie tot de schematiseringsfactor en de modelfactor.

Tabel 8-3 benodigde veiligheidsfactoren

Mechanisme	Model	Model-factor $\gamma_d$	Schematiserings-factor $\gamma_b$	Schade-factor $\gamma_n$	Eis veiligheidsfactor $\gamma_r$
STBI	CSSM	1,06	1,1	1,18	1,38
STBI met significante overslag	CSSM	1,06	1,1	0,83	0,98
STBU	CSSM	1,06	1,0	0,96	1,02

## 8.2 Omgang significante overslag

Binnen het ontwerp van de dijkverbetering stad Tiel wordt uitgegaan van een overslagdebiet van 10 l/s/m. De consequenties van deze keuze op de stabiliteit van het binnentalud van de waterkering worden conform de KPR-factsheet werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag OI2014v4 verwerkt in het ontwerp. Hiervoor moet het volgende bepaald worden:

De werkwijze is als volgt:

- De overschrijdingskans van 1 l/s/m overslag,  $P(q \geq 1 \text{ l/s/m})$
- De bijbehorende ontwerpwaarde van de buitenwaterstand

Deze waarden zijn in onderstaande tabel samengevat per traject voor de zichtjaren 2075 en 2125.



Tabel 8-4 Overschrijdingskans en ontwerpwaarde buitenwaterstand bij  $q \geq 1$  l/s/m

Dijk- traject	Profiel	Talud- helling	Overschrijdings- kans bij zichtjaar 2075 [1/jaar]	Ontwerpwaarde buitenwaterstand bij zichtjaar 2075 [m+NAP]	Overschrijdings- kans bij zichtjaar 2125 [1/jaar]	Ontwerpwaarde buitenwaterstand bij zichtjaar 2125 [m+NAP]
1	DT200B	1:3	16.771	11,96	9.854	12,14
3	DT212	Vert. wand	27.432	11,87	18.746	12,02
4a	DT217a	1:3	37.851	11,89	53.382	11,92
		Vert. wand	52.543	11,90	70.157	11,91
4c	DT220	1:3	38.284	11,85	286.150	11,90
		Vert. wand	8.328	11,87	63.945	11,88
5a	TG001	1:3	17.828	11,79	10.879	11,93
5b	TG007	1:3	15.754	11,82	10.797	11,94
6	TG009+50	1:3	35.662	11,86	29.561	11,84

### 8.3 Bodemopbouw en grondparameters

De bodemopbouw bestaat in dit gebied grotendeels uit een deklaag van siltige, zandige klei. In het stedelijke gebied van Tiel is veel puin aanwezig.

De onderzijde van de deklaag van de kering ligt tussen NAP+3m en NAP-1m. Deze is op diverse locaties onderbroken met een tussenzandlaag. Tussen dijkpaal TG007. en TG010. is een veenlaag van circa 2 m dikte aanwezig. De deklaag binnendijs varieert tussen de 2 en de 7 m dikte. Buitendijs is een relatief dunne deklaag aanwezig.

Per dijkvak wordt een representatieve bodemopbouw opgesteld op basis van het grondonderzoek van Mos [23] en aanvullend grondonderzoek van Wiertsema & Partners [45]. Deze bodemopbouw wordt gehanteerd in zowel de stabiliteits- als de pipingberekeningen.

Waterschap Rivierenland heeft voor de dijkversterkingsprojecten aan de Waal een regionale proevenverzameling opgesteld. In [28] is meer achtergrondinformatie over de proevenverzameling Waal te vinden. De proevenverzameling voor dijkversterkingsprojecten langs de Waal is sinds de veiligheidsanalyse gewijzigd. Dit geldt voor zowel de volumieke gewichten als de schuifsterkteparameters. Deze wijziging heeft ook invloed op de interpretatie van de geotechnische lengte- en dwarsprofielen. Bij de interpretatie van de sonderingen, boringen en volumieke gewichten uit het lab onderzoek valt het op dat het wrijvingsgetal in de sonderingen erg hoog is in relatie tot de gemeten volumieke gewichten. Hierdoor is het grondonderzoek per doorsnede opnieuw beschouwd.

In de veiligheidsanalyse is de grens tussen gedraineerd en ongedraineerd grondgedrag afgeleid op basis van de Bq relatie uit de sonderingen. Voor het opstellen van het ontwerp ligt de grens van gedraineerd en ongedraineerd grondgedrag op de grens van de dagelijkse freatische grondwaterstand.



In Tabel 8-5 zijn zowel de gedraineerde als ongedraineerde schuifsterkte parameters opgenomen zoals deze in de berekeningen worden gehanteerd.

*Tabel 8-5 Gedraineerde en ongedraineerde karakteristieke sterkteparameters*

Naam berekening	Omschrijving	$\gamma_{\text{unsat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{sat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'_{\text{kar}}$ [°]	$S_{\text{kar}}$ [-]	$M_{\text{kar}}$ [-]	POP
Zand, cunet	Zand (fundering)	17	19	30	-	-	-
Zand, holoceen	Zand tussenlagen	18	20	31,3	-	-	-
Zand, pleistoceen	Zand pleistoceen	18	20	31,3	-	-	-
Dijksm_totaal	Dijksmateriaal	18,54	18,54	32,6	0,34	0,87	7
Klei, sterk org, <14		13,08	13,08	31,8	0,25	0,89	15
Klei, siltig humeus, 14-16	Klei, siltig, humeus	15,16	15,16	29,4	0,25	0,69	15
Klei, siltig, 16-17,5	Klei, siltig	16,82	16,82	32,5	0,25	0,82	15
Klei, siltig zandig >17,5	19-24, Echteld, Klei zandig	18,73	18,73	30,3	0,30	0,83	15
Veen, min. arm <11	19-61 Nieuwkoop, Veen mineraal arm	10,63	10,63	25,3	0,34	0,77	1
Veen, kleiig >11	19-58 Nieuwkoop, Veen, kleiig	11,69	11,69	23,5	0,30	0,90	1

Op basis van het CSSM-Model wordt voor de dilatantiehoek (psi) een hoek van 0 graden toegepast. Ook de cohesie heeft een standaardwaarde van 0 kPa volgens het CSSM-model.

Het verbeteringsmateriaal uit:

*Tabel 8-6 Sterkteparameters verbeteringsmateriaal*

Grondlaag	$\gamma_{\text{unsat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{sat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'_{\text{kar}}$ [°]	s [-]	m [-]	POP kPa
Ophoogmateriaal_klei	17,0	17,0	27	0,23	0,8	7
Ophoogmateriaal_zand	17,0	19,0	30			

De ongedraineerde schuifsterkteparameters komen overeen met de schematiseringshandleiding macrostabiliteit voor dijksmateriaal.

### 8.3.1 Schematisatie grensspanning in stabiliteitssom

In de D-Stability Suite software is het mogelijk om meerdere stages toe te voegen. In elke stage wordt de belastinggeschiedenis van de vorige stage onthouden. De POP-waardes uit Tabel 8-5 gelden in stage 1: tijdens dagelijkse omstandigheden. Middels state-lines op de horizontale laagscheidingen en state-points op de kenmerkende plaatsen (voorland, kruin, binnenberm,



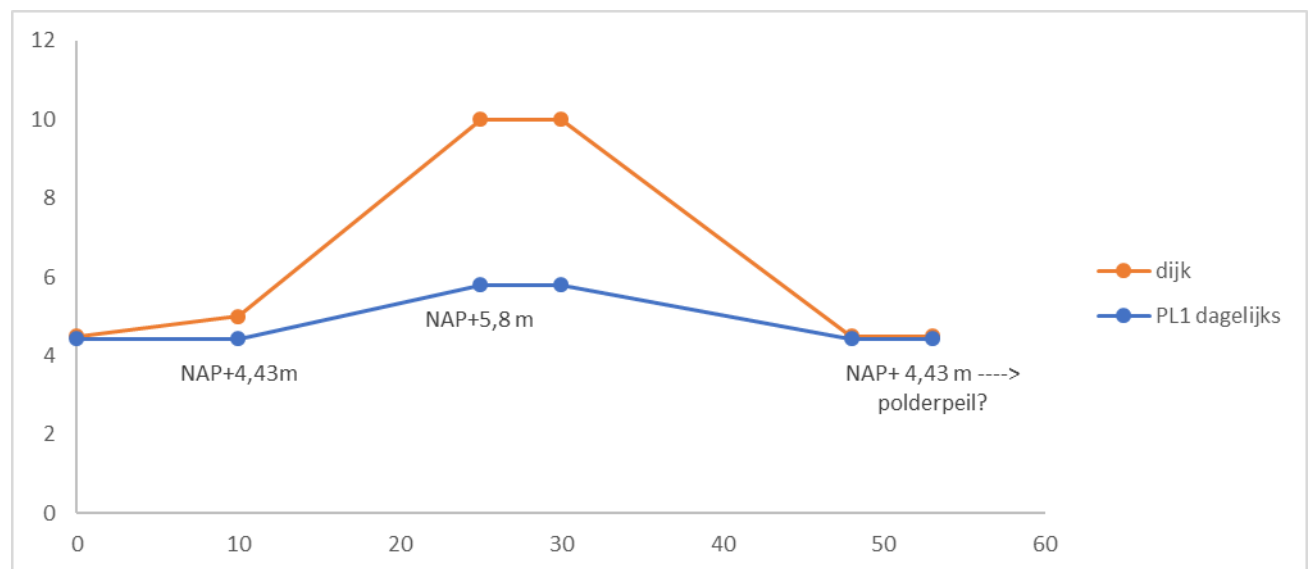
binnenteen, achterland) wordt de POP-waarde per grondsoort in de schematisatie gezet. Tussen de state-points wordt de pop-waarde automatisch lineair geïnterpoleerd.

## 8.4 Schematisatie waterspanningen

De informatie in de onderstaande paragrafen is overgenomen van de uitgangspunten van de veiligheidsanalyse [4].

### 8.4.1 Ligging freatische lijn dagelijkse omstandigheden

Op basis van peilbuisgegevens is de dagelijkse freatische lijn ter plaatse van dijkpaal TG001. afgeleid. Deze gegevens worden vervolgens gehanteerd voor het gehele traject Stad Tiel. De buitenwaterstand van NAP+4,43m komt overeen met de gemiddelde waterstand op de Waal bij een afvoer van 2000m<sup>3</sup>/s bij Lobith. Onder de kruin is een opbolling geschematiseerd van NAP+5,8m ter plaatse van de binnen- en buitenkruinlijn.



Figuur 8-1 Ligging freatische lijn dagelijkse omstandigheden

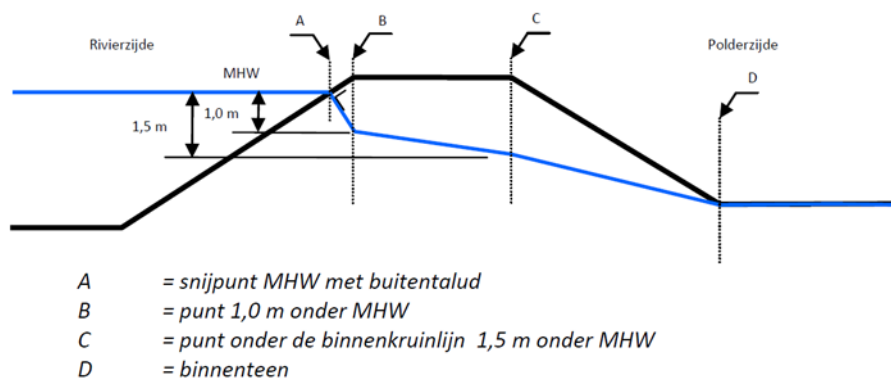
### 8.4.2 Freatische lijn achterland

Voor de waterstand in het achterland tijdens dagelijkse omstandigheden wordt het winterpeil dagelijks aangehouden. Indien hierdoor het verhang over de dijk groter is dan 1,5 m, dan wordt voor de waterstand in het achterland GHW +/- 1,5 m aangehouden.

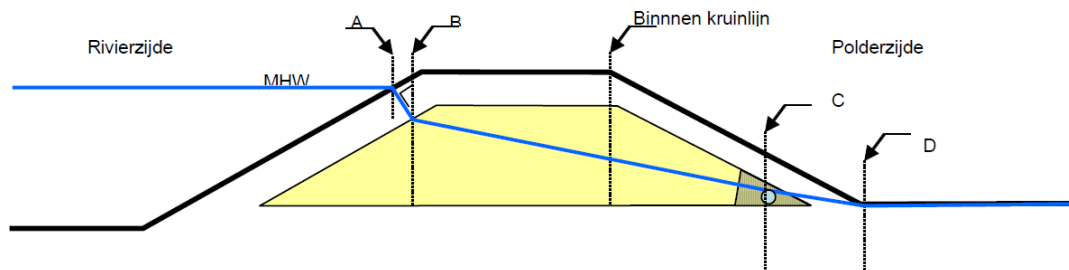
Bij MHW wordt het maaiveldniveau in het achterland aangehouden als freatisch peil. Uit beheerervaring is namelijk gebleken dat bij hoog water het maaiveld in het achterland regelmatig onder water staat.

### 8.4.3 Ligging freatische lijn in waterkering bij MHW zonder overslag

Binnen dijkversterkingsproject Stad Tiel komen bestaan de groene dijken uit klei. In deeltraject 4 varieert de samenstelling. Hier bestaat de kern vaak uit zand en puin. In Figuur 8-2 en Figuur 8-3 (welke overgenomen zijn uit [8]) zijn de grafische weergaven opgenomen van de schematisatie van de freatische lijn voor respectievelijk een kleidijk en een zanddijk met kleiafdekking. Voor die situaties waar achter de oude kleidijk een zanddijk is aangelegd is een combinatie van beide in de berekeningen geschematiseerd.



Figuur 8-2 Schematisatie freatische lijn STBI bij kleidijk



Figuur 8-3 Schematisatie freatische lijn STBI, zandkern met kleiafdekking

Bij aanwezigheid van een binnenberm wordt het verloop van de freatische lijn lineair verondersteld tussen de insteek van de berm en de bermteent.

Opgemerkt wordt dat lokale omstandigheden aanleiding kunnen zijn om van bovenstaande algemene uitgangspunten af te wijken. Wanneer dit gebeurt, dan wordt dit in het factsheet van de berekening geregistreerd.

### 8.4.4 Ligging freatische lijn in waterkering bij MHW met overslag

In het dijkversterkingsproject wordt een overslagdebiet van 10 l/s/m aangehouden. Er wordt aangenomen dat bij een dergelijk overslagdebiet de waterkering volledig verzadigd is, conform de KPR Factsheet werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag [25]. De freatische lijn in het dijklichaam wordt geschematiseerd 10 cm onder het maaiveld.





#### 8.4.5 Ligging freatische lijn in waterkering – na val hoogwater

Bij de beoordeling van buitenwaartse stabiliteit wordt de val na hoogwater als maatgevend beschouwd. Conform de redeneerlijn buitenwaartse stabiliteit HWBP-projecten WSRL [13] wordt een val van 4,5 m geschematiseerd. De freatische lijn in het dijklichaam wordt geschematiseerd conform de memo Modelling dijksmateriaal [26] waarbij zowel een hoge freatische lijn in combinatie met ongedraineerd gedrag als een lage freatische lijn met gedraineerd gedrag wordt beschouwd.

#### 8.4.6 Stijghoogte dagelijks (PL2)

De dagelijkse stijghoogte (PL2) is gelijk aan de gemiddelde buitenwaterstand bij een afvoer van 2200 m<sup>3</sup>/s bij Lobith, welke gelijk is aan NAP+4,43m ter hoogte van KM-raai 915.

#### 8.4.7 Stijghoogte MHW

Voor de bepaling van stijghoogte bij MHW wordt gebruik gemaakt van de modellen uit de TRWD [27]. Dit zijn de modellen:

- Model 4a: Stroming in een zandondergrond onder een ondoorlatende dijk, met slecht doorlatende, afdekkende lagen in het voor- en achterland, zonder radiale intree of uitrede van water.
- Model 4c: Stroming in een zandondergrond onder een ondoorlatende dijk en berm, waarbij binnendijs een grenspotentiaal optreedt.

Hierbij wordt in eerste instantie op basis van model 4a de stijghoogte berekend ter plaatse van de vermoedelijke opbarstlocatie. De stijghoogte wordt berekend met standaard conservatieve waarden voor de doorlatendheid van de deklaag ( $k_v$ ) van 0,01 m/dag voor zowel het voor als achterland. Voor de doorlatendheid van het pleistocene zandpakket wordt op basis van het WBI SOS 65 m/dag aangehouden in combinatie met een dikte van 20 m. De dikte van het watervoerend pakket is bepaald op basis van een doorsnede uit Regis. Het betreft de gemiddelde dikte. De doorlatendheid is conform de standaardwaarde uit het SOS en is overeenkomstig met de uitgangspunten van piping. Indien opbarsten niet kan worden uitgesloten, wordt de grenspotentiaal in de watervoerende zandlaag geschematiseerd en is het verdere verloop van de stijghoogte richting de rivier met model 4c bepaald.

De opbarstlocatie wordt bepaald bij een opbarstveiligheid  $< 1,2$ , echter nooit eerder dan de binnenteen. Indien in de directe nabijheid in het achterland een significant lagere opbarstveiligheid berekend wordt, dan wordt deze plek als opbarstlocatie gekozen. Indien de deklaag dunner is dan 4 m wordt sterktereductie in de opbarstzone toegepast over een breedte van 2 x de dikte van deklaag. Wanneer er sprake is van opbarsten maar de deklaag dikker is dan 4 m, wordt geen sterktereductiezone toegekend, maar wordt de stijghoogte wel gereduceerd naar het grenspotentiaal.

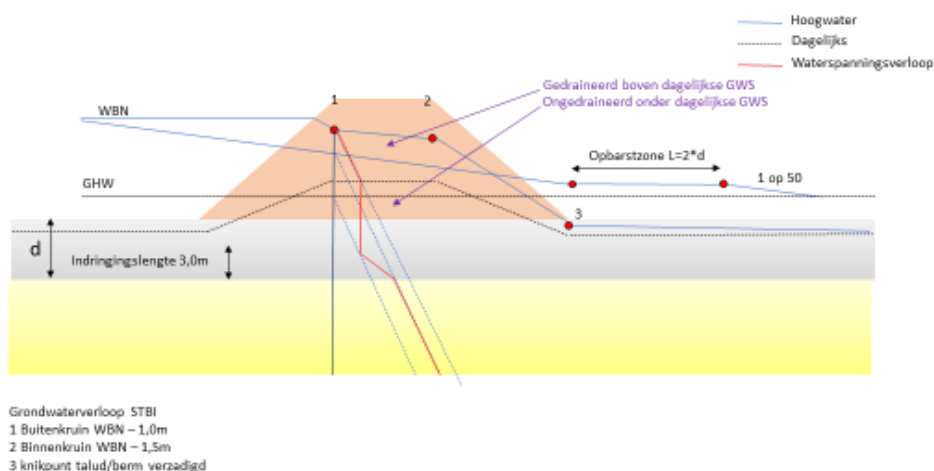
Ter plaatse van het opbarstpunt wordt de stijghoogte gereduceerd naar de grenspotentiaal, waarna deze aan het eind van de opbarstzone met een helling van 1:50 naar het achterland verloopt.

De stijghoogten zijn op basis van de aanwezige voorlandlengte en de opbouw van de deklagen onder het voorland per dijkvak bepaald. De geometrie van de geulen en strangen zijn ingemeten met digitaal terrein model (DTM) en gebruikt bij het bepalen van de deklaagdikte en lengte van het voorland. Deklagen in het voorland met een minimale dikte van 1,0 à 1,5 m zijn vereist voor het meenemen van de voorlandlengte.

Voor de breedte van het achterland (Lengte L4, waarmee de afstand achter de waterkering wordt aangegeven waar de stijghoogte in watervoerende zandlaag gelijk is aan het polderpeil) is standaard een lengte van 2.000 m aangenomen. Voor die dijkvakken, waar zeer grote waterpartijen, wielen, strangen en grachten aanwezig zijn en waarvan verondersteld kan worden dat deze contact maken met de watervoerende zandlagen, is deze lengte gereduceerd.

Het verloop van de waterspanningen over de diepte wordt geschematiseerd conform [26] en is schematisch weergegeven in Figuur 8-4.

## STBI hoogwater



Figuur 8-4 Verloop waterspanningen in dijklichaam, afbeelding afkomstig uit [26]

### 8.4.8 Stijghoogte in tussenzandlaag

Als bij de schematisatie van het ontwerp-profiel blijkt dat een tussenzandlaag aanwezig is wordt conform de TRWD [27] de stijghoogte bepaald.

## 8.5 Indringingslengte

Het waterspanningsverloop in de holocene deklaag bij de bepaling van de binnenwaartse macrostabiliteit wordt als volgt geschematiseerd:

De waterspanningen onder de waterkering en in het achterland worden hydrostatisch aangenomen over de aanwezige klei- en veenlagen. Dit hydrostatische verloop wordt



aangenomen tot een niveau van circa 3 à 4 m boven de watervoerende zandlaag. Hiermee wordt een 'standaard' indringingslengte van 3 à 4 m aangehouden. Vanaf dit niveau wordt het stijghoogteverloop lineair naar de berekende stijghoogte in de watervoerende zandlaag geschematiseerd.

De gekozen indringingslengte is een relatief arbitraire keuze. Het is bekend dat deze kan variëren tussen circa 1,0 m en bij enkele zandigere deklagen tot mogelijk zelfs 6,0 m. De indringingslengte is op 3,0 m geschematiseerd.

Op diverse locaties is de deklaag dunner dan 3,0 m. Op deze locatie wordt het stijghoogteverloop lineair geschematiseerd.

Opgemerkt wordt dat de verkregen meetdata voor de dijkversterkingen GoWa en TiWa ter beschikking gesteld is aan de POV Macrostabieleit, die onderzoek verricht naar de indringingslengte van de stijghoogte in de holocene deklagen. In de planuitwerkingsfase wordt wordt nagegaan wat hiervan de conclusies zijn en of deze relevant zijn voor Stad Tiel.

## 8.6 Verkeersbelasting

Bij MHW omstandigheden zonder overslag wordt op de kruin van de waterkering een verkeersbelasting van 13 kN/m<sup>2</sup> aangenomen. Bij significante overlagen (>1 l/s/m) wordt geen verkeerssituatie aangenomen. Bij STBU berekeningen wordt een verkeersbelasting van 5 kN/m<sup>2</sup> aangehouden conform de redeneerlijn buitenwaartse stabiliteit [13]. De verkeersbelasting wordt geschematiseerd op 0,5 m van de kruin over een breedte van 2,5 m. Er wordt een spreidingshoek van 26 graden gehanteerd. In de slecht doorlatende lagen wordt de 'degree of consolidation' op 20% aangenomen. Voor zand wordt 100% aangenomen.

## 8.7 Ontwerputgangspunten

Onderstaande uitgangspunten worden gehanteerd in de ontwerpen:

- De huidige kruinbreedte wordt gehandhaafd. Hierbij wordt uitgegaan van de kruinbreedte van het representatieve profiel per dijkvak. Enige afwijking is mogelijk in geval van toepassing kanteldijk. Bij een kanteldijk is de minimale kruinbreedte 1 meter.
- De taludhelling van de versterking is minimaal 1:3. Dit geldt voor zowel een binnenwaartse als buitenwaartse versterking. Enige afwijking is mogelijk in geval van het binnentalud van een kanteldijk. Het binnentalud van een kanteldijk mag een maximale taludhelling hebben van 1:2.
- De bermhoogte is 1/3 tot 1/2 van de kerende hoogte
- De taludhelling van de berm is 1:20
- De bermbreedte wordt gevarieerd met stappen van 5 m



## 9 Opbarsten, heave en piping

### 9.1.1 Werkwijze

De scope is vastgesteld in de Veiligheidsanalyse [4] en vormt de basis voor het ontwerp. Voor deeltrajecten waar de situatie niet voldoet worden maatregelen ontworpen:

- a) De lengte van pipingbermen en voorlandverbeteringen worden met de rekenregel van Sellmeijer [7] bepaald, de dikte van bermen wordt bepaald aan de hand van het opbarstcriterium
- b) Heaveschermen worden o.b.v. het heavecriterium ontworpen

#### *Beslisboom piping*

Uit een gevoeligheidsanalyse binnen de werksessie Beslisboom piping volgt dat inzet van D-Geo Flow niet kansrijk omdat het binnen Stad Tiel voornamelijk schaaldijken betreft.

### 9.1.2 Partiële factoren

De veiligheidsfactor zijn overgenomen uit de uitgangspunten van de veiligheidsanalyse [3], met uitzondering van de veiligheidsfactor voor heave:

Tabel 9-1 Veiligheidsfactoren deelfaalmechanismen piping

Partiele factor	Waarde [-]
Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede (zie par 3.3.2) $\beta_{eis;dsn}$	5,10
Veiligheidsfactor voor het deelfaalmechanisme opbarsten $\gamma_{up}$	1,84
Veiligheidsfactor voor het deelfaalmechanisme heave $\gamma_{he}$	.2
Veiligheidsfactor voor het deelfaalmechanisme terugschrijdende erosie $\gamma_{pip}$	1,39

#### *Schematiseringsfactor*

Voor het deelfaalmechanisme heave is geen schematiseringsfactor van toepassing. In de veiligheidsanalyse is voor opbarsten en terugschrijdende erosie een schematiseringsfactor van 1,3 gehanteerd. Gezien de beschikbare informatie is het realistisch een lagere waarde (bijvoorbeeld 1,1) te hanteren. De aan te houden waarde wordt in de ontwerpfase van deze verkenningsfase nader onderbouwd.

<sup>2</sup> In tegenstelling tot wat in het OI2014v4 is opgenomen wordt, conform KPR-memo met onderwerp *Beantwoording helpdeskvraag 17 05 0374 omtrent de toe te passen heavegradiënt bij langsconstructies* geen veiligheidsfactor en schematiseringsfactor toegepast voor heave.

### 9.1.3 Sterkteparameters

De hierna volgende uitgangspunten zijn overgenomen uit de uitgangspunten van de veiligheidsanalyse [3].

#### *Kenmerken zandlagen*

Voor de Piping berekeningen middels de methode van Sellmeijer zijn drie soorten zandlagen onderscheiden:

- Tussenzandlagen: Lokale laag ingesloten in een klei- of veenpakket
- Holocene zandlaag in direct contact met Pleistocene zandlaag: Zandlaag gelegen op het Pleistocene zandpakket, dit zand kenmerkt zich door een relatief lage conusweerstand (2 tot 6 MPa) en fijnere korrelverdeling
- Pleistocene zandlaag: Grove zandlaag gekenmerkt door een hogere (continue >4 MPa) conusweerstand

#### *70-percentiel korreldiameter ( $d_{70}$ )*

De 70-percentiel korreldiameter (hierna genoemd  $d_{70}$ ) is de diameter waarbij 70% van een zandmonster door zeefopening heen gaat. De  $d_{70}$  is bepaald met behulp van het geleverde grondonderzoek MOS. Extreme waarden waarbij de  $d_{70} > 700\mu\text{m}$  zijn niet realistische waarden voor zand en buiten beschouwing gelaten. In totaal zijn 24 geschikte boringen gebruikt, hiervan zijn 7 boringen Holocene zandlagen en 17 boringen Pleistocene zandlagen. De  $d_{70}$  is afzonderlijk bepaald voor Holoceen zand en Pleistoceen zand. Van de boringen is de gemiddelde waarde en de 5% ondergrenswaarde bepaald. Voor de  $d_{70}$  is een lage waarde conservatief. De gemiddelde en karakteristieke waarde voor de zandlagen zijn gegeven in Tabel 9-2.

Tabel 9-2 Rekenwaarden voor de  $d_{70}$

Type zandpakket	Gemiddelde waarde [ $\mu\text{m}$ ]	Karakteristieke waarde [ $\mu\text{m}$ ]
Holoceen	224	170
Pleistoceen	392	270

#### *Doorlatendheid ( $k$ )*

Op basis van het geleverde grondonderzoek is het niet mogelijk gebleken een waarde te bepalen voor de doorlatendheid van het holocene en pleistocene zandpakket. De spreiding van de waarden van de doorlatendheid in het grondonderzoek is te groot om een statisch zekere waarde voor de doorlatendheden te bepalen. De doorlatendheid van de zandpakketten is daarom overgenomen van de geleverde waarden bij het WBI SOS, dit zijn de tabellen gebruikt bij VNK.

De doorlatendheden voor de Holocene zandlagen en Pleistocene zandlagen zijn over het traject gelijk. In het traject is onderscheid gemaakt tussen hooggelegen en laaggelegen Holocene zandlagen en Pleistocene zandlagen. Een overzicht van de gebruikte doorlatendheden is gegeven in Tabel 9-3.

Tabel 9-3 Rekenwaarden voor de  $k$ -waarde

Type zandpakket	Van hoogte [NAP +m]	Tot hoogte [NAP +m]	Doorlatendheid, rekenwaarden [m/d]
Holoceen	Maaiveld	0,45	10
	0,45	-2,5 (top pleistoceen)	65
Pleistoceen	-2,5 (top pleistoceen)	-20,5	65
	-20,5	Onderzijde watervoerend pakket	40

#### *Dikte watervoerende pakket*

Het watervoerend pakket zijn de aanwezige zandlagen waardoor het water van de buitendijkse zijde druk kan opbouwen naar het uittredepunt. De dikte van het watervoerend pakket is bepaald op basis van een doorsnede uit Regis. Het betreft de gemiddelde dikte van 20 meter.

#### *Doorlatendheid deklagen*

Doorlatendheid kleilagen voorland ( $k_{v,voorland}$ ): 0,01 m/dag;

Doorlatendheid kleilagen achterland ( $k_{v,achterland}$ ): 0,01 m/dag.

### 9.1.4 Piping

Het gebied is kwelgevoelig. Bekend is dat het achterland nat is wanneer de rivierwaterstand hoger is dan gemiddeld en dat sloten snel vol staan tot aan maaiveldniveau. Daarom wordt in de ontwerpberoeeningen in principe aangenomen dat het peil in de achterliggende sloten gelijk is aan het maaiveldniveau. Ook hiervoor geldt dat dit vooraf aan het uitvoeren van de ontwerpberoeeningen geverifieerd wordt met de beheerder.

De pipingberoeeningen worden uitgevoerd met de rekenregel van Sellmeijer [7] in geval van het ontwerp van bermen of met de heaverregel in het geval van pipingschermen [7].

### 9.1.5 Bepaling lengte heaveschermen

Bij de bepaling van de lengte van de heaveschermen zijn drie parameters benodigd, deze parameters zijn kort toegelicht.

#### *Kritieke heavegradiënt ( $i_c$ )*

Zoals in par. 9.1.2 is aangegeven zijn geen veiligheidsfactor en schematiseringsfactor toegepast voor heave, conform KPR-memo met onderwerp *Beantwoording helpdeskvraag 17 05 0374 omtrent de toe te passen heavegradiënt bij langsconstructies*, dit is in tegenstelling tot wat in het OI2014v4 is opgenomen. De kritieke heavegradiënt is hierdoor 0,5.

#### *Stijghoogte ter plaatse van het heavescherm ( $\varphi_0$ )*

De stijghoogte ter plaatse van de onderkant van het scherm is bepaald ter plaatse van de locatie van het scherm in het dijklichaam. Het stijghoogteverloop is bepaald aan de hand van *Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken* [27].

*Polderpeil ( $h_p$ )*

Het gebied is kwelgevoelig, er wordt uitgegaan dat tijdens maatgevende omstandigheden het freatisch vlak stijgt tot aan de hoogte van het maaiveld.



## 10 Langsconstructies

### 10.1 Inleiding

De langsconstructies worden ontworpen aan de hand van de voorschriften uit de PPL [20] en PPE [21]. Hierin zijn de stappen beschreven voor de opbouw van het Eindige Elementen Model en de wijze waarop de diverse toetsingen uitgevoerd moeten worden. In dit hoofdstuk wordt nader uitgelegd hoe voor het project Stad Tiel invulling wordt gegeven aan de inhoud van de richtlijnen. Op een aantal onderwerpen worden ook specifieke nieuwe inzichten ingebracht die nog niet in de richtlijnen zijn verwerkt. Deze zijn gebaseerd op ervaringen van WSRL uit andere projecten die momenteel in voorbereiding en uitvoering zijn.

De uit te werken langsconstructies voor project Stad Tiel betreffen in principe stalen (on)verankerde damwanden in het binnentalud van de waterkering. De uitgangspunten in de paragrafen 10.2 t/m 10.10 specifiek over deze oplossingsrichting.. De aanvullende uitgangspunten voor zelfstandig waterkerende constructies zijn opgenomen in 10.11.

### 10.2 Partiële factoren

De veiligheidsfactor waaraan de waterkeringen getoetst wordt, bestaat uit verschillende partiële factoren:

$\gamma_{b;str/geo}$	schematiseringsfactor, partiële factor voor de onzekerheid over de bodemopbouw en de water(over)spanningen
$\gamma_{d;EEM}$	modelfactor, partiële factor voor de modelonzekerheid
$\gamma_{n;LC}$	schadefactor, partiële factor die verband houdt met de normhoogte, het al dan niet falen door hoogwater en het lengte-effect
$\gamma_{d;vervorming}$	modelfactor voor het toetsen van de vervormingen

#### Schematiseringsfactor $\gamma_b$

In het VO wordt uitgegaan van een schematiseringsfactor gelijk aan 1,1. Bij het opstellen van het DO dient dit per vak lokaal te worden bepaald. Bij het opstellen van het VO worden daarom veilige keuzes gemaakt in de modellering van de waterspanningen en de grondopbouw, zodat deze niet bepalend worden bij het afleiden van de schematiseringsfactor.

#### Schadefactor $\gamma_{n;LC}$

De faalkanseis uit paragraaf 3.3.2 dient verdisconteerd te worden in de te hanteren schadefactor ( $\gamma_{n;LC}$ ). Hiervoor geldt onderstaande formule:

$$\gamma_{n;LC} = 0,15 \cdot \beta_{eis;dsn;LC} + 0,41 = 0,15 * 5,36 + 0,41 = 1,22$$

#### Modelfactor $\gamma_d$

De modelfactor voor het rekenen met een eindige elementen model is conform [20] gelijk aan  $\gamma_{d;EEM} = 1,06$ . De combinatie van de modelfactor  $\gamma_d$  en de schadefactor  $\gamma_{n;LC}$ , ( $1,06 * 1,22 = 1,29$ )





wordt toegepast om de rekenwaarde van de parameters te bepalen. Deze factor wordt toegepast op de sterkteparameters in de fases 5b en 6 uit het schema in via de functie 'design approach' in Plaxis.

*Modelfactor*  $\gamma_{d;vervorming}$

Voor het toetsen van de berekende vervorming geldt conform [20]  $\gamma_{d;vervorming} = 1,3$ .

*Belastingeffect-factoren*

De belastingeffect-factoren voor (on)verankerde damwanden en combiwanden zijn opgenomen in onderstaande tabel uit [20]

Tabel 10-1: belastingeffect-factoren en betreffende normeringen voor de sterkte van de materialen voor de verankerde damwand

Constructief onderdeel	Belasting-effect-factor	Factor afkomstig uit	Factor sterkte	materiaal-	Factor afkomstig uit
Stalen damwand -moment ( $\gamma_{add;M}$ ) -normaalkracht ( $\gamma_{add;N}$ ) -dwarskracht ( $\gamma_{add;Q}$ )	1,0 1,0 1,0	NEN-EN1997-1+c2;2017	1,0		NEN-EN1993 (Eurocode 3, deel 5)
Ankerstaaf, stempel en ankerverbindingen ( $\gamma_{F;A;st}$ )	1,25 <sup>1)</sup>	NEN-EN1997-1+c2;2017 (§9.7.1)	1,0 (vloeispanning) 1,4 <sup>2)</sup> (karakteristieke breuksterkte)		NEN-EN1993 (Eurocode 3, deel 5)
Groutlichaam ( $\gamma_{F;A;gr}$ )	1,0	NEN-EN1997-1+c2;2017 (§8.5.2)	$\gamma_{a;ULS} = 1,35$		NEN-EN1997-1+c2;2017 (§8.5.2)
Ankerschot, sterkte gording ( $\gamma_{F;A;gording}$ )	1,1	NEN-EN1997-1+c2;2017 (§9.7.1)	-		NEN-EN1993 (Eurocode 3, deel 5)
<sup>1)</sup> Volgens NEN 9997-1 art. 8.5.4 moet de factor 1,25 in het geval van een groutanker formeel niet op de belasting maar in plaats daarvan uitsluitend op de materiaalsterkte van staaf/stempel/verbinding in rekening worden gebracht. Het resultaat is gelijk. <sup>2)</sup> De waarde 1,4 is bij benadering gelijk aan de waarde volgens EN-1993-5 art. 7.2.3: $\gamma_{M2}/k_t = 1,25/0,9 = 1,389$					

### 10.3 Zichtjaar en levensduur

Voor de nieuwe langsconstructies wordt uitgegaan van een levensduur van 100 jaar. Het zichtjaar voor de langsconstructies is 2125. Voor de verbouw van de bestaande langsconstructie in dijktraject 4c (uitbreiding met demontabele kering) wordt ook een levensduur van 100 jaar gehanteerd met bijbehorend zichtjaar van 2125. De uitbreiding in hoogte wordt voor zowel de nieuwe als de bestaande constructies in fases uitgevoerd. Er wordt eerst verhoogd tot de hoogte voor het zichtjaar 2075.

### 10.4 Grondmodellen

De berekeningen van de langsconstructies worden uitgevoerd met Plaxis 2D versie 2020. In Plaxis wordt gebruik gemaakt van verschillende grondmodellen om het grondgedrag te beschrijven. Voor de stijvere kleilagen en de zandlagen wordt het Hardening Soil model toegepast. Op basis van de parameterset van WSRL [28] zijn dit de grondsoorten klei siltig 16-



17,5 kN/m<sup>3</sup> en stijver. Voor de slappere kleilagen en veenlagen wordt het Soft Soil Creep model toegepast. Voor de klei en veenlagen wordt eveneens gebruik gemaakt van het Shansep (NGI-ADP) model in het 2<sup>e</sup> deel van de rekenfasering (zie Tabel 10-2). Het Shansep model wordt alleen toegepast in de lagen die zich onder dagelijkse omstandigheden onder de freatische lijn bevinden (zie paragraaf 8.4).

Tabel 10-2: Gehanteerde Plaxis materiaal model per grondsoort

Grondsoort	Grondmodel in Plaxis
Veen mineraalarm < 11 kN/m <sup>3</sup>	Soft Soil Creep & Shansep (NGI-ADP)
Veen kleiig > 11 kN/m <sup>3</sup>	Soft Soil Creep & Shansep (NGI-ADP)
Basisveen	Soft Soil Creep & Shansep (NGI-ADP)
Klei sterk organisch < 14 kN/m <sup>3</sup>	Soft Soil Creep & Shansep (NGI-ADP)
Klei siltig humeus 14-16 kN/m <sup>3</sup>	Soft Soil Creep & Shansep (NGI-ADP)
Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>	Hardening Soil & Shansep (NGI-ADP)
Klei siltig zandig > 17,5 kN/m <sup>3</sup>	Hardening Soil & Shansep (NGI-ADP)
Dijkmateriaal	Hardening Soil & Shansep (NGI-ADP)
Zand holoceen	Hardening Soil
Zand, pleistoceen	Hardening Soil
Ophoogmateriaal zand	Hardening Soil
Ophoogmateriaal klei	Hardening Soil

Voor de klei- en veenlagen worden gebruik gemaakt van de parameterset van WSRL [28]. Voor de sterkteparameters van de zandlagen wordt deze parameterset eveneens gehanteerd. De stijfheid van de zandlagen wordt bepaald op basis van de gemeten conusweerstand. Hiervoor wordt gebruik gemaakt van de correlaties in Tabel 10-3. Dit om onderscheid te maken tussen lossere en vaster gepakt zand.

Tabel 10-3: Correlatie conusweerstand Oedometer modulus [44]

Oedometer modulus $E_{oed}$	Conusweerstand $q_c$
$E_{oed} = 4 * q_c$	$q_c < 10 MPa$
$E_{oed} = 2 * q_c + 20MPa$	$10 MPa < q_c < 50 MPa$
$E_{oed} = 120 MPa$	$q_c > 50 MPa$

Rondom de stad Tiel variëren de gemiddelde conusweerstand in de zandlagen tussen de 5 en 20 MPa. Lokaal zijn er uitschieters naar ca. 30 MPa, deze uitschieters worden in de berekeningen uitgemiddeld over de betreffende zandlaag. Als voorbeeld is in Tabel 10-4 voor een aantal gemeten conusweerstand de waarden van  $E_{oed}$  opgenomen.

**Tabel 10-4: Stijfheid t.o.v. gemeten conusweerstand**

Gemiddelde conusweerstand over de zandlaag [MPa]	Verwachtingswaarde $E_{oed}$ [MPa]	Laag karakteristieke waarde $E_{oed}$ (5% ondergrens) [MPa]	Hoog karakteristieke waarde $E_{oed}$ (5% bovengrens) [MPa]
5	20	13	30
10	40	26	60
15	50	33	75
20	60	40	90

De omrekening tussen verwachtingswaarde en de lage/hoge karakteristieke waarde is o.b.v. [20] en [21]:

- $E_{oed;kar;laag} = \frac{E_{oed;gem}}{1,5}$
- $E_{oed;kar;hoog} = E_{oed;gem} * 1,5$

Hierin is:

- $E_{oed;gem}$  is de verwachtingswaarde van de stijfheid, bepaald conform bovenstaande relatie
- $E_{oed;kar;laag}$  is de karakteristieke ondergrenswaarde van de stijfheid
- $E_{oed;kar;hoog}$  is de karakteristieke bovengrenswaarde van de stijfheid

Voor het bepalen van de overige Hardening Soil stijfheidsparameters wordt onderstaand aangehouden:

- $E_{50} = E_{oed}$
- $E_{ur} = 3 * E_{oed}$

## 10.5 Rekenfasering en –instelling

Op basis van de voorschriften uit de PPL [20] en PPE [21] wordt de rekenfasering uit Tabel 10-5 aangehouden. In het VO worden de ophogingen ( fases 2a en 2d) samengevoegd in de rekenfase 2b (aanbrengen van de constructie). In het DO wordt de invloed van zettingstijd en consolidatie nader beschouwd.

**Tabel 10-5: Rekenfasering**

Fase	Omschrijving	Type	Tijd [dagen]	Partiële factoren	Spec ial opti on	Reset disp.
1	Initiële fase: geometrie bestaande dijklichaam zonder constructie en met dagelijkse peil en dagelijkse stijghoogte.			Geen	0	
	a. K0-procedure met preconsolidatiespanning	Gedraineerd	1			n.v.t.
	b. Nul stap	Gedraineerd	1			Ja
	c. Kruipfase*	Gedraineerd	3650			Ja



<b>2</b>	Dijkversterking:			Geen	0	
	a. Eventuele ophoging en consolidatie voor aanbrenge constructie	Gedraineerd	n.t.b.			Ja
	b. Aanbrengen constructie	Gedraineerd	1			Ja
	c. Indien verankerde constructie puntveer activeren	Gedraineerd	1			Nee
	d. Eventuele ophoging en consolidatie nadat constructie is aangebracht	Gedraineerd	n.t.b.			Nee
<b>3</b>	Lange termijn:			Geen	0	
	a. Bodemdaling in EEM-model*	Gedraineerd	36500			Nee
	b. Effect op ankerconstructie buiten EEM-model; toename ankerkracht meenemen als prestress	Gedraineerd	1			Ja
<b>4a</b>	Extreme belastingcombinaties (freatische lijn, stijghoogtes en verkeersbelasting)	Gedraineerd	1	Geen	0	Nee
<b>4b</b>	Switch naar Shansep-model voor klei en veen Hierna een aparte parallelle fase modelleren voor vervormingstoets zonder puntveer	Ongedraineerd (undrained A)	1	$\gamma_{d,vervorming}^{**}$	1	Nee
<b>5</b>	Constructieve toets	Ongedraineerd (undrained A)	1	$\gamma_{n,LC} \gamma_{d,EEM}^{***}$ $\gamma_{b,str}^{****}$	1	Nee
<b>6</b>	Phi/ c-reductie:	Ongedraineerd (undrained A)		$\gamma_{n,LC} \gamma_{d,EEM}^{***}$	1	Nee
	a. Indien verankerde constructie de puntveer uitzetten (gedraineerd)	(undrained A)	1	$\gamma_{b,geo}^{*****}$		
	b. Phi/ c-reductie en toetsing $\sum Msf$ aan eis.					

\* Bodemdaling wordt niet in rekening gebracht op de geometrie in het model, er wordt wel tijdsafhankelijke berekening gemaakt om de invloed van kruip op de constructie te berekenen, zie paragraaf 10.7.1

\*\* Modelfactor vervorming toepassen op de berekende vervormingen

\*\*\* Schadefactor en modelfactor EEM toepassen op sterkteparameters  $\tan(\varphi)$  en C voor de Hardening Soil en Soft Soil Creep grondlagen en  $\alpha$  voor de Shansep grondlagen. Toepassen via design approach in Plaxis.

\*\*\*\* Schematiseringsfactor toepassen op de berekende snedekrachten. In de toetsing tevens de belastingeffect-factoren meenemen.

\*\*\*\*\* Schematiseringsfactor is de minimaal te behalen  $\sum Msf$  in de Phi/c reductie

In de rekenfasering is gekozen voor het toepassen van rekenschema B conform [21]. In dit schema wordt gerekend met de karakteristieke waarde van de parameters, alleen in de te toetsen fases 5 en 6 wordt gerekend met de rekenwaarde. Het toepassen van rekenschema B resulteert vooral in geval van onverankerde constructies tot grotere snedekrachten in de constructie.

## 10.6 Controle groene dijk

Conform [20] dient gecontroleerd te worden of het berekende glijvlak van een onversterkte dijk in EEM model (Plaxis) overeen komt met het glijvlak uit een glijvlakberekening (D-Geo Stability).

Deze controle dient uitgevoerd te worden bij extreme hydraulische belastingen en verkeersbelasting. De verschillen in stabiliteitsfactor moeten beperkt blijven tot maximaal 6%. Indien de EEM berekening geen oplossing geeft vanwege de te kleine stabiliteitsfactor in de onversterkte situatie worden de karakteristieke sterkteparameters opgeschaald. Indien een opschaalfactor groter dan 1,3 nodig is om de berekening stabiel te krijgen, moet in de plaats daarvan de dijk kunstmatig verflauwd of voorzien worden van een berm. [21]

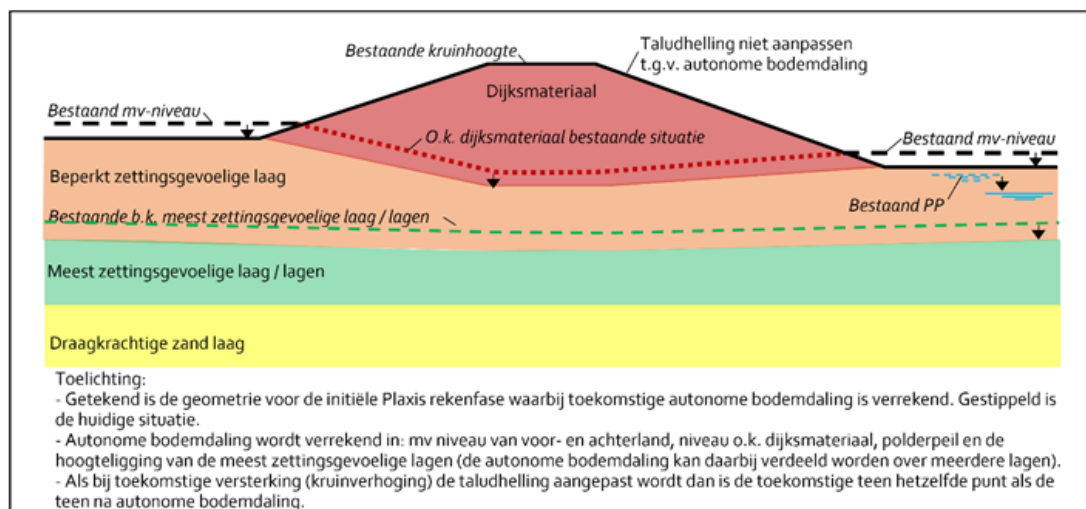
De rekenfasering voor de controle van de groene dijk is gelijk aan de fasering in Tabel 10-5. De fases die specifiek betrekking op de constructies worden overgeslagen (delen van fase 3 en fase 5).

## 10.7 Modelleeraspecten

In deze paragraaf is een aantal specifieke modelleeraspecten beschreven.

### 10.7.1 Bodemdaling

De analyses hebben betrekking op het einde van de levensduur van de langsconstructie (100 jaar). De verwachte bodemdaling over deze periode in Tiel bedraagt (paragraaf 5.2) 0,02 m tot aan het zichtjaar 2075. Voor het zichtjaar 2125 wordt een bodemdaling van 0,03 m verwacht. In principe dient bodemdaling verwerkt te worden in de geometrie conform Figuur 10-1. Omdat de bodemdaling in het gebied zeer beperkt is, heeft het verwerken van de bodemdaling in de geometrie een verwaarloosbare invloed op het ontwerp. Het bodemprofiel wordt daarom gemodelleerd op basis van de sonderingen en voor de dijkhoogte wordt de hoogte over 100 jaar aangehouden. De berekende vervormingen in de kruipfasen (1c en 3a) worden in de daarop volgende fase gereset. De effecten van bodemdaling op de constructie in de vorm van negatieve kleef op de damwand en zakking van grond op de ankerstangen wordt wel meegenomen, als aangegeven in Tabel 10-5.



Figuur 10-1: Geometrische modellering bodemdaling

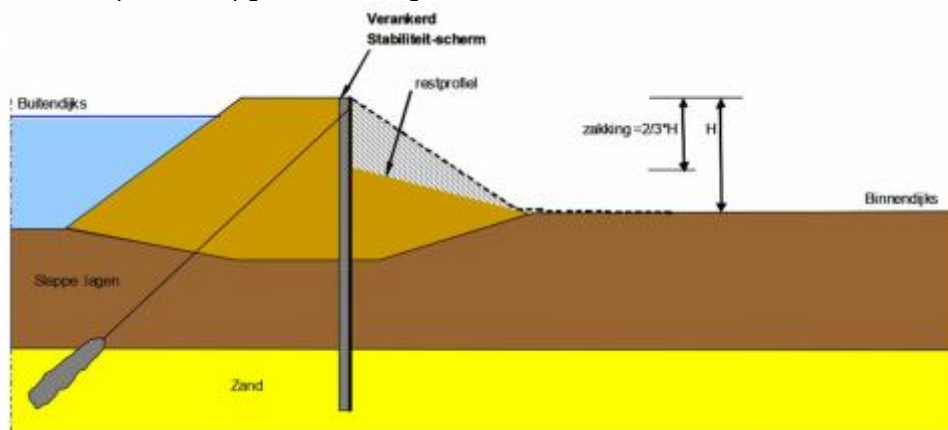
## 10.7.2 Dijkmateriaal en deklaag

Op basis van [26] worden de volgende uitgangspunten voor de modellering van het dijkmateriaal en de deklaag gehanteerd:

- De grondwaterstand die onder normale (dagelijkse) condities in de dijk aanwezig is, vormt de scheiding tussen gedraineerd en ongedraineerd materiaalgedrag. Gekozen wordt om het dijkmateriaal dat boven de dagelijkse freatische waterstand aanwezig is met gedraineerde grondeigenschappen te schematiseren. Onder deze dagelijkse grondwaterstand wordt het dijkmateriaal ongedraineerd verondersteld, wanneer deze grondlagen uit klei bestaan.
- De deklaag wordt gemodelleerd met een dikte van 0,8 m met een minimale schuifsterkte van 5 kPa.

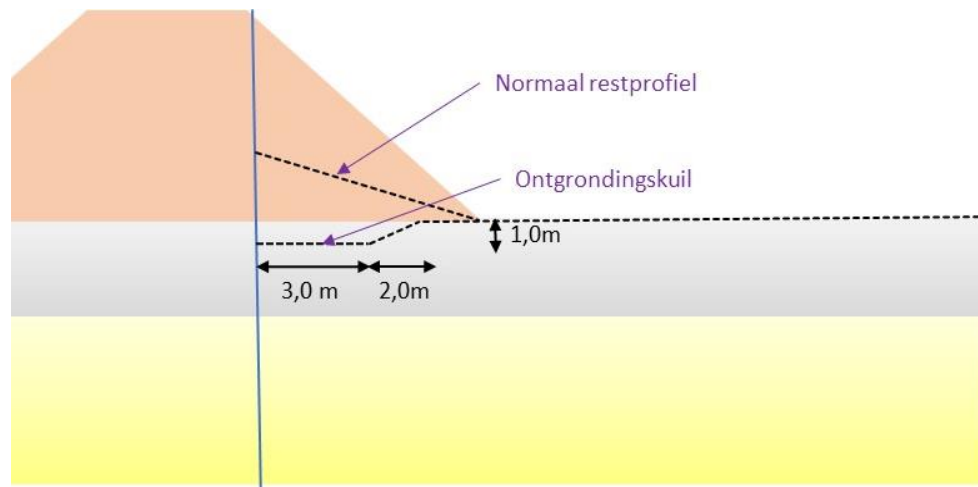
## 10.7.3 Restprofiel

Voor de langsconstructies waar het lager gelegen binnentalud niet voldoende stabiel is en er een niet-kritische instabiliteit optreedt, wordt een restprofiel benadering toegepast. Het uitgangspunt voor het restprofiel is opgenomen in Figuur 10-2.



Figuur 10-2: Modellering Restprofiel in Plaxis [20]

Het toepassingsgebied van dit restprofiel is gelimiteerd tot een overslagdebiet van 1 l/s/m voor kleidijken en 0,1 l/s/m voor zanddijken. In het dijkversterkingsproject Stad Tiel wordt meer overslag toegestaan, waarmee het restprofiel uit Figuur 10-2 mogelijk niet voldoende veilig is en niet voldaan wordt aan de overslageis uit [20]. In deze situatie wordt een ontgrondingskuil aangenomen van 1,0 m onder het niveau van het achterland direct achter de wand, zie Figuur 10-3. Voor de verschillende situaties met en zonder significante overslag wordt verwezen naar paragraaf 10.7.10.



Figuur 10-3: Restprofiel met ontgrondingskuil bij significante overslag

Deze ontgrondingskuil is overigens niet noodzakelijk indien het restprofiel pas optreedt bij de toets op sterkte (fase 5) of de toets op stabiliteit (fase 6). Indien de instabiliteit optreedt in eerdere fases is dit wel van toepassing.

In de verstoorde zone (de omvang van de glijcirkel die optreedt in het binnentalud) wordt gerekend met 70% van de oorspronkelijke sterkte op basis van het CSSM model.

#### 10.7.4 Waterspanningen

Voor het bepalen van de waterspanningen in de dijklichamen ter plaatse van de langsconstructies wordt de aanpak als in paragraaf 8.4 toegepast. Er wordt gerekend met een lineair verlopende freatische lijn onder het binnentalud, waarbij geen sprong wordt gemodelleerd ter plaatse van de langsconstructie. Uitgangspunt is dat de damwand op dit niveau, relatief hoog in de damwand, indien nodig waterdoorlatend gemaakt kan worden (bijv. middels perforatie). Daarnaast gelden de volgende specifieke uitgangspunten:

- Bij optreden van een restprofiel volgt de freatische lijn de bovenzijde van het restprofiel.
- Indien opdrijven optreedt en de dikte van de deklaag groter is dan 4,0 m wordt gerekend met de grenspotentiaal onder de deklaag.
- Indien opdrijven optreedt en de dikte van de deklaag kleiner is dan 4,0 m wordt gerekend met de grenspotentiaal onder de deklaag en wordt de sterkte van de deklaag tot nul gereduceerd.

In de opdrijfzone kan de stijghoogte in Plaxis niet precies gelijk gekozen worden aan de grenspotentiaal, omdat er dan nulspanningen ontstaan in de top van de zandlaag, waarbij sterkte en stijfheid ongedefinieerd zijn. Om deze reden wordt er via op het opgelegde stijghoogteverloop gezorgd dat er enige korrelspanning (maximaal 2 kPa) resteert

De uitgangspunten voor het bepalen van de indringingslengte zijn conform paragraaf 8.5. In aanvulling hierop geldt voor de langsconstructie dat wanneer het niveau van de bovenkant van de



indringingslaag zich boven de dagelijkse waterstand bevindt, geen indringingslaag gemodelleerd wordt. Er wordt in dat geval over de volledige deklaag geïnterpoleerd tussen de stijghoogte/grenspotential in het pleistoceen en de freatische lijn.

Het uitgangspunt is dat er geen drainageconstructie achter de damwanden aangebracht wordt. Indien het toepassen van drainage wel tot mogelijke optimalisatie van het ontwerp kan leiden wordt dit uitgangspunt nader onderzocht [35].

### 10.7.5 Onverankerde damwand – stijfheden grond

Voor de constructieve toets voor onverankerde damwand wordt gerekend met de hoge grondstijfheid in de inklemmingslagen. In alle overige toetsingen wordt gerekend met de lage stijfheden. De grondstijfheden worden overgenomen uit de parameterset WSRL [28].

Voor verankerde wanden wordt standaard alleen gerekend met lage grondstijfheden conform de parameterset WSRL [28].

### 10.7.6 Puntveer

Er wordt een puntveer (fixed end anchor) onder de damwand geschematiseerd met een veerstijfheid  $EA = 10.000 \text{ kN/m}$  en een equivalente lengte van 1,0 m. In de constructieve toets (fase 5 uit Tabel 10-5) wordt gecontroleerd of de verplaatsing beperkt blijft tot maximaal 0,01 m. Indien de verplaatsing groter is wordt de stijfheid van de puntveer vergroot.

### 10.7.7 Modelling damwand

Voor damwanden mag alleen de elastische capaciteit gebruikt worden. Voor klasse 4 profielen wordt hiertoe de toelaatbare spanning verlaagd dusdanig dat het damwandprofiel in klasse 3 blijft vallen. Bij het uitvoeren van de controle op geotechnische stabiliteit kan het zijn dat de elastische capaciteit van de damwand overschreden wordt. Dit is toegestaan bij dit faalmechanisme. De damwand wordt gemodelleerd als een lineair elastisch materiaal. Het vloeien van de damwandplank en het ontstaan van plastische scharnieren wordt niet meegenomen in de berekende stabiliteitsfactor.

### 10.7.8 Modelling ankers

In het VO is het uitgangspunt dat er schroefinjectieankers toegepast worden. Schroefinjectie ankers hebben over het algemeen de grootste diameter van de ankerbuis. Hierdoor wordt ook de grootste toeslag ten gevolge van zakkende grond bepaald. Deze ankers worden gemodelleerd als 'node tot node anchor' voor de ankerstang en een 'embedded beam' voor het groutlichaam. De volgende uitgangspunten worden toegepast;

- In het model wordt de damwand tot maaiveld gemodelleerd. In werkelijkheid wordt de kop van de damwand afgewerkt op 0,8 m onder maaiveld. Het aangrijppunt van het anker bevindt zich 0,5 m lager dan de kop van de damwand, dit is 1,3 m onder maaiveld.
- Er wordt uitgegaan van een voorspanning van 15% van de berekende ankerkracht in de maatgevende situatie (fase 5a of 6a). De voorspanning wordt aangebracht in fase 2b [35].





- De toeslag ten gevolge van zakkende grond op de ankers wordt verwerkt conform de procedure in de PPL [20]
- In het VO wordt een haalbaar ankerprincipe bepaald, het detailontwerp van de verankering vindt plaats in het DO.
- Het ontwerp van de anker Gording vindt plaats in het DO.

### 10.7.9 Invloed corrosie

Voor de damwanden en anker Gordingen wordt uitgegaan van de volgende corrosiesnelheden o.b.v. [31]:

- 1,2 mm per zijde in 100 jaar voor de onderste zone die getypeerd wordt door alle onderstaande punten:
  - De bodem is niet geroerd door grondwerkzaamheden
  - De zone bevindt zich onder het laagste grondwaterniveau
  - Er is geen sprake van bodemverontreiniging
- 2,2 mm per zijde in 100 jaar voor de bovenste zone die getypeerd wordt door minimaal één van onderstaande punten:
  - Zone boven het laagste grondwaterniveau
  - Zone boven het niveau van de vaste grondslag als de bodem geroerd is geweest
  - Er is sprake van bodemverontreiniging

De maatgevende belastingsituatie kan zich voordoen gedurende de gehele levensduur van de constructie. Dit kan betekenen dat de damwanden nog ongecorrodeerd zijn of dat deze maximaal zijn gecorrodeerd. Corrosie heeft invloed op de vervormingen en snedekrachten.

Voor project Stad Tiel worden de Plaxis berekening uitgevoerd met gecorrodeerde damwanden. Op deze wijze wordt een bovengrens van de vervormingen berekend. De snedekrachten zijn wat lager dan bij een berekening met ongecorrodeerde damwanden, maar de capaciteit van deze onderdelen wordt in de toetsing eveneens gereduceerd. De situatie met ongecorrodeerde damwanden is daarom in de regel niet maatgevend voor de constructie.

Er zijn uitzonderingen, bijvoorbeeld in geval de constructie in de bouw fase reeds zwaar belast wordt. In die gevallen wordt een aanvullende berekening met ongecorrodeerde eigenschappen gemaakt.

Voor de verankering wordt in de berekening van de langsconstructie in Plaxis ook uitgegaan van de gecorrodeerde stijfheidseigenschappen. Voor het bepalen van de toeslag ten gevolge van zakkende grond wordt uitgegaan van de ongecorrodeerde stijfheid.

Voor ankers gelden de volgende uitgangspunten op basis van [20]:

- In principe wordt een dubbele corrosieprotectie aangebracht waardoor geen corrosietoeslag in rekening gebracht hoeft te worden.
- Indien schroefinjectie ankers (buizen) worden toegepast mag van de dubbele corrosieprotectie worden afgeweken bij vloeispanningen tot  $600 \text{ N/mm}^2$ . Er dient dan rekening gehouden te worden met een corrosietoeslag van 0,06 mm per jaar rondom de ankerstang. Over de levensduur van 100 jaar betreft dit 6 mm reductie op de wanddikte.



Aandachtspunt hierbij is:

- Een dubbele corrosieprotectie leidt tot toename van de diameter van het anker waarover zakkende grond in rekening gebracht moet worden.

### 10.7.10 Overslag

Voor de controle bij significante overslag wordt in de basis uitgegaan van de aanpak voor groene dijken, zie hoofdstuk 8, zoals vastgelegd in de KPR factsheet [25]. Dit betekent:

- Verzadigde dijk
- Buitenwaterstand bij 1 l/m/s/ overslag (Voor Stad Tiel wordt hiervoor het WBN voor 2125 aangehouden, tenzij het WBN significant hoger is dan de buitenwaterstand bij 1 l/m/s).
- Bepaal overschrijdingskans van het overslagdebiet van 1 l/m/s (=P(q ≥ 1 l/m/s) )
- Faalkanseis voor macro-instabiliteit gegeven significante overslag:

$$P_{T,eis,LC,q} = P_{eis,i,LC}/P(q \geq 1l/m/s)$$

- Bijbehorende betrouwbaarheidsindex:

$$\beta_{T,eis,LC,q} = -\Phi^{-1}(P_{T,eis,LC,q})$$

- De bijbehorende schadefactor is:

$$\gamma_{T,n;LC,q} = 0,15 \cdot \beta_{T,eis,LC,q} + 0,41$$

Indien het product van de bovenstaande afgeleide schadefactor met de modelfactor (1,06) kleiner is dan 1,00 wordt uitgegaan van een partiele factor gelijk aan 1,00.

Voor het bepalen van de freatische lijn voor de controle bij significante overslag wordt uitgegaan van:

- De waterstand waarbij overslag optreedt is gelijk aan de maatgevende WBN voor het zichtjaar 2125, bepaald in paragraaf 6.4.
- Het verloop van de freatische lijn wordt 10 cm onder de kruin en het binnentalud aangehouden.

Voor de toetsing op overslag wordt uitgegaan van de uitbreiding van de rekenfasering zoals opgenomen in Tabel 10-6.



Tabel 10-6: Rekenfasering toeting overslag

Fase	Omschrijving	Type	Tijd [dagen]	Partiële factoren	Special option	Reset disp.
Initiële fases (1 t/m 3) zijn gelijk aan de fasering in <b>Tabel 10-5</b> (fase 7a start vanaf fase 3b)						
7a	Extreme belastingcombinaties verzadigd talud (freatische lijn bij overslag, stijghoogtes en verkeersbelasting)	Gedraineerd	1	Geen	0	Nee
7b	Switch naar Shanssep-model voor klei en veen Hierna een aparte parallelle fase modelleren voor vervormingstoets zonder puntveer	Ongedraineerd (undrained A)	1	$\gamma_{d;vervorming}$	1	Nee
8	Constructieve toets	Ongedraineerd (undrained A)	1	$\gamma_{T,n;LC,q}$ $\gamma_{d;EEM}$ $\gamma_{b;str}$	1	Nee
9	Phi/ c-reductie: c. Indien verankerde constructie de puntveer uitzetten (gedraineerd) d. Phi/ c-reductie en toetsing $\sum Msf$ aan eis.	Ongedraineerd (undrained A)	1	$\gamma_{T,n;LC,q}$ $\gamma_{d;EEM} \gamma_{b;geo}$	1	Nee

### 10.7.11 Fluïderen en voorbereen

Indien het met het oog op inbrengbaarheid van damwanden nodig is te fluïderen of voor te boren wordt een reductie op de wandwrijvingshoek van 50% aangebracht. Dit wordt verwerkt in Plaxis door  $R_{inter}$  van de zandlaag te halveren. Ook de stijfheid van het zand moet gereduceerd worden met 50%. De invloedsbreedte waarover dit gedaan moet worden is bij voorbereen driemaal de avegaar diameter en bij fluïderen gelijk aan de inbeddingsdiepte in het zand. Ook dient de situatie zonder reductie in stijfheid van het zand beschouwd te worden.

### 10.7.12 Heave

Indien de langsconstructie ook een functie heeft ten aanzien van het faalmechanisme heave, wordt uitgegaan van de maximaal vereiste lengte o.b.v. de toetsingen: stabiliteit, verticaal draagvermogen en heave. Voor de toetsing op het verticaal draagvermogen wordt het effect van fluïderen beschouwd conform de methode uit [20] en [21].

## 10.8 Ontwerptoetsingen

In de PPL [20] worden op hoofdlijnen de ontwerptoetsingen uit Tabel 10-7 beschreven. Op deze onderdelen en de vervormingstoetsen wordt nader ingegaan in deze paragraaf.



Tabel 10-7: overzicht ontwerpotoetsingen uit PPL

GEO-1	Optreden van een glijvlak of van grondbreuk	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Grondspanningen met EEM</li> <li>• Schuifsterkte grond met EEM</li> </ul>
GEO-2	Doorpersen van grond in gaten tussen plaatsvaste constructiedelen (snijden)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Grondspanningen met EEM</li> <li>• Controle op 'snijden' volgens § 4.8.2</li> </ul>
STR-1	Overschrijden van de sterkte van een wand of paal	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Krachten en momenten met EEM. Stalen constructiedelen lineair elastisch. Betonnen constructiedelen en Soilmix blokken niet-lineair.</li> <li>• Constructieve controles volgens § 4.8.4</li> </ul>
STR-2	Overschrijden van de sterkte van een elastisch gemodelleerde ankerstang of van de gording	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ankerkracht deels met EEM.</li> <li>• Effect van zakkende grond op ankerkracht volgens bijlage B.1</li> <li>• Constructieve controles volgens § 4.8.4</li> <li>• Rekening houden met ankeruitval volgens § 11.9.5.</li> </ul>
SSI-1	Verlies van verticaal evenwicht van verankerde stabiliteitswanden	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Grondspanningen langs de wand met EEM</li> <li>• Schuifsterkte langs de wand met EEM</li> <li>• Verticale verplaatsing wand met EEM,</li> </ul>
SSI-2	Bereiken van de uittrekkraft van een anker	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ankerkracht deels met EEM</li> <li>• Effect van zakkende grond op ankerkracht volgens bijlage B.1</li> <li>• Controle op uittrekkraft volgens § 11.9.4</li> <li>• Rekening houden met ankeruitval volgens § 11.9.5.</li> </ul>

### 10.8.1 Glijvlak of grondbreuk (GEO-1)

Deze controle wordt uitgevoerd middels stap 6b uit Tabel 10-5. De berekende veiligheidsfactor uit de sterktereductieberekening dient minimaal gelijk te zijn aan de schematiseringsfactor voor geotechnische stabiliteit.

### 10.8.2 Snijden van grond (GEO-2)

Aangezien de langsconstructies binnen project Stad Tiel tevens een functie hebben als pipingscherm worden uitsluitend doorgaande constructies toegepast. De toets op snijden is daarom niet nader beschreven in dit document.

### 10.8.3 Sterkte wand (STR-1)

De snedekrachten in de damwand volgen uit fase 5 of 6a (afhankelijk of de situatie met of zonder puntveer maatgevend is) uit Tabel 10-5. De rekenwaarden van de snedekrachten worden bepaald door deze te vermenigvuldigen met de schematiseringsfactor voor constructieve elementen. De belastingeffect-factor is 1,0 voor de snedekrachten in de damwand.

De toets van het damwandprofiel vindt plaats op basis van de voorschriften uit NEN-EN 1993. Hierop gelden een aantal afwijkingen:



- Er mag geen gebruik gemaakt worden van de plastische capaciteit van damwandprofielen (in geval doorsnedeklasse 1 of 2). Indien gebruik gemaakt wordt van een klasse 4 damwandprofiel dient de spanning in de damwanden onder een te bepalen grens te blijven zodat deze altijd als klasse 3 profiel beschouwd mag worden.
- Indien niet voldaan wordt aan de toets op knik conform NEN-EN 1993 mogen de 2<sup>e</sup> orde effecten in de damwand ook berekend worden met een updated mesh berekening Plaxis [20]. In dat geval worden de 2<sup>e</sup> orde effecten meegenomen in de reguliere doorsnedetoets en is de separate knik toets uit de NEN-EN 1993 niet noodzakelijk.

Aandachtspunten hierbij:

- In fase 4, 5 en 6a uit Tabel 10-5 dient de optie updated mesh aangevinkt te worden
- Een klasse 4 profiel is in dit geval niet toegestaan
- In de doorsnedetoets moet de materiaalfactor  $\gamma_{M0}$  verhoogd worden van 1,0 naar 1,1.

#### 10.8.4 Sterkte anker en gording (STR-2)

De snedekrachten in de ankers volgen uit fase 5 uit Tabel 10-5. De rekenwaarden van de snedekrachten worden bepaald door deze te vermenigvuldigen met de schematiseringsfactor voor constructieve elementen en de belastingeffect-factor (1,25 voor het anker en 1,1 voor de gording). Specifieke aandachtspunten waar hieronder op in wordt gegaan is zakkende grond op ankerstangen en ankeruitval.

##### 10.8.4.1 Zakkende grond op ankerstangen

De in rekening te brengen effecten van zakkende grond op ankerstaven moeten buiten de EEM-berekening worden bepaald. De toename van de ankerkracht wordt berekend conform de methode uit CUR166 [22][22] met de volgende aanpassingen:

- Voor de invloedsfactor  $\alpha$  die de belasting van de grond op het anker bepaalt op basis van ongedraineerde schuifsterkte van de grond moet uitgegaan worden van  $\alpha = 9$ .
- Voor de hoge karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte geldt  $S_{u,hoog} = \max(q_{net,max}/N_{kt,laag} ; S_{hoog} * \sigma'_v)$ . Hierin is:
  - $q_{net,max}$  de representatieve bovengrens voor de netto conusweerstand binnen het beschouwde vak.
  - $N_{kt,laag}$  de lage karakteristieke waarde van de correlatiecoëfficiënt
  - $S_{hoog}$  de hoge karakteristieke waarde van de Shansep parameter  $S$
  - $\sigma'_v$  de effectieve verticale spanning uitgaande van normaal voorkomende omstandigheden in de dijk.
  - Nadere toelichting is opgenomen in bijlage C van [21]
- Voor het bepalen van de karakteristieke waarde van de belasting op de ankerstaaf wordt uitgegaan van een gewogen gemiddelde waarde van  $S_{u,hoog}$  langs de ankerstaaf in de grondlagen waar zettingen optreden.
- De modelfactor  $\beta$  moet gelijk zijn aan  $\beta = 24$ .



- Toepassing van het CUR model (kabelvergelijking) betekent dat de momenten in de ankerstang verwaarloosd worden. Hiertoe dient de ankerkop scharnierend aan de damwand bevestigd te worden.
- Er dient rekening gehouden te worden met een extra modelfactor van  $\gamma_{zb} = 1,25$  op de berekende ankerkrachttoename. Deze factor is van toepassing op ankerhoeken van 40 tot 50 graden met de horizontaal. Bij ankerhoeken met de horizontaal kleiner dan 40 graden dient een factor  $\gamma_{zb} = 1,4$  toegepast te worden.

De modellering van de ankerkrachttoename in het Plaxis model wordt gedaan middels een voorspankracht in fase 3b uit Tabel 10-5.

De zetting die in rekening gebracht wordt op de ankerstangen betreft de bodemdaling (0,03 m per jaar, zie paragraaf 10.7.1) en de verwachte kruindaling ten gevolge van de aan te brengen ophoging. Het uitgangspunt voor de extra zakking ten gevolge van het ophogen van de kruin ter plaatse van de ankerstangen is 0,01 m. De kruindaling ten gevolge van de ophoging wordt in de VO-fase bepaald door zettingsberekeningen. Er wordt gerekend met de component van de zettingen (bodemdaling + kruindaling) loodrecht op de ankerstangen.

#### 10.8.4.2 Ankeruitval

Voor de toets op ankeruitval wordt de ankerkracht berekend bij karakteristieke waarden van de grondsterkte bij extreme hydraulische belasting en verkeersbelasting (fase 4b uit Tabel 10-5). De belastingeffect-factoren op de ankerkracht zijn gelijk aan 1,0. De modelfactor  $\gamma_{zb} = 1,25$  op de berekende ankerkrachttoename als gevolg van zettingen blijft wel van toepassing. Er wordt aangenomen dat de ankerkracht van het uitgevallen anker gelijk wordt verdeeld over de twee naastgelegen ankers. De karakteristieke waarde van de ankerkracht uit fase 4b dient conform [20] vermenigvuldigd te worden met een factor 1,5. Voor de randankers dient aanvullend beschouwd te worden of het uitvallen van een randanker niet tot grotere ankerkrachten kan leiden.

N.B. Aangezien op het uitgevallen anker geen ankerkrachttoename als gevolg van zettingen aanwezig kan zijn, kan wanneer de ankerkracht bij ankeruitval maatgevend is ten opzichte van de reguliere UGT berekening, een aanvullende Plaxis berekening gemaakt worden zonder ankerkrachttoename door zettingen. De hier berekende ankerkracht kan dan herverdeeld worden over de naastgelegen ankers, waarbij voor de naastgelegen ankers wel ankerkrachttoename door zettingen in rekeningen moet zijn gebracht.

#### 10.8.5 Verticaal draagvermogen (SSI-1)

De controle van de draagkracht wordt uitgevoerd conform NEN-EN 1997-1 buiten Plaxis met D-Foundations. De belasting in de vorm van de normaalkracht in de damwand wordt nu rechtstreeks uit de Plaxis berekening gehaald (fase 5 uit Tabel 10-5).

Aanvullende voorschriften hierbij:

- Voor de gereduceerde draagkracht door het trillend inbrengen moet een factor 0,7 op de conusweerstand worden toegepast, conform NEN-EN 1997-1.  $\alpha_s$  blijft daarbij ongewijzigd 0,006.



- Indien er sprake is van voorbereiden of fluïderen dient de conusweerstand gereduceerd te worden met een factor 0,5.  $\alpha_s$  blijft daarbij ongewijzigd: 0,006 %. De factor voor trillend inbrengen vervalt bij voorbereiden en fluïderen.
- Ook wordt de conusweerstand ( $q_c$ ) gereduceerd als gevolg van de hoge grondwaterstand onder extreme omstandigheden. Deze aanpassing wordt als volgt bepaald [20]
  - $\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}}$ ; waarin:
    - $\gamma_{qc}$  de correctiefactor voor conusweerstand  $q_c$  [-]
    - $\sigma'_i$  de initiële effectieve spanning waarbij is gesondeerd [kN/m<sup>2</sup>]
    - $\sigma'_d$  de effectieve spanning onder extreme omstandigheden [kN/m<sup>2</sup>]
- De normaalkracht wordt bepaald onder invloed van de gunstige werking van opwaartse beweging van grond door hoogwaterbelasting. Als invoer voor de draagvermogen berekening dient de waarde van de normaalkracht direct onder de anker Gording gebruikt te worden.
- Voor de partiële factoren op draagkracht worden de factoren uit NEN-EN 1997-1 gehanteerd.

Vanuit WSRL is aangegeven dat het wenselijk is de damwanden minimaal 2,0 m in de zandlaag te funderen [33].

De lengte van de langsconstructies wordt bepaald door de maximale lengte die volgt uit de onderstaande eisen:

- Vereist teenniveau t.b.v. verticaal draagvermogen
- Vereist teenniveau t.b.v. '2,0 m in het zand'
- Vereist teenniveau t.b.v. stabiliteit
- Vereist teenniveau t.b.v. heave

### 10.8.6 Houdkracht groutlichaam (SSI-2) .

De snedekrachten in de ankers volgen uit fase 5 uit Tabel 10-5. De rekenwaarden van de snedekrachten worden bepaald door deze te vermenigvuldigen met de schematiseringsfactor voor constructieve elementen. Op de weerstand van het groutlichaam wordt een partiële factor van  $\gamma_{a,ULS} = 1,35$  toegepast. De controle van de geotechnische houdkracht wordt verder uitgevoerd conform de voorschriften uit NEN-EN 1997-1.

### 10.8.7 Vervormingen

De vervormingen door hoogwaterbelasting moeten worden bepaald bij extreme hydraulische belasting en lage karakteristieke waarden van de grondsterkte (fase 4b uit Tabel 10-5). De berekende vervormingen dienen vermenigvuldigd te worden met de modelfactor voor vervormingen van 1,3. De eisen waar vervolgens aan wordt getoetst zijn:

- Maximaal 0,1 m kruindaling over een kruinbreedte van minimaal 3 m
- Maximaal 0,1 m horizontale wandverplaatsing van het constructieve element
- Maximale horizontale verschilverplaatsing van 0,1 m tussen binnen- en buitenteen

Indien niet voldaan kan worden aan deze eisen wordt onderzocht of een toets op maat toegepast kan worden aan de hand van bijlage A van [21].<sup>3</sup>

## 10.9 Numerieke aspecten

Deze paragraaf behandelt een aantal numerieke aspecten voor de Plaxis 2D modellering, gebaseerd op de inhoud van de PPE [21]:

- Rekentolerantie. De standaard tolerated error van 0,01 wordt gehanteerd. Indien convergentieproblemen ontstaan die niet aan de invoer te wijten zijn wordt in uitzonderlijke gevallen de tolerated error vergroot om bepaalde fases door te kunnen rekenen. Dit wordt dan expliciet gerapporteerd.
- Meshfijnheid. In Plaxis 2D wordt gerekend met 15 knoops elementen, 5 knopen per zijde van de driehoek. Op voorhand wordt de mesh lokaal verfijnd rondom de constructieve elementen en in de zone waar het glijvlak wordt verwacht. Naderhand wordt een aanvullende berekening gemaakt met fijnere mesh om aan te tonen dat een fijnere mesh geen significante invloed heeft op de resultaten. Tevens dient aangetoond te worden dat een scherpere rekestolerantie (0,005) geen significante invloed heeft de resultaten.
- Randeffecten. Achteraf wordt gecontroleerd dat de ligging van de randen van het model geen significante invloed hebben op de resultaten. Hiertoe wordt een aanvullende berekening gemaakt waarbij de randen verder weg worden gelegd.
- Arc-length control. Deze optie staat standaard aangevinkt. Incidenteel kan de optie worden uitgezet indien er convergentieproblemen optreden. Uitzondering hierop is de fase met sterktereductieberekening aan het einde, in deze fase moet arc-length control altijd aan staan.
- Overige numerieke parameters. De standaardwaarden uit Plaxis 2D worden gehanteerd. Indien er redenen zijn om hiervan af te wijken (bijvoorbeeld het ophogen van het aantal iteraties of het maximale aantal ontlaststappen wordt dit expliciet gerapporteerd).

## 10.10 Overige ontwerpuitgangspunten

Onderstaande overige ontwerpuitgangspunten zijn van toepassing:

- Voor het ontwerp van de nieuwe constructies wordt in eerste instantie uitgegaan van een locatie zo laag mogelijk in het talud. Indien er een glijcirkel bovenlangs de constructie ontstaat wordt een hogere positie in het talud gekozen.
- De uitvoerbaarheid van de ontwerpen worden onderzocht. Voor de inbrengbaarheid van damwanden wordt gekeken naar de NVAF-PSD grafieken uit CUR166 [22].

## 10.11 Uitgangspunten zelfstandig waterkerende constructies

Voor de zelfstandig waterkerende constructies wordt zoveel mogelijk aangesloten bij de uitgangspunten beschreven in de voorgaande paragrafen. Eventuele afwijkingen of aanvullingen hierop worden toegelicht in de ontwerprapportage van de betreffende constructie.

<sup>3</sup> Indien er bij de switch naar het Shansep model (fase 4b uit **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.**) relatief grote vervormingen ontstaan in het model, is het voor WSRL acceptabel om de vervormingstoets uit te voeren voorafgaand aan de switch naar Shansep. Hierbij dient de verkeersbelasting ongedraineerd aangebracht te worden [33].





Specifiek voor het faalmechanisme macrostabiliteit buitenwaarts is in paragraaf 3.3.2 een hogere faalkanseis afgeleid dan voor het faalmechanisme stabiliteit binnenwaarts. Voor groene dijken is deze hogere faalkanseis toegestaan vanwege de mogelijkheid tot het herstellen van de waterkering na het falen bij een laagwater situatie. Voor een zelfstandig waterkerende constructie wordt een herstel op korte termijn als niet realistisch gezien. Voor de zelfstandig waterkerende constructie wordt daarom aanvullend gecontroleerd of een kleine val van de buitenwaterstand (2,0 m) ervoor zorgt dat niet meer kan worden voldaan aan de faalkanseis voor STBI. De gedachte hierachter is dat bij een dergelijk klein verval de kans op een tweede hoogwater golf niet verwaarloosbaar is. In dat geval dient het faalmechanisme van buitenwaartse stabiliteit minimaal te voldoen aan de faalkanseis voor STBI.

Wanneer pas bij een val van de buitenwaterstand groter dan 2,0 m niet wordt voldaan aan de faalkanseis voor STBI kan worden verondersteld dat een tweede hoogwater niet gecorreleerd is en de hersteltijd meer realistisch is, zelfs voor een zelfstandig waterkerende constructie. In dat geval wordt de faalkanseis voor STBU gehanteerd voor de controle van de buitenwaartse stabiliteit.

## 11 Uitgangspunten ontwerp coupures

### 11.1 Inleiding

De coupures worden ontworpen aan de hand van de voorschriften uit het OI2014V4 [1] en de bijbehorende WOWK (Werkwijzer Ontwerpen Waterkerende Kunstwerken) [17]. Hierin zijn de stappen beschreven voor het bepalen van de belastingen en de wijze waarop de diverse toetsingen uitgevoerd moeten worden. In dit hoofdstuk wordt nader uitgelegd hoe voor het project Stad Tiel invulling wordt gegeven aan de inhoud van de richtlijnen. De uitgangspunten zijn geldig voor het voorlopig ontwerp van de nieuwe coupures. In stad Tiel bevindt zich nog een drietal bestaande coupures. Voor deze coupures wordt een separaat onderzoekstraject doorlopen om de versterkingsopgave voor deze coupures vast te stellen. Indien deze coupures versterkt worden, wordt het ontwerp en bijbehorende uitgangspunten in een separate rapportage uitgewerkt.

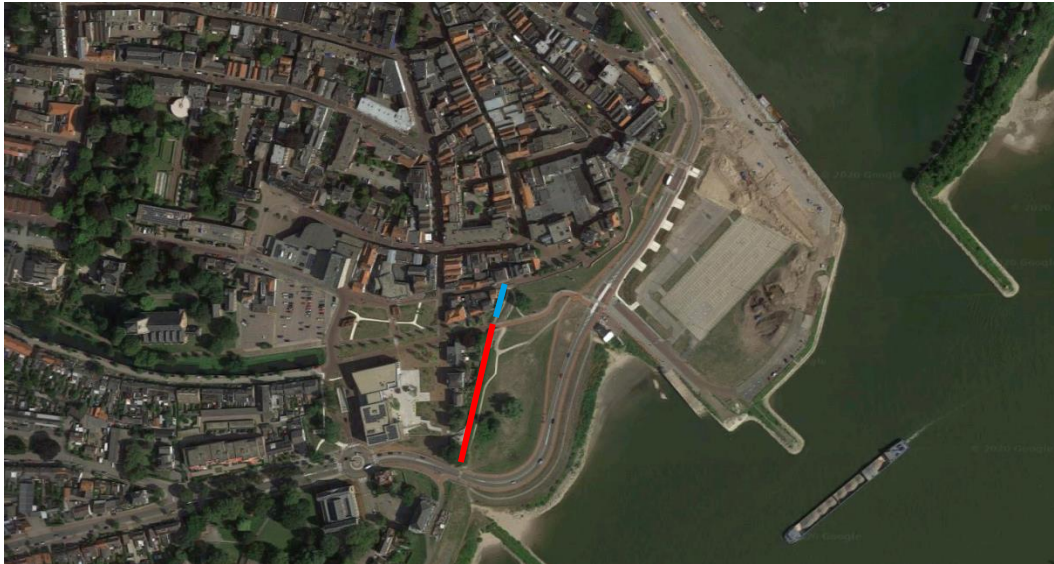
Voor het project Stad Tiel worden vier nieuwe coupures gerealiseerd. Daarnaast worden er twee demontabele keringen op een bestaande en een nieuwe damwandconstructie aangebracht. Op hoofdlijnen zijn er drie verschillende type constructies te onderscheiden:

- Nieuwe coupures Waalkade en Zoutkeetstraatje: betreft het ontwerpen van twee coupures in dijktraject 4a. De principe oplossing zal voor deze twee keringen gelijkwaardig zijn.



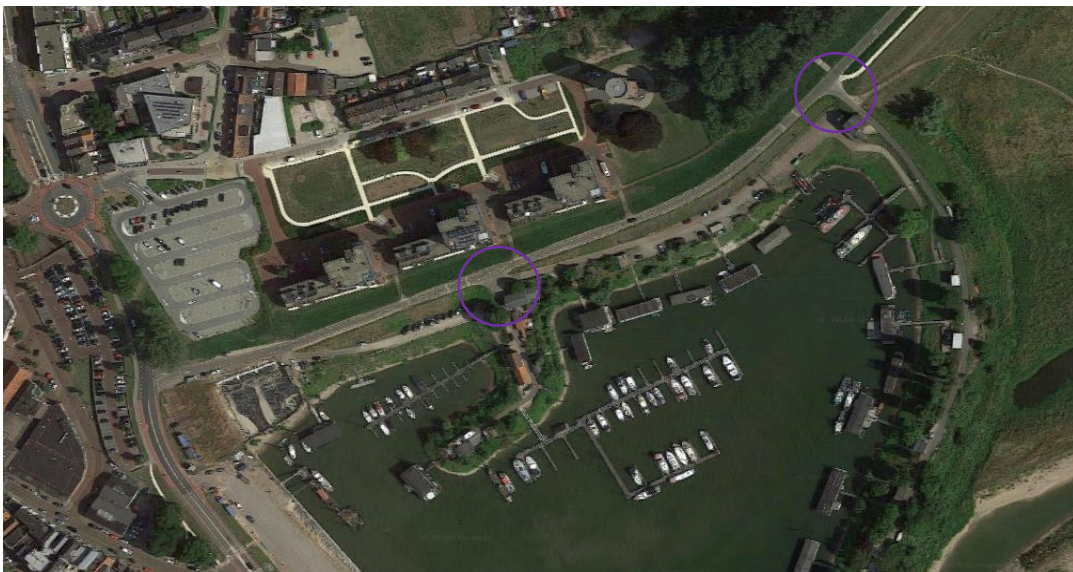
Figuur 11-1 Locatie coupures Zoutkeetstraatje en Waalkade (oranje cirkels)

- Nieuwe demontabele kering op bestaande damwand en nieuwe damwand: betreft het ontwerpen van een demontabele kering op de deksloof van een bestaande damwand in dijktraject 4c.



*Figuur 11-2: Locatie bestaande damwandconstructie waarop demontabele kering aangebracht wordt (rode lijn) de locatie van de nieuwe damwandconstructie is aangegeven met de blauwe lijn*

- Nieuwe coupures (2x) Echteldsedijk: betreft het ontwerpen van twee coupures in dijktraject 3. De principe oplossing zal voor deze twee keringen gelijkwaardig zijn. De locaties zijn aangegeven met paarse cirkels in Figuur 11-3.



*Figuur 11-3: Locaties coupures Echteldsedijk (2x paarse cirkels)*



In dit hoofdstuk worden de algemene uitgangspunten die geldig zijn voor alle drie constructietypes beschreven. De specifieke uitgangspunten per type coupure worden in de specifieke rapportage per coupure beschreven.

## 11.2 Zichtjaar en levensduur

Voor de nieuwe coupures wordt uitgegaan van een levensduur van 100 jaar. Het zichtjaar voor de nieuwe coupures is 2125.

Voor de verbouw van de bestaande langsconstructie in dijktraject 4c (uitbreiding met demontabele kering) en de verbouw van de bestaande coupures wordt een levensduur van 100 jaar gehanteerd met bijbehorend zichtjaar van 2125 voor de toetsingen ten aanzien van sterkte en stabiliteit. De uitbreiding in hoogte wordt in fases uitgevoerd, waarbij eerst verhoogd wordt tot de hoogte voor het zichtjaar 2075.

## 11.3 Keermiddelen

De keermiddelen van de coupures en demontabele keringen bestaan uit het DPS2000 systeem. Er wordt gestreefd naar balklengtes van 3,00 m of veelvoud daarvan.

## 11.4 Belastingen

Deze paragraaf beschrijft de gehanteerde belastingen voor de coupures. Voor de coupures wordt rekening gehouden met de volgende belastingen:

- Permanente belasting:
  - Eigen gewicht
  - Gronddruk
  - Grondwaterdruk
- Variabele belasting:
  - Hydraulische belasting (waterstand + golven, bepaald in paragraaf 6.4.3)
  - Verkeersbelasting

De volgende belastingen zijn in het VO niet meegenomen en de invloed is in een vervolg fase nader vast te stellen. Deze belastingen hebben geen invloed op de hoofdimensies van de coupures maar dienen wel in het definitieve ontwerp beschouwd te worden.

- Zettingen
- Temperatuur
- Windbelasting
- Vandalisme/sabotage

Daarnaast zijn de volgende belastingen in [17] benoemd, maar worden voor het ontwerp van de coupures uitgesloten:

- Verkeersbelasting (aanrijdbelasting)<sup>4</sup>

---

<sup>4</sup> Voor de verkeersbelasting is het uitgangspunt dat bij het sluiten van de coupure er ook verkeersmaatregelen getroffen worden om aanrijding te voorkomen. In het ontwerp van de coupures wordt daarom geen rekening gehouden met een belasting door het aanrijden van de coupure.

- Belastingen uit scheepvaart : troskrachten, scheepsgolven en scheepsstroming
- Stromingsbelasting
- Aardbeving
- Explosie
- IJs

## 11.5 Toetsingen

In deze paragraaf wordt per toetsspoor de uit te voeren toetsingen beschreven.

### 11.5.1 Toetsspoor hoogte

Voor het HBN voor de groene dijken is uitgegaan van een toelaatbaar overslagdebiet van 10 l/m/s. Voor de coupures wordt ditzelfde uitgangspunt gehanteerd. Omdat de coupures relatief hoog gelegen zijn en omdat de hydraulische belasting voornamelijk afvoer-gedomineerde is, is het verschil in het HBN voor de coupures en de groene dijk beperkt. De coupures worden daarom op gelijke hoogte als het HBN voor de groene dijk aangelegd. De hoogte en bijbehorend zichtjaar per coupure is weergegeven in Tabel 11-1.

Tabel 11-1: Vereiste hoogte en gehanteerd zichtjaar per coupure

Coupure	Bestaande hoogte [m+NAP]	Ontwerphoogte [m+NAP]	Zichtjaar
Coupure Waterpoort (bestaand)	11,85	12,67	2125
Coupure Waalstraat (bestaand)	11,85	12,49	2125
Coupure Bellevue (bestaand)	11,85	12,63	2125
Coupures Echteldsedijk (2x nieuw)	n.v.t.	12,83	2125
Coupure Zoutkeetstraatje en Waalkade (2x nieuw)	n.v.t.	12,67	2125
Demontabele keringen (2x) in traject 4c	11,85	12,63	2125

### 11.5.2 Betrouwbaarheid sluiten

De toetsing van het faalmechanisme betrouwbaarheid sluiting wordt uitgevoerd conform het stappenplan in [17] (figuur 18, hoofdstuk 4). Voor het bepalen van de faalkans van het falen van de sluiting bij hoogwater wordt gebruik gemaakt van de scoretabellen in [18] en [19]. Indien de faalkans met de scoretabellen niet voldoende laag is, wordt een gedetailleerdere analyse toegepast.

### 11.5.3 Constructief falen

De toetsing van het faalmechanisme constructief falen wordt uitgevoerd conform [17], waarbij er getoetst wordt aan de betrouwbaarheidseisen van het Bouwbesluit

Zowel de herberekening en beoordeling van de bestaande coupures als het ontwerp van de nieuwe coupures worden uitgevoerd conform de vigerende Eurocodes. Hierbij zijn de volgende Eurocodes van toepassing:

- [1] NEN-EN1990+A1+A1/C2:2019+NB: Deel 0 :Grondslagen van het constructief ontwerp



- [2] NEN-EN1991 serie 2019+NB: Normen voor belastingen op constructies
- [3] NEN-EN1992 serie 2019+NB: Normen voor het ontwerpen en berekenen van betonconstructies

Voor het ontwerp van de fundering van de nieuwe coupures en het beoordelen van de bestaande coupures wordt uitgegaan van onderstaande uitgangspunten.

Geotechnische berekeningen die niet project specifiek zijn voorgeschreven worden uitgevoerd conform NEN 9997-1+C2, Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp, deel 1: algemene regels, 2017. Geotechnische parameters die niet project specifiek zijn voorgeschreven worden afgeleid uit het beschikbare (grond)onderzoek en indien nodig aangevuld op basis van tabel 2b uit de Eurocode 7.

Corrosie van damwanden en andere stalen (funderings)elementen wordt bepaald volgens het protocol corrosietoeslag [31]

#### 11.5.4 Piping

Het faalmechanisme Piping bestaat uit twee mechanismen: onderloopsheid en achterloopsheid. Voor de toetsing op onderloopsheid wordt het model van Lane of Heave toegepast. Voor achterloopsheid wordt het model van Bligh toegepast.

#### 11.6 Overige uitgangspunten

Onderstaande overige ontwerpuitgangspunten zijn van toepassing:

- De beschikbare komberging wordt per toetsspoor gelijk verdeeld over het aantal kunstwerken dat gebruik maakt van diezelfde kom. Indien nodig kan dit uitgangspunt nog aangescherpt worden zodat een maatgevend kunstwerk een groter deel van de komberging toebedeeld krijgt. De kunstwerken die gebruik maken van de komberging rondom de stad Tiel zijn:
  - 3x bestaande coupures (Bellevue, Waalstraat, Waterpoort)
  - 2x nieuwe coupures Echteldsedijk
  - 1x nieuwe coupure Zoutkeetstraatje
  - 1x nieuwe coupure Waalkade
  - 2x demontabele kering op damwand (bestaand en nieuw) in traject 4c
  - Inlaatgemaal haven Echteldsedijk



## 12 Referenties

- [1] Handreiking ontwerpen met overstromingskansen (OI2014v4), RWS, status Definitief, februari 2017
- [2] Werkwijzer bepaling Hydraulische ontwerprandvoorwaarden (Aanvulling OI2014, versie 5 (Hydra-NL 2.4.1)), Deltares, mei 2018
- [3] Uitgangspunten Veiligheidsanalyse dijkversterking Waaldijk Stad Tiel, WSRL, status Definitief, 11 september 2018
- [4] Veiligheidsanalyse groene dijken, deelrapportage Macrostabieliteit & Piping, WSRL, 11 september 2018
- [5] Veiligheidsanalyse groene dijken, deelrapportage Overloop en Overslag, WSRL, 13 september 2018
- [6] Veiligheidsanalyse langsconstructies en kunstwerken, Movares, april 2019
- [7] Onderzoeksrapport Zandmeevoerende wellen, Deltares, 2012
- [8] Basisspecificatie Dijk, WSRL, versie 1.0, status Definitief, juli 2017
- [9] Ontwerpuitgangspunten Primaire keringen, WSRL, status Definitief, april 2016
- [10] Memo Toepassen demontabele en flexibele wanden in dijkverbeteringsprojecten, WSRL, 3 juli 2018
- [11] Beleid bouwen van woningen (permanente bouwwerken) op de waterkering in HWBP-projecten, WSRL, status Definitief, 16 november 2018
- [12] Memo Technische uitgangspunten PVVR, WSRL, 22 november 2018
- [13] Memo Redeneerlijn buitenwaartse stabiliteit HWBP-projecten, WSRL, 28 mei 2019
- [14] Memo Modelling dijksmateriaal; voorstel uniforme beschrijving in materiaalgedrag en waterspanningen bij macrostabieliteit binnen- en buitenwaarts, WSRL, 20 november 2019
- [15] Hydraulische randvoorwaarden Waal t.b.v HWBP projecten, HKV, oktober 2017, definitief
- [16] Hydraulische randvoorwaarden Stadshart Tiel (detaillering hoogtepogave Tiel), HKV, december 2018
- [17] Werkwijzer ontwerpen van waterkerende kunstwerken, RWS, 2018
- [18] Werkwijze bepalen kans op niet sluiten per sluitvraag met scoretabellen, Rijkswaterstaat, 1 november 2017, definitief
- [19] Rijkswaterstaat, Handreiking borging betrouwbaarheid sluiting in draaiboeken, 1 november 2017, definitief
- [20] POV-M Publicatie stabiliteitsverhogende langsconstructies, Deltares, maart 2020
- [21] POV-M Publicatie EEM, maart 2020
- [22] CUR-publicatie 166, Damwandconstructies, 6<sup>e</sup> herziene druk, 2012
- [23] Rapport Resultaten grondonderzoek en labonderzoek project "Dijkversterking dijktraject stad Tiel", Mos Grondmechanica, 1 december 2017
- [24] Addendum bij het technisch rapport waterkerende grondconstructies, ENW
- [25] Factsheet Werkwijze macrostabieliteit i.c.m. golfoverslag, KPR, 8 maart 2018
- [26] Memo Modelling dijksmateriaal: voorstel uniforme beschrijving in materiaalgedrag en waterspanningen bij macrostabieliteit
- [27] Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken, TAW, 2004
- [28] Proevenverzameling Waal v3.0 15% rek, WSRL, aangeleverd op 18 mei 2020



- [29] PLAXIS parameterset SHANSEP NGI\_ADP Waal GOWA, WSRL, aangeleverd op 18 mei 2020
- [30] Aanvulling veiligheidsanalyse Tolhuiswal, Iv-Infra, kenmerk INFR180650-N-05, revisie 0, 5 september 2019.
- [31] Afronding onderzoek vermindering corrosietoeslag damwanden, Rijkswaterstaat, 2 december 2015.
- [32] Peilbesluit Alblasserwaard, Waterschap Rivierenland, 13 juli 2018
- [33] Notulen expert overleg langsconstructies ervaringen PPL en PPE, Waterschap Rivierenland, 17 september 2019
- [34] Notulen expert overleg deel 2 langsconstructies ervaringen PPL en PPE, Waterschap Rivierenland, 20 december 2019
- [35] Memo Technische uitgangspunten nota (TUN) PU-fase stad Tiel, Waterschap Rivierenland, 11 mei 2020
- [36] Mail: Aantal relevante kunstwerken dijktraject 43-6 tbv beoordeling stad Tiel, Waterschap Rivierenland, 30 november 2018
- [37] Nota Voorkeursalternatief, Waterschap Rivierenland, 29 januari 2020
- [38] Technische achtergrond rapportage, TAUW, 27 februari 2020
- [39] Ontwerprapport Bekleding & Materialisering - projectuitwerkingsfase dijkversterking GoWa, Waterschap Rivierenland, 27 maart 2020
- [40] Modelleren dijkmateriaal; voorstel uniforme beschrijving in materiaalgedrag, en waterspanningen bij macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts, Waterschap Rivierenland, 20 november 2019
- [41] Bijlage III sterkte en veiligheid regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2 december 2016
- [42] Schematiseringshandleiding grasbekleding, Rijkswaterstaat, 28 november 2019
- [43] Schematiseringshandleiding steenzetting, Rijkswaterstaat, 28 november 2019
- [44] Penetration testing in geotechnical practice, Lunne et al, Cone, 1997
- [45] Geotechnisch Terrein- en laboratoriumonderzoek Dijkverbetering stad Tiel, opdracht VN-75629-1, Wiertsema & Partners, 30 juni 2020
- [46] Beheer en onderhoudsplan Waterkeringen, versie 2.0, Waterschap Rivierenland, 30 januari 2019



## Bijlage 1 Vakindeling





## Bijlage 2

## Proevenverzameling Waal



## Bijlage 3

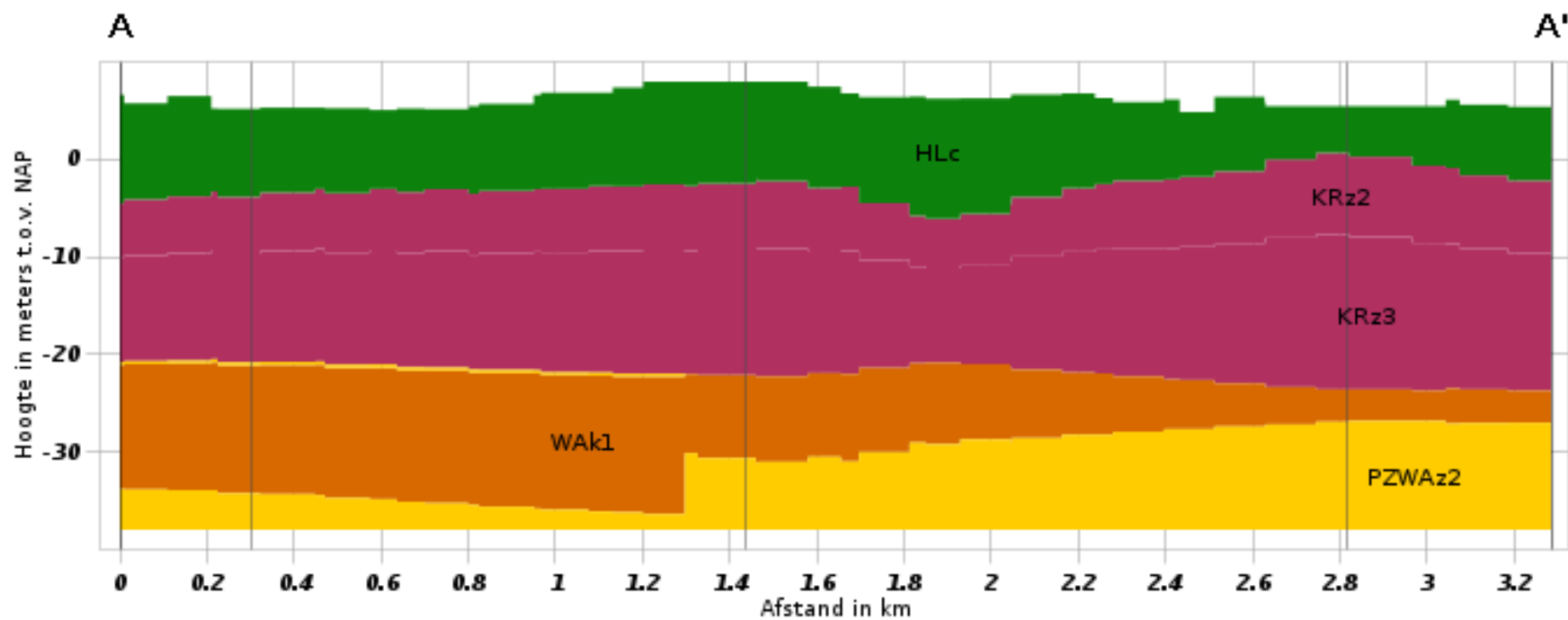
## Bepaling d<sub>70</sub>



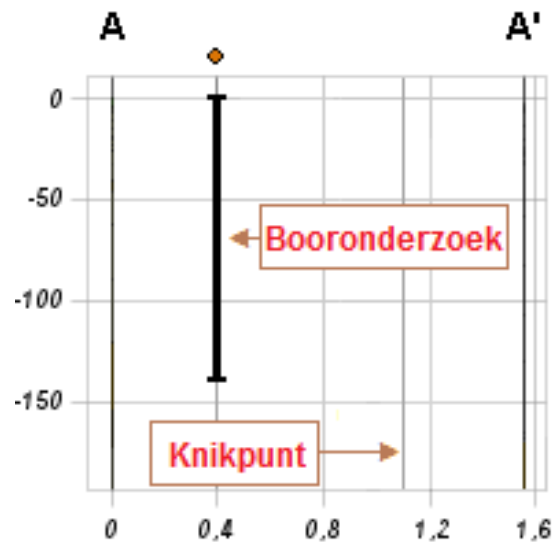
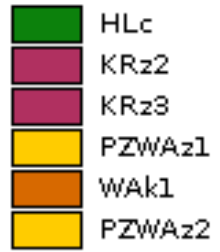
## Bijlage 4

## Bepaling hydraulische randvoorwaarden kunstwerken

## Verticale Doorsnede BRO REGIS II v2.2



Hydrogeologie



**Bezoekadres** De Blomboogerd 1, 4003 BX Tiel  
**Postadres** Postbus 599, 4000 AN Tiel  
T (0344) 64 90 90 F (0344) 64 90 99  
E info@wsrl.nl I www.waterschaprivierenland.nl  
**Bank** IBAN NL93 NWAB 0636 7572 69  
BIC NWABNL2G



# Memo

Aan: GMO, T-KEA, projecten  
Van: GMO (H.J. Lodder, J. Kames, C. Bisschop)  
Datum: 21 augustus 2018  
Onderwerp: Proevenverzameling Waal t.b.v. stabiliteitsberekeningen voor waterkering langs de noordzijde van de Waal

## 1 Inleiding

In de voorliggende memo zijn de resultaten van de afleiding van sterkteparameters opgenomen voor de grondsoorten die voorkomen aan de noordzijde van de Waal. De sterkteparameters zijn benodigd voor het bepalen van zowel de stabiliteitsopgave als ook voor de dijkversterkingsmaatregelen voor de faalmechanismen Macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts. De sterkteparameters zijn afgeleid op basis van de resultaten van het terrein- en laboratoriumonderzoek dat is uitgevoerd voor het gedeelte tussen Gorinchem en Nijmegen. De proevenverzameling is opgesteld na aanleiding van het opgestelde plan van aanpak (WSRL, 27-02-2018) [1].

## 2 Doel

### 2.1 Huidige proevenverzameling

In de afgelopen jaren is er binnen WSRL veel terrein- en laboratoriumonderzoek uitgevoerd ten behoeve van verschillende (HWBP) projecten. Dit onderzoek is gestart bij het project GoWa (Gorinchem-Waardenburg) bij Gorinchem en op dit moment doorgezet tot Lent bij Nijmegen (project WoS – Wolferen-Sprok). Dit heeft geresulteerd in een proevenverzameling, die uiteindelijk is opgenomen in een memo "afleiding proevenverzameling sterkteparameters t.b.v. stabiliteitsberekeningen voor waterkering langs de noordzijde van de Waal, WSRL-GMO, 15 februari 2017".

### 2.2 Ontwikkelingen

Er zijn echter nieuwe onderzoeken bijgekomen zoals uitgevoerd binnen de dijkversterkingsprojecten NeBe (Neder-Betuwe) en stad Tiel, die kunnen worden toegevoegd. Daarnaast is er aanleiding voor een update van de proevenverzameling door de opgedane ervaringen en versplintering binnen de projecten en actualisatie van de kennisontwikkeling van het ongedraineerd rekenen. Dit maakt het noodzakelijk om de afwegingen en duiding van de verkregen resultaten opnieuw en grondig te herzien.

Daarbij is de wens binnen Rivierenland om de resultaten zo te presenteren dat deze ook breder binnen de organisatie kunnen worden gebruikt, zoals voor: veiligheidsbeoordeling, beheer en onderhoud, beleid en vergunningen.

### 2.3 Doel

*Uitleveren van een uniforme proevenverzameling voor sterkte-eigenschappen van de grondlagen langs de noordzijde van de Waal, die uitbreidbaar is met andere locaties. De proevenverzameling kan zodoende integraal worden gebruikt binnen Rivierenland voor stabiliteitsberekeningen*

## 2.4 Kader

- De proevenverzameling wordt beheerd en periodiek herzien (evaluatie 1x per jaar). Door nieuwe inzichten kunnen de resultaten wijzigen.
- Comply or explain: projecten kunnen onderbouwd van deze proevenverzameling afwijken. Als projecten afwijken is een onafhankelijke toets nodig door de beheerder.
- Resultaten van aanvullend onderzoek zijn altijd beschikbaar en worden door de beheerder opgenomen in de proevenverzameling.
- Deze proevenverzameling wordt aangeleverd aan het programmteam HWBP en T-KDE van ws Rivierenland.

## 3 Aanpak uniforme proevenverzameling

### 3.1 Bundelen van al het onderzoek langs de Waal

Vanaf 2015 is er binnen WSRL (team TMO) begonnen met de uitvoering van diverse veiligheidsanalyses en verkenningsfasen voor de waterkering aan de noordzijde van de Waal tussen Gorinchem en Nijmegen. Deze waterkering is onderverdeeld in de volgende dijktrajecten (verbeterprojecten):

- Gorinchem – Waardenburg (GoWa);
- Tiel – Waardenburg (TiWa);
- Stad Tiel;
- Neder – Betuwe (NeBe);
- Wolferen – Sprok (WoS).



Figuur 1: Dijktrajecten langs de Waal, waarvan grondonderzoek is uitgevoerd

Voor ieder dijktraject is, op basis van de toen beschikbare kennis en protocollen, een zo goed mogelijk beeld van de ondergrond (opbouw van grondlagen) als ook van de sterkte-eigenschappen van deze ondergrond verkregen. Dit alles met als doel de veiligheidsanalyses uit te kunnen voeren en later de verkenningsfasen mee uit te werken. Gedurende deze jaren zijn voortdurend nieuwe inzichten verkregen, waarbij zo goed mogelijk is getracht aan te sluiten. Bij elk onderzoek zijn kwaliteitscontroles op de veld- en laboratoriumonderzoeken verricht door Deltares.

Tot nu toe is per dijktraject een eigen proevenverzameling opgesteld. Deze verzameling is geënt op de gewenste toepassing in de verschillende berekeningen. Zo is voor het traject GoWa met name ingezet op het verkrijgen van de schematisatie van de schuifsterkte op basis van sonderingen (DOV-methode o.b.v.  $N_{kt}$ ). Voor de overige trajecten zijn de schuifsterkten op basis van de grondeigenschappen  $S$ ,  $m$  en de grensspanning in de stabiliteitsberekeningen bepaald (WBI methode).



Voor de veiligheidsanalyse van het project Neder – Betuwe is een eerste regionale verzameling opgesteld, hierbij is enkel een samenvoeging van de reeds bestaande verzamelingen uitgevoerd. Destijds had dit een planningsreden, waarbij de proeven pas later beschikbaar kwamen dan de veiligheidsbeoordeling moest starten. Wel vormt het hiermee het eerste dijktraject wat in de verkenningsfase ook al gebruik heeft gemaakt van onderzoeken in de naastgelegen gebieden met daardoor een meer integrale kijk naar parameters.

Vanuit de wens van uniformiteit en bredere toepassing van een proevenverzameling binnen Rivierenland, is het doel om voor alle trajecten een gezamenlijke regionale proevenverzameling op te stellen, die uiteindelijk ook gebruikt kan worden voor de verkennings- en planfasen van de diverse versterkingsprojecten.

Door het hele Waalgebied te analyseren, is het mogelijk om lokale en regionale grondlagen te onderscheiden, is een goede indruk te krijgen van de spreiding langs de Waal en zorgen wij voor een uniforme aanpak gekozen, die herleidbaar en breder toepasbaar is binnen WSRL.

### **3.2 Bepaling van ongedraineerd schuifsterkteratio $S$ / sterktoename exponent $m$**

Bij alle dijktrajecten zijn bij de grondonderzoeken zowel overgeconsolideerde (OC)- als normaalgeconsolideerde (NC) sterkte proeven uitgevoerd en geanalyseerd. Op deze wijze is zowel de huidige sterkte als de sterkte bij hoge spanningen (na versterking) goed herleidbaar en kan een fit worden gemaakt van de schuifsterkteratio ( $S$ ) in combinatie met de sterkte toename exponent ( $m$ ). Dit is gedaan door gebruik te maken van de Analysetool Norwegian versie 4.2H [6].

De onderzoeken zijn niet toereikend om enkel NC-proeven te analyseren in combinatie met een correlatie van samendrukkingsparameters en de sterkte toename component. Hier zijn (op dit moment) te weinig NC-proeven beschikbaar. Bovendien is de ervaring binnen Rivierenland dat op deze wijze de sterkte toename component vaak wordt overschat, wat ertoe kan leiden dat de ongedraineerde schuifsterkte wordt overschat bij een toenemende OCR. De sterkte toename component  $m$  wordt gefit door alle schuifsterkte resultaten te combineren.

Deze aanpak maakt het nodig om overgeconsolideerde proeven te combineren met een grensspanning. Deze grensspanning en/of OCR is bepaald op basis van de resultaten van CRS -of SAM-proeven. Indien bij een monster geen goede grensspanning op basis van proeven vastgesteld is of vanuit boven en onderliggende proeven kan worden afgeleid, is gebruik gemaakt van de correlatie met een bijbehorende sondering, maar dit laatste heeft niet de voorkeur.

Wat betreft de beproefde monsters is gekeken naar het einde van de afschuiffase, onder voorwaarde dat de Critical State is bereikt. Hierbij is voor klei standaard bij 25% rek (uit triaxiaalproef) en bij veen bij 40% rek (uit DSS-proef) de sterkte geanalyseerd. Dit is conform hetgeen is voorgeschreven in de schematiseringshandleiding van het WBI2017 en daardoor het resultaat van een in dit kader voldoende robuuste aanpak om te komen tot stabiliteitsanalyses.

### 3.3 Onderscheid in grondlagen

In deze afleiding van de proevenverzameling is veel onderzoek en analyse gedaan naar de indeling in grondsoorten en daarmee de vraag: welke proeven kunnen worden gebundeld tot één grondsoort. Hierbij is onderzoek gedaan naar drie verschillende manieren van bundelen:

1. op basis van NEN-classificatie, die vanuit het laboratorium zijn vastgelegd;
2. op basis van het SOS (stochastisch ondergrond schematisatie), die een geologische oorsprong kent;
3. op basis van volumegewichten, waarbij een sterke correlatie is tussen grondsoort en volumegewicht en de schuifsterkte.

#### Ad.1) bundeling op basis van classificatie

Op deze wijze is de oude proevenverzameling uit 2017 opgesteld. Hierbij is onderscheid gemaakt in de verschillende kleisoorten (humeus, siltig en zandig) en veensoorten (mineraalarm en kleilig).

Voordeel van deze methode is dat een ondergrondschematisatie van het rekenmodel ook goed is op te stellen als alleen boringen en sonderingen aanwezig zijn.

Een nadeel bleek bij toepassing van deze indeling, dat de variatie in volumegewicht bij de grondsoorten klei, humeus en klei, siltig dusdanig groot is, dat de keuze van deze grondsoort zeer bepalend is voor het resultaat van de stabiliteitsberekening van de waterkering. Daarbij zijn de classificaties ook hoofdzakelijk visueel gedaan (in het veld en in het laboratorium). Dit maakt de betrouwbaarheid van de verschillende bijmenging (humeus, siltig, zandig) zeer subjectief. Het resulteert echter bij de modellering in de stabiliteitsanalyses in verschillen in bermgrootte tot 15 meter. Dat maakt deze keuze erg belangrijk, waardoor de vraag kwam of het baseren van een ondergrondmodel op basis van enkel boringen en sonderingen wel mogelijk/wenselijk is.

#### Ad. 2) bundeling op basis van SOS-eenheden

Voor de beoordeling van de primaire waterkeringen wordt gebruik gemaakt van SOS-eenheden. Deze eenheden zijn op basis van geologische oorsprong bepaald en kunnen op die gedachte ook worden onderzocht op eigenschappen zoals sterkte. Deze manier van bundelen heeft het voordeel dat de proevenverzameling ook direct voor de beheerafdeling kan worden gebruikt als de keringen moeten worden beoordeeld.

Een nadeel van deze methode is dat SOS eenheden niet altijd aansluiten bij de huidige geotechnische schematiseringspraktijk. Er is geen 1 op 1 koppeling tussen SOS eenheid, de classificatie van de grond en eigenschappen van een grondsoort. Er zijn echter wel een aantal duidelijke verbanden. De SOS eenheden geven een logisch geologisch verband aan in relatie tot de ontstaansgeschiedenis, zoals een restriviergeul opvulling. Lokaal kan deze eenheid uit verschillende grondsoorten bestaan, met dus ook verschillende eigenschappen. Op SOS niveau is dat platgeslagen tot één eenheid.

Ook zijn niet alle SOS-eenheden aangetroffen in het grondonderzoek, waardoor onzekerheid is over de gemaakte keuzes. De praktijk is dat vaak de aangetroffen grondlagen worden gekoppeld aan SOS-eenheden op basis van classificatie, waardoor deze alsnog vergelijkbaar worden met de bundeling op basis van classificatie (ad 1).

#### Ad. 3) bundeling naar volumegewicht

Er is altijd een sterkte correlatie geweest tussen volumegewicht, watergehalte, grondsoort en grondgedrag. Door dit vanuit volumegewicht in te delen, is het erg eenduidig hoe de proeven

zijn gebundeld (er is geen twijfel tussen bijvoorbeeld klei, siltig en klei, humeus als beiden voorkomen als bijmenging).

Bovendien is binnen het hele waalgebied veel laboratoriumonderzoek beschikbaar vanuit classificatieproeven waardoor deze indeling goed mogelijk is.

Een voordeel van deze methode is dat de indeling eenduidig is en de terreinspanningen nauwkeuriger aansluiten met de werkelijkheid. Een nadeel is dat de ondergrondmodellering vereist dat naast boringen en sonderingen ook volumegewichten beschikbaar zijn. Dit is voornamelijk een aandachtspunt voor aanvullend grond- en laboratoriumonderzoek, of op andere locaties, belangrijk om mee te nemen in het onderzoeksplan. Wel zijn correlaties mogelijk vanuit sonderingen [7].

Uit de analyses blijkt dat de indeling op basis van volumegewichten tot de meest betrouwbare grondlaagindeling en stabiele ongedraineerde schuifsterkteratio's leidt. De verschillen in schuifsterkte ratio's zijn bijvoorbeeld voor klei, siltig en klei, zandig erg klein. Dit geldt eveneens voor de meer organische klei. Als de schuifsterkteratio minder onderscheidend is, wordt het belangrijker om de juiste terrein- en grensspanningen af te leiden. Dan is een indeling op basis van volumegewicht ook logischer en nauwkeuriger.

In bijlage 1 is deze afweging verder toegelicht. De onderverdeling van de grondlagen staat in tabel 1 opgesomd. Hierbij is tevens de verbinding gemaakt met de oude classificatie en eventuele SOS-eenheden, zodat deze ook breder kunnen worden ingezet en worden vergeleken. Dit is ter indicatie.

**Tabel 1 grondlaagindeling op basis van volumegewicht en ter indicatie koppeling met andere classificaties**

Indeling Volumegewicht	Omschrijving grondlaag	SOS eenheid	oude geologische benaming voorgaande analyses
Tussen 16 en 17,5 kN/m <sup>3</sup>	Klei siltig	H_Rk_k	Echteld – Klei, zwak tot matig siltig (19-69)
$\gamma_n > 17,5$ kN/m <sup>3</sup>	Klei siltig, zandig	H_Ro_z&k	Echteld – Klei, zwak tot matig zandig (19-24)
$\gamma_n$ Tussen 14 – 16 kN/m <sup>3</sup>	Klei siltig humeus	H_Rk_k&v	Echteld – Klei, zwak tot matig venig (19-38)
$\gamma_n < 14$ kN/m <sup>3</sup>	Klei sterk organisch	H_Rk_ko	Echteld – Klei, zwak tot matig venig (19-38)
$\gamma_n > 11$ kN/m <sup>3</sup>	Veen kleiig	H_RK_vk	Nieuwkoop – Veen, zwak tot matig kleiig (19-58)
$\gamma_n > 11$ kN/m <sup>3</sup>	Basisveen	H_vbv_v	Basisveen
$\gamma_n < 11$ kN/m <sup>3</sup>	Veen mineraalarm	H_vhv_v	Nieuwkoop – Veen, mineraalarm (19-61)
N.b.*	N.b.*	H_Rr_o&z	Echteld – Zand, zwak tot matig siltig, plaatselijk gelaagd met klei en veen (19-03)

\* *Het is mogelijk dat deze laag voorkomt, echter is deze grondlaag met alle onderzoeken niet aangetroffen of onderscheidend terug te herleiden*

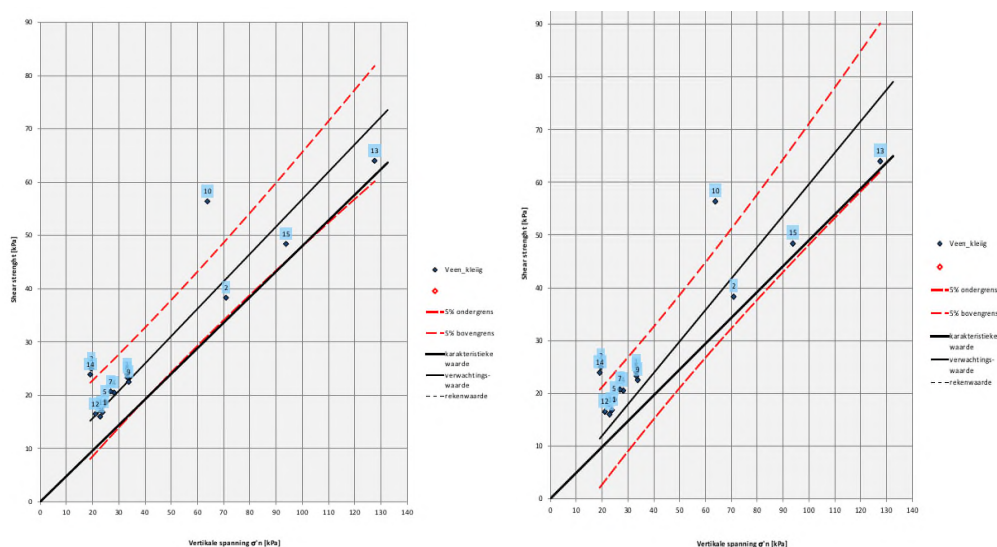
### 3.4 Overige parameters

Vooralsnog zijn alleen sterkte parameters nodig. Die dienen echter wel gecombineerd te worden met volumegewichten (bepaling korrelspanning en opbarstpotentiaal). Deze zijn afgeleid voor het hele gebied. Wanneer de planfase start, zijn ook samendrukkingsparameters nodig en eventueel EEM-parameters. Deze zijn nu nog niet afgeleid / gerapporteerd.

Grondlagen kunnen gedraineerd gedrag vertonen of onder bepaalde omstandigheden onvoorspelbaar ongedraineerd gedrag (zoals sterk dilatant gedrag). Hier verdient het de voorkeur om bij niet natuurlijke grondlagen met gedraineerde parameters te rekenen, of met vaste Su-waarden voor de dieper gelegen grondlagen. Dit geldt vrijwel voor alle grondlagen met een volumiek gewicht groter dan  $17,5 \text{ kN/m}^3$ .

De hoek van inwendige wrijving is daarbij bepaald middels de Analysetool [6] die ook gebruikt is voor de bepaling van S en m. Een verandering met de eerder opgestelde proevenverzameling is echter dat alle punten in de  $s'$ -t grafiek een onafhankelijke hoek van inwendige wrijving ( $\phi$ ) weergeven. Op basis van de  $s'$  en t waarden bij het einde van de afschuiffase (bij 25% rek voor triaxiaalproeven en 40% rek voor DSS-proeven) is een verwachtingswaarde en karakteristieke waarde bepaald. Er is geen cohesie verondersteld, zoals gangbaar binnen het CSSM raamwerk. Verschil met de voorgaande analyse is, dat zowel de verwachtingswaarde als gemiddelde waarde door 0 (oorsprong) wordt gefit. Dit is conform de schematiseringshandeling macrostabiliteit, waarin deze onafhankelijk worden gesteld [5]. Dit verschil met de oude analyse, kan zowel positief als negatief doorwerken, maar zorgt voornamelijk voor een groter verschil tussen de verwachtingswaarden en de karakteristieke waarden.

In onderstaande figuur is dit weergegeven voor de grondsoort veen kleig.



Figuur 2: oude (l) en nieuwe (r) methode van afleiden Phi. Verschil in karakteristieke waarden is hier verwaarloosbaar.

Daarnaast zijn voor de natuurlijke afgezette grondlagen ook de  $N_{kt}$ -factoren afgeleid, die kunnen worden gebruikt om een sterkte -of grensspanningsprofiel te bepalen. Dit is enkel gedaan voor de proeven die anisotroop geconsolideerd zijn uitgevoerd op terreinspanning (OC-proeven).

Als laatste zijn van alle grondlagen die niet zijn beproefd, maar wel nodig zijn voor de stabiliteitsberekeningen, vastgelegd en parameters aan verbonden. Hierin is de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [5] geraadpleegd, waarin de verschillende parameters zijn terug te vinden. Dit geldt bijvoorbeeld voor diverse zandlagen in het beheergebied, of voor de ophoogmaterialen.

## 4 Resultaten proevenverzameling

### 4.1 Volumegewichten

Aangezien de proeven zijn ingedeeld op basis van volumegewicht is de spreiding en de verwachtingswaarden van de verschillende grondlagen evident vooraf bepaald. Er zijn ruim 2200 classificatieproeven geanalyseerd en hieruit volgen onderstaande volumegewichten.

In tabel 2 zijn de verschillende aangetroffen grondsoorten weergegeven.

Tabel 2 Gemiddelde volumegewichten aangetroffen grondlagen

Grondsoort	Indeling	Aantal	Nat gewicht	Droog gewicht	Watergehalte
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[n]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]
Antropogeen	-	71	18,09	14,28	28
Nieuw dijkmateriaal	-	78	18,67	14,96	25
Oud dijkmateriaal	-	210	18,87	15,23	24
Dijkmateriaal totaal	-	359	18,54	14,82	25
<11 veen mineraalarm	Lager dan 11	36	10,63	2,86	294
>11 veen kleilig	Hoger dan 11	60	11,69	4,17	191
<14 klei sterk organisch	Tussen 12 en 14	128	13,08	5,90	125
14 – 16 klei siltig, humeus	Tussen 14 en 16	229	15,16	9,06	69
16 – 17,5 Klei siltig	Tussen 16 en 17,5	371	16,82	11,64	45
> 17,5 Klei siltig, zandig	Hoger dan 17,5	1086	18,73	14,61	29

De grenzen tussen veen, kleilig en klei, sterk organisch zijn lastig te definiëren zonder de juiste classificatieproeven. Dit onderscheid is minder relevant voor de afleiding van de sterkteparameters, aangezien vooraf is bepaald of het een DSS- of triaxiaalproef moest zijn. Daarmee is vooraf de bepaling van veen, of klei gemaakt. Zodoende zijn hier geen harde grenzen aan gesteld.

Wel is de verwachting dat volumegewichten hoger dan 12,5 kN/m<sup>3</sup> niet meer als hoofdbestand uit veen bestaan. Dit kan ter indicatie worden aangehouden. Zodra de juiste classificatieproeven worden uitgevoerd kan deze grens objectiever worden vastgesteld.

In diverse overleggen is bepaald welke grenzen gehanteerd kunnen worden voor de verschillende kleisoorten. Hierbij is hoofdzakelijk de discussie of er in de sterkteparameters binnen de bundeling overeenkomst is te vinden, en of de grondsoorten ook qua classificatie logisch zijn. Uit de analyses blijkt dat een onderscheid van 2 kN/m<sup>3</sup> per grondlaag goed werkbaar is en ook enigszins overeenkomt met de beschrijvingen van de grondsoorten. De grenswaarde van 17,5 kN/m<sup>3</sup> komt voort uit de sterkte analyses, waarbij duidelijk wordt dat vanaf dit volumegewicht SHANSEP minder goed werkt voor de beschrijving van de sterke-eigenschappen. Dit heeft met name te maken met veelal dilatant gedrag waardoor CSSM niet eenduidig is te vinden en er te hoge schuifsterkteratio's ontstaan bij toepassing van SHANSEP. In paragraaf 4.3.3 is dit verder toegelicht. Verder is bij deze

grondsoorten de moeilijkheid om eenduidig de terrein- en grensspanning te bepalen (met name bij de ondiepe grondlagen zorgen voor veel variatie in de OCR).

De volumieke gewichten van de Holocene en Pleistocene zandlagen als ook voor de toegepaste ophoogmaterialen (klei, dan wel zand) zijn op basis van ervaringsgetallen ingeschat en opgenomen in tabel 12.

#### 4.2 Grondgedrag

Bij de modellering dient onderbouwd te worden onder welke omstandigheden gedraineerd en ongedraineerd gedrag optreedt. Hierbij is de regel vanuit de schematiseringshandleiding macrostabiliteit, dat bij twijfel ongedraineerd gedrag dient te worden verondersteld.

Om toch een aanzet te geven zijn van de verschillende grondlagen van het grondgedrag is onderstaande indicatie omschreven:

- Altijd gedraineerd: zandlagen en ophoogmateriaal klei/zand;
- Meestal gedraineerd: antropogeen en oud- en nieuw dijksmateriaal;
- Altijd ongedraineerd: klei, humeus, veen (kleilig en mineraalarm);
- Meestal ongedraineerd: klei, siltig en klei, zandig (wel lastiger te beschrijven met SHANSEP).

Het advies is om per locatie te beoordelen of het gedraineerd of ongedraineerd gedrag betreft op basis van de aanbeveling uit de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [5]. Op basis van richtgetallen kan met behulp van sonderingen met waterspanningen een inschatting van het grondgedrag worden gemaakt.

#### NB

*Daarnaast blijkt uit diverse onderzoeken dat de zwaardere kleilagen (zowel natuurlijk als niet natuurlijk materiaal) zich slecht laat beschrijven met het SHANSEP model. Het zou kunnen dat deze grondlagen ongedraineerd reageren, maar dat laat zich niet goed binnen de huidige theorie beschrijven. Van deze grondlagen zijn wel de ongedraineerde schuifsterkteparameters afgeleid, waarbij de uitschieters boven een Su-ratio van 0,80 zijn geschrapt. Hierdoor verdient het ook de voorkeur bij deze zwaardere kleisoorten ( $> 17,5 \text{ kN/m}^3$ ) te rekenen met gedraineerde parameters. Aandachtspunt is wel de dieper gelegen grondlagen bij hoge terreinspanningen. Dan kan gedraineerd rekenen gunstiger zijn dan ongedraineerd rekenen. Hier kan met de ongedraineerde parameters worden gerekend of met vaste Su-profielen*

#### 4.3 Sterkte eigenschappen

##### 4.3.1 Niet natuurlijk aanwezig grondmateriaal, hoofdbestand klei

In deze paragraaf zijn de aangetroffen dijksmaterialen en antropogene (naast de dijk) gronden geanalyseerd. Ook is een voorstel voor de ophoogmaterialen, die niet zijn gebaseerd op proefresultaten. Het betreffen daarom de volgende grondsoorten:

- Antropogeen klei: dit zijn grondlagen die zijn geroerd/aangebracht naast de bestaande dijk;
- Dijksmateriaal nieuw: dit is het dijksmateriaal wat is aangebracht tijdens de versterking van 1995 en waarvan de ligging is terug te vinden in de bestekkenboeken;
- Dijksmateriaal oud: de klei waaruit de dijk bestond voor de versterking van 1995;
- Ophoogmateriaal klei: ten behoeve van de nieuwe versterkingsopgave (alleen gedraineerd).

De aangetroffen kleilagen zijn met triaxiaalproeven geanalyseerd. Hieruit zijn de ongedraineerde en gedraineerde parameters afgeleid.

Het onderscheid is te maken op basis van locatie en tijd van aanbrengen. De volumegewichten zijn van alle grondsoorten vrijwel gelijk. Daarom is tevens de analyse uitgevoerd waarin alle grondsoorten samen zijn gevoegd. Dit kan een vereenvoudiging in de schematisering mogelijk maken.

In bijlage 1 is de analyse van deze grondsoorten omschreven. In onderstaande tabellen zijn de resultaten opgesomd van de verschillende sterkte-parameters. Belangrijk hierbij is dat de  $N_{kt}$  factoren niet afzonderlijk zijn afgeleid, vanwege de drooglegging ten tijde van de monsternamen en sonderingen. Hierdoor is de  $q_{net}$  bepaling verstoord en is de spreiding in de resultaten te groot om te analyseren. Er zijn een aantal monsters onder de grondwaterstand, maar die kunnen alleen bij de combinatie van alle dijksmaterialen leiden tot een betrouwbare afleiding van  $N_{kt}$ .

Mocht het gewenst zijn om te rekenen met een  $N_{kt}$ -factor, is het advies overgenomen uit de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [5]. Dit betekent een 3x zo hoge  $N_{kt}$ -factor dan is bepaald onder de dagelijkse grondwaterstand.

**Tabel 3** Overzicht ongedraineerde parameters dijksmateriaal en antropogeen

Grondsoort	Aantal proeven	$S_{gem}$	$S_{kar}$	$S_{VC}$	$m_{gem}$	$m_{kar}$	$m_{VC}$
Dijksmateriaal oud	39	0,41	0,33	0,10	0,88	0,86	0,07
Dijksmateriaal nieuw	9	0,43	0,33	0,21	1,00	0,99	0,05
Antropogeen	6	0,57	0,34	0,20	0,80	0,71	0,15
Dijksmateriaal totaal*	54	0,43	0,34	0,05	0,88	0,87	0,04
Ophoogmateriaal klei	-	-	-	-	-	-	-

\* hierin zijn alle proeven (dijksmateriaal oud, nieuw en antropogeen) gecombineerd

**Tabel 4** Overzicht gedraineerde parameters dijksmateriaal en antropogeen

Grondsoort	Aantal proeven	$\varphi'_{gem}$ [°]	$\varphi'_{kar}$ [°]	$\varphi'_{vc}$ [-]
Dijksmateriaal oud	39	31,7	30,3	0,01
Dijksmateriaal nieuw	9	33,4	32,0	0,01
Antropogeen	6	31,3	26,1	0,05
Dijksmateriaal totaal*	54	31,8	30,0	0,02
Ophoogmateriaal klei	-	32,0	27,0	0,10

\* hierin zijn alle proeven (dijksmateriaal oud, nieuw en antropogeen) gecombineerd

Daarnaast is onderzoek gedaan of het mogelijk is de correlatie met de sondering te maken. Hierbij geldt eigenlijk alleen een betrouwbare correlatie onder de grondwaterstand. Hier zijn slechts 13 proeven in totaal beschikbaar die hieraan voldoen en waaraan een  $N_{kt}$ -factor is herleiden. Het onderscheid in verschillende soorten dijksmateriaal is niet mogelijk gebleken.

**Tabel 5** genormaliseerde conusweerstand  $N_{kt}$  van dijksmateriaal

Grondsoort	Aantal proeven	$N_{kt}$	$VC_{Nkt_{gem}}$
Dijksmateriaal totaal; onder GWS	13	17,8	0,24
Dijksmateriaal totaal; boven GWS*	-	53,4	0,24

\* hierbij is de SH-macrostabiliteit aangehouden en de  $N_{kt}$ -factor met 3 vermenigvuldigt

Opvallendheden bij de afleiding van dijksmateriaal en antropogene klei zijn:

- Op veel proeven is dilatant gedrag te zien. Hierdoor is de CSSM sterkte niet goed te herleiden en geeft bovendien een grote spreiding in de resultaten. De uitschieters naar boven zijn daarom niet meegenomen (gemiddeld  $S_u$ -ratio's hoger dan 0,70). Deze proeven laten zich beter analyseren met gedraineerde parameters of met vaste  $S_u$ -profielen.
- Alle proeven zijn op 25% rek afgetopt, behalve wanneer deze eerder zijn bezweken. Dit zie je bij de eerst uitgevoerde proeven, wanneer de  $K_0$  nog was gefixeerd en niet is afgeleid op basis van een OCR. Het levert niet direct een afwijking in de resultaten op, dus vooralsnog zijn alle resultaten meegenomen.
- Van dijksmateriaal, nieuw en antropogeen zijn weinig proeven beschikbaar. Hierdoor is de spreiding in de ongedraineerde schuifsterkte groot. De gedraineerde analyses zijn betrouwbaarder als naar de resultaten wordt gekeken.
- Wanneer alle niet natuurlijke grondlagen worden gecombineerd ontstaat een ongeveer gelijk beeld in volumegewicht en sterkte. Dit vormt hiermee een goed alternatief voor de beschrijving van dijksmateriaal.
- Alleen de gecombineerde proeven geven een  $N_{kt}$ -factor onder de grondwaterstand. Deze factor kan eventueel ook aangehouden worden voor de onderscheidende grondlagen.
- Het advies is om met name de grondsoort dijksmateriaal totaal te gebruiken. De verschillen zijn klein bij onderverdeling en bovendien zijn van Antropogeen en dijksmateriaal nieuw (te) weinig proeven beschikbaar.

#### 4.3.2 Grondsoort veen

Voor de grondsoort veen zijn DSS-proeven uitgevoerd. Hieruit zijn de ongedraineerde en eventueel gedraineerde parameters af te leiden (wel met beperkingen). Die laatste zijn niet gerapporteerd, maar wel terug te vinden in tabel 12. Het advies is om voor deze grondlagen ongedraineerd gedrag te rekenen.

Veenlagen laten zich goed onderscheiden door een lage conusweerstand (met uitzondering van basisveen) in combinatie met een hoog wrijvingsgetal (5% of hoger). Binnen deze proevenverzameling zijn twee soorten veen onderscheiden: veen, mineraalarm (watergehalte vaak groter dan 300%) en veen, kleiig. Het basisveen is niet generiek aangetroffen en vaak vrij dun in dit gebied. Hierdoor is deze grondlaag niet beproefd en zijn de parameters bepaald met hulp van de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [5].

In bijlage 1 is de analyse van de veenlagen omschreven. In onderstaande tabellen zijn de resultaten opgesomd van de verschillende sterkteparameters.

Tabel 6 Overzicht ongedraineerde parameters veen

Grondsoort	Aantal proeven	$S_{gem}$	$S_{kar}$	$S_{VC}$	$m_{gem}$	$m_{kar}$	$m_{VC}$
Veen mineraalarm ( $\gamma_n < 11$ kN/m <sup>3</sup> )	19	0,42	0,35	0,07	0,70	0,67	0,07
Veen kleiig ( $\gamma_n > 11$ kN/m <sup>3</sup> )	15	0,33	0,29	0,05	0,90	0,85	0,07
Basisveen *	-	0,31	0,30	0,03	0,90	0,80	0,10

\* sterkte eigenschappen zijn overgenomen uit Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit [5]



Tabel 7 genormaliseerde conusfactor  $N_{kt}$  van veen

Grondsoort	Aantal proeven	$N_{kt}$	$VC_{N_{kt}}$
Veen mineraalarm ( $\gamma_n < 11$ kN/m <sup>3</sup> )	12	16,9	0,19
Veen kleilig ( $\gamma_n > 11$ kN/m <sup>3</sup> )	7	19,3	0,17
Basisveen *	-	25	0,25

\* conusfactor is overgenomen uit Schematiseringshandleiding Macrostabieleit [5]

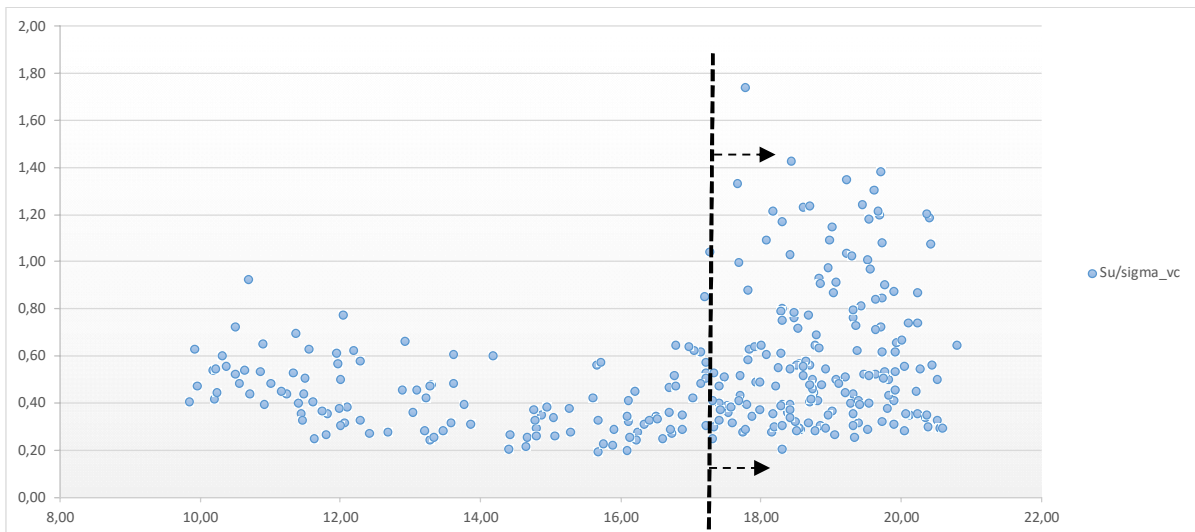
Opvallendheden bij de afleiding van de veenparameters zijn:

- Op enkele proeven treedt softening op, waarbij de eindsterkte discutabel is, of dit CSSM betreft. Resultaten zijn voornamelijk wel meegenomen in de analyse.
- De gedraineerde parameters zijn ter indicatie, aangezien dit materiaal ongedraineerd reageert bij stabiliteitsberekeningen. Daarbij is door het toepassen van DSS proeven onduidelijk waar je op de cirkel van Mohr zit (onbekend welke horizontale spanning aanwezig is).
- Veen is voornamelijk aangetroffen in GoWa/ TiWa en sporadisch in NeBe en Stad Tiel.

#### 4.3.3 Grondsoort klei

Voor de kleisoorten zijn triaxiaalproeven uitgevoerd. Hierbij zijn de verschillende protocollen gehanteerd, waardoor een variatie in monsterdiameter, consolidatieduur en  $K_0$ - bepaling verschillen. Uit de resultaten blijkt niet eenduidig of dit effect heeft op de analyse. Zodoende zijn alle proefresultaten meegenomen. Het onderscheid in de verschillende kleisoorten is lastig te maken op basis van classificatie/omschrijving, doordat de spreiding van de volumegewichten van alle kleisoorten zeer groot is binnen dit gebied. Ook wanneer naar de resultaten werd gekeken, leverde dit veel spreiding op in de schuifsterktes. Zodoende is gekozen om de indeling in grondsoorten te maken op basis van volumegewicht en niet op basis van classificatie. De boorbeschrijving kan uiteraard wel helpen bij de indeling. In deze proevenverzameling zijn vier kleisoorten onderscheiden.

- Volumegewicht lager dan 14 kN/m<sup>3</sup>: Dit type klei heeft vrijwel altijd een sterk organische bijmenging
- Volumegewicht tussen 14 en 16 kN/m<sup>3</sup>: Dit kenmerkt zich door een afwisseling van siltige en venige klei
- Volumegewicht tussen de 16 en 17,5 kN/m<sup>3</sup>: hoofdzakelijk siltige klei
- Volumegewicht hoger dan 17,5 kN/m<sup>3</sup>: Dit kan zowel zwaar siltige klei als sterk zandige klei zijn. Beide kleilagen komen veelvuldig voor in het gebied langs de Waal en laten qua sterkte eigenschappen ook gelijke resultaten zien. Dit materiaal is wel gevoelig voor dilatant gedrag en laat zich vaak niet met behulp van SHANSEP beschrijven. Dit is in onderstaand figuur weergegeven.



Figuur 3: volumegewicht versus  $S_u$ \_ratio is bij toepassing SHANSEP onbetrouwbaar vanaf ca. 17,5 kN/m<sup>3</sup>

Figuur 3 geeft een schatter van de  $S_u$ -ratio door de gemeten  $S_u$  te delen door de maximaal ondervonden spanning (grens- of consolidatiespanning van de proef). In bijlage 1 is deze analyse van de kleisoorten verder omschreven.

In onderstaande tabellen zijn de resultaten opgesomd van de verschillende sterkteparameters.

Tabel 8 Overzicht ongedraineerde parameters klei

Grondsoort	Aantal proeven	$S_{gem}$	$S_{kar}$	$S_{VC}$	$m_{gem}$	$m_{kar}$	$m_{VC}$
klei sterk organisch <14 kN/m <sup>3</sup>	21	0,25	0,22	0,07	0,95	0,94	0,04
klei siltig humeus 14-16 kN/m <sup>3</sup>	20	0,23	0,21	0,05	0,90	0,87	0,07
klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>	35	0,29	0,25	0,06	0,88	0,86	0,06
klei siltig zandig >17,5 kN/m <sup>3</sup>	80	0,33	0,28	0,05	0,88	0,85	0,07

Tabel 9 Overzicht gedraineerde parameters klei

Grondsoort	Aantal proeven	$\phi'_{gem}$ [°]	$\phi'_{kar}$ [°]	$\phi'_{vc}$ [-]
klei sterk organisch <14 kN/m <sup>3</sup>	21	37,3	31,3	0,06
klei siltig humeus 14-16 kN/m <sup>3</sup>	20	29,0	25,5	0,04
klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>	35	32,2	28,7	0,04
klei siltig zandig >17,5 kN/m <sup>3</sup>	80	31,2	29,7	0,02

Tabel 10 genormaliseerde conusweerstand  $N_{kt}$  van klei

Grondsoort	Aantal proeven	$N_{kt}$	$VC_{Nkt}$
klei sterk organisch <14 kN/m <sup>3</sup>	10	18,8	0,20
klei siltig humeus 14-16 kN/m <sup>3</sup>	13	17,3	0,21
klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>	22	15,1	0,26
klei siltig zandig >17,5 kN/m <sup>3</sup>	48	12,6	0,24

Opvallendheden bij de afleiding van de kleiparameters:

- De zware kleisoorten laten vaker dilatant gedrag zien, waardoor de analyses veel spreiding laten zien. Hiervoor is als criterium aangehouden de sterkte continue toeneemt en de waterspanning continu negatief zijn (en afnemen). In de praktijk is dit vaak vanaf een normaalgeconsolideerde Su-ratio van 0,80.
- De humeuze kleisoorten hebben een vrij lage Su-ratio. Dit zien wij zowel in de NC-proeven als OC proeven terug, waardoor het wel in lijn der verwachting ligt. In enkele van deze monsters is softening duidelijk aanwezig, waardoor het punt van CSSM ter discussie staat. Vooralsnog zijn deze monsters meegenomen in de proevenverzameling.
- Het merendeel van de humeuze kleisoorten ligt ten westen van Tiel, al wordt deze grondlaag wel gebiedsbreed aangetroffen (figuur 4).

#### 4.3.4 Grondsoort zand

Er zijn natuurlijke en niet natuurlijke zandlagen aangetroffen. Echter zijn deze minimaal beproefd, waardoor analyses niet mogelijk zijn. Wel is het advies om hier de CSSM waarden voor zand te hanteren die in de schematiseringshandleiding macrostabiliteit staan. In onderstaande tabel zijn deze waarden opgesomd, met daarin de toevoeging van het ophoogmateriaal zand.

Tabel 11 Overzicht gedraineerde parameters

Grondlaag	Aantal proeven	$\varphi'_{gem}$ [°]	$\varphi'_{kar}$ [°]	$\varphi'_{vc}$ [-]
Ophoog- en dijksmateriaal zand	-	32,0	30,0	0,05
Holoceen zand	-	34,0	31,3	0,05
Pleistoceen zand	-	34,0	31,3	0,05

Opvallendheden zandlagen:

- De theorie vanuit CSSM zegt dat de zandmonsters bij eindrekken niet gevoelig zijn voor pakking/ dichtheid. Hierdoor is het mogelijk om eventueel de parameters uiteindelijk wel te beproeven, aangezien de monsterpreparatie minder belangrijk wordt onder deze omstandigheden. Vooralsnog zijn deze proeven niet uitgevoerd in het beheergebied van WSRL.

## 5 Gebruik en beheer

### 5.1 Gebruik proevenverzameling

#### 5.1.1 Gebruik

Deze proevenverzameling kan gebruikt worden voor het berekenen van de sterkte van de primaire keringen langs de Waal voor de mechanismen macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts. Het advies is deze proevenverzameling te gebruiken binnen de veiligheidsanalyses, projecten, vergunningsaanvragen en beoordelingen (WSRL breed).

De wens/vraag vanuit Rivierenland is bij afwijkingen en/of aanvullende onderzoeken dit altijd te delen en te onderbouwen, zie paragraaf 5.3.

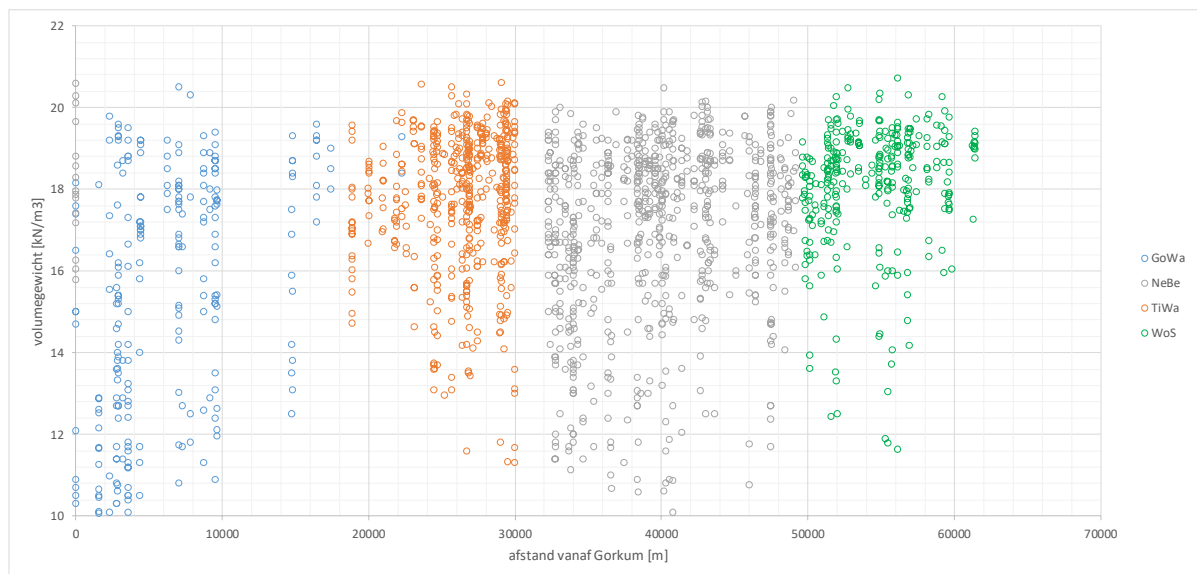
#### 5.1.2 Aanpak classificeren van grondlagen

Omdat de ingang van de proevenverzameling nu is gebaseerd op volumegewichten is hieronder een handreiking gegeven hoe de ondergrondclassificatie kan worden gemaakt.

In de huidige grondonderzoeken langs de Waal en daarmee de HWBP projecten zijn voldoende grondmonsters geïdentificeerd, waardoor volumegewichten ter plaatse van de boringen bekend zijn. Bij toekomstig onderzoek kan het zijn dat er alleen wordt uitgeweken naar veldonderzoek zonder laboratoriumonderzoek.

#### locatie

Alle classificatieproeven zijn geanalyseerd en gesorteerd naar locatie. Hieruit blijkt dat ter indicatie richting GoWa meer organische grondlagen voorkomen en richting WoS meer zandige kleilagen. Wel blijkt dat alle grondlagen vrijwel overal voorkomen. Opvallend hierin is de hoeveelheid veenmonsters in Neder - Betuwe. Bij de analyses blijkt dit vooral om dunne veenlagen te gaan rond de NAP + 2,0 a 3,0m.

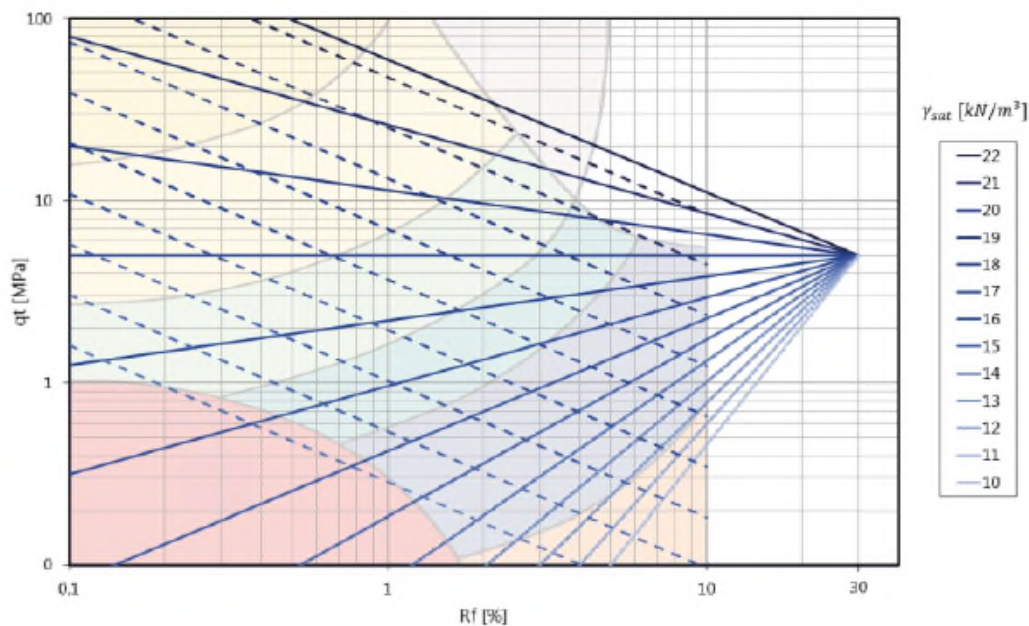


Figuur 4: volumegewicht uitgezet per dijktraject langs de Waal

Correlatie met sonderingen

De relatie met sonderingen en volumegewichten is niet altijd eenduidig vast te stellen. De lastigheid is vooral onderscheid in siltige en organische klei, die wel grote invloed op de stabiliteitsberekeningen hebben. De voorkeur is om sonderingen altijd te combineren met boringen en eventuele eenvoudige classificatieproeven. Mocht dit toch niet voorhanden zijn, dan kan onderstaande correlatie uitkomst bieden.

Er is veel onderzoek gedaan naar CPT-correlaties. Deze is gebaseerd op klei- en zandlagen. In CPT18 [7] zijn tevens correlaties gemaakt voor veen- en humeuze kleilagen. In onderstaande figuur is deze correlatie terug te vinden.



Figuur 5: correlatie volumegewicht en sonderingen [7]

Deze grafiek is na te rekenen met onderstaande formule en fitfactoren.

$$\gamma_{sat} = \gamma_{sat,ref} - \beta \cdot \frac{\log\left(\frac{q_{t,ref}}{q_t}\right)}{\log\left(\frac{R_{f,ref}}{R_f}\right)} \quad (4)$$

Herein:

- $\gamma_{sat,ref}$  is the reference unit weight at which the cone resistance is constant regardless of  $R_f$ .
- $q_{t,ref}$  is the reference cone resistance at which the unit weight is constant regardless of friction ratio.
- $R_{f,ref}$  is the reference friction ratio at which the apex of all lines of equal unit weight is located.
- $\beta$  is a measure for the inclination of the equal unit weight contours.

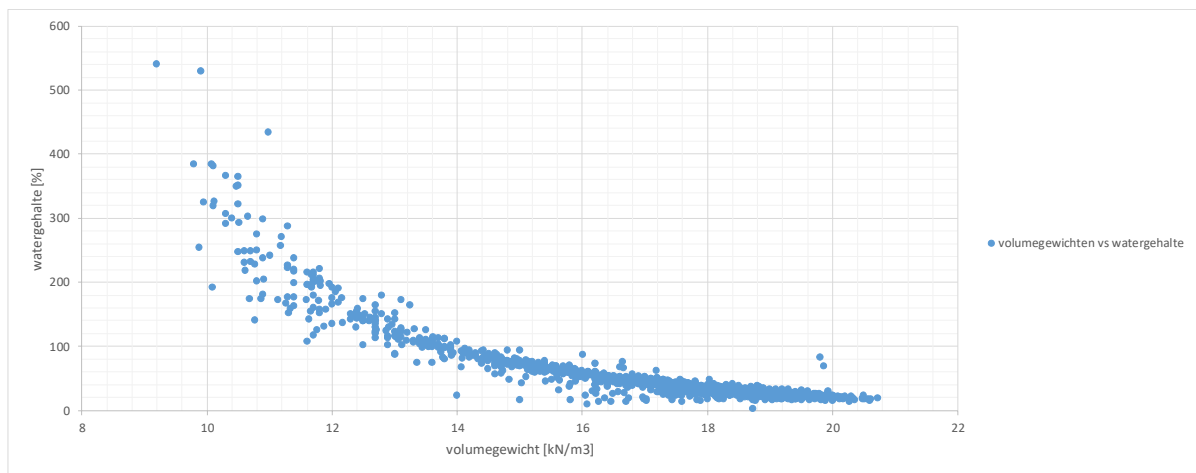
Table 3. Proposed parameters for Equation 4.

Parameter	Adopted best fit values
$\gamma_{sat,ref}$	19.0
$q_{t,ref}$	5.0
$R_{f,ref}$	30.0
$\beta$	4.12

Daarnaast is bekend in het rivierenland gebied, dat de zandige klei vaak een grillig verloop in conusweerstand in de diepte laat zien (niet constant, zoals bij organische en siltige klei). Ook dit kan een indicatie geven voor de keuze in grondsoort.

### Correlatie met watergehalte

Soms kan met eenvoudig onderzoek, zoals handboringen en steekringen toch een indicatie van het volumegewicht en watergehalte worden bepaald. De correlatie tussen volumegewicht en watergehalte is daarbij ook vrij nauwkeurig. Dit geldt zeker voor de grondlaagindeling zoals gekozen in deze proevenverzameling. Hieronder staan de verschillende volumegewichten en watergehalten visueel weergegeven.



Figuur 6: volumegewicht versus watergehalte

## 5.2 Toekomstig onderzoek

Omdat er ook langs de Waal nog extra grondonderzoek wordt verwacht in de komende planfase van de dijkversterkingsprojecten en er langs de Lekdijken ook nog onderzoeken gaan starten, is het nuttig om de opgedane kennis mee te nemen in de vervolg onderzoeken. Dit zijn vooral de leermomenten die zijn ontstaan op basis van alle onderzoeken en analyses en de eventuele gebreken die deze afleiding van proevenverzameling nog bevat. Hieronder een opsomming van enkele belangrijke punten/adviezen:

- Zorg voor een evenwichtige verdeling tussen NC- en OC proeven. Nu is het tekort aan NC-proeven nog te groot om deze losstaand te analyseren. Dit geldt met name voor de veensoorten en antropogeen grondlagen.
- Werk met behulp van ijklocaties, zodat een goed beeld is van het grensspanningsverloop en het sterkteverloop over de diepte. Ijklocaties houdt in meerdere boringen op één onderzoeksraai in de dijk, waarbij veel sterkte en samendrukkingsproeven over de diepte worden uitgevoerd. Dus liever meer proeven op minder boringen dan visa versa. Bij voldoende proeven kan hierdoor eventueel de spreidingsreductiefactor worden verfijnd.
- Plaats peilbuizen voor grondwateronderzoek in de dijk van de ijklocaties. Hier is veel discussie over wat hoogte van de opbolling is, en vaak niet beschikbaar waardoor de terreinspanningsbepaling moeilijk blijkt. Belangrijk is dat het niet alleen een eenpuntsmeting is ten tijde van de boring.
- Zorg dat altijd de schuifsterktes bij 25% rek bij klei en 40% rek bij veen worden gerapporteerd door de grondbureaus. Dit scheelt werk achteraf bij de analyses.

- Controleer op hardening/softening en dilatant gedrag. Bij sterke afwijkingen kan dan onderbouwd worden geschraapt, of worden geschoven met het CSSM punt.
- Controleer met regelmaat of de gepresenteerde resultaten ook zijn te herleiden in de STOWA-database. Hierin zijn heel vaak verschillen aangetroffen, waarbij het achteraf lastig is te achterhalen wat de juiste resultaten zijn.
- Om de volumegewichten te bepalen kan ook worden gewerkt met handboringen in combinatie met steekringen/ volumegewichtsbepalingen. Doordat dit een belangrijke parameter is (geworden) voor de grondlaagschematisering, dienen volumegewichten te worden bepaald. Met steekringen is de nauwkeurigheid van volumegewichten soms discutabel, maar door een correlatie te maken met watergehalte is dit heel goed af te schatten om welke grondlaag het gaat.
- Bij twijfel tussen veen en klei als hoofdbestand (dus verschil in sterkteproef DSS en triaxiaal) is het advies om naast volumegewicht ook het gloeiverlies/asgehalte te bepalen. Op die wijze kan via de NEN5104 een duidelijke grens worden gesteld.
- Ga bij het uitzetten van het terreinonderzoek goed na in welk gebied je aan het werken bent. Boringen in het voorjaar (en dus net na de winter) zullen vaker een hogere grondwaterstand aantreffen waardoor grondsoorten mogelijk anders zullen reageren. Aan het einde van de zomer / begin van het najaar ligt de freatische lijn vaak lager gezien de hele zomer voor verdroging van de toplaag zorgt.

### **5.3 Beheer proevenverzameling**

Deze versie van de proevenverzameling geeft een nieuwe set, die vooralsnog geldig is langs de noordzijde van de Waal. Omdat er ook in de toekomst weer ervaring wordt opgedaan met de proevenverzameling, er kennisontwikkeling is op het gebied van parameters en er binnen de planfasen grondonderzoek wordt verwacht is actief beheer nodig. Het plan is hiervan elk jaar een evaluatie te laten plaatsvinden voor de actualiteit van de proevenverzameling. Belangrijk is dat wel elke informatie die uit het gebied wordt gehaald ook beschikbaar komt voor Rivierenland.

Beheerder proevenverzameling WSRL: Herman-Jaap Lodder / [H.Lodder@wsrl.nl](mailto:H.Lodder@wsrl.nl)

## 6 Conclusie en advies

### 6.1 Conclusies

In dit rapport is het voorstel van de proevenverzameling weergegeven. De meest nauwkeurige grondlaagindeling is gebleken om deze op basis van volumegewichten te bundelen. Hierbij is getracht om een werkbaar grondlaagindeling te maken, die tevens is te verbinden met de classificaties en SOS-eenheden.

Daardoor is deze proevenverzameling inzetbaar voor zowel de dijkversterkingsprojecten als de beoordelingen.

In tabel 12 is een samenvatting van alle rekenparameters per grondlaag opgenomen. Dit zijn de karakteristieke waarden, wat betekent dat deze voor de veiligheidsanalyses en projecten gebruikt kan worden. Voor de WBI-beoordeling dienen de gemiddelde waarden en standaardafwijkingen als invoer te worden gebruikt. Die parameters zijn terug te vinden in hoofdstuk 4 en bijlage 2.

**Tabel 12 Samenvatting sterkteproeven ten behoeve van veiligheidsanalyse**

Grondlaag	$\gamma_{nat}$	$\phi^i_{kar}$	$S_{kar}$	$m_{kar}$	$N_{kt}$	$VC_{gemiddeld}$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]
Dijksmateriaal oud*	18,87	30,3	0,33	0,86	53,4 / 17,8	0,24
Dijksmateriaal nieuw*	18,67	32,0	0,33	0,99	53,4 / 17,8	0,24
Antropogeen*	18,09	26,1	0,34	0,71	53,4 / 17,8	0,24
Dijksmateriaal totaal	18,54	30,0	0,34	0,87	53,4 / 17,8	0,24
veen mineraalarm <11kN/m <sup>3</sup>	10,63	32,6	0,35	0,67	16,9	0,19
veen kleilig >11 kN/m <sup>3</sup>	11,69	26,1	0,29	0,85	19,3	0,17
basisveen	12,00	-	0,30	0,80	-	-
klei sterk organisch <14 kN/m <sup>3</sup>	13,08	31,3	0,22	0,94	18,8	0,20
klei siltig humeus 14-16 kN/m <sup>3</sup>	15,16	25,5	0,21	0,87	17,3	0,21
klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>	16,82	28,7	0,25	0,86	15,1	0,26
klei siltig zandig >17,5 kN/m <sup>3</sup>	18,73	29,7	0,28	0,85	12,6	0,24
Zand Holoceen	20,00	31,3	-	-	-	-
Zand Pleistoceen	20,00	31,3	-	-	-	-
Ophoog- en dijksmateriaal zand	19,00	30,0	-	-	-	-
Ophoogmateriaal klei	17,00	27,0	-	-	-	-

\* bij de dijksmaterialen zijn de verschillende  $N_{kt}$ -factoren weergegeven voor respectievelijk boven- en onder de dagelijkse grondwaterstand

### 6.2 Discussie / kennisontwikkeling

Los van deze update van de proevenverzameling wordt er in Nederland veel ervaring opgedaan en ontstaan er vragen over het ongedraineerd rekenen. Zo kan het zijn dat hier binnenkort aanvullend onderzoek naar wordt verricht of resultaten beschikbaar komen, welke tot veranderingen in aanpak, protocollen of verwerking kunnen leiden.

Bekend is dat er onderzoek wordt verricht naar onverzadigde grond in combinatie met ongedraineerd gedrag. Met name de ondiepere grondlagen worden nu vaak gedraineerd gemodelleerd, maar kunnen bij verzadiging (tijdens hoogwater) mogelijk toch ongedraineerd reageren. Onbekend is alleen hoe dit zich dan precies gedraagt en laat beschrijven.



Een 2<sup>e</sup> onderwerp is de beschrijving van de zware klei in combinatie met ongedraineerd rekenen. SHANSEP is minder goed toepasbaar bij deze grondsoorten en het werken met Su-profielen is lastig bij ontwerpen van dijkversterkingen. Hier zit nog een kennisleemte hoe dit goed te modelleren.

### 6.3 Advies

- Meerdere triaxiaalproeven uitvoeren op dijksmateriaal zand, zodat een inschatting van de CSSM sterkte van zand kan worden verkregen.
- De grondsoorten met een grotere onzekerheid in de sterkteparameters nader onderzoeken, zoals veen, mineraalarm en alle niet natuurlijke grondlagen
- Bij toekomstige onderzoeken meer nadruk leggen op de NC-proeven doordat er voor een aantal grondsoorten (zoals veen) nu vrijwel geen NC-proeven beschikbaar zijn, die een goede eerste indicatie geven de ongedraineerde schuifsterkte ratio (paragraaf 5.2). Wel belangrijk dat hierbij de consolidatiespanning niet boven de 500 kPa komt, aangezien in de resultaten hier veelal niet bruikbare proeven uit voortkomen bij hogere spanningen. Bovendien is deze spanning altijd boven de grensspanning gebleken.
- Nagaan of de bestaande grondonderzoeken langs de Lekdijken ook toepasbaar zijn binnen deze proevenverzameling en/of er voor het hele beheersgebied een integrale proevenverzameling kan worden opgesteld.
- Tijd reserveren voor actief beheer van de proevenverzameling zodat aanvullingen en wijzigingen binnen het beheerregister van WSRL terecht komen.
- Gevoeligheidsberekeningen binnen alle projecten uitvoeren. De vraag hierbij is, of de oplossingsrichtingen met deze proevenverzameling veranderen en in welke mate.
- Met diverse specialisten zijn discussies gevoerd of het mogelijk is de definitie van het CSSM-punt nauwkeuriger/ anders te analyseren. Dit heeft groot effect op de resultaten van de ongedraineerde schuifsterkte ratio, wat in GoWa is aangetoond. Om dit te kunnen doen, is het nodig om een nieuwe (niet voorgeschreven) aanpak te hanteren met een aanvullende onderbouwing van ander type sterkte onderzoek. Hierin zijn sterkte onderzoeken met DSS- en extensieproeven noodzakelijk om de compressie triaxiaalproeven te kunnen vergelijken. Daarnaast is het nodig om van de grondmonsters de void-ratio te meten voor- en na de proef om iets te zeggen over het grondgedrag tijdens afschuiven. Dit alles is vooralsnog in geen van het veld- en labonderzoek uitgevoerd. Ook is in Nederland nog geen voorschrift hoe dit dan zou kunnen. Nader onderzoek is nodig, wil dit zijn toepassing binnen de projecten kunnen vinden.

## Literatuurlijst

- [1] Plan van aanpak – proevenverzameling, memo GMO aan programmateam HWBP van WSRL, 27 februari 2018
- [2] Uitgangspuntennotitie veiligheidsanalyse dijkversterking Gorinchem – Waardenburg, Rivierenland, versie D1.0, 13 juni 2016
- [3] Uitgangspuntennotitie veiligheidsanalyse dijkversterking Tiel – Waardenburg, Rivierenland, versie D1.0, 21 december 2016
- [4] Uitgangspuntennotitie veiligheidsanalyse dijkversterking Wolferen – Sprok, Rivierenland, versie C0.1, december 2016
- [5] Schematiseringshandleiding Macrostabieliteit WBI 2017, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, Definitief, 1 september 2016
- [6] Landelijke proevenverzameling, Analysetool Norwegian versie 4.2H, Helpdesk water [https://www.helpdeskwater.nl/onderwerpen/waterveiligheid/primaire/beoordelen-\(wbi\)/vragen/macrostabiliteit/macrostabiliteit/landelijke-database/](https://www.helpdeskwater.nl/onderwerpen/waterveiligheid/primaire/beoordelen-(wbi)/vragen/macrostabiliteit/macrostabiliteit/landelijke-database/)
- [7] CPT based unit weight estimation extended tot soft organic soils and peat, international symposium on CPT 2018, Lengkeek et al., 2018
- [8] memo “afleiding proevenverzameling sterkteparameters t.b.v. stabiliteitsberekeningen voor waterkering langs de noordzijde van de Waal, WSRL-GMO, 15 februari 2017’.

**Bijlage 1**      **Afweging en onderbouwing van proevenverzameling Waal - 2018**

**Bijlage 2**      **Samenvattende tabel proevenverzameling Waal - 2018**

Bijlage 2 - proevenverzameling Waal - Samenvatting

	volumegewichten			Soort proef	Sterkte eigenschappen														correlatie met sondering_SH macro			correlatie met sondering_POVM nieuw					
	Volume-gewicht verzadigd	Volume-gewicht onverzadigd	Water-gehalte		Phi				S				m				POP			aantal OC proeven	Nkt sonderingen > 50m hoh			aantal OC proeven	Nkt sonderingen < 50m hoh		
	gem	gem	gem		gem	kar	VC	STDEV_prob	gem	kar	STDEV	VC_prob	gem	kar	STDEV	VC_prob	gem	kar	VC		STDEV_prob	gem	VC_gem		kar_hoog	gem	VC_nkt
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[%]		[°]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
<b>Grondsoort</b>																											
Dijkmateriaal klei**	18,54	18,54	26	TX	34,8	32,6	0,07	1,4	0,42	0,34	0,04	0,87	0,85	0,06	30	7	0,45		10	17,6	0,24	28,3	10	19,5	0,27	25,2	
veen mineraalarm < 11kN/m <sup>3</sup>	10,63	10,63	294	DSS	27,4	25,3	0,09		0,39	0,34	0,05	0,79	0,77	0,05	11	1	0,45		14	17,1	0,20	24,1	14	18,2	0,18	21,4	
veen kleilig > 11 kN/m <sup>3</sup>	11,69	11,69	191	DSS	25,7	23,5	0,10		0,34	0,30	0,03	0,93	0,90	0,05	11	1	0,45		10	16,4	0,21	24,2	10	17,6	0,20	21,5	
basisveen	12,00	12,00	-	-	25,7	23,5	0,10		0,34	0,30	0,03	0,93	0,90	0,05	25	15	0,30										
klei sterk organisch < 14 kN/m <sup>3</sup>	13,08	13,08	125	TX	39,1	31,8	0,17		0,29	0,25	0,03	0,92	0,89	0,06	27	15	0,30		10	17,0	0,19	23,7	10	18,0	0,18	21,4	
klei siltig humeus 14-16 kN/m <sup>3</sup>	15,16	15,16	69	TX	34,1	29,4	0,14		0,30	0,25	0,04	0,71	0,69	0,05	27	15	0,30		12	15,0	0,22	22,5	12	16,2	0,23	20,1	
klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>	16,82	16,82	45	TX	35,7	32,5	0,09	2,0	0,31	0,25*	0,10	0,85	0,82	0,07	0,02	27	15	0,30	9,00	22	13,9	0,26	24,9	22	16,2	0,31	20,8
klei siltig zandig >17,5 kN/m <sup>3</sup>	18,73	18,73	29	TX	32,5	30,3	0,07	1,4	0,35	0,30	0,03	0,84	0,83	0,03	0,01	27	15	0,30	9,00	42	11,6	0,25	19,8	42	13,2	0,27	16,4
Zand Holoceen	20,00	18,00	-	-	36,7	34,7	0,05	1,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Zand Pleistoceen	20,00	18,00	-	-	36,7	34,7	0,05		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Ophoogmateriaal zand	19,00	17,00	-	-	32,6	30,0	0,05		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Ophoogmateriaal klei	17,00	17,00	-	-	32,0	27,0	0,10		0,36	0,30	0,10	0,84	0,81	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

\* de S-ratio is afgetopt op 0,25 doordat de DSS-proeven en de triaxiaal-extensieproeven bij deze groep afwijken van de TX-compressieproeven. De laagste waarde vormt hiermee een veilige schatter

\*\* voor dijkmateriaal klei zijn te weinig goede NC proeven beschikbaar om hier separaat de S-ratio en phi te bepalen. Hier is gekozen om vooralsnog gebruik te maken van zowel NC- als OC proeven, totdat er meer proefresultaten beschikbaar zijn

uitgangspunten concept proevenverzameling

S-ratio obv DSS voor veen en TX voor klei

karacteristieke waarden S-ratio bepaald op enkel NC-proeven, zolang er voldoende data beschikbaar is (> 10 proeven)

verwachtingswaarde S-ratio en m-exponent bepaald op NC+OC proeven

CS punt gedefinieerd bij 15% axiale rek en 20% schuifrek

wanneer de karakteristieke tau-plain strain uit de TX hoger is dan tau DSS verwachtingswaarde, wordt deze gecorrigeerd naar de verwachtingswaarde uit de DSS proeven

Phi bepaald op enkel NC proeven, doordat er een klein verschil is met de OC-proeven bij 20% schuifrek

extensieproeven nog niet beschikbaar maar volgen later ter controle

advies

volumegewichten per project bepalen/lokaal maken

karacteristieke POP default gebruiken wanneer de ophogingen kleiner zijn dan de verwachte grensspanning

CPT-tool gebruiken volgens de nieuwste inzichten vanuit de POV-M (rapport 2019 parameter bepaling)



## Bijlage 3 Bepaling d70

De 70 percentiel korreldiameter van het zand is bepaald voor het Holocene en Pleistocene zandpakket. Hierbij is gebruik gemaakt van de, door het waterschap, beschikbaar gestelde grondonderzoek van MOS:

[1] Terrein- en laboratoriumonderzoek, MOS, 2017

Het beschikbare grondonderzoek bestaat uit 34 boringen. Van de 34 boringen zijn 10 monsters geclassificeerd als puinhoudend door zeer grote korreldiameter ( $d_{70} > 700 \mu m$ ). Vervolgens is onderscheid gemaakt tussen Holocene zandlagen en Pleistocene zandlagen op basis van de Geotechnische Lengte- en Dwarsprofielen. 7 boormonsters zijn geclassificeerd als Holocene zandpakketten, 17 boormonsters als Pleistocene zandpakketten.

Van de zandpakketten zijn de karakteristieke waarden voor de  $d_{70}$  van het Holocene en Pleistocene zand bepaald. De rekenwaarde is de 95% ondergrens van de  $d_{70}$ , dit is berekend bij een regionale verdeling. Hierbij is gebruik maken van

$$p_{gem, kar} = p_{gem} \pm t_{N-1}^{0,95} s_p \sqrt{\Gamma^2 + \frac{1}{N}}$$

Met hierin:

$p_{gem, kar}$	gemiddeld karakteristieke waarde
$p_{gem}$	gemiddelde waarde
$t$	student t factor
$N$	aantal proeven
$s_p$	standaard afwijking binnen de verzameling
$\Gamma^2$	0,25

Voor de gebruikte waarden en berekening wordt voor het Holocene zand verwezen naar Tabel 2 en Tabel 3 en voor het Pleistocene zand naar Tabel 4 en Tabel 5.

De rekenwaarden voor de  $d_{70}$  bij Holoceen en Pleistoceen zand zijn als volgt:

Tabel 1 Rekenwaarden voor  $d_{70}$

Zandtype	Rekenwaarde $d_{70}$ [ $\mu m$ ]
Holoceen	170
Pleistoceen	270



Tabel 2 Boringen Holocene zandpakketten, zonder extreme waarden  $d_{70} > 700 \mu$

Naam boring	Diepte boring				Zandtype
	[NAP +m]	D <sub>70</sub> [mm]	D <sub>10</sub> [mm]	D <sub>60</sub> [mm]	
DT200A.+005_B_MBIB	-0,03 / -0,32	0,168	0,062	0,155	Holoceen
DT200B.+001_B_BIT	+1,30 / +0,92	0,239	0,064	0,22	Holoceen
DT211.+081_B_AL	+3,65 / +3,25	0,254	0,026	0,234	Holoceen
DT212.+003_B_BIK	+7,22 / +6,90	0,166	0,008	0,119	Holoceen
DT212.+003_B_BIT	+2,17 / +1,95	0,277	0,138	0,256	Holoceen
TG001.+037_B_BIT	-0,95 / -1,16	0,241	0,104	0,219	Holoceen
TG007.+003_B_AL	-0,10 / -0,46	0,22	0,026	0,204	Holoceen

Tabel 3 Berekening karakteristieke waarde Holoceen zand bij regionale verdeling

	D <sub>70</sub>	D <sub>10</sub>	D <sub>60</sub>
Aantal boringen	7	7	7
Gemiddelde waarde [mm]	0,224	0,061	0,201
Standaardafwijking [mm]	0,042	0,047	0,048
Student t	1,943	1,943	1,943
5% bovengrens [mm]	0,141	-0,029	0,108
Regionale verdeling kar. waarde 5% ondergrens [mm]	0,172	0,004	0,143

Tabel 4 Boringen Pleistocene zandpakketten, zonder extreme waarden  $d_{70} > 700 \mu$

Naam boring	Diepte boring				Zandtype
	[NAP +m]	D <sub>70</sub> [mm]	D <sub>10</sub> [mm]	D <sub>60</sub> [mm]	
DT200A.-056_B_MBIB	-1,63 / -1,83	0,433	0,172	0,389	Pleistoceen
DT200B.+001_B_AL	-0,20 / -0,37	0,234	0,013	0,206	Pleistoceen
DT200B.+001_B_BIT	-1,55 / -1,80	0,445	0,197	0,39	Pleistoceen
DT212.+003_B_BIK	+2,14 / +1,87	0,346	0,104	0,312	Pleistoceen
DT218.+052_B_BIK	-4,18 / -4,57	0,45	0,179	0,374	Pleistoceen
DT218.+055_B_BUT	-1,81 / -2,18	0,408	0,166	0,343	Pleistoceen
DT218.+057_B_AL	-1,69 / -1,95	0,28	0,138	0,255	Pleistoceen
DT218.+077_B_BIT	-1,54 / -1,84	0,35	0,174	0,315	Pleistoceen
TG000.+036_B_KR	-1,19 / -1,51	0,246	0,129	0,227	Pleistoceen
TG000.+054_B_BIT	-1,62 / -1,82	0,609	0,222	0,494	Pleistoceen
TG000.+054_B_BIT	-1,82 / -1,97	0,322	0,151	0,287	Pleistoceen
TG001.+016_B_AL	-1,75 / -1,98	0,402	0,181	0,345	Pleistoceen
TG001.+037_B_BIT	-1,29 / -1,63	0,359	0,147	0,328	Pleistoceen
TG001.+037_B_BIT	-4,52 / -4,92	0,638	0,234	0,531	Pleistoceen
TG001.+060_B_BIK	-1,74 / -2,03	0,286	0,132	0,267	Pleistoceen
TG006.+100_B_BIK	-1,80 / -1,88	0,586	0,179	0,505	Pleistoceen
TG007.+003_B_AL	-3,14 / -3,34	0,265	0,113	0,241	Pleistoceen



Tabel 5 Berekening karakteristieke waarde Pleistoceen zand bij regionale verdeling

	D <sub>70</sub>	D <sub>10</sub>	D <sub>60</sub>
Aantal boringen	17	17	17
Gemiddelde waarde [mm]	0,392	0,155	0,342
Standaardafwijking [mm]	0,125	0,051	0,097
Student t	1,746	1,746	1,746
5% bovengrens [mm]	0,174	0,066	0,172
Regionale verdeling kar. waarde 5% ondergrens [mm]	0,271	0,106	0,247



## A. Afleiding hydraulische belastingen

In deze bijlagen worden de hydraulische belastingen voor het ontwerp van de coupures bepaald. De hydraulische belastingen zijn bepaald voor het faalmechanisme constructief falen en piping. De hydraulische belastingen zijn bepaald conform de Werkwijzer Ontwerpen Waterkerende Kunstwerken (WOWK) [17]. Voor het faalmechanisme constructief falen, dient voldaan te worden aan zowel de Waterwet als het Bouwbesluit. In deze bijlage wordt daarom eerst ingegaan op het verschil tussen deze eisen. Daarna worden de hydraulische belastingen per faalmechanisme bepaald.

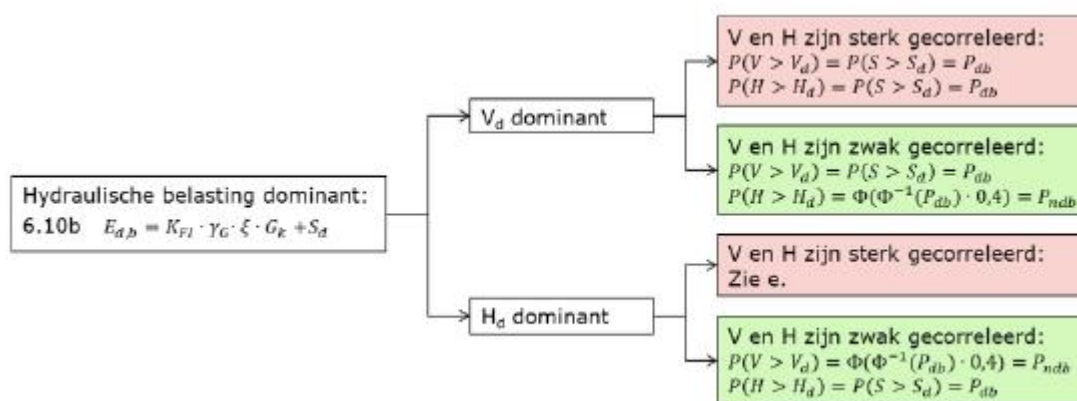
### A.1. Faalkanseisen conform Waterwet en Bouwbesluit

Kunstwerken die onderdeel uitmaken van een primaire waterkering moeten zowel voldoen aan de normen van de Waterwet als aan de eisen uit het Bouwbesluit. Voor de hydraulische belastingen voor het faalmechanisme STKWp geldt dat de hoogste belasting uit de Waterwet of Bouwbesluit als maatgevend wordt beschouwd. De bepaling van de hydraulische belastingen verloopt voor beide gevallen op dezelfde wijze. Om deze reden is eerst de algemeen te hanteren systematiek beschouwd en is later in deze bijlage de splitsing tussen de Waterwet en Bouwbesluit gemaakt.

In het geval van een hoogwaterkerende constructie zijn over het algemeen de volgende belastingen maatgevend (verschil buiten- /binnenwaterstand), golven en eigen gewichtsbelasting. Conform de NEN-EN 1990 worden de rekenwaarden voor het belastingeffect bepaald door het maximum belastingeffect uit de volgende situaties [17].

- de situatie dat de eigengewichtsbelasting dominant is (6.10a uit de NEN-EN 1990)
- de situatie dat de hydraulische belasting dominant is (6.10b uit de NEN-EN 1990)

Voor hoogwaterkerende constructies geldt over het algemeen dat de hydraulische belasting dominant is [17]. Omdat de coupure relatief kleine constructies zijn, met een beperkt eigengewicht, is dit ook aangehouden voor coupures. Voor het bepalen van de hydraulische belastingen bij deze situatie dient conform de WOWK [17] de 'standaardmethode' gehanteerd te worden, deze is weergegeven in Figuur 1. Hierbij is  $P_{db}$  de overschrijdingskans van de dominante belasting en  $P_{ndb}$  de overschrijdingskans van de niet-dominante belasting.



Figuur 1 - 'Standaardmethode' bepalen overschrijdingskansen rekenwaarden verval- en golfbelasting [ref WOWK]



Binnen deze beschouwing zijn de alleen de maatgevende buitenwaterstanden, golven en golfperiodes bepaald. Om de gecombineerde hydraulische belasting te kunnen bepalen is de statistiek van de hydraulische belasting nodig. Op dit moment is het met Hydra-NL niet mogelijk om de om een rekenwaarde van de hydraulische belastingen te bepalen vanuit het buitenwater. Die rekenwaarde is een functie van de gezamenlijke buiten- en binnenwaterstand, golfhoogte en golfperiode. Met Hydra-NL is het alleen mogelijk om de marginale statistieken van de buitenwaterstand, de significante golfhoogte en golfperiode te bepalen. Om de rekenwaarde van de hydraulische belasting te bepalen is conform de WOWK [17] gebruik gemaakt van de rekenwaarde van het verval ( $V_d$ ) en de golfbelasting ( $H_d$ ) volgend uit de marginale statistieken.

Conform de 'standaardmethode' in Figuur 1 dient een inschatting te worden gemaakt of de vervalbelasting of de golfbelasting dominant is. Voor de volledigheid wordt in deze bijlage de belastingen voor beide situaties afgeleid. In het ontwerp van de coupures wordt nader bepaald welke situatie maatgevend is voor de coupures. Verder dient conform de 'standaardmethode' in Figuur 1 de mate van correlatie tussen de maatgevende waterstand en golfhoogte bekend te zijn. Conform de WOWK [17] dient met uitzondering van het bovenrivierengebied een volledige correlatie aangehouden te worden. In het bovenrivierengebied wordt geen volledige correlatie aangehouden omdat in dit gebied de waterstand sterk afvoer gedomineerd is, terwijl golven bepaald worden door lokale wind. Tiel bevindt zich in het bovenrivierengebied en daarom is uitgegaan van een zwakke correlatie tussen de maatgevende waterstand en golfbelasting.

Onderstaand wordt eerst de overschrijdingskans voor de Waterwet en daarna voor het Bouwbesluit bepaald.

#### Overschrijdingskans hydraulische belastingen conform de Waterwet

De constructieve betrouwbaarheid ontwikkelt zich in de tijd door ontwikkelingen van de sterkte en de belastingen in de tijd. De focus bij de Waterwet ligt echter op de kans van falen in een jaar, gegeven geen falen in de voorgaande jaren. De Waterwet stelt hierbij een overstromingskans per jaar waardoor de referentieperiode voor deze overstromingskans 1 jaar is. Dit impliceert dat een kunstwerk in elke aaneengesloten periode van 1 jaar aan de norm afgeleide faalkans dient te voldoen. Voor een waterkerend kunstwerk belast door hoogwater is over het algemeen echter de kans op falen het grootst in het laatste levensjaar. Dit komt omdat het verloop van de faalkans in de tijd wordt beïnvloed door twee factoren:

- De correlatie tussen de faalgebeurtenissen in de verschillende jaren, met name veroorzaakt doordat de onzekere sterkteparameters in de tijd constant zijn (degradatie daargelaten).
- Het verloop van de sterkte- of belasting in de tijd. Bijvoorbeeld: door toedoen van veroudering kan de sterkte afnemen en door toedoen van klimaatverandering kan de belasting toenemen.

In Figuur 2 zijn de aan te houden waarden van  $P_{db}$  en  $P_{ndb}$  conform de 'standaardmethode' weergegeven als functie van de betrouwbaarheidsindex. Met behulp van deze figuur zijn de conform de faalkans uit de Waterwet de waarden voor  $P_{db}$  en  $P_{ndb}$  te bepalen waarmee de maatgevende hydraulische gegevens voor het laatste levensjaar te betrekken zijn uit de overschrijdingsfrequentielijnen voor de maatgevende waterstand, golfhoogte en golfperiode.

De faalkans conform de waterwet voor het faalmechanisme constructief falen is bepaald met onderstaande formule.





$$P_{eis;KW,CON} = \frac{P_{norm} * \omega * c}{N}$$

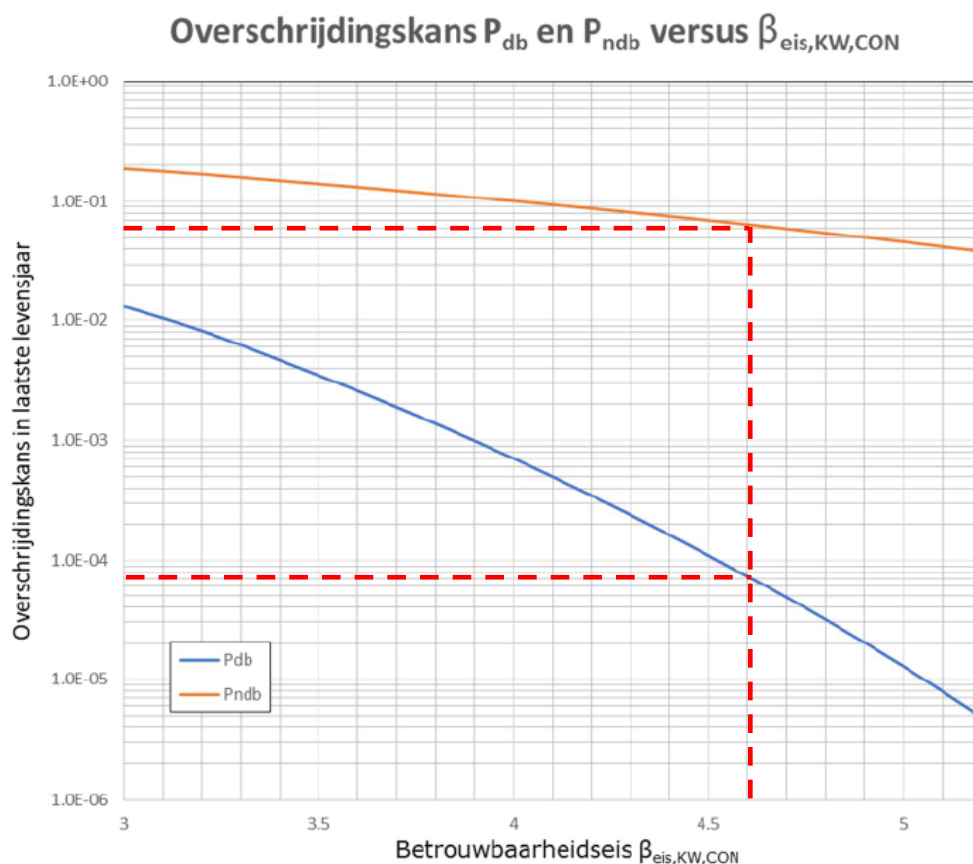
Waarin:

- $P_{eis;KW,PI}$  Faalkanseis voor het faalmechanisme constructief falen voor een individueel kunstwerk per jaar
- $P_{norm}$  Faalkanseis voor gehele dijktraject (normtraject), voor dijktraject 43-6 is dit :  $P_{norm} = \frac{1}{10.000}$  per jaar
- $\omega$  Faalkansruimtefactor voor het faalmechanisme constructief falen bedraagt 0,02 [-][17]
- $N$  Lengte-effectfactor voor het faalmechanisme constructief falen is een vaste waarde gelijk aan  $N=3$  [-].
- $c$  Correctiefactor voor de correlatie tussen constructief falen en falen door overloop/overslag, voor een dijktraject met een faalkanseis voor het dijktraject gelijk aan  $1/10.000$  per jaar geldt  $c=3$ .

$$P_{eis;KW,CON} = \frac{P_{norm} * \omega * c}{N} = \frac{\frac{1}{10000} * 0,02 * 3}{3} = \frac{1}{500.000} \text{ per jaar} = 2,0 \cdot 10^{-6} \text{ per jaar.}$$

Om de maatgevende buitenwaterstand te kunnen bepalen dient de constructieve faalkanseis te worden omschreven in een betrouwbaarheidsindex voor een referentieperiode gelijk aan 1 jaar [17], deze is onderstaand weergegeven.

$$\beta_{eis,KW,CON} = -\Phi^{-1}(P_{eis,KW,CON}) = -\Phi^{-1}(2,0 \cdot 10^{-6}) = 4,61$$



Figuur 2 - Overschrijdingskansen verval- en golfbelasting volgens 6.10b [17]

Aflezend van  $P_{db}$  op basis van de betrouwbaarheidseis resulteert in een overschrijdingskans van de dominante belasting (verval) van  $P_{db} = 7,0 \cdot 10^{-5}$  per jaar (zie Figuur 2). Voor de niet dominante belastingen (golven) wordt een waarde van  $P_{ndb} = 6,0 \cdot 10^{-2}$  afgelezen.

#### Overschrijdingskansen hydraulische belastingen conform het Bouwbesluit

De wijze van het bepalen van de maatgevende hydraulische gegevens conform het Bouwbesluit verloopt op dezelfde wijze als voor de Waterwet. Het verschil is echter dat de gehanteerde betrouwbaarheidseis niet volgt uit de Waterwet maar uit de gehanteerde gevolgklasse (CC1, CC2 en CC3) zoals die zijn opgenomen in de NEN-EN 1990. Conform NEN-EN 1990 dienen constructies in de primaire waterkering te voldoen aan de eisen conform CC3 ingedeeld te worden. Voor het ontwerp van de coupures wordt daarom de gevolgklasse CC3 aangehouden.

Gevolgklasse CC3 heeft in het geval van een dominante belasting een vaste overschrijdingskans van  $P(S > S_d) = P_{db} = 1,0 \cdot 10^{-5}$  jaar [17]. In het geval van een niet dominante belasting dient conform de CC3 een overschrijdingskans van  $P_{ndb} = 4,4 \cdot 10^{-2}$  jaar gehanteerd te worden [17]. Deze overschrijdingskansen zijn lager en daarom maatgevend t.o.v. de overschrijdingskansen conform de Waterwet. De hydraulische belastingen worden daarom alleen afgeleid met de overschrijdingskansen conform het Bouwbesluit. Hiermee wordt indirect voldaan aan de eisen vanuit de Waterwet.



## A.2. **Hydraulische belastingen**

In deze bijlagen worden de volgende hydraulische belastingen bepaald.

- **Hydraulische belastingen constructief falen**  
Bovenstaand is bepaald dat de eisen conform het Bouwbesluit voor de gevolgklasse CC3 maatgevend zijn t.o.v. de eisen uit het Bouwbesluit. De hydraulische belastingen worden zijn daarom alleen afgeleid voor de eisen uit het Bouwbesluit. Conform het Bouwbesluit (CC3) gelden de volgende overschrijdingskansen voor een dominante belasting  $P(S>S_d) = P_{db} = 1,0 \cdot 10^{-5}$  jaar en voor een niet dominante belasting  $P_{ndb} = 4,4 \cdot 10^{-2}$ . Zowel de vervalbelasting als de golfbelasting worden bepaald voor de dominante en niet dominante situatie.  
De te bepalen belastingen zijn:
  - Vervalbelasting: Buitenwaterstand
  - Golfbelasting: Golfhoogte en golfpiekperiode
- **Hydraulische belasting piping**  
Voor piping is alleen de vervalbelasting relevant, golven spelen voor dit faalmechanisme geen rol. Conform de WOWK dient de hydraulische belasting afgeleid te worden bij een overschrijdingskans gelijk aan de norm voor het dijktraject (1/10.000 per jaar). De te bepalen belasting betreft de buitenwaterstand.

De volgende uitgangspunten zijn gehanteerd bij het bepalen van de hydraulische belastingen:

- De hydraulische randvoorwaarden zijn bepaald met behulp van de software Hydra-NL v2.7.1;
- De hydraulische randvoorwaarden zijn bepaald op basis van de volgende OI-Database: DPa\_Riv\_Rijn\_oever\_2015\_ref\_S10\_DM1p1p12\_v02.sqlite.
- De meest dichtstbijzijnde randvoorwaardenpunten beschikbaar in de OI-Database zijn de volgende twee uitvoerpunten: “Dkr 43 Waal km 914-915 Loc 5\_158896\_433377” en “Dkr 43 Waal km 915-916 Loc 4\_158347\_432518”. Voor het bepalen van de hydraulische belasting is uitgegaan van de maatgevende combinatie van deze twee randvoorwaarden punten. In het punt “Dkr 43 Waal km 914-915 Loc 5\_158896\_433377” worden de hoogste waterstanden berekend, dit punt is daarom gehanteerd voor het berekenen van de waterstanden. De berekende golfbelastingen (hoogte en periode) zijn in het punt “Dkr 43 Waal km 915-916 Loc 4\_158347\_432518” maatgevend, daarom zijn de golfbelastingen bepaald op basis van dit randvoorwaardenpunt.
- Voor het bepalen van de marginale statistieken voor de buitenwaterstand, significante golfhoogte en golfperiode zijn in Hydra-NL de volgende gegevens gehanteerd:
  - Klimaatscenario KNMI 2006 W+;
  - Aftopwaarde Rijn 18.000 m<sup>3</sup> /s.
- Om de hydraulische belastingen bij het zichtjaar 2075 en 2125 te bepalen wordt er geïnterpoleerd en geëxtrapoleerd op basis van de berekende belastingen bij zichtjaren 2050 en 2100.
- Er wordt uitgegaan van een zwakke correlatie tussen de vervalbelasting en de golfbelasting.

Voor het faalmechanisme constructief falen zijn de waterstand, golfhoogte en golfpiekperiode berekend. Ter illustratie is voor een situatie de invoer in HydraNL weergegeven in Figuur 3. Deze invoer betreft het bepalen van de waterstand voor het faalmechanisme constructief falen in het zichtjaar 2100, waarbij zowel de waterstand bij dominante vervalbelasting als niet dominante belasting is bepaald. Op vergelijkbare wijze zijn de overige belastingen bepaald. Voor het faalmechanisme constructief falen zijn de hydraulische belastingen voor de situatie dat de vervalbelasting maatgevend is zijn opgenomen in Tabel 1 en voor de situatie dat de



golfbelasting maatgevend is in Tabel 2. De maatgevende waterstanden voor het faalmechanisme Piping zijn opgenomen in Tabel 3.

Hydra-NL - Parameters - Dijkvakberekening

Type berekening

- Waterstand
- Significante golfhoogte
- Spectrale golfperiode
- Piekperiode
- Hydraulisch belastingniveau
- Overslagdebiet
- Golfcondities bekledingen

Klimaat

- voor 2023
- voor 2050
- voor 2100

- KNMI'2006 G
- KNMI'2006 W+

Aftoppen afvoer      Aftopwaarde Rijn:  m<sup>3</sup>/s

Frequenties

Aantal frequenties:

		Frequentie [1/jaar]
1	1/	100000
2	1/	23

Aanvullingen op standaard uitvoer

- Illustratiepunten
- Percentielen afvoer
- Percentielen windsnelheid
- Percentielen windsnelheid en windrichting

Onzekerheid

- Rekenen met modelonzekerheid
- Rekenen met statistische onzekerheid

Parameters uit berekening    Memo    OK    Annuleren

Figuur 3: Invoer HydraNL berekening waterstand constructief falen zichtjaar 2100

Tabel 1: Hydraulische belastingen constructief falen conform bouwbesluit vervalbelasting maatgevend

Hydraulische belastingen constructief falen conform Bouwbesluit, vervalbelasting maatgevend			
	Overschrijdingskans waterstand	1/100.000 per jaar	
	Overschrijdingskans golfbelasting	1/23 per jaar	
Zichtjaar:	Waterstand [m+NAP]	Golfhoogte [m]	Golfpiekperiode [s]*
2050	12,22	0,85	3,71
2075	12,28	0,85	3,71
2100	12,34	0,85	3,71
2125	12,39	0,86	3,71



\* De golfpiekperiode is berekend door de spectrale golfperiode (=uitvoer HydraNL) te vermenigvuldigen met een factor 1,1

Tabel 2: Hydraulische belastingen constructief falen conform bouwbesluit golfbelasting maatgevend

<b>Hydraulische belastingen constructief falen conform Bouwbesluit, golfbelasting maatgevend</b>			
	Overschrijdingskans waterstand	1/23 per jaar	
	Overschrijdingskans golfbelasting	1/100.000 per jaar	
Zichtjaar:	Waterstand [m+NAP]	Golfhoogte [m]	Golfpiekperiode [s]*
2050	9,97	1,53	4,87
2075	10,21	1,53	4,88
2100	10,44	1,53	4,89
2125	10,68	1,53	4,90

\* De golfpiekperiode is berekend door de spectrale golfperiode (=uitvoer HydraNL) te vermenigvuldigen met een factor 1,1

Tabel 3: Hydraulische belasting Piping

<b>Hydraulische belastingen Piping</b>	
Overschrijdingskans waterstand: 1/10.000 per jaar	
Zichtjaar:	Waterstand [m+NAP]
2050	11,93
2075	12,01
2100	12,10
2125	12,18

**Bijlage 3****Toetsing sterkte steenbekleding  
deeltraject 5A bij zichtjaar 2075**



## Notitie

<b>Contactpersoon</b>	Auke Terlouw
<b>2e lezer</b>	Nander van der Plicht
<b>Datum</b>	19 februari 2021
<b>Kenmerk</b>	N001-1274666TXA-v01

## Notitie ontwerplevensduur aanwezige Zetsteen Deeltraject 5A

### 1 Inleiding

#### 1.1 Aanleiding

Een groot deel van de waterkering bij Tiel is in de derde toetsronde afgekeurd. Een deel van dit traject is recent versterkt binnen het project Fluvia Tiel. De versterking van de overige waterkeringen in Tiel wordt op orde gebracht met de dijkversterking Stad Tiel. Deze dijkversterking is opgenomen in het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP).

Waterschap Rivierenland (WSRL) heeft voor de waterkering binnen het projectgebied van de dijkversterking Stad Tiel een nadere veiligheidsanalyse<sup>1</sup> uitgevoerd waarbij de scope is vastgelegd met inachtneming van de nieuwe norm uit de Waterwet en de laatste rekenregels uit het Ontwerpinstrumentarium 2014 (OI2014).

In 2019 heeft TAUW, met partners H+N+S en Iv-Infra, de verkenningsfase voor deze dijkversterking doorlopen. Hieruit is het voorkeursalternatief (VKA) van de versterking vastgesteld. In de huidige fase van het project wordt het VKA verder uitgewerkt tot een voorontwerp (VO), met als doel de benodigde vergunningen, zoals Projectplan Waterwet, monumentenvergunning, etc. aan te vragen.

Deze notitie is onderdeel van deze uitwerking en beschouwt of het huidige ontwerp van Deeltraject 5A ten aanzien van de *huidige* aanwezige zetstenen bekleding voldoet (ontwerptechnisch) in 2075. Het toetsen op overige faalmechanismes maakt geen onderdeel uit van onderhavige notitie.

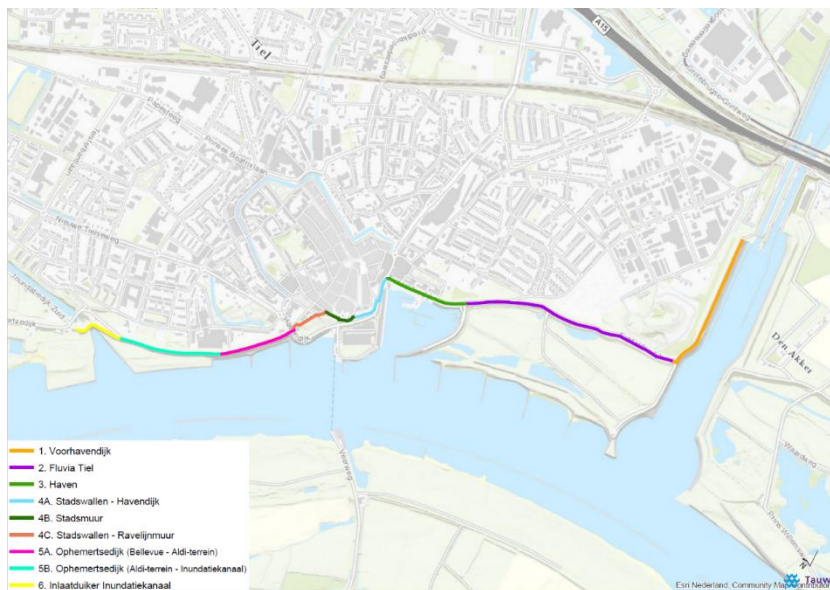
---

<sup>1</sup> Groene dijken: Rapportage Geotechniek [1] en Rapportage Overloop en overslag [2]  
Kunstwerken en langconstructies [3]



## 1.2 Gebiedsomschrijving

Onderhavige notitie gaat in op de huidige aanwezige bekleding op deeltraject 5A, onderdeel van het normtraject 43-6. Dit deeltraject ligt tussen dijkpaal TG000.+005 en TG004.+000 is ca. 400 meter lang. De bekleding in dit traject bestaat uit stortsteen en basaltzuilen. De steenbekleding is aangebracht tijdens de dijkversterking in 1994. Deeltraject 5A grenst aan de tuinen van de woningen gesitueerd aan de Kwelkade en heeft weinig ruimte. In Figuur 1-1 is dit traject in roze weergegeven. In Figuur 1-2 is ter illustratie van de situatie een foto weergegeven. In Figuur 1-3 is de schetsmatig de opbouw van dit dijktraject weergegeven.

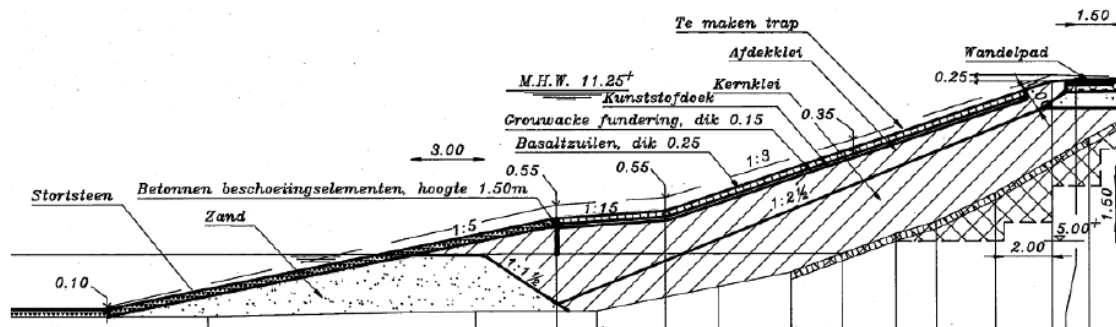


Figuur 1-1 Deelgebieden binnen het project Stad Tiel.



Figuur 1-2 Deelgebied Ophemertsedijk (deeltraject 5A: Bellevue – Aldi-terrein) (bron: WSRL)





Figuur 1-3: schetsmatige weergave van dwarsprofiel ter hoogte van deeltraject 5A [4]

## 2 Uitgangspunten

### 2.1 Normering

Voor het ontwerpen van waterkeringen wordt gebruik gemaakt van de maximaal toelaatbare overstromingskans. Normtraject 43-6 kent een signaleringswaarde van 1/30.000 per jaar en daarmee een maximaal toelaatbare overstromingskans (ondergrenswaarde) van 1/10.000 per jaar. Het gehele normtraject heeft een lengte van 46,9 km. Hiervan wordt 2,4 km binnen de dijkversterking Stad Tiel versterkt. Deeltraject 5A maakt hier onderdeel van uit.

### 2.2 Zichtjaar

De zichtjaren worden overgenomen uit de verkenningsfase **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.**:

- Groene dijken: 2075

#### 2.2.1 Hydraulische randvoorwaarde

De hydraulische randvoorwaarde zijn bepaald met de HydraNL 2.7.1.

De volgende input is gebruikt om de hydraulische randvoorwaarde te bepalen:

- Ondergrens: 1/10.000 per jaar
- Klimaatscenario: W+
- Rekenen met modelonzekerheid: aan
- Rekenen met statistische onzekerheid: aan
- Aftoppen afvoer: 18000 m<sup>3</sup>/s
- Berekende zichtjaren: 2023, 2050 en 2100 (ondergrens)
- Dwarsprofiel: TG001 (maatgevend)

### 2.3 Software

De volgende software is gebruikt:

- Toetsing: Steentoets v17.1.2.1 (WBI2017)
- Ontwerp: steentoets v19.1.1 (OI2014v4)



De invoer voor Steentoets is bepaald aan de hand van de beschikbare gegevens uit archiefmateriaal, inspecties en inmetingen. De constructie beschrijvende parameters van steentoets betreffen de gemiddelde waarden, tenzij anders aangegeven. De essentiële parameters beschrijven de eigenschappen van de belasting en de steenzetting (weerstand) en bestaan uit. De input/opbouw van de bekleding welke als invoer is gebruikt voor Steentoets is overgenomen uit document. Bijlage III.IV - Steentoets 43-6 stad Tiel signaalwaarde vak 5-6 (signaalwaarde). Meer informatie over de onderbouwing en deze gebruikte gegevens in steentoets is te vinden in [4].

## 3 Aanpak

We bevinden ons op dit moment nog steeds in een transitiefase van rekenen met overschrijdingskans naar rekenen met overstromingskans. Daarom heeft Rijkswaterstaat de *Handreiking ontwerpen met overstromingskansen* opgesteld, ook wel het Ontwerpinstrumentarium 2014 (OI2014) genoemd om aan de hand van de huidige leidraden en technische rapporten te kunnen ontwerpen met een overstromingskans. Voorliggend notitie is opgesteld op basis van versie 4 van het Ontwerpinstrumentarium (OI2014v4[5]). Daarnaast is gebruik gemaakt van de Schematiseringshandleidingen vanuit het WBI2017.

Onderzocht wordt of het huidige ontwerp van Deeltraject 5A ten aanzien van de *huidige* aanwezige zetstenen bekleding voldoet (ontwerptechnisch) in 2075. Dit betreft dus geen nieuw ontwerp. Daarom is gekozen om zowel het huidige ontwerp te toetsen volgens het WBI2017 enerzijds. Anderzijds is het huidige ontwerp als 'fictief' nieuw ontwerp doorgerekend (ondanks dat het een bestaande bekleding betreft).

Huidige ontwerp is conform WBI2017 getoetst met de toekomstige hydraulische belastingen met Steentoets v19.1.1. De hydraulische belastingen zijn berekend conform OI2014v4 voor de zichtjaren 2023, 2050 en 2100. Deze zijn als gebruikt al voor een reguliere WBI2017 toetsing. Het zichtjaar 2075 is middels lineaire interpolatie tussen het zichtjaar 2050 en 2100 verkregen.

Conform OI2014v4 dient ontwerpen te gebeuren met Steentoets v19.1.1. De huidige aanwezige steenbekleding is als ontwerpuitgangspunt genomen. Hierbij is onderzocht of deze huidige bekleding voldoet volgens het OI2014v4 in 2075. De hydraulische belastingen zijn berekend conform OI2014v4 voor de zichtjaren 2023, 2050 en 2100. Het zichtjaar 2075 is middels lineaire interpolatie tussen het zichtjaar 2050 en 2100 verkregen.

## 4 Conclusie

### 4.1 Resultaten

In 2075 voldoet de steenzetting op dit dijktraject. Het resultaat is stabiel indien de uitgangspunten van het WBI2017 (Figuur 4-1) worden gehanteerd alsook de ontwerpregels van het OI2014v4 (Figuur 4-2) toegepast worden.

STEENTOETS versie 17.1.2.1, Deltares, december 2016										niveau		helling		type		HYDRAULISCHE RANDVOORWAARDEN				STABILITEIT TOPLAAG		EINDSCORE
toets?	Bovenrivieren			Subvakgrenzen randvw. & vlak van tot	niveau ondergrens (m NAP)	niveau bovengrens (m NAP)	tan $\alpha$	toplaag	onderlagen (filter, geotextiel, klei, etc)	PBA met default invoer dikte PBA [m]	D15 PBA [mm]	maatgevende waterstand [m+NAP]	Bovenrivieren		$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$	toetsing op golven	dikteoverschot [m]	STEENTOETS				
	vlak-nummer	dwars-profiel	vlak										H <sub>m0</sub> [m]	T <sub>p</sub> [s]					H <sub>m0</sub> /ΔD [-]	Score		
	Naam van dijkvak																					
	Ophemertsedijk (vak 5a), 2023	4	5,1	2	3	1,6	6	0,2	31	ge						?		?				
	Ophemertsedijk (vak 5a)	5	5,1	2	3	6	6,3	0,067	26	st ge kl	11,80	0,50	2,32	1,45		Stabiel	0,07	Stabiel				
	Ophemertsedijk (vak 5a)	6	5,1	2	3	6,3	11,25	0,333	26	st ge kl	11,65	0,50	2,32	1,45		Stabiel	0,02	Stabiel				
	Ophemertsedijk (vak 5a), 2050	7	5,1	3	4	1,6	6	0,2	31	ge						?		?				
	Ophemertsedijk (vak 5a)	8	5,1	3	4	6	6,3	0,067	26	st ge kl	11,80	0,50	2,59	1,45		Stabiel	0,07	Stabiel				
	Ophemertsedijk (vak 5a)	9	5,1	3	4	6,3	11,25	0,333	26	st ge kl	11,65	0,50	2,59	1,45		Stabiel	0,02	Stabiel				
	Ophemertsedijk (vak 5a), 2075	10	5,1	4	5	1,6	6	0,2	31	ge						?		?				
	Ophemertsedijk (vak 5a)	11	5,1	4	5	6	6,3	0,067	26	st ge kl	11,80	0,50	2,59	1,45		Stabiel	0,07	Stabiel				
	Ophemertsedijk (vak 5a)	12	5,1	4	5	6,3	11,25	0,333	26	st ge kl	11,65	0,50	2,59	1,45		Stabiel	0,02	Stabiel				
	Ophemertsedijk (vak 5a), 2100	13	5,1	5	6	1,6	6	0,2	31	ge						?		?				
	Ophemertsedijk (vak 5a)	14	5,1	5	6	6	6,3	0,067	26	st ge kl	11,80	0,50	2,59	1,45		Stabiel	0,07	Stabiel				
	Ophemertsedijk (vak 5a)	15	5,1	5	6	6,3	11,25	0,333	26	st ge kl	11,65	0,50	2,59	1,45		Stabiel	0,02	Stabiel				

Figuur 4-2: resultaten steentoets conform WBI2017

STEENTOETS versie 19.1.1, Deltares, juni 2019										niveau		helling		type		HYDRAULISCHE RANDVOORWAARDEN				STABILITEIT TOPLAAG		EINDOORDEEL
toets?	Bovenrivieren			Subvakgrenzen randvw. & vlak van tot	niveau ondergrens (m NAP)	niveau bovengrens (m NAP)	tan $\alpha$	toplaag	onderlagen (filter, geotextiel, klei, etc)	maatgevende waterstand [m+NAP]	Bovenrivieren		$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$	beoordeling golven	STEENTOETS							
	vlak-nummer	dwars-profiel	vlak								H <sub>m0</sub> [m]	T <sub>p</sub> [s]				H <sub>m0</sub> /ΔD [-]	Score					
	Naam van dijkvak																					
	Ophemertsedijk (vak 5a), 2075	1	5,1	1	2	1,6	6	0,2	31	ge				?	?							
	Ophemertsedijk (vak 5a), 2075	2	5,1	1	2	6	6,3	0,067	26	st ge kl	11,80	0,50	2,59	1,45	goed	goed						
	Ophemertsedijk (vak 5a), 2075	3	5,1	1	2	6,3	11,25	0,333	26	st ge kl	11,65	0,50	2,59	1,45	goed	goed						

Figuur 4-1: resultaten steentoets 2075 conform OI2014v4

## 4.2 Analyse

De golfbelastingen op zetsteen nemen licht toe bij zichtjaar 2075. Deze toename resulteert niet in een ander oordeel. Dit komt hoofdzakelijk omdat de *maximale maatgevende* golfbelasting nauwelijks toe neemt. Ter illustratie, bij NAP +10m gaat H<sub>m0</sub> van zichtjaar 2023 van 0,55 m naar 0,69 m in 2100. De T<sub>p</sub> neemt toe van 2,41 sec naar 2,95 sec. Bij NAP +7m, op een lager niveau van de steenbekleding, zijn de golfbelastingen hoger. Hier zien we geen toename van deze hogere golfbelastingen tussen zichtjaar 2023 als 2100. De H<sub>m0</sub> is 0,97 m en de T<sub>p</sub> is 3,26 sec.

De verandering die optreedt richting het zichtjaar 2100 is dat de maatgevende golfbelasting op de steenbekleding op een andere hoogte komt te liggen (circa 1 meter hoger dan in de huidige situatie, van ca. NAP+ 6m naar NAP+ 7m). Voor de toetsing van de zetsteen heeft dit veranderen van het maatgevend belastingpunt minimaal effect op het oordeel.

Nieuwe inzichten en uitgangspunten t.a.v. de hydraulische belastingen van deze steenzetting kunnen resulteren in een ander oordeel. Het dikteoverschot van het aanwezige zetsteen is minimaal (2 cm), een kleine verandering kan dus relatief grote gevolgen hebben. Daarnaast dient ook de levensduur van het zetsteen, filterlaag en geotextiel in ogenschouw te worden genomen. Bovenstaande oordeel gaat uit van het feit dat deze ook bij zichtjaar 2075 voldoende zijn.



## 5 Referenties

- [1] Veiligheidsanalyse groene dijken, deelrapportage Macrostabieliteit & Piping, WSRL, 11 september 2018
- [2] Veiligheidsanalyse groene dijken, deelrapportage Overloop en Overslag, WSRL, 13 september 2018
- [3] Veiligheidsanalyse langsconstructies en kunstwerken, Movares, april 2019
- [4] Beoordelingsrapportage 43-6 toetsspoor Steenzetting, Movares, april 2019`
- [5] Handreiking ontwerpen met overstromingskansen (OI2014v4), RWS, status Definitief, februari 2017
- [6] Schematiseringshandleiding steenzetting – WBI 2017, Rijkswaterstaat, 2016

## 6 Bijlagen

De volgende rekenbestanden zijn (digitaal) toegevoegd bij onderhavige notitie:

- Ontwerp - Steentoets V19.1.1 - 43-6 stad Tiel ondergrens vak 5a\_v01
- Toetsing - Steentoets v17.1.2.1 43-6 stad Tiel ondergrens vak 5a\_v01

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA	AB	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL		
4	STEENTOETS versie 19.1.1, Deltares, juni 2019					aanleg- jaar	schade in jaar	havendam of lage dijk? ja/blanco	richting normaal op dijk [gr tov N]	voerland		niveau onder- grens [m NAP]	niveau boven- grens [m NAP]	helling tan $\alpha$	segmentbreedte (alleen nodig als tan $\alpha$ =0) [m]	type		TOPLAAG																
5	Bovenrivieren					vlak- nummer	dwars- profiel	Subvakgrenzen randw. & vlak		niveau bij teen [m NAP]	helling tan $\alpha_{\text{bodem}}$	D (D <sub>150</sub> ) [m]	B [m]	L [m]	spleetbreedte		open oppervlak [%]	Gattype 1		Gattype 2		Gattype 3		karakt. opening [mm]	soortelijke massa [kg/m <sup>3</sup> ]	inge- wassen ja/nee								
6	Naam van dijkvak					van	tot																											
7	looft																																	
8	Beatrixpolderdijk	1	12	2,4	2,8	1966			50	-0,5	0,01	-0,5	0,2	0,25		13	ge kl	0,4	0,5	0,5	1	1										5	2340	n
9	Beatrixpolderdijk	2	12	2,4	2,8	1977	2001					0,2	3,5	0,3		11	kl	0,45	0,4	0,5	1	2										5		n
10	Beatrixpolderdijk	5	12	2,4	2,8	1950	1997					3,5	5,2	0,384615		27,11	st ge kl	0,35					12										2700	n
11	Beatrixpolderdijk	6	12	2,4	2,8							5,2	5,3	0,04	2,5	11,1	kl	0,3	0,5	0,5	2	2										3		n
12	Beatrixpolderdijk	7	12	2,4	2,8							5,3	8	0,25		17	kl	0,15	0,25	0,3	2	2										20		j
13	Krakeelpolderdijk	24	11	12,1	13				-20	-0,1	0	0,1	2	0,2375		28,3	st my kl	0,35	0,4	0,3	5	3										20		j
14	Krakeelpolderdijk	23	11	12,1	13				-20			2	5	0,333333		27,1	st ge kl	0,45					13									70		j
15	Krakeelpolderdijk	22	11	12,1	13				-20			5	8	0,230769		28	st ge	0,4					12										2600	j
16	Havendam	1	3	47	48			j	30	0,3	0,02	0	3	0,2		11,4	ge kl	0,5	0,2	0,5	2	2											2350	
17	Havendam	3	3	47	48			j	30	0,3	0,02	3	4,5	0,3		26,02	st ge kl	0,4					12									1	2900	n
18	Havendam	5	3	47	48			j	30	0,3	0,02	4,5	5	0,25		27,31	my	0,45					13									1	2600	
19	Havendam	7	3	47	48			j	30	0,3	0,02	5	5	0	3	11,4	kl	0,5	0,2	0,5	1													
20	Havendam	2	3	47	48			j	30	0,3	0,02	1,5	5	-0,3		27,2	gr ge kl	0,4														60	2600	j

	AM	AN	AO	AP	AT	AX	AY	AZ	BA	BB	BG	BH	BI	BJ	BK	BL	BM	BN	BO	BP	BQ	BR	BS	BT	BU	BV	BW	BX	BY	BZ	CA	CB							
4					BOVENSTE FILTERLAAG					GEOTEXTIEL					KLEI					ZAND			type bovenste overgang (-sconstructie) a0 .... c1	dijkbreedte op waterstand bij de norm [m]	>150m brede waterkering op h <sub>norm</sub> - 3m j/n/?	Opmerkingen	HYDRAULISCHE RANDVOORWAARDEN												
5	D15 inwas- materiaal [mm]	goed geklemd? ja/nee/?	oneffenheden havendam [m]	ingiet- diepte [m]	geotextiel tussen top- laag en filter?	b [m]	D15 [mm]	D50 [mm]	poro- siteit [-]	2e filter- laag? ja/nee	O90 [mm]	dikte [mm]	doorlatendheid		dijkopbouw	b <sub>klei</sub> [m]	kwaliteit c1/c2/c3 g/m/w	D50 [mm]	D90 [mm]	D15 [mm]	D50 [mm]	D90 [mm]					a0 .... c1	bij de norm [m]	j/n/?	input	output	GHW [m+NAP]	waterstand bij norm [m+NAP]	maatgevende waterstand [m+NAP]	Bovenrivieren		golf- invalshoek [gr]		
6													debiet/m <sup>2</sup> [l/s/m <sup>2</sup> ]	verval [mm]	gk/kl/kk/zs																								
8		?									0,06	2		10	12	kk		g	0,05	0,09					b0	33							2,00	5,00	1,05	1,26	3,29	0	
9		j														kl	0,8	m	0,05	0,09	0,2	0,24	0,32		b1	33							2,00	5,00	5,00	2,20	6,60	0	
10				0,2		0,1	8									kl	0,9	c3	0,04	0,06	0,2	0,24	0,32		b0	33							2,00	5,00	5,00	2,20	6,60	0	
11		n		0,2		0,1	17	25	0,35							kl	1,2	g			0,2	0,24	0,32		c1	33							2,00	5,00	5,00	2,20	6,60	0	
12																kl	0,5				0,2	0,24	0,32			33								2,00	5,00	5,00	2,20	6,60	0
13		j				0,05	5	12	0,3	j						kk		g	0,04	0,09	0,12	0,15	0,3		c0	36	n						2,00	5,00	3,20	1,56	5,20	0	
14	7	j				0,15	17	30			0,15	2				kl	0,9	g							c1	36	n						2,00	5,00	4,60	1,86	6,15	0	
15		j				0,1	12	25			0,2	1				gk					0,2	0,3	0,4		b0	36	n						2,00	5,00	5,00	1,90	6,25	0	
16											0,1	3	2	35		kk	2	g							a0	50							2,00	6,00	5,15	2,36	7,90	0	
17				0,3		0,1	5	7	0,4	n	0,07	1				kl	0,5	g							b1	50							2,00	6,00	6,00	2,70	8,20	0	
18				0,4		0,8	2	40	0,25												0,15	0,3	0,5			50								2,00	6,00	6,00	2,70	8,20	0
19																kl	0,5	g								50								2,00	6,00	6,00	2,70	8,20	0
20	6	j				0,05	17	35	0,35	n	0,1	2				kk	1	g								50								2,00	6,00	6,00	2,70	8,20	0

	CC	CD	CE	CF	CG	CH	CI	CJ	CK	CL	CM	CN	CO	CP	CQ	CR	CS	CT	CU	DA
4	AFSCHUIVING			MATERIAALTRANSPORT		STABILITEIT TOPLAAG										EROSIE ONDERLAGEN			EINDSCORE	Foutmeldingen
5	belasting	stroom-	Score	klei/filter-dikte	vanuit	vanuit	veiligheidsfactor	$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$	$\epsilon_{\text{op}}$	toetsing op golven			stroming	dikte-	score	filter-	klei-	Score	STEENTOETS	
6	duur	snelheid		overschot	ondergrond	granulaire laag	toplaag	$H_m/\Delta D$		type	kwantitatief	Score		overschot	bovenste	lagen	laag			
7	[uur]	[m/s]		[m]		door toplaag	[-]	[-]	[-]		g/t		[m]	overgangs-	[uur]	[uur]				
8	6,5	1	Stabiel		Stabiel	Stabiel	1,10	2,46	1,07	4	1,81	Stabiel	Stabiel	0,16	Stabiel	0,0	230,1	Stabiel	Stabiel	
9	4,1	1	Stabiel	0,71	Niet stabiel	Stabiel	1,10	3,93	2,04	2	0,43	Niet stabiel	Stabiel	-0,55	Stabiel	0,0	0,0	Niet stabiel	Verder beoordelen	
10	3,0	1	Stabiel	0,79	Stabiel	Stabiel	1,10	3,85	2,04	3	1,30	Stabiel	Stabiel	0,07	Stabiel	0,2	0,0	Stabiel	Stabiel	
11	1,8	1	Stabiel		Stabiel	Stabiel	1,10	6,40	2,01	3	1,23	Stabiel	Stabiel	0,03	Stabiel	0,3	0,1	Stabiel	Stabiel	
12	1,8	1	Stabiel		Stabiel	Stabiel	1,10	11,79	2,01	8	0,00	Grastoets nodig	Stabiel		Stabiel	0,0	0,0	Niet stabiel	Grastoets nodig	
13	7,0	1	Stabiel		Stabiel	Stabiel	1,10	2,90	1,57	3	1,51	Stabiel	Stabiel	0,12	Stabiel	100,0	24,0	Stabiel	Stabiel	
14	2,7	1	Stabiel	0,94	Stabiel	Stabiel	1,10	3,32	1,98	3	1,45	Stabiel	Stabiel	0,12	Stabiel	100,0	0,1	Stabiel	Stabiel	
15	1,7	1	Stabiel		Stabiel	Stabiel	1,10	3,09	2,05	3	2,98	Stabiel	Stabiel	0,23	Stabiel	100,0	0,0	Stabiel	Stabiel	
16	3,1	1	Stabiel		Niet stabiel	Stabiel	1,10	3,65	1,69	1	0,66	Niet stabiel	Stabiel	-0,24	Stabiel	0,0	0,0	Niet stabiel	Verder beoordelen	
17	4,9	1	Stabiel		Stabiel	Stabiel	1,10	3,69	1,70	3	0,44	Niet stabiel	Stabiel	-0,46	Stabiel	0,0	0,0	Niet stabiel	Verder beoordelen	
18	2,9	1	Stabiel		Stabiel	Stabiel	1,10	3,90	1,70	3	1,37	Stabiel	Stabiel	0,11	Stabiel	0,0	0,0	Stabiel	Stabiel	
19		1	Stabiel		Stabiel	Stabiel	1,10	4,34	1,68	2	0,43	Niet stabiel	Stabiel	-0,60	Stabiel	0,0	0,0	Niet stabiel	Verder beoordelen	
20		1	Stabiel		Stabiel	Stabiel	1,10	4,39	2,03	3	1,15	Stabiel	Stabiel	0,03	Stabiel	0,0	0,0	Stabiel	Stabiel	

DB	
4	Waarschuwingen
5	
6	
7	
8	Hs te groot voor waterdiepte (verklein Hs bij lage waterstanden).
9	Niet-ingewassen zetting met klemming is onlogisch.
10	
11	Toplaagtype zonder ingieting gekozen, maar ingietdiepte ingevuld, dus is met gietasfalt
12	
13	
14	
15	
16	Onvoldoende omdat korrelgrootte van de klei ontbreekt.
17	
18	Filter is te fijn (toplaag berekend met Df15 = 3 mm). Kop van havendam: Toets op maat.
19	
20	



A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	Q	R	S	T	U	V
4	STEENTOETS versie 17.1.2.1, Deltares, december 2018					aanleg- jaar	schade in jaar	havendam of lage dijk?  ja/blanco	richting normaal op dijk [gr tov N]	voorland		niveau onder- grens [m NAP]	niveau boven- grens [m NAP]	helling  tan $\alpha$	segmentbreedte (alleen nodig als tan $\alpha$ =0) [m]	type	
5	Bovenrivieren		vlak- nummer	dwars- profiel	Subvakgrenzen randvw. & vlak					toplaag	onderlagen (filter, geotex- tiel, klei, etc)						
6	Naam van dijkvak															van	tot
7																	
8	Ophemertsedijk (vak 5a), 2023		4	5,1	2	3	1994		119	1,6	0	1,6	6	0,2		31	ge
9	Ophemertsedijk (vak 5a)		5	5,1	2	3	1994		119			6	6,3	0,067		26	st ge kl
10	Ophemertsedijk (vak 5a)		6	5,1	2	3	1994		119			6,3	11,25	0,333		26	st ge kl
11	Ophemertsedijk (vak 5a), 2050		7	5,1	3	4	1994		119	1,6	0	1,6	6	0,2		31	ge
12	Ophemertsedijk (vak 5a)		8	5,1	3	4	1994		119			6	6,3	0,067		26	st ge kl
13	Ophemertsedijk (vak 5a)		9	5,1	3	4	1994		119			6,3	11,25	0,333		26	st ge kl
14	Ophemertsedijk (vak 5a), 2075		10	5,1	4	5	1994		119	1,6	0	1,6	6	0,2		31	ge
15	Ophemertsedijk (vak 5a)		11	5,1	4	5	1994		119			6	6,3	0,067		26	st ge kl
16	Ophemertsedijk (vak 5a)		12	5,1	4	5	1994		119			6,3	11,25	0,333		26	st ge kl
17	Ophemertsedijk (vak 5a), 2100		13	5,1	5	6	1994		119	1,6	0	1,6	6	0,2		31	ge
18	Ophemertsedijk (vak 5a)		14	5,1	5	6	1994		119			6	6,3	0,067		26	st ge kl
19	Ophemertsedijk (vak 5a)		15	5,1	5	6	1994		119			6,3	11,25	0,333		26	st ge kl

	W	X	Y	Z	AA	AB	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN	AO	AP	AT	AX	
4	TOPLAAG																				BOV	
5	D (D <sub>n50</sub> )	B	L	spleetbreedte		open oppervlak	Gattype 1		Gattype 2		Gattype 3		karak. opening	soortelijke massa	ingewassen	D15 inwas-materiaal	goed geklemd?	oneffenheden havendam	ingietdiepte	geotextiel tussen top-laag en filter?	b	
6				stootvoeg	langsvoeg		grootte	aantal	grootte	aantal	grootte	aantal										
7	[m]	[m]	[m]	[mm]	[mm]	[%]	[cm <sup>2</sup> ]	[-]	[cm <sup>2</sup> ]	[-]	[cm <sup>2</sup> ]	[-]	[mm]	[kg/m <sup>3</sup> ]	ja/nee	[mm]	ja/nee/?	[m]	[m]		[m]	
8	0,26					20							20	2650	nee		nee				nee	
9	0,181					13							60	2900	ja	5	nee				nee	0,3
10	0,181					13							60	2900	ja	5	nee				nee	0,3
11	0,26					20							20	2650	nee		nee				nee	
12	0,181					13							60	2900	ja	5	nee				nee	0,3
13	0,181					13							60	2900	ja	5	nee				nee	0,3
14	0,26					20							20	2650	nee		nee				nee	
15	0,181					13							60	2900	ja	5	nee				nee	0,3
16	0,181					13							60	2900	ja	5	nee				nee	0,3
17	0,26					20							20	2650	nee		nee				nee	
18	0,181					13							60	2900	ja	5	nee				nee	0,3
19	0,181					13							60	2900	ja	5	nee				nee	0,3

	AY	AZ	BA	BB	BG	BH	BI	BJ	BK	BL	BM	BN	BO	BP	BQ	BR	BS	BT	BU	BV
4	ENSTE FILTERLAAG			GEOTEXTIEL				KLEI					ZAND			type bovenste overgang (-sconstructie) a0 .... c1	dijkbreedte op waterstand bij de norm [m]	>150m brede waterkering op h <sub>norm</sub> - 3m j/n/?	Opmerkingen	
5	D15	D50	porositeit	2e filter laag?	O90	dikte	doorlatendheid		dijkopbouw	b <sub>klei</sub>	kwaliteit	D50	D90	D15	D50	D90				input
6			[-]	ja/nee	[mm]	[mm]	debiet/m <sup>2</sup>	verval	gk/kl/kk/zs	[m]	c1/c2/c3	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]				
7	[mm]	[mm]					[l/s/m <sup>2</sup> ]	[mm]			g/m/w									
8				nee	0,21	2	100		zs	0							b0	10		
9	10		0,3	nee	0,21	2	100		kk	3	c1							10		
10	10		0,3	nee	0,21	2	100		kk	3	c1							10		
11				nee	0,21	2	100		zs	0							b0	10		
12	10		0,3	nee	0,21	2	100		kk	3	c1							10		
13	10		0,3	nee	0,21	2	100		kk	3	c1							10		
14				nee	0,21	2	100		zs	0							b0	10		
15	10		0,3	nee	0,21	2	100		kk	3	c1							10		
16	10		0,3	nee	0,21	2	100		kk	3	c1							10		
17				nee	0,21	2	100		zs	0							b0	10		
18	10		0,3	nee	0,21	2	100		kk	3	c1							10		
19	10		0,3	nee	0,21	2	100		kk	3	c1							10		

	BW	BX	BY	BZ	CA	CB	CC	CD	CE	CF	CG	CH	CI	CJ	CK	CL	CM	
4	HYDRAULISCHE RANDVOORWAARDEN								AFSCHUIVING		MATERIAALTRANSPORT		STABILITEIT TOPLAAG					
5	GHW [m+NAP]	waterstand bij norm [m+NAP]	maatgevende waterstand [m+NAP]	Bovenrivieren		golf- invalshoek [gr]	belasting duur [uur]	stroom- snelheid [m/s]	Score	klei/filter-dikte overschot [m]	vanuit ondergrond	vanuit granulaire laag door toplaag	veiligheidsfactor toplaag [-]	$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$		$\xi_{\text{op}}$ [-]	toetsing op	
6				$H_{m0}$ [m]	$T_p$ [s]									$H_{m0}/\Delta D$ [-]	type		kwantitatief g/t	
7																		
8	7,80	11,80						2	?		?	?					0	
9	7,80	11,80	11,80	0,50	2,32	14	12,0	2	Stabiël		Stabiël	Stabiël	1,10	1,45	1,36	3	10,07	
10	7,80	11,80	11,65	0,50	2,32	14	12,0	2	Stabiël		Stabiël	Stabiël	1,10	1,45	1,36	3	1,19	
11	7,80	11,80						2	?		?	?					0	
12	7,80	11,80	11,80	0,50	2,59	14	12,0	2	Stabiël		Stabiël	Stabiël	1,10	1,45	1,53	3	9,70	
13	7,80	11,80	11,65	0,50	2,59	14	12,0	2	Stabiël		Stabiël	Stabiël	1,10	1,45	1,53	3	1,20	
14	7,80	11,80						2	?		?	?					0	
15	7,80	11,80	11,80	0,50	2,59	14	12,0	2	Stabiël		Stabiël	Stabiël	1,10	1,45	1,53	3	9,70	
16	7,80	11,80	11,65	0,50	2,59	14	12,0	2	Stabiël		Stabiël	Stabiël	1,10	1,45	1,53	3	1,20	
17	7,80	11,80						2	?		?	?					0	
18	7,80	11,80	11,80	0,50	2,59	14	12,0	2	Stabiël		Stabiël	Stabiël	1,10	1,45	1,53	3	9,70	
19	7,80	11,80	11,65	0,50	2,59	14	12,0	2	Stabiël		Stabiël	Stabiël	1,10	1,45	1,53	3	1,20	

	CN	CO	CP	CQ	CR	CS	CT	CU	DA
4				score	EROSIE ONDERLAGEN			EINDSCORE	Foutmeldingen
5	golven	stroming	dikte-overschot [m]	bovenste overgangsconstructie	filter-lagen [uur]	klei-laag [uur]	Score	STEENTOETS	
6	Score								
7									
8	?	?		?			?	?	
9	Stabiel	Stabiel	0,07	Stabiel	100,0	1000,0	Stabiel	Stabiel	
10	Stabiel	Stabiel	0,02	Stabiel	100,0	1000,0	Stabiel	Stabiel	
11	?	?		?			?	?	
12	Stabiel	Stabiel	0,07	Stabiel	100,0	1000,0	Stabiel	Stabiel	
13	Stabiel	Stabiel	0,02	Stabiel	100,0	1000,0	Stabiel	Stabiel	
14	?	?		?			?	?	
15	Stabiel	Stabiel	0,07	Stabiel	100,0	1000,0	Stabiel	Stabiel	
16	Stabiel	Stabiel	0,02	Stabiel	100,0	1000,0	Stabiel	Stabiel	
17	?	?		?			?	?	
18	Stabiel	Stabiel	0,07	Stabiel	100,0	1000,0	Stabiel	Stabiel	
19	Stabiel	Stabiel	0,02	Stabiel	100,0	1000,0	Stabiel	Stabiel	

DB	
4	Waarschuwingen
5	
6	
7	
8	Dit type toplaag kan niet met Steentoets doorgerekend worden.
9	
10	
11	Golfsteilheid > 0,08. Dit type toplaag kan niet met Steentoets doorgerekend worden.
12	
13	
14	Dit type toplaag kan niet met Steentoets doorgerekend worden.
15	
16	
17	Dit type toplaag kan niet met Steentoets doorgerekend worden.
18	
19	

**Bijlage 4****Zettingsberekeningen ten behoeve van  
de aanleghoogte van de waterkering**

## Notitie

<b>Contactpersoon</b>	Tom Hijnekamp
<b>Datum</b>	Zaterdag 22 april 2022
<b>Tweede lezer</b>	Barbara Bouman
<b>Kenmerk</b>	N005-1274666THI-V04

# Zettingen bij dijkversterking Stad Tiel

## 1 Inleiding

Voor Waterschap Rivierenland zijn door TAUW de zettingen na aanleg van het ontwerp berekend voor vier vakken van het dijkversterkingstraject Stad Tiel. Deze notitie vormt een bijlage van het Technisch Achtergrondrapport Waterveiligheid onderdeel van de Ontwerpnota VO. In het hoofdrapport is het ontwerp per deeltraject in detail beschreven.

De zetting is berekend ten behoeve van de bepaling van de benodigde aanleghoogte en de hoeveelheden benodigde grond. Daarnaast vormen de resultaten van de zettingsberekeningen een uitgangspunt voor het berekenen van de kracht op de ankerstangen.

## 2 Uitgangspunten

### 2.1 Bodemopbouw

In de zettingsberekening is uitgegaan van een 1D bodemprofiel. Per vak is voor het 1D-bodemprofiel de bodemopbouw ter plaatse van de kruin geschematiseerd.. In de onderstaande tabellen is de bodemopbouw per vak gepresenteerd.

Tabel 2.1 Bodemopbouw vak 1.

Laag	Bovenkant Vak 1 [m+ NAP]
Dijkmateriaal	Maaiveld
Klei, sterk organisch	4,5
Klei, siltig humeus	3,0
Klei, siltig, zandig	1,5
Zand, pleistoceen	0,1



*Tabel 2.2 Bodemopbouw vak 5a.*

Laag	Bovenkant Vak 5a [m+ NAP]
Dijkmateriaal	Maaiveld
Klei, siltig	4,0
Klei, siltig humeus	3,0
Zand, pleistoceen	-1,5

*Tabel 2.3 Bodemopbouw vak 5b.*

Laag	Bovenkant Vak 5b [m+ NAP]
Dijkmateriaal	Maaiveld
Klei, siltig	5,2
Klei, siltig humeus	3,6
Klei, sterk organisch	1,6
Zand	0,2
Klei, siltig humeus	-0,4
Zand, pleistoceen	-1,9

*Tabel 2.4 Bodemopbouw vak 6.*

Laag	Bovenkant Vak 5b [m+ NAP]
Dijkmateriaal	Maaiveld
Klei, siltig	4,5
Veen kleiig	1,0
Klei, siltig	0,0
Zand, pleistoceen	-1,5

## 2.2 Grondeigenschappen

De isotachenparameters zijn overgenomen uit de proevenverzameling van WSRL (PLAXIS parameterset SHANSEP NGI\_ADG Waal GOWA, WSRL, d.d. 18 mei 2020).

De volumieke gewichten van de grondsoorten en de POP waarden zijn overgenomen uit de proevenverzameling van WSR (proevenverzameling Waal v3.0 15% rek, WSRL, d.d. 18 mei 2020).

De verticale consolidatie coëfficiënt  $c_v$  is overgenomen uit CUR 162 (Cur 162 Construeren met grond d.d. 1-11-1992). Deze parameter is alleen bepalend voor de duur van de zetting en heeft geen invloed op de grootte van de zetting.

*Tabel 2.5 Hoog karakteristieke waarde voor de grondeigenschappen.*

Laag	VGW [kN/m <sup>3</sup> ]	VGW/9,81 [-]	Groep [-]	a [-]	b [-]	c [-]	c <sub>v</sub> [m <sup>2</sup> /s]	POP [kN/m <sup>2</sup> ]
Veen, min. arm	10,63	1,08	<11kN/m <sup>3</sup>	0,0377	0,3517	0,0246	3,17 <sup>e</sup> -7	1
Veen, kleiig	11,69	1,19	>11kN/m <sup>3</sup>	0,0277	0,2965	0,0167	3,17 <sup>e</sup> -7	1
Klei, sterk org.	13,08	1,33	<14kN/m <sup>3</sup>	0,0219	0,2645	0,0173	1,59 <sup>e</sup> -7	15
Klei, siltig humeus	15,16	1,55	14-16kN/m <sup>3</sup>	0,0136	0,1892	0,0101	1,59 <sup>e</sup> -7	15
Klei, siltig, 16-17,5	16,82	1,71	16-17,5kN/m <sup>3</sup>	0,0086	0,1282	0,0060	7,93 <sup>e</sup> -8	15
Klei, siltig zandig >17,5	18,73	1,91	>17,5kN/m <sup>3</sup>	0,0060	0,0836	0,0032	7,93 <sup>e</sup> -8	15
Dijksm_totaal	18,67	1,90	Dijksmateriaal totaal	0,0041	0,0599	0,0022	7,93 <sup>e</sup> -8	7
Zand	18 / 20			1 <sup>e</sup> -6	2 <sup>e</sup> -6	1 <sup>e</sup> -6	Drained	1000

*Tabel 2.6 Gemiddeld karakteristieke waarde voor de grondeigenschappen.*

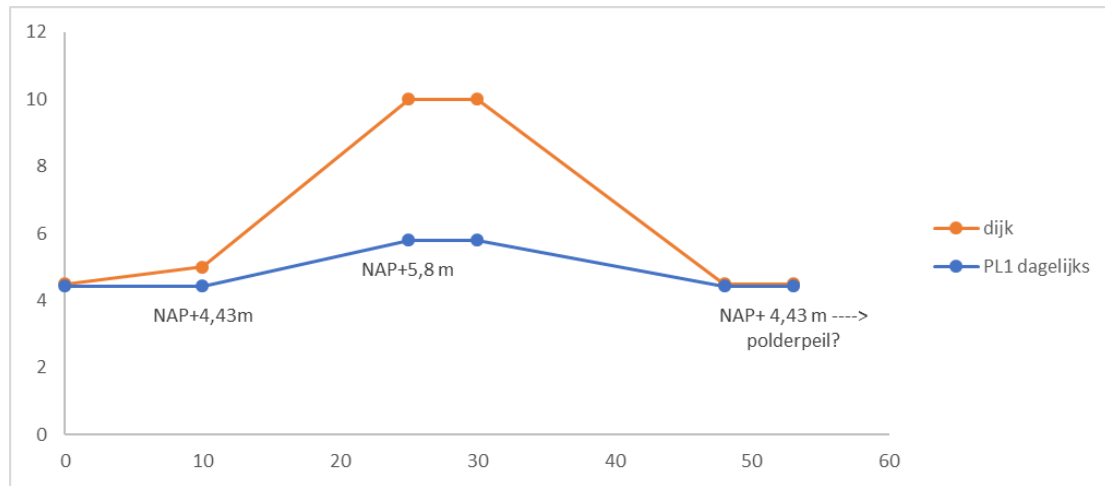
Laag	VGW [kN/m <sup>3</sup> ]	VGW/9,81 [-]	Groep [-]	a [-]	b [-]	c [-]	c <sub>v</sub> [m <sup>2</sup> /s]	POP [kN/m <sup>2</sup> ]
Veen, min. arm	10,63	1,08	<11kN/m <sup>3</sup>	0,0335	0,3127	0,0219	3,17 <sup>e</sup> -7	11
Veen, kleiig	11,69	1,19	>11kN/m <sup>3</sup>	0,0226	0,2417	0,0136	3,17 <sup>e</sup> -7	11
Klei, sterk org.	13,08	1,33	<14kN/m <sup>3</sup>	0,0190	0,2303	0,0151	1,59 <sup>e</sup> -7	27
Klei, siltig humeus	15,16	1,55	14-16kN/m <sup>3</sup>	0,0117	0,1632	0,0088	1,59 <sup>e</sup> -7	27
Klei, siltig, 16-17,5	16,82	1,71	16-17,5kN/m <sup>3</sup>	0,0072	0,1071	0,0050	7,93 <sup>e</sup> -8	27
Klei, siltig zandig >17,5	18,73	1,91	>17,5kN/m <sup>3</sup>	0,0046	0,0642	0,0025	7,93 <sup>e</sup> -8	27
Dijksm_totaal	18,67	1,90	Dijksmateriaal totaal	0,0034	0,0488	0,0018	7,93 <sup>e</sup> -8	30
Zand	18 / 20			1 <sup>e</sup> -6	2 <sup>e</sup> -6	1 <sup>e</sup> -6	Drained	1000

### 2.3 Grondwaterstanden

Voor de grondwaterstand is de freatische lijn onder dagelijkse omstandigheden overgenomen. Dit betreft een buitenwaterstand van +4,43 m NAP en een opbolling in de kruin van +5,80 m NAP. In het achterland loopt de grondwaterstand naar polderpeil.

Polderpeilen:

Vak 1:	+4,25 m NAP
Vak 5a:	+4,15 m NAP
Vak 5b:	+3,20 m NAP
Vak 6:	+3,20 m NAP



Figuur 2.1 Schematische weergaven van het verloop van de grondwaterstand over het profiel.

#### 2.3.1 Stijghoogte

De stijghoogte in het eerste watervoerend pakket is gelijk gesteld aan de gemiddelde buitenwaterstand, NAP + 4,43 m. De stijghoogte is gelijk gehouden in voorland, achterland en onder de kruin.

Het verloop van waterspanningen tussen de freatische lijn en de stijghoogte vindt plaats over de gehele deklaag.

### 2.4 Profielen

De kruinhoogte is berekend voor het zichtjaar 2075 voor een groene dijk (levensduur 50 jaar) en zichtjaar 2075 én 2125 voor een constructie (levensduur 50 en 100 jaar). De toegepaste profielen zijn overgenomen van de stabiliteitsberekeningen in Plaxis, uitgevoerd door IV Infra.

Er zijn vier profielen berekend, twee profielen zijn doorsnedes van een groene dijk (vak 1 en vak 5b) en twee profielen van een doorsnede met een constructie (vak 5a en vak 6). Hoewel vak 5a een constructie bevat is dit vak alleen doorgerekend voor een levensduur van 25 jaar, in dit vak gaat een partiële verbetering plaatsvinden.

**Kenmerk** N005-1274666THI-V04

Bij vak 1 en vak 5b worden een ophoging en berm aangebracht en is berekend wat de zetting is, met zettingscompensatie, in 50 jaar (18250 dagen).

Bij vak 6 zijn twee alternatieven berekend, één met een ophoging geschikt voor de komende 50 jaar (18250 dagen) en één met een ophoging geschikt voor de komende 100 jaar (36500 dagen). Tevens is het profiel van vak 6 gebruikt om de gevolgen van verschillende parametersets te onderzoeken en om te beschouwen of het automatisch meenemen van de zettingscompensatie overeenkomt met het handmatig toevoegen van zettingscompensatie in de berekening.

## **2.5 Overige uitgangspunten**

De zettingsberekeningen zijn uit gevoerd met de laatste versie van D-Settlement (versie 20.1), rekenmodel is het Isotache natural strain (abc) model en het consolidatie model is Darcy.

Middels rekenverticalen wordt de zetting berekend. In eerste instantie worden de rekenverticalen met één meter interval gemodelleerd. Indien nodig worden extra rekenverticalen toegevoegd.

Voor de berekening is aangenomen dat het huidige dijkprofiel reeds 30 jaar ligt en de kruip in de lagen onder het dijkprofiel grotendeels al hebben opgetreden. In de zettingsberekening dit meegenomen door de equivalent age op 10.000 dagen te zetten waarna de zetting na 25, 50 of 100 jaar afgeleid.

### 3 Resultaten

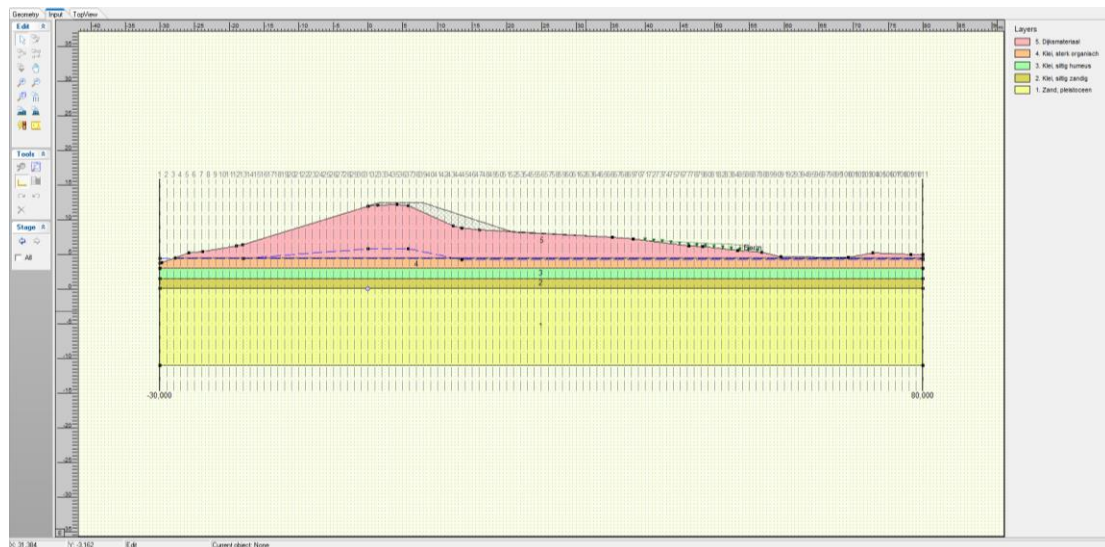
In dit hoofdstuk zijn van vak 1, vak 5a, vak 5b en vak 6 de resultaten van de zettingsberekeningen gegeven. De berekeningen zijn uitgevoerd gebruikmakend van de gemiddelde waarden van de zettingsparameters.

Een gevoeligheidsanalyse is uitgevoerd in vak 6 waarin de keuze voor gemiddelde waarden is onderbouwd. Daarnaast is in deze analyse toegelicht op welke wijze in de berekeningen is omgegaan met kruip. Nadere toelichting en resultaten van de gevoeligheidsanalyse zijn gegeven in paragraaf 3.5.

De berekeningsresultaten van de uiteindelijke berekeningen zijn toegevoegd in Bijlage 1.

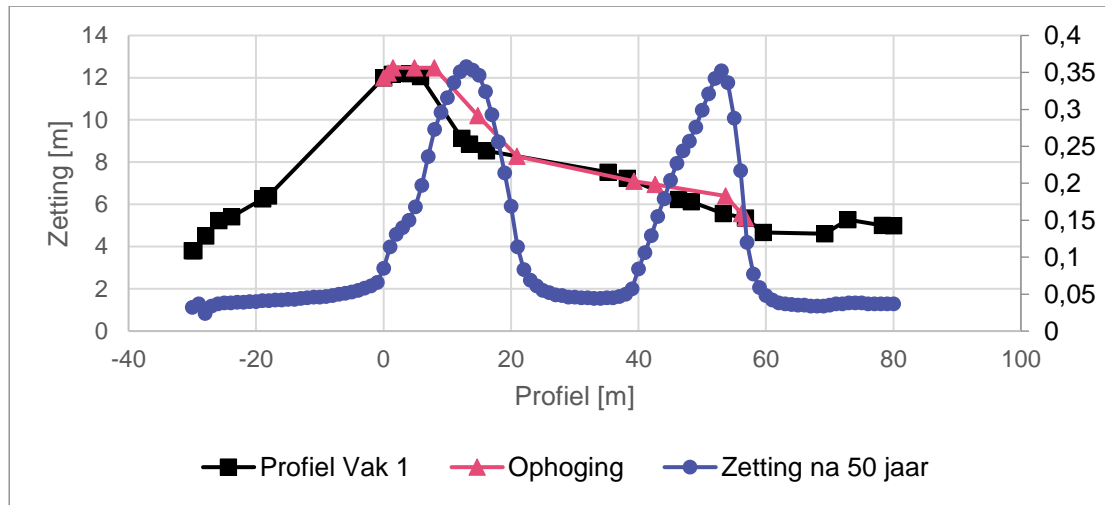
#### 3.1 Vak 1

In de onderstaande figuur is een uitsnede van de zettingsberekening van vak 1 gegeven. Hierin is te zien dat een kruinverhoging van maximaal 1,4 m wordt toegepast (nieuwe binnenkruin) en een stabiliteitsberm wordt aangelegd.



*Figuur 3.1 Uitsnede van de berekening voor vak 1.*

In de onderstaande figuur zijn de zettingsresultaten voor dit vak weergegeven.

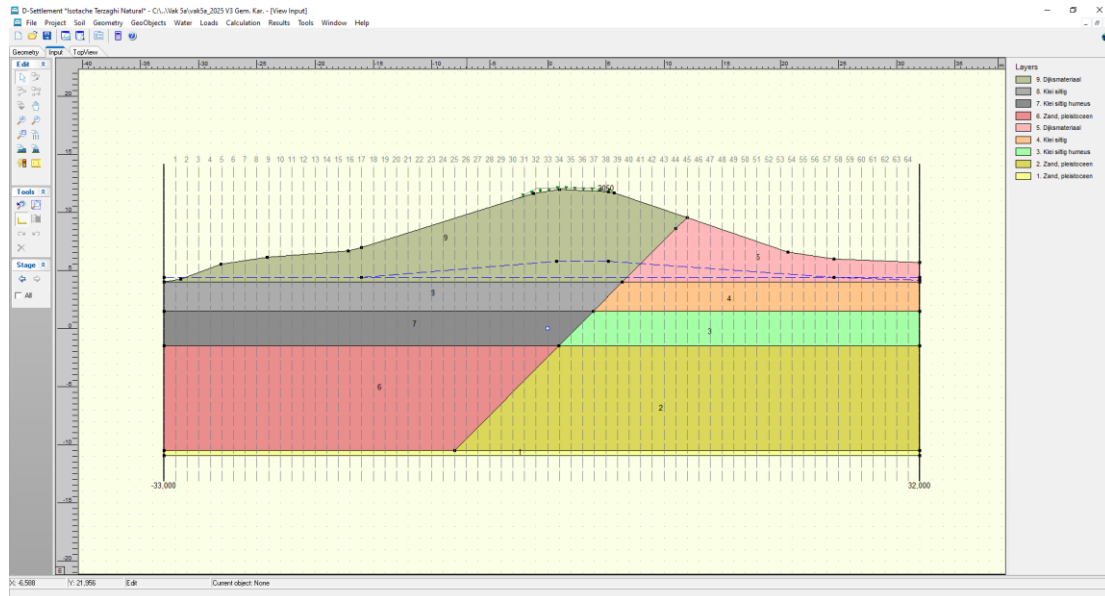


Figuur 3.2 Zettingsresultaten voor vak 1.

Het bovenstaande figuur toont twee pieken in het verloop van de zetting over het profiel, dit komt overeen met de ophoging ter plaatse van de kruin, het binnentalud en de berm. De berekende zetting ter plaatse van de kruin is na 50 jaar 0,27 m.

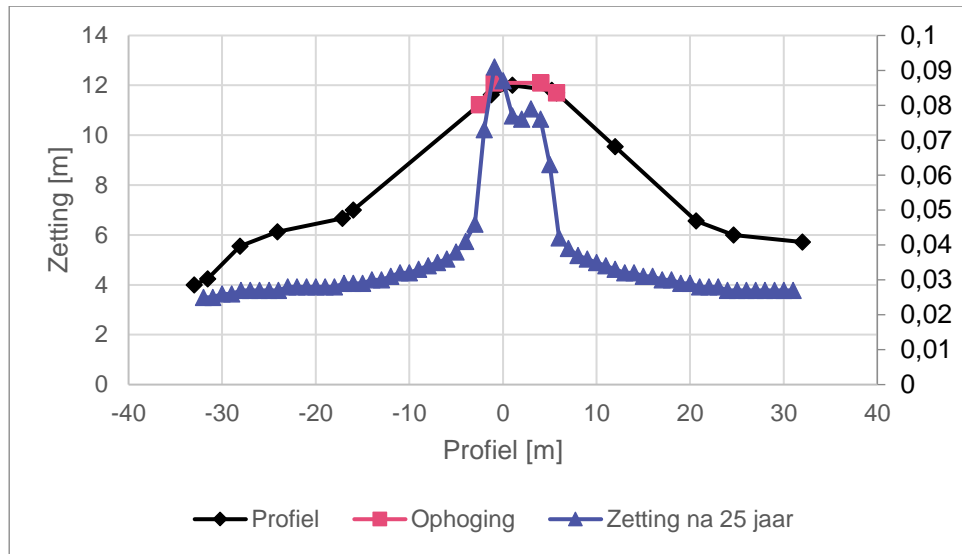
### 3.2 Vak 5a

In de onderstaande figuur is een uitsnede van de zettingsberekening van vak 5a gegeven. Het ontwerp in deeltraject 5a bestaat uit een kruinverhoging van 0,44 m.



Figuur 3.3 Uitsnede van de berekening voor vak 5a

In de onderstaande figuur zijn de zettingsresultaten voor dit vak weergegeven.

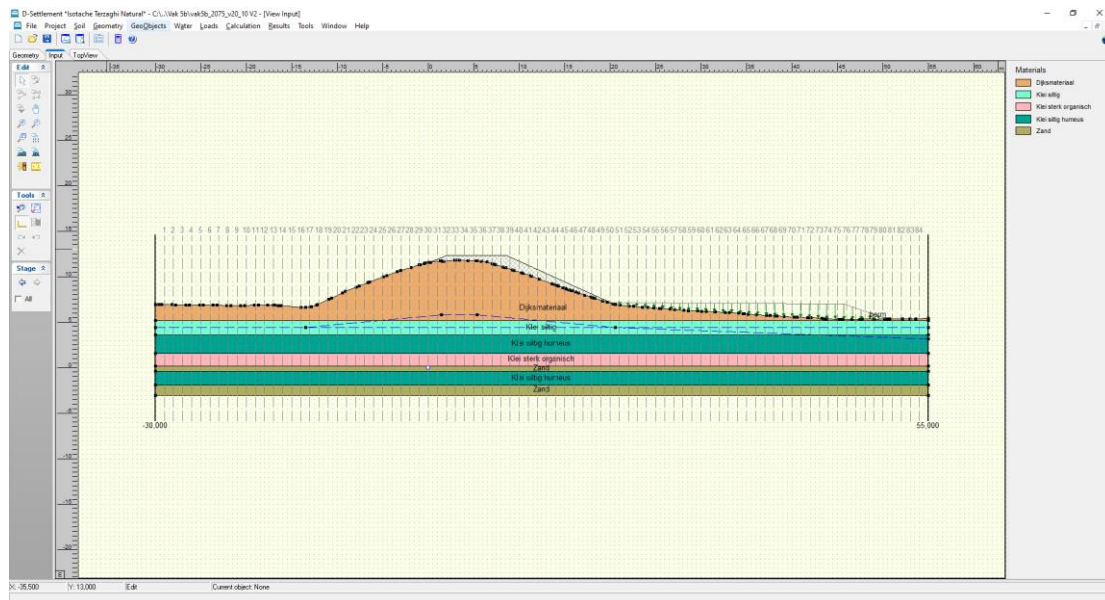


Figuur 3.4 Zettingsresultaten voor vak 5a

Ter plaatse vak 5a gaat een partiële verbetering plaatsvinden en wordt de kruin opgehoogd voor het zichtjaar 2050. De zetting ter plaatse van de kruin is na 25 jaar berekend op 0,09 m.

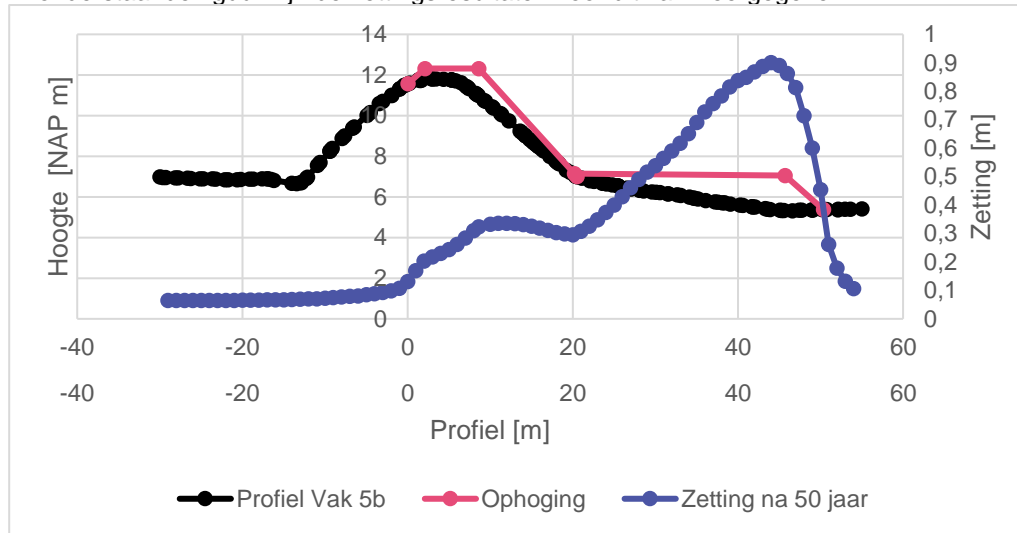
### 3.3 Vak 5b

In de onderstaande figuur is een uitsnede van de zettingsberekening van vak 5b gegeven. In dit deeltraject wordt een kruinverhoging van maximaal 1,34 m toegepast (nieuwe binnenkruin) en een stabiliteitsberm wordt aangelegd.



Figuur 3.5 Uitsnede van de berekening van vak 5b

In onderstaande figuur zijn de zettingsresultaten voor dit vak weergegeven.



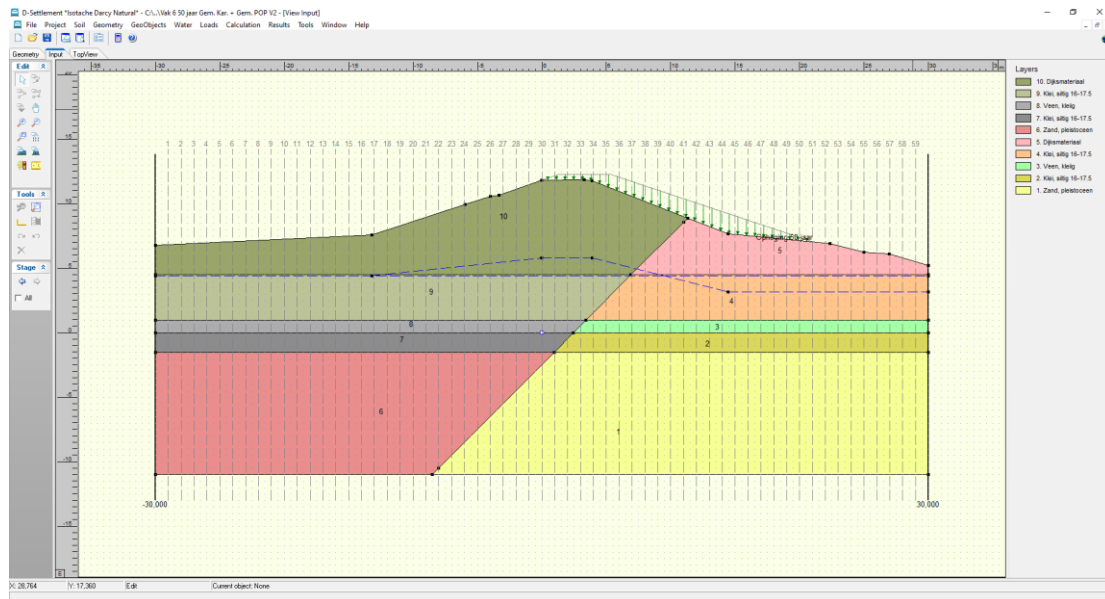
Figuur 3.6 Zettingsresultaten voor vak 5b

In vak 5b is de zetting ter plaatse van de kruin na 50 jaar 0,32 m en bij de berm 0,89 m.

### 3.4 Vak 6

In onderstaande figuur is een uitsnede van de zettingsberekening van vak 6 gegeven. In dit deeltraject wordt een kruinverhoging van maximaal 1,07 m voor een levensduur van 50 jaar toegepast en 1,31 voor een levensduur van 100 jaar (nieuwe binnenkruin)

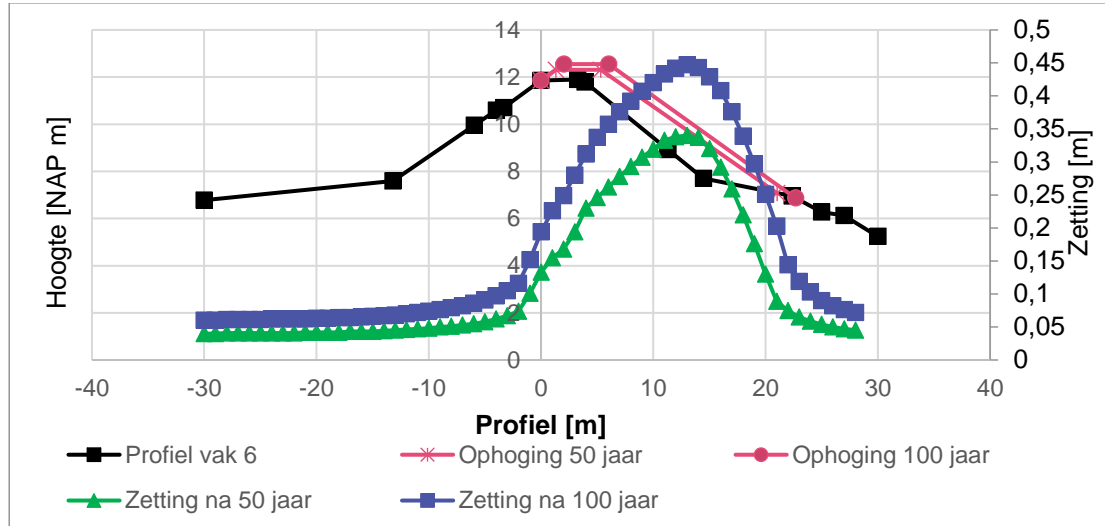
De schuine lijn is ter plaatse van een voorzien anker zodat de zettingen ter hoogte van deze stang bepaald kunnen worden.



Figuur 3.7 Uitsnede van de berekening voor 50 jaar met gem. karakteristieke waarde.



In onderstaande figuur zijn de zettingsresultaten voor dit vak weergegeven.



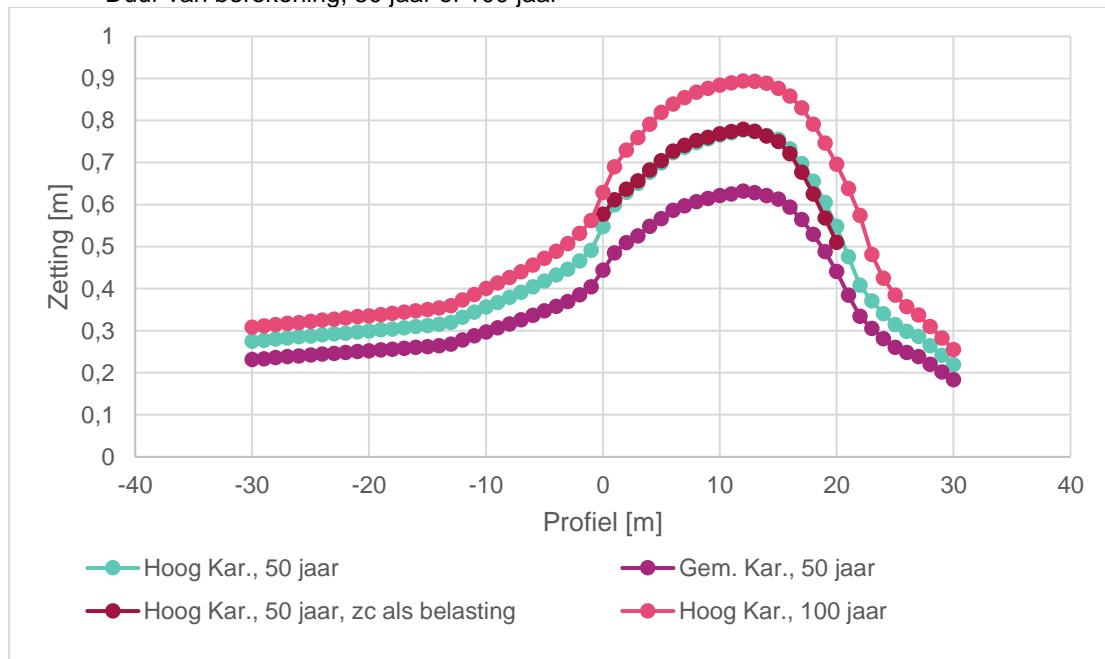
Figuur 3.8 Zettingsresultaten voor vak 6

In vak 6 is de zetting ter plaatse van de kruin na 50 jaar 0,23 m en na 100 jaar 0,34 m.

### 3.5 Vak 6 gevoeligheidsanalyse

Met het ontwerpprofiel uit vak 6 zijn een aantal gevoeligheidsanalyses uitgevoerd. In onderstaande figuur is een eerste set met gevoeligheidsberekeningen gegeven. Gevarieerd is in:

- Zettingsparameters, hoog karakteristiek waarde of gemiddelde waarde
- Duur van berekening, 50 jaar of 100 jaar



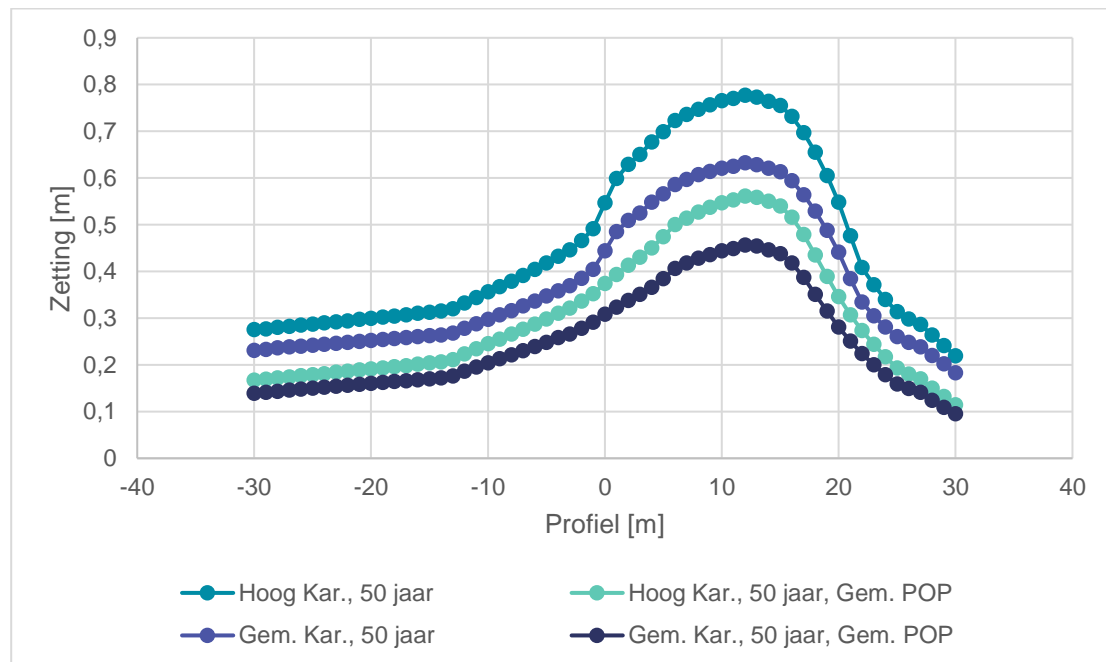
Figuur 3.9 Zettingsresultaten van verschillende varianten voor vak 6, varianten set 1.

Alleen ter plaatse van de ophoging van het profiel is de zettingscompensatie handmatig berekend. Zoals te zien in bovenstaande figuur zitten er kleine afwijkingen aan de randen van de ophoging tussen de automatisch berekende waarde en de handmatig berekende waardes, dit is waarschijnlijk het gevolg van de beperking in breedte waarover de zettingscompensatie handmatig is berekend. Ook hier vinden zettingen naast de ophoging plaats, deze zettingen worden veroorzaakt door kruip.

In een tweede set berekeningen voor dit vak is gevarieerd met de volgende parameters terwijl de opbouw hetzelfde is gehouden:

- Zettingsparameters, hoog karakteristiek waarde of gemiddelde waarde
- de pré-overburden pressure (POP)

De resultaten hiervan zijn weergegeven in Figuur 3.10.



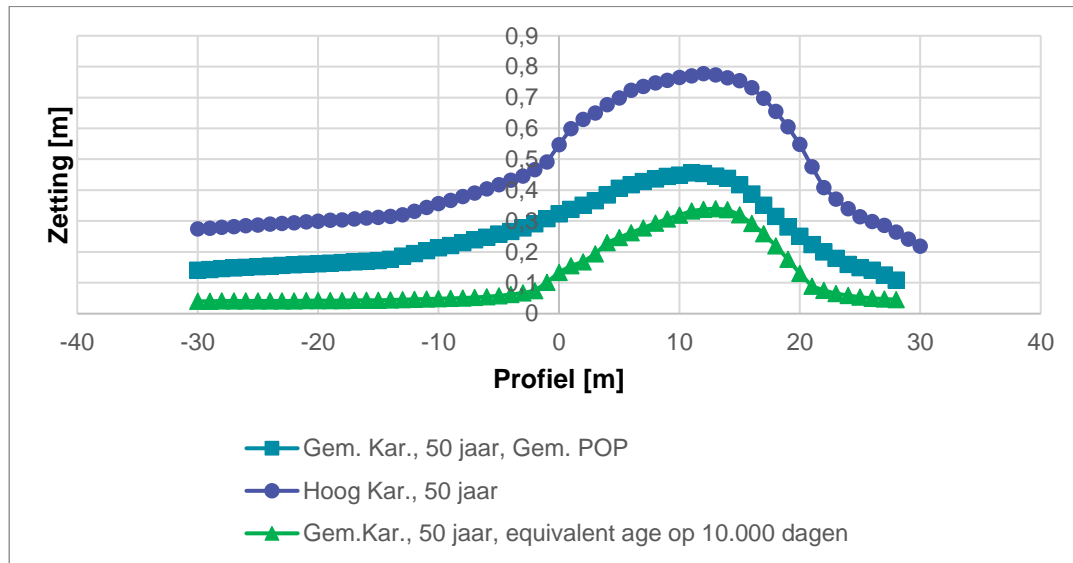
Figuur 3.10 Zettingsresultaten van verschillende varianten voor vak 6, varianten set 2.

Op basis van bovenstaande gevoeligheidsberekening is in overleg met de opdrachtgever besloten om verder te gaan met het scenario met de gemiddelde karakteristieke waarden. De keuze voor gemiddelde waarden is niet ongebruikelijk aangezien zettingen vervormingen zijn en geen bezwijkmechanisme is.

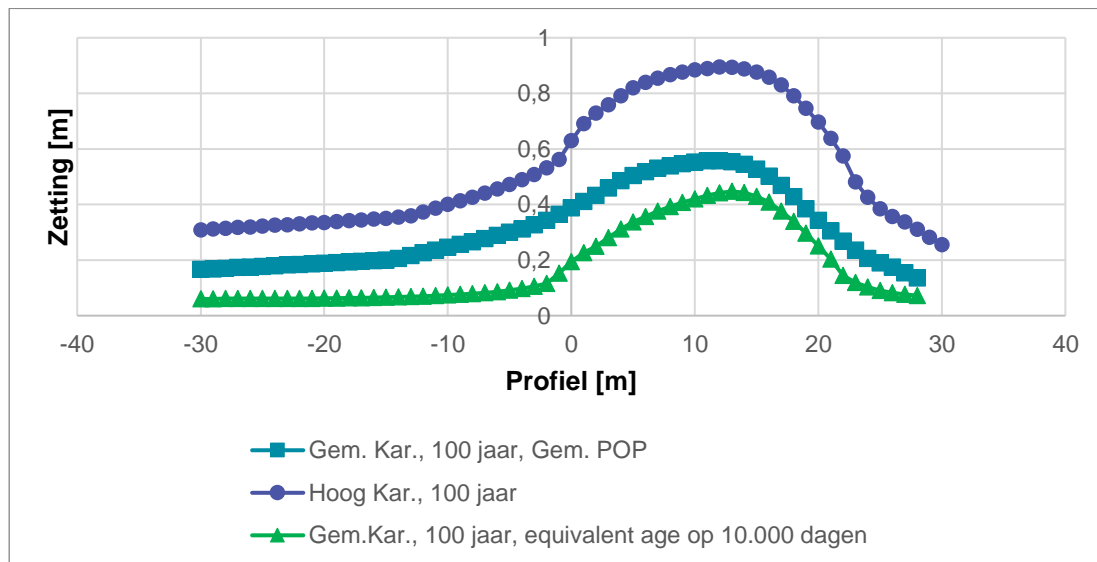
Daarnaast tonen de berekeningen met gemiddelde parameters nog steeds forse zettingen. Deze zettingen zijn te verklaren door de kruip die optreedt in de lagen onder het dijklichaam. Alleen is deze kruip niet te verwachten aangezien de bodem geen maagdelijke grond betreft en dit ook niet overeenkomt met de verwachte bodemdaling van 0,01 à 0,02 m na 50 jaar.

Op basis hier van is besloten de equivalent age op 10.000 dagen te zetten wat direct invloed heeft op de kruip.

In onderstaande figuren zijn voor een levensduur van 50 en voor 100 jaar de verschillen tussen hoog karakteristiek en gemiddeld karakteristiek weergegeven en met aangepaste kruip gegeven.



Figuur 3.11 Resultaten voor vak 6, 50 jaar, hoog karakteristiek en gemiddeld karakteristiek.



Figuur 3.12 Resultaten voor vak 6, 100 jaar, hoog karakteristiek en gemiddeld karakteristiek.

## 4 Conclusie & aanbeveling

### *Samenvatting resultaten*

In de onderstaande tabel zijn de resultaten van de zettingsberekeningen samengevat. De zettingsberekeningen zijn uitgevoerd met de gemiddelde waarden van de zettingsparameters en aangepaste kruip. Uit de berekende zettingen volgt per vak de benodigde aanleghoogte van de kruin en/of berm.

*Tabel 4.1 Overzicht van benodigde aanleghoogtes.*

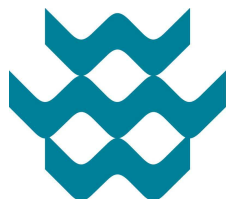
Vak	Zichtjaar	Ontwerphoogte kruin	Maaiveld t.p.v. binnenkruin	Ophoging t.p.v. binnen- of buiten- kruin	Maximale zetting incl zettings- compensatie ter plaatsse kruin	Aanleghoogte kruin
		[m NAP]	[m NAP]	[m]	[m]	[m NAP]
1	2075	12,47	11,07	1,40	0,27	12,74
5a	2050	12,10	11,66	0,44	0,09	12,19
5b	2075	12,32	10,98	1,34	0,31	12,63
6	2075	12,31	11,24	1,07	0,23	12,54
6	2125	12,55	11,24	1,31	0,34	12,89

In de zettingsberekeningen is uitgegaan van een 1D bodemprofiel en is Per vak is de bodemopbouw ter plaatse van de kruin geschematiseerd. In het D.O. worden de zettingen ter plaatse van de berm gedetailleerder beschouwd door een 2D bodemprofiel op te stellen waarbij het grondonderzoek ter plaatse van de berm wordt meegenomen.

## **Bijlage 1      Berekeningsresultaten**

## Report for D-Settlement 20.1

Settlement Calculations  
Developed by Deltares



# Tauw

Company:	Tauw B.V.
Date of report:	22-12-2020
Time of report:	15:14:00
Report with version:	20.1.1.29740
Date of calculation:	22-12-2020
Time of calculation:	15:12:01
Calculated with version:	20.1.1.29740
File name:	Vak 1 V4
Project identification:	Stad Tiel Voorontwerp Berekening Vak 1

## 1 Table of Contents

1 Table of Contents	2
2 Echo of the Input	3
2.1 Layer Boundaries	3
2.2 PI-lines	3
2.3 General Data	3
2.4 Soil Profiles	4
2.5 Soil Properties	4
2.6 Non-Uniform Loads	4
2.7 Verticals	5
3 Settlements	6
3.1 Settlements	6
3.2 Maintain Profile Calculation Results	8
4 Warnings and errors	9

## 2 Echo of the Input

### 2.1 Layer Boundaries

Boundary number	Co-ordinates [m]				
5 - X -	-30,000	-29,761	-27,888	-25,847	-23,842
5 - Y -	3,802	3,812	4,500	5,228	5,408
5 - X -	-18,974	-18,054	0,000	1,391	4,145
5 - Y -	6,263	6,398	12,000	12,164	12,190
5 - X -	5,809	12,292	13,488	16,116	35,225
5 - Y -	12,058	9,132	8,859	8,533	7,522
5 - X -	38,240	46,281	48,292	53,317	56,767
5 - Y -	7,232	6,237	6,132	5,567	5,359
5 - X -	59,569	69,202	72,830	78,267	80,000
5 - Y -	4,673	4,617	5,273	5,003	4,986
4 - X -	-30,000	-29,761	-27,888	80,000	
4 - Y -	3,802	3,812	4,500	4,500	
3 - X -	-30,000	80,000			
3 - Y -	3,000	3,000			
2 - X -	-30,000	80,000			
2 - Y -	1,500	1,500			
1 - X -	-30,000	80,000			
1 - Y -	0,100	0,100			
0 - X -	-30,000	80,000			
0 - Y -	-11,000	-11,000			

### 2.2 PI-lines

PI-line number	Co-ordinates [m]				
1 - X -	-30,000	-18,000	0,000	5,800	13,500
1 - Y -	4,430	4,430	5,800	5,800	4,250
1 - X -	80,000				
1 - Y -	4,250				
2 - X -	-30,000	80,000			
2 - Y -	4,430	4,430			

### 2.3 General Data

Soil model:	Isotache
Consolidation model:	Darcy
Strain model:	Natural
Groundwater level:	Initial determined by PI-line number 1
Unit weight of water:	9,81 [kN/m <sup>3</sup> ]
Stress distribution	
- Soil:	Buisman
- Loads:	Simulate
End of consolidation:	18250,00 [days]
With maintain profile (only for non uniform loads)	
- Material:	Superelevation
- Time:	0,00 [days]
- Unit weight above phreatic.:	17,00 [kN/m <sup>3</sup> ]
- Unit weight below phreatic:	17,00 [kN/m <sup>3</sup> ]
- Iteration stop criterium:	0,10 [m]
Creep rate reference time:	1,000 [days]
No imaginary surface	
With submerging (only for non uniform loads)	
- Iteration stop criterium :	0,10 [m]
Load column width	



- Non-Uniform Loads : 1,00 [m]
- Trapeziform Loads : 1,00 [m]

## 2.4 Soil Profiles

Layer number	Material name	PI-line top	PI-line bottom
5	Dijksmateriaal	1	1
4	Klei, sterk organisch	1	99
3	Klei, siltig humeus	99	99
2	Klei, siltig zandig	99	2
1	Zand, pleistoceen	2	2

## 2.5 Soil Properties

Layer number	Drained	Unit weight	
		Unsaturated [kN/m <sup>3</sup> ]	Saturated [kN/m <sup>3</sup> ]
5	No	18,67	18,67
4	No	13,08	13,08
3	No	15,16	15,16
2	No	18,73	18,73
1	Yes	18,00	20,00

Layer number	Storage type	Vert. consolid. coefficient Cv [m <sup>2</sup> /s]	Vertical permeability [m/s]	Permeability strain mod. [-]	Initial vertical permeability [m/s]
5	Vert. cons.	7,93E-08	-	-	-
4	Vert. cons.	1,59E-07	-	-	-
3	Vert. cons.	1,59E-07	-	-	-
2	Vert. cons.	7,93E-08	-	-	-
1	Vert. cons.	-	-	-	-

Layer number	POP [kN/m <sup>2</sup> ]	OCR [-]	Equiv. age [days]
5	-	1,44	1,000E+04
4	-	1,93	1,000E+04
3	-	1,71	1,000E+04
2	-	1,47	1,000E+04
1	-	2,00	2,000E+00

Layer number	Reloading/swelling const. a [-]	Primary compr. const b [-]	Secondary compr. const c [-]
5	3,400E-03	4,880E-02	1,800E-03
4	1,900E-02	2,303E-01	1,510E-02
3	1,170E-02	1,632E-01	8,800E-03
2	4,600E-03	6,420E-02	2,500E-03
1	1,000E-06	2,000E-06	1,000E-06

## 2.6 Non-Uniform Loads

Load number	Time [days]	Unit weight	
		Unsaturated [kN/m <sup>3</sup> ]	Saturated [kN/m <sup>3</sup> ]
1	0	17,00	17,00
2	0	17,00	17,00

Load number	Co-ordinates [m]						
1 - X -	0,00	0,70	1,48	4,85	7,98	14,77	
1 - Y -	12,00	12,22	12,47	12,47	12,47	10,21	
1 - X -	20,92						

Load number	Co-ordinates [m]					
1 - Y -	8,28					
2 - X -	39,28	42,59	53,63	56,15	56,77	
2 - Y -	7,10	6,95	6,40	5,56	5,36	

**2.7 Verticals**

Vertical number	X co-ordinates [m]				
1 - 5	-30,000	-29,000	-28,000	-27,000	-26,000
6 - 10	-25,000	-24,000	-23,000	-22,000	-21,000
11 - 15	-20,000	-19,000	-18,000	-17,000	-16,000
16 - 20	-15,000	-14,000	-13,000	-12,000	-11,000
21 - 25	-10,000	-9,000	-8,000	-7,000	-6,000
26 - 30	-5,000	-4,000	-3,000	-2,000	-1,000
31 - 35	0,000	1,000	2,000	3,000	4,000
36 - 40	5,000	6,000	7,000	8,000	9,000
41 - 45	10,000	11,000	12,000	13,000	14,000
46 - 50	15,000	16,000	17,000	18,000	19,000
51 - 55	20,000	21,000	22,000	23,000	24,000
56 - 60	25,000	26,000	27,000	28,000	29,000
61 - 65	30,000	31,000	32,000	33,000	34,000
66 - 70	35,000	36,000	37,000	38,000	39,000
71 - 75	40,000	41,000	42,000	43,000	44,000
76 - 80	45,000	46,000	47,000	48,000	49,000
81 - 85	50,000	51,000	52,000	53,000	54,000
86 - 90	55,000	56,000	57,000	58,000	59,000
91 - 95	60,000	61,000	62,000	63,000	64,000
96 - 100	65,000	66,000	67,000	68,000	69,000
101 - 105	70,000	71,000	72,000	73,000	74,000
106 - 110	75,000	76,000	77,000	78,000	79,000
111	80,000				

### 3 Settlements

#### 3.1 Settlements

Vertical number	X co-ordinate [m]	Z co-ordinate [m]	Surface level [m]	Settlement [m]
1	-30,00	0,00	3,80	0,032
2	-29,00	0,00	4,09	0,037
3	-28,00	0,00	4,46	0,024
4	-27,00	0,00	4,82	0,034
5	-26,00	0,00	5,17	0,037
6	-25,00	0,00	5,30	0,038
7	-24,00	0,00	5,39	0,038
8	-23,00	0,00	5,56	0,039
9	-22,00	0,00	5,73	0,039
10	-21,00	0,00	5,91	0,040
11	-20,00	0,00	6,08	0,040
12	-19,00	0,00	6,26	0,041
13	-18,00	0,00	6,41	0,041
14	-17,00	0,00	6,73	0,042
15	-16,00	0,00	7,04	0,042
16	-15,00	0,00	7,35	0,043
17	-14,00	0,00	7,66	0,043
18	-13,00	0,00	7,97	0,044
19	-12,00	0,00	8,28	0,045
20	-11,00	0,00	8,59	0,046
21	-10,00	0,00	8,90	0,046
22	-9,00	0,00	9,21	0,047
23	-8,00	0,00	9,52	0,048
24	-7,00	0,00	9,83	0,050
25	-6,00	0,00	10,14	0,051
26	-5,00	0,00	10,45	0,053
27	-4,00	0,00	10,76	0,055
28	-3,00	0,00	11,07	0,058
29	-2,00	0,00	11,38	0,061
30	-1,00	0,00	11,69	0,066
31	0,00	0,00	12,00	0,085
32	1,00	0,00	12,12	0,114
33	2,00	0,00	12,17	0,131
34	3,00	0,00	12,18	0,140
35	4,00	0,00	12,19	0,150
36	5,00	0,00	12,12	0,168
37	6,00	0,00	11,97	0,197
38	7,00	0,00	11,52	0,236
39	8,00	0,00	11,07	0,273
40	9,00	0,00	10,62	0,296
41	10,00	0,00	10,17	0,316
42	11,00	0,00	9,72	0,336
43	12,00	0,00	9,26	0,351
44	13,00	0,00	8,97	0,358
45	14,00	0,00	8,80	0,353
46	15,00	0,00	8,67	0,346
47	16,00	0,00	8,55	0,324
48	17,00	0,00	8,49	0,293
49	18,00	0,00	8,43	0,256
50	19,00	0,00	8,38	0,214
51	20,00	0,00	8,33	0,169
52	21,00	0,00	8,27	0,114
53	22,00	0,00	8,22	0,083
54	23,00	0,00	8,17	0,069

Vertical number	X co-ordinate [m]	Z co-ordinate [m]	Surface level [m]	Settlement [m]
55	24,00	0,00	8,12	0,061
56	25,00	0,00	8,06	0,055
57	26,00	0,00	8,01	0,052
58	27,00	0,00	7,96	0,049
59	28,00	0,00	7,90	0,048
60	29,00	0,00	7,85	0,046
61	30,00	0,00	7,80	0,046
62	31,00	0,00	7,75	0,045
63	32,00	0,00	7,69	0,045
64	33,00	0,00	7,64	0,044
65	34,00	0,00	7,59	0,044
66	35,00	0,00	7,53	0,045
67	36,00	0,00	7,45	0,045
68	37,00	0,00	7,35	0,047
69	38,00	0,00	7,26	0,050
70	39,00	0,00	7,14	0,057
71	40,00	0,00	7,01	0,084
72	41,00	0,00	6,89	0,106
73	42,00	0,00	6,77	0,129
74	43,00	0,00	6,64	0,155
75	44,00	0,00	6,52	0,179
76	45,00	0,00	6,40	0,204
77	46,00	0,00	6,27	0,227
78	47,00	0,00	6,20	0,244
79	48,00	0,00	6,15	0,257
80	49,00	0,00	6,05	0,276
81	50,00	0,00	5,94	0,299
82	51,00	0,00	5,83	0,321
83	52,00	0,00	5,72	0,342
84	53,00	0,00	5,60	0,352
85	54,00	0,00	5,53	0,336
86	55,00	0,00	5,47	0,288
87	56,00	0,00	5,41	0,217
88	57,00	0,00	5,30	0,120
89	58,00	0,00	5,06	0,077
90	59,00	0,00	4,81	0,059
91	60,00	0,00	4,67	0,048
92	61,00	0,00	4,66	0,042
93	62,00	0,00	4,66	0,038
94	63,00	0,00	4,65	0,037
95	64,00	0,00	4,65	0,036
96	65,00	0,00	4,64	0,035
97	66,00	0,00	4,64	0,035
98	67,00	0,00	4,63	0,034
99	68,00	0,00	4,62	0,034
100	69,00	0,00	4,62	0,034
101	70,00	0,00	4,76	0,035
102	71,00	0,00	4,94	0,037
103	72,00	0,00	5,12	0,037
104	73,00	0,00	5,26	0,038
105	74,00	0,00	5,21	0,038
106	75,00	0,00	5,17	0,038
107	76,00	0,00	5,12	0,037
108	77,00	0,00	5,07	0,037
109	78,00	0,00	5,02	0,037
110	79,00	0,00	5,00	0,037
111	80,00	0,00	4,99	0,037

### 3.2 Maintain Profile Calculation Results

Load 1 consists of 19,813 m<sup>3</sup> per Width  
Load 2 consists of 8,012 m<sup>3</sup> per Width  
The extra amount of soil to be added is 8,900 m<sup>3</sup> per Width  
This equals the found settlements for non-uniform loads

## 4 Warnings and errors

List of non-fatal warnings and errors generated during calculation.

- 1 Non-uniform load [1]: Co-ordinate (7) lies below surface
- 2 Non-uniform load [2]: Co-ordinate (1) lies below surface

## End of Report

## Report for D-Settlement 20.1

Settlement Calculations  
Developed by Deltares



Company: Tauw B.V.  
Date of report: 3-2-2021  
Time of report: 10:26:29  
Report with version: 20.1.1.29740  
Date of calculation: 2-2-2021  
Time of calculation: 12:55:22  
Calculated with version: 20.1.1.29740  
File name: vak5a\_2050 V4 Gem. Kar.

## 1 Table of Contents

1 Table of Contents	2
2 Echo of the Input	3
2.1 Layer Boundaries	3
2.2 PI-lines	3
2.3 General Data	3
2.4 Soil Profiles	4
2.5 Soil Properties	4
2.6 Non-Uniform Loads	5
2.7 Verticals	5
3 Settlements	6
3.1 Settlements	6
3.2 Maintain Profile Calculation Results	7



## 2 Echo of the Input

### 2.1 Layer Boundaries

Boundary number	Co-ordinates [m]				
9 - X -	-33,000	-31,570	-28,090	-24,110	-17,150
9 - Y -	4,000	4,243	5,548	6,129	6,671
9 - X -	-16,000	-1,240	1,000	5,220	5,720
9 - Y -	7,000	11,617	12,000	11,797	11,701
9 - X -	11,985	20,640	24,630	32,000	
9 - Y -	9,546	6,569	6,002	5,718	
8 - X -	-33,000	6,424	11,000	11,985	20,640
8 - Y -	4,000	4,000	8,600	9,546	6,569
8 - X -	24,630	32,000			
8 - Y -	6,002	5,718			
7 - X -	-33,000	3,937	6,424	11,000	11,985
7 - Y -	1,500	1,500	4,000	8,600	9,546
7 - X -	20,640	24,630	32,000		
7 - Y -	6,569	6,002	5,718		
6 - X -	-33,000	0,953	3,937	6,424	11,000
6 - Y -	-1,500	-1,500	1,500	4,000	8,600
6 - X -	11,985	20,640	24,630	32,000	
6 - Y -	9,546	6,569	6,002	5,718	
5 - X -	-33,000	-8,000	0,953	3,937	6,424
5 - Y -	-10,500	-10,500	-1,500	1,500	4,000
5 - X -	11,000	11,985	20,640	24,630	32,000
5 - Y -	8,600	9,546	6,569	6,002	5,718
4 - X -	-33,000	-8,000	0,953	3,937	6,424
4 - Y -	-10,500	-10,500	-1,500	1,500	4,000
4 - X -	32,000				
4 - Y -	4,000				
3 - X -	-33,000	-8,000	0,953	3,937	32,000
3 - Y -	-10,500	-10,500	-1,500	1,500	1,500
2 - X -	-33,000	-8,000	0,953	32,000	
2 - Y -	-10,500	-10,500	-1,500	-1,500	
1 - X -	-33,000	-8,000	32,000		
1 - Y -	-10,500	-10,500	-10,500		
0 - X -	-33,000	32,000			
0 - Y -	-10,950	-10,950			

### 2.2 PI-lines

PI-line number	Co-ordinates [m]				
1 - X -	-33,000	32,000			
1 - Y -	4,430	4,430			
2 - X -	-33,000	-16,000	0,750	5,220	24,630
2 - Y -	4,430	4,430	5,800	5,800	4,430
2 - X -	32,000				
2 - Y -	4,150				

### 2.3 General Data

Soil model:	Isotache
Consolidation model:	Darcy
Strain model:	Natural
Groundwater level:	Initial determined by PI-line number 1
Unit weight of water:	9,81 [kN/m <sup>3</sup> ]
Stress distribution	
- Soil:	Buisman
- Loads:	Simulate

End of consolidation:	9150,00 [days]
With maintain profile (only for non uniform loads)	
- Material:	Superelevation
- Time:	0,00 [days]
- Unit weight above phreatic.:	17,00 [kN/m <sup>3</sup> ]
- Unit weight below phreatic:	17,00 [kN/m <sup>3</sup> ]
- Iteration stop criterium:	0,10 [m]
Creep rate reference time:	1,000 [days]
No imaginary surface	
With submerging (only for non uniform loads)	
- Iteration stop criterium :	0,10 [m]
Load column width	
- Non-Uniform Loads :	1,00 [m]
- Trapeziform Loads :	1,00 [m]

## 2.4 Soil Profiles

Layer number	Material name	PI-line top	PI-line bottom
9	Dijksmateriaal	1	99
8	Klei siltig	99	99
7	Klei siltig humeus	99	2
6	Zand, pleistoceen	2	2
5	Dijksmateriaal	1	99
4	Klei siltig	99	99
3	Klei siltig humeus	99	2
2	Zand, pleistoceen	2	2
1	Zand, pleistoceen	2	2

## 2.5 Soil Properties

Layer number	Drained	Unit weight	
		Unsaturated [kN/m <sup>3</sup> ]	Saturated [kN/m <sup>3</sup> ]
9	No	18,67	18,67
8	No	16,82	16,82
7	No	15,16	15,16
6	Yes	18,00	20,00
5	No	18,67	18,67
4	No	16,82	16,82
3	No	15,16	15,16
2	Yes	18,00	20,00
1	Yes	18,00	20,00

Layer number	Storage type	Vert. consolid. coefficient Cv [m <sup>2</sup> /s]	Vertical permeability [m/s]	Permeability strain mod. [-]	Initial vertical permeability [m/s]
9	Vert. cons.	7,93E-08	-	-	-
8	Vert. cons.	7,93E-08	-	-	-
7	Vert. cons.	1,59E-07	-	-	-
6	Vert. cons.	-	-	-	-
5	Vert. cons.	7,93E-08	-	-	-
4	Vert. cons.	7,93E-08	-	-	-
3	Vert. cons.	1,59E-07	-	-	-
2	Vert. cons.	-	-	-	-
1	Vert. cons.	-	-	-	-

Layer number	POP [kN/m <sup>2</sup> ]	OCR [-]	Equiv. age [days]
9	-	1,44	1,000E+04
8	-	1,59	1,000E+04
7	-	1,71	1,000E+04
6	-	2,00	2,000E+00
5	-	1,44	1,000E+04
4	-	1,59	1,000E+04
3	-	1,71	1,000E+04
2	-	2,00	2,000E+00
1	-	2,00	2,000E+00

Layer number	Reloading/ swelling const. a [-]	Primary compr. const b [-]	Secondary compr. const c [-]
9	3,400E-03	4,880E-02	1,800E-03
8	7,200E-03	1,071E-01	5,000E-03
7	1,170E-02	1,632E-01	8,800E-03
6	1,000E-06	2,000E-06	1,000E-06
5	3,400E-03	4,880E-02	1,800E-03
4	7,200E-03	1,071E-01	5,000E-03
3	1,170E-02	1,632E-01	8,800E-03
2	1,000E-06	2,000E-06	1,000E-06
1	1,000E-06	2,000E-06	1,000E-06

## 2.6 Non-Uniform Loads

Load number	Time [days]	Unit weight	
		Unsaturated [kN/m <sup>3</sup> ]	Saturated [kN/m <sup>3</sup> ]
1	0	17,00	17,00

Load number	Co-ordinates [m]					
1 - X -	-2,51	-0,96	4,04	5,71		
1 - Y -	11,22	12,10	12,10	11,70		

## 2.7 Verticals

Vertical number	X co-ordinates [m]					
1 - 5	-32,000	-31,000	-30,000	-29,000	-28,000	
6 - 10	-27,000	-26,000	-25,000	-24,000	-23,000	
11 - 15	-22,000	-21,000	-20,000	-19,000	-18,000	
16 - 20	-17,000	-16,000	-15,000	-14,000	-13,000	
21 - 25	-12,000	-11,000	-10,000	-9,000	-8,000	
26 - 30	-7,000	-6,000	-5,000	-4,000	-3,000	
31 - 35	-2,000	-0,917	0,000	1,000	2,000	
36 - 40	3,000	4,000	5,000	6,000	7,000	
41 - 45	8,000	9,000	10,000	11,000	12,000	
46 - 50	13,000	14,000	15,000	16,000	17,000	
51 - 55	18,000	19,000	20,000	21,000	22,000	
56 - 60	23,000	24,000	25,000	26,000	27,000	
61 - 64	28,000	29,000	30,000	31,000		

### 3 Settlements

#### 3.1 Settlements

Vertical number	X co-ordinate [m]	Z co-ordinate [m]	Surface level [m]	Settlement [m]
1	-32,00	0,00	4,17	0,025
2	-31,00	0,00	4,46	0,022
3	-30,00	0,00	4,83	0,023
4	-29,00	0,00	5,21	0,024
5	-28,00	0,00	5,56	0,025
6	-27,00	0,00	5,71	0,025
7	-26,00	0,00	5,85	0,025
8	-25,00	0,00	6,00	0,025
9	-24,00	0,00	6,14	0,026
10	-23,00	0,00	6,22	0,026
11	-22,00	0,00	6,29	0,026
12	-21,00	0,00	6,37	0,026
13	-20,00	0,00	6,45	0,026
14	-19,00	0,00	6,53	0,026
15	-18,00	0,00	6,60	0,026
16	-17,00	0,00	6,71	0,027
17	-16,00	0,00	7,00	0,027
18	-15,00	0,00	7,31	0,028
19	-14,00	0,00	7,63	0,028
20	-13,00	0,00	7,94	0,029
21	-12,00	0,00	8,25	0,029
22	-11,00	0,00	8,56	0,030
23	-10,00	0,00	8,88	0,030
24	-9,00	0,00	9,19	0,031
25	-8,00	0,00	9,50	0,032
26	-7,00	0,00	9,82	0,033
27	-6,00	0,00	10,13	0,034
28	-5,00	0,00	10,44	0,036
29	-4,00	0,00	10,75	0,038
30	-3,00	0,00	11,07	0,043
31	-2,00	0,00	11,38	0,069
32	-0,92	0,00	11,67	0,087
33	0,00	0,00	11,83	0,083
34	1,00	0,00	12,00	0,073
35	2,00	0,00	11,95	0,072
36	3,00	0,00	11,90	0,075
37	4,00	0,00	11,86	0,073
38	5,00	0,00	11,81	0,060
39	6,00	0,00	11,60	0,040
40	7,00	0,00	11,26	0,036
41	8,00	0,00	10,92	0,035
42	9,00	0,00	10,57	0,034
43	10,00	0,00	10,23	0,033
44	11,00	0,00	9,88	0,032
45	12,00	0,00	9,54	0,031
46	13,00	0,00	9,20	0,030
47	14,00	0,00	8,85	0,030
48	15,00	0,00	8,51	0,029
49	16,00	0,00	8,16	0,029
50	17,00	0,00	7,82	0,028
51	18,00	0,00	7,48	0,028
52	19,00	0,00	7,13	0,027
53	20,00	0,00	6,79	0,027
54	21,00	0,00	6,52	0,026

Vertical number	X co-ordinate [m]	Z co-ordinate [m]	Surface level [m]	Settlement [m]
55	22,00	0,00	6,38	0,026
56	23,00	0,00	6,23	0,026
57	24,00	0,00	6,09	0,026
58	25,00	0,00	5,99	0,025
59	26,00	0,00	5,95	0,025
60	27,00	0,00	5,91	0,025
61	28,00	0,00	5,87	0,025
62	29,00	0,00	5,83	0,025
63	30,00	0,00	5,80	0,025
64	31,00	0,00	5,76	0,025

### 3.2 Maintain Profile Calculation Results

Load 1 consists of 1,527 m3 per Width  
The extra amount of soil to be added is 0,586 m3 per Width  
This equals the found settlements for non-uniform loads

### End of Report

## Report for D-Settlement 20.1

Settlement Calculations  
Developed by Deltares



Company: Tauw B.V.  
Date of report: 3-2-2021  
Time of report: 10:28:14  
Report with version: 20.1.1.29740  
Date of calculation: 2-2-2021  
Time of calculation: 13:01:23  
Calculated with version: 20.1.1.29740  
File name: vak5b\_2075\_v20\_10 V4

## 1 Table of Contents

1 Table of Contents	2
2 Echo of the Input	3
2.1 Layer Boundaries	3
2.2 PI-lines	4
2.3 General Data	4
2.4 Soil Profiles	5
2.5 Soil Properties	5
2.6 Non-Uniform Loads	5
2.7 Verticals	6
3 Settlements	7
3.1 Settlements	7
3.2 Maintain Profile Calculation Results	8
4 Warnings and errors	9

## 2 Echo of the Input

### 2.1 Layer Boundaries

Boundary number	Co-ordinates [m]				
7 - X -	-30,000	-29,635	-29,285	-28,135	-27,771
7 - Y -	6,986	6,960	6,954	6,943	6,936
7 - X -	-26,635	-26,258	-25,135	-24,745	-23,635
7 - Y -	6,923	6,917	6,899	6,894	6,898
7 - X -	-23,231	-22,135	-21,718	-20,635	-20,204
7 - Y -	6,885	6,854	6,851	6,844	6,858
7 - X -	-19,135	-18,691	-17,635	-17,028	-16,884
7 - Y -	6,882	6,883	6,889	6,902	6,900
7 - X -	-16,543	-16,198	-14,008	-13,446	-12,960
7 - Y -	6,859	6,816	6,679	6,658	6,708
7 - X -	-12,838	-12,262	-12,116	-10,920	-10,616
7 - Y -	6,712	6,916	6,968	7,550	7,696
7 - X -	-9,423	-9,408	-9,116	-7,925	-7,615
7 - Y -	8,257	8,264	8,394	8,883	9,012
7 - X -	-6,638	-6,452	-4,919	-4,527	-3,419
7 - Y -	9,379	9,449	10,010	10,163	10,596
7 - X -	-3,022	-1,919	-1,907	-0,980	-0,907
7 - Y -	10,715	10,996	11,000	11,306	11,330
7 - X -	-0,418	-0,349	0,000	0,227	1,322
7 - Y -	11,488	11,501	11,560	11,598	11,757
7 - X -	1,434	1,533	1,681	2,917	3,025
7 - Y -	11,773	11,734	11,742	11,813	11,814
7 - X -	3,407	4,349	5,280	5,310	5,380
7 - Y -	11,817	11,795	11,770	11,770	11,770
7 - X -	5,819	6,487	7,052	7,242	7,413
7 - Y -	11,709	11,624	11,446	11,401	11,342
7 - X -	8,242	8,256	8,414	8,523	9,242
7 - Y -	11,096	11,091	11,036	11,000	10,762
7 - X -	9,415	10,242	10,416	11,242	11,417
7 - Y -	10,710	10,438	10,377	10,105	10,039
7 - X -	12,242	13,621	13,836	14,205	14,282
7 - Y -	9,750	9,249	9,170	9,035	9,009
7 - X -	14,791	15,086	15,205	15,393	15,544
7 - Y -	8,836	8,735	8,695	8,625	8,576
7 - X -	15,777	15,825	16,205	16,495	17,205
7 - Y -	8,500	8,484	8,360	8,260	8,005
7 - X -	17,880	18,053	18,205	18,338	19,205
7 - Y -	7,789	7,734	7,687	7,638	7,323
7 - X -	19,685	20,323	20,565	21,084	22,058
7 - Y -	7,207	7,028	6,996	6,919	6,808
7 - X -	22,584	23,566	24,084	24,786	25,460
7 - Y -	6,763	6,672	6,638	6,590	6,547
7 - X -	25,481	25,584	26,582	27,084	28,090
7 - Y -	6,545	6,519	6,439	6,398	6,322
7 - X -	28,584	29,598	30,084	30,566	31,490
7 - Y -	6,293	6,254	6,230	6,210	6,156
7 - X -	31,584	32,634	33,084	34,136	34,584
7 - Y -	6,148	6,104	6,078	5,990	5,949
7 - X -	34,763	35,169	36,084	37,213	37,584
7 - Y -	5,927	5,901	5,816	5,760	5,742
7 - X -	38,106	38,375	39,084	40,248	40,584
7 - Y -	5,720	5,706	5,649	5,605	5,580
7 - X -	41,672	41,791	42,084	43,294	43,584
7 - Y -	5,521	5,515	5,503	5,424	5,403
7 - X -	43,872	45,085	45,291	45,558	46,585



Boundary number	Co-ordinates [m]				
7 - Y -	5,386	5,356	5,336	5,335	5,326
7 - X -	47,435	47,738	48,947	49,046	50,151
7 - Y -	5,346	5,357	5,365	5,346	5,381
7 - X -	50,457	50,568	50,758	52,090	52,153
7 - Y -	5,383	5,384	5,389	5,366	5,400
7 - X -	52,955	53,611	55,000		
7 - Y -	5,394	5,397	5,422		
6 - X -	-30,000	55,000			
6 - Y -	5,200	5,200			
5 - X -	-30,000	55,000			
5 - Y -	3,600	3,600			
4 - X -	-30,000	55,000			
4 - Y -	1,600	1,600			
3 - X -	-30,000	55,000			
3 - Y -	0,200	0,200			
2 - X -	-30,000	55,000			
2 - Y -	-0,400	-0,400			
1 - X -	-30,000	55,000			
1 - Y -	-1,900	-1,900			
0 - X -	-30,000	55,000			
0 - Y -	-3,000	-3,000			

## 2.2 PI-lines

PI-line number	Co-ordinates [m]				
1 - X -	-30,000	55,000			
1 - Y -	4,430	4,430			
2 - X -	-30,000	-13,446	1,434	5,380	20,565
2 - Y -	4,430	4,430	5,800	5,800	4,430
2 - X -	55,000				
2 - Y -	3,200				

## 2.3 General Data

Soil model:	Isotache
Consolidation model:	Darcy
Strain model:	Natural
Groundwater level:	Initial determined by PI-line number 1
Unit weight of water:	9,81 [kN/m <sup>3</sup> ]
Stress distribution	
- Soil:	Buisman
- Loads:	Simulate
End of consolidation:	18250,00 [days]
With maintain profile (only for non uniform loads)	
- Material:	Superelevation
- Time:	0,00 [days]
- Unit weight above phreatic.:	17,00 [kN/m <sup>3</sup> ]
- Unit weight below phreatic:	17,00 [kN/m <sup>3</sup> ]
- Iteration stop criterium:	0,10 [m]
Creep rate reference time:	1,000 [days]
No imaginary surface	
With submerging (only for non uniform loads)	
- Iteration stop criterium :	0,10 [m]
Load column width	
- Non-Uniform Loads :	1,00 [m]
- Trapeziform Loads :	1,00 [m]

## 2.4 Soil Profiles

Layer number	Material name	PI-line top	PI-line bottom
7	Dijksmateriaal	1	1
6	Klei siltig	1	1
5	Klei siltig humeus	1	1
4	Klei sterk organisch	1	1
3	Zand	1	1
2	Klei siltig humeus	1	1
1	Zand	1	1

## 2.5 Soil Properties

Layer number	Drained	Unit weight	
		Unsaturated [kN/m <sup>3</sup> ]	Saturated [kN/m <sup>3</sup> ]
7	No	18,67	18,67
6	No	16,82	16,82
5	No	15,16	15,16
4	No	13,08	13,08
3	Yes	18,00	20,00
2	No	15,16	15,16
1	Yes	18,00	20,00

Layer number	Storage type	Vert. consolid. coefficient Cv [m <sup>2</sup> /s]	Vertical permeability [m/s]	Permeability strain mod. [-]	Initial vertical permeability [m/s]
7	Vert. cons.	7,93E-08	-	-	-
6	Vert. cons.	7,93E-08	-	-	-
5	Vert. cons.	1,59E-07	-	-	-
4	Vert. cons.	1,59E-07	-	-	-
3	Vert. cons.	-	-	-	-
2	Vert. cons.	1,59E-07	-	-	-
1	Vert. cons.	-	-	-	-

Layer number	POP [kN/m <sup>2</sup> ]	OCR [-]	Equiv. age [days]
7	-	1,44	1,000E+04
6	-	1,59	1,000E+04
5	-	1,71	1,000E+04
4	-	1,93	1,000E+04
3	-	2,00	2,000E+00
2	-	1,71	1,000E+04
1	-	2,00	2,000E+00

Layer number	Reloading/ swelling const. a [-]	Primary compr. const b [-]	Secondary compr. const c [-]
7	3,400E-03	4,880E-02	1,800E-03
6	7,200E-03	1,071E-01	5,000E-03
5	1,170E-02	1,632E-01	8,800E-03
4	1,900E-02	2,303E-01	1,510E-02
3	1,000E-06	2,000E-06	1,000E-06
2	1,170E-02	1,632E-01	8,800E-03
1	1,000E-06	2,000E-06	1,000E-06

## 2.6 Non-Uniform Loads

Load number	Time [days]	Unit weight	
		Unsaturated [kN/m <sup>3</sup> ]	Saturated [kN/m <sup>3</sup> ]
1	0	17,00	17,00
2	0	17,00	17,00

Load number	Co-ordinates [m]					
1 - X -	0,04	2,10	8,60	20,53		
1 - Y -	11,57	12,32	12,32	7,00		
2 - X -	20,19	45,70	50,35			
2 - Y -	7,15	7,05	5,38			

## 2.7 Verticals

Vertical number	X co-ordinates [m]				
1 - 5	-29,000	-28,000	-27,000	-26,000	-25,000
6 - 10	-24,000	-23,000	-22,000	-21,000	-20,000
11 - 15	-19,000	-18,000	-17,000	-16,000	-15,000
16 - 20	-14,000	-13,000	-12,000	-11,000	-10,000
21 - 25	-9,000	-8,000	-7,000	-6,000	-5,000
26 - 30	-4,000	-3,000	-2,000	-1,000	0,000
31 - 35	1,000	2,000	3,000	4,000	5,000
36 - 40	6,000	7,000	8,000	8,607	10,000
41 - 45	11,000	12,000	13,000	14,000	15,000
46 - 50	16,000	17,000	18,000	19,000	20,000
51 - 55	21,000	22,000	23,000	24,000	25,000
56 - 60	26,000	27,000	28,000	29,000	30,000
61 - 65	31,000	32,000	33,000	34,000	35,000
66 - 70	36,000	37,000	38,000	39,000	40,000
71 - 75	41,000	42,000	43,000	44,000	45,000
76 - 80	46,000	47,000	48,000	49,000	50,000
81 - 84	51,000	52,000	53,000	54,000	

### 3 Settlements

#### 3.1 Settlements

Vertical number	X co-ordinate [m]	Z co-ordinate [m]	Surface level [m]	Settlement [m]
1	-29,00	0,00	6,95	0,061
2	-28,00	0,00	6,94	0,061
3	-27,00	0,00	6,93	0,061
4	-26,00	0,00	6,91	0,061
5	-25,00	0,00	6,90	0,061
6	-24,00	0,00	6,90	0,061
7	-23,00	0,00	6,88	0,061
8	-22,00	0,00	6,85	0,061
9	-21,00	0,00	6,85	0,061
10	-20,00	0,00	6,86	0,061
11	-19,00	0,00	6,88	0,062
12	-18,00	0,00	6,89	0,062
13	-17,00	0,00	6,90	0,062
14	-16,00	0,00	6,80	0,062
15	-15,00	0,00	6,74	0,063
16	-14,00	0,00	6,68	0,063
17	-13,00	0,00	6,70	0,064
18	-12,00	0,00	7,02	0,066
19	-11,00	0,00	7,51	0,067
20	-10,00	0,00	7,99	0,069
21	-9,00	0,00	8,44	0,071
22	-8,00	0,00	8,85	0,073
23	-7,00	0,00	9,24	0,075
24	-6,00	0,00	9,61	0,077
25	-5,00	0,00	9,98	0,080
26	-4,00	0,00	10,37	0,084
27	-3,00	0,00	10,72	0,088
28	-2,00	0,00	10,98	0,094
29	-1,00	0,00	11,30	0,102
30	0,00	0,00	11,56	0,124
31	1,00	0,00	11,71	0,162
32	2,00	0,00	11,76	0,193
33	3,00	0,00	11,81	0,207
34	4,00	0,00	11,80	0,219
35	5,00	0,00	11,78	0,232
36	6,00	0,00	11,69	0,249
37	7,00	0,00	11,46	0,271
38	8,00	0,00	11,17	0,295
39	8,61	0,00	10,97	0,309
40	10,00	0,00	10,52	0,317
41	11,00	0,00	10,18	0,319
42	12,00	0,00	9,83	0,318
43	13,00	0,00	9,47	0,316
44	14,00	0,00	9,11	0,313
45	15,00	0,00	8,76	0,306
46	16,00	0,00	8,43	0,298
47	17,00	0,00	8,08	0,289
48	18,00	0,00	7,75	0,279
49	19,00	0,00	7,40	0,272
50	20,00	0,00	7,12	0,266
51	21,00	0,00	6,93	0,274
52	22,00	0,00	6,81	0,290
53	23,00	0,00	6,72	0,310
54	24,00	0,00	6,64	0,332

Vertical number	X co-ordinate [m]	Z co-ordinate [m]	Surface level [m]	Settlement [m]
55	25,00	0,00	6,58	0,355
56	26,00	0,00	6,49	0,382
57	27,00	0,00	6,40	0,408
58	28,00	0,00	6,33	0,434
59	29,00	0,00	6,28	0,457
60	30,00	0,00	6,23	0,478
61	31,00	0,00	6,18	0,500
62	32,00	0,00	6,13	0,524
63	33,00	0,00	6,08	0,547
64	34,00	0,00	6,00	0,578
65	35,00	0,00	5,91	0,613
66	36,00	0,00	5,82	0,647
67	37,00	0,00	5,77	0,674
68	38,00	0,00	5,72	0,699
69	39,00	0,00	5,66	0,727
70	40,00	0,00	5,61	0,747
71	41,00	0,00	5,56	0,755
72	42,00	0,00	5,51	0,772
73	43,00	0,00	5,44	0,788
74	44,00	0,00	5,38	0,799
75	45,00	0,00	5,36	0,787
76	46,00	0,00	5,33	0,759
77	47,00	0,00	5,34	0,710
78	48,00	0,00	5,36	0,613
79	49,00	0,00	5,35	0,506
80	50,00	0,00	5,38	0,372
81	51,00	0,00	5,38	0,208
82	52,00	0,00	5,37	0,145
83	53,00	0,00	5,39	0,109
84	54,00	0,00	5,40	0,089

### 3.2 Maintain Profile Calculation Results

Load 1 consists of 13,696 m3 per Width  
 Load 2 consists of 30,324 m3 per Width  
 The extra amount of soil to be added is 22,031 m3 per Width  
 This equals the found settlements for non-uniform loads

#### 4 Warnings and errors

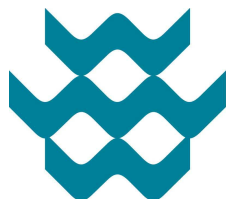
List of non-fatal warnings and errors generated during calculation.

- 1 Non-uniform load [2]: Co-ordinate (3) lies below surface

#### End of Report

## Report for D-Settlement 20.1

Settlement Calculations  
Developed by Deltares



# Tauw

Company: Tauw B.V.

Date of report: 22-12-2020  
Time of report: 15:20:40  
Report with version: 20.1.1.29740

Date of calculation: 22-12-2020  
Time of calculation: 14:45:12  
Calculated with version: 20.1.1.29740

File name: Vak 6 50 jaar Gem. Kar. + Gem. POP V4

Project identification: Stad Tiel  
Voorontwerp  
Ophoging Vak 6 50 jaar Gem. Kar. parameters

## 1 Table of Contents

1 Table of Contents	2
2 Echo of the Input	3
2.1 Layer Boundaries	3
2.2 PI-lines	3
2.3 General Data	4
2.4 Soil Profiles	4
2.5 Soil Properties	4
2.6 Non-Uniform Loads	5
2.7 Verticals	5
3 Settlements	7
3.1 Settlements	7
4 Warnings and errors	9



## 2 Echo of the Input

### 2.1 Layer Boundaries

Boundary number	Co-ordinates [m]				
10 - X -	-30,000	-13,200	-5,956	-3,980	-3,322
10 - Y -	6,777	7,597	9,950	10,598	10,703
10 - X -	-0,029	3,264	3,922	11,308	14,459
10 - Y -	11,863	11,895	11,782	8,917	7,695
10 - X -	22,362	24,997	26,972	30,000	
10 - Y -	6,948	6,269	6,120	5,240	
9 - X -	-30,000	6,921	11,000	11,308	14,459
9 - Y -	4,500	4,500	8,600	8,917	7,695
9 - X -	22,362	24,997	26,972	30,000	
9 - Y -	6,948	6,269	6,120	5,240	
8 - X -	-30,000	3,439	6,921	11,000	11,308
8 - Y -	1,000	1,000	4,500	8,600	8,917
8 - X -	14,459	22,362	24,997	26,972	30,000
8 - Y -	7,695	6,948	6,269	6,120	5,240
7 - X -	-30,000	2,444	3,439	6,921	11,000
7 - Y -	0,000	0,000	1,000	4,500	8,600
7 - X -	11,308	14,459	22,362	24,997	26,972
7 - Y -	8,917	7,695	6,948	6,269	6,120
7 - X -	30,000				
7 - Y -	5,240				
6 - X -	-30,000	0,952	2,444	3,439	6,921
6 - Y -	-1,500	-1,500	0,000	1,000	4,500
6 - X -	11,000	11,308	14,459	22,362	24,997
6 - Y -	8,600	8,917	7,695	6,948	6,269
6 - X -	26,972	30,000			
6 - Y -	6,120	5,240			
5 - X -	-30,000	-8,526	-8,000	0,952	2,444
5 - Y -	-11,000	-11,000	-10,500	-1,500	0,000
5 - X -	3,439	6,921	11,000	11,308	14,459
5 - Y -	1,000	4,500	8,600	8,917	7,695
5 - X -	22,362	24,997	26,972	30,000	
5 - Y -	6,948	6,269	6,120	5,240	
4 - X -	-30,000	-8,526	-8,000	0,952	2,444
4 - Y -	-11,000	-11,000	-10,500	-1,500	0,000
4 - X -	3,439	6,921	30,000		
4 - Y -	1,000	4,500	4,500		
3 - X -	-30,000	-8,526	-8,000	0,952	2,444
3 - Y -	-11,000	-11,000	-10,500	-1,500	0,000
3 - X -	3,439	30,000			
3 - Y -	1,000	1,000			
2 - X -	-30,000	-8,526	-8,000	0,952	2,444
2 - Y -	-11,000	-11,000	-10,500	-1,500	0,000
2 - X -	30,000				
2 - Y -	0,000				
1 - X -	-30,000	-8,526	-8,000	0,952	30,000
1 - Y -	-11,000	-11,000	-10,500	-1,500	-1,500
0 - X -	-30,000	-8,526	30,000		
0 - Y -	-11,000	-11,000	-11,000		

### 2.2 PI-lines

PI-line number	Co-ordinates [m]				
1 - X -	-30,000	-13,200	-0,029	3,922	14,459
1 - Y -	4,430	4,430	5,800	5,800	3,200
1 - X -	30,000				

PI-line number	Co-ordinates [m]				
1 - Y -	3,200				
2 - X -	-30,000	30,000			
2 - Y -	4,430	4,430			

### 2.3 General Data

Soil model:	Isotache
Consolidation model:	Darcy
Strain model:	Natural
Groundwater level:	Initial determined by PI-line number 1
Unit weight of water:	9,81 [kN/m <sup>3</sup> ]
Stress distribution	
- Soil:	Buisman
- Loads:	Simulate
End of consolidation:	18250,00 [days]
With maintain profile (only for non uniform loads)	
- Material:	Superelevation
- Time:	0,00 [days]
- Unit weight above phreatic.:	17,00 [kN/m <sup>3</sup> ]
- Unit weight below phreatic:	17,00 [kN/m <sup>3</sup> ]
- Iteration stop criterium:	0,10 [m]
Creep rate reference time:	1,000 [days]
No imaginary surface	
With submerging (only for non uniform loads)	
- Iteration stop criterium :	0,10 [m]
Load column width	
- Non-Uniform Loads :	1,00 [m]
- Trapeziform Loads :	1,00 [m]

### 2.4 Soil Profiles

Layer number	Material name	PI-line top	PI-line bottom
10	Dijkmateriaal	1	1
9	Klei, siltig 16-17.5	1	99
8	Veen, kleiig	99	99
7	Klei, siltig 16-17.5	99	2
6	Zand, pleistoceen	2	2
5	Dijkmateriaal	1	1
4	Klei, siltig 16-17.5	1	99
3	Veen, kleiig	99	99
2	Klei, siltig 16-17.5	99	2
1	Zand, pleistoceen	2	2

### 2.5 Soil Properties

Layer number	Drained	Unit weight	
		Unsaturated [kN/m <sup>3</sup> ]	Saturated [kN/m <sup>3</sup> ]
10	No	18,67	18,67
9	No	16,82	16,82
8	No	11,69	11,69
7	No	16,82	16,82
6	Yes	18,00	20,00
5	No	18,67	18,67
4	No	16,82	16,82
3	No	11,69	11,69
2	No	16,82	16,82
1	Yes	18,00	20,00

Layer number	Storage type	Vert. consolid. coefficient Cv [m <sup>2</sup> /s]	Vertical permeability [m/s]	Permeability strain mod. [-]	Initial vertical permeability [m/s]
10	Vert. cons.	7,93E-08	-	-	-
9	Vert. cons.	7,93E-08	-	-	-
8	Vert. cons.	3,17E-07	-	-	-
7	Vert. cons.	7,93E-08	-	-	-
6	Vert. cons.	-	-	-	-
5	Vert. cons.	7,93E-08	-	-	-
4	Vert. cons.	7,93E-08	-	-	-
3	Vert. cons.	3,17E-07	-	-	-
2	Vert. cons.	7,93E-08	-	-	-
1	Vert. cons.	-	-	-	-

Layer number	POP [kN/m <sup>2</sup> ]	OCR [-]	Equiv. age [days]
10	-	1,44	1,000E+04
9	-	1,59	1,000E+04
8	-	1,77	1,000E+04
7	-	1,59	1,000E+04
6	-	2,00	2,000E+00
5	-	1,44	1,000E+04
4	-	1,59	1,000E+04
3	-	1,77	1,000E+04
2	-	1,59	1,000E+04
1	-	2,00	2,000E+00

Layer number	Reloading/ swelling const. a [-]	Primary compr. const b [-]	Secondary compr. const c [-]
10	3,400E-03	4,880E-02	1,800E-03
9	7,200E-03	1,071E-01	5,000E-03
8	2,260E-02	2,417E-01	1,360E-02
7	7,200E-03	1,071E-01	5,000E-03
6	1,000E-06	2,000E-06	1,000E-06
5	3,400E-03	4,880E-02	1,800E-03
4	7,200E-03	1,071E-01	5,000E-03
3	2,260E-02	2,417E-01	1,360E-02
2	7,200E-03	1,071E-01	5,000E-03
1	1,000E-06	2,000E-06	1,000E-06

## 2.6 Non-Uniform Loads

Load number	Time [days]	Unit weight	
		Unsaturated [kN/m <sup>3</sup> ]	Saturated [kN/m <sup>3</sup> ]
1	0	17,00	17,00

Load number	Co-ordinates [m]					
1 - X -	-0,02	1,32	5,32	21,03		
1 - Y -	11,86	12,31	12,31	7,07		

## 2.7 Verticals

Vertical number	X co-ordinates [m]					
1 - 5	-29,000	-28,000	-27,000	-26,000	-25,000	
6 - 10	-24,000	-23,000	-22,000	-21,000	-20,000	
11 - 15	-19,000	-18,000	-17,000	-16,000	-15,000	
16 - 20	-14,000	-13,000	-12,000	-11,000	-10,000	
21 - 25	-9,000	-8,000	-7,000	-6,000	-5,000	
26 - 30	-4,000	-3,000	-2,000	-1,000	0,000	

---

Vertical number	X co-ordinates [m]				
31 - 35	1,000	2,000	3,000	4,000	5,320
36 - 40	6,000	7,000	8,000	9,000	10,000
41 - 45	11,000	12,000	13,000	14,000	15,000
46 - 50	16,000	17,000	18,000	19,000	20,000
51 - 55	21,000	22,000	23,000	24,000	25,000
56 - 59	26,000	27,000	28,000	29,000	

### 3 Settlements

#### 3.1 Settlements

Vertical number	X co-ordinate [m]	Z co-ordinate [m]	Surface level [m]	Settlement [m]
1	-29,00	0,00	6,83	0,040
2	-28,00	0,00	6,87	0,040
3	-27,00	0,00	6,92	0,041
4	-26,00	0,00	6,97	0,041
5	-25,00	0,00	7,02	0,041
6	-24,00	0,00	7,07	0,041
7	-23,00	0,00	7,12	0,041
8	-22,00	0,00	7,17	0,041
9	-21,00	0,00	7,22	0,041
10	-20,00	0,00	7,27	0,042
11	-19,00	0,00	7,31	0,042
12	-18,00	0,00	7,36	0,042
13	-17,00	0,00	7,41	0,042
14	-16,00	0,00	7,46	0,043
15	-15,00	0,00	7,51	0,043
16	-14,00	0,00	7,56	0,043
17	-13,00	0,00	7,66	0,044
18	-12,00	0,00	7,99	0,045
19	-11,00	0,00	8,31	0,046
20	-10,00	0,00	8,64	0,047
21	-9,00	0,00	8,96	0,048
22	-8,00	0,00	9,29	0,050
23	-7,00	0,00	9,61	0,051
24	-6,00	0,00	9,94	0,053
25	-5,00	0,00	10,26	0,055
26	-4,00	0,00	10,59	0,058
27	-3,00	0,00	10,82	0,062
28	-2,00	0,00	11,17	0,067
29	-1,00	0,00	11,52	0,074
30	0,00	0,00	11,86	0,101
31	1,00	0,00	11,87	0,133
32	2,00	0,00	11,88	0,155
33	3,00	0,00	11,89	0,168
34	4,00	0,00	11,75	0,194
35	5,32	0,00	11,24	0,230
36	6,00	0,00	10,98	0,246
37	7,00	0,00	10,59	0,262
38	8,00	0,00	10,20	0,278
39	9,00	0,00	9,81	0,293
40	10,00	0,00	9,42	0,307
41	11,00	0,00	9,04	0,319
42	12,00	0,00	8,65	0,333
43	13,00	0,00	8,26	0,338
44	14,00	0,00	7,87	0,340
45	15,00	0,00	7,64	0,337
46	16,00	0,00	7,55	0,320
47	17,00	0,00	7,45	0,292
48	18,00	0,00	7,36	0,259
49	19,00	0,00	7,27	0,220
50	20,00	0,00	7,17	0,176
51	21,00	0,00	7,08	0,130
52	22,00	0,00	6,98	0,089
53	23,00	0,00	6,78	0,075
54	24,00	0,00	6,53	0,065



---

Vertical number	X co-ordinate [m]	Z co-ordinate [m]	Surface level [m]	Settlement [m]
55	25,00	0,00	6,27	0,059
56	26,00	0,00	6,19	0,054
57	27,00	0,00	6,11	0,050
58	28,00	0,00	5,82	0,047
59	29,00	0,00	5,53	0,045

## 4 Warnings and errors

List of non-fatal warnings and errors generated during calculation.

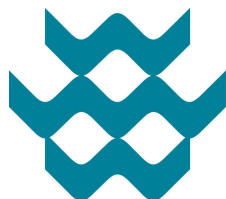
- 1 Non-uniform load [1]: Co-ordinate (1) lies below surface

## End of Report

## Report for D-Settlement 20.1

Settlement Calculations

Developed by Deltares



# Tauw

Company: Tauw B.V.

Date of report: 22-12-2020

Time of report: 15:22:05

Report with version: 20.1.1.29740

Date of calculation: 22-12-2020

Time of calculation: 14:43:03

Calculated with version: 20.1.1.29740

File name: Vak 6 100 jaar Gem. Kar. + Gem POP V4

Project identification: Stad Tiel

Voorontwerp

Ophoging Vak 6 100 jaar Hoog kar. parameters



## 1 Table of Contents

1 Table of Contents	2
2 Echo of the Input	3
2.1 Layer Boundaries	3
2.2 PI-lines	3
2.3 General Data	4
2.4 Soil Profiles	4
2.5 Soil Properties	4
2.6 Non-Uniform Loads	5
2.7 Verticals	5
3 Settlements	7
3.1 Settlements	7
3.2 Maintain Profile Calculation Results	8
4 Warnings and errors	9

## 2 Echo of the Input

### 2.1 Layer Boundaries

Boundary number	Co-ordinates [m]				
10 - X -	-30,000	-13,200	-5,956	-3,980	-3,322
10 - Y -	6,777	7,597	9,950	10,598	10,703
10 - X -	-0,029	3,264	3,922	11,308	14,459
10 - Y -	11,863	11,895	11,782	8,917	7,695
10 - X -	22,362	24,997	26,972	30,000	
10 - Y -	6,948	6,269	6,120	5,240	
9 - X -	-30,000	6,921	11,000	11,308	14,459
9 - Y -	4,500	4,500	8,600	8,917	7,695
9 - X -	22,362	24,997	26,972	30,000	
9 - Y -	6,948	6,269	6,120	5,240	
8 - X -	-30,000	3,439	6,921	11,000	11,308
8 - Y -	1,000	1,000	4,500	8,600	8,917
8 - X -	14,459	22,362	24,997	26,972	30,000
8 - Y -	7,695	6,948	6,269	6,120	5,240
7 - X -	-30,000	2,444	3,439	6,921	11,000
7 - Y -	0,000	0,000	1,000	4,500	8,600
7 - X -	11,308	14,459	22,362	24,997	26,972
7 - Y -	8,917	7,695	6,948	6,269	6,120
7 - X -	30,000				
7 - Y -	5,240				
6 - X -	-30,000	0,952	2,444	3,439	6,921
6 - Y -	-1,500	-1,500	0,000	1,000	4,500
6 - X -	11,000	11,308	14,459	22,362	24,997
6 - Y -	8,600	8,917	7,695	6,948	6,269
6 - X -	26,972	30,000			
6 - Y -	6,120	5,240			
5 - X -	-30,000	-8,526	-8,000	0,952	2,444
5 - Y -	-11,000	-11,000	-10,500	-1,500	0,000
5 - X -	3,439	6,921	11,000	11,308	14,459
5 - Y -	1,000	4,500	8,600	8,917	7,695
5 - X -	22,362	24,997	26,972	30,000	
5 - Y -	6,948	6,269	6,120	5,240	
4 - X -	-30,000	-8,526	-8,000	0,952	2,444
4 - Y -	-11,000	-11,000	-10,500	-1,500	0,000
4 - X -	3,439	6,921	30,000		
4 - Y -	1,000	4,500	4,500		
3 - X -	-30,000	-8,526	-8,000	0,952	2,444
3 - Y -	-11,000	-11,000	-10,500	-1,500	0,000
3 - X -	3,439	30,000			
3 - Y -	1,000	1,000			
2 - X -	-30,000	-8,526	-8,000	0,952	2,444
2 - Y -	-11,000	-11,000	-10,500	-1,500	0,000
2 - X -	30,000				
2 - Y -	0,000				
1 - X -	-30,000	-8,526	-8,000	0,952	30,000
1 - Y -	-11,000	-11,000	-10,500	-1,500	-1,500
0 - X -	-30,000	-8,526	30,000		
0 - Y -	-11,000	-11,000	-11,000		

### 2.2 PI-lines

PI-line number	Co-ordinates [m]				
1 - X -	-30,000	-13,200	-0,029	3,922	14,459
1 - Y -	4,430	4,430	5,800	5,800	3,200
1 - X -	30,000				

PI-line number	Co-ordinates [m]				
1 - Y -	3,200				
2 - X -	-30,000	30,000			
2 - Y -	4,430	4,430			

### 2.3 General Data

Soil model:	Isotache
Consolidation model:	Darcy
Strain model:	Natural
Groundwater level:	Initial determined by PI-line number 1
Unit weight of water:	9,81 [kN/m <sup>3</sup> ]
Stress distribution	
- Soil:	Buisman
- Loads:	Simulate
End of consolidation:	36500,00 [days]
With maintain profile (only for non uniform loads)	
- Material:	Superelevation
- Time:	0,00 [days]
- Unit weight above phreatic.:	17,00 [kN/m <sup>3</sup> ]
- Unit weight below phreatic:	17,00 [kN/m <sup>3</sup> ]
- Iteration stop criterium:	0,10 [m]
Creep rate reference time:	1,000 [days]
No imaginary surface	
With submerging (only for non uniform loads)	
- Iteration stop criterium :	0,10 [m]
Load column width	
- Non-Uniform Loads :	1,00 [m]
- Trapeziform Loads :	1,00 [m]

### 2.4 Soil Profiles

Layer number	Material name	PI-line top	PI-line bottom
10	Dijkmateriaal	1	1
9	Klei, siltig 16-17.5	1	99
8	Veen, kleiig	99	99
7	Klei, siltig 16-17.5	99	2
6	Zand, pleistoceen	2	2
5	Dijkmateriaal	1	1
4	Klei, siltig 16-17.5	1	99
3	Veen, kleiig	99	99
2	Klei, siltig 16-17.5	99	2
1	Zand, pleistoceen	2	2

### 2.5 Soil Properties

Layer number	Drained	Unit weight	
		Unsaturated [kN/m <sup>3</sup> ]	Saturated [kN/m <sup>3</sup> ]
10	No	18,67	18,67
9	No	16,82	16,82
8	No	11,69	11,69
7	No	16,82	16,82
6	Yes	18,00	20,00
5	No	18,67	18,67
4	No	16,82	16,82
3	No	11,69	11,69
2	No	16,82	16,82
1	Yes	18,00	20,00

Layer number	Storage type	Vert. consolid. coefficient Cv [m <sup>2</sup> /s]	Vertical permeability [m/s]	Permeability strain mod. [-]	Initial vertical permeability [m/s]
10	Vert. cons.	7,93E-08	-	-	-
9	Vert. cons.	7,93E-08	-	-	-
8	Vert. cons.	3,17E-07	-	-	-
7	Vert. cons.	7,93E-08	-	-	-
6	Vert. cons.	-	-	-	-
5	Vert. cons.	7,93E-08	-	-	-
4	Vert. cons.	7,93E-08	-	-	-
3	Vert. cons.	3,17E-07	-	-	-
2	Vert. cons.	7,93E-08	-	-	-
1	Vert. cons.	-	-	-	-

Layer number	POP [kN/m <sup>2</sup> ]	OCR [-]	Equiv. age [days]
10	-	1,44	1,000E+04
9	-	1,59	1,000E+04
8	-	1,77	1,000E+04
7	-	1,59	1,000E+04
6	-	2,00	-
5	-	1,44	1,000E+04
4	-	1,59	1,000E+04
3	-	1,77	1,000E+04
2	-	1,59	1,000E+04
1	-	2,00	-

Layer number	Reloading/ swelling const. a [-]	Primary compr. const b [-]	Secondary compr. const c [-]
10	3,400E-03	4,880E-02	1,800E-03
9	7,200E-03	1,071E-01	5,000E-03
8	2,260E-02	2,417E-01	1,360E-02
7	7,200E-03	1,071E-01	5,000E-03
6	1,000E-06	2,000E-06	1,000E-06
5	3,400E-03	4,880E-02	1,800E-03
4	7,200E-03	1,071E-01	5,000E-03
3	2,260E-02	2,417E-01	1,360E-02
2	7,200E-03	1,071E-01	5,000E-03
1	1,000E-06	2,000E-06	1,000E-06

## 2.6 Non-Uniform Loads

Load number	Time [days]	Unit weight	
		Unsaturated [kN/m <sup>3</sup> ]	Saturated [kN/m <sup>3</sup> ]
1	0	17,00	17,00

Load number	Co-ordinates [m]					
1 - X -	-0,02	2,04	6,04	22,67		
1 - Y -	11,86	12,55	12,55	6,87		

## 2.7 Verticals

Vertical number	X co-ordinates [m]					
1 - 5	-29,000	-28,000	-27,000	-26,000	-25,000	
6 - 10	-24,000	-23,000	-22,000	-21,000	-20,000	
11 - 15	-19,000	-18,000	-17,000	-16,000	-15,000	
16 - 20	-14,000	-13,000	-12,000	-11,000	-10,000	
21 - 25	-9,000	-8,000	-7,000	-6,000	-5,000	
26 - 30	-4,000	-3,000	-2,000	-1,000	0,000	

---

Vertical number	X co-ordinates [m]				
31 - 35	1,000	2,000	3,000	4,000	5,000
36 - 40	6,000	7,000	8,000	9,000	10,000
41 - 45	11,000	12,000	13,000	14,000	15,000
46 - 50	16,000	17,000	18,000	19,000	20,000
51 - 55	21,000	22,000	23,000	24,000	25,000
56 - 59	26,000	27,000	28,000	29,000	

### 3 Settlements

#### 3.1 Settlements

Vertical number	X co-ordinate [m]	Z co-ordinate [m]	Surface level [m]	Settlement [m]
1	-29,00	0,00	6,83	0,060
2	-28,00	0,00	6,87	0,060
3	-27,00	0,00	6,92	0,061
4	-26,00	0,00	6,97	0,061
5	-25,00	0,00	7,02	0,061
6	-24,00	0,00	7,07	0,061
7	-23,00	0,00	7,12	0,062
8	-22,00	0,00	7,17	0,062
9	-21,00	0,00	7,22	0,062
10	-20,00	0,00	7,27	0,062
11	-19,00	0,00	7,31	0,063
12	-18,00	0,00	7,36	0,063
13	-17,00	0,00	7,41	0,064
14	-16,00	0,00	7,46	0,064
15	-15,00	0,00	7,51	0,065
16	-14,00	0,00	7,56	0,066
17	-13,00	0,00	7,66	0,067
18	-12,00	0,00	7,99	0,068
19	-11,00	0,00	8,31	0,070
20	-10,00	0,00	8,64	0,072
21	-9,00	0,00	8,96	0,074
22	-8,00	0,00	9,29	0,076
23	-7,00	0,00	9,61	0,079
24	-6,00	0,00	9,94	0,082
25	-5,00	0,00	10,26	0,086
26	-4,00	0,00	10,59	0,091
27	-3,00	0,00	10,82	0,097
28	-2,00	0,00	11,17	0,105
29	-1,00	0,00	11,52	0,116
30	0,00	0,00	11,86	0,152
31	1,00	0,00	11,87	0,194
32	2,00	0,00	11,88	0,226
33	3,00	0,00	11,89	0,249
34	4,00	0,00	11,75	0,280
35	5,00	0,00	11,36	0,312
36	6,00	0,00	10,98	0,337
37	7,00	0,00	10,59	0,357
38	8,00	0,00	10,20	0,376
39	9,00	0,00	9,81	0,392
40	10,00	0,00	9,42	0,407
41	11,00	0,00	9,04	0,420
42	12,00	0,00	8,65	0,433
43	13,00	0,00	8,26	0,442
44	14,00	0,00	7,87	0,447
45	15,00	0,00	7,64	0,443
46	16,00	0,00	7,55	0,429
47	17,00	0,00	7,45	0,408
48	18,00	0,00	7,36	0,376
49	19,00	0,00	7,27	0,339
50	20,00	0,00	7,17	0,297
51	21,00	0,00	7,08	0,251
52	22,00	0,00	6,98	0,203
53	23,00	0,00	6,78	0,144
54	24,00	0,00	6,53	0,119

Vertical number	X co-ordinate [m]	Z co-ordinate [m]	Surface level [m]	Settlement [m]
55	25,00	0,00	6,27	0,103
56	26,00	0,00	6,19	0,090
57	27,00	0,00	6,11	0,082
58	28,00	0,00	5,82	0,076
59	29,00	0,00	5,53	0,072

### 3.2 Maintain Profile Calculation Results

Load 1 consists of 27,410 m<sup>3</sup> per Width  
The extra amount of soil to be added is 7,585 m<sup>3</sup> per Width  
This equals the found settlements for non-uniform loads

#### 4 Warnings and errors

List of non-fatal warnings and errors generated during calculation.

- 1 Non-uniform load [1]: Co-ordinate (1) lies below surface

#### End of Report





**Kenmerk**

R008-1274666NPL-V01-mdg-NL

**Bijlage 5**

**Macrostabiliteit groene dijken**

## Notitie

<b>Contactpersoon</b>	Barbara Bouman
<b>Datum</b>	19 februari 2021
<b>Kenmerk</b>	1274666
<b>Tweede lezer</b>	Frank Smorenburg

## Achtergronddocument voorontwerp macrostabiliteit groene dijk

Deze notitie is opgesteld als bijlage van de achtergrondrapportage waterveiligheid van het VO Dijkversterking stad Tiel. Ter plaatse van deeltraject 1 Voorhavendijk en deeltraject 5B Ophemertsedijk (Bellevue-inundatiekanaal) bestaat de ontwerpoplossing uit een (gedeeltelijke) grondoplossing. Deze grondoplossingen zijn ontworpen op basis van de vereiste veiligheidsfactoren die horen bij het mechanisme stabiliteit. In Tabel 1 zijn de ontwerpeisen per mechanisme gegeven.

*Tabel 1: Ontwerpeisen per deeltraject*

Mechanisme	Eis veiligheidsfactor $\gamma_r$
STBI	1,38
STBI met significante overslag	0,98

Deze notitie presenteert de berekeningen die ten grondslag hebben gelegen voor het ontwerp met het oog op stabiliteit. Voor de technische uitgangspunten wordt verwezen naar de Technische uitgangspuntennotitie (TUN) Voorontwerp Dijkversterking Stad Tiel. In de Technische uitgangspuntennotitie zijn de uitgangspunten uitgebreid beschouwd en in deze notitie verder niet meer toegelicht.

### Deeltraject 1 Voorhavendijk ( Dijkpaal DT200A tot DT201)

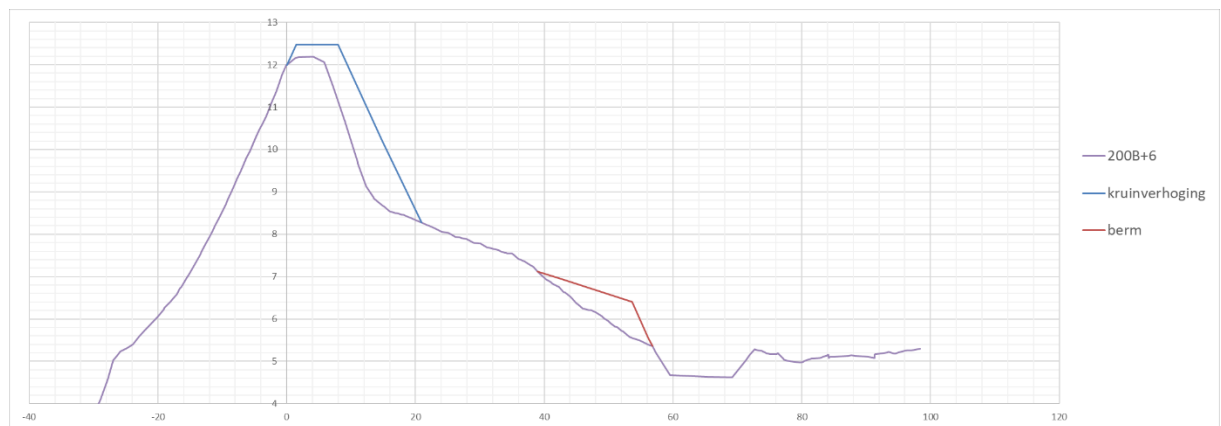
In deeltraject 1 bestaat het ontwerp uit een kruinverhoging, grondoplossing binnenwaarts en filterscherm aan het einde van de berm. In Figuur 1 is een overzichtskaart gegeven van deeltraject 1.



Figuur 1: Overzichtskaart deeltraject 1 Voorhavendijk

### Geometrie deeltraject 1

Voor het opstellen van het ontwerp is profiel DT200B+6 genomen. In Figuur 2 is het huidige profiel en de ontwerp oplossing in doorsnede gegeven.



Figuur 2: Profiel 200B+6 met ontwerp grondoplossing binnenwaarts en filterscherm

### Representatieve bodemopbouw deeltraject 1

Voor de bodemopbouw is sondering DT200B+001\_Kr representatief gesteld voor de kruin en binnenberm, voor het achterland is sondering DT200A+006\_AL representatief genomen. Deze sonderingen komen uit het rapport Resultaten grondonderzoek en labonderzoek project "Dijkversterking dijktraject stad Tiel", Mos Grondmechanica, 1 december 2017. In Tabel 2 is de bodemopbouw voor deeltraject 1 gegeven.

Tabel 3: Representatieve bodemopbouw deeltraject 1.

Kruin		Binnenteen	
Grondsoort	Bovenzijde grondlaag	Grondsoort	Bovenzijde grondlaag
[-]	[m+NAP]	[-]	[m+NAP]
Dijksm_tot_droog	12,3	Dijksm_tot	5,7
Dijksm_tot_nat	5,8	Klei, sterk organisch	4,5
Klei, sterk organisch	4,5	Klei, siltig, 16-17,5	2,2
Klei, siltig humeus	3,0	klei, siltig zandig	1,0
klei, siltig zandig	1,5	Zand, pleistoceen	0,3
Zand, pleistoceen	0,1		

### Grondparameters bodemlagen deeltraject 1

In Tabel 4 zijn de grondparameters van de bodemlagen in traject 1 gegeven. De gehanteerde grondparameters zijn afkomstig van de proevenverzameling van Waterschap Rivierenland (samenvatting sterkteparameters Waal\_v3.0\_15rek.xlsx). Nadere onderbouwing van deze parameters is gegeven in de TUN.

Tabel 4: Grondparameters bodemlagen deeltraject 1.

Grondsoort	$\gamma_{\text{unsat}}$	$\gamma_{\text{sat}}$	$\phi'_{\text{kar}}$	S	M	POP
[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[-]	[-]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Ophoogmateriaal_klei	17,00	17,00	27,00	0,30	0,81	-
Ophoogmateriaal_zand	17,00	19,00	30,00	-	-	-
Dijksm_tot_droog	18,54	18,54	32,60	-	-	-
Dijksm_tot_nat*	18,54	18,54	32,60	0,34	0,85	7
Klei, sterk organisch*	13,08	13,08	31,80	0,25	0,89	15
Klei, siltig humeus*	15,16	15,16	29,40	0,25	0,69	15
klei, siltig zandig*	18,73	18,73	30,30	0,30	0,83	15
Zand, pleistoceen	18,00	20,00	32,70	-	-	-

\*Gedraineerde parameters zijn toegepast boven de freatische lijn, de ongedraineerde parameters zijn toegepast onder de freatische lijn.

Op basis van het CSSM-Model is voor de dilatantiehoek (psi) een hoek van 0 graden toegepast.

### Waterspanningen

De waterspanningen zijn conform TUN geschematiseerd en in onderstaande Tabel 5 gegeven.

Tabel 5: Waterspanningen

Waterspanningen [-]	Bij ontwerppeil [NAP m]	Bij 1 l/s/m overslag [NAP m]
Ontwerppeil	12,10	11,96
Peil achterland	4,25	4,25
Stijghoogte buitenteen	12,01	11,87
Stijghoogte binnenkruin	11,34	11,21
Stijghoogte insteek binnenberm	9,99	9,91
Stijghoogte binnenteen	7,87*	7,87*

\*Hierbij geldt de grenspotentiaal

In de situatie waar 1 l/s/m overslag is beschouwd, is de dijk volledig verzadigd en ligt de freatische lijn in het dijklichaam 10 cm onder maaiveld. In bijlage 5.1 zijn de stijghoogteberekeningen opgenomen.

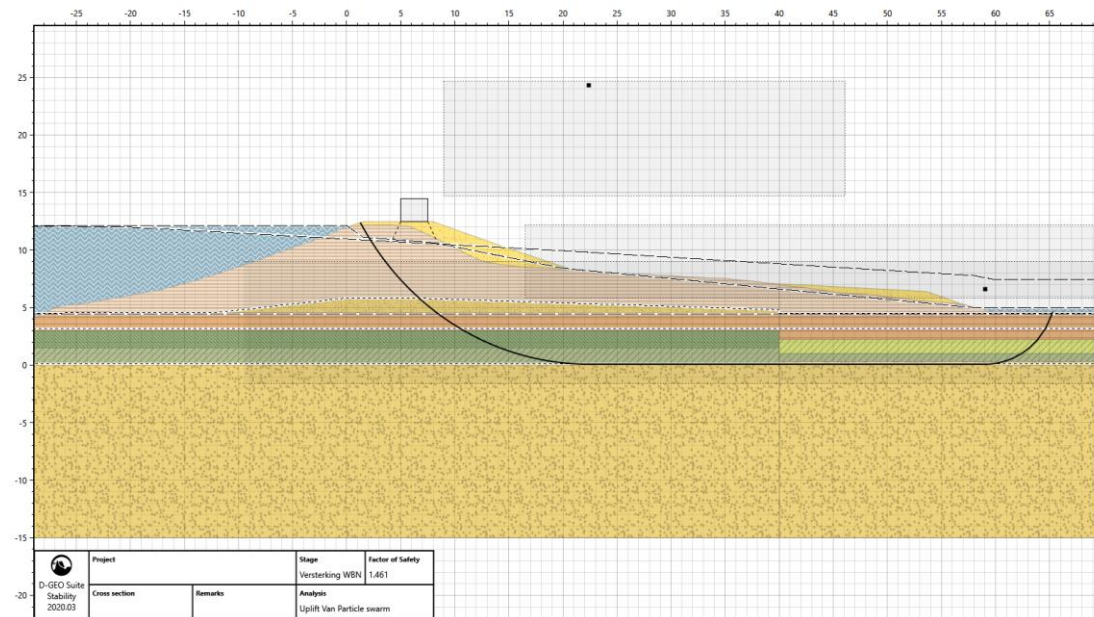
### Ontwerp deeltraject 1 in D-Stability

De binnenwaartse grondoplossing voldoet aan de ontwerppeisen voor stabiliteit binnenwaarts. In Figuur 3 is de stabiliteitsberekening van het ontwerp gepresenteerd bij ontwerppeil en voldoet met een stabiliteitsfactor van 1,46 ruim aan de ontwerppeis van 1,38 met daarbij nog ruimte voor optimalisatie.

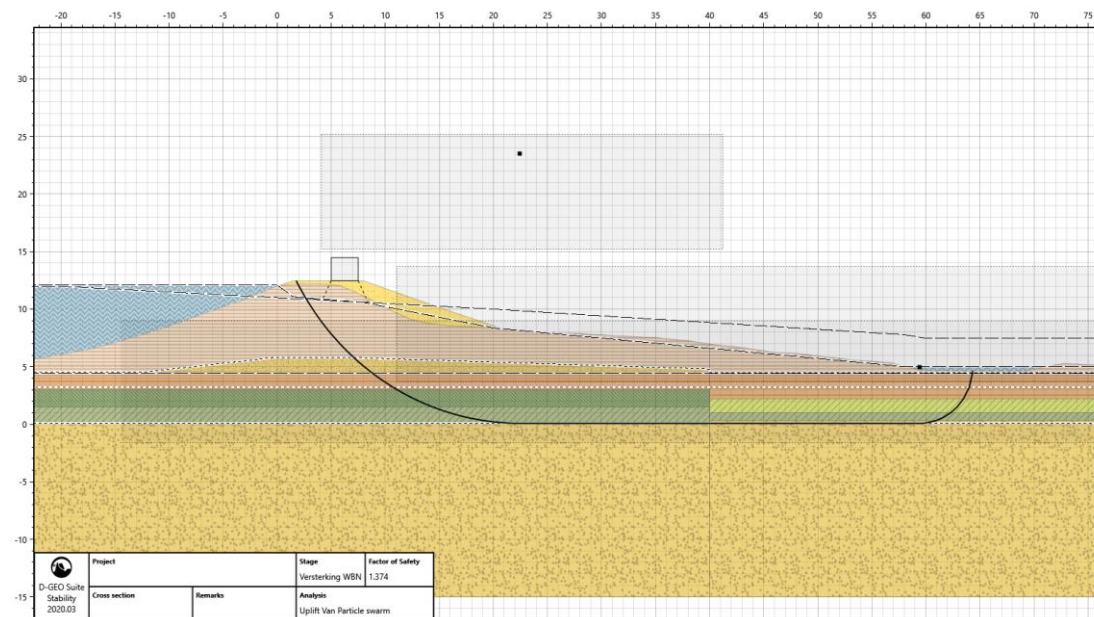
Figuur 4 toont een optimalisatie van het ontwerp waarbij de ophoging van de berm bij de teen achterwege is gelaten en heeft een stabiliteitsfactor van 1,37. Uitgaande van een schematiseringsfactor van 1,1, voldoet deze net niet aan de ontwerppeis van 1,38. In het definitief ontwerp (D.O.) kan door onder andere een nadere uitwerking van de schematiseringsfactor het voorontwerp geoptimaliseerd worden.

In Figuur 5 is de stabiliteitsberekening van het ontwerp gepresenteerd bij golfoverslag van 1 l/s/m en voldoet met 0,98 precies aan de eis van 0,98.

**Kenmerk** 1274666

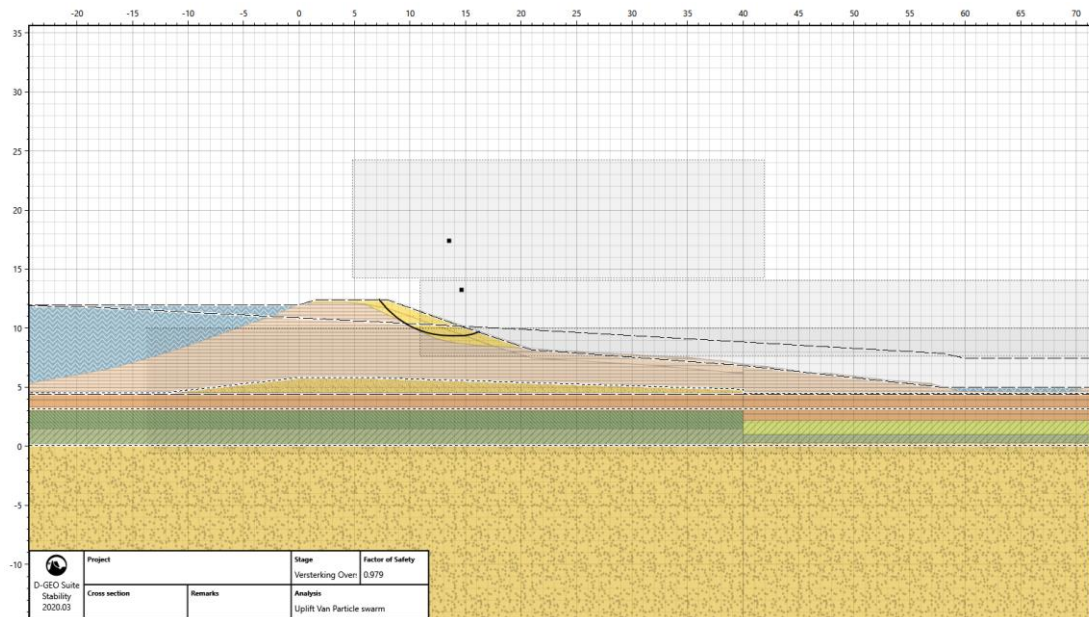


Figuur 3: Ontwerpprofiel deeltraject 1 in D-Stability.



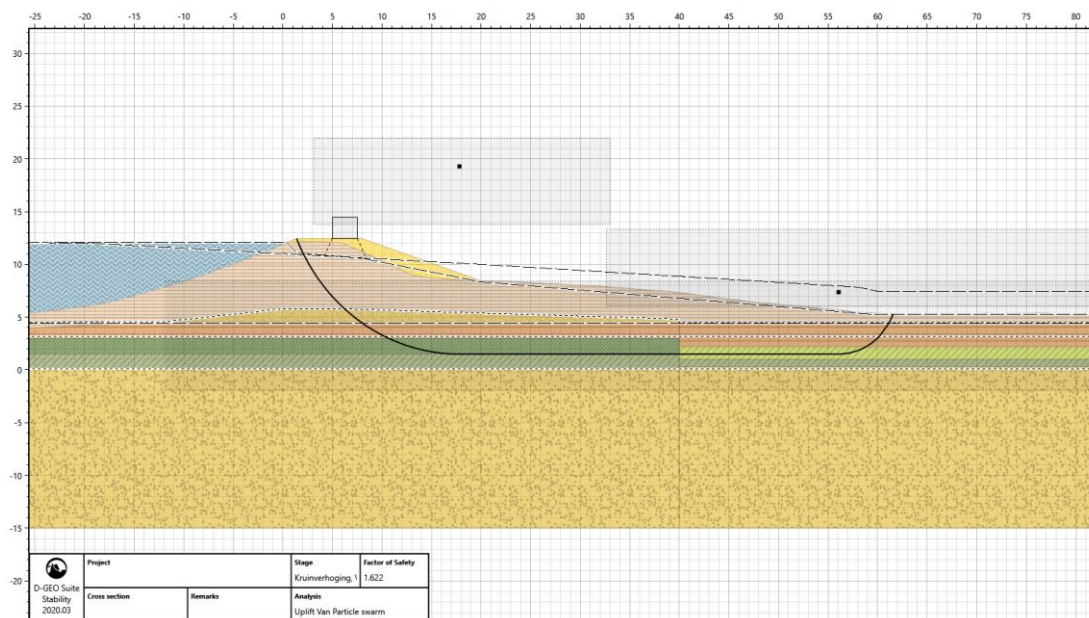
Figuur 4: Ontwerpprofiel deeltraject 1 in D-Stability zonder bermophoging aan teen

**Kenmerk** 1274666



*Figuur 5: Ontwerprofiel deeltraject 1 in D-Stability bij golfoverslag 1 l/s/m.*

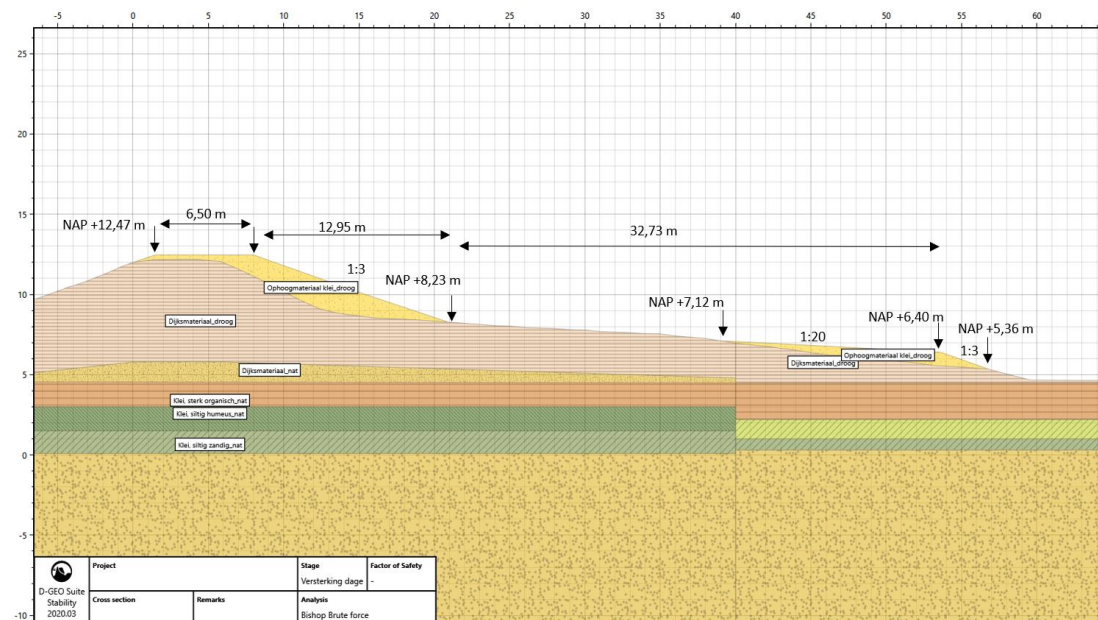
Figuur 6 toont het ontwerp ter plaatse van de hoogspanningsmast en voldoet met 1,62 ruim aan de ontwerpeis van 1,38. Op deze locatie is geen ophoging van de berm bij de teen nodig.



*Figuur 6: Ontwerprofiel bij de hoogspanningsmast deeltraject 1 in D-Stability*

### Afmetingen ontwerp deeltraject 1

In Figuur 7 zijn de afmetingen van het voorontwerp in deeltraject 1 gegeven.



Figuur 7: Afmetingen ontwerpprofiel deeltraject 1

In Tabel 6 zijn de afmetingen van het voorontwerp opgesteld voor deeltraject 1 samengevat.

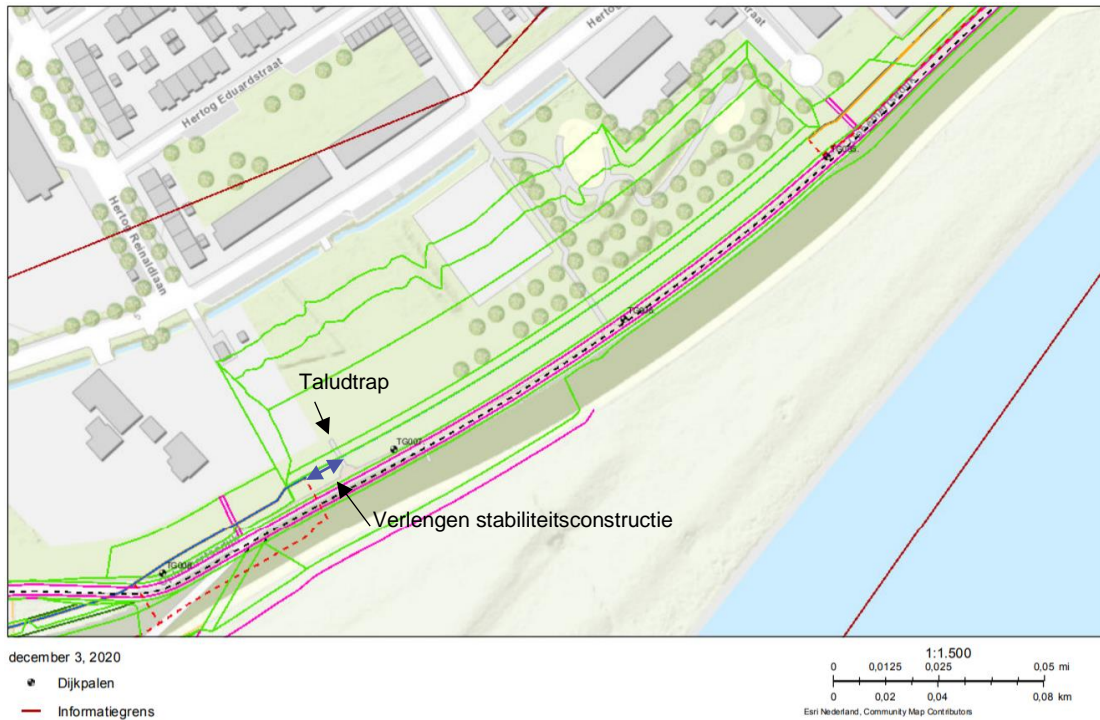
Tabel 6: afmetingen ontwerpprofiel deeltraject 1

Afmetingen	Bij ontwerppeil [NAP m]
Kruinhoogte	NAP + 12,47
Kruinbreedte	6,50 m
Talud binnenwaarts	1:3
Talud	1:20
Talud berm	1:3



### Deeltraject 5B Ophemertsedijk (Bellevue-inundatiekanaal, Dijkpaal TG004+80 tot TG008)

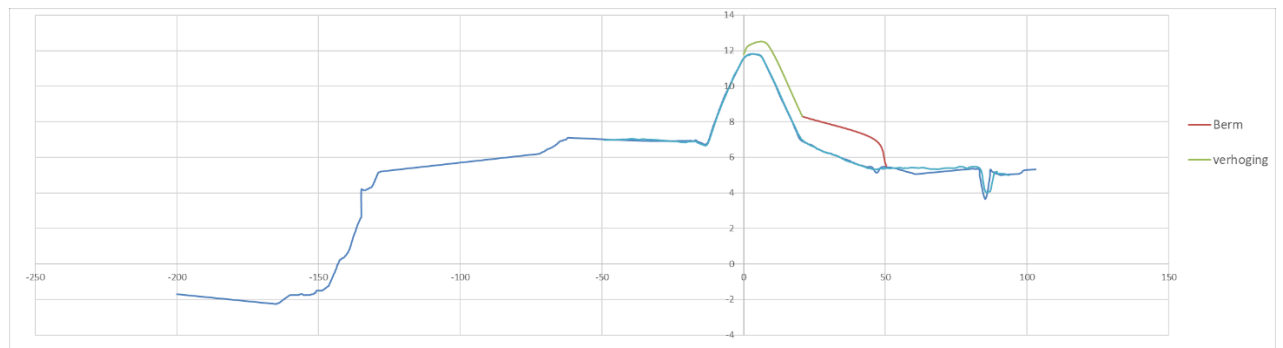
In het deeltraject 5B bestaat het ontwerp uit een grondoplossing aan de binnenzijde van de dijk en een heavescherm aan het einde van de berm. In Figuur 8 is een overzichtskaat gegeven van deeltraject 5B.



Figuur 8: Overzichtskaat deeltraject 5B Ophemertsedijk (Bellevue-inundatiekanaal)

### Geometrie deeltraject 5B

Voor het opstellen van het ontwerp is profiel TG006+97 genomen. In Tabel 7 Figuur 9 is het huidige profiel en de ontwerp oplossing in doorsnede gegeven.



Figuur 9: Profiel TG006+097 met ontwerp grondoplossing binnenwaarts en heavescherm aan het einde van de berm

### Representatieve bodemopbouw deeltraject 5B

Uit aanvullend grondonderzoek (Wiertsema & Partners, Geotechnisch Terrein- en laboratoriumonderzoek Dijkverbetering stad Tiel, opdracht VN-75629-1, 30 juni 2020) is gebleken dat de bodemopbouw plaatselijk bij sondering TG007+045\_BIK en TG007+046\_BIT afwijkt van de omliggende sonderingen. Plaatselijk loopt de slappere deklaag 1 m dieper door vergeleken met de overige sonderingen en boringen in het traject. Deze sonderingen zijn niet representatief voor het gehele traject. Omdat het wel een zwakke plek is binnen het traject, is d er voor gekozen de oplossing met stabiliteitsconstrucie door te zetten tot de taludtrap. Voor het overige deel van het traject is voor de bodemopbouw sondering TG006+100\_DKMP\_BIK representatief gesteld voor de kruin. Voor de binnenberm en het achterland zijn TG007\_B\_BIT en TG007\_DKMP\_BIT representatief gesteld. Deze sonderingen en boring zijn afkomstig van het rapport Resultaten grondonderzoek en labonderzoek project "Dijkversterking dijktraject stad Tiel", Mos Grondmechanica, 1 december 2017. In Tabel 7 is de representatieve bodemopbouw voor deeltraject 5A gegeven.

Tabel 8: Representatieve bodemopbouw deeltraject 5A.

Kruin		Binnenteen	
Grondsoort	Bovenzijde grondlaag	Grondsoort	Bovenzijde grondlaag
[-]	[m+NAP]	[-]	[m+NAP]
Dijksm_tot	12,0	Dijksm_tot	7,0
klei, siltig	5,2	klei, siltig	5,4
klei, siltig humeus	3,6	klei, sterk organisch	2,0
klei, sterk organisch	1,6	zand	0,2
zand	0,2	klei, siltig humeus	-0,3
klei, siltig humeus	-0,4	zand	-1,3
zand	-1,0		

### Grondparameters bodemlagen deeltraject 5B

De grondparameters van de bodemlagen in traject 5B komen overeen met de grondparameters van traject 1 en zijn gegeven in Tabel 4.

### Waterspanningen

De waterspanningen zijn conform de TUN geschematiseerd en in onderstaande tabel gegeven.

Tabel 9: Waterspanningen. \*Hierbij geldt de grenspotentiaal

Waterspanningen	Bij ontwerppeil
[-]	[NAP m]
Ontwerppeil	11,80
Peil achterland	5,30
Stijghoogte buitenteen	11,21
Stijghoogte binnenkruin	10,84
Stijghoogte insteek binnenberm	9,95
Stijghoogte binnenteen	9,33*

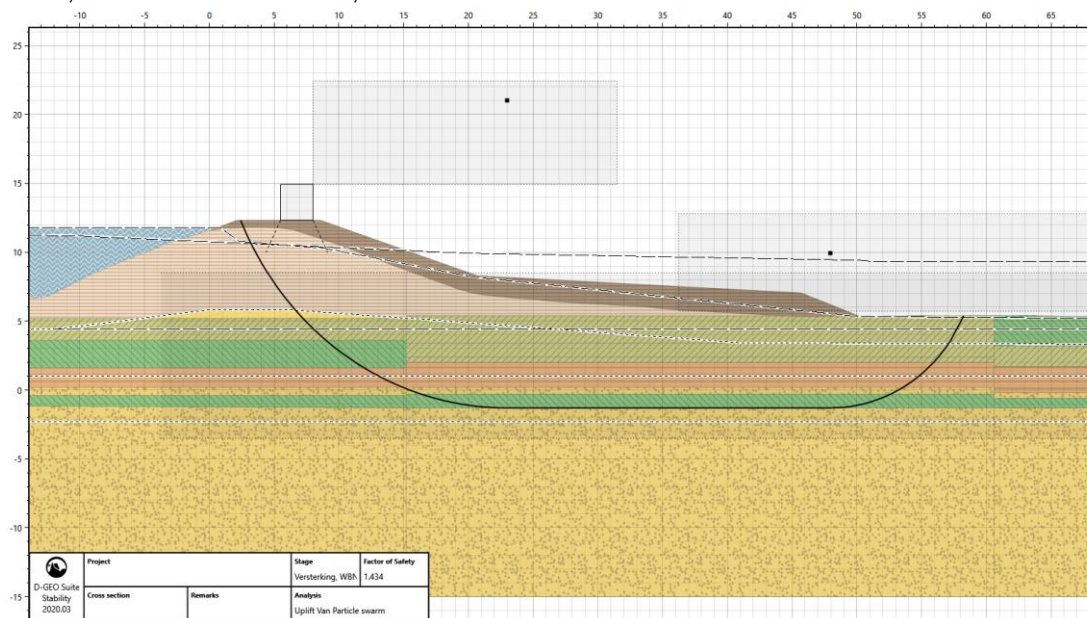
**Kenmerk** 1274666

Voor golfoverslag gelden dezelfde wateroverspanningen als bij ontwerppeil, alleen is de dijk volledig verzadigd en ligt de freatische lijn in het dijklichaam 10 cm onder maaiveld.

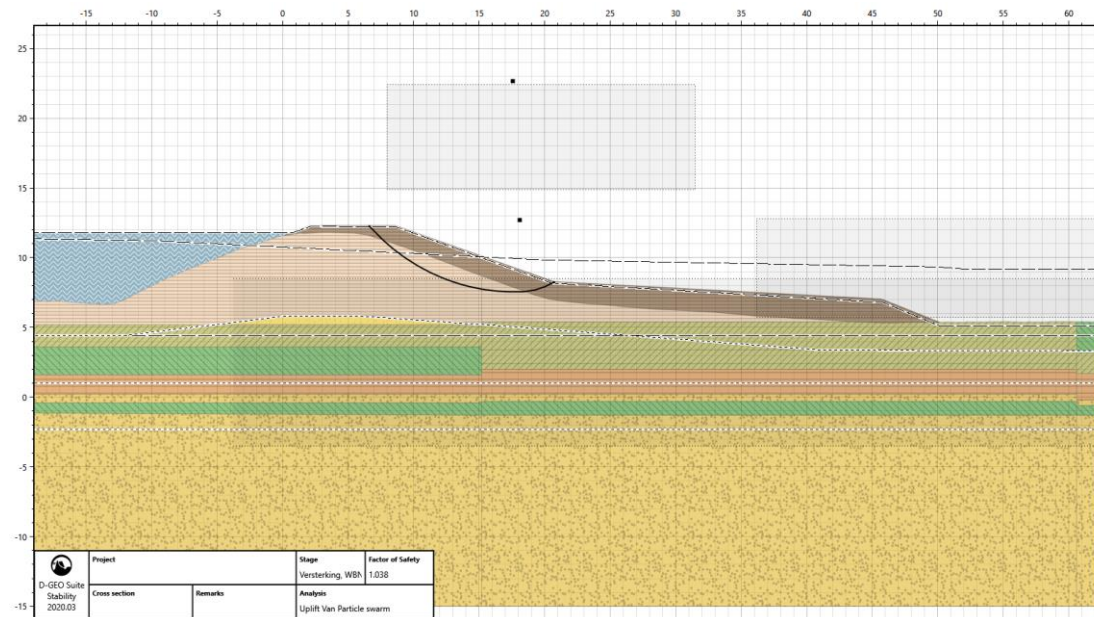
In bijlage 5.1 zijn de stijghoogteberekeningen opgenomen.

### Ontwerp deeltraject 5B in DStability

De binnenwaartse grondoplossing voldoet aan de ontwerpisen voor stabiliteit binnenwaarts, zowel met als zonder golfoverslag. In Figuur 10 is de stabiliteitsberekening van het ontwerp gepresenteerd bij ontwerppeil en voldoet met 1,43 ruim aan de ontwerp eis van 1,38. In Figuur 11 is de stabiliteitsberekening van het ontwerp gepresenteerd bij golfoverslag van 1 l/s/m en voldoet met 1,04 ruim aan de eis van 0,98.



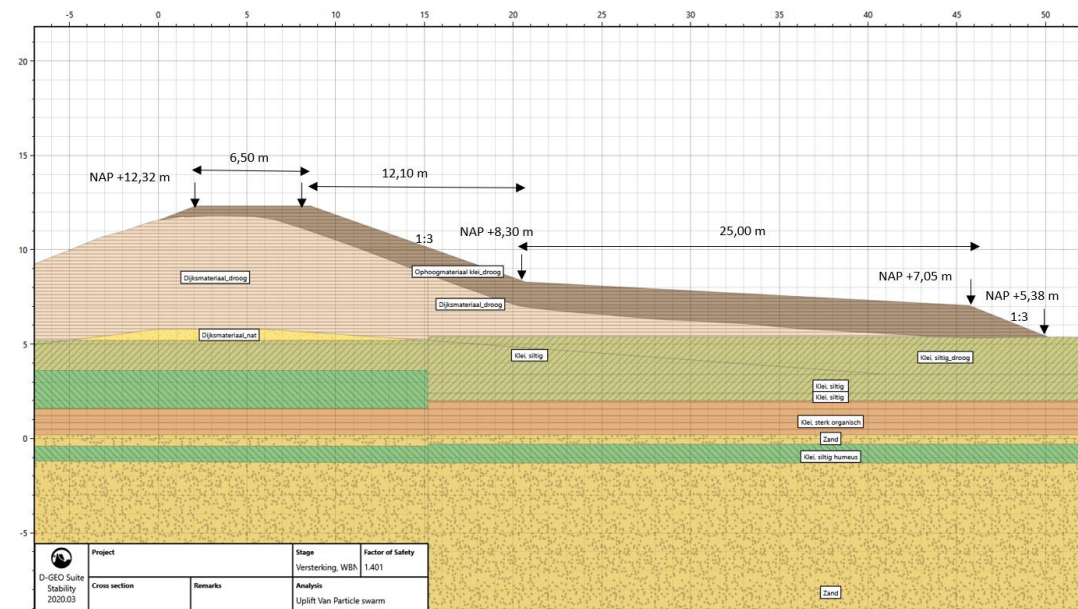
Figuur 10: Ontwerpprofiel ontwerp deeltraject 5B in D-Stability



Figuur 11: Ontwerpprofiel deeltraject 5B in D-Stability bij golfoverslag 1 l/s/m.

### Afmetingen ontwerp deeltraject 5B

In Figuur 12 zijn de afmetingen van het voor ontwerp in deeltraject 1 gegeven.



Figuur 12: Afmetingen ontwerpprofiel deeltraject 5B

In Tabel 10 zijn de afmetingen van het voorontwerp opgesteld voor deeltraject 5B samengevat.

**Kenmerk** 1274666

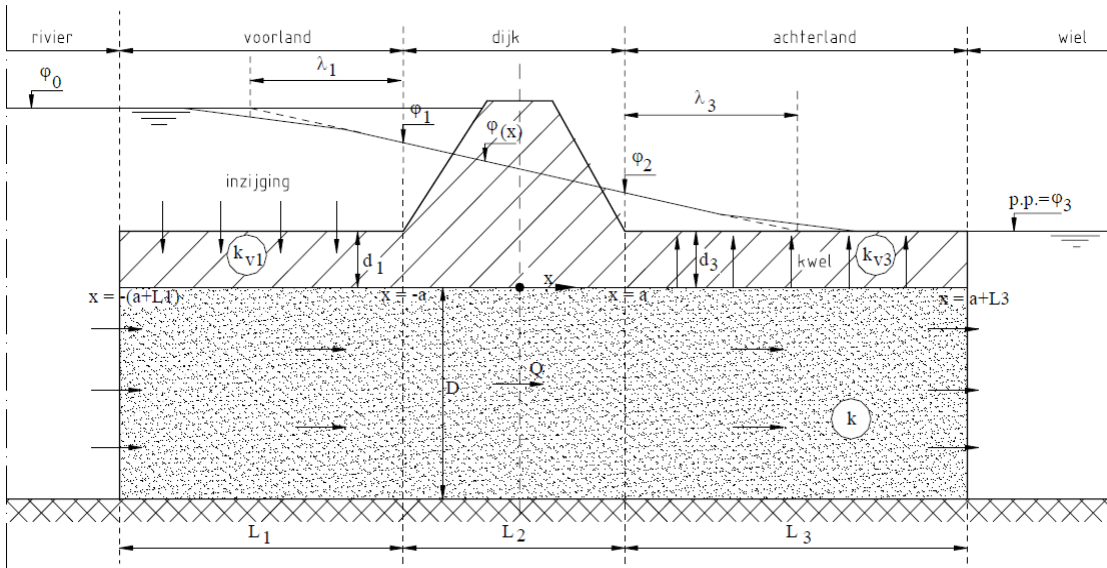
*Tabel 10: Afmetingen ontwerpprofiel deeltraject 5B*

Ontwerp	Afmetingen
Kruinhoogte	NAP + 12,32 m
Kruinbreedte	6,50 m
Talud binnenwaarts	1:3
Talud	1:20
Talud berm	1:3

Deeltraject 1

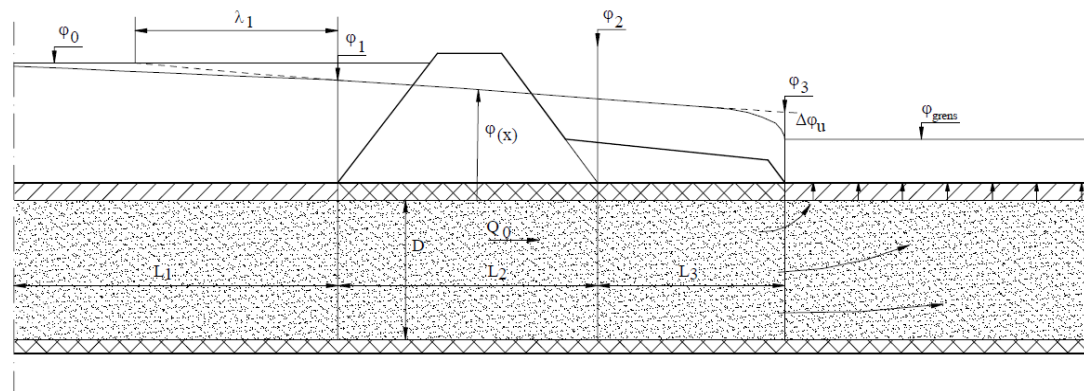
nr	[m+NAP]	D [m]	d <sub>1</sub> [m]	d <sub>3</sub> [m]	k <sub>v,1</sub> [m/d]	k <sub>v,3</sub> [m/d]	k <sub>zand</sub> [m/s]	k <sub>zand</sub> [m/d]	kD [dagen]	c1	c2	L <sub>1</sub> [m]	L <sub>2</sub> [m]	L <sub>2b</sub> [m]	L <sub>3</sub> [m]	a	Φ <sub>0</sub> [m+NAP]	h <sub>p</sub> =Φ <sub>3</sub> [m+NAP]	γ <sub>nat</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	γ <sub>w</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	γ [-]	λ <sub>1</sub> [m]	λ <sub>3</sub> [m]	Φ <sub>z.g</sub> [m+NAP]	W1	W3	W2	Φ <sub>1</sub> [m+NAP]	Φ <sub>2</sub> [m+NAP]	Φ <sub>2</sub> [m+NAP]	Φ <sub>3</sub> [m+NAP]			
DT2008	opbarstpunt bij sloot toetspel NVA	-0,20	20,00	4,10	5,70	0,01	0,01	0,00				5,00	50,00	40,00	2000,00		12,10	5,30	17,16	9,98	1,20													
DT2008	Opbarstpunt bij insteek sloot	-0,20	20,00	4,10	5,30	0,01	0,01	0,00	65,00	1300,00	440,00	50,00	50,00	35,00	2000,00	17,50	12,10	5,10	17,16	10,00	1,20	730,00	600,00	0,00	0,01	0,01	0,99	0,58	12,00	11,40	10,30	9,10	0,61	
DT2008	Piping 100 jaar	-0,20	20,00	4,10	5,70	0,01	0,01	0,00				5,00	40,00	45,00	2000,00		12,34	5,30	17,16	9,98	1,20													
VO	Opbarstpunt bij sloot	0,30	20,00	3,70	4,40	0,01	0,01	0,00	65,00	1300,00	370,00	440,00	10,00	35,00	45,00	2000,00	17,50	12,10	5,00	15,20	9,98	1,20	693,54	756,31	7,46	0,01	0,01	0,99	0,58	12,01	11,34	9,99	7,87	0,61
VO_overslag	Opbarstpunt bij sloot	0,30	20,00	3,70	4,40	0,01	0,01	0,00	65,00	1300,00	370,00	440,00	10,00	35,00	45,00	2000,00	17,50	11,96	5,00	15,20	9,98	1,20	693,54	756,31	7,46	0,01	0,01	0,99	0,58	11,87	11,21	9,91	7,86	0,61

	invoeren
	formule
	standaard waarde



Figuur b4.4 Schematisering van grondwaterstroming ter plaatse van een kleidijk

Model 4C in geval van opbarsten



Figuur b4.10 Optreden van de grenspotentiaal bij een situatie met een slecht doorlatende laag in het voorland

De stijghoogte van het grondwater in het zand ter plaatse van de binnenteen van de dijk volgt dan uit:

$$\varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{W_3}{\Sigma W} = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{\lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}{\lambda_1 \tanh \frac{L_1}{\lambda_1} + L_2 + \lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}$$

Voor de stijghoogte aan de buitenteen geldt:

$$\varphi_1 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{W_2 + W_3}{\Sigma W} = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{L_2 + \lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}{\lambda_1 \tanh \frac{L_1}{\lambda_1} + L_2 + \lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}$$

Het totale stijghoogteverval is  $(\varphi_0 - \varphi_{grens})$ . De geschematiseerde stijghoogte aan het einde van de berm volgt dan uit:

$$\varphi_3 = \varphi_{grens} + \Delta\varphi_u = \varphi_{grens} + (\varphi_0 - \varphi_{grens}) \frac{0,44D}{\lambda_1 \tanh \left( \frac{L_1}{\lambda_1} \right) + L_2 + L_3 + 0,44D}$$

De stijghoogte aan de binnenteen wordt gegeven door:

$$\varphi_2 = \varphi_{grens} + (\varphi_0 - \varphi_{grens}) \frac{L_3 + 0,44D}{\lambda_1 \tanh \left( \frac{L_1}{\lambda_1} \right) + L_2 + L_3 + 0,44D}$$





**Kenmerk**

R008-1274666NPL-V01-mdg-NL

**Bijlage 6**

**Ontwerp langsconstructies**





# Dijkversterking Stad Tiel

Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 5A

# Dijkversterking Stad Tiel

Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 5A

Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland

Referentie: INFR200121-R04

Revisie: 2

Datum: 19 maart 2021

**Iv-Infra b.v.**

Ingenieursbureau met Passie voor Techniek

Titel document: Dijkversterking Stad Tiel

Ondertitel document: Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 5A

Referentie: INFR200121-R04

Revisie: 2

Datum: 19 maart 2021

Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland

Projectnummer opdrachtgever:

Project: INFR200121

Revisie	Status	Datum	Auteur(s)	Gecontroleerd	Goedgekeurd	Omschrijving
0	Concept	01-10-2020	N. den Adel	H.J. Wolters	H.J. Wolters	Ter bespreking met WSRL
1	Concept	18-12-2020	N. den Adel	H.J. Wolters	H.J. Wolters	Ter bespreking met WSRL
2	Definitief	19-03-2021	N. den Adel	H.J. Wolters	H.J. Wolters	Opmerkingen WSRL verwerkt

## Inhoudsopgave

<b>1</b>	<b>Inleiding</b>	<b>6</b>
1.1.	Aanleiding	6
1.2.	Doel	7
1.3.	Revisiebeheer	8
1.4.	Leeswijzer	8
1.5.	Referenties	8
<b>2</b>	<b>Uitgangspunten</b>	<b>10</b>
2.1.	Bestaande situatie	10
2.2.	Nieuwe situatie	11
2.3.	Geometrie	12
2.4.	Geotechnische uitgangspunten	12
2.4.1.	Bodemopbouw	12
2.4.2.	Stijfheid zandlagen	14
2.4.3.	Impactanalyse labonderzoek	14
2.5.	Hydraulische randvoorwaarden	15
2.6.	Modellering	15
<b>3</b>	<b>Ontwerpresultaten</b>	<b>17</b>
3.1.	Ontwerp langsconstructie	17
3.2.	Ontwerpkeuzes	18
3.3.	Verificatierapport	18
3.4.	Risico's	19
3.5.	Raakvlakken	20
3.6.	Veiligheid, gezondheid en milieu	20
3.6.1.	Uitvoeringsfase	20
3.6.2.	Gebruiksfase	21
3.7.	Duurzaamheid	21
3.7.1.	Materiaalkeuze en hergebruik	21
3.7.2.	Beperking uitstoot (CO <sub>2</sub> , NO <sub>2</sub> , etc.)	21
3.8.	Beheer en onderhoud	21
<b>4</b>	<b>Uitvoering</b>	<b>22</b>
4.1.	Fasering	22
4.2.	Installeerbaarheid	22
4.2.1.	Schadevrij installeren damwand	22
4.2.2.	Trillingspredictie	23
4.2.3.	Materieel trillend installeren	24
4.2.4.	Materieel drukkend installeren	24
4.3.	Aandachtspunten uitvoering	25

4.4.	Monitoring	25
<b>5</b>	<b>Ontwerptoetsingen</b>	<b>26</b>
5.1.	Samenvatting rekenresultaten	26
5.2.	Ontwerptoetsingen	26
5.2.1.	GEO-1: Stabiliteit binnenwaarts	26
5.2.2.	STR-1: Toetsing damwand/combiwand	27
5.2.3.	STR-2 en SSI-2: Sterkte en houdkracht verankering	28
5.2.4.	STR-2: Sterkte gording	29
5.2.5.	SSI-1: Lengte langsconstructie	29
5.2.6.	Vervormingen constructie en dijklichaam	30
<b>6</b>	<b>Overdracht DO-fase</b>	<b>31</b>
6.1.	Nader te detailleren	31
6.2.	Niet-beheerste risico's	31
6.3.	Openstaande raakvlakken	32
6.4.	Afgeleide eisen	33
6.5.	Risicoreservering DO-fase	33
<b>BIJLAGEN</b>		<b>34</b>
<b>A.</b>	<b>Ontwerptoetsingen</b>	<b>34</b>
A.1.	Doorsnede toetsing damwand	34
A.2.	Sterkte verankering	35
A.3.	Sterkte gording	36
A.4.	Verticaal draagvermogen	37
<b>B.</b>	<b>Trillingspredictie</b>	<b>38</b>
B.1.	Archief informatie panden	43
<b>C.</b>	<b>Stijghoogte bepaling</b>	<b>44</b>
<b>D.</b>	<b>Drukcapaciteit damwand</b>	<b>45</b>
<b>E.</b>	<b>Rekenresultaten</b>	<b>46</b>
<b>F.</b>	<b>Review revisie 0</b>	<b>47</b>

# 1 Inleiding

---

## 1.1. Aanleiding

Een groot deel van de waterkering bij Tiel is in de derde toetsronde afgekeurd. Een deel van dit traject is recent versterkt binnen het project Fluvia Tiel. De versterking van de overige waterkeringen rondom Tiel wordt op orde gebracht met de dijkversterking Stad Tiel. Deze dijkversterking is opgenomen in het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP). Een overzicht van het projectgebied is opgenomen in Figuur 1-1.

Waterschap Rivierenland (WSRL) heeft voor de waterkering binnen het projectgebied van de dijkversterking Stad Tiel een nadere veiligheidsanalyse uitgevoerd waarbij de scope is vastgelegd met inachtneming van de nieuwe norm uit de Waterwet en de laatste rekenregels uit het Ontwerpinstrumentarium 2014 (OI2014).

In 2019 heeft Tauw, met partners H+N+S en Iv-Infra, de verkenningsfase voor deze dijkversterking doorlopen. Hieruit is het voorkeursalternatief (VKA) van de versterking vastgesteld. In de huidige fase van het project wordt het VKA verder uitgewerkt tot een voorlopig ontwerp (VO), met als doel de benodigde vergunningen, zoals Projectplan Waterwet, monumentenvergunning, etc. aan te vragen.

Voorliggende rapportage betreft de VO-rapportage van de langsconstructie in deeltraject 5A. In de verkenningsfase is als VKA voor dit deeltraject een verankerde damwand vastgesteld [15]. Deze damwand wordt in het binnentalud aangebracht ten behoeve van piping en de binnenwaartse stabiliteit. Daarnaast wordt de kruin verhoogd, deze verhoging wordt naar buiten toe ingepast. Deeltraject 5A start vanaf de dijkpaal TG000 en loopt tot dijkpaal TG004+50. In Figuur 1-1 betreft dit de lichtgroene lijn.



Figuur 1-1: Bovenaanzicht projectgebied dijkversterking Stad Tiel

## 1.2. Doel

Het doel van deze ontwerprapportage is het beschrijven van het ontwerp van de langsconstructie in deeltraject 5A en het vastleggen van de gemaakte ontwerpkeuzes. Het ontwerp is uitgewerkt op het niveau van een voorlopig ontwerp (VO). In opvolging van het VO wordt nog de fase definitief ontwerp (DO) en de contractfase doorlopen. Het doel van het VO is het maken van keuzes m.b.t. principeoplossingen en het vaststellen van de hoofdconstructie onderdelen voor een representatieve doorsnede in het deeltraject, dit zijn:

- Damwandtype en planklengte;
- Indicatie verankeringstype en dimensies;
- Indicatie anker Gording.

In de navolgende fase (DO) worden de verbindingen tussen de onderdelen en de aansluitingen op de naastgelegen deeltrajecten uitgewerkt. Ook worden in de DO fase waar nodig aanvullende rekensneden beschouwd.

Deze rapportage behandelt uitsluitend het ontwerp van de langsconstructie. Voor het integrale ontwerp van de dijkversterking in dijktraject 5B en de beoordeling van overige faalmechanismen wordt verwezen naar [17] en [18].

### 1.3. Revisiebeheer

De huidige revisie (revisie 2) is de definitieve versie van deze rapportage.

Tabel 1-1: Revisietabel

Revisie document	Omschrijving
0	Conceptversie ter controle
1	Conceptversie, waarin opmerkingen WSRL op revisie 0 zijn verwerkt. Een overzicht van de opmerkingen en de verwerking is opgenomen in bijlage F.
2	Definitieve versie.

### 1.4. Leeswijzer

In paragraaf 1.5 worden de gebruikte documenten en normen aangegeven. Hoofdstuk 2 beschrijft de locatie specifieke uitgangspunten of uitgangspunten die afwijken van de algemene Technische Uitgangspuntennota TUN [15]. De ontwerpresultaten zijn beschreven in hoofdstuk 3. In dit hoofdstuk zijn de ontwerpkeuzes, aandachtspunten ten aanzien van veiligheid, gezondheid, milieu, duurzaamheid en beheer en onderhoud opgenomen. Uitgangspunten voor de uitvoeringsfase zijn beschreven in hoofdstuk 4. De ontwerpvoetsingen zijn opgenomen in hoofdstuk 5. Als laatste hoofdstuk 6, waarin aandachtspunten voor de volgende fases zijn beschreven.

### 1.5. Referenties

De gehanteerde referenties zijn onderstaand opgenomen.

#### *Normen en Richtlijnen*

- [1] Deltares, POV-M Publicatie Stabiliteitsverhogende langsconstructies in primaire waterkeringen, maart 2020
- [2] Deltares, POV-M Publicatie Eindige Elementen Methode, maart 2020
- [3] CUR-publicatie 166, Damwandconstructies, 6<sup>e</sup> herziene druk, 2012
- [4] Rijkswaterstaat, Afronding onderzoek vermindering corrosietoetslag damwanden, 2 december 2015
- [5] Kennisplatform Risicobenadering, KPR Factsheet werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag OI2014v4, 8 maart 2018.
- [6] SBRCURnet, Trillingsrichtlijn A: Schade aan bouwwerken, 2017
- [7] SBRCURnet, Omgevingsbeïnvloeding inbrengen en trekken van damwanden, 2017
- [8] NEN-EN 1993-5:2008/NB:2012, Nationale bijlage bij Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies - Deel 5: Palen en damwanden
- [9] EN 1997-1+C2+A1/NB, Nationale bijlage bij NEN-EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp – Deel 1: Algemene regels, 2016.
- [10] CUR-publicatie 236; Ankerpalen, november 2011

#### *Informatie waterschap Rivierenland*

- [11] Waterschap Rivierenland, Peilbesluit Alblasserwaard, 13 juli 2018
- [12] Waterschap Rivierenland, Geotechnische parameterset 18 mei 2020



[13] Waterschap Rivierenland, Dijkversterking: Veiligheid tijdens de uitvoering en werken in het gesloten seizoen, 19 augustus 2014.

*Overige referenties*

- [14] Tauw, Dijkversterking Stad Tiel, Technische Achtergrondrapportage verkenningenfase, 27 februari 2020
- [15] Tauw, Nota voorkeursvariant (Nota VKV) Dijkversterking Stad Tiel, kenmerk R005-1274666DGL, 19 maart 2021
- [16] Tauw, Technische uitgangspuntennotitie VO-fase, kenmerk R007-1274666NPL, 19 maart 2021
- [17] Tauw. Dijkversterking Stad Tiel: Ontwerpnota VO, kenmerk R006-1274666DGL, 19 maart 2021
- [18] Tauw, Technische achtergrondrapportage Waterveiligheid VO-fase, kenmerk R008-1274666NPL, 19 maart 2021
- [19] Tauw, 1274666-TE-CIV-VO-00-SIT-0010 blad 1 t/m 8, status definitief, 5 februari 2021
- [20] De Koning, Specificaties Hitachi KH-1230 Draadkraan
- [21] Dieseko Group, Variable Moment Vibratory Hammers product range, 2020
- [22] ArcelorMittal Sheet Piling, Durability 3.5.2, juli 2017.
- [23] Iv-Infra b.v., Dijkversterking Stad Tiel, Geotechnisch Lengteprofiel tekeningnr 601, versie 01, 08-01-2021
- [24] MOS grondmechanica, Resultaten grondonderzoek en labonderzoek project "Dijkversterking deeltraject stad Tiel", Definitieve rapportage, R1701863-06, 13 december 2017
- [25] Wiertsema en partners, Geotechnisch onderzoek 2020 (concept).

## 2 Uitgangspunten

---

De uitgangspunten voor het ontwerpen van de langsconstructies zijn opgenomen in [15]. In dit hoofdstuk zijn alleen de afwijkingen, aanvullingen of locatie specifieke uitgangspunten beschreven.

### 2.1. Bestaande situatie

De dijk ter plaatse van deeltraject 5A is een kleidijk. De kern van de dijk is opgebouwd uit klei. Het buitentalud is voorzien van basaltton bekleding. Het binnentalud is voorzien van een grasbekleding. Over de kruin van de dijk loopt een fiets/voetpad. Een bovenaanzicht van het vak is weergegeven in Figuur 2-1.

De volgende aandachtspunten gelden voor de bestaande situatie:

- Tussen TG000 en TG001 bevindt zich het hotel/restaurant Bellevue. Dit pand bevindt zich volledig in het binnentalud van de waterkering. Voor deze zone wordt (in een separate rapportage) een maatwerkoplossing uitgewerkt.
- Aan de binnenzijde van het gehele traject is bebouwing aanwezig. De achtertuinen grenzen direct aan de binnenteen van de dijk, er is geen onderhoudspad aanwezig.
- Tussen TG003 en TG004 bevindt zich een bestaande langsconstructie.
- Tussen TG003 en TG004 is een trap, die vermoedelijk bestaat uit betonstenen, aanwezig op het binnentalud.
- In de binnenkruinlijn loopt een laagspanningskabel (vermoedelijk voor de aanwezige lichtmasten op de kruin). Deze laagspanningskabel kruist het tracé van de langsconstructie ter plaatse van dijkpaal TG003.
- Tussen TG003 en TG004 is ter plaatse van de binnenteen een 'riool vrij verval' aanwezig. Vermoedelijk betreft dit het drainage systeem van de bestaande langsconstructie.

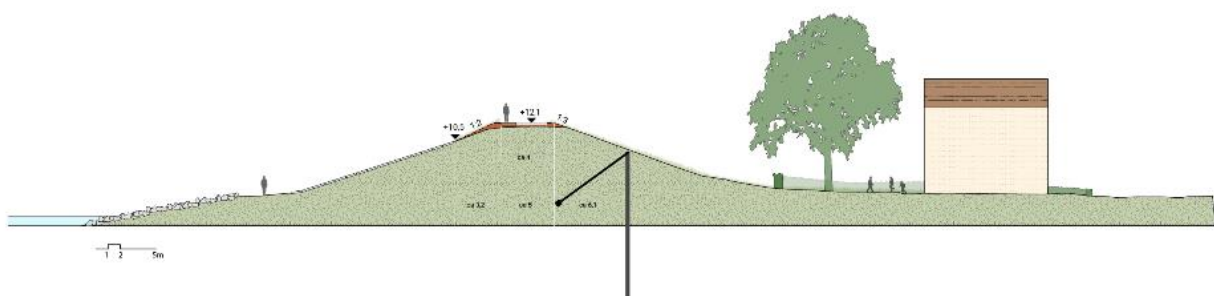


Figuur 2-1: Bovenaanzicht deeltraject 5A

## 2.2. Nieuwe situatie

In de nieuwe situatie wordt de kruin van de dijk opgehoogd. De kruin wordt in eerste instantie partieel verhoogd tot het zichtjaar 2050. Deze verhoging wordt vierkant ingepast. In de toekomst wordt de verdere ophoging, gezien de beperkte ruimte aan de binnenzijde, richting de buitenzijde opgehoogd. In het binnentalud wordt een verankerde damwandconstructie aangebracht ten behoeve van stabiliteit en piping. De langsconstructie wordt onder maaiveld afgewerkt. Een doorsnede van de nieuwe situatie is opgenomen in Figuur 2-2.

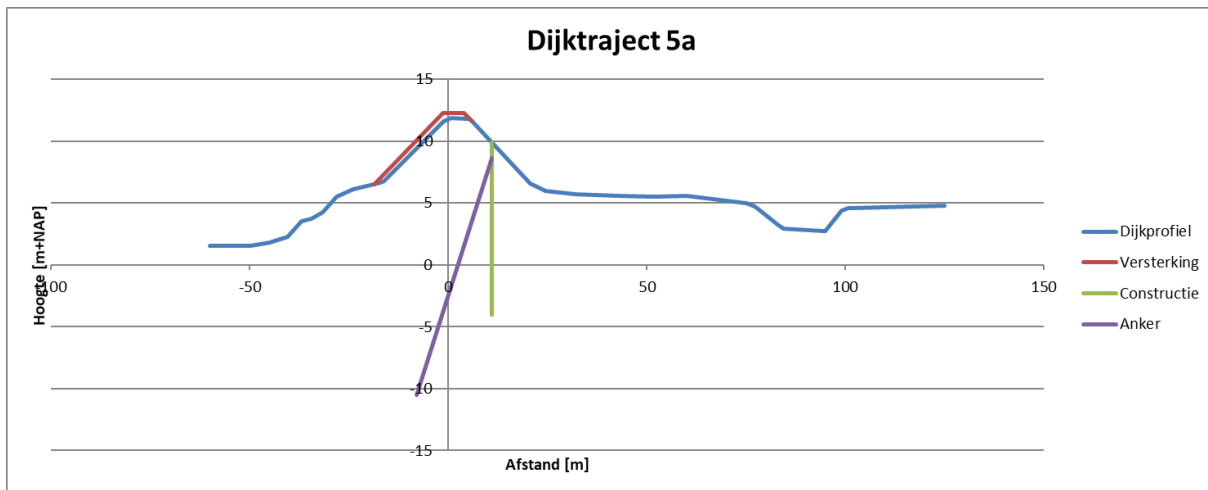
Variant 2: Grond buitenwaarts (1:2 tot basal) met constructie binnenzijde



Figuur 2-2: Doorsnede nieuwe situatie

## 2.3. Geometrie

De geometrie in deeltraject 5A is vrijwel uniform. De maatgevende snede is vastgesteld tussen TG001 en TG002. Deze snede is maatgevend omdat de afstand tussen de kruin en de achterliggende sloot het kortste is. Het profiel van de dijk, inclusief versterking, is weergegeven in Figuur 2-3.



Figuur 2-3: Dijkprofiel 5a

## 2.4. Geotechnische uitgangspunten

### 2.4.1. Bodemopbouw

De representatieve bodemopbouw in het deeltraject bestaat uit kleilig dijksmateriaal tot ca. NAP+4,00 m. Daaronder is er afwisselend siltige tot humeuze klei aanwezig. Vanaf een niveau van ca. NAP-1,50 m wordt het pleistocene zand aangetroffen. De bodemopbouw is bepaald op basis van [24] en [25], de beschikbare onderzoekspunten zijn opgenomen in Figuur 2-4.



Figuur 2-4: Grondonderzoekspunten deeltraject 5A

De aangehouden grondopbouw is weergegeven in Tabel 2-1. Er is uitgegaan van de volgende sonderingen en boringen.

- Kruin: 75629\_DKMP043\_TG001+087\_DKMP2\_BIK
- Achterland: TG001+037\_DKMP\_BIT & TG001+037\_B\_BIT
- Voorland: TG001+0.57\_DKMP\_BUT

Tabel 2-1: Gehanteerde grondopbouw

Grondopbouw kruin		Grondopbouw achterland	
B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort	B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort
Maaiveld	Dijksmateriaal	Maaiveld	Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>
4,0	Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>	3,0	Klei siltig humeus 14-16 kN/m <sup>3</sup>
3,0	Klei siltig humeus 14-16 kN/m <sup>3</sup>	-0,5	Zand, pleistoceen
-1,5	Zand, pleistoceen		

Grondopbouw voorland	
B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort
Maaiveld	Klei siltig humeus 14-16 kN/m <sup>3</sup>
3,0	Zand Holoceen
1,0	Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>
-0,5	Zand Holoceen
-1,5	Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>
-2,5	Zand, pleistoceen

### 2.4.2. Stijfheid zandlagen

In de TUN [15] is opgenomen dat de stijfheidswaarden van de zandlagen afgeleid worden op basis van de lokaal gemeten conusweerstand. In deeltraject 5A zijn in sondering 75629\_TG001.+087\_DKMP2\_BIK relatief lage conusweerstand in het pleistocene zandpakket gemeten. De gemiddelde conusweerstand bedragen ca. 6 MPa. De volgende stijfheidsparameters zijn bepaald:

- $E_{oed,gem} = 4 * q_c = 24 \text{ MPa}$
- $E_{oed,kar;laag} = \frac{E_{oed,gem}}{1,5} = 16 \text{ MPa}$
- $E_{oed,kar;hoog} = E_{oed,gem} * 1,5 = 36 \text{ MPa}$

Voor verankerde langsconstructies wordt gerekend met alleen de lage karakteristieke stijfheid. In Plaxis zijn de volgende invoerparameters gehanteerd:

- $E_{oed,kar;laag} = 16 \text{ MPa}$
- $E_{50,kar;laag} = E_{oed} = 16 \text{ MPa}$
- $E_{ur,kar;laag} = 3 * E_{oed} = 48 \text{ MPa}$

Voor de holocene zandlaag in het voorland is in TG001+0.57\_DKMP\_BUT een gemiddelde conusweerstand van 8 MPa gemeten. In deze laag is gerekend met:

- $E_{oed,gem} = 4 * q_c = 32 \text{ MPa}$
- $E_{oed,kar;laag} = 21 \text{ MPa}$
- $E_{50,kar;laag} = E_{oed} = 21 \text{ MPa}$
- $E_{ur,kar;laag} = 3 * E_{oed} = 63 \text{ MPa}$

### 2.4.3. Impactanalyse labonderzoek

In het geotechnisch onderzoek [25] is labonderzoek uitgevoerd. De resultaten van dit onderzoek zijn beschikbaar gekomen gedurende het opstellen van het VO. Er is gekozen om deze resultaten nog niet direct te verwerken in het VO, maar wel de invloed op het VO te onderzoeken. In het DO worden de resultaten van het labonderzoek verwerkt in het ontwerp. Voor deeltraject 5A zijn bij de boring 75629\_MB110\_BOV\_TG002.+071\_B\_BIT\_M002-a monsters genomen waarvan de volumieke gewichten in het lab zijn bepaald. In de huidige schematisatie is een relatief dik pakket van klei-siltig-humeus vanaf NAP+3,0 m tot aan het pleistoceen (NAP-1,5 m) geschematiseerd. Uit het labonderzoek volgt dat dit pakket voornamelijk klei siltig is, met tussen NAP+2,0 m en NAP+1,0 m een veenlaag. De impact op het ontwerp

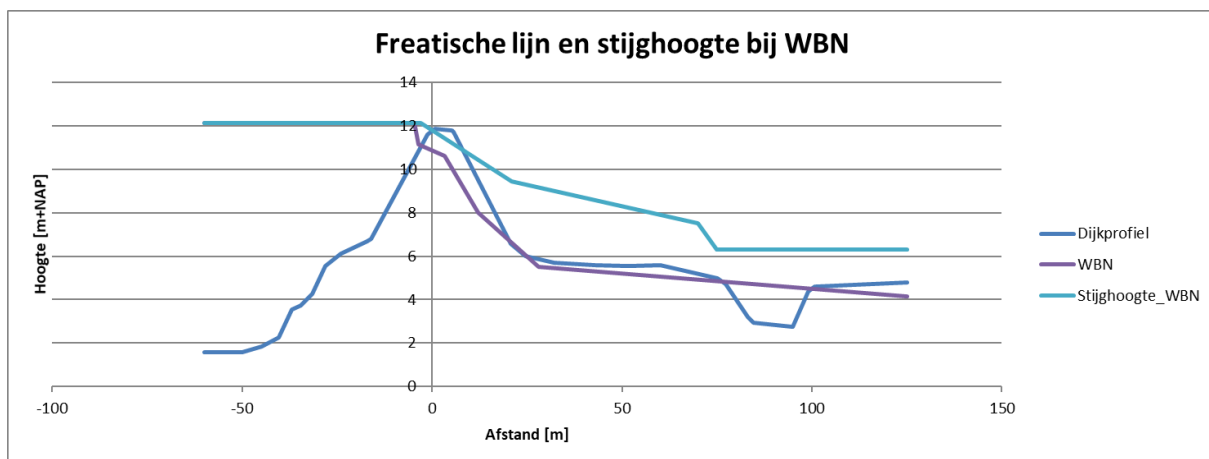
van de langsconstructie wordt niet significant geacht. Doordat de dikte van de humeuze zone in de huidige schematisatie overschat is, is de verwachting dat de sterkte en stijfheid gemiddeld over de lagen vergelijkbaar zal zijn met de opbouw die volgt uit het labonderzoek.

## 2.5. Hydraulische randvoorwaarden

De volgende hydraulische randvoorwaarden zijn van toepassing voor deeltraject 5A:

- WBN NAP+12,14 m (zichtjaar 2125)
- WBN significante overslag NAP+12,14 m (zichtjaar 2125)
- Dagelijkse waterstand NAP+4,15 m

De modellering van de freatische lijn en stijghoogte is conform de TUN [15]. De modellering voor deeltraject 5A is weergegeven in Figuur 2-3. De bepaling van de stijghoogte is opgenomen in bijlage C. I.v.m. opdrijven in het achterland is de stijghoogte verlaagd zodanig dat de effectieve verticale korrelspanning in de oprijfzone kleiner zijn dan  $2 \text{ kN/m}^2$ . Ter plaatse van het slotje in het achterland treedt opbarsten op, de deklaag is hier dunner dan 4,0 m. Omdat deze zone buiten het maatgevende glijvlak ligt, is de sterkte van de deklaag niet gereduceerd naar nul.



Figuur 2-5: Waterstanden bij WBN

## 2.6. Modelling

De volgende aanvullende modelleringskeuzes zijn gemaakt t.o.v. de TUN [15]:

- Het rekenkundig aangrijpingsniveau van de verankering is aangehouden op 1,3 m onder maaiveld. Voor deze langsconstructie betreft dit een niveau van NAP+8,60 m. Het rekenkundig aangrijpniveau van de verankering betreft het niveau tussen het hart van de gording en het hart van het werkelijke aangrijpniveau van het anker in de damwand.
- In dit deeltraject is gekozen om partieel te versterken [15]. Hierbij wordt de kruinverhoging in twee fases uitgevoerd. De partiele factor voor toetsing op significante overslag is daarom bepaald voor beide fases.
  - Fase 1: Kruinhoogte NAP+12,10 m

- Faalkanseis voor macro-instabiliteit gegeven significante overslag:

$$P_{T,eis,LC,q} = P_{eis,i;LC}/P(q \geq 1l/m/s) = \frac{1}{23.965.500} / \frac{1}{10.879} = \frac{1}{2202}$$

- Bijbehorende betrouwbaarheidsindex:

$$\beta_{T,eis,LC,q} = -\Phi^{-1}(P_{T,eis,LC,q}) = 3,32$$

- De bijbehorende schadefactor is:

$$\gamma_{T,n;LC,q} = 0,15 \cdot \beta_{T,eis,LC,q} + 0,41 = 0,91$$

Omdat het product van de schadefactor (0,91) met de modelfactor (1,06) kleiner is dan 1,00,

- Bij een kruinhoogte van NAP+12,26 m (tweede fase van de partiele versterking):

- Faalkanseis voor macro-instabiliteit gegeven significante overslag:

$$P_{T,eis,LC,q} = P_{eis,i;LC}/P(q \geq 1l/m/s) = \frac{1}{23.965.500} / \frac{1}{10.536} = \frac{1}{2275}$$

- Bijbehorende betrouwbaarheidsindex:

$$\beta_{T,eis,LC,q} = -\Phi^{-1}(P_{T,eis,LC,q}) = 3,33$$

- De bijbehorende schadefactor is:

$$\gamma_{T,n;LC,q} = 0,15 \cdot \beta_{T,eis,LC,q} + 0,41 = 0,91$$

Het product van de schadefactor (0,91) met de modelfactor (1,06) is kleiner dan 1,00. In beide fases is het product van de schadefactor en modelfactor kleiner dan 1,00. Er is daarom uitgegaan van een partiele factor van 1,00 voor de toetsing significante overslag.



## 3 Ontwerpresultaten

### 3.1. Ontwerp langsconstructie

De aan te brengen langsconstructie bestaat uit een AZ20-700 damwand profiel. De damwand wordt aangebracht in het binnentalud op een afstand van ca. 5,50 m vanaf de huidige binnenkruinlijn [19]. Iedere 2,80 m wordt de damwand verankerd door schroefinjectieankers. Om de belasting vanuit de damwand gelijkmatig over de verankering te verdelen wordt een gording HE 240 B toegepast. De kop van de damwand wordt op 0,8 m onder het maaiveld afgewerkt. De eigenschappen van damwand, verankering en gording zijn opgenomen in Tabel 3-1, Tabel 3-2 en Tabel 3-3.

In dit deeltraject is gekozen voor een partiele versterking. De kruinverhoging wordt hierbij in twee stappen uitgevoerd. In de eerste stap wordt de langsconstructie aangebracht en de kruin verhoogd naar NAP+12,10 m. Deze kruinverhoging wordt vierkant ingepast, het buitentalud wordt tussen NAP+10,50 m en NAP+12,10 m aangelegd met een taludhelling 1:2. De bekleding hoeft in deze stap niet aangepast te worden. In de tweede stap wordt de kruin verhoogd naar NAP+12,26 m dit is de vereiste kruinhoogte voor het zichtjaar 2075. De kruinophoging wordt naar buiten toe ingepast. In deze stap dient de bekleding verwijderd en naderhand opnieuw aangebracht te worden. Het nieuwe buitentalud wordt met een taludhelling van 1:3 aangebracht.. Het bestaande binnentalud wordt verflauwd tot een 1:3 talud (kleine verflauwing t.o.v. bestaand ca 1:2.8 talud).

In het ontwerp van de langsconstructie is rekening gehouden met toekomstige uitbreidingen. Voor de controle op sterkte en stabiliteit is rekening gehouden met de randvoorwaarden voor het zichtjaar 2125. De kruinhoogte kan hierdoor na 2075 evt. nog verhoogd worden tot NAP+12,48 m. Deze kruinverhoging dient buitenwaarts aangebracht te worden.

Het voorlopig ontwerp van de langsconstructie is opgenomen op de tekeningen met referentie: [19].

Tabel 3-1: Eigenschappen damwand

Damwand	
Type	AZ20-700
Staalkwaliteit	S240 GP
Niveau bovenkant damwand	ca. NAP+9,10 m (variabel)*
Niveau teen damwand	NAP-4,00 m
Planklengte	ca 13 m

\* Bovenkant damwand is een variabel niveau, de kop wordt aangebracht op ca. 80 cm onder huidig maaiveld.

Tabel 3-2: Eigenschappen verankering (ongecorrodeerd)

Verankering	
Ankerstang (buitendiameter x wanddikte)	82,5 mm x 20,0 mm
Hart-op-Hart afstand	2,80 m
Aangrijpniveau verankering	NAP+8,45 m
Staalkwaliteit	E-470
Ankerhoek (met horizontaal)	45 graden

<b>Totale ankerlengte (incl. groutlichaam)</b>	ca. 24 m
<b>Niveau bovenkant groutlichaam</b>	NAP-2,50 m
<b>Diameter groutlichaam</b>	350 mm
<b>Lengte groutlichaam</b>	10,0 m

Tabel 3-3: Eigenschappen toegepast gordingprofiel

<b>Gording</b>	
<b>Type</b>	HE 260 B
<b>Niveau hart gording</b>	NAP+8,75 m
<b>Staalkwaliteit</b>	S355

### 3.2. Ontwerpkeuzes

In het VO zijn de volgende keuzes gemaakt:

- De locatie van de damwand in het talud is iteratief bepaald. Het uitgangspunt is het plaatsen van de damwand zo laag mogelijk in het talud, waarbij er geen maatgevende glijcirkel boven de damwand langs ontstaat.
- In het ontwerp is uitgegaan van het (hoogfrequent) trillend installeren van de damwand. Er is in de keuze voor het planktype ook rekening gehouden met het drukkend installeren van de damwand.
- De damwand wordt uit het zicht (onder het maaiveld) afgewerkt. De dekking boven de damwand bedraagt 80 cm. Deze dekking is ruim voldoende om te voorkomen dat de damwand zichtbaar wordt tijdens de levensduur. De bovenzijde van de damwand wordt daarom niet afgewerkt met een deksloof.
- Ten behoeve van het beheer van de dijk wordt, in de tweede stap van de partiële versterking, de helling van het binnentalud licht verflauwd naar 1:3. Er wordt echter geen onderhoudspad voorzien aan de binnenzijde van de binnenteen vanwege de aangrenzende percelen. Dit is gelijk aan de bestaande situatie.
- Om kwel langs de ankerbuis te voorkomen, wordt het groutlichaam aangebracht tot 1,0 m in de holocene lagen.
- Ter hoogte van de dagelijkse freatische lijn wordt de damwand waterdoorlatend gemaakt. Het detail hiervoor wordt in het DO uitgewerkt.
- Om de invloed van bodemdaling op de ankerbuizen zoveel mogelijk te beperken, worden de ankerkoppen scharnierend aan de damwand bevestigd. Het detail voor deze bevestiging is nader uit te werken. Daarnaast dient er in het detail waar de ankerbuis door de damwand wordt gevoerd, voldoende bewegingsruimte zijn voor de ankerbuis.
- Om de verticale kracht in de damwandconstructie te verspreiden over de damwandplanken worden alle niet geponste sloten afgelast. De laslengte en lasdikte wordt in het DO bepaald.

### 3.3. Verificatierapport

Het ontwerp van de langsconstructies dient te voldoen aan de Klant Eisen Specificatie (KES). Deze verificatie is uitgevoerd in [17].

### 3.4. Risico's

De belangrijkste technische risico's met betrekking tot de realisatie en het ontwerp van de langsconstructie zijn opgenomen in onderstaande tabel. Per risico is aangegeven hoe deze meegenomen is in het huidige ontwerp en/of hoe deze wordt meegenomen in de vervolgfase(n).

Tabel 3-4: Risicotabel langsconstructie

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
1	Obstakels in ondergrond	1) Archiefinformatie niet volledig 2) Onvoorziene obstakels	Damwanden of ankers komen niet op diepte	1) Voorprikken of damwand tracé / positie ankers aanpassen 2) Doorboren van obstakels met behulp van speciale boorkop 3) Obstakel opgraven (ondiepe obstakels) 4) obstakel overkluizen (aandachtspunt is controle op heave)
2	Te hoge weerstand in zandlaag	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	Damwanden niet op diepte	1) Analyse m.b.t. inbrengbaarheid van de damwandplanken 2) Zwaarder trilblok toepassen 3) Fluïderen*
3	Houdkracht ankers niet voldoende na controleproef	1) Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek 2) Obstakel geraakt	Anker onbruikbaar of onvoldoende belastbaar	1) Aanvullend grondonderzoek uitvoeren voorafgaand aan uitvoering 2) Nieuw anker plaatsen
4	Trillingen ten gevolge van installatie te hoog	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	1) Overlast omgeving 2) Schade aan bebouwing	1) Resterende damwanden drukkend installeren 2) Fluïderen*
5	Binnentalud instabiel tijdens aanbrengen damwand	1) Te hoge wateroverspanningen tijdens trillend installeren 2) Te zwaar materieel op de dijk / ondeugdelijke kraanopstelling	1) Bezijken talud 2) Schade aan omgeving en materieel 3) Slachtoffers	1) Analyse mbt installeerbaarheid uitvoeren 2) Stabiliteit dijklichaam met materieel toetsen (evt. maatregelen nemen om belasting te spreiden)

\* In het VO is nog geen rekening gehouden met de effecten van fluïderen op het ontwerp. In het DO wordt onderzocht wat de impact hiervan is op het ontwerp.

### 3.5. Raakvlakken

De geïnventariseerde raakvlakken zijn onderstaand weergegeven. Per raakvlak is aangegeven hoe deze is verwerkt in het huidige ontwerp en/of hoe dit raakvlak in de vervolgfasen verwerkt wordt.

Tabel 3-5: Raakvlakken Langsconstructie

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
1	Bestaande constructie	Tussen TG003 en TG004 bevindt zich een bestaande damwand constructie.	De nieuwe damwand conflicteert niet met deze bestaande damwand. In het DO wordt bepaald of dat deze blijft zitten of (gedeeltelijk) wordt verwijderd/afgebrand.
2	Kabels en leidingen	1) Er ligt een laagspanningskabel in de binnenkruinlijn, die het binnentalud kruist ter plaatse van TG003. 2) Riool vrij verval in binnenteen tussen TG003 en TG004	1) Omgang nader te bepalen in het DO. 2) De ligging van deze leiding dient bepaald te worden. Naderhand kan gecontroleerd worden of dit een conflict vormt met de nieuwe constructie.
3	Trapconstructie	Ter plaatse van TG003 bevindt zich een trapconstructie	Het uitgangspunt is dat deze tijdelijk verwijderd wordt en na realiseren constructie teruggeplaatst wordt
4	Aansluiting op maatwerkoplossing	Bij hotel restaurant Bellevue wordt een maatwerkoplossing uitgewerkt. De verwachte locatie van deze constructie is in de buitenkruinlijn.	De aansluiting of overgang tussen deze twee constructie types wordt in het DO uitgewerkt.
5	Aansluiting berm 5b	Ter plaatse van TG004+50 sluit de langsconstructie aan op deeltraject 5b. In dit deeltraject wordt een berm aangebracht voor de binnenwaartse stabiliteit	De overgang tussen deze constructie types wordt in het DO uitgewerkt. De langsconstructie dient minimaal doorgezet te worden tot waar de berm volledig uitgevoerd is.

### 3.6. Veiligheid, gezondheid en milieu

#### 3.6.1. Uitvoeringsfase

De aspecten ten aanzien voor veiligheid, gezondheid en milieu (VGM) gedurende de uitvoeringsfasen worden nader uitgewerkt in vervolgfasen. Aspecten waar in ieder geval rekening mee gehouden wordt:

- Beperking hinder voor omgeving (op het gebied van verkeer, trillingen en geluid)
- Val- en struikelgevaar voorkomen door hoogteverschillen duidelijk zichtbaar te maken, bij grote hoogteverschillen een hekwerk plaatsen.

### 3.6.2. Gebruiksfase

Doordat de damwand volledig onder de grond afgewerkt wordt, zijn er geen obstakels in het binnentalud aanwezig in de eindfase. Ten aanzien van VGM worden er geen nadelige effecten t.o.v. de huidige situatie verwacht. De lichte verflauwing van het binnentalud leidt tot een veiligere situatie voor het beheren van de dijk.

## 3.7. Duurzaamheid

### 3.7.1. Materiaalkeuze en hergebruik

In de keuze voor de toegepaste materialen wordt rekening gehouden met een levensduur van 100 jaar.

### 3.7.2. Beperking uitstoot (CO<sub>2</sub>, NO<sub>2</sub>, etc.)

Om gedurende de uitvoeringsfase de uitstoot zoveel mogelijk te beperken kan in bij de inkoop en realisatie gedacht worden onderstaande maatregelen:

- Bij de keuze voor het toe te passen materieel rekening houden met de uitstoot van het betreffende materieel.
- Grote hoeveelheden materiaal aan te voeren over het water en realisatie van een of meerdere loslocaties;
- Tijdelijke opslag van materialen zoveel mogelijk op een depot in of nabij het projectgebied
- Vervoerbeweging (bijvoorbeeld materiaal van- en naar opslag) zo veel als mogelijk te beperken.

## 3.8. Beheer en onderhoud

Voor de langsconstructie geldt dat deze vrijwel onderhoudsvrij is. Aandachtspunt tijdens de visuele inspecties van de waterkering is om alert te zijn op 'kuilen' of scheurvorming in de zone rondom de langsconstructie. Indien dergelijke schadevormen aangetroffen worden is het aan te bevelen om lokaal de constructie op te graven en te inspecteren.

## 4 Uitvoering

---

### 4.1. Fasering

In de VO-fase wordt uitgegaan van de volgende indicatieve fasering:

- 1 Graven ontlast-, heisleuf in binnentalud
- 2 Aanbrengen damwand (trillend) vanaf de kruin
- 3 Aanbrengen verankering (vanaf het binnentalud, onder de langsconstructie. De bereikbaarheid van het binnentalud voor de ankermachine is nader te onderzoeken. Mogelijk dient tijdelijk een werkplateau gemaakt te worden. Bijvoorbeeld door een deel van het binnentalud te ontgraven)
- 4 Aanbrengen gording
- 5 Afspannen ankers (afspankracht bedraagt 100 kN per anker)
- 6 Herstellen en profileren binnentalud naar 1:3
- 7 Verwijderen verharding op de kruin en aanbrengen buitenwaarts kruinverhoging
- 8 Aanbrengen nieuw fiets/voetpad op kruin

### 4.2. Installeerbaarheid

In deze paragraaf worden de volgende aspecten beschouwd:

- Schadevrij installeren damwand
- Trillingspredictie
- Indicatie benodigd materieel

#### 4.2.1. Schadevrij installeren damwand

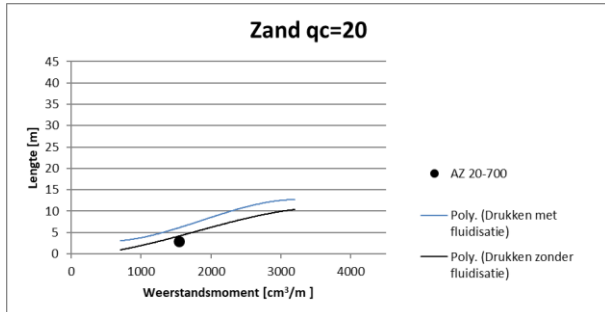
Voor de bepaling van het schadevrij installeren zijn de CUR NVAF-PSD [3] schadeverwachting grafieken gehanteerd. De maatgevende sondering is 75629\_DKMP047\_(TG002.+066\_DKMP2\_BIK). Hierbij zijn conusweerstand met een gemiddelde van 18 MPa gemeten met uitschieters naar 20 MPa. Voor de controle van de inbrengbaarheid zijn twee grafieken toegepast:

- Grafiek 20 in bijlage B van CUR166 deel 1, Drukken in zand van 20 MPa, installatiediepte bedraagt 3,0 m.
- Grafiek 36 in bijlage B van CUR166 deel 1, Hoogfrequent trillen in Tiel, installatiediepte bedraagt 13,0 m.

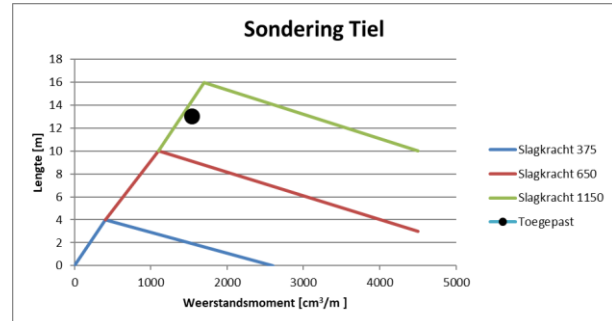
De CUR-grafieken zijn gebaseerd op planken van 600 mm breed. Een AZ20-700 profiel is 700 mm breed, het weerstandsmoment van het profiel is hierdoor t.b.v. controle met de grafieken gecorrigeerd met een factor 0,8<sup>1</sup>. Conform beide grafieken, zie Figuur 4-1 en Figuur 4-2 zijn de planken zowel drukkend als trillend schadevrij te installeren. In de grafieken is met de zwarte stip het AZ20-700 profiel. De damwand blijft hier onder de lijn voor schadeverwachting. De benodigde slagkracht bedraagt 1150 kN. Een trilblok dat een dergelijke kracht kan leveren is het type PVE 24 VM [21].

---

<sup>1</sup> Correctiefactor bedraagt  $\left(\frac{600}{700}\right)^{1,5} = 0,8$



Figuur 4-1: Schadeverwachting drukken in zand (20 MPa)



Figuur 4-2: Schadeverwachting HF-trillen in Tiel

#### 4.2.2. Trillingspredictie

In bijlage B is een indicatieve trillingspredictie uitgevoerd. De trillingspredictie is uitgevoerd volgens de methode uit de CUR166, empirisch model voor het intrillen van damwanden [3]. De trillingen zijn getoetst aan de grenswaarden volgens de SBR-A (2017), schade aan bouwwerken [6]. De vereiste afstand tussen de panden en de te installeren damwanden zijn weergegeven in Tabel 4-1. Hierbij is onderscheid gemaakt in het type meting (indicatief, beperkt en uitgebreid) en de bouwkundige staat. In Tabel 6-4 (bijlage B) is in grafieken de trilsnelheid in de ondergrond t.o.v. de afstand vanaf de te installeren damwand weergegeven.

Tabel 4-1: Minimaal benodigde afstand tussen panden en damwand per type meting en grenswaarde

Grenswaarde	Minimaal benodigde afstand [m]		
	Indicatieve meting	Beperkte meting	Uitgebreide meting
Normale bouwkundige staat 4,80 mm/s	100	75	40
Gevoelige bouwkundige staat 2,82 mm/s	282	216	111

Volgens de predictie is er een verhoogd risico op schade aan de aanwezige bebouwing (>1%) vanwege het overschrijden van de minimaal benodigde afstanden volgens de tabel en dus wordt geconcludeerd dat het intrillen van damwanden niet zondermeer mogelijk is. Overigens betekent een overschrijding van de grenswaarde niet automatisch dat er schade optreedt.

Mogelijke maatregelen zijn het trillingsvrij aanbrengen (drukken) van damwanden of trillingsreductie (zie onderstaand). Er dient rekening mee te worden gehouden dat sommige (trillingsreducerende) maatregelen invloed kunnen hebben op het ontwerp. De keuze wat betreft de wijze van aanbrengen en de invloed op het ontwerp wordt in het DO onderzocht.

Mogelijk oplossingsrichtingen om de damwanden zonder schade aan te brengen:

- Damwanden drukkend aanbrengen, dit is trillingsarm.
- Fluïderen of voorboren van de damwand tijdens het trillen, dit reduceert de weerstand tijdens het inbrengen en in het algemeen de trillingen. In de nabijheid van de damwand is afhankelijk van de maatregel/uitvoering grondvervorming mogelijk.

- Intrillen van enkele damwandplanken in plaats van dubbele damwandplanken, waardoor de benodigde slagkracht (trillingen) kan worden beperkt.
- Voorwoelen van de toplaag (tot bijvoorbeeld 2 m onder funderingsniveau van de betreffende panden) om overdracht van trillingen (trillingssnelheden) in de toplaag te reduceren.
- Proefplanken trillen en meting van trillingssnelheden. Vervolgens de uitvoeringswijze hiermee bepalen. In de praktijk blijkt vaak dat de prognose conservatief is. Bovendien wordt een beter beeld verkregen van welke energie (blok) benodigd is om de damwand op diepte te krijgen (minimaliseren van slagkracht). Eventueel te combineren met één of meer van de andere genoemde punten.

#### 4.2.3. Materieel trillend installeren

Een van de wensen in de KES [17] is om schade aan de achtertuinen zoveel mogelijk te voorkomen. Om deze schade te voorkomen wordt gekozen om de damwand aan te brengen vanaf de kruin. De damwand bevindt zich in het binnentalud op een afstand van ca. 9 m vanaf het midden van de kruin. De hijslast voor een kraan op de kruin bedraagt:

- |            |                                   |
|------------|-----------------------------------|
| • Trilblok | Type PVE 24VM, gewicht 6 ton [21] |
| • Damwand  | 2,4 ton                           |
| • Totaal   | 8,4 ton                           |

Een Hitachi KH-230 (60-tons draadkraan) kan op een afstand van 9 m een last tillen van 19 ton [20]. Het installeren van de damwand lijkt haalbaar met gangbaar materieel. Een aandachtspunt is dat de beschikbare kruinbreedte beperkt is voor materieel. De huidige kruinbreedte bedraagt ca. 5 m, een dergelijke kraan heeft een breedte van 4,5 m. Aandachtspunten om te controleren in de vervolgfase:

- De beschikbare kruinbreedte voor het aan- en afvoeren van materieel. Eventueel kan de kruin tijdelijk verlaagd worden om meer breedte te creëren;
- De stabiliteit van het dijklichaam gedurende de uitvoeringsfase .

#### 4.2.4. Materieel drukkend installeren

De voornaamste beperkende factor voor het drukkend aanbrengen van de damwanden is de vereiste drukcapaciteit. In de controle op het vereiste materieel wordt daarom vooral ingegaan op dit aspect. In bijlage E is op basis van CUR166 deel 2 paragraaf 5.3.7 een indicatieve berekening uitgevoerd om de benodigde drukcapaciteit te bepalen. De maatgevende sonderingen is 75629\_DKMP047\_(TG002.+066\_DKMP2\_BIK) bijbehorende drukcapaciteit is ca. 130 ton.

De vereiste drukcapaciteit is relatief hoog. Vanwege de locatie in het talud is een Silent Piler het meest geschikt voor het drukkend installeren. Gangbare drukcapaciteit van een Silent Piler is ca. 100 ton. De berekende vereiste drukcapaciteit overschrijdt deze gangbare capaciteit. In het ontwerp dient daarom rekening gehouden te worden met maatregelen om de weerstand te verlagen. Hierbij kan gedacht worden aan:

- Toepassen bitumineuze slotvulling om de wrijving in het slot te verminderen
- Fluïderen
- Voorboren



De invloed van bovenstaande maatregelen op het ontwerp en de maakbaarheid wordt in het DO onderzocht.

### 4.3. Aandachtspunten uitvoering

De onderstaande aandachtspunten zijn er voor de uitvoeringsfase:

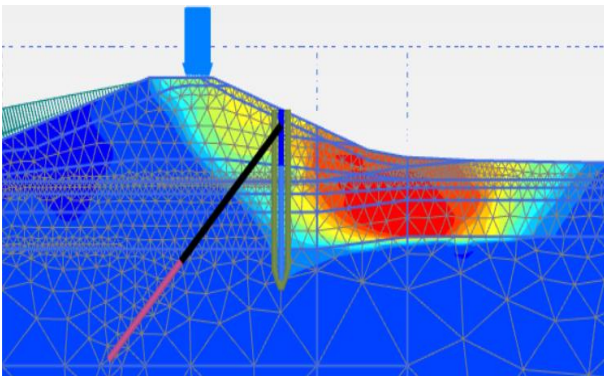
- Op alle ankers dient een controleproef uitgevoerd te worden en op minimaal 5% van alle ankers een geschiktheidsproef.
- De afspankracht van de ankers bedraagt 100 kN.
- Tijdens de uitvoering dient er voldaan te worden aan de eisen opgenomen in [13].

### 4.4. Monitoring

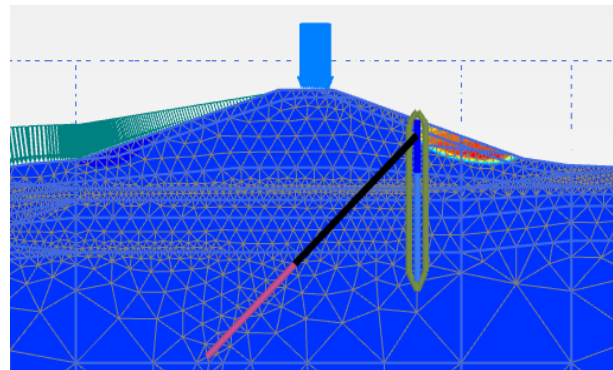
Het wordt aanbevolen om tijdens de uitvoering trillingen op naastgelegen panden te monitoren. Daarnaast wordt aanbevolen om voorafgaand aan de uitvoering een bouwkundige opnamen van de panden uit te voeren. In het DO wordt nader bepaald voor welke panden dit noodzakelijk is en of er meer aspecten gemonitord dienen te worden.



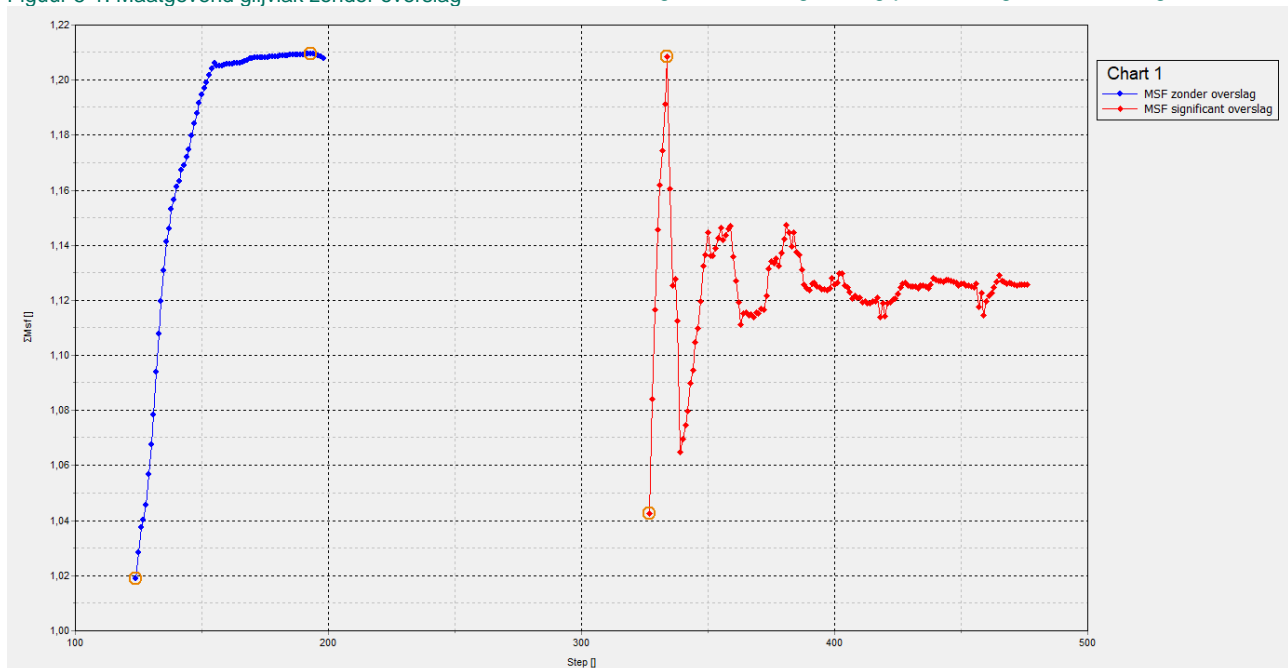
Deze waarde dienen getoetst te worden aan de nog te bepalen schematiseringsfactor. In het VO is het uitgangspunten een schematiseringsfactor kleiner of gelijk aan 1,1 [15]. In de DO-fases wordt de schematiseringsfactor bepaald. Omdat alle stabiliteitsfactor groter zijn dan 1,10, voldoet de binnenwaartse stabiliteit aan deze schematiseringsfactor.



Figuur 5-1: Maatgevend glijvlak zonder overslag



Figuur 5-2: Maatgevend glijvlak met significant overslag



Figuur 5-3: Berekende geotechnische stabiliteitsfactor

### 5.2.2. STR-1: Toetsing damwand/combiwand

De sterkte van de voorwand is getoetst in bijlage A.1. Hierbij is rekening gehouden met het verschil in corrosiesnelheden in de zone tot onder de dagelijkse grondwaterstand en de zone daaronder. De reductiefactor voor de sterkte van het profiel is bepaald in durability [22]. Voor de twee zones resulteert dit in de volgende reductiefactoren:

- Zone A boven en rondom de dagelijkse grondwaterstand  $\frac{w_{gecorrodeerd}}{w_{ongecorrodeerd}} = \frac{1260}{1945} = 0,65$

- Zone B permanent onder de grondwaterstand

$$\frac{w_{gecorrodeerd}}{w_{ongecorrodeerd}} = \frac{1575}{1945} = 0,81$$

Er is getoetst aan de volgende krachten:

- Moment
  - Zone A:  $M_{ed} = 236 * 1,1 = 260$  kNm/m Maximum in fase 6a
  - Zone B:  $M_{ed} = 300 * 1,1 = 330$  kNm/m Maximum in fase 6a
- Dwarskracht (gelijk in zone A en B)  $V_{ed} = 125 * 1,1 = 138$  kN Maximum in fase 6a,
- Normaalkracht (gelijk in zone A en B)  $N_{ed} = 170 * 1,1 = 187$  kN Maximum in fase 6a

In de toetsing op knik is uitgegaan van een kniklengte van 9,45 m. De afstand tussen de teen van de damwand en het aangrijpingsniveau van het anker bedraagt 13,5 m. Conform [8] mag er, vanwege de inklemming, gerekend worden met een 70% van deze lengte, de aangehouden kniklengte bedraagt 9,45 m.

### 5.2.3. STR-2 en SSI-2: Sterkte en houdkracht verankering

De verankering is getoetst in bijlage A.2. Er is gerekend met de volgende maatgevende ankerkrachten:

- $P_{max} = 251 * 1,1 = 276$  kN/m berekend in fase 6a
- $P_{max}$  voor ankeruitval =  $165 * 1,1 = 182$  kN/m berekend in fase 4c

De maatgevende sondering is de sondering "75629\_DKMP049\_(TG003.+050\_DKMP2\_BIK)". Er is een gemiddelde conusweerstand van 9 MPa in de zone van het groutlichaam bepaald. De bepaling van de gemiddelde conusweerstand is ook opgenomen in bijlage A.2. In de bepaling van de gemiddelde conusweerstand zijn de gemeten conusweerstand groter dan 15 MPa afgesnoten op 15 MPa, conform [10] voor schroefinjectieankers. Daarnaast is de conusweerstand (voorafgaand aan afsnuiting) als gevolg van de hoge grondwaterstand onder extreme omstandigheden gereduceerd. Deze reductie bedraagt 21%. De reductie is als volgt bepaald:

- $\gamma_{qc} = \sigma'_d / \sigma'_i$ : waarin:
  - $\gamma_{qc}$  de correctiefactor voor conusweerstand  $q_c$  [-]
  - $\sigma'_i$  de initiële effectieve spanning [kN/m<sup>2</sup>]
  - $\sigma'_i$  is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van bovenkant groutlichaam in fase 2b. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met 'dagelijkse omstandigheden'.
  - $\sigma'_i = 164$  kN/m<sup>2</sup>
  - $\sigma'_d$  de effectieve spanning onder extreme omstandigheden [kN/m<sup>2</sup>]
  - $\sigma'_d$  is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van bovenkant groutlichaam in fase 4a. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met de WBN-situatie.
  - $\sigma'_d = 102$  kN/m<sup>2</sup>
- $\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}} = \sqrt{\frac{102}{164}} = 0,79$

De unity checks zijn kleiner dan 1,0 waarmee de verankering voldoet.

In de bovenstaande berekende maximale ankerkracht is het effect van zakkende grond op de ankerstangen in rekening gebracht. De toename van de ankerkracht is berekend conform de methode uit CUR166 [3] met de aanpassingen zoals beschreven in de TUN [15]. De berekening van de ankerkracht toename is opgenomen in bijlage A.2. Er is een berekende toeslag ten gevolge van zakkende grond van 88 kN/anker<sup>2</sup> bepaald. Daarnaast is ten gevolge van kruip een toeslag van 165 kN per anker bepaald (= ankerkracht in fase 3a). De toename incl. initiële ankerkracht bedraagt: 88+165=253 kN per anker. Als voorspanning in fase 3b in Plaxis is 253 kN/anker ingevoerd.

Een aantal van de uitgangspunten die de grootste invloed hebben op de berekening is onderstaand benoemd:

- De ongecorrodeerde doorsnede van de ankerbuis.
- De horizontale beddingsconstante voor het materiaal achter de damwand is conservatief hoog ingeschat. Er is uitgegaan van een waarde gelijk aan 10.000 kN/m<sup>3</sup>/m, dit komt overeen met 'vaste klei'.
- De inrekening gebrachte zakking bedraagt 0,03 m. Dit is de verwachte zakking ten gevolge van autonome bodemdaling. Deze zakking is conservatief nog niet omgerekend naar een loodrechte zakking op de ankerbuis en is over gehele lengte van de ankerstang constant verondersteld.

#### 5.2.4. STR-2: Sterkte gording

In het VO is het ontwerp van de gording gebaseerd op basis van vereenvoudigde formules. Het gordingprofiel is daarmee indicatief. In het DO wordt een gedetailleerder ontwerp van de gording en verbindingen gemaakt. De gordingberekening is opgenomen in bijlage A.3. Er is getoetst aan de volgende krachten:

- $P_{\max}=251*1,1=276$  kN/m berekend in fase 6a
- $P_{\max}$  voor ankeruitval= $165*1,1=182$  kN/m berekend in fase 4c

De unity checks zijn kleiner dan 1,0 waarmee de gording voldoet.

#### 5.2.5. SSI-1: Lengte langsconstructie

De lengte van de langsconstructie is bepaald op basis van de maximale waarde van:

- 1 Teenniveau 2 m in het pleistocene zand
- 2 Teenniveau o.b.v. heave criterium
- 3 Teenniveau o.b.v. toetsing verticaal draagvermogen

- 1 Teenniveau 2 m in het pleistocene zand

De bovenzijde van het pleistoceen bevindt zich in het traject op een niveau van NAP-2,0 m (sondering "75629\_DKMP049\_(TG003.+050\_DKMP2\_BIK)") of hoger. Met het teenniveau van NAP-4,00 m, is voldaan aan de eis om de constructie 2,0 m in het pleistocene zand te plaatsen.

- 2 Teenniveau o.b.v. heave criterium

Het vereiste teenniveau o.b.v. het heave criterium is bepaald in [18] en bedraagt NAP-3,60 m. Met het teenniveau van NAP-4,00 m, wordt voldaan aan het heave criterium.

<sup>2</sup> Toeslag is inclusief modelfactor  $\gamma_{zb} = 1,25$ .

### 3 Teenniveau o.b.v. toetsing verticaal draagvermogen

Het verticaal draagvermogen is getoetst in D-Foundations, de resultaten zijn opgenomen in bijlage A.4. De maatgevende sondering is "75629\_DKMP049\_(TG003.+050\_DKMP2\_BIK)". Het berekende draagvermogen op het niveau van NAP-4,00 m bedraagt 230 kN/m. Er is getoetst aan de waarde van de normaalkracht net onder de anker Gording. De maximale waarde op dit niveau bedraagt 170 kN/m en is berekend in fase 6a. Het verticaal draagvermogen voldoet hiermee op het teenniveau van NAP-4,00 m. In de toetsing van het verticaal draagvermogen is rekening gehouden met de volgende reducties:

- 30% reductie van de conusweerstand ten gevolge van het trillend installeren van de damwanden.
- reductie van de conusweerstand als gevolg van de hoge grondwaterstand onder extreme omstandigheden. Deze reductie bedraagt 8%. De reductie is als volgt bepaald:  
 $\gamma_{qc} = \sigma'_d / \sigma'_i$ : waarin:
  - $\gamma_{qc}$  de correctiefactor voor conusweerstand  $q_c$  [-]
  - $\sigma'_i$  de initiële effectieve spanning [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\sigma'_i$  is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van de teen van de damwand in fase 2b. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met 'dagelijkse omstandigheden'.  
 $\sigma'_i = 182 \text{ kN/m}^2$
  - $\sigma'_d$  de effectieve spanning onder extreme omstandigheden [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\sigma'_d$  is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van de teen van de damwand in fase 4a. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met de WBN-situatie.  
 $\sigma'_d = 153 \text{ kN/m}^2$

$$\gamma_{qc} = \frac{\sigma'_d}{\sigma'_i} = \frac{153}{182} = 0,92$$

De totale reductie op de conusweerstand bedraagt  $(1 - 0,70 \cdot 0,92) \cdot 100\% = 36\%$

Met het teenniveau van NAP-4,00 m is aan alle bovenstaande criteria voldaan.

#### 5.2.6. Vervormingen constructie en dijklichaam

Conform de PPL dient er aan de volgende eisen voldaan te worden:

- 1 De kruindaling mag niet meer dan 0,1 m bedragen;
- 2 De horizontale vervorming van de binnenteen t.o.v. de buitenteen mag niet meer dan 0,1 m bedragen;
- 3 De horizontale vervorming van de constructie mag niet meer dan 0,1 m bedragen;

In de toetsing van de vervormingseisen dient gerekend te worden met een schematiseringsfactor van 1,3 [1]. Onderstaand wordt per eis aangegeven of hier aan voldaan is.

- De berekende verticale vervorming van de kruin in fase 4c bedraagt 0,05 m. Inclusief schematiseringsfactor bedraagt dit 0,07 m. Hiermee is voldaan aan eis 1.
- De berekende verschilvervorming tussen de binnenteen en buitenteen in fase 7c bedraagt 0,05 m. Inclusief schematiseringsfactor bedraagt dit 0,07 m. Hiermee is voldaan aan eis 2.
- De berekende horizontale vervorming van de constructie in fase 7c bedraagt 0,05 m, inclusief schematiseringsfactor is dit 0,07 m. Hiermee is voldaan aan eis 3.

## 6 Overdracht DO-fase

### 6.1. Nader te detailleren

De volgende punten dienen in de DO-fase nader uitgewerkt te worden:

- Het ontwerpen van de anker Gording en de verbinding tussen damwand en Gording.
- De lasverbinding van de niet geponste damwand sloten.
- De constructieve en geotechnische schematiseringsfactor dient afgeleid te worden.
- Het detail om beïnvloeding van de damwand op de dagelijkse geohydrologische situatie te voorkomen.
- Het detail om beïnvloeding van de freatische lijn gedurende WBN situatie te voorkomen dient nader uitgewerkt te worden.
- Het verwerken van de uitkomsten van het labonderzoek in het ontwerp.
- De aansluiting van de langsconstructie op de maatwerkoplossing Bellevue en de aansluiting op de versterking in dijkvak 5b dient uitgewerkt te worden.
- Controleren van de uitvoeringsstabiliteit van het dijklichaam
- Aanvullende rekensneden beschouwen t.b.v. mogelijke optimalisaties in het ontwerp
- Het verwerken van de uitkomsten van het labonderzoek in het ontwerp.
- De impact van fluïderen op het ontwerp onderzoeken.
- Detail doorvoer van de ankerbuizen door de damwand ontwerpen, rekening houden met autonome bodemdaling en zakking van de kruin.
- Bepalen welke aspecten gemonitord dienen te worden (trillingsmetingen panden, bouwkundige opname, etc)
- Invloed van de damwand op de dagelijkse geohydrologische situatie
- Modelcontroles uit de PPL[1] en PPE [2] uitvoeren in DO;
  - Gekozen meshfijnheid controleren
  - Controle: vergelijking glijvlakberekening en eindige-elementenberekening
  - Toegepaste tolerantie controleren
  - Invloed modelgrenzen controleren

### 6.2. Niet-beheerste risico's

Voor de vervolgfase gelden de volgende niet beheerste risico's :

Tabel 6-1: Risicotabel langsonstructie

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
1	Obstakels in ondergrond	1) Archiefinformatie niet volledig 2) Onvoorziene obstakels	Damwanden of ankers komen niet op diepte	1) Voorprikken of damwand tracé / positie ankers aanpassen 2) Doorboren van obstakels met behulp van speciale boorkop 3) Obstakel opgraven (ondiepe obstakels)

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
2	Te hoge weerstand in zandlaag	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	Damwanden niet op diepte	4) obstakel overkluizen (aandachtspunt is controle op heave) 1) Analyse m.b.t. inbrengbaarheid van de damwandplanken 2) Zwaarder trilblok toepassen 3) Fluïderen*
3	Houdkracht ankers niet voldoende na controleproef	1) Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek 2) Obstakel geraakt	Anker onbruikbaar of onvoldoende belastbaar	1) Aanvullend grondonderzoek uitvoeren voorafgaand aan uitvoering 2) Nieuw anker plaatsen
4	Trillingen ten gevolge van installatie te hoog	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	1) Overlast omgeving 2) Schade aan bebouwing	1) Resterende damwanden drukkend installeren 2) Fluïderen*
5	Binnentalud instabiel tijdens aanbrengen damwand	1) Te hoge wateroverspanningen tijdens trillend installeren 2) Te zwaar materieel op de dijk / ondeugdelijke kraanopstelling	1) Bezwijken talud 2) Schade aan omgeving en materieel 3) Slachtoffers	1) Analyse mbt installeerbaarheid uitvoeren 2) Stabiliteit dijklichaam met materieel toetsen (evt. maatregelen nemen om belasting te spreiden)

\* In het VO is nog geen rekening gehouden met de effecten van fluïderen op het ontwerp. In het DO wordt onderzocht wat de impact hiervan is op het ontwerp.

### 6.3. Openstaande raakvlakken

Voor de vervolgfase gelden de volgende openstaande raakvlakken:

Tabel 6-2: Raakvlakken Langsconstructie

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
1	Bestaande constructie	Tussen TG003 en TG004 bevindt zich een bestaande damwand constructie.	De nieuwe damwand conflicteert niet met deze bestaande damwand. In het DO wordt bepaald of dat deze blijft zitten of (gedeeltelijk) wordt verwijderd/afgebrand.
2	Kabels en leidingen	1) Er ligt een laagspanningskabel in de binnenkruinlijn, die het binnentalud kruist ter plaatse van TG003. 2) Riool vrij verval in binnenteen tussen TG003 en TG004	1) Omgang nader te bepalen in het DO. 2) De ligging van deze leiding dient bepaald te worden. Naderhand kan gecontroleerd worden of dit een conflict vormt met de nieuwe constructie.
3	Trapconstructie	Ter plaatse van TG003 bevindt zich een trapconstructie	Het uitgangspunt is dat deze tijdelijk verwijderd wordt en na realiseren constructie teruggeplaatst wordt



Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
4	Aansluiting op maatwerkoplossing	Bij hotel restaurant Bellevue wordt een maatwerkoplossing uitgewerkt. De verwachte locatie van deze constructie is in de buitenkruinlijn.	De aansluiting of overgang tussen deze twee constructie types wordt in het DO uitgewerkt.
5	Aansluiting berm 5b	Ter plaatse van TG004+50 sluit de langsconstructie aan op deeltraject 5b. In dit deeltraject wordt een berm aangebracht voor de binnenwaartse stabiliteit	De overgang tussen deze constructie types wordt in het DO uitgewerkt. De langsconstructie dient minimaal doorgezet te worden tot waar de berm volledig uitgevoerd is.

#### 6.4. Afgeleide eisen

- Op alle ankers dient een controleproef uitgevoerd te worden en op minimaal 5% van alle ankers een geschiktheidsproef.
- De afspankracht van de ankers bedraagt 100 kN.
- Tijdens de uitvoering dient er voldaan te worden aan de eisen opgenomen in [13].

#### 6.5. Risicoreservering DO-fase

In de voorliggende rapportage en bijbehorende berekeningen is nog geen rekening gehouden met het toepassen van maatregelen (bijvoorbeeld voorboren of fluïderen) t.b.v. het installeren van de damwand. De invloed van deze maatregelen op ontwerp van de langsconstructie wordt in de DO-fase onderzocht. Er is een risico dat de damwand hierdoor zwaarder en/of langer uitgevoerd moeten worden. Om dit risico te ondervangen wordt voorgesteld om uit te gaan van het volgende damwandprofiel in de VO-raming:

- AZ24-700 S355GP, lengte 15,0 m.

## BIJLAGEN

### A. Ontwerptoetsingen

#### A.1. *Doorsnede toetsing damwand*

# Controle doorsnede damwand

conform NEN-EN 1993-5:2008 + NB:2012 (sheet alleen toepasbaar voor klasse 1, 2 en 3 profielen)



**Project** Dijkversterking Stad Tiel  
**Opdrachtgever** Waterschap Rivierenland  
**Projectnummer Iv-Infra** INFR200121  
**Onderdeel** Deeltraject 5A controle doorsnede damwand  
**Revisie** 1  
**Datum** 18-12-2020

## INVOER

### Invoer: gegevens damwand

damwandprofiel AZ20-700  
 type damwandprofiel Z-plank  
 staalsoort S 240 GP  
 Toelaatbare staalspanning  $f_y$  240 N/mm<sup>2</sup>  
 elasticiteitsmodulus E 2.10E+05 N/mm<sup>2</sup>  
 kniklengte (NEN-EN 1993-5 fig 5-2)\* I 9.45 m  
 factor scheve buiging (weerstandsmoment)\*\*  $\beta_B$  1.0  
 factor scheve buiging (traagheidsmoment)\*\*  $\beta_D$  1.0

### Definitie zones damwand

Zone	
A	Boven dagelijkse waterstand
B	Onder dagelijkse waterstand

\* zie tabblad controles (3) voor betreffende figuur/tabel. Indien knik niet van toepassing is vul in: n.v.t.

\*\* bepaald aan de hand van CUR166 (2012)

### Invoer: corrosie

Boven dagelijkse waterstand 0 mm  
 Onder dagelijkse waterstand 0 mm  
 permanent onder water 0 mm  
 grond 0.0 mm

### Handmatig opgeven corrosiefactor\*\*\*\*

corrosiefactor Zone A 0.65  
 corrosiefactor Zone B 0.81  
 corrosiefactor Zone C 1.00  
 corrosiefactor Zone D 1.00

ja

\*\*\* nee: corrosiefactor = flensdikte gecorrodeerd / flensdikte ongecorrodeerd

ja: gebruik maken van rekensheet / rekenprogramma en factor handmatig invullen

### Invoer: snedekrachten

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
optredende moment	$M_{ed}$	259.6	330	0	0 kNm/m
optredende normaalkracht	$N_{ed}$	187	187	0	0 kN/m
optredende dwarskracht	$V_{ed}$	137.5	137.5	0	0 kN/m

### Invoer: partiële veiligheidsfactoren (o.b.v. NB)

$\gamma_{M0}$  1.00  
 $\gamma_{M1}$  1.10  
 $\gamma_{M2}$  1.25

## SAMENVATTING TOETSING DOORSNEDE

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
Moment	U.C.	0.86	0.74	0.00	0.00
Dwarskracht	U.C.	0.37	0.30	0.00	0.00
Normaalkracht	U.C.	0.08	0.06	0.00	0.00
Moment + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Plooi	U.C.	0.42	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Knik	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.

voldoet aan norm

voldoet niet aan norm

niet van toepassing

**A.2. Sterkte verankering**

**Berekening ankerkracht incl. bijdrage zakkende grond**

bronnen: CUR166 (2012), Damwandconstructies - 6e herziene druk, deel 2 paragraaf 4.9.13  
 POV-M Publicatie stabiliteitsverhogende langsconstructies, Deltares, maart 2020



<b>Project</b>	Dijkversterking Stad Tiel
<b>Opdrachtgever</b>	Waterschap Rivierenland
<b>Projectnummer Iv-Infra</b>	INFR200121
<b>Onderdeel</b>	Voorlopig ontwerp schroefinjectie anker vak deeltraject 5a
<b>Revisie</b>	1
<b>Datum</b>	18-12-2020

**Gegevens doorsnede**

Type voorwand	AZ20-700
Type anker	Ankerbuis 82,5/20
Methode	PPL

**Invoer constructie**

Type anker	-	Ankerbuis
Diameter ankerbuis	$D_0$	0.083 [m]
Corrosiebescherming ankerbuis (rondom)	-	0.000 [m]
Wanddikte ankerbuis	t	0.020 [m]
Hart-op-hart afstand verankering	a	2.80 [m]
Ankerhoek met horizontaal	$\alpha_{\text{anker}}$	45 [graden]
Lengte anker tussen opleggingen	L	15.0 [m]
Buigstijfheid damwand (gecorrodeerd) per meter	$EI_{\text{damwand}}$	55356 [kNm <sup>2</sup> ]
Maatgevende ankerkracht	F	165 [kN]
Eigen gewicht ankerbuis	$q_{\text{eg}}$	30.631 [kg/m]
Oppervlakte anker (ongecorrodeerd)	$A_{\text{anker}}$	3.93E-03 [m <sup>2</sup> ]
Rekstijfheid ankerdoorsnede (ongecorrodeerd)	EA	824668 [kN]
Buigstijfheid ankerstaaf (ongecorrodeerd)	$EI_{\text{anker}}$	4.44E+02 [kNm <sup>2</sup> ]

**Zakking**

Materiaal rond ankerstang		PPL:KLEI/VEEN
Horizontale beddingsconstante ondergrond per meter	c	10000 [kN*m/m <sup>3</sup> ]
PPL:KLEI/VEEN		
Ongedraineerde schuifsterkte	$S_u$	40.8 [kPa]
	$\alpha$	9 [-]
Representatieve bovengrens netto conusweerstand	$q_{\text{net,max}}$	0.5 [MPa]
laag karakteristieke waarde correlatiecoëfficiënt	Nkt,laag	20 [-]
Alpha Shanshep	$\alpha$	0.34 [-]
Effectieve verticale korrelspanning	$\sigma'_{v,z;\text{gem}}$	120 [kPa]
Belasting zakkende grond	$q_{\text{lloodrecht,gem}}$	23.80 [kN/m]
Amplitude sinusvormige belasting	$q_0$	30.69 [kN/m]
Gemiddelde grondzakking op ankerstang	$w_{\text{grond,gem;lloodrecht}}$	0.0300 [m]

**CUR166 geval 1: "Loodrecht belaste ankerstang"**

Modelfactor	$\beta$ (factor conform PPL)	24.0 [-]
-------------	------------------------------	----------

$$\alpha(1 + \alpha)^2 = \left(\frac{q_0 * L}{F}\right)^2 * \frac{1}{\beta} * \frac{EA}{F} * \frac{1}{1 + \frac{EA}{\alpha * c * \lambda * L}}$$

0

$$\left(\frac{q_0 * L}{F}\right)^2 * \frac{1}{\beta} * \frac{EA}{F} * \frac{1}{1 + \frac{EA}{\alpha * c * \lambda * L}} =$$

850.7139 [-]

Dus moet gelden dat:

$$\alpha(1 + \alpha)^2 =$$

3.1193 [-]

Hieruit volgt:

$$\alpha =$$

8.82067 [-]

golf lengte	$\lambda$	2.17 [m]
-------------	-----------	----------

doorbuiging anker	$y_0$	0.432 [m]
-------------------	-------	-----------

**Doorbuiging anker groter dan de zakking van de ondergrond, rekenen met geval 2.****CUR166 geval 2: "Verhinderde doorbuiging"**Indien doorbuiging anker ( $y_0$ ) groter is dan zakking ondergrond ( $w_{\text{grond;gem;loodrecht}}$ ) dan geldt:

$$\alpha_n^2(1 + \alpha_n) = \alpha^2(1 + \alpha) \left(\frac{1}{n^3}\right)$$

$$\alpha^2(1 + \alpha) \left(\frac{1}{n^3}\right) =$$

0.2564 [-]

Dus moet gelden dat:

$$\alpha_n^2(1 + \alpha_n) =$$

0.2564 [-]

Hieruit volgt:

$$\alpha_n =$$

0.424263193 [-]

factor	n	14.39 [-]
--------	---	-----------

**Bereken de ankerkrachten incl. effect zakkende grond (geval 1 en geval 2)**

Additionele ankerkracht	$\Delta F$	70 [kN]
Ankerkracht per anker	F	165 [kN] +
Maatgevende totale ankerkracht	$F_{s,staaf}$	<hr style="width: 100%; border: 0.5px solid black;"/> 235 [kN]

Invoer Plaxis

Toeslag zakkende grond	88 kN
------------------------	-------

Toeslag kruip (ankerkracht fase 3a)	165 kN
-------------------------------------	--------

Totaal (invoer Prestress fase 3b)	253 kN
-----------------------------------	--------

**Bijlage X****Controle zelfborende ankers en schroefinjectieankers**

bron: CUR166 (2012), Damwandconstructies - 6e herziene druk, deel 2 paragraaf 4.9.5 en 4.9.6 en NEN 9997-1+C2:2017 NL

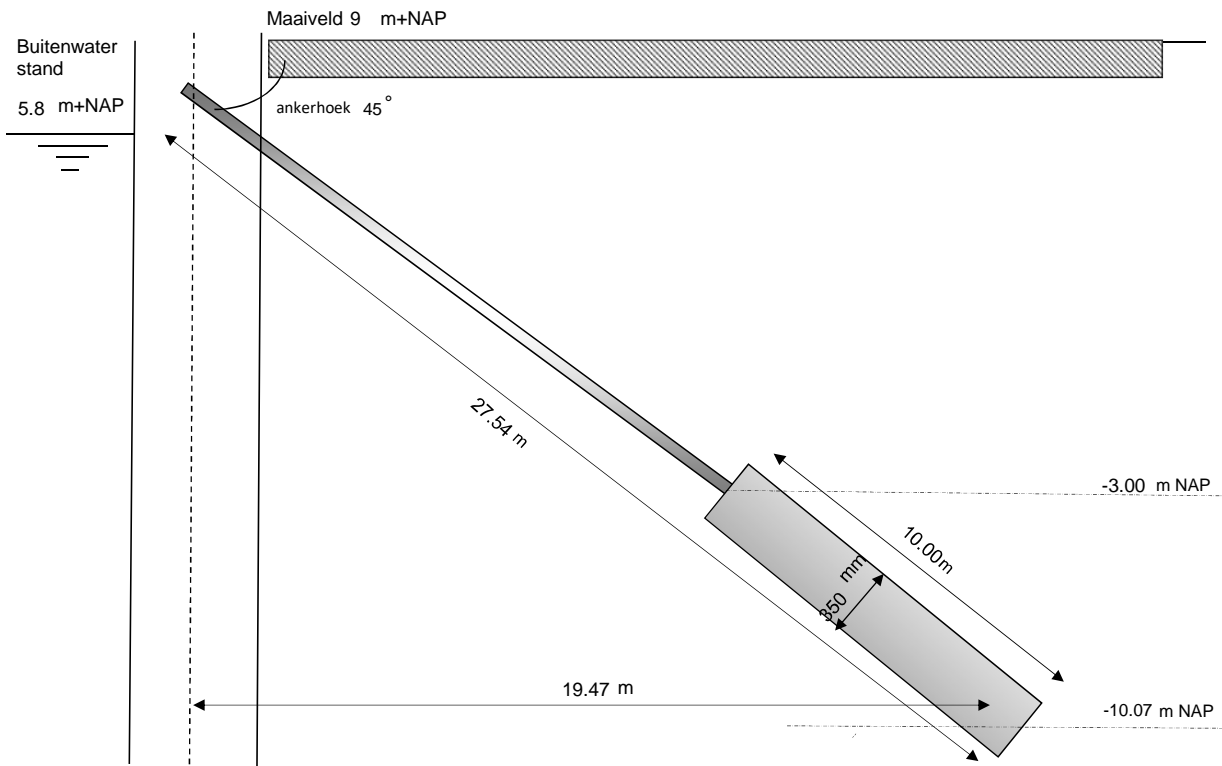
<b>Project</b>	Dijkversterking Stad Tiel
<b>Opdrachtgever</b>	Waterschap Rivierenland
<b>Projectnummer Iv-Infra</b>	INFR200121
<b>Onderdeel</b>	Voorlopig ontwerp schroefinjectie anker deeltraject 5a
<b>Revisie</b>	1
<b>Datum</b>	18-12-2020

**Algemene gegevens**

Sondering	75629_DKMP049_(TG003.+050_DKMP2_BIK)		
Ankersysteem	S Schroefinjectieanker		
Type anker	Ø82,5x20,0	mm	
Buitendiameter	82.50	mm	
Wanddikte	20.00	mm	
Rekenkundig drsn. (Abuis)	3888	mm <sup>2</sup>	
Gecorrigeerde diameter t.p.v. schroefdraad	81.88	mm <sup>2</sup>	
Corrosietoeslag	0.060	mm/jr	100 jaar
Rekenkundige doorsnede (Abuis;corr)	2458	mm <sup>2</sup>	
Staalkwaliteit	E470		
Vloei spanning (fy)	500.00	N/mm <sup>2</sup>	
Breukspanning (ft)	700.00	N/mm <sup>2</sup>	
Diameter groutlichaam	350	mm	omtrek 1100 mm
H-o-h afstand	2800	mm	
h.o.h. afstand ankers (uitgedrukt in D)	8.00	Deq	
Insteekniveau	9.40	m NAP	
Bovenkant grout	-3.00	m NAP	onderkant -10.07 m NAP
Lengte prop	10.00	m	hart -6.54 m NAP
Ankerhoek	45	°	
Totale ankerlengte	27.54	m	
Fictieve ankerlengte	23	m	
Massa totale ankerstang	835	kg	
Groutlichaam hoeveelheid	0.91	m <sup>3</sup>	

**Gehanteerde factoren**

CUR 166 deel 2 art 4.9.6	0.015 $\alpha_t$	CUR 166 deel 2 art 4.9.6 $\alpha_t$
Reductiefactor	1.00 $\xi_a$	CUR 166 deel 1 art 7.2.2 $\xi_a$
Partiële materiaalfactor	1.20 $\gamma_a$	CUR 166 deel 1 art 7.2.2 $\gamma_a$
Correctiefactor lengte-effect groutlichaam	1.00	
Correctiefactor onderlinge beïnvloeding	1.00	NEN 9997-1+C2: 2017 NL



	Ankergegevens				Sluitfactoren CUR166		Rekenwaarde ankerkracht	
	Axiaal $P_{:max:axiaal:Dsheets}$ (kN/m1)	Axiaal $P_{:max:Dsheets}$ (kN/m1)	Afstand h-o-h (m)	$P_{:max}$ kN/anker	Houdkracht $Y_{gr}$ (-)	Doorsnede $Y_{drsn}$ (-)	Houdkracht $P_{d:gr}$ (kN/anker)	Doorsnede $P_d$ (kN/anker)
Ankerkrachten								
stap 6.1	276	276	2.80	773	1.10	1.25	851	967
stap 6.2	276	276	2.80	773	1.10	1.25	851	967
stap 6.3	276	276	2.80	773	1.10	1.25	851	967
stap 6.4	276	276	2.80	773	1.10	1.25	851	967
stap 6.5 x 1,2	182	182	2.80	510	1.10	1.25	561	638
Anker uitval								
Stap 6,5 (representatief)	152	152	4.20	638	1.00	1.00	638	638

#### Controle ankerstang [B2.1]

$R_{t;break;rep}$	1720 kN	$(A_{buis:corr} * ft)$
$R_{t;break;d}$	1229 kN	$(R_{t;break;d}/1,4)$
$R_{vloei;rep}$	1229 kN	$A_{buis} * fy$
$R_{vloei;d}$	1229 kN	$R_{r:vloei;rep}/1,0$
$F_{r;d}$	1229 kN	min. $(R_{t;break;rep}/1,4)$ ; $(R_{r:vloei;rep}/1)$
$P_d$	967 kN	

CUR166 deel 1 paragraaf 7.2.1

$$R_{t;d} > P_d$$

$$1229 > 967$$

Unity Check 0.79

#### Controle grondmechanische houdkracht [B2.2]

$Q_{c:gem}$	8 MPa	75629_DKMP049_(TG003.+050_DKMP2_BIK)
Correctiefactor conusweerstand $\gamma_{sc}$	0.79 [-]	
Afknijping conusweerstand op	15 MPa	
$R_{a:min}$	1276 kN	$(Q_{c:gem} * O * L_a * \alpha_l)$
$R_{a:min;d}$	1064 kN	$(R_{a:min} * \xi_s / \gamma_a)$
$P_d$	851 kN	Max rekenwaarde ankerkracht

CUR166 deel 1 paragraaf 7.2.2

$$R_{a:min;d} > P_d$$

$$1064 > 851$$

Unity check 0.80



**Controle bezwijken grout-grond [B2.3]**

R <sub>a,min,d</sub>	1064 kN
Diameter groutlichaam	350.00 mm
L <sub>grout</sub>	10.00 m
q <sub>c</sub>	7.74
τ <sub>grout/grond</sub>	0.10

0,3 N/mm<sup>2</sup>      τ<sub>grout/grond</sub>  
 0.30 > 0.10  
 Unity check      **0.32**

$$\tau_{grout/grond} = \frac{R_{a,min,d}}{\varnothing_{grout} \pi L_{grout}} \leq 0,2 * q_c \leq 0,3 \text{ N/mm}^2$$

**Controle bezwijken grout-staal [B2.4]**

R <sub>a,min,d</sub>	1064 kN
diameter staal	82.50 mm
L <sub>grout</sub>	10.00 m
τ <sub>grout/staal</sub>	0.41
τ <sub>max</sub>	1,5/2,2 (glad/geribd)

1,5/2,2      τ<sub>grout/staal</sub>  
 1.50 > 0.41  
 Unity check      **0.27**

$$\tau_{grout/staal} = \frac{R_{a,min,d}}{\varnothing_{staal} \pi L_{grout}} \leq \tau_{max} = \frac{1,5}{2,2} \left( \frac{glad}{geribd} \right)$$

**Gegevens sonderingen**

	Bovenkant groutlichaam [m+NAP]	Onderkant groutlichaam [m+NAP]	Gemiddelde conusweerstand [MPa]	Lengte groutlichaam [m]
75629_DKMP039-A_(TG000.+078_DKMP2_BIK)	-2.50	-9.57	10.99	10.00
75629_DKMP041_(TG000.+099_DKMP2_BIK)	-2.50	-9.57	11.14	10.00
75629_DKMP042_(TG001.+026_DKMP2_BIK)	-2.50	-9.57	9.84	10.00
75629_DKMP043_(TG001.+087_DKMP2_BIK)	-2.50	-9.57	8.64	10.00
75629_DKMP044_(TG002.+015_DKMP2_BIK)	-2.50	-9.57	9.25	10.00
75629_DKMP046_(TG002.+038_DKMP2_BIK)	-2.50	-9.57	10.10	10.00
75629_DKMP047_(TG002.+066_DKMP2_BIK)	-2.50	-9.57	12.17	10.00
75629_DKMP048-A_(TG003.+024_DKMP2_BIK)	-2.50	-9.57	8.73	10.00
	-2.50	-9.57	7.74	10.00
	-2.50	-9.57	9.18	10.00
	-2.50	-9.57	10.44	10.00
	-2.50	-9.57	9.64	10.00

### **A.3. Sterkte gording**

**Controle gording verankerde damwand**

Bron: NEN-EN 1993 (sheet alleen toepasbaar voor klasse 1 en 2).



**Project** Dijkversterking Stad Tiel  
**Opdrachtgever** Waterschap Rivierenland  
**Projectnummer Iv-Infra** INFR200121  
**Onderdeel** Indicatieve berekening gording deeltraject 5a  
**Revisie** 1  
**Datum** 18-12-2020

**BEREKENING Gording doorsnedeklasse: 1, 2**

versie

1

**Uitgangspunten:**

De krachtsverdeling is bepaald op basis van een doorlopende ligger over meer dan drie steunpunten. De gordingen worden hierbij doorgekoppeld.

Bij gordingen (vaak vrij lage, gedrongen profielen (HEB)) zal gezien de geringe ongesteunde kiplengte (gording wordt tpv elke plank bevestigd) de reductie van de momentcapaciteit gering zijn en dus kip niet maatgevend zijn. Vandaar dat deze toetsing niet in het hoofdblad is opgenomen. Indien kip wel maatgevend is, dienen maatregelen getroffen te worden, zoals toepassing van kipsteunen (schotjes) of een zwaardere gording.

In de toetsing is alleen uitgegaan van belasting uit ankerkrachten. Deze ankerkrachten zijn een direct gevolg van de grond en waterdrukken tegen de damwand. Samen vormen deze een evenwicht. Overige belastingen zijn niet meegenomen (eigen gewicht, gewicht van bovenliggende grond, vulbelasting)

**Invoer gegevens gording**

gekozen profiel:	HE 260 B	$f_{y,d} = 355$ Mpa	
staalkwaliteit	S 355	$E_d = 210,000$ Mpa	
corrosie (rondom)	2.2 mm	$\gamma_{MO} = 1.0$	
Ankerhoek met horizontaal	$\alpha = 45$ graden		
h.o.h. afstand ankers	2.8 m	n: enkele gording (1); dubbele gording (2):	1 gording
buiging om welke as	sterke		

**Axiale ankerkrachten per strekkende meter**

$F_{A,d} = 276$ [kN/m]	ULS	$F_{A,d} \implies$ Overeenkomstig CUR166 art. 4.9.11
$F_{A,rep} = 182$ [kN/m]	SLS	
$F_{A,d} = 182$ [kN/m]	CAL, ankeruitval	

**Profiel eigenschappen met reductie a.g.v. corrosie (oorspronkelijke profieleigenschappen tussen haakjes)**

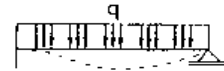
h = 255.6 mm (260 mm)	$A_{resterend} = 8566$ mm <sup>2</sup> = 72 % van: (11840 mm <sup>2</sup> )
b = 255.6 mm (260 mm)	$A_{corrosie} = 3274$ mm <sup>2</sup>
$t_w = 5.6$ mm (10.0 mm)	$A_v = 2629$ mm <sup>2</sup> = 70 % van: (3759 mm <sup>2</sup> )
$h_w = 177$ mm (177 mm)	$I_y = 11120$ cm <sup>4</sup> = 75 % van: (14919 cm <sup>4</sup> )
$t_t = 13.1$ mm (17.5 mm)	$W_{y,el} = 870$ cm <sup>3</sup> = 76 % van: (1148 cm <sup>3</sup> )
r = 26.2 mm (24 mm)	$W_{pl,y*} = 950$ cm <sup>3</sup> = 74 % van: (1283 cm <sup>3</sup> )
$i_y = 113.9$ mm (112 mm)	

==&gt; NEN-EN 1993-1-1 art. 5.5.2

**Doorsnedeklasse**

lijfcontrole	$\frac{c}{t} = \frac{177}{5.6} = 31.6 \leq 72 \epsilon = 59 \implies$ Doorsnedeklasse 1
flenscontrole	$\frac{c}{t} = \frac{99}{13.1} = 7.5 \leq 10 \epsilon = 8 \implies$ Doorsnedeklasse 2
druk	$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$ [-]

Horizontale belasting op gording			
$P_{g,d}$	=	215 [kN/m]	$F_{A,d} \times \cos(\alpha) \times 1,1$
$P_{g,rep}$	=	142 [kN/m]	$F_{A,rep} \times \cos(\alpha) \times 1,1$
$P_{g,d}$	=	129 [kN/m]	$F_{A,d} \times \cos(\alpha)$
$M_{s,g,d}$	=	168 [kNm]	ULS: $M_{s,g,d} = 1/10 \times P_{g,d} \times l^2/n$
$V_{s,g,d}$	=	361 [kN]	ULS: $V_{s,g,d} = 6/10 \times P_{g,d} \times l/n$
$M_{s,g,d,cal}$	=	252 [kNm]	CAL: $M_{s,g,d,cal} = 1/16 \times P_{g,d} \times (2l)^2/n$
$V_{s,g,d,cal}$	=	432 [kN]	CAL: $V_{s,g,d,cal} = 6/10 \times P_{g,d} \times 2l/n$
			$P_{g,d}$ ==> Overeenkomstig CUR166 art. 4.9.11
<b>Toetsing weerstand doorsnede op dwarskracht ULS</b>			
NEN-EN 1993-1-1+C2-6.2.6	Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2		sterke as
$V_{Ed}$	=	361 kN	$V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{2629 \times 205}{1.0} = 539 \text{ kN}$
toetsing:			
6.2.6: $V_{Ed}/V_{c,Rd}$	=	dwarskracht	$361 / 539 = 0.67 > 0.5$ $0.67 \leq 1.0$ (6.17)
<b>Formules bij 6.2 Weerstand van doorsneden</b>			
Doorsnedeklasse 1 en 2		<b>Reductie op momentcapaciteit</b>	
Buiging en dwarskracht		nodig	
Reductie nodig als $V_{Ed}/V_{c,Rd} > 0,5$		$p = (2 * V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)2 = 0.1146$ reductie [1 - p]	
$W_{pl,V}$	=	$W_{pl,y} - [(p * A_w2)/(4 * t_w)] =$	944763 mm <sup>3</sup>
<b>Toetsing weerstand doorsnede op buigend moment ULS</b>			
NEN-EN 1993-1-1+C2-6.2.5	Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2		sterke as
$M_{Ed}$	=	168 kNm	$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,V} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{945 \times 355}{1.0} = 335 \text{ kNm}$
			*reductie $W_{pl}$ doordat dwarskracht $> 0,5 V_{c,Rd}$ conform NEN-EN 1993-1-1+C2-6.2.8
toetsing:			
6.2.8: $M_{Ed}/M_{y,V,Rd}$	=	buiging + dwarskracht	$168 / 335 = 0.50 \leq 1.0$ (6.30)
<b>Vervorming ligger (doorlopend over meer dan drie steunpunten)</b>			
Vervorming:	$w = \frac{2 \cdot qL^4}{384 \cdot Ely}$	=	$\frac{2}{384} \frac{142 \times 2800}{210000 \times 1.11E+08}$
		=	2 mm



**Toetsing weerstand doorsnede CAL Ankeruitval**

NEN-EN 1993-1-1+C2-6.2.6 Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2 sterke as

$$V_{Ed} = 432 \text{ kN} \quad V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{2629 \times 205}{1.0} = 539 \text{ kN}$$

toetsing

6.2.6:  $V_{Ed}/V_{c,Rd} =$  dwarskracht  $432 / 539 = 0.80 > 0.5$

$0.80 \leq 1.0$  (6.17)

Reductie nodig als  $V_{Ed}/V_{c,Rd} > 0,5$ 

nodig

$$p = (2 * V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)^2 = 0.3658 \text{ reductie } [1 - r]$$

$$W_{pl,V} = W_{pl,y} - [(p * A_w^2)/(4 * t_w)] = 933745 \text{ mm}^3$$

NEN-EN 1993-1-1+C2-6.2.5 Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2 sterke as

$$M_{Ed} = 252 \text{ kNm} \quad M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,V} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{950 \times 355}{1.0} = 337 \text{ kNm}$$

toetsing:

6.2.8:  $M_{Ed} / M_{y,V,Rd} =$  buiging + dwarskracht  $252 / 337 = 0.75 \leq 1.0$  (6.30)

**Toetsing kipweerstand, unity checks**

normale situatie 0.55  
calamiteit 0.83

#### **A.4. Verticaal draagvermogen**

Deze bijlage betreft het D-Foundations rekenmodel "INFR200121 B-03 201218 Draagvermogen damwand rev1". Dit bestand is meegeleverd in de oplevermap.

## B. Trillingspredictie

De trillingspredictie is uitgevoerd volgens de methode uit de CUR166, empirisch model voor het intrillen van damwanden [3]. De trillingen zijn getoetst aan de grenswaarden volgens de SBR-A (2017), schade aan bouwwerken [6]. In deze notitie is alleen de kans op schade beschouwd. Een toetsing op hinder (voor bijvoorbeeld omwonenden) is geen onderdeel van deze predictie.

In de analyse zijn de volgende uitgangspunten aangehouden:

- Voor de predictie wordt uitgegaan van een overschrijdingskans van de grenswaarde van 1%. Dat betekent dat er een aanvaardbare kleine kans bestaat (van  $\leq 1\%$ ) dat schade aan bouwwerken, funderingen en buisleidingen zal optreden, indien de rekenwaarden uit voorspellingen of metingen de rekenwaarden van de grenswaarden conform SBR-A richtlijn niet overschrijden.
- Uitgangspunt is het trillen van dubbele planken.
- Referentie bodemprofiel: Tiel  
Dit bodemprofiel komt het meest overeen met de gemaakte sonderingen uit het beschikbare geotechnisch onderzoek, maatgevende sondering 75629\_DKMP047\_(TG002.+066\_DKMP2\_BIK)
- Type meting trillingsintensiteit: indicatief, beperkt en uitgebreid
- Type trilling: continu
- Aangezien langs de dijk bebouwing aanwezig is, is het uitgangspunt hoogfrequent trillen, de gehanteerde frequentie van het trilblok bedraagt: 38 Hz. (Installeren met laag frequent trillen is niet beschouwd in deze notitie)
- Type trilblok: Variabel Moment. De trillingen die kunnen optreden bij het opstarten naar de vereiste 38 Hz (zoals bij een trilblok met een vast moment ) zijn niet beschouwd.

Een bovenaanzicht van de situatie in deeltraject 5A is weergegeven in Figuur 2-1. De versterking in dit dijkvak bestaat uit het aanbrengen van een verankerde damwand in het binnentalud. De damwand wordt aangebracht op ca. 5 m vanaf de bestaande binnenkruinlijn. Indicatief is het tracé van de damwanden aangegeven met de rode lijnen. De panden die het dichtstbij de damwand staan zijn aangegeven met de gekleurde rechthoeken. Binnendijs van de damwand bevindt zich nog meer bebouwing, de afstand tot de damwand is echter groter. De volgende bebouwing is aanwezig (alleen binnendijs):

- Oranje rechthoek: Hotel/restaurant Bellevue. De constructieve oplossing ter plaatse van het hotel wordt uitgewerkt binnen een separate rapportage, de afstand tussen damwand bedraagt naar verwachting ca. 5 m.
- Blauwe rechthoek woonhuis met 2 tot 3 bouwlagen, minimale afstand damwand tot woningen bedraagt 25 m.
- Gele rechthoek: woonhuis met 2 bouwlagen, minimale afstand damwand tot woningen bedraagt 20 m.
- Groene rechthoek: Hal met een bouwlaag (huidige locatie Aldi), minimale afstand damwand tot hal bedraagt 15 m. Dit pand wordt echter verwijderd voor start uitvoering dijkversterking.



Figuur 6-1: Bovenaanzicht situatie deeltraject 5A [bron: Google Maps]

Voor de panden en de trillingsanalyse zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- Voor de analyse wordt uitgegaan van gebouwen die zijn ingedeeld in constructie categorie 2:  
*Onderdelen van de draagconstructie van een gebouw indien deze bestaan uit metselwerk.*
- Bouwkundige staat: de predictie is uitgevoerd voor zowel een normale als een gevoelige bouwkundige staat omdat gegevens hieromtrent momenteel ontbreken. Dit dient nader geverifieerd te worden voorafgaand aan de uitvoering, aanbevolen wordt om daarvoor een bouwkundige opname uit te laten voeren.
- Fundering op staal. De funderingswijze is niet van alle panden bekend. De panden waar informatie over beschikbaar is, zijn op staal gefundeerd. Er wordt daarom voor de analyse van uitgegaan dat alle panden op staal gefundeerd zijn (maatgevende situatie).
- De aan te brengen damwand is van het type AZ20-700 met een lengte van 13,0 m.
- De slagkracht is bepaald op basis van de NVAF-PSD grafieken beschikbaar in CUR166 [3]. Grafiek 36 (hoogfrequent trillen in Tiel) is toegepast, conform deze grafiek zijn deze damwanden te installeren met een slagkracht van 1150 kN<sup>3</sup>.

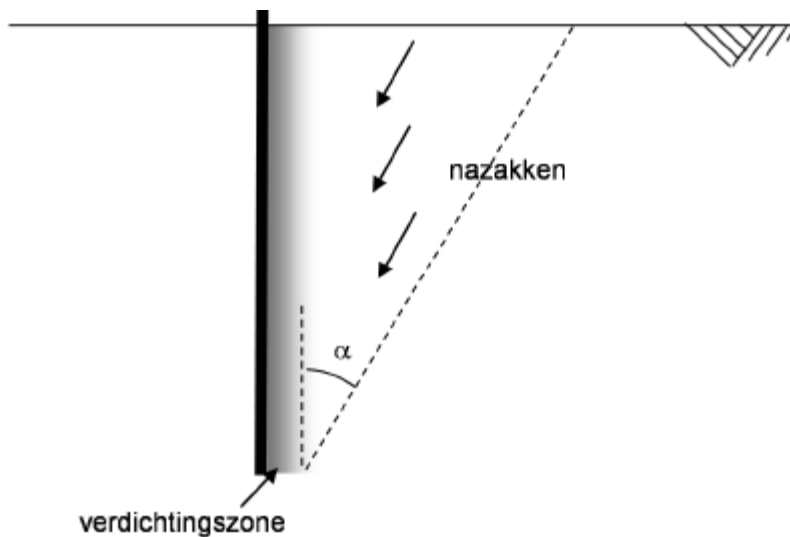
<sup>3</sup> De definitieve keuze van het trilblok dient met de aannemer bepaald te worden. Indien een hogere slagkracht vereist is, dient de analyse hierop aangepast te worden.



Om te bepalen of de funderingen van de panden als trillingsgevoelig beschouwd moeten worden, is een schatting gemaakt van de verdichtingszone en bijbehorende zakkingsstroeg (invloedsgebied) tijdens het trillend installeren van de damwand. In dit gebied zijn zettingen van het maaiveld te verwachten. In Figuur 6-2 zijn de verdichtingszone en troeg weergegeven. Conform [7] bedraagt  $\alpha=30$  graden. De verdichtingszone is ca. 1,0 m breed. De grootte van het invloedsgebied (afstand damwand tot de rand) , bedraagt:

- $L=1+\tan(\alpha) * L_{damwand}=1+\tan(30)*13=8,50$  m

Omdat de afstand tussen de damwand en de panden veel groter is dan 8,50 m kunnen de funderingen als niet trillingsgevoelig worden beschouwd.



Figuur 6-2: Verdichtingszone + zakkingsstroeg bij intrillen damwand [7]

De vereiste afstand tussen de panden en de te installeren damwanden zijn weergegeven in Tabel 6-3. Hierbij is onderscheid gemaakt in het type meting (indicatief, beperkt en uitgebreid) en de bouwkundige staat. In Tabel 6-4 is in grafieken de trilsnelheid in de ondergrond t.o.v. de afstand vanaf de te installeren damwand weergegeven.

Tabel 6-3: Minimaal benodigde afstand tussen panden en damwand per type meting en grenswaarde

Grenswaarde	Minimaal benodigde afstand [m]		
	Indicatieve meting	Beperkte meting	Uitgebreide meting
Normale bouwkundige staat 4,80 mm/s	100	75	40
Gevoelige bouwkundige staat 2,82 mm/s	282	216	111

Volgens de predictie is er een verhoogd risico op schade aan de aanwezige bebouwing (>1%) vanwege het overschrijden van de minimaal benodigde afstanden volgens de tabel en dus wordt geconcludeerd dat het intrillen van damwanden niet zondermeer mogelijk is. Overigens betekent een overschrijding van de grenswaarde niet automatisch dat er schade optreedt.

Mogelijke maatregelen zijn het trillingsvrij aanbrenge (drukken) van damwanden of trillingsreductie (zie onderstaand). Er dient rekening mee te worden gehouden dat sommige (trillingsreducerende) maatregelen invloed kunnen hebben op het ontwerp. De keuze wat betreft de wijze van aanbrenge en de invloed op het ontwerp wordt in het DO onderzocht.

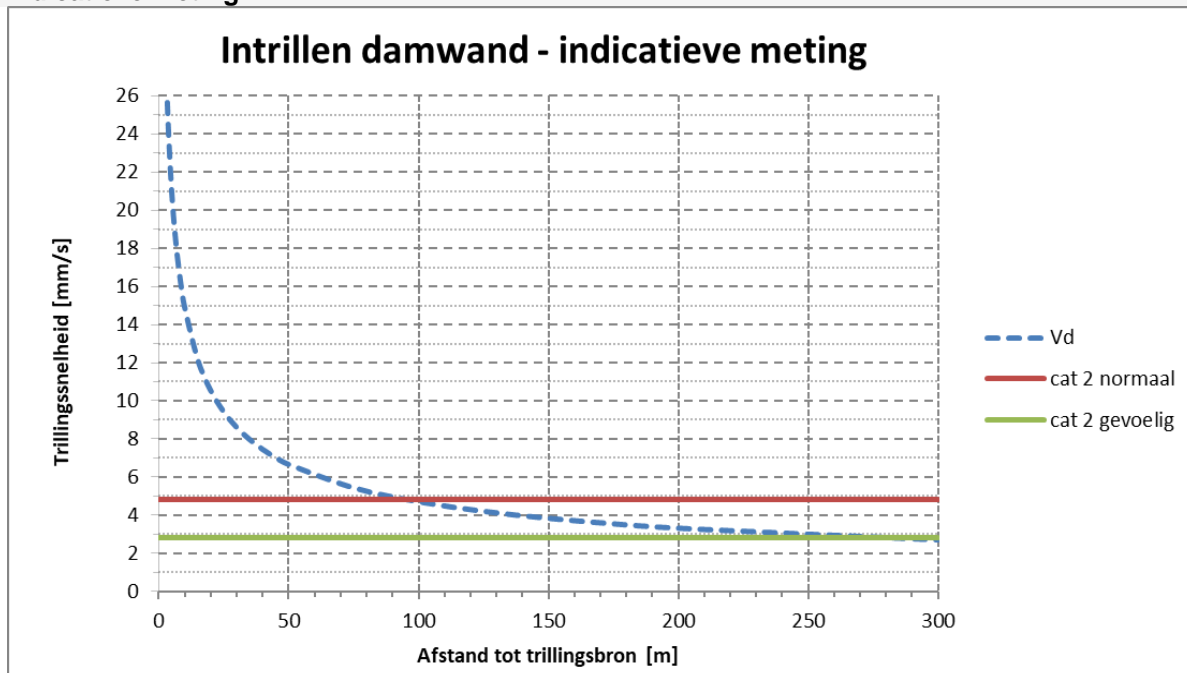
Mogelijk oplossingsrichtingen om de damwanden zonder schade aan te brengen :

- Damwanden drukkend aanbrenge, dit is trillingsarm.
- Fluïderen of voorboren van de damwand tijdens het trillen, dit reduceert de weerstand tijdens het inbrengen en in het algemeen de trillingen. In de nabijheid van de damwand is afhankelijk van de maatregel/uitvoering grondvervorming mogelijk.
- Intrillen van enkele in plaats van dubbele damwandplanken, waardoor de benodigde slagkracht (trillingen) kan worden beperkt.
- Voorwoelen van de toplaag (tot bijvoorbeeld 2 m onder funderingsniveau van de betreffende panden) om overdracht van trillingen (trillingsnelheden) in de toplaag te reduceren.
- Proefplanken trillen en meting van trillingsnelheden. Vervolgens de uitvoeringswijze hiermee bepalen. In de praktijk blijkt vaak dat de prognose conservatief is. Bovendien wordt een beter beeld verkregen van welke energie (blok) benodigd is om de damwand op diepte te krijgen (minimaliseren van slagkracht). Eventueel te combineren met één of meer van de andere genoemde punten.

Tabel 6-4: Trillingspredictie (blauw) en grenswaarden (groen gevoelige staat, rood normale staat) als functie van de afstand.

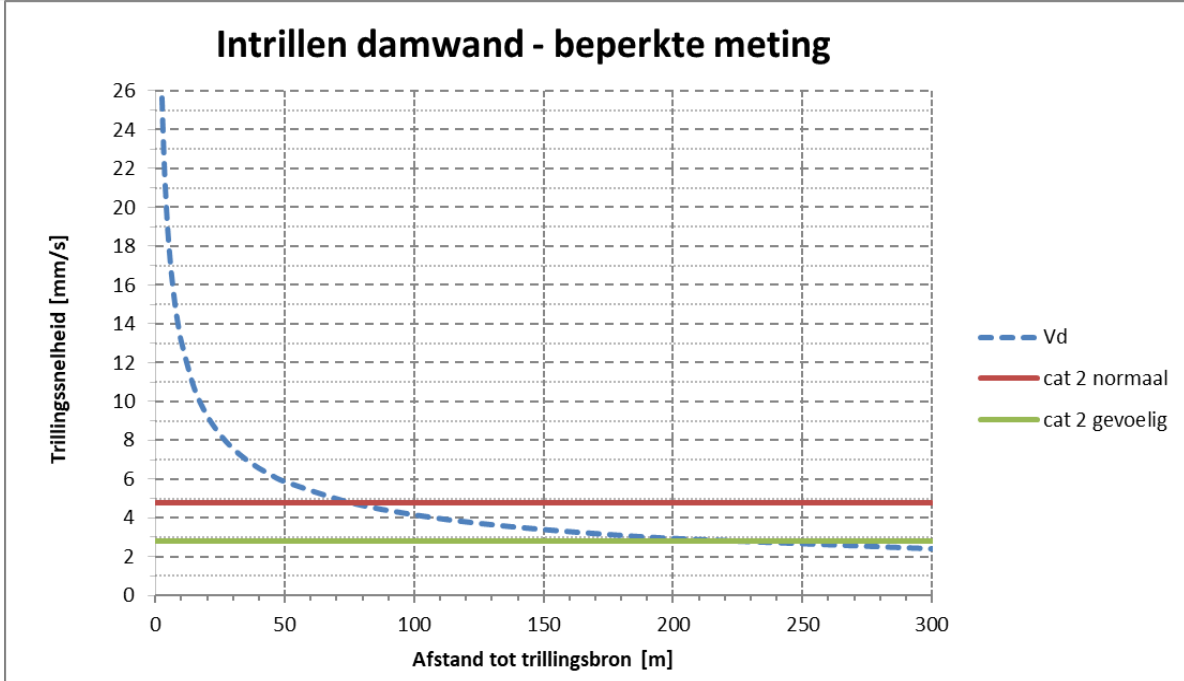
### 1% Grenswaarde (schade)

#### Indicatieve meting

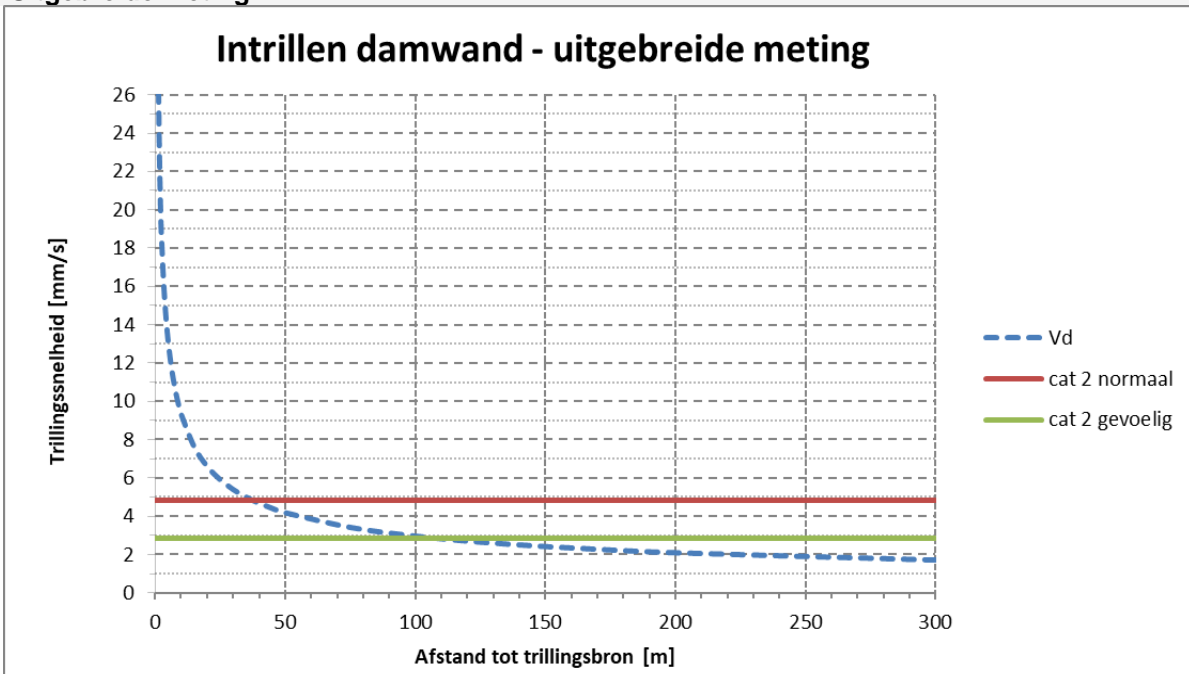


## 1% Grenswaarde (schade)

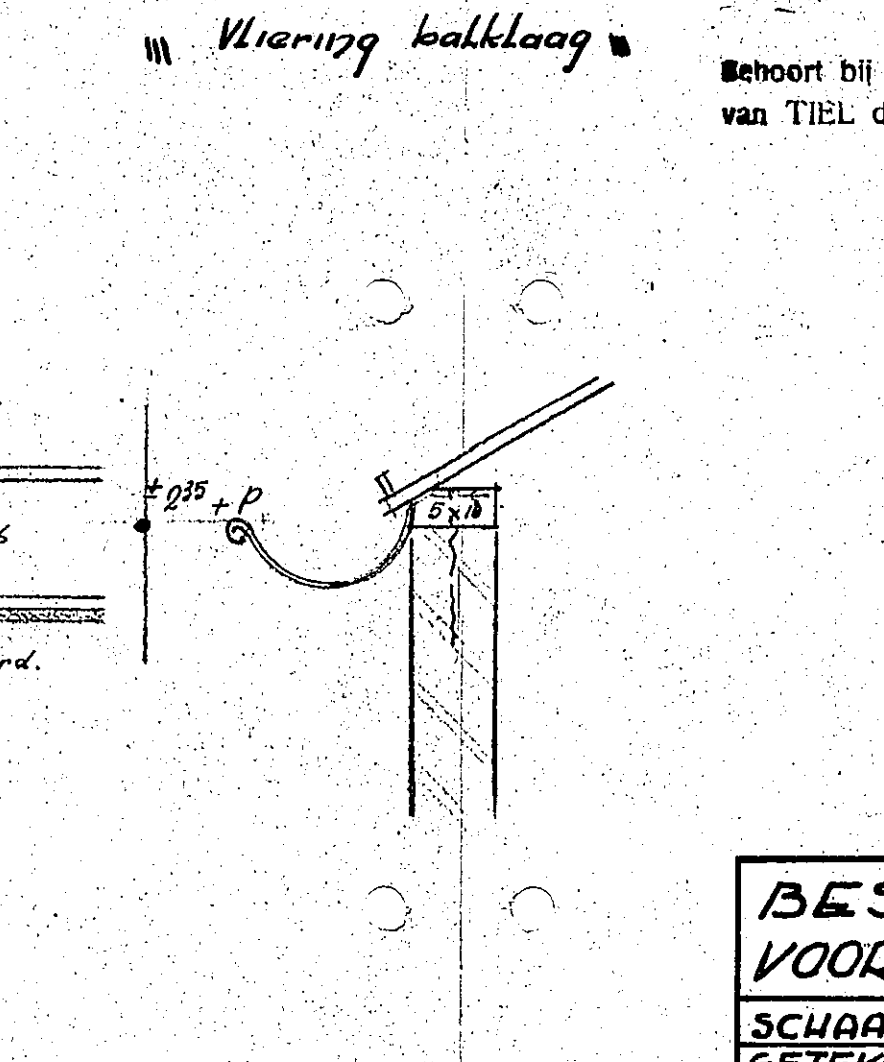
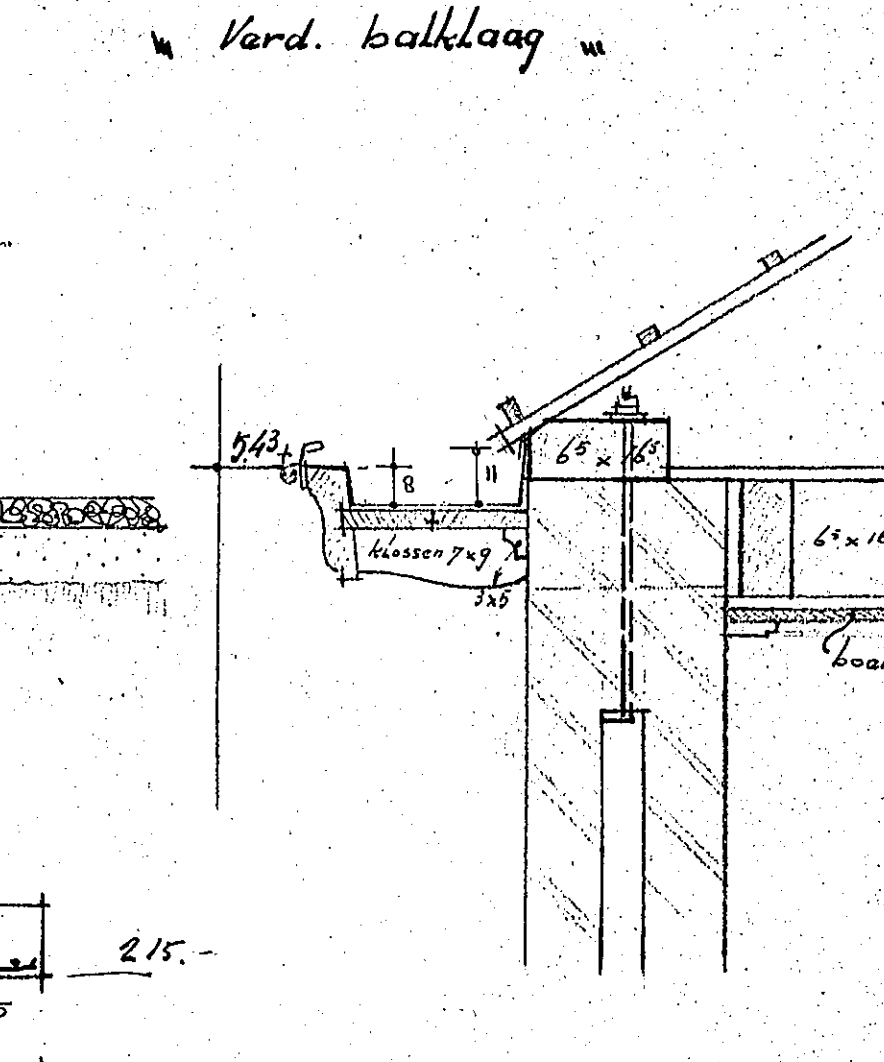
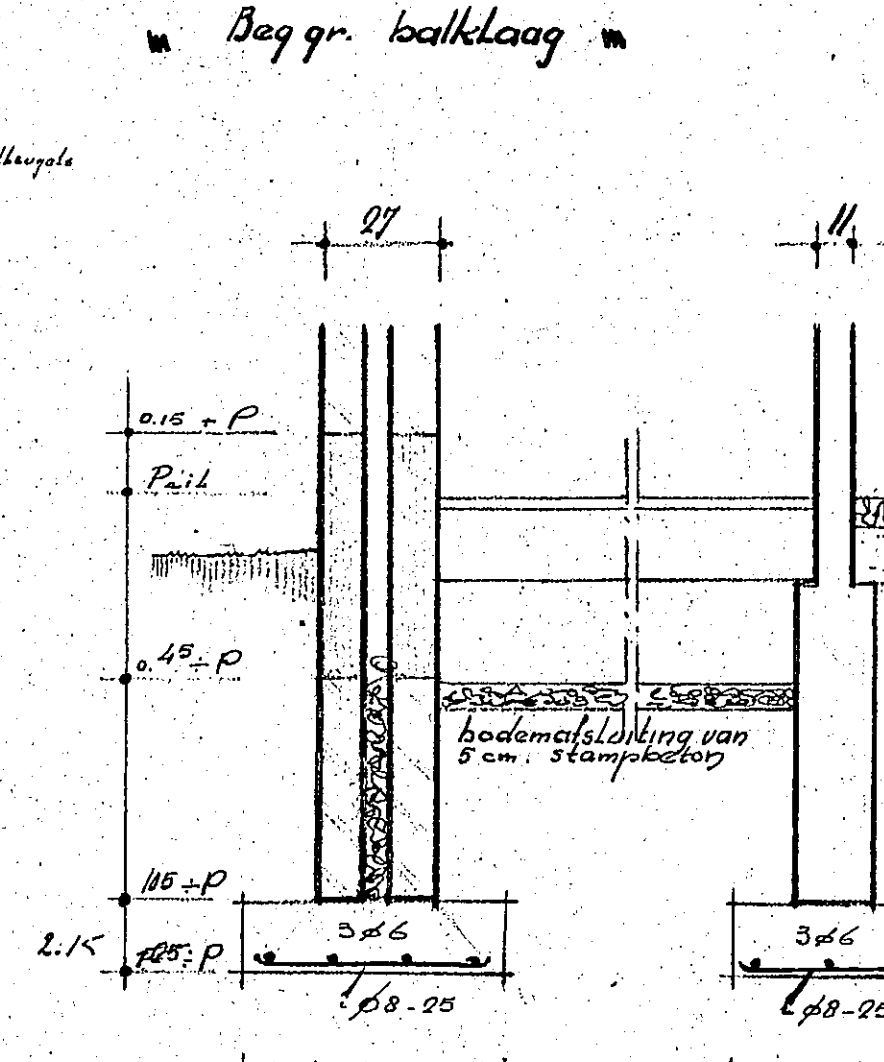
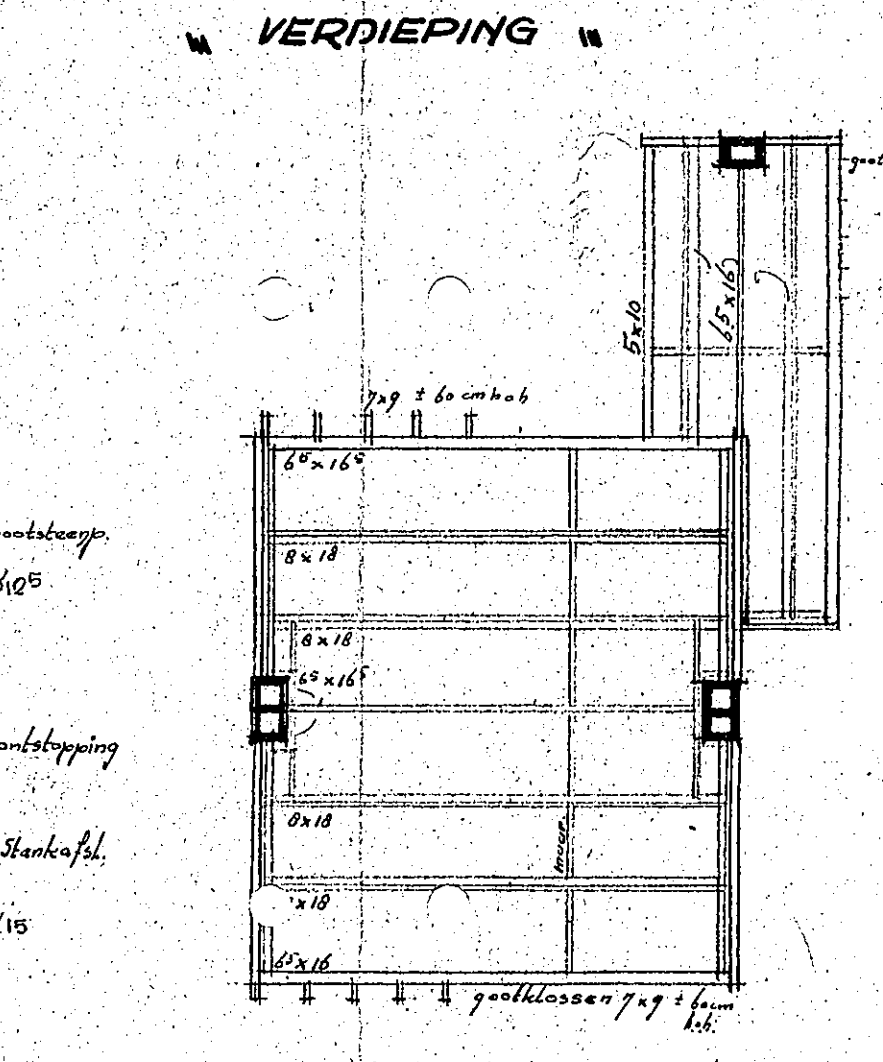
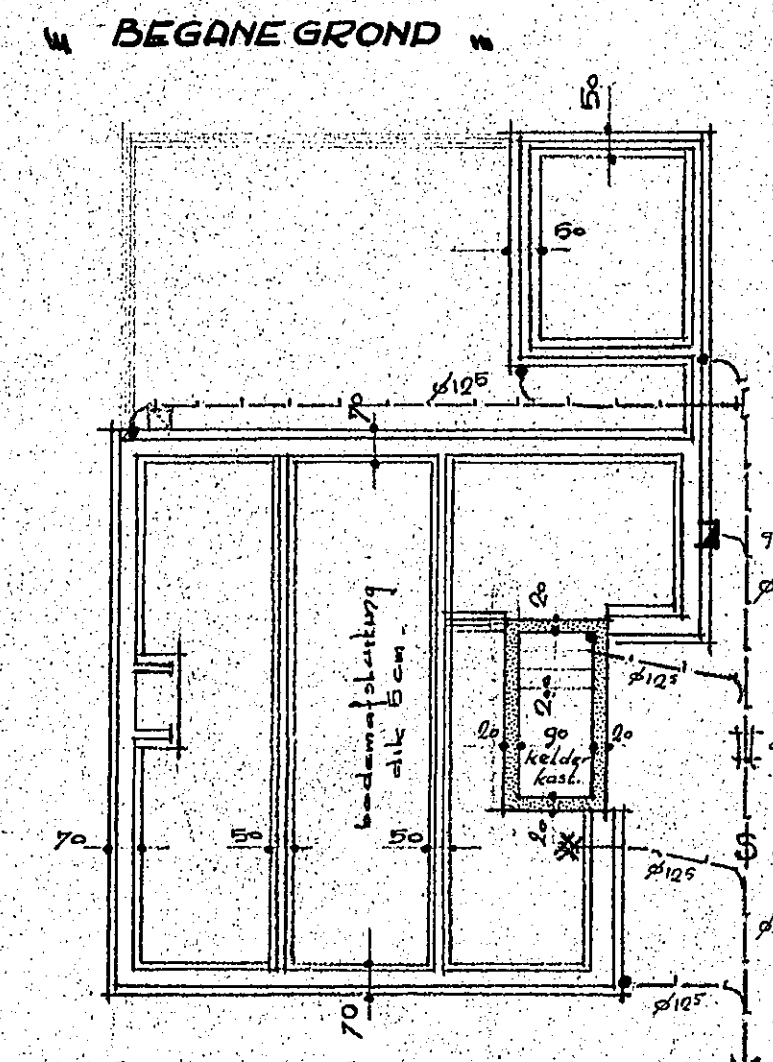
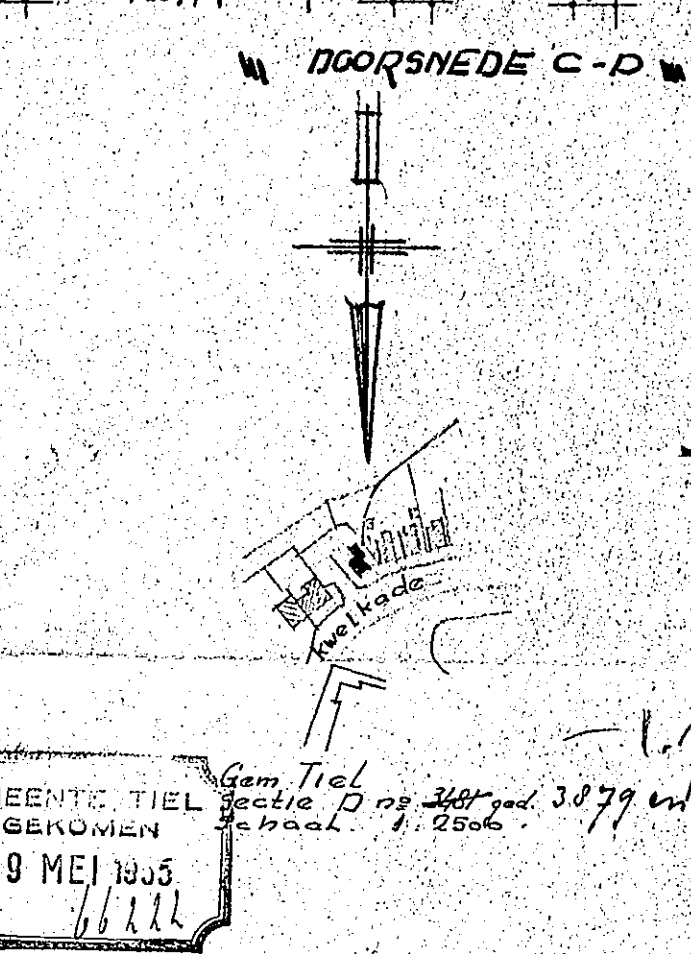
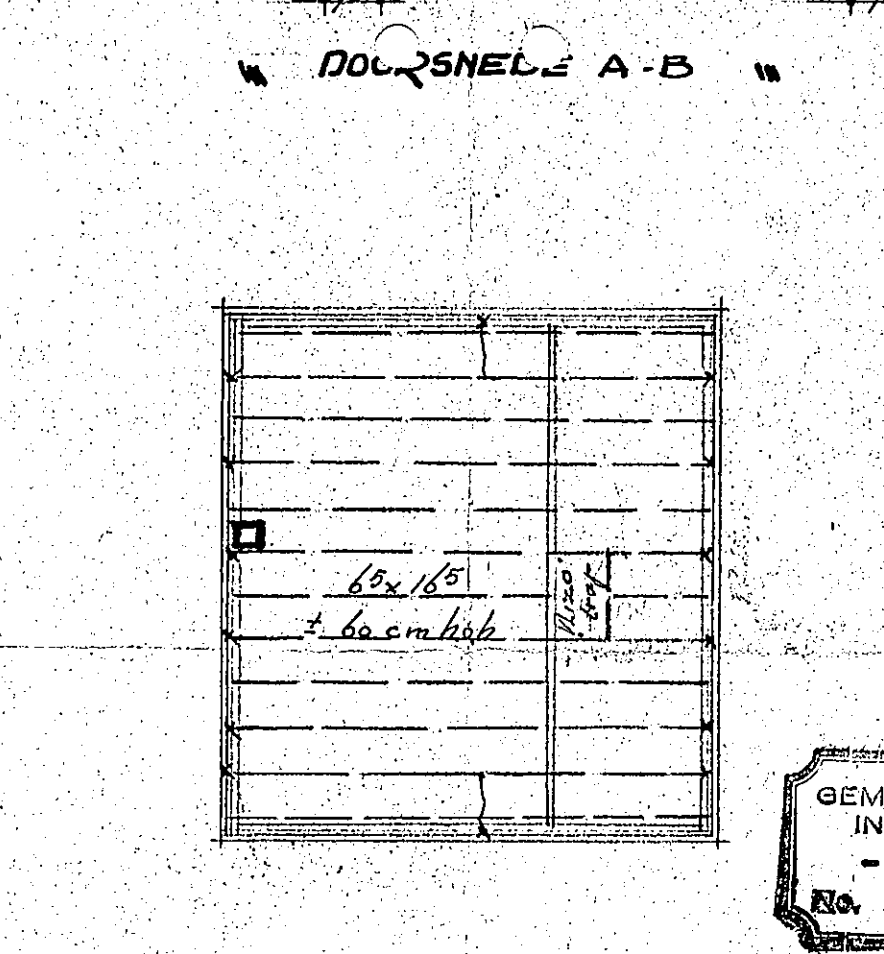
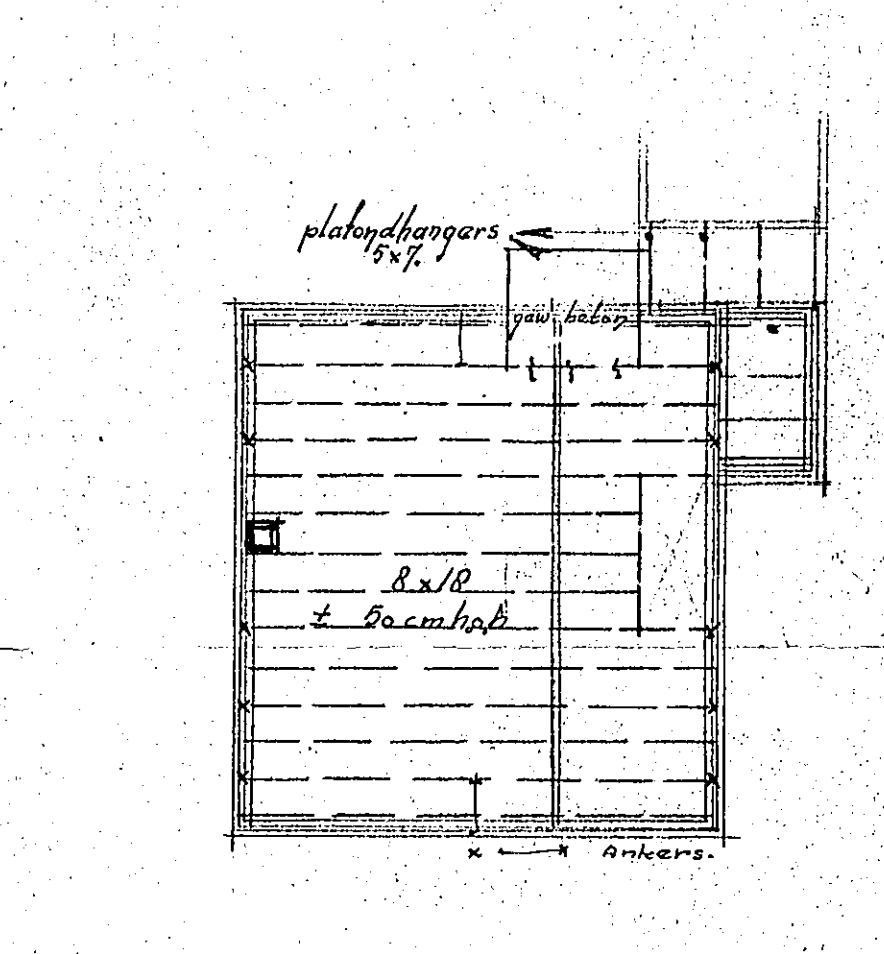
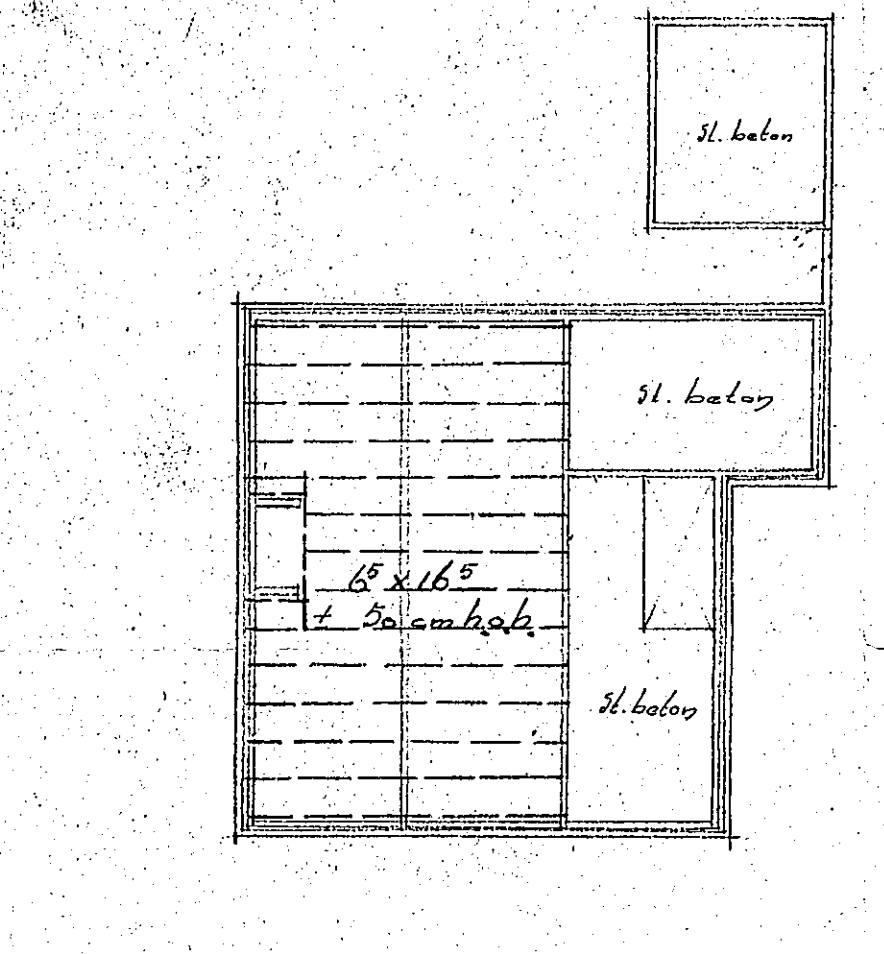
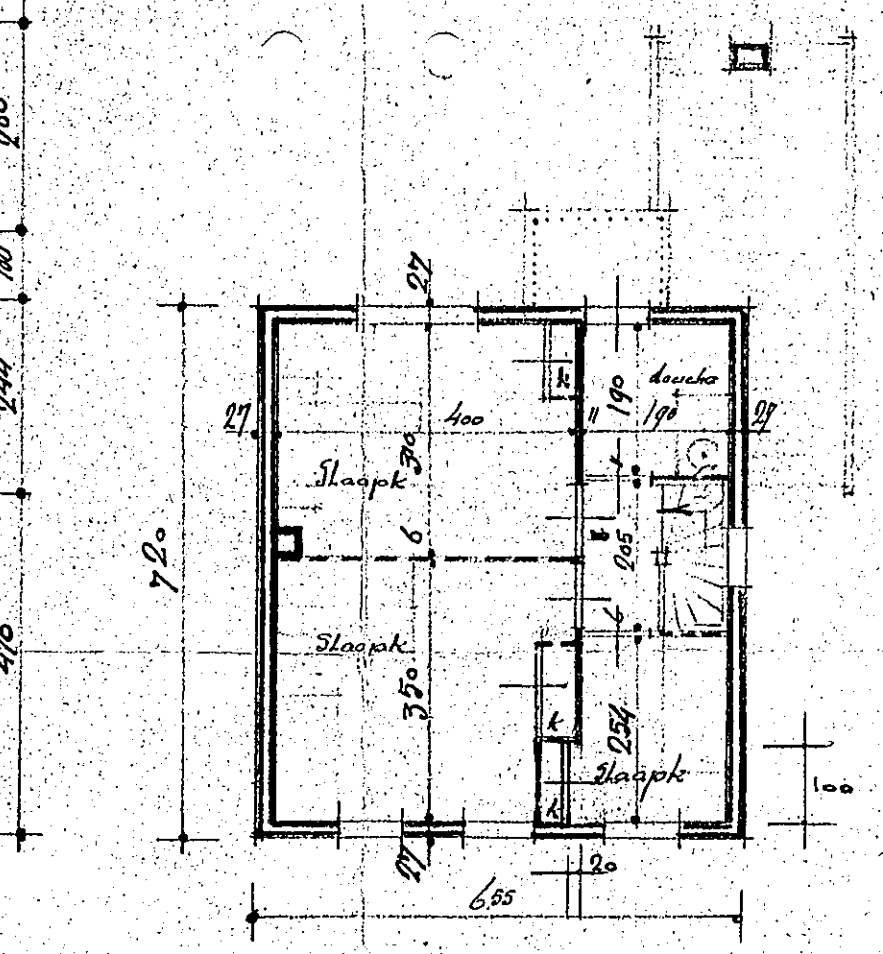
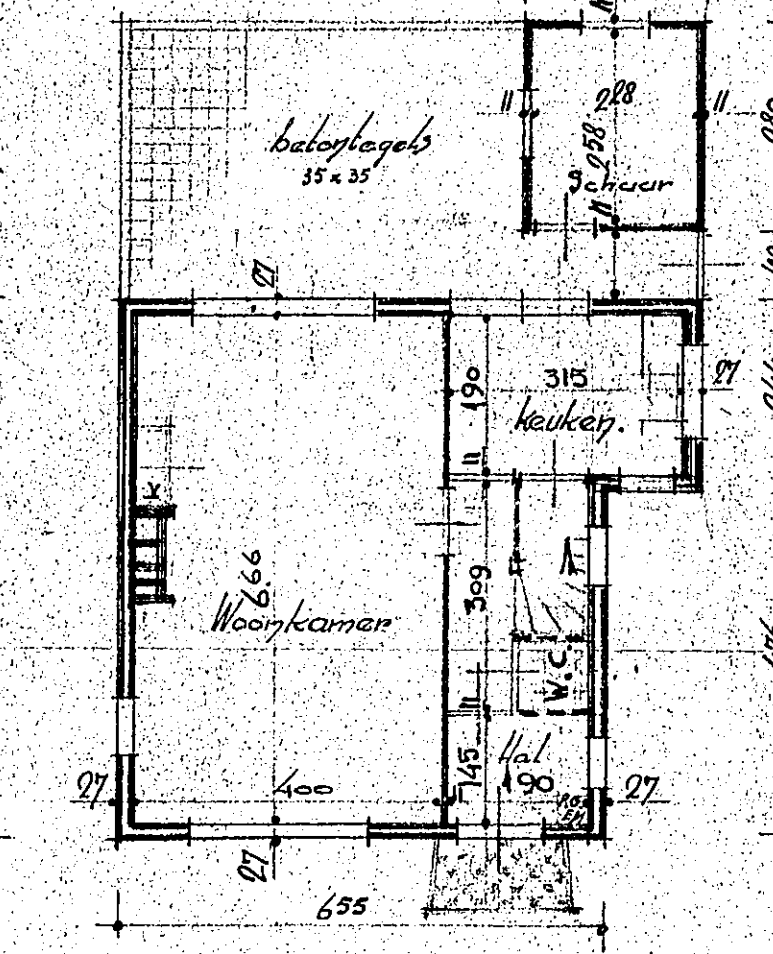
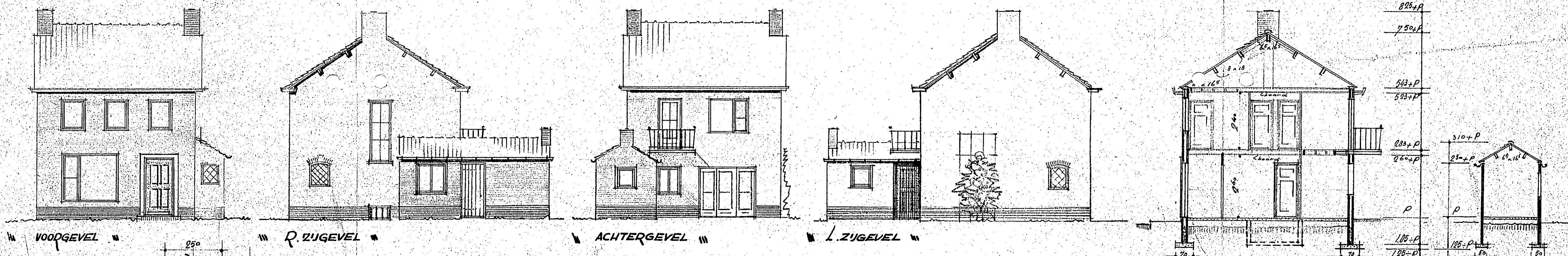
### Beperkte meting



### Uitgebreide meting



**B.1.     *Archief informatie panden***



GEMEENTE TIEL  
 INGEKOMEN  
 - 9 MEI 1955  
 No. 6622

Gem. Tiel Sectie D no. 3407 ad. 3079 en 3729  
 School 1.2006

1.978.511

Behoort bij besluit van Burgemeester en Wethouder van TIEL dd. 10 Mei 1955 No. 76.  
 De Secretaris.

*[Handwritten signature]*

Vergadering B. en W. 10. MEI 1955

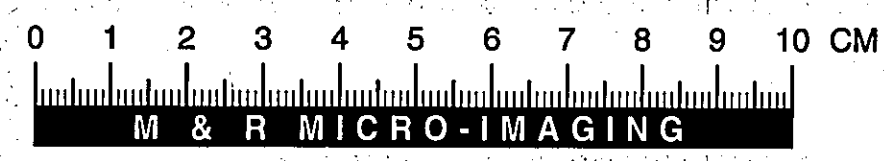
BOUW- en WONINGTOEZICHT TIEL  
 INGEKOMEN 7 APR. 1955  
 No. 103 1954

**BESTEKENING WONING VOOR dhr H. Th. van BAAL TE TIEL**

SCHAAL 1:100 1:20 1:10  
 GETEKEND *[Signature]*  
 DATUM 22-11-54  
 GEZIEN  
 GEC. principaal

*[Signature]*  
 aangen.

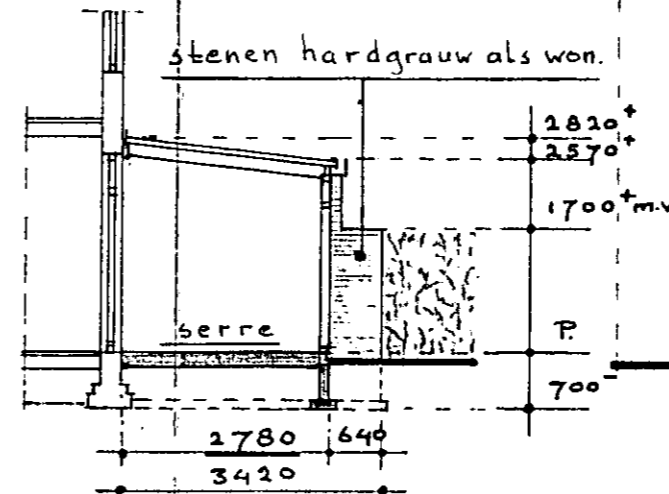
ARCHITECTENBUREAU J. de VREE TIEL



Gewaarmerkt als behorende bij besluit  
 van Burgemeester en Wethouders van  
 Tiel d.d. 28 APR. 1994  
 medewerker afd. Bouw- en Woningtoezicht.



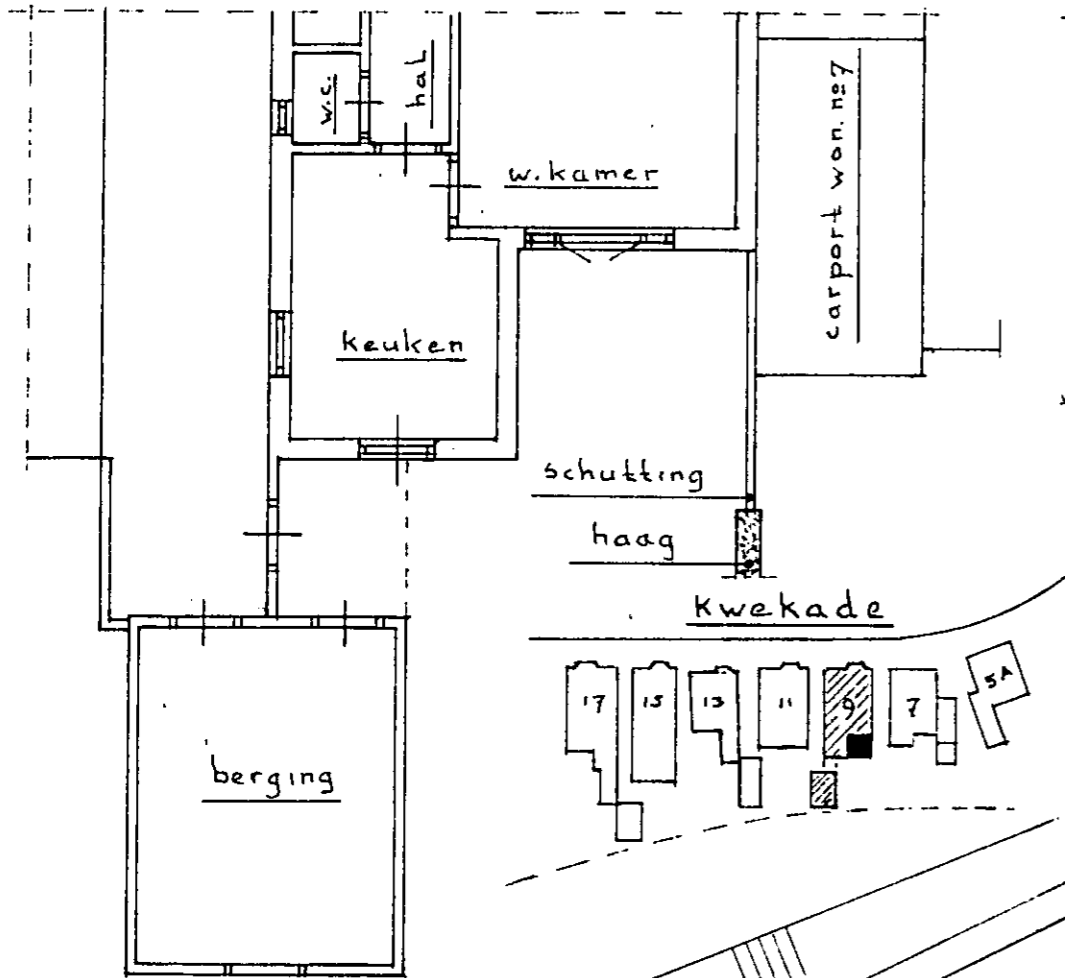
bestaande achtergevel



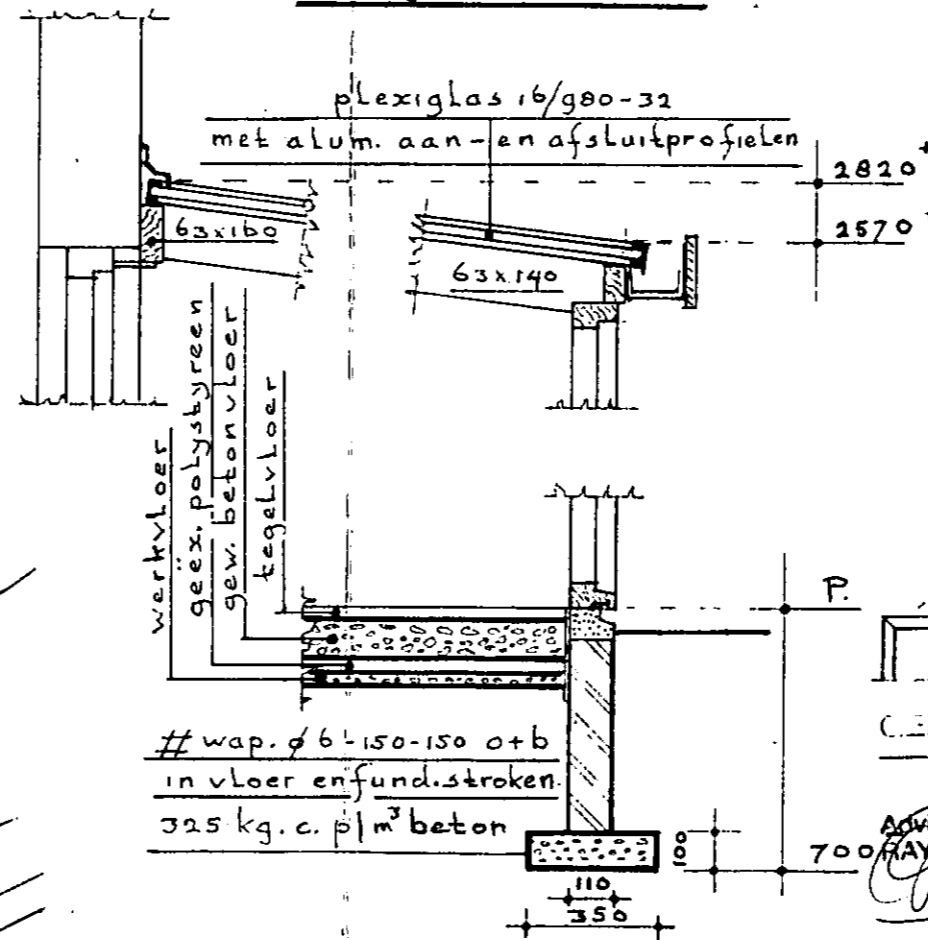
hoogte drs. A-B



gewijzigde achtergevel

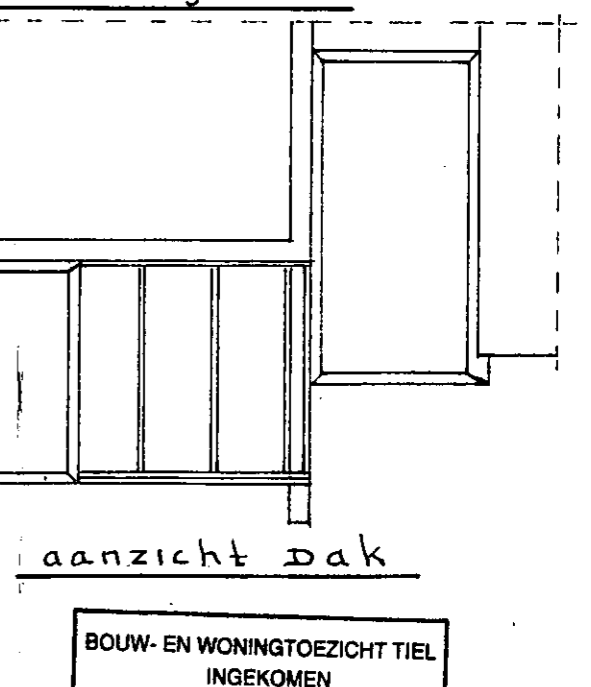


bestaande plattegrond



VELDERS GEMOETSCHAP  
 GEEN BEZWAAR

Advies d.d. 10.4.94  
 HAYN ARCHITEKT

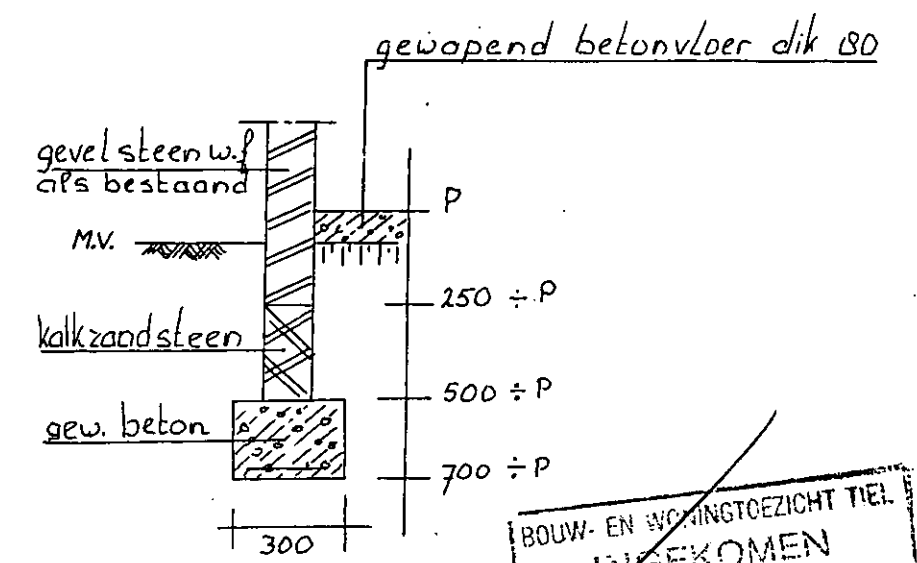
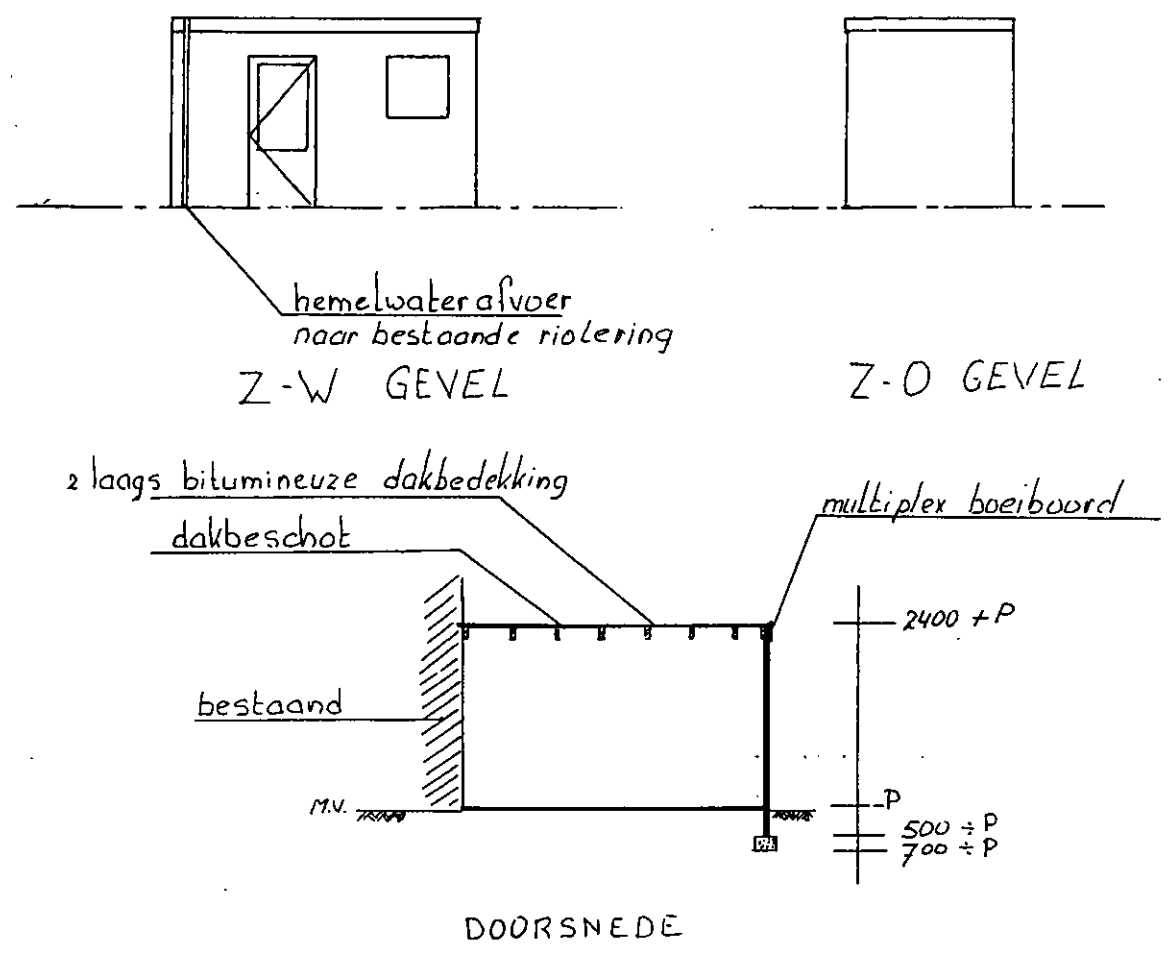
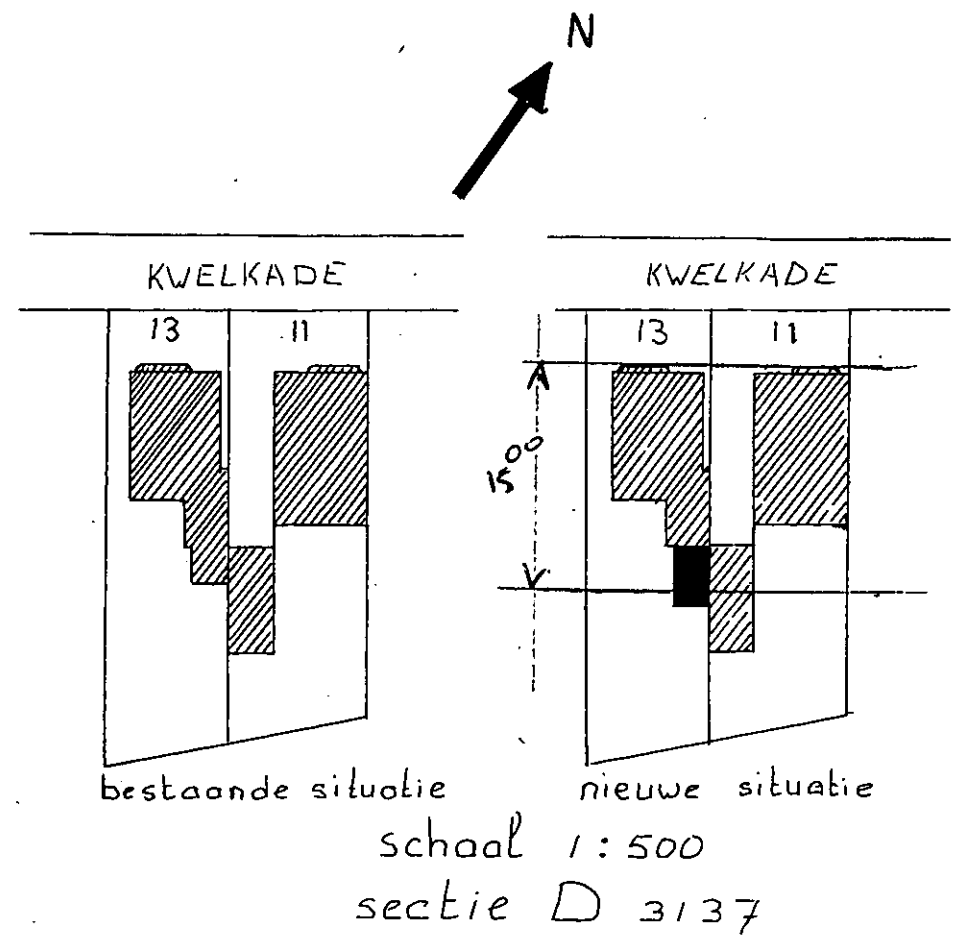
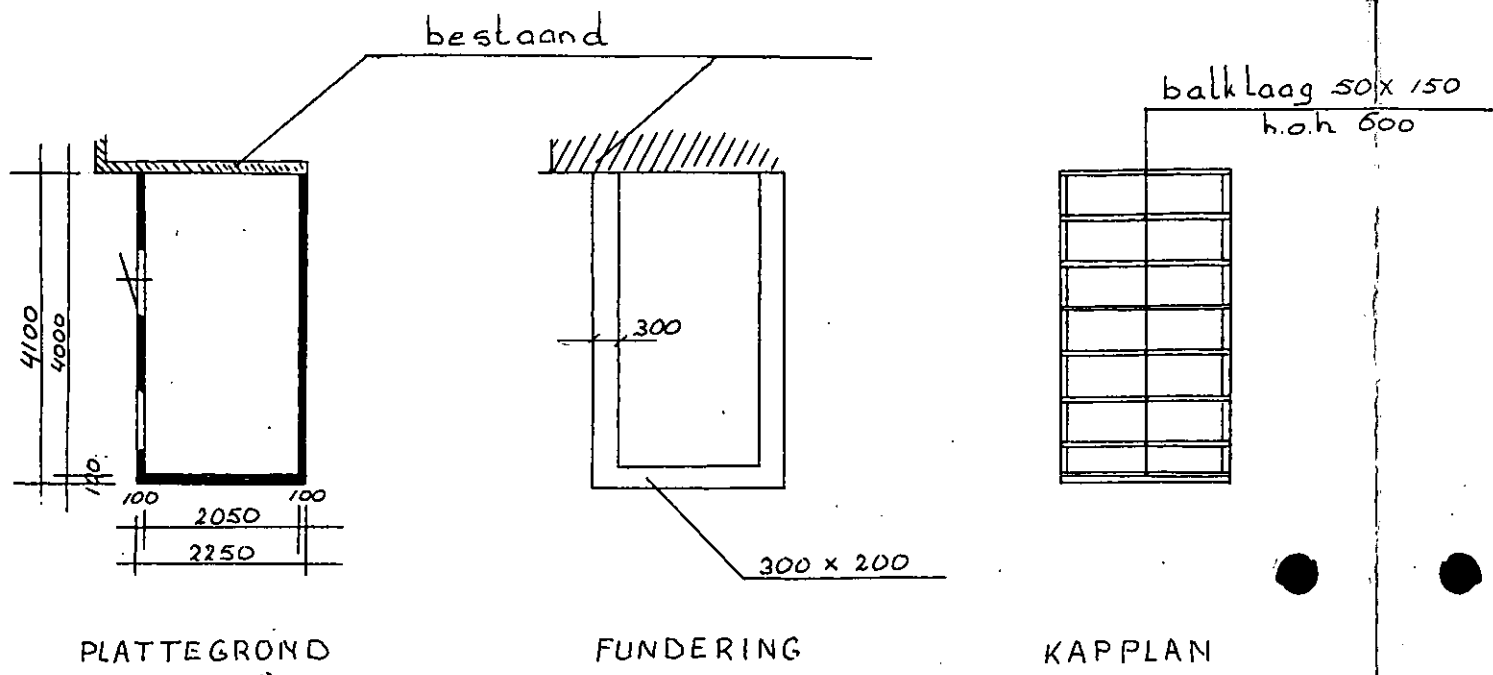


aanzicht dak

BOUW- EN WONINGTOEZICHT TIEL  
 INGEKOMEN  
 11 APR 1994  
 Nr. 94-134

Situatie Schaal 1:1000  
 kad. bek. gem. Tiel  
 Sectie D nr. 3730

plan voor het bouwen van een serre  
 v.r.v. dhr. C. Kramer kwekade nr 9 te Tiel  
 Schaal 1:20-1:100-1:100. Datum 8 april 1994

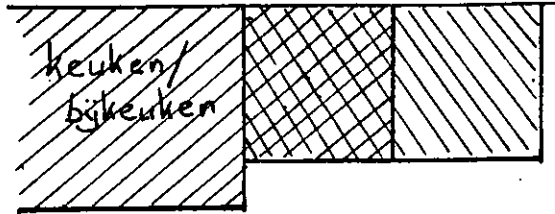


BOUW- EN WONINGTOEZICHT TIEL  
INGEKOMEN  
12 DEC. 1988  
Nr. 231.80

alle maten in mm!

opdrachtgever: H. Noordhuis	datum: 12-12-88
Kwelkade 13 Tiel	schaal: situatie 1:500 1:100 / 1:20
onderwerp: nieuw te bouwen schuurtje	formaat: A3
	getekend: ing. H. Jansen Tiel

erfgrens

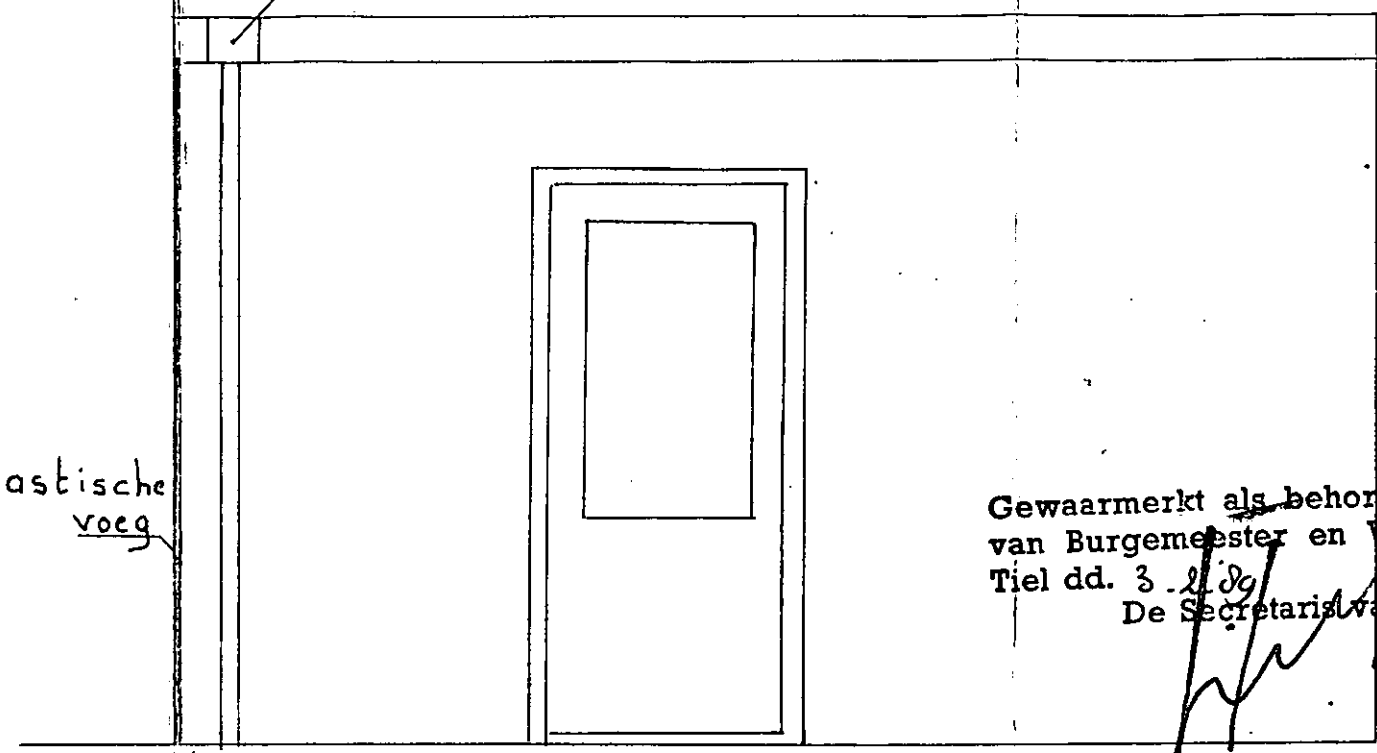


situatie 1:100

- = bestaand
- = nieuw

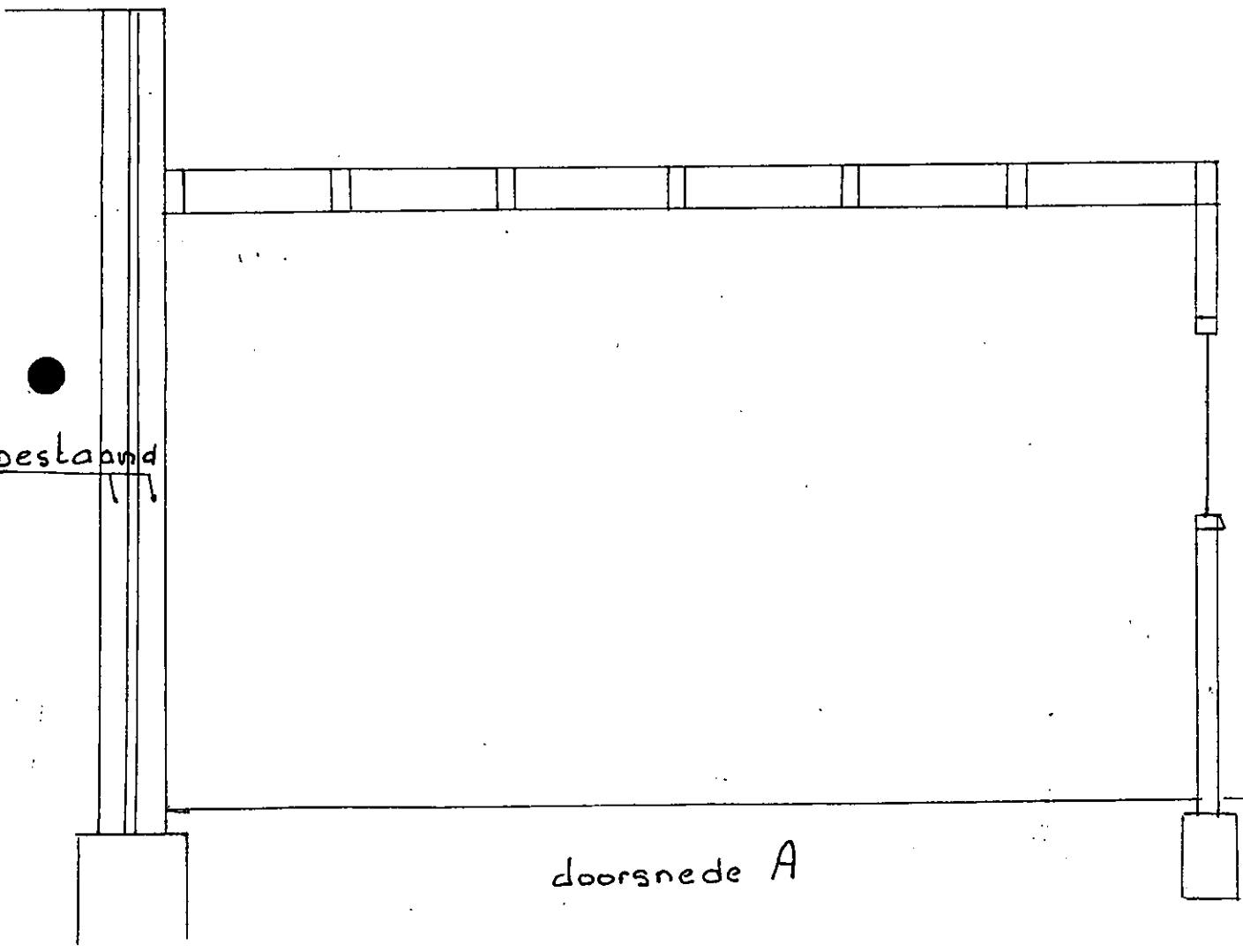
elastische voeg

hemelwaterafvoer

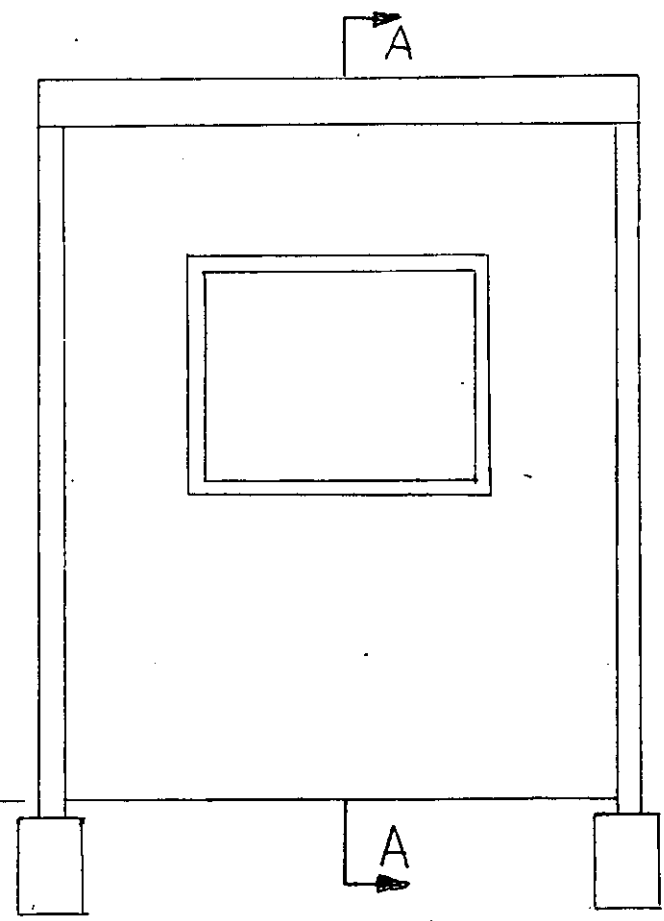


vooraanzicht

Gewaarmerkt als behorende bij besluit  
 van Burgemeester en Wethouders van  
 Tiel dd. 3.1.88  
 De Secretaris van Tiel.



doorsnede A



zijaanzicht

BOUW- EN WONINGTOEZICHT TIEL  
 INGEKOMEN  
 15 JULI 1988  
 Nr. 231.00.

GELDERSE WELSTANDSCOMMISSIE  
 GEEN BEWAAR  
 RAISONARCHITECT | DOSSIERNUMMER  
 8810399

H. Noordhuis  
 Kwelkade 13 Tiel  
 maken nieuwe  
 schuur

schaal 1:25



Behoort bij besluit van Burgemeester en Wethouders  
van TIEL dd. 11 September 1933 No. 31  
De Secretaris.

*[Handwritten signature]*



A.F.D. IC

GEMEENTE TIEL  
INGEKOMEN:  
1 SEP. 1933  
A.G. No. 3402

GEMEENTEWERKEN  
TIEL  
INGEKOMEN 8 SEP 1933  
No. 1521

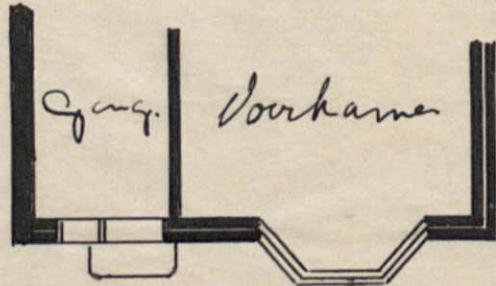
VERGAD. 3. W.  
1 SEP. 1933

Tiel, 30 aug 33

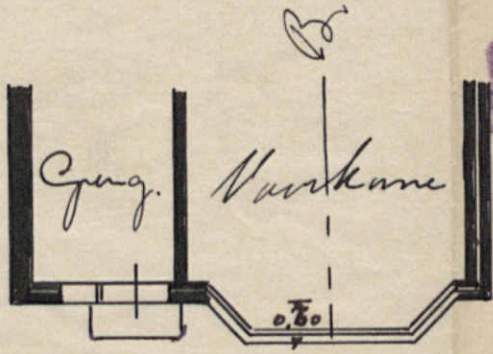
Ondergetekende, Albert  
Doornbal, Kavelkade 13 te Tiel  
leens eigenaar van genoemd  
pand heeft de eer thierby beleefde  
doch dingen te verrichten, ten  
voorgevel van zijn pand zoodanig  
te mogen veranderen, de op deze  
tekening is aangegeven.  
Gloofachtend  
Mede de dienaar  
Doornbal

Van Burg. en Weth.  
te Tiel

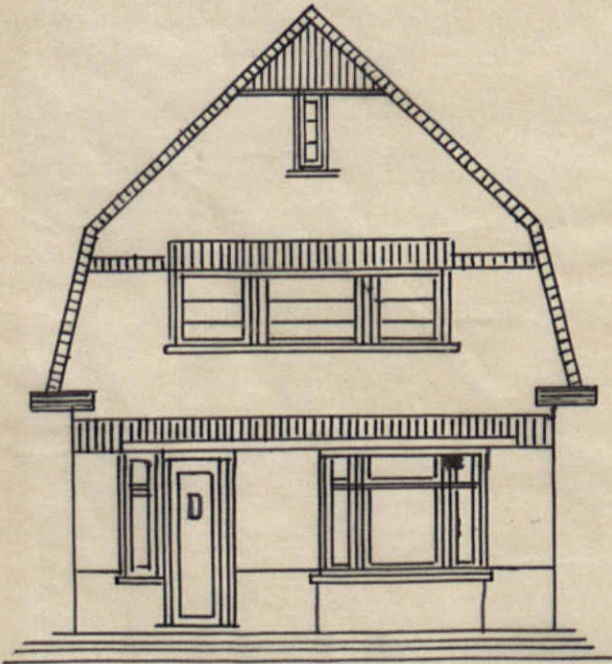
Gedrukt op advies van  
den  
GEMEENTE-ARCHITECT  
op 1 September 1933



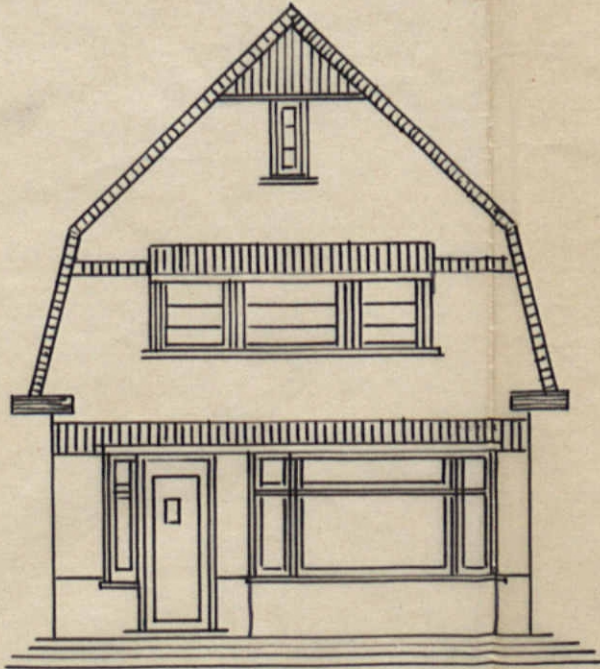
Bestaan Liker



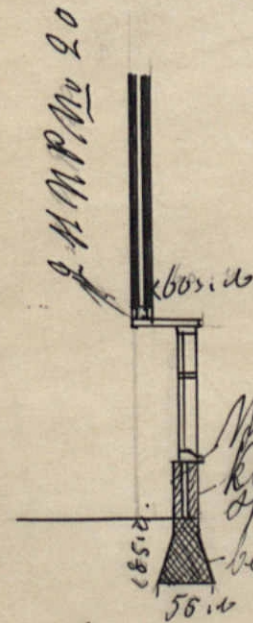
met nieuw Liker



Bestaan de Gevel.



de maker Voorgevel



Muske Liker  
kleuring klinker  
opent 1 cement 3 Land  
beton 1 cement 2 wand 3 behels

Daarn A B

Shaal 1:100



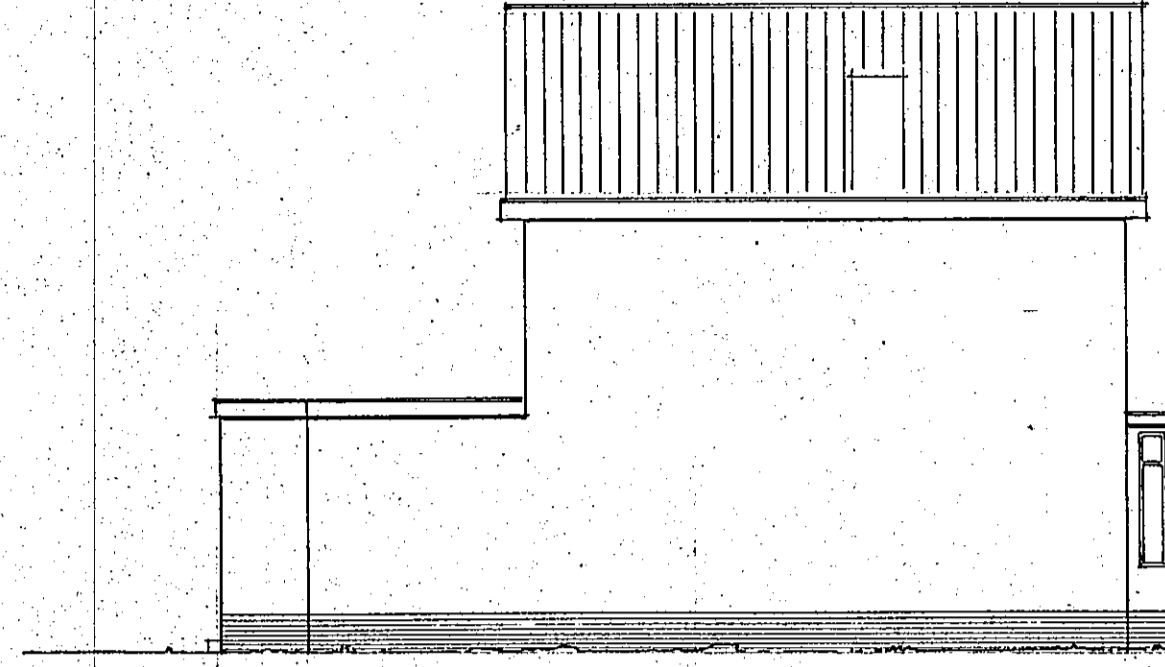




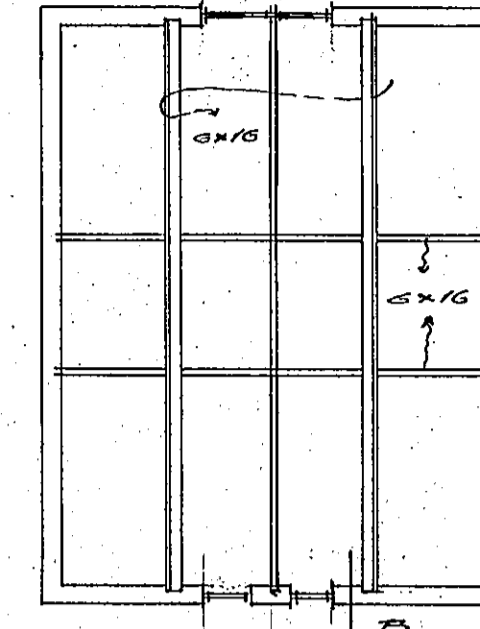
ACHTERGEVEL



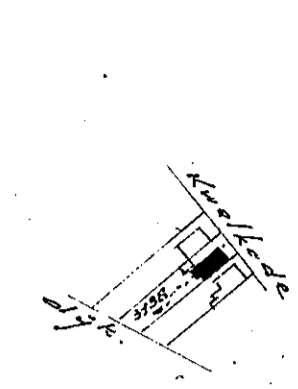
VOORGEVEL



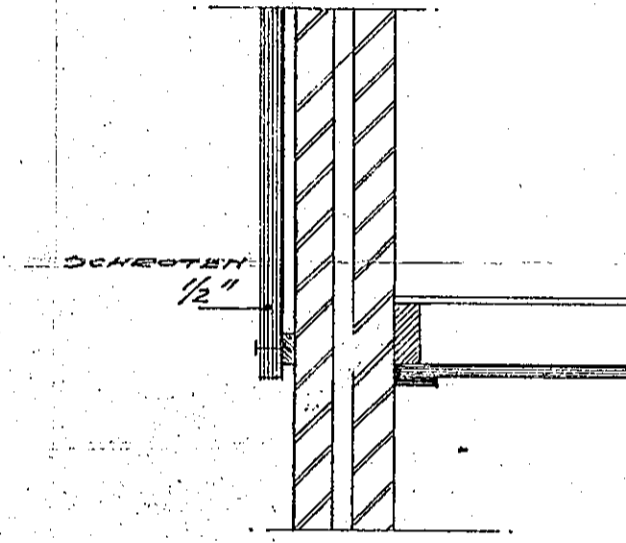
LINKER ZIGEVEL



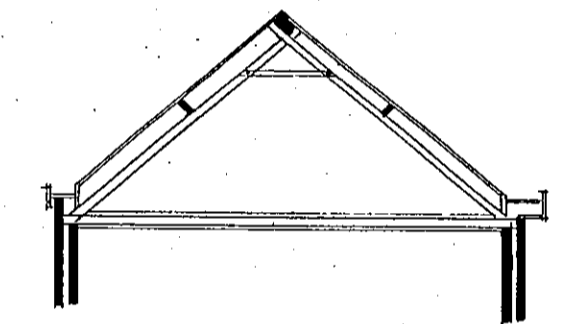
ZOLDER-DAKPLAN



SITUATIE :  
KAD. GRM. TIEL.  
SECTIE D. N° 3138.  
SCH. 1 & 2500.



DOORSN. B.



DOORSN. A-A.

Gewaarmerkt als behorende bij besluit  
van Burgemeester en Wethouders van  
Tiel dd. 18 september 1967/nr. A/1/97.251  
De Secretaris van Tiel,

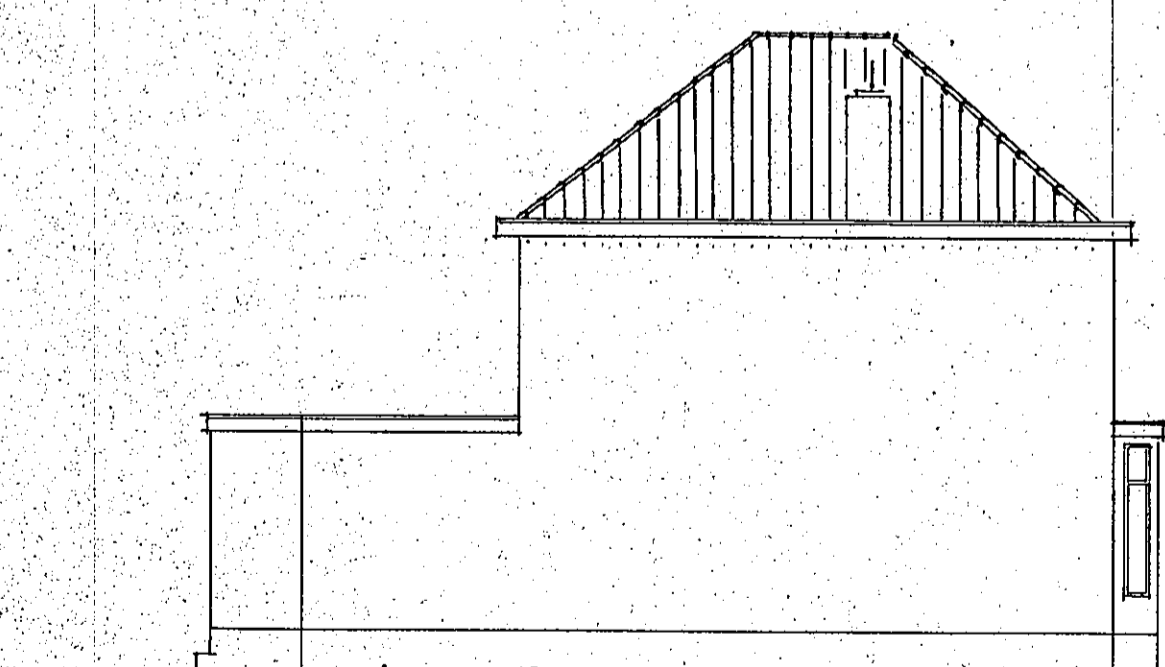
GEEMEENTE TIEL  
INGEKOMEN  
- 8 SEP 1967  
No. 37251



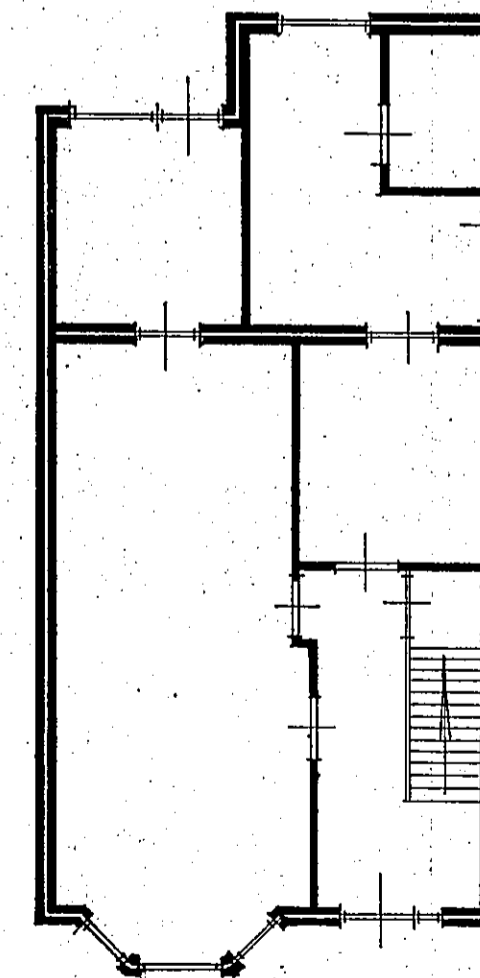
ACHTERGEVEL



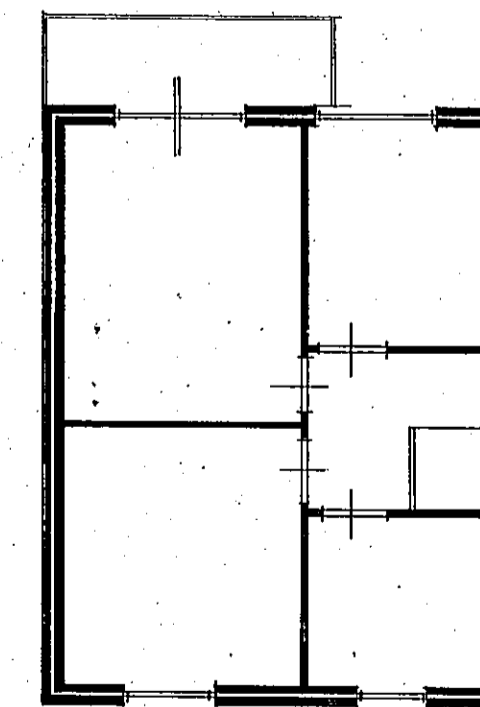
VOORGEVEL



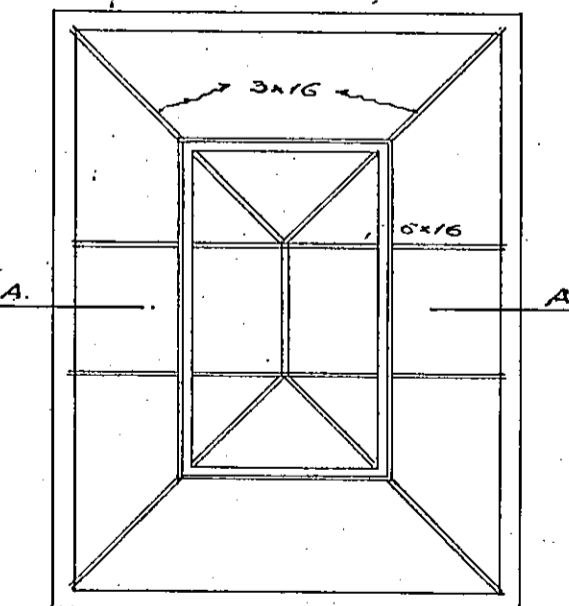
LINKER ZIGEVEL



PLATTE GROND

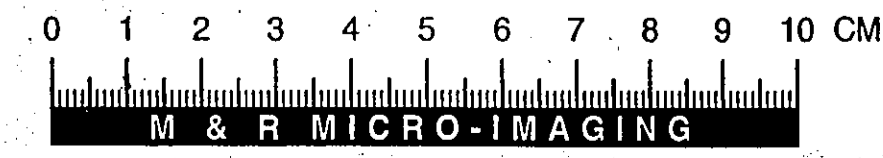


VERDIEPING

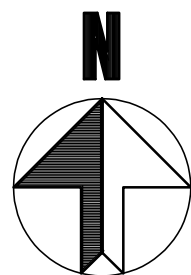
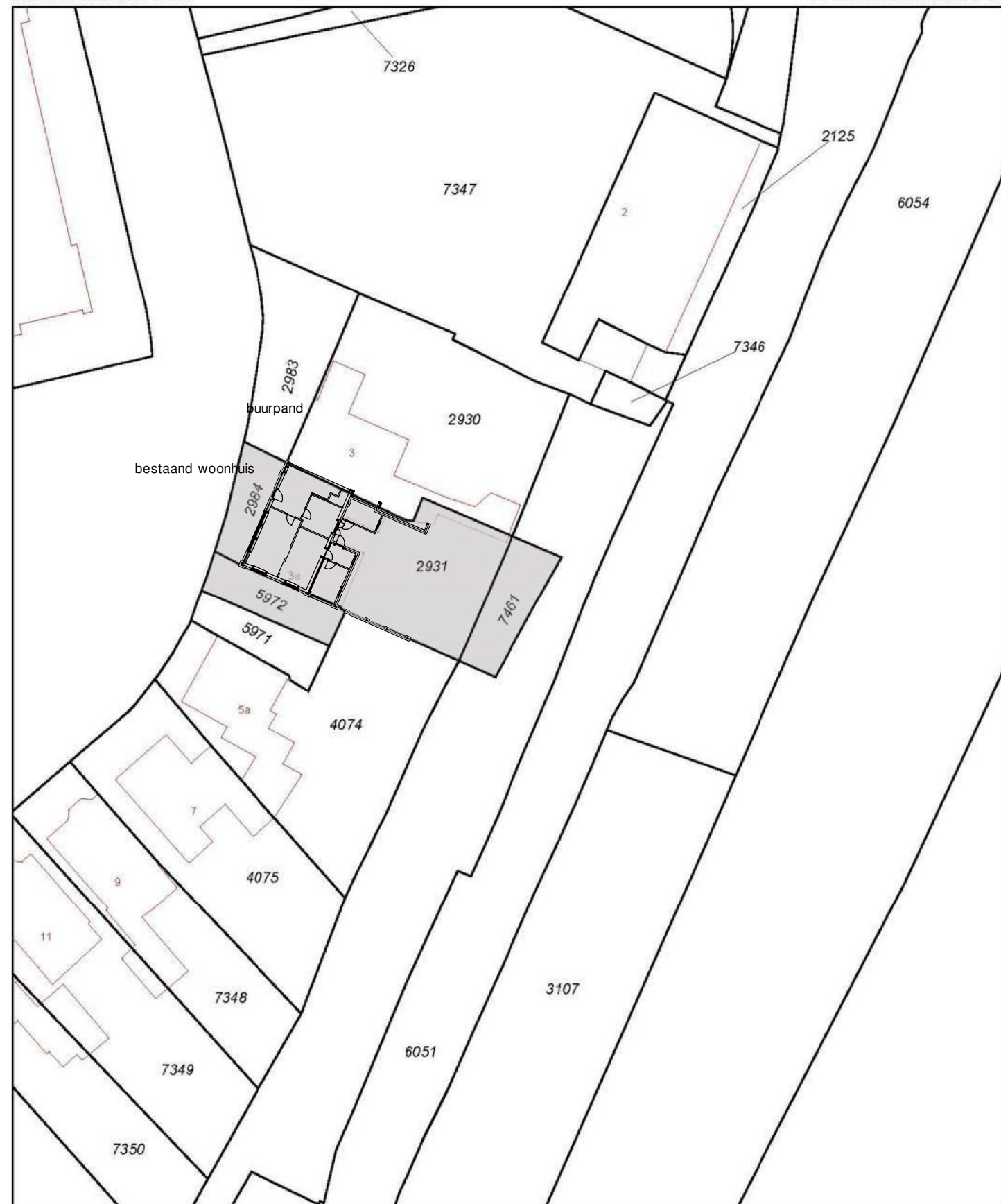


ZOLDER-KAPPLAN

WOONINGTOEZICHT  
INGEKOMEN  
23 AUG 1967  
No. 151-67

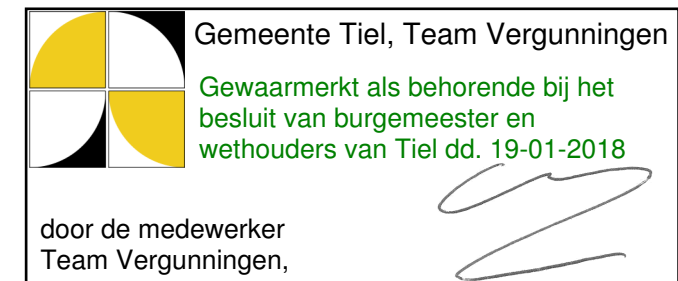


PLAN VERHIEUWING KAP VAN PERCEEL KWELKADE 12  
VAN DE HEER H. J. LOGGEM P. BEATRIXSTR. 31. Ecken Wiel.  
B.A.B., ZHTIS TIEL 'S- GRAVENHAGE  
TEL. 03440-2252. TIEL POSTBUS 55.  
SCH. 1:100. 1:20. 1:2500. 26 A2CH.  
Tiel, 14 Aug 1967.



situatie - schaal 1 : 500  
 gemeente Tiel  
 Tiel, Kwelkade 5  
 sectie D : perceel : 2964+2931+5972+7461  
 opp.: 413 m2

**parkeren :**  
 voldoende parkeerplaatsen  
 aanwezig op eigen terrein ( 2 st.)



gemeente Tiel  
 ontvangen op:  
 14-11-2017



## "KWELKADE 5" uitbreiding te Tiel

opdracht : FAM. R. van HAAREN  
 KWELKADE 5  
 4001 RK TIEL

fase : **HUIDIGE TOESTAND**

betreft : **situatie**

: -

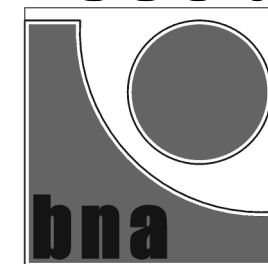
schaal : 1 : 500 / A3

datum : JUNI 2017

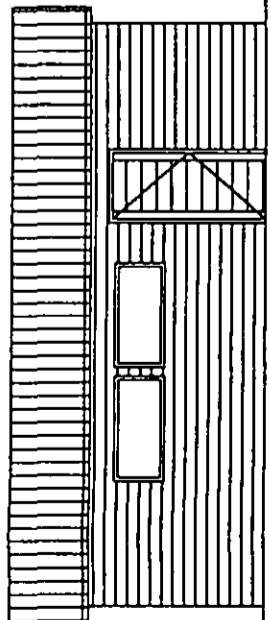
gewijzigd : -

werk : **1710.HT-01**

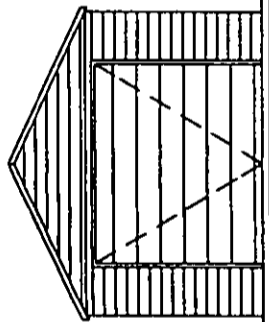
**Loosbroek architecten bv**  
**ontwerp & advies**



HET JAAGPAD 4  
 4006 GK TIEL  
 telefoon : 0344 - 621 640  
 info@loosbroekarchitecten.nl



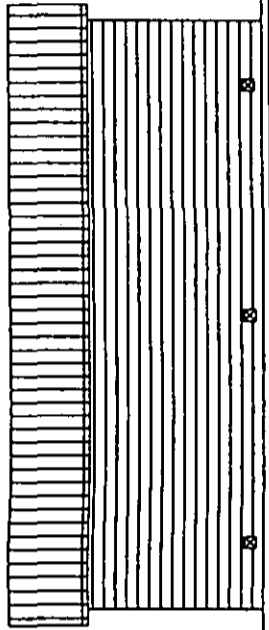
LINKERGEVEL



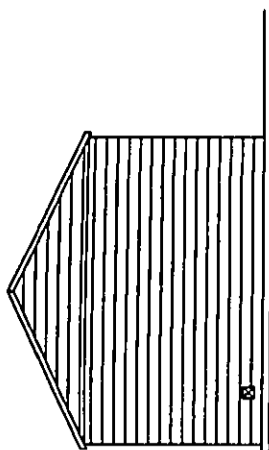
VOORGEVEL

aan voor- en achtergevel  
ca. 30 cm overstek

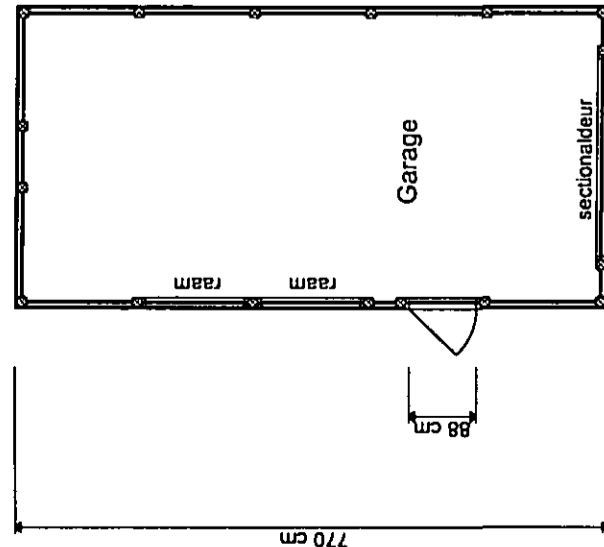
4 ventilatieroosters 15 x 15 cm  
ca. 10 cm boven 0-peil



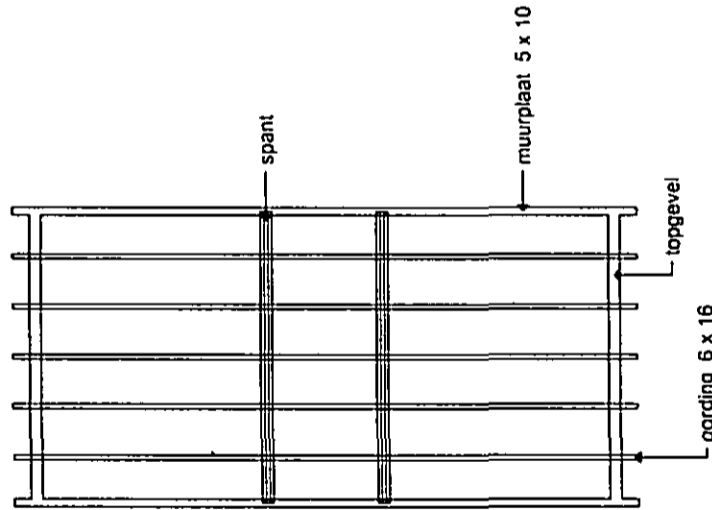
RECHTERGEVEL



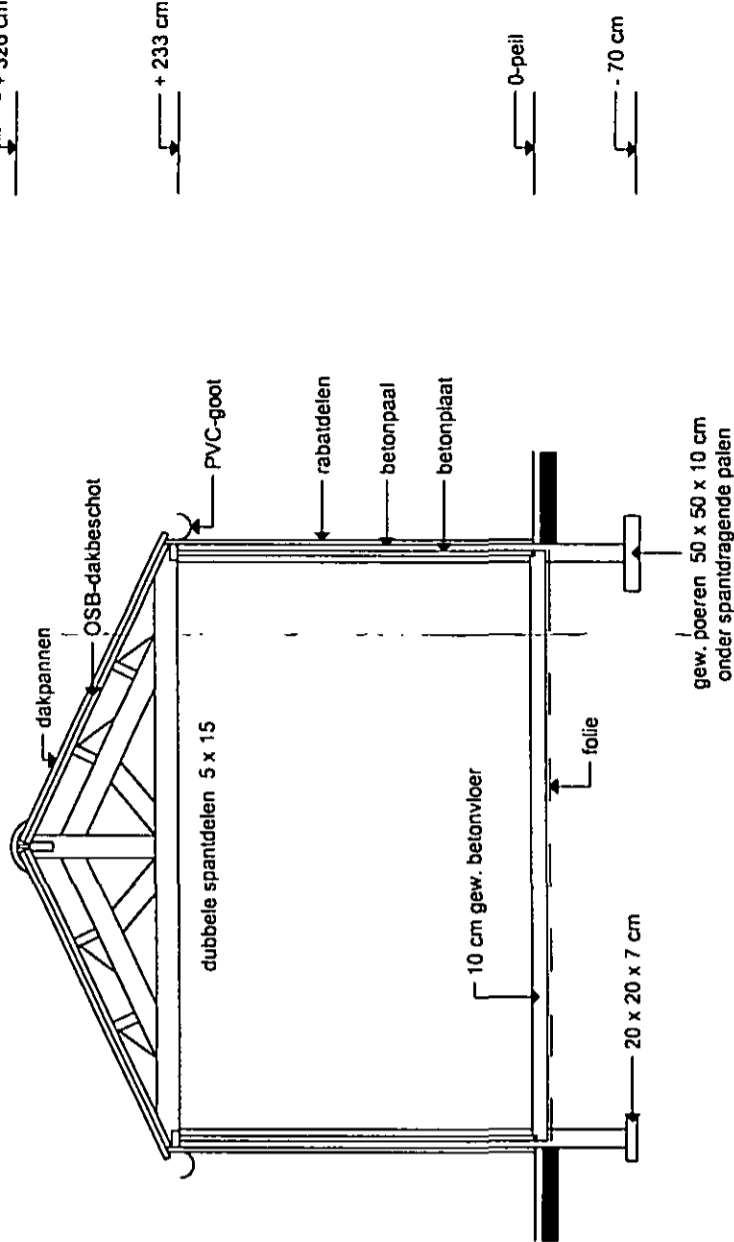
ACHTERGEVEL



PLATTEGROND

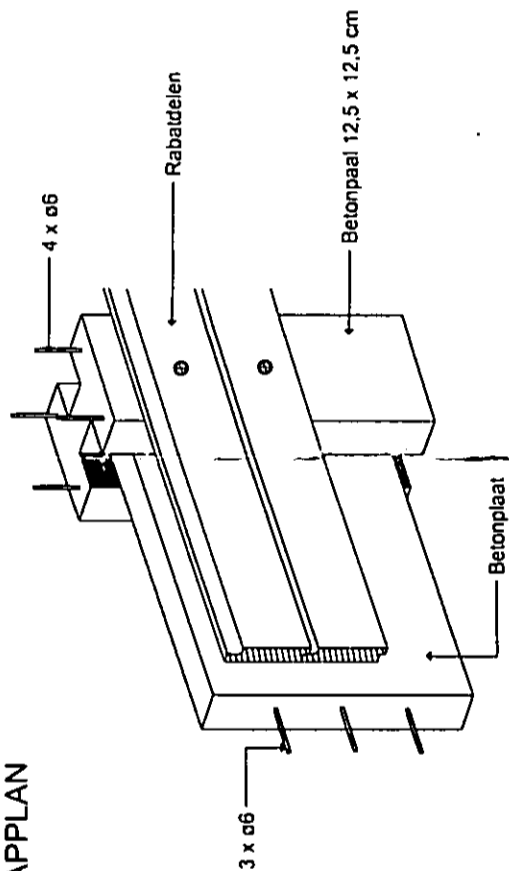


KAPPLAN



DOORSNEDEN

Gewaarmerkt als behorende bij besluit  
van Burgemeester en Wethouders van  
Tiel d.d. 16 JUNI 1998  
medewerker afd. Bouw- en Woningtoezicht.



DETAIL  
DUBBELWANDIG  
RABAT

Uitvoering:

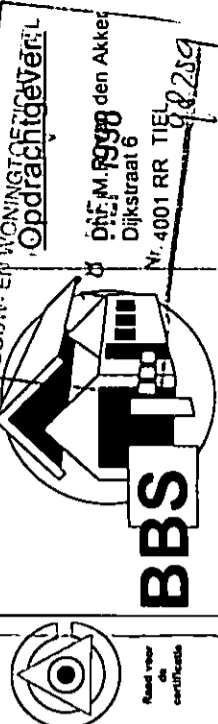
Dubbelwandig rabat

Bouwplan:

Garage

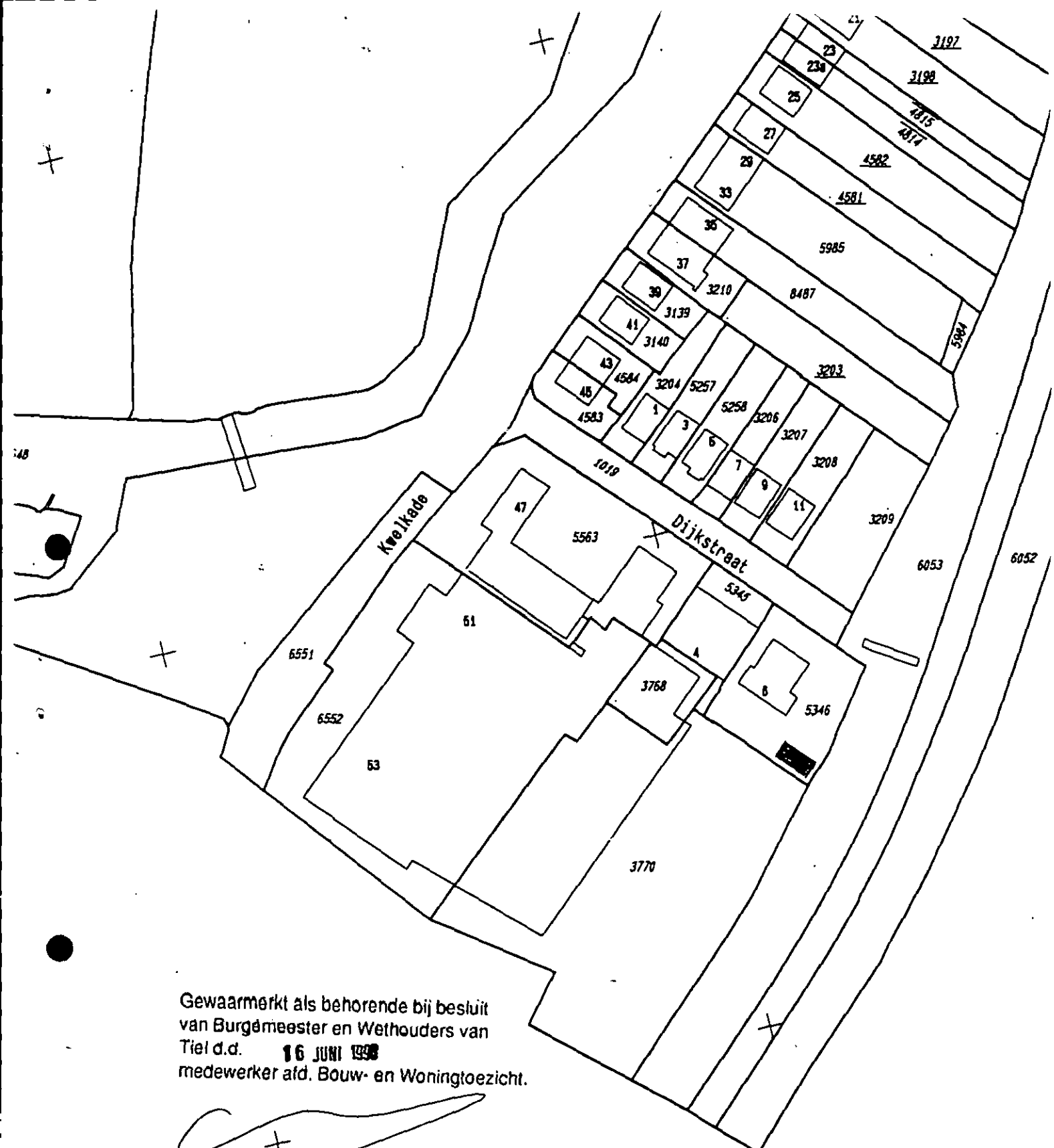
Blad 1 van 1 Datum: 11-05-1998 Get.: RL

Schaal: 1:100/50/10 Tek.nr.: v199059 Wijz.



*M.A. v.d. Boven*





Gewaarmerkt als behorende bij besluit  
 van Burgemeester en Wethouders van  
 Tiel d.d. **16 JUNI 1998**  
 medewerker afd. Bouw- en Woningtoezicht.

*[Handwritten signature]*

Nieuwe situatie

Vervangen garage/berging

BOUW- EN WONINGTOEZICHT TIEL  
 INGEKOMEN  
**18 MEI 1998**  
 Nr. 98259

# TERREIN ALDI

Opgeplaatst met afscherming vorige eigenaar

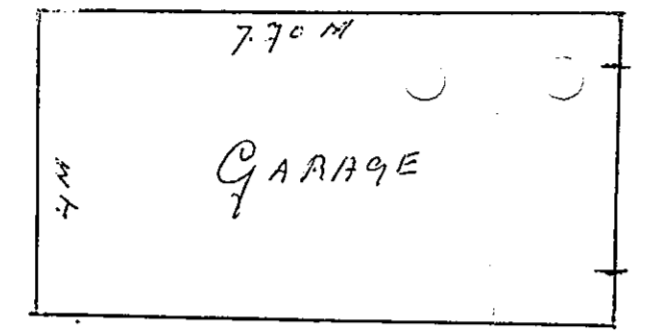
657-80 'N  
8 JUN 1998  
INGEKOMEN  
BOUW- EN WONINGTOEZICHT TIEL

ERFS heiding v. d. AKKER

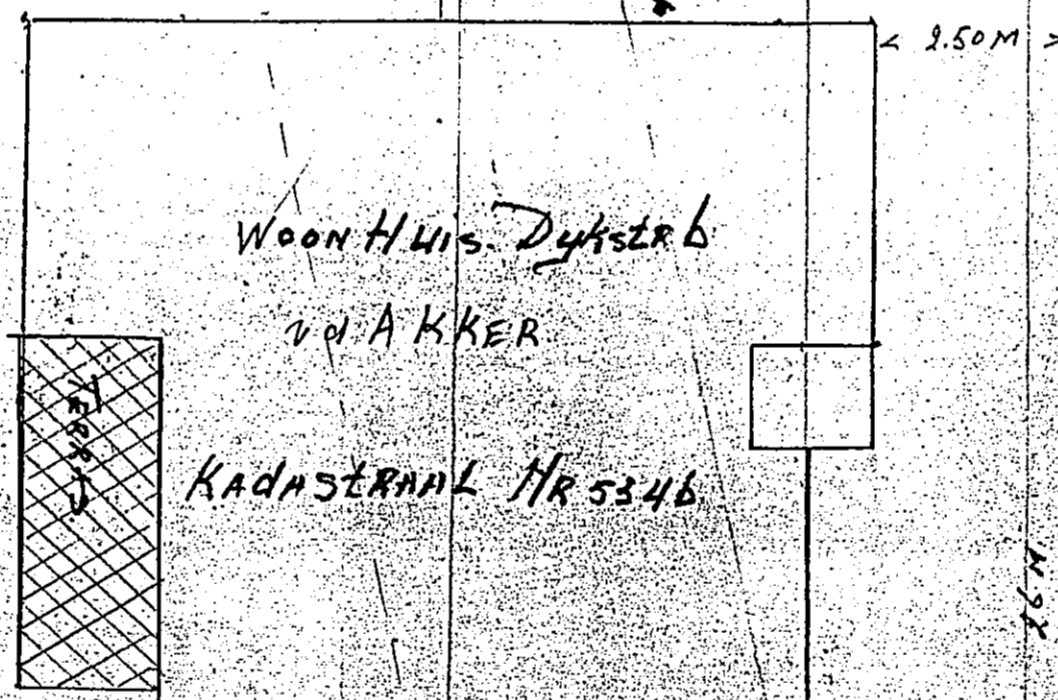
2m WAA NIETS GEBOUWD MAG WORDEN OF GEPLAATST VOLGENS AKE

Los PERRON ALdi

GEBOUW ALDI



Loods.



FABRIEK DYKSTER 4  
v.d. AKKER  
KADASTRAAL NR 5345

Loodsje  
FIELSEN

TEEN RIVIER DYK

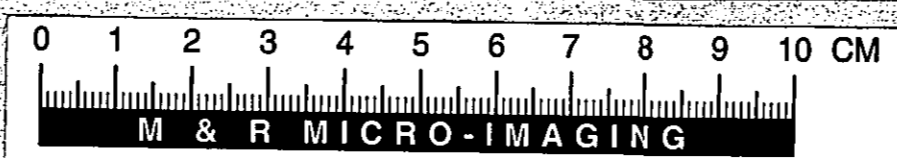
Grond v. Kampen

GEBOUW v. Kampen

Gewaamerd als behorende bij besluit  
van Burgemeester en Wethouders van  
Tiel d.d. 18 JUNI 1998  
medewerker afd. Bouw- en Woningtoezicht.

8.50 m 3.50 m 14.80 m

18.50 m 18.50 m





T I E L L

137600

138200

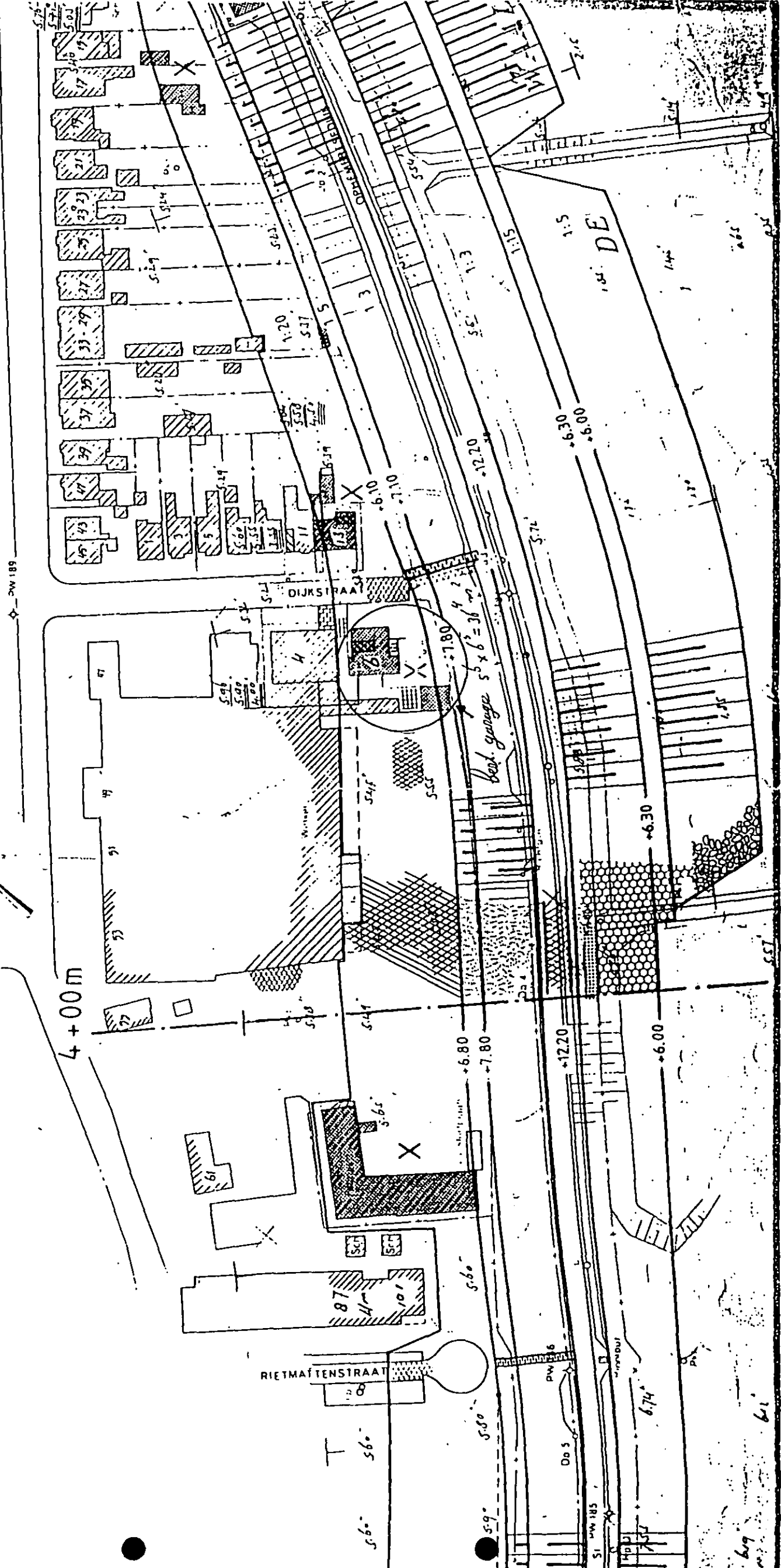
137700

*Ingebouwd voorstel dichtbebouwd en niet uitgerooid,  
de ten vld dijk is onopgevoerd gelaven.*

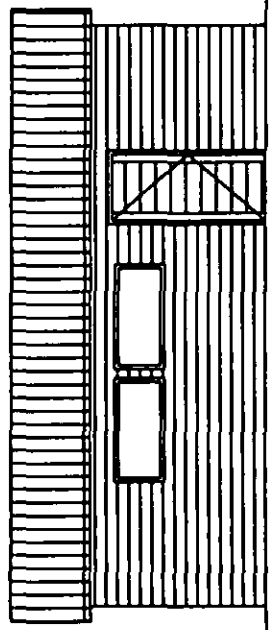
Behoort bij brief/besluit van de  
dijkstoet van Tjeler- en Culemborger-  
waarden d.d. 28 AUG 1998 nr. 9835589  
mij bekend, het hoofd sector Dijken,

- MIJNSTEEN
- ZAND
- KERNKLEI
- AFDEKKLEI

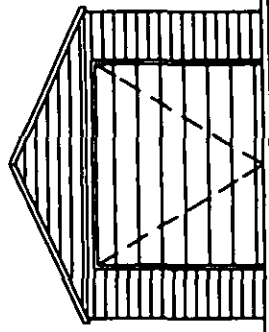
Ing. J.G. van Rijnsbergen.



BOUW- EN WONINGTOEZICHT TIEL  
 INGEKOMEN:  
 - 2 SEP 1998  
 Nr.

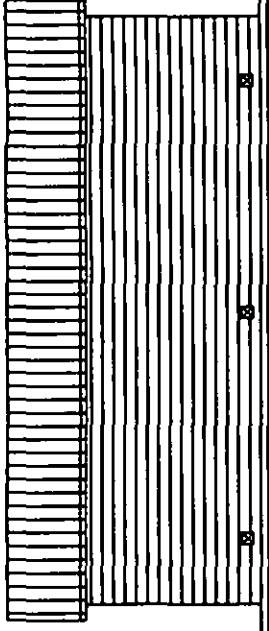


LINKERGEVEL

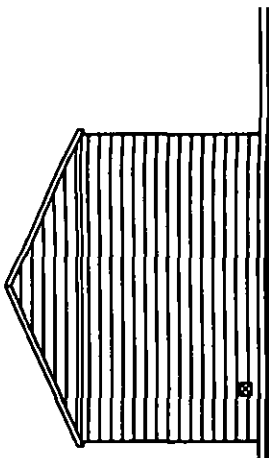


VOORGEVEL

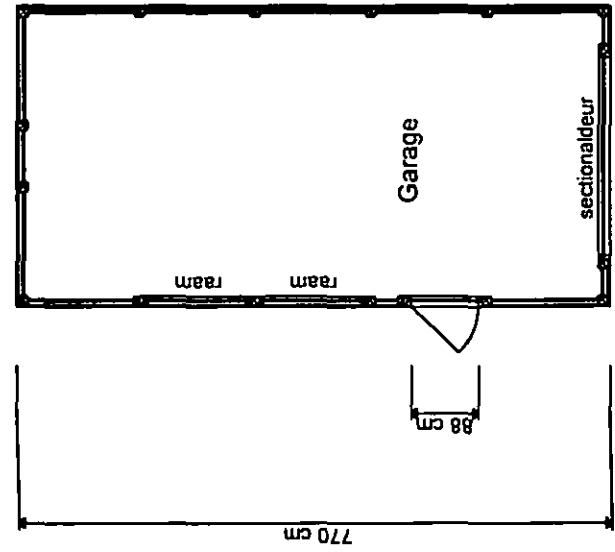
aan voor- en achtergevel  
ca. 30 cm overstek  
4 ventilatieroosters 15 x 15 cm  
ca. 10 cm boven 0-peil



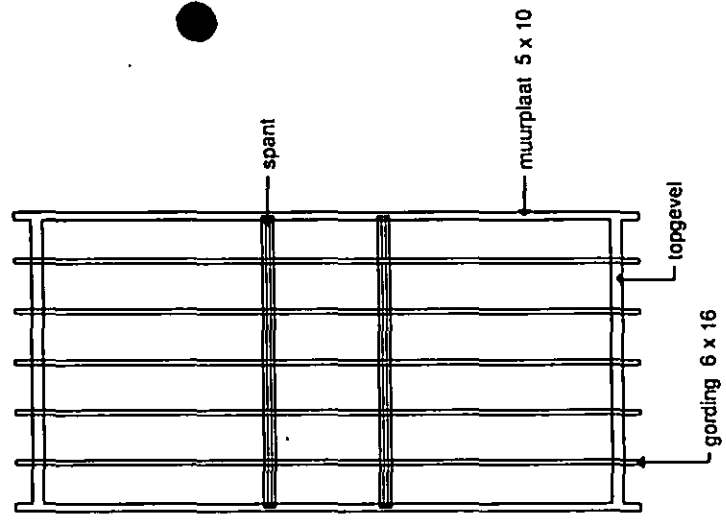
RECHTERGEVEL



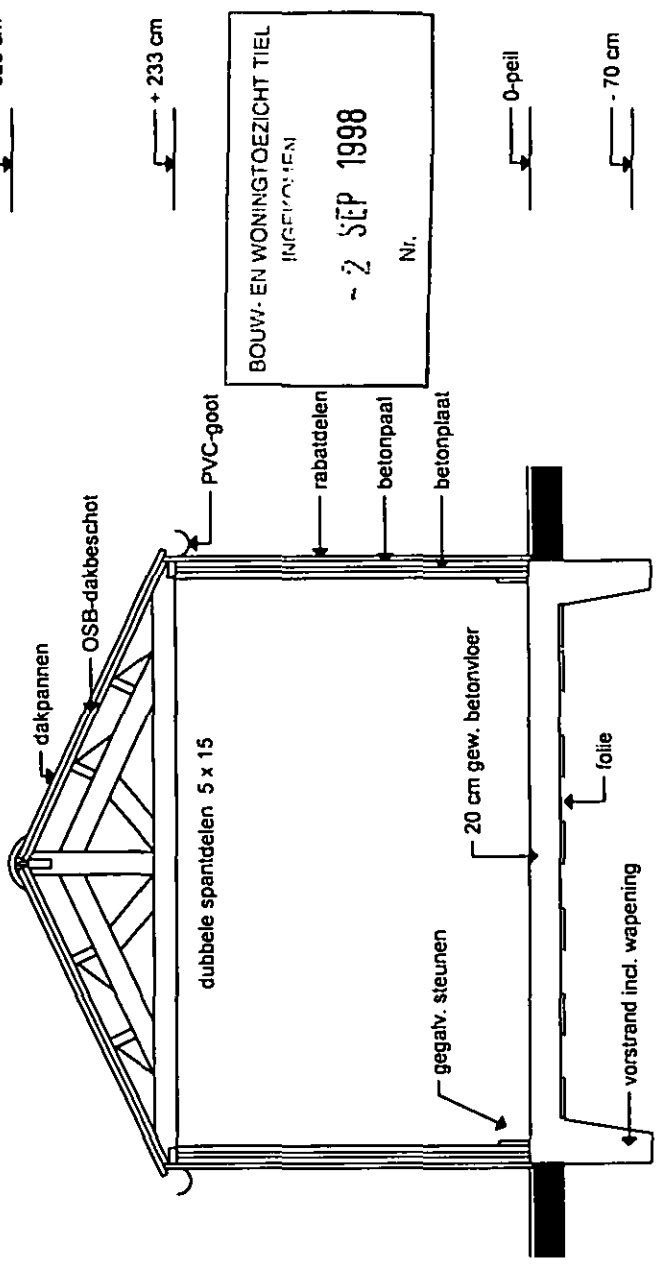
ACHTERGEVEL



PLATTEGROND



KAPPLAN



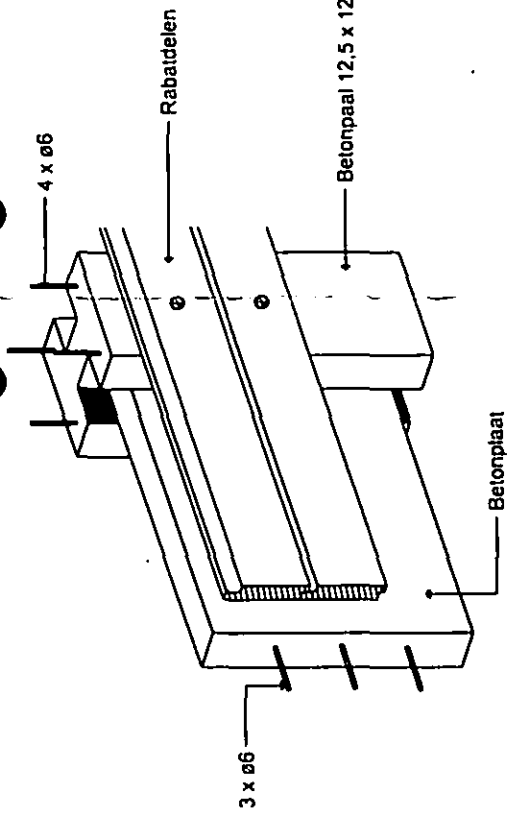
DOORSNEDE

Behoort bij brief/besluit van de  
dijkstoel van Tieler- en Culemborger-  
waarden d.d. 28 AUG 1998 nr. 9 8 3 5 5 6 9  
mij bekend, het hoofd sector Dijken,


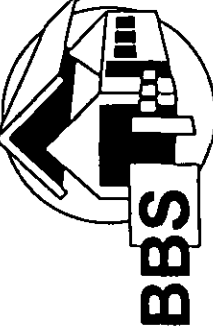
Ing. J.G. van Rijsbergen.

9 8 3 5 5 6 9

BOUW- EN WONINGTOEZICHT TIEL  
INGEVOEREN  
- 2 SEP 1998  
Nr.



DETAIL  
DUBBELWANDIG  
RABAT

Uitvoering: Dubbelwandig rabat		Bouwplan: Garage	
Blad 1 van 1	Datum: 29-05-1998	Gel.: RL	
Schaal: 1:100/50/10	Tek.nr.: v98030	Wiz.: 1	
 ISO 9001		 Opdrachtgever: Dhr. M.R. van den Akker Dijkstraat 6 4001 RR TIEL	

# TERREIN ALDI

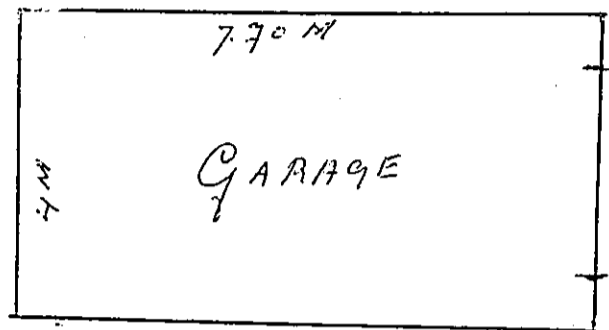
ERFS BEGRIJPIJG V. d. AKKER

2m

WAAA NIETS GEBOUWD MAQ WORDEN OFGEPLAATS VOLGENS AKTE

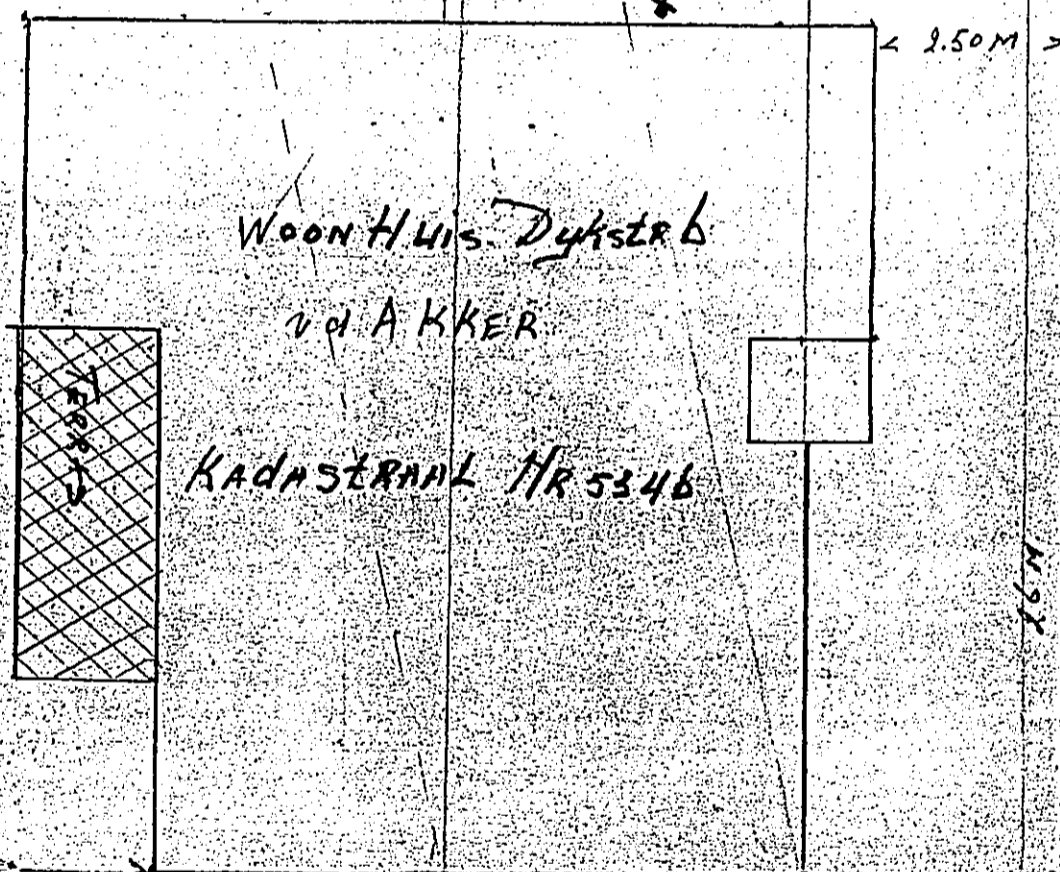
Los PERRON ALdi

Pltgeplaat met Afslemming vorige EIGENAAR



GEBOUW ALDI

Loods.



FABRIEK Dykster 4  
v.d. AKKER  
KADASTRAAL NR 5345

Loodsje  
FIESEN

GRAND V. KAMPEN

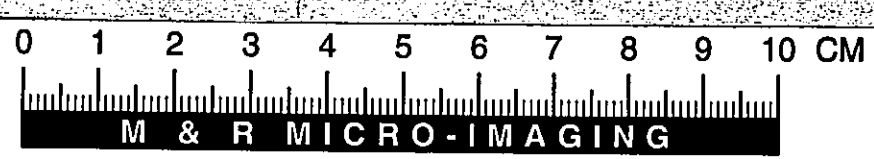
GEBOUW V. KAMPEN

TEEN RIVIERDIJK

Behoort bij brief/besluit van de  
dijkstoel van Tiel- en Culemborger-  
waarden d.d. 26 AUG 1998 nr. 9835569  
mij bekend, het hoofd sector Dijken.

Ing. J.G. van Huijnsbergen

BOUW EN WONINGTOEGELIJDHEID  
2 SEP 1998  
NR.



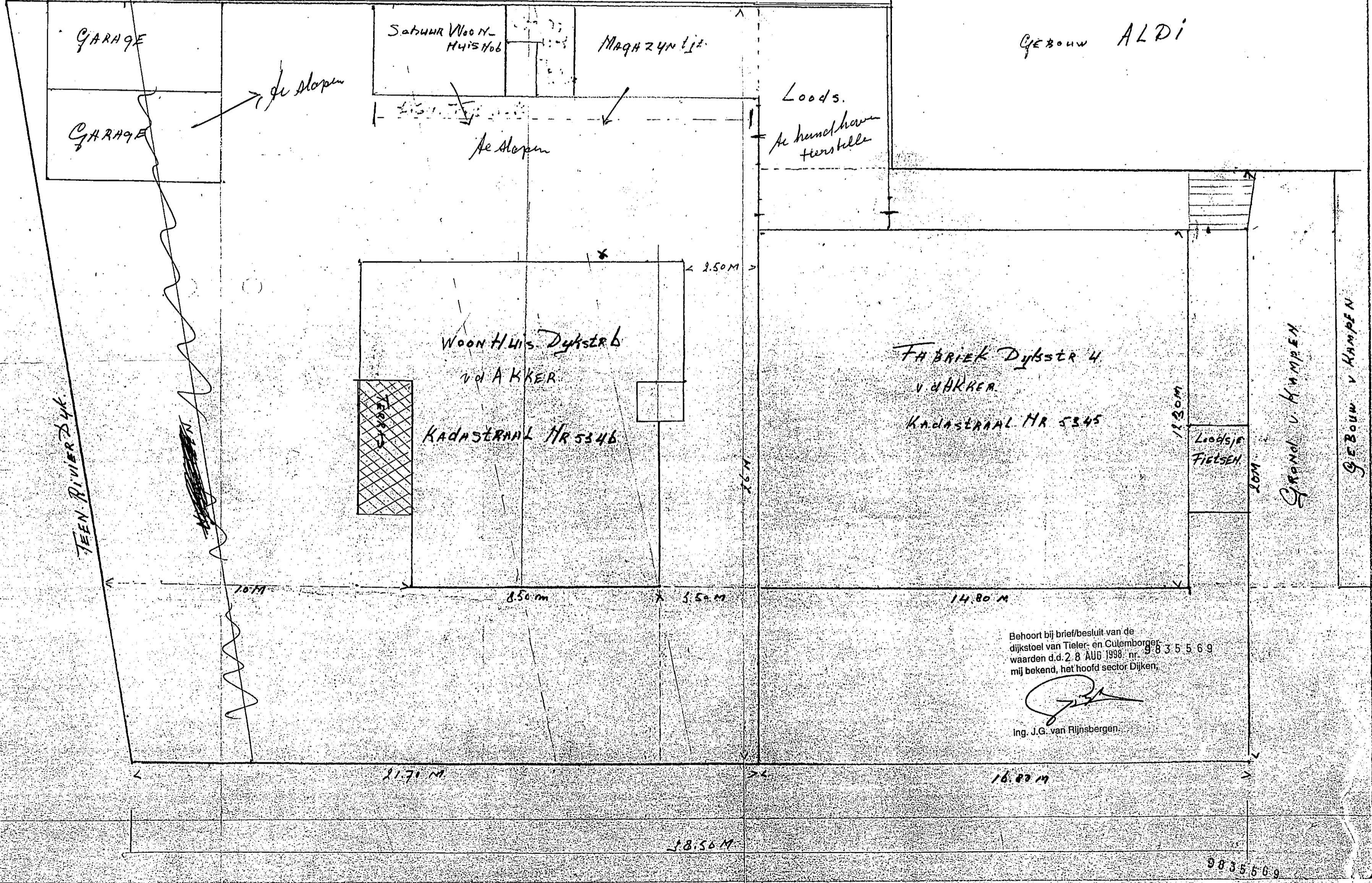
9835569

# TERREIN ALDI

Platgeplaat met Afscherming vorige eigenaar

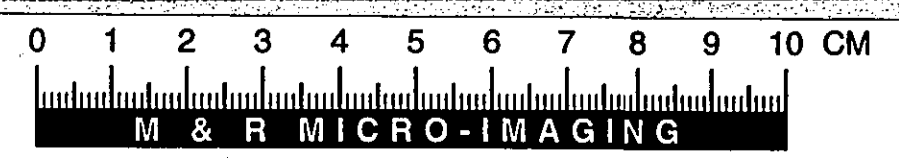
2m WAAA NIETS GEBOUWD MAG WORDEN OF GEPLAAT VOLGENS AKTE

ERFS heriding v. d. AKKER



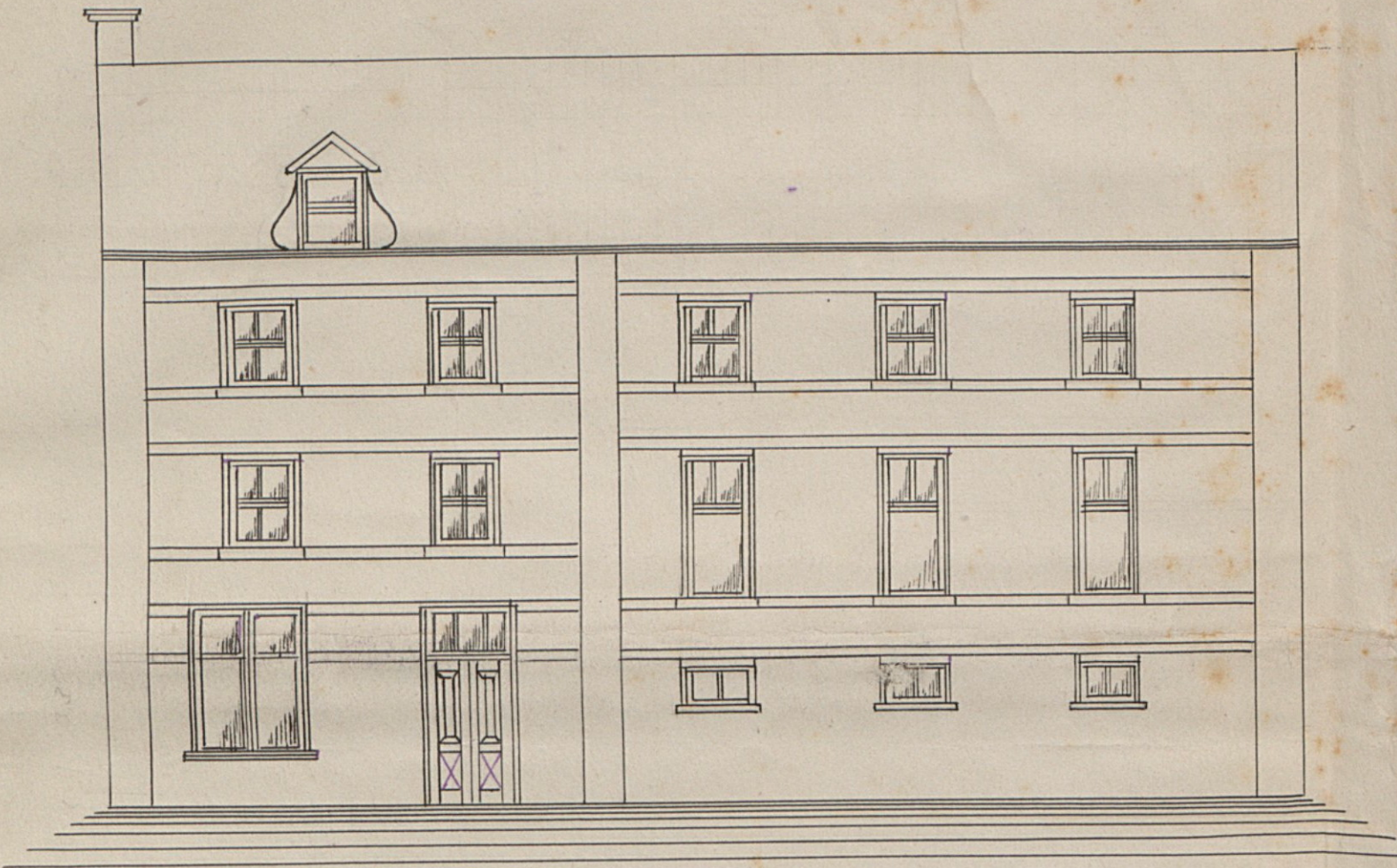
Behoort bij brief/besluit van de  
dijkstoel van Tieler- en Culemborg-  
waarden d.d. 28 AUG 1998 nr. 9835569  
mij bekend, het hoofd sector Dijken.

*[Signature]*  
Ing. J.G. van Rijnsbergen

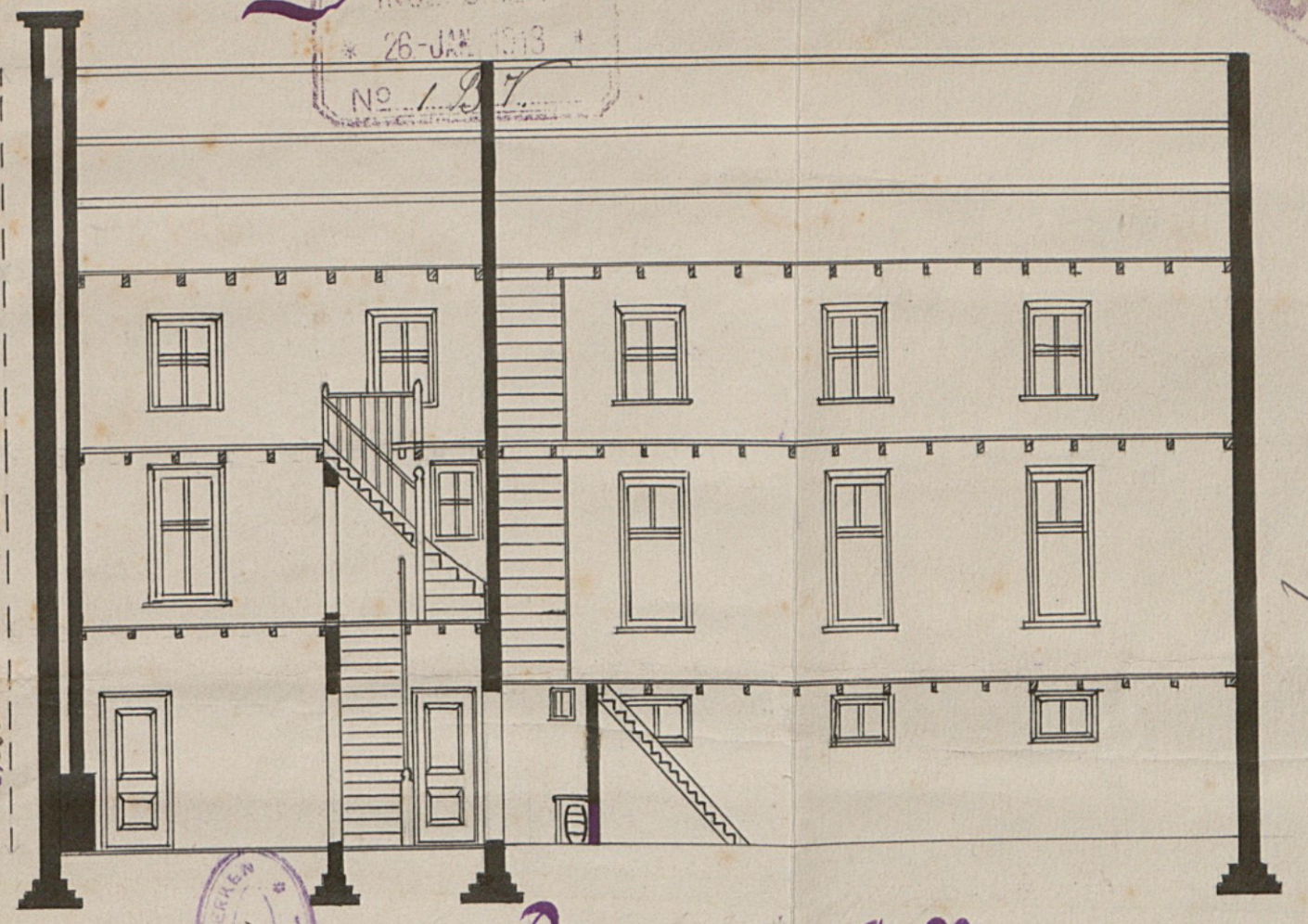


9835569

Plan tot verbouwing voor Stoombootrederij 1/6 J. Cl. vd. Schuyt. Tiel.



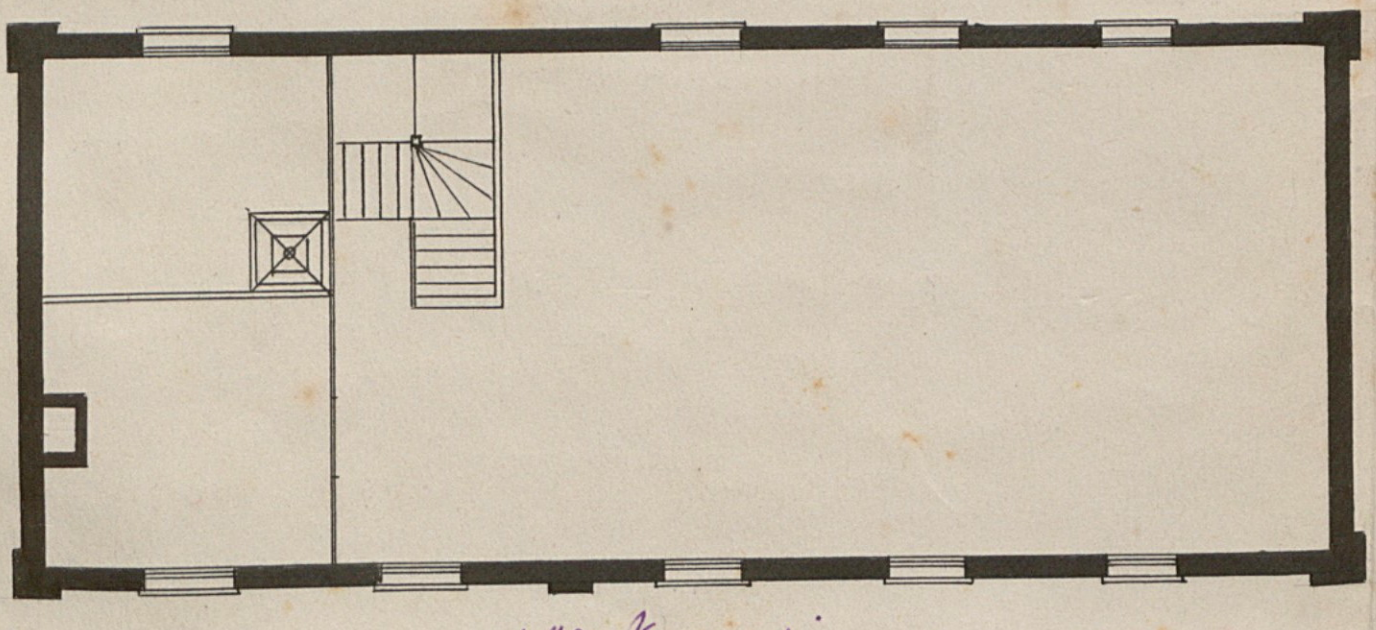
Voorgevel.



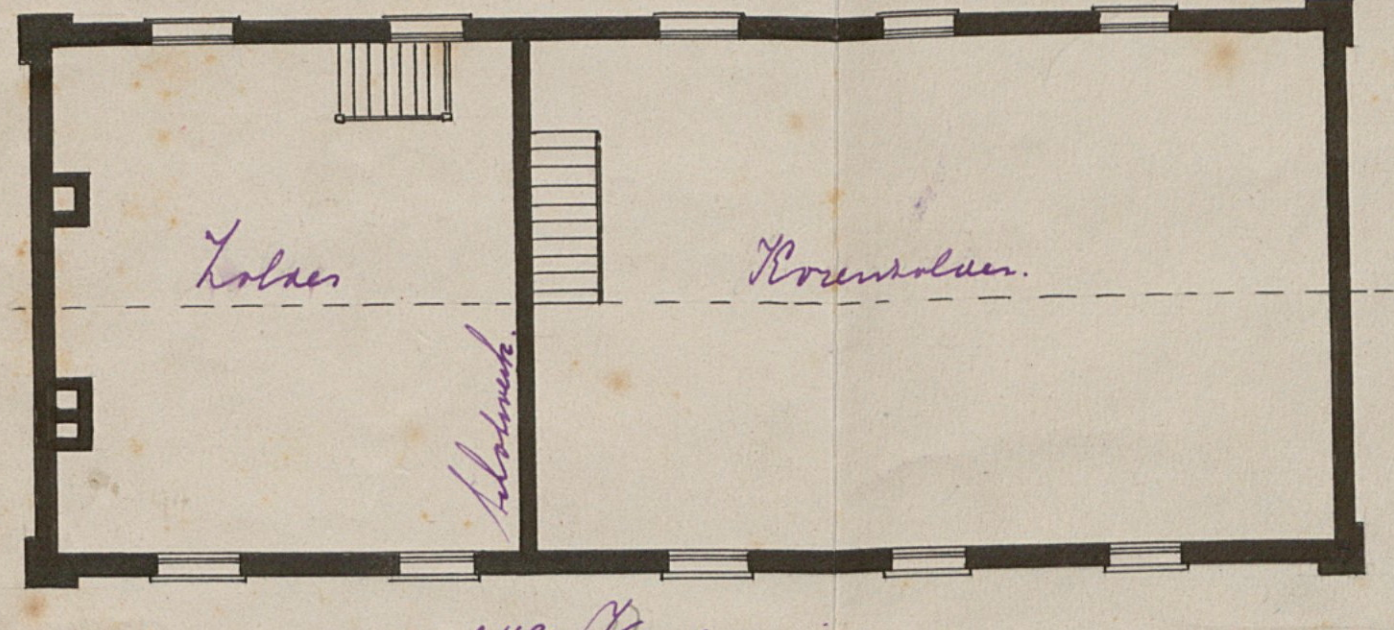
Doorsnede A. 73.



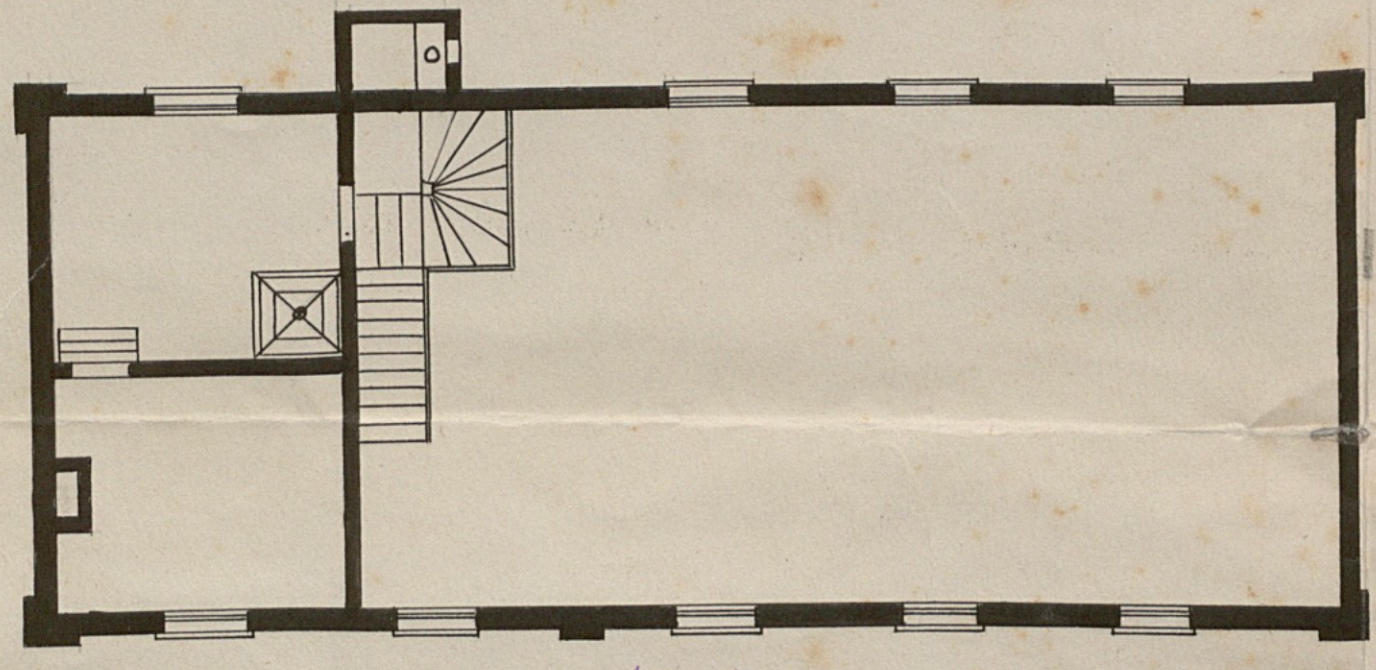
Gemeente Tiel  
 No. 1. 8. 7.  
 28 JAN 1913  
 181



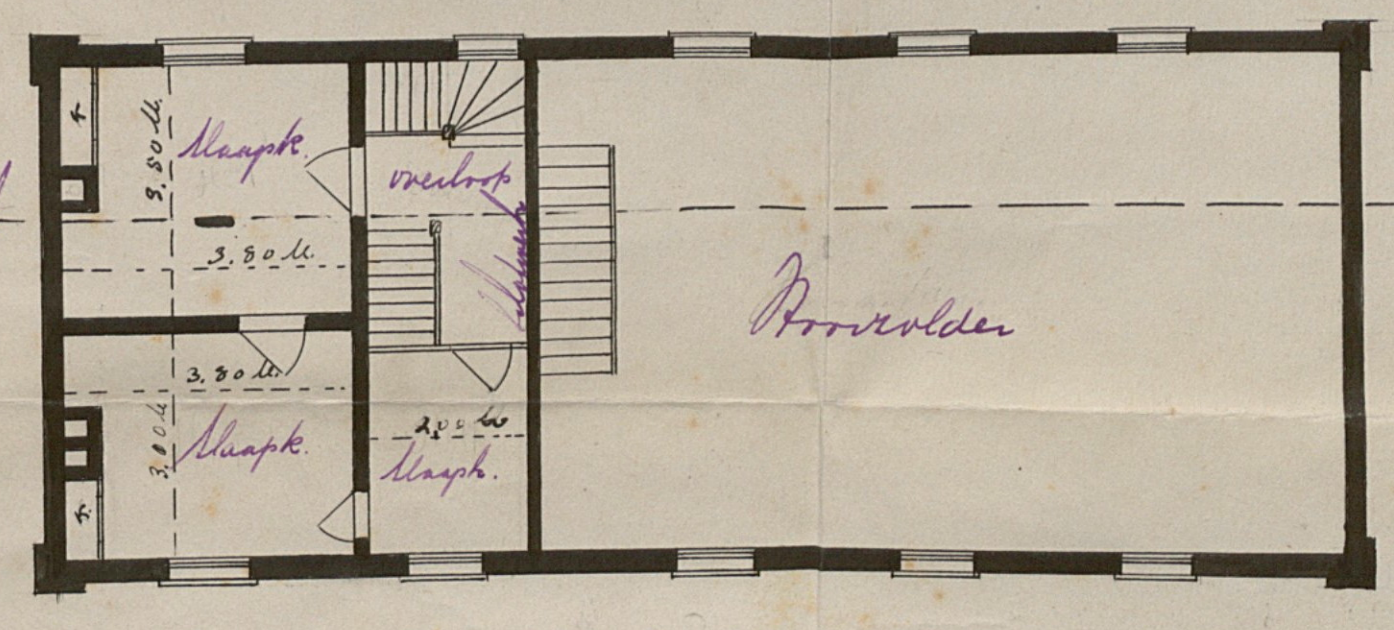
2de verdieping



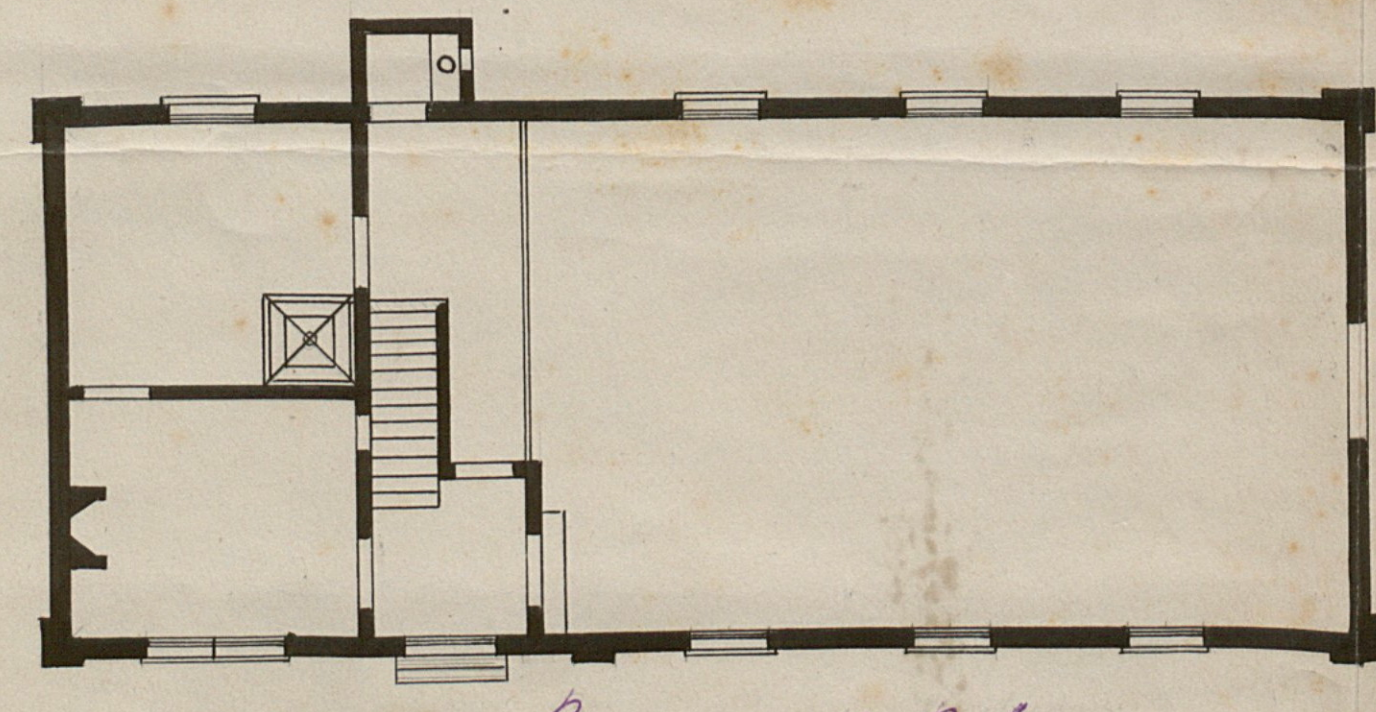
2de verdieping



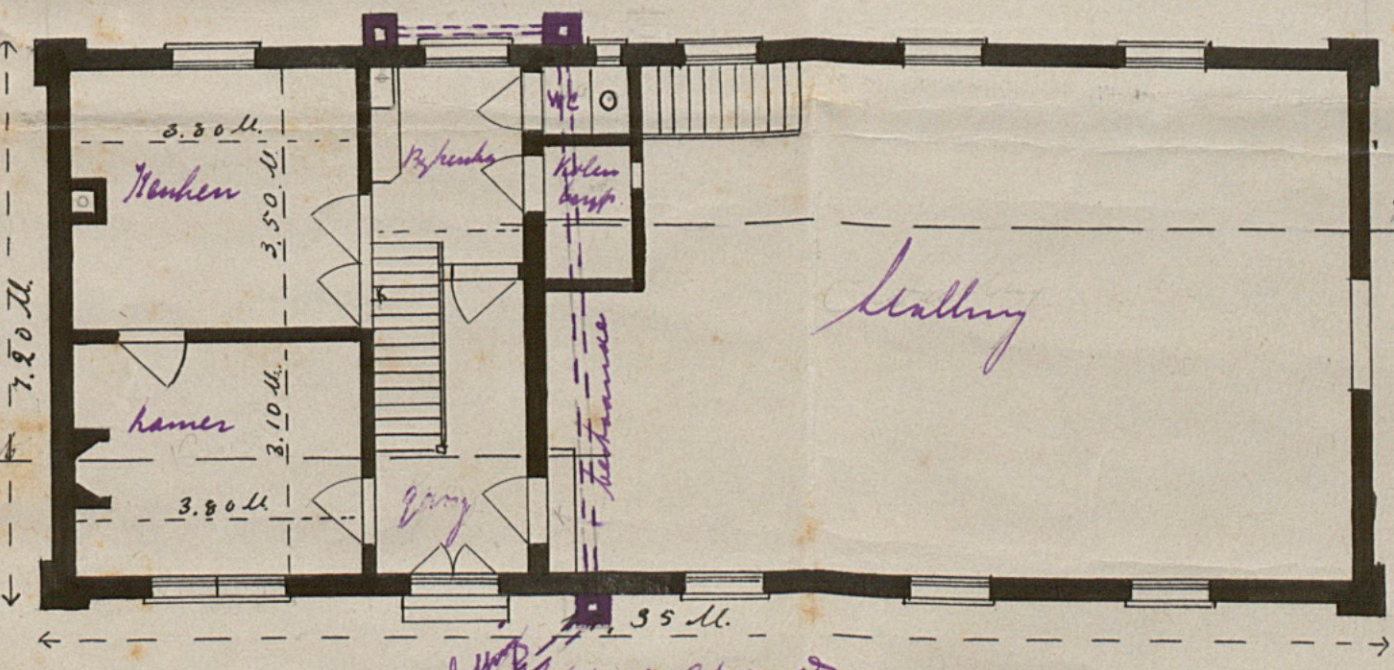
1ste verdieping



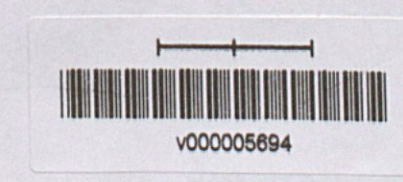
1ste verdieping



Begane grond. Bestaande



Begane grond



## C. Stijghoogte bepaling



## D. Drukcapaciteit damwand



# Berekening benodigde drukcapaciteit damwand

bron: CUR166(2012), Damwandconstructies - 6e herziene druk, deel 2 paragraaf 5.3.7



Project Tiel  
 Opdrachtgever Waterschap Rivierenland  
 Projectnummer Iv-Infra INFR200121  
 Onderdeel Deeltraject 5a  
 Versie 1  
 Datum 18-12-2020

## Gegevens

Sondering 75629\_DKMP047\_(TG002.+066\_DKMP2\_BIK)  
 Type damwand AZ20-700 Verfoppervlak damwand (enkele plank) 1.86 m<sup>2</sup>/m  
 Lengte damwand 13 m Niveau heisleuf 9.0 m+NAP  
 Slotwrijving 20 kN/m Bovenkant damwand 9 m+NAP  
 Reductiefactor slotwrijving 1.0 Inheinniveau damwand -4.0 m+NAP  
 Puntoppervlak damwand (enkele plank) 106.4 cm<sup>2</sup> verknedingsfactor 0.6

o.k. laag [m+NAP]	q <sub>cgem</sub> [MPa]	α <sub>w</sub> [%]	f <sub>plank</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	schachtwrijving [kN]	slotwrijving [kN]	wrijving cum. [kN]	puntweerstand [kN]	totaal [kN]
9.00	-	-	-	-	-	-	-	-
8.50	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	21.16	10.64	31.80
8.00	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	42.32	10.64	52.96
7.50	1.50	2.00	0.03	16.74	10.00	69.06	15.96	85.02
7.00	1.50	2.00	0.03	16.74	10.00	95.80	15.96	111.76
6.50	1.50	2.00	0.03	16.74	10.00	122.54	15.96	138.50
6.00	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	143.70	10.64	154.34
5.50	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	164.86	10.64	175.50
5.00	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	186.02	10.64	196.66
4.50	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	207.18	10.64	217.82
4.00	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	228.34	10.64	238.98
3.50	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	249.50	10.64	260.14
3.00	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	270.66	10.64	281.30
2.50	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	291.82	10.64	302.46
2.00	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	312.98	10.64	323.62
1.50	1.50	2.00	0.03	16.74	10.00	339.72	15.96	355.68
1.00	1.50	2.00	0.03	16.74	10.00	366.46	15.96	382.42
0.50	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	387.62	10.64	398.26
0.00	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	408.78	10.64	419.42
-0.50	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	429.94	10.64	440.58
-1.00	1.00	1.00	0.01	5.58	10.00	445.52	10.64	456.16
-1.50	18.00	1.00	0.18	100.44	10.00	555.96	191.52	747.48
-2.00	18.00	1.00	0.18	100.44	10.00	666.40	191.52	857.92
-2.50	18.00	1.00	0.18	100.44	10.00	776.84	191.52	968.36
-3.00	18.00	1.00	0.18	100.44	10.00	887.28	191.52	1078.80
-3.50	18.00	1.00	0.18	100.44	10.00	997.72	191.52	1189.24
-4.00	18.00	1.00	0.18	100.44	10.00	1108.16	191.52	1299.68

Benodigde drukcapaciteit 130 ton

## E. Rekenresultaten

Deze bijlage betreft het rekenmodel in Plaxis van de langsconstructie. Naam van het model is: "INFR200121 B-006 201218 Dijkvak 5a\_rev1"

Dit bestand is meegeleverd in de oplevermap.

**F.** Review revisie 0

Project	VKA Stad Tiel deeltraject 5a
Documenten	INFR200121 8-006 201001 Dijkvak 5a_rev0.p2dx
Datum levering	2-10-2020
Datum review	7-10-2020

Input	Waarde gehanteerd	PPL/PPE	Opmerking	Onderbouwing opmerking	Reactie lv	Reactie WSRL	Reactie lv
Geometry	AHN3	Representatief DWP	Voldoet	-			
Soil	O.b.v. lokaal onderzoek	-	Controle	Uitvoeren controle o.b.v. aanvullend grondonderzoek in betreffende dijkvak. Benoemen welke wijzigingen wel of niet zijn doorgevoerd o.b.v. VKA.	Onderbouwing bodemopbouw en afwijkingen worden toegestuurd.	Akkoord	
Structures		Scheiding gedraineerd/ongedrain eerd gedrag o.b.v. PL1 dagelijks	Voldoet Niet	Onder de <del>dagelijkse</del> freatische lijn wordt in de initiële fase ongedraineerd gedrag verondersteld (SSC) daarboven wordt gedraineerd gedrag verondersteld (HS). O.a. het dijksmateriaal in de kern wordt nu ook onder de dagelijkse PL1 met HS gemodeleerd hierdoor zal bij de switch naar SHANSEP (wat wel wordt gedaan voor dijksmateriaal onder PL1) waarschijnlijk een lagere POP worden overgenomen omdat in principe geen POP in de initiële fase aan het HS wordt meegegeven	In Plaxis materials de POP waarden als invoer toevoegen.	Akkoord	
Material set	Conform WSRL	-	Aandachtspunt	- Betreft parameter set welke de meeste recente versie betreft aangeleverd door WSRL t.b.v. Vo fase. - Aandachtspunt is de recent besproken modellering van E waarden van zand op basis van Qc methode Lunne. Deze dient nog te worden verwerkt in alle sommen	- Ingevoerde parameterset is de meest recente. (aangeleverd per mail op 18-05-2020). - Klopt, dit punt pakken we op in samenhang met het afleiden/onderbouwen van de bodemopbouw per dijktraject.	Akkoord	
Plate	AZ20-700	-	Aandachtspunt	- Georrodeerd profiel nu nog elastoplastisch dit n.a.v. mail Deltares aanpassen naar elastisch. - Het niveau voor EA boven en onder GWS op de excate grens leggen PL1 dagelijks. t.b.v. - Toevoegen onderbouwing corrosiefactor in Controle damwanden sheet deze is nu handmatig ingevoerd. - Is gecontroleerd of het planktype inbrengbaar is (gezien soms relatief hoge conusweerstand graag nagaan - Is de controle uitgevoerd welke diepte maatgevend is heave verticaal draagvermogen of stabiliteit? - De damwand staat relatief ver het talud in is dit relatisch vanuit uitvoering is dit al verkend?	- Graag nog bevestigen dat we de case van DT6 kunnen gebruiken als reactie voor Deltares. - Scheiding onder/boven GWS wordt verwerkt in de revisie - Onderbouwing corrosiefactor nemen we op in VO-rapportage - Uitvoerbaarheid is op beperkt detailniveau onderzocht. In de VO-rapportage wordt dit nader onderbouwd	Akkoord	
Anchor	SI-anker EA:447,7E3 Lspacing:2,8 82,5x17,5 + 82,5/20,0	-	n.v.t.	- In de sheet schroefinjectieanker_rev0b staat een maat kleinere binnendiameter namelijk 17,5mm dan in de excelsheet zakkendgrond op ankers. Graag controle of dit juist is met controle sheet vs plaxismodel. Omdat we in deze fase met zakkende grond op ankers rekenen graag opnemen in de TUN voor zover nog niet gedaan hoe we omgaan met de EA waarde van het anker (georrodeerd 6mm of niet) t.b.v. zakkende grond op anker. - Tevens bij gebruik van ankerstangen met schroefdraad aandacht voor diameter/oppervlakte welke betrekking heeft op de sterkte (tussen schroefdraad in).	Voorstel omgang stijfheden en diameters wordt verwerkt in definitieve versie TUN	Akkoord	

Embedded beam row	Groutlichaam 350mm Lspacing 2,8		Voldoet	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Toevoegen bepaling waarde Tskin</li> <li>-Grijpt nu aan op 0,5m onder deklaag kan worden aangegeven waarom dit niet op 1,0m is gehanteerd?</li> <li>- Indien o.b.v. aanvullend grondonderzoek een laag met <math>Q_c &lt; 5 \text{ MPa}</math> aanwezig is lijkt het verstandig het groutlichaam vanaf het draagkrachtige zand te laten starten. Wat is jullie ervaring op dit gebied?</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Afstemmen hoe om te gaan met ankerontwerp in het VO.</li> <li>- Ankniveau is aangehouden op 1,3 m onder maaiveld. Conform memo Technische uitgangspunten nota (TUN) PU-fase stad Tiel (11 mei 2020)</li> <li>- Eens, punt is nader te detaileren afhankelijk van wel/geen ankerontwerp maken in het VO.</li> </ul>	Voorstel om anker VO zo goed als mogelijk uit te werken omdat onderscheidt met DO/VO nauwkeuzer te maken is gezien de integrale aanpak binne plaxis en met relatie tot uitvoering	Voorstel is huidige uitwerkingsniveau te behouden en in het DO detailniveau te verhogen.
Anchor_puntveer	Elastic EA:10E3 Lspacing:1,0		Voldoet	-			
Mesh	Fine global mesh	Medium global mesh	Voldoet	-			
Coarseness Mesh grond	0.5	0.25	Voldoet niet	Coarseness niet conform PPL	Wordt aangepast	akkoord	
Coarseness Mesh constructieve elementen	0.25	0.125	Voldoet niet	Coarseness niet conform PPL	Wordt aangepast	akkoord	
Flow conditions	Model 4c			<ul style="list-style-type: none"> <li>- WBN scenario verloopt PL1 conform groene dijk aandachtspunt is of er rekening dient te worden gehouden met opstuwung voor de damwand (lopende discussiepunt bij WSRL) of beschouwen in schematiseringsfactor</li> <li>- In ontwerp rapport openemen hoe PL1 wordt bepaald in plaxis (model 4c en invloed spanningspreiding plaxis t.a.v. opbarstpunt en grenspotentiaal).</li> <li>- Er wordt na het geval restprofiel niet met aparte custom waterlevels gewerkt maar met een global line verticaal over de damwand kan word aangegeven of dit model matig goed gaat?</li> <li>- Door de ligging van PL2 ontstaat een sterk verloop in de diepte van de waterspanning. De vraag is hoe realistisch dit is los van de regels die geden vanaf een dikte van de deklaag van 4,0m graag jullie visie op dit punt.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Bespreekpunt voor wel/geen sprong t.p.v. damwand</li> <li>- De 'Z-vorm' waterlijn is in dit geval akkoord, omdat er interpolatie wordt toegepast over de onderste lagen. Hierdoor worden er gelijke waterdrukken t.p.v. de teen damwand berekend.</li> <li>- Ligging PL1 opnemen in rapportage</li> <li>- Ligging PL2 bespreekpunt voor integraal overleg Tauw/lv</li> </ul>	akkoord	



<b>Project</b>	VKA Stad Tiel deeltraject 5a
<b>Documenten</b>	INFR200121 B-006 201001 Dijkvak 5a_rev0.p2dx
<b>Datum levering</b>	2-10-2020
<b>Datum review</b>	7-10-2020

Naam	Omschrijving	Waarde	Eis	Beoordeling	Onderbouwing	Reactie Iv	Reactie WSRL
GEO-1	Geotechnische stabiliteit	1.20	1.23				
GEO-2	Snijden	n.v.t.	n.v.t.				
STR-1	Moment	UC= 0,2	UC<1,00				
STR-1	Dwarskracht	UC=0,07	UC<1,00				
STR-1	Knik	n.v.t.	UC<1,00				
STR-2	Sterkte ankerstang	n.v.t.	UC<1,00				
STR-2	Sterkte gording	Ontbreekt	UC<1,00				
SSI-1	Verticaal evenwicht	n.v.t.	-0.02				
SSI-2	Overschreiden houdkracht	n.v.t.	n.v.t.				
Vervorming	$u_{vert;kruin;SLS}$	Ontbreekt	-0.1				
Vervorming	$u_{hor;BIT-BUT;SLS}$	Ontbreekt	0.1				
Vervorming	$u_{hor;SLS}$	0.057	-0.1				
Vervorming	$u_{vert;damw;ULS}$						







Waarderweg 40  
2031 BP Haarlem  
Nederland

Pettelaarpark 10-15  
5216 PD 's-Hertogenbosch  
Nederland

Nevelgaarde 10  
3436 ZZ Nieuwegein  
Nederland

**iv-Infra b.v.**  
Trapezium 322  
3364 DL Sliedrecht  
Nederland

Telefoon +31 88 943 3200

Trompstraat 36a  
9190 Stekene  
België

Westervoortsedijk 73  
Gebouw CB  
6827 AV Arnhem  
Nederland

Postbus 135  
3360 AC Sliedrecht  
[www.iv-infra.nl](http://www.iv-infra.nl)



# Dijkversterking Stad Tiel

Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 3A



# Dijkversterking Stad Tiel

Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 3A

Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland

Referentie: INFR200121-R05

Revisie: 2

Datum: 19 maart 2021

**Iv-Infra b.v.**

Ingenieursbureau met Passie voor Techniek

Titel document: Dijkversterking Stad Tiel

Ondertitel document: Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 3A

Referentie: INFR200121-R05

Revisie: 2

Datum: 19 maart 2021

Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland

Projectnummer opdrachtgever: INFR200121

Project: INFR200121

Revisie	Status	Datum	Auteur(s)	Gecontroleerd	Goedgekeurd	Omschrijving
0	Concept	09-10-2020	N. den Adel	H.J. Wolters	H.J. Wolters	Ter bespreking met WSRL
1	Concept	18-12-2020	N. den Adel	H.J. Wolters	H.J. Wolters	Ter bespreking met WSRL
2	Definitief	19-03-2021	N. den Adel	H.J. Wolters	H.J. Wolters	Opmerkingen WSRL verwerkt

## Inhoudsopgave

<b>1</b>	<b>Inleiding</b>	<b>6</b>
1.1.	Aanleiding	6
1.2.	Doel	7
1.3.	Revisiebeheer	8
1.4.	Leeswijzer	8
1.5.	Referenties	8
<b>2</b>	<b>Uitgangspunten</b>	<b>10</b>
2.1.	Bestaande situatie	10
2.2.	Nieuwe situatie	11
2.3.	Geometrie	12
2.4.	Geotechnische uitgangspunten	13
2.4.1.	Bodemopbouw	13
2.4.2.	Stijfheid zandlagen	14
2.4.3.	Impactanalyse labonderzoek	15
2.5.	Hydraulische randvoorwaarden	16
2.5.1.	Stabiliteit binnenwaarts	16
2.5.2.	Stabiliteit buitenwaarts	16
2.6.	Faalkanseis STBU	17
2.7.	Restprofiel	17
2.8.	Modellering	19
<b>3</b>	<b>Ontwerpresultaten</b>	<b>22</b>
3.1.	Ontwerp langsconstructie	22
3.2.	Ontwerpkeuzes	24
3.3.	Verificatierapport	25
3.4.	Risico's	25
3.5.	Raakvlakken	26
3.6.	Veiligheid, gezondheid en milieu	26
3.6.1.	Uitvoeringsfase	26
3.6.2.	Gebruiksfase	26
3.7.	Duurzaamheid	27
3.7.1.	Materiaalkeuze en hergebruik	27
3.7.2.	Beperking uitstoot (CO <sub>2</sub> , NO <sub>2</sub> , etc.)	27
3.8.	Beheer en onderhoud	27
<b>4</b>	<b>Uitvoering</b>	<b>28</b>
4.1.	Fasering	28
4.2.	Installeerbaarheid	28
4.2.1.	Schadevrij installeren damwand	28

4.2.2.	Trillingspredictie	29
4.2.3.	Materieel	30
4.3.	Aandachtspunten uitvoering	31
4.4.	Monitoring	31
<b>5</b>	<b>Ontwerptoetsingen</b>	<b>32</b>
5.1.	Samenvatting rekenresultaten	32
5.2.	Ontwerptoetsingen	33
5.2.1.	GEO-1: Stabiliteit binnenwaarts en buitenwaarts	33
5.2.2.	STR-1: Toetsing damwand	34
5.2.3.	STR-2 Sterkte ankerstaaf	35
5.2.4.	STR-2: Sterkte gording	36
5.2.5.	SSI-1: Lengte langsconstructie	36
5.2.6.	Toetsing vulling kistdam	37
5.2.7.	Vervormingen constructie en dijklichaam	38
<b>6</b>	<b>Overdracht DO-fase</b>	<b>39</b>
6.1.	Nader te detailleren	39
6.2.	Niet-beheerste risico's	39
6.3.	Openstaande raakvlakken	40
6.4.	Afgeleide eisen	41
6.5.	Risicoreservering DO-fase	41
<b>BIJLAGEN</b>		<b>42</b>
<b>A.</b>	<b>Ontwerptoetsingen</b>	<b>42</b>
A.1.	Doorsnede toetsing damwand	42
A.2.	Verticaal draagvermogen	43
<b>B.</b>	<b>Trillingspredictie</b>	<b>44</b>
B.1.	Archiefinformatie panden	49
<b>C.</b>	<b>Bepaling stijghoogte</b>	<b>50</b>
<b>D.</b>	<b>Benodigde drukcapaciteit</b>	<b>51</b>
<b>E.</b>	<b>Rekenresultaten</b>	<b>52</b>
<b>F.</b>	<b>Review revisie 0</b>	<b>53</b>

# 1 Inleiding

---

## 1.1. Aanleiding

Een groot deel van de waterkering bij Tiel is in de derde toetsronde afgekeurd. Een deel van dit traject is recent versterkt binnen het project Fluvia Tiel. De versterking van de overige waterkeringen rondom Tiel wordt op orde gebracht met de dijkversterking Stad Tiel. Deze dijkversterking is opgenomen in het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP). Een overzicht van het projectgebied is opgenomen in Figuur 1-1.

Waterschap Rivierenland (WSRL) heeft voor de waterkering binnen het projectgebied van de dijkversterking Stad Tiel een nadere veiligheidsanalyse uitgevoerd waarbij de scope is vastgelegd met inachtneming van de nieuwe norm uit de Waterwet en de laatste rekenregels uit het Ontwerpinstrumentarium 2014 (OI2014).

In 2019 heeft Tauw, met partners H+N+S en Iv-Infra, de verkenningsfase voor deze dijkversterking doorlopen. Hieruit is het voorkeursalternatief (VKA) van de versterking vastgesteld. In de huidige fase van het project wordt het VKA verder uitgewerkt tot een voorlopig ontwerp (VO), met als doel de benodigde vergunningen, zoals Projectplan Waterwet, monumentenvergunning, etc. aan te vragen.

Voorliggende rapportage betreft de VO-rapportage van de langsconstructie in deeltraject 3. In de verkenningsfase is als VKA voor dit deeltraject een kistdam vastgesteld [16]. De kistdam bestaat uit twee damwanden die gekoppeld worden met legankers. Eén van de damwanden wordt aangebracht in het buitentalud, de andere damwand in het binnentalud. De kistdam is een zelfstandig waterkerende constructie. De kistdam heeft functies ten aanzien van de hoogte van de waterkering, macrostabiliteit (buiten- en binnenwaarts) en piping. Deeltraject 3 start vanaf de dijkpaal DT210.+80 en loopt tot dijkpaal DT214.+85. In Figuur 1-1 betreft dit de oranje lijn. In het deel vanaf ca. DT214 t/m DT214+85 wordt de keringlijn verlegd van de Echteldsedijk naar een nieuwe keringlijn rondom de oksel van de ontwikkellocatie Santwijckse Poort. De waterkering wordt gevormd door een zelfstandig waterkerende constructie. De uitwerking van deze constructie vindt plaats in de vervolgfase. Het deeltraject 3 is daarom opgeknipt in deeltraject 3A (kistdam tussen DT210+80 en DT214) en deeltraject 3B( zelfstandigwaterkerende constructie tussen DT214 en DT214+85). De langsconstructie beschreven in deze rapportage betreft de constructie in deeltraject 3A.



Figuur 1-1: Bovenaanzicht projectgebied dijkversterking Stad Tiel

## 1.2. Doel

Het doel van deze ontwerprapportage is het beschrijven van het ontwerp van de langsconstructie in deeltraject 3A en het vastleggen van de gemaakte ontwerpkeuzes. Het ontwerp is uitgewerkt op het niveau van een voorlopig ontwerp (VO). In opvolging van het VO wordt nog de fase definitief ontwerp (DO) en de contractfase doorlopen. Het doel van het VO is het maken van keuzes m.b.t. principeoplossingen en het vaststellen van de hoofdconstructie onderdelen voor een representatieve doorsnede in het deeltraject, dit zijn:

- Damwandtype en planklengte;
- Indicatie verankeringstype en dimensies;
- Indicatie anker Gording.

In de navolgende fase (DO) worden de verbindingen tussen de onderdelen en de aansluitingen op de naastgelegen deeltrajecten uitgewerkt. Ook worden in de DO fase waar nodig aanvullende rekensneden beschouwd.

Deze rapportage behandelt uitsluitend het ontwerp van de langsconstructie. Voor het integrale ontwerp van de dijkversterking in dijktraject 3A en de beoordeling van overige faalmechanismen wordt verwezen naar [18] en [20].



### 1.3. Revisiebeheer

De huidige revisie (revisie 2) is de definitieve versie van deze rapportage.

Tabel 1-1: Revisietabel

Revisie document	Omschrijving
0	Conceptversie ter controle
1	Conceptversie ter controle (opmerkingen van WSRL op revisie 0 zijn verwerkt) Een overzicht van de opmerkingen en de verwerking is opgenomen in bijlage F.
2	Definitieve versie.

### 1.4. Leeswijzer

In paragraaf 1.5 worden de gebruikte documenten en normen aangegeven. Hoofdstuk 2 beschrijft de locatie specifieke uitgangspunten of uitgangspunten die afwijken van de algemene Technische Uitgangspuntennota TUN [17]. De ontwerpresultaten zijn beschreven in hoofdstuk 3. In dit hoofdstuk zijn de ontwerpkeuzes, aandachtspunten ten aanzien van veiligheid, gezondheid, milieu, duurzaamheid en beheer en onderhoud opgenomen. Uitgangspunten voor de uitvoeringsfase zijn beschreven in hoofdstuk 4. De ontwerpvoetsingen zijn opgenomen in hoofdstuk 5. Als laatste hoofdstuk 6, waarin aandachtspunten voor de volgende fases zijn beschreven.

### 1.5. Referenties

De gehanteerde referenties zijn onderstaand opgenomen.

#### *Normen en Richtlijnen*

- [1] Deltares, POV-M Publicatie Stabiliteitsverhogende langsconstructies in primaire waterkeringen, maart 2020
- [2] Deltares, POV-M Publicatie Eindige Elementen Methode, maart 2020
- [3] CUR-publicatie 166, Damwandconstructies, 6<sup>e</sup> herziene druk, 2012
- [4] Rijkswaterstaat, Afronding onderzoek vermindering corrosietoetslag damwanden, 2 december 2015
- [5] Kennisplatform Risicobenadering, KPR Factsheet werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag OI2014v4, 8 maart 2018.
- [6] SBRCURnet, Trillingsrichtlijn A: Schade aan bouwwerken, 2017
- [7] SBRCURnet, Omgevingsbeïnvloeding inbrengen en trekken van damwanden, 2017
- [8] NEN-EN 1993-5:2008/NB:2012, Nationale bijlage bij Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies - Deel 5: Palen en damwanden
- [9] EN 1997-1+C2+A1/NB, Nationale bijlage bij NEN-EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp – Deel 1: Algemene regels, 2016.
- [10] CUR-publicatie 236; Ankerpalen, november 2011

#### *Informatie waterschap Rivierenland*

- [11] Waterschap Rivierenland, Peilbesluit Alblasserwaard, 13 juli 2018
- [12] Waterschap Rivierenland, Geotechnische parameterset 18 mei 2020

- [13] Waterschap Rivierenland, Memo: Modelling dijksmateriaal voorstel uniforme beschrijving in materiaalgedrag, en waterspanningen bij macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts, 20 november 2019
- [14] Waterschap Rivierenland, Dijkversterking: Veiligheid tijdens de uitvoering en werken in het gesloten seizoen, 19 augustus 2014.

*Overige referenties*

- [15] Tauw, Dijkversterking Stad Tiel, Technische Achtergrondrapportage verkenningfase, 27 februari 2020
- [16] Tauw, Nota voorkeursvariant (Nota VKV) Dijkversterking Stad Tiel, kenmerk R005-1274666DGL, 19 maart 2021
- [17] Tauw, Technische uitgangspuntennotitie VO-fase, kenmerk R007-1274666NPL, 19 maart 2021
- [18] Tauw. Dijkversterking Stad Tiel: Ontwerpnota VO, kenmerk R006-1274666DGL, 19 maart 2021
- [19] Tauw, 1274666-TE-CIV-VO-00-SIT-0010 blad 1 t/m 8, status definitief, 5 februari 2021
- [20] Tauw, Technische achtergrondrapportage Waterveiligheid VO-fase, kenmerk R008-1274666NPL, 19 maart 2021
- [21] Sterk, <https://www.sterk.eu/nl/materieel/drukstellingen/> geraadpleegd op 01-10-2020
- [22] Diesecko Group, Product range Piling Rigs, Woltman 90DR
- [23] Dywidag, Dywidag Geotechnical Product Range, 24-09-2020
- [24] ArcelorMittal Sheet Piling, Durability 3.5.2, juli 2017.
- [25] Iv-Infra b.v., Dijkversterking Stad Tiel, Geotechnisch Lengteprofiel tekeningnr 601, versie 01, 08-01-2021
- [26] MOS grondmechanica, Resultaten grondonderzoek en labonderzoek project "Dijkversterking deeltraject stad Tiel", Definitieve rapportage, R1701863-06, 13 december 2017
- [27] Wiertsema en partners, Geotechnisch onderzoek 2020 (concept).
- [28] H+N+S Landschapsarchitecten, Schetsontwerp Deeltraject 3: Haven (Echteldsedijk), definitieve versie 20 april

## 2 Uitgangspunten

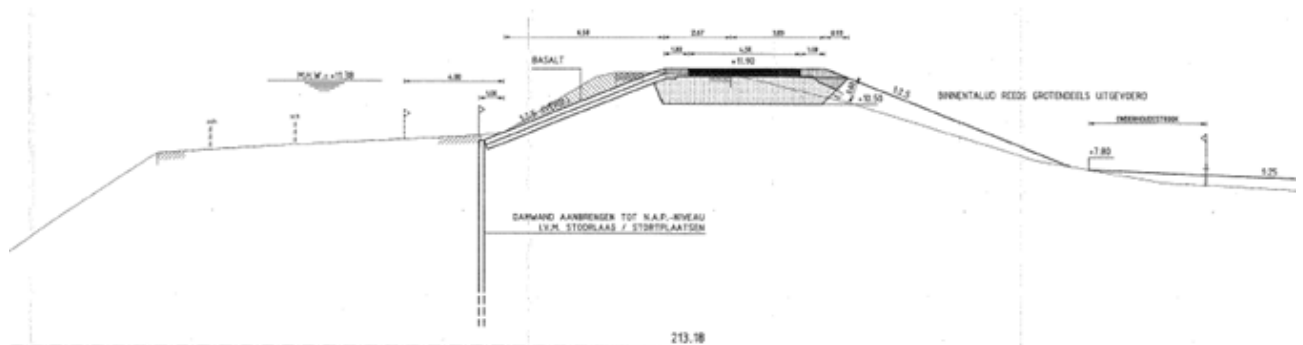
De uitgangspunten voor het ontwerpen van de langsconstructies zijn opgenomen in [17]. In dit hoofdstuk zijn alleen de afwijkingen, aanvullingen of locatie specifieke uitgangspunten beschreven.

### 2.1. Bestaande situatie

De dijk ter plaatse van deeltraject 3A is een kleidijk. De kern van de dijk is opgebouwd uit klei. In het buitentalud is een berm aanwezig. De buitentaluds, tussen berm en kruin en tussen berm en jachthaven, zijn voorzien van steenbekleding. Het binnentalud is voorzien van een grasbekleding. Over de kruin van de dijk loopt een autoweg. Het deeltraject bevindt zich langs de haven van Tiel. Een bovenaanzicht van het vak is weergegeven in Figuur 2-2.

De volgende aandachtspunten gelden voor de bestaande situatie:

- Aan de binnenzijde zijn drie appartementencomplexen aanwezig. Deze complexen beslaan vrijwel het gehele deeltraject. De appartementen bevinden zich op ca. 5 m vanaf de binnenteen.
- In de binnenteen is een damwand aanwezig. Deze damwand betreft vermoedelijk een erosiescherm of functiescheidend scherm dat is aangebracht tijdens de realisatie van de appartementencomplexen. De bijdrage van het scherm aan de stabiliteit is verwaarloosbaar.
- In het binnentalud is een drietal trapconstructies aanwezig.
- Ter plaatse van DT214 bevindt zich een inlaatgemaal. Dit gemaal functioneert om de stadsgrachten van Tiel te verversen.
- In het buitentalud bevindt zich tussen DT211 en DT213 een bestaand kwelscherm (stalen damwand, lengte ca 9,0 m) zie Figuur 2-1



Figuur 2-1: Kwelscherm buitenteen DT3

- Er zijn de volgende kabels en leidingen aanwezig:
  - In het buitentalud/buitenkruinlijn bevindt zich een datakabel, met kruisingen in het dijklichaam tussen DT211 en DT212 en ter plaatse van DT213.
  - Bij DT211 'de groene krib' kruisen de huisaansluitingen het dijklichaam. Dit betreffen: laagspanningskabels, gasleiding, waterleiding. Tussen DT211 en DT213 liggen deze kabels in de berm buitendijks.
  - Bij DT214 kruist een drukriool het dijklichaam.

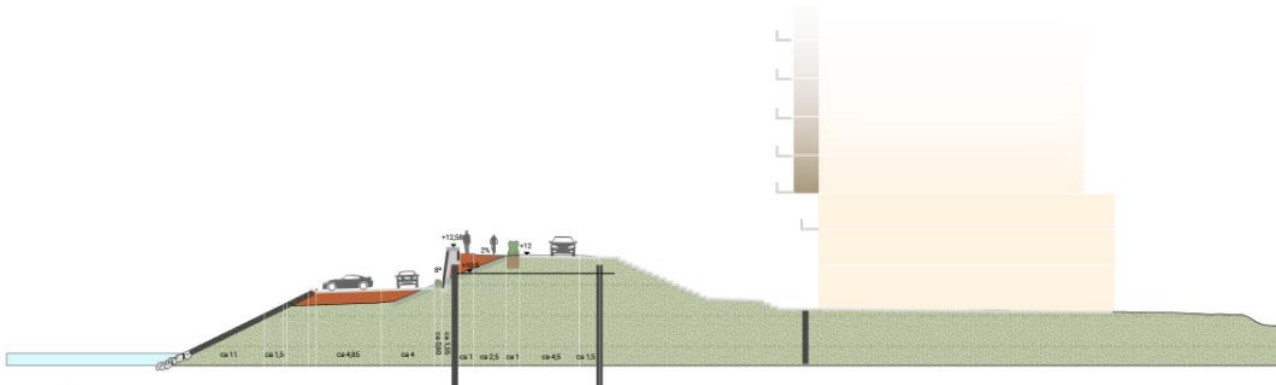
- Tussen DT214 en DT215 bevinden zich in de buitenkruinlijn twee datakabels, een laagspanningskabel en een waterleiding.
- Vermoedelijk ligt er in de binnenkruinlijn nog een laagspanningskabel voor de verlichting op het dijklichaam. Deze is echter niet aangegeven op de KLIC.



Figuur 2-2: Bovenaanzicht deeltraject 3

## 2.2. Nieuwe situatie

In deeltraject 3A is gekozen om naast de opgave voor waterveiligheid ook de ruimtelijke kwaliteit te verbeteren. De huidige dijk wordt in het dijkversterkingsproject verbreed. De huidige kruin wordt niet verhoogd. In de eindsituatie is een muur aanwezig in de toekomstige buitenkruinlijn die de hoogte van de waterkering verzorgt. Hierdoor komt er ruimte voor een fietspad en voetpad naast de bestaande autoweg. Een dwarsdoorsnede van de nieuwe situatie is opgenomen in Figuur 2-3.



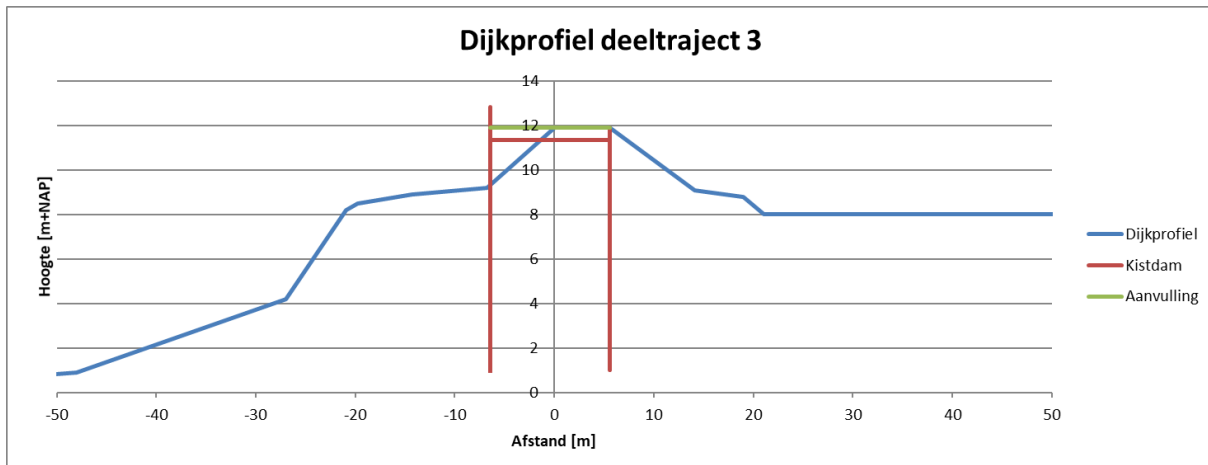
Figuur 2-3: Schematische weergave nieuwe situatie [28]

De volgende aandachtspunten gelden voor de nieuwe situatie:

- Bij dijkpaal DT211 bevindt zich een ontsluitingsweg 'de groene krib', deze weg verleent toegang voor bewoners van woonboten in de haven van Tiel. In het VO is uitgangspunt dat hier een coupure aangebracht wordt om deze in de toekomstige situatie open te houden.
- De berm aan de buitenzijde van de dijk wordt gebruikt als parkeergelegenheid voor bewoners en gebruikers van de haven. In de toekomstige situatie blijft deze functie behouden. Het aantal toeritten naar de bermen wordt verminderd van twee naar één. Ter plaatse van de overgebleven toerit (Nieuwe Havendijk) wordt een coupure aangebracht, zodat de parkeergelegenheid bereikbaar blijft.
- Ter plaatse van DT214 bevindt zich een inlaatgemaal. Dit gemaal functioneert om de stadsgrachten van Tiel te verversen. In het dijkversterkingsproject wordt dit gemaal verlegd en de capaciteit vergroot.
- Ter plaatse van DT214 bevindt zich de ontwikkellocatie Santwyckse Poort. Hier wordt de waterkering naar buiten toe verlegd met een zelfstandig waterkerende constructie. De uitwerking van deze constructie vindt plaats in de vervolffase.

### 2.3. Geometrie

De geometrie in deeltraject 3A is vrijwel uniform. Er bevindt zich een knippunt in het traject tussen DT212 en DT211. De dijk buigt hier af van de Waal. In dit gedeelte van het traject, ten oosten van de appartementencomplexen nabij de watertoren, ligt het achterland lager. Op een afstand van ca. 25 m vanaf de binnenkruinlijn ligt het achterland op een niveau van NAP+6,50 m. In het deel vanaf DT212 t/m DT214 is het niveau van het achterland ca. NAP+8,00 m tot ca. 60 m vanaf de binnenkruinlijn. In het VO is uitgegaan van een representatieve snede t.p.v. DT212 met een maaiveld niveau van het achterland van NAP+8,00 m. De invloed van het lokaal lager gelegen maaiveld tussen DT211 en DT212 wordt in het DO onderzocht. Het gemodelleerde profiel van de dijk, inclusief versterking, is weergegeven in Figuur 2-4.

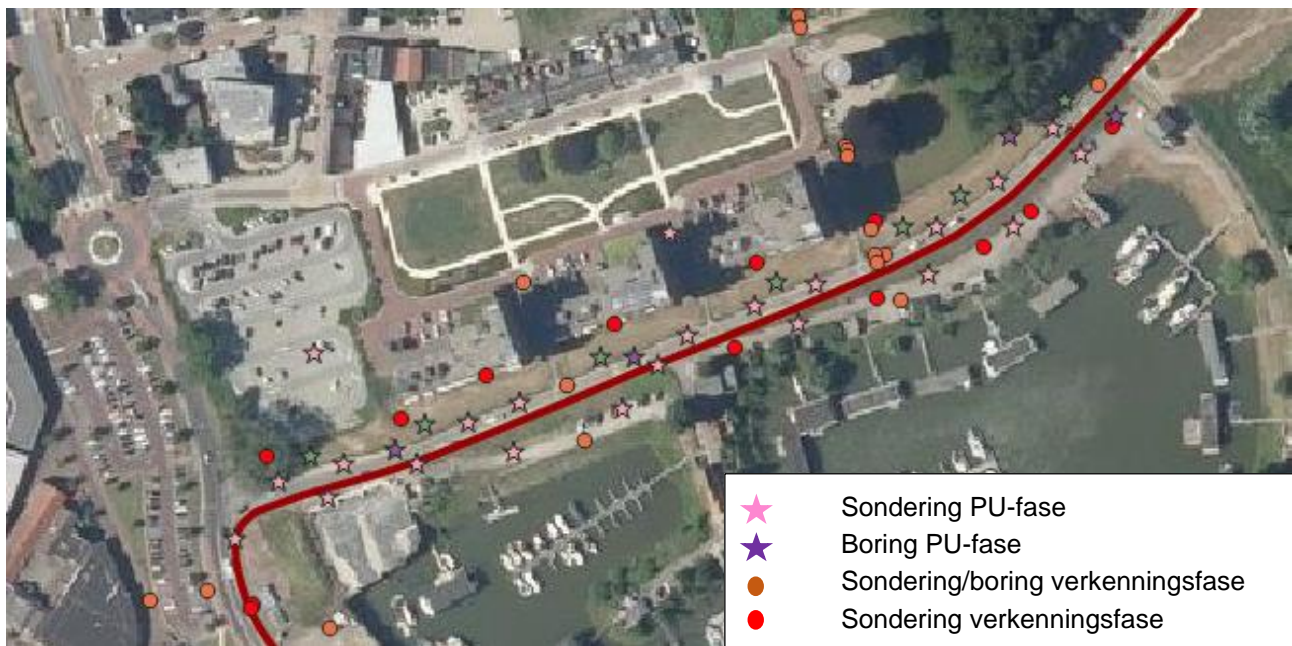


Figuur 2-4: Dijkprofiel deeltraject 3A

## 2.4. Geotechnische uitgangspunten

### 2.4.1. Bodemopbouw

De representatieve bodemopbouw in het deeltraject bestaat uit kleilig dijksmateriaal tot ca. NAP+4,00 m. Daaronder is er siltige klei aanwezig. Over het grootste gedeelte van het traject bevindt de pleistocene zandlaag zich op ca. NAP+4,00 m. Lokaal (t.p.v. DT212) ligt dit niveau lager, ca NAP+2,50 m. In het VO is conservatief uitgegaan een lager niveau van bovenzijde pleistoceen. De invloed van het hoger gelegen pleistoceen wordt in het DO onderzocht. De bodemopbouw is bepaald op basis van [26] en [27], de beschikbare onderzoekspunten zijn opgenomen in Figuur 2-5.



Figuur 2-5: Grondonderzoekspunten deeltraject 3

De aangehouden grondopbouw is weergegeven in Tabel 2-1. Er is uitgegaan van de volgende sonderingen en boringen.

- Kruin: 75629\_DKMP016\_(DT212.+050\_DKMP2\_BIK)
- Achterland: DT212.+002\_DKMP\_MBIB
- Voorland: 75629\_DKMP015\_(DT212.+039\_DKMP2\_BUT)

Tabel 2-1: Gehanteerde grondopbouw

Grondopbouw kruin		Grondopbouw achterland	
B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort	B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort
Maaiveld	Dijkmateriaal	Maaiveld	Dijkmateriaal
4,5	Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>	5,0	Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>
2,5	Zand, pleistoceen	2,5	Zand, pleistoceen
Grondopbouw voorland			
B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort		
Maaiveld	Dijkmateriaal		
5,0	Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>		
1,5	Zand, pleistoceen		

#### 2.4.2. Stijfheid zandlagen

In de TUN [17] is opgenomen dat de stijfheidswaarden van de zandlagen afgeleid worden op basis van de lokaal gemeten conusweerstand. In deeltraject 3A zijn in de sonderingen tussen DT211 en DT213 gemiddelde waarden gemeten van ca. 10 MPa in de bovenste zandlaag (vanaf ca. NAP+2,00 m tot NAP-2,00 m). Daaronder worden hogere conusweerstand gemeten en ook rondom DT214 worden hogere weerstanden gemeten. In het VO wordt uitgegaan van de lagere gemeten conusweerstand rondom DT211. Uitgegaan is van sondering DT211+091\_DKMP2\_BUT, de gemiddelde conusweerstand in de bovenste zone van de zandlaag bedraagt ca. 10 MPa. De hier bepaalde stijfheid is voor het gehele pleistocene pakket gemodelleerd. De volgende stijfheidsparameters zijn bepaald:

- $E_{oed;gem} = 4 * q_c = 40 \text{ MPa}$
- $E_{oed;kar;laag} = \frac{E_{oed;gem}}{1,5} = 26 \text{ MPa}$
- $E_{oed;kar;hoog} = E_{oed;gem} * 1,5 = 60 \text{ MPa}$

Voor verankerde langsconstructies wordt gerekend met alleen de lage karakteristieke stijfheid. In Plaxis zijn de volgende invoerparameters gehanteerd:

- $E_{oed;kar;laag} = 26 \text{ MPa}$
- $E_{50;kar;laag} = E_{oed} = 26 \text{ MPa}$
- $E_{ur;kar;laag} = 3 * E_{oed} = 78 \text{ MPa}$

### 2.4.3. Impactanalyse labonderzoek

In het geotechnisch onderzoek [27] is labonderzoek uitgevoerd. De resultaten van dit onderzoek zijn beschikbaar gekomen gedurende het opstellen van het VO. Er is gekozen om deze resultaten nog niet direct te verwerken in het VO, maar wel de invloed op het VO te onderzoeken. In het DO worden de resultaten van het labonderzoek verwerkt in het ontwerp. Voor het deeltraject 3A zijn bij de volgende boring monsters genomen waarvan de volumieke gewichten in het lab zijn bepaald:

- 75629\_MB104\_(DT211.+002\_B\_VL)-C1
- 75629\_MB105\_(DT211.+037\_B\_BIT)-C1
- 75629\_MB106\_(DT212.+098\_B\_BIK)-C1
- 75629\_MB107\_(DT213.+096\_B\_BIK)-C1

Onderstaand per boring een toelichting:

#### **75629\_MB104\_(DT211.+002\_B\_VL)-C1**

Over het algemeen bevestigen de bepaalde volumieke gewichten de bodemopbouw zoals geschematiseerd. Een lokale 'uitschieter' betreft het volumieke gewicht van het monster op NAP+1,96 m, hier is een gewicht van 13,75 kN/m<sup>3</sup> bepaald. Omdat dit een laag met beperkte dikte betreft zal dit een zeer beperkte invloed hebben op de berekening.

#### **75629\_MB105\_(DT211.+037\_B\_BIT)-C1**

Deze boring is uitgevoerd in de binnenteen. In vrijwel de gehele boring zijn lagere gewichten gevonden als in deze berekening is aangehouden. De toplaag in de binnenteen is op basis van deze boring eerder te classificeren als klei-siltig-humeus dan klei-siltig. De invloed van deze boring wordt beperkt verondersteld omdat de kistdam, vanwege het modelleren van een restprofiel, aan deze laag maar beperkt weerstand ontleent.

#### **75629\_MB106\_(DT212.+098\_B\_BIK)-C1**

De bepaalde volumieke gewichten in deze boring bevestigen de gehanteerde bodemopbouw in de kruin. De gehanteerde klei-siltig laag in de berekeningen is op basis van de boring dunner. Uit de boring volgt klei-siltig vanaf ca. NAP+4,50 m tot NAP+3,90 m en daaronder klei-siltig-zandig tot ca. NAP+2,50 m. In de berekening is deze hele laag gemodelleerd met klei-siltig. De sterkte en stijfheidseigenschappen van klei-siltig-zandig zijn gunstiger dan van klei-siltig. Een stijvere vulling van de kistdam leidt tot gunstigere resultaten. De bepaalde volumieke gewichten in deze boring hebben daarom een gunstige invloed op de berekening.

#### **75629\_MB107\_(DT213.+096\_B\_BIK)-C1**

De resultaten van deze boring sluiten aan bij de boring "75629\_MB106\_(DT212.+098\_B\_BIK)-C1". In deze boring lijkt de klei-siltige laag in zijn geheel niet aanwezig te zijn. Op basis van deze boring is deze laag klei-siltig-zandig. Daarnaast begint ook de pleistocene zandlaag hier vanaf ca. NAP+4,00 m. Deze resultaten van deze boring hebben daarom ook een gunstige invloed op de berekening.

Samenvattend lijken de uitgevoerde boringen de gehanteerde bodemopbouw in het VO te bevestigen. Hierbij zijn de lagen in het achterland iets 'te sterk' ingeschat. Daartegenover staat dat de bodemopbouw onder de kruin wat 'slapper' is ingeschat. De algehele invloed van deze boring zal niet significant op het



ontwerp zijn. Verwacht wordt dat het verwerken van het labonderzoek een beperkt gunstige invloed heeft op het ontwerp.

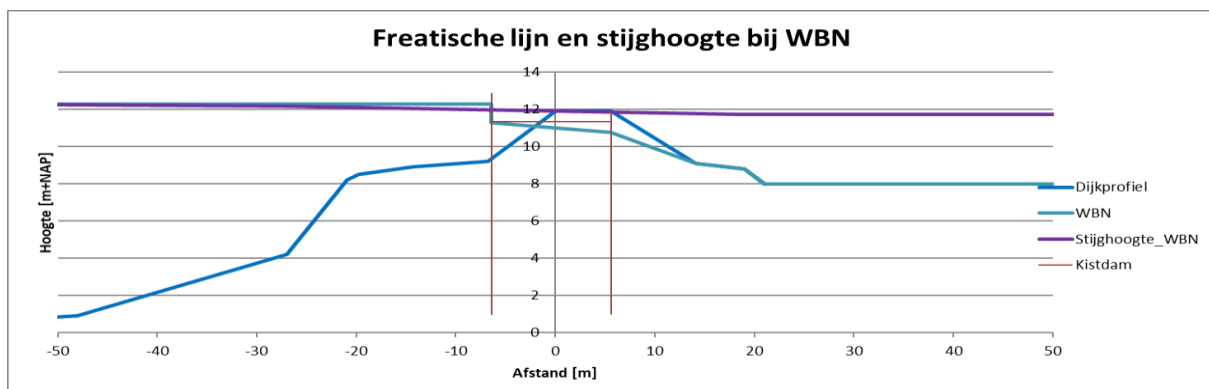
## 2.5. Hydraulische randvoorwaarden

### 2.5.1. Stabiliteit binnenwaarts

De volgende hydraulische randvoorwaarden zijn van toepassing voor deeltraject 3A:

- WBN NAP+12,28 m (zichtjaar 2125)
- WBN significant overslag NAP+12,28 m (zichtjaar 2125)
- Dagelijkse waterstand NAP+4,25 m
- HBN zichtjaar 2075 NAP+12,58 m
- HBN zichtjaar 2125 NAP+12,83 m

De modellering van de freatische lijn en stijghoogte is conform de TUN [17]. De modellering voor deeltraject 3A is weergegeven in Figuur 2-4. Er is geen indringingslaag gemodelleerd omdat de dagelijkse waterstand zich boven het niveau van de indringingslaag bevindt.



Figuur 2-6: Freatische lijn en stijghoogte bij WBN

### 2.5.2. Stabiliteit buitenwaarts

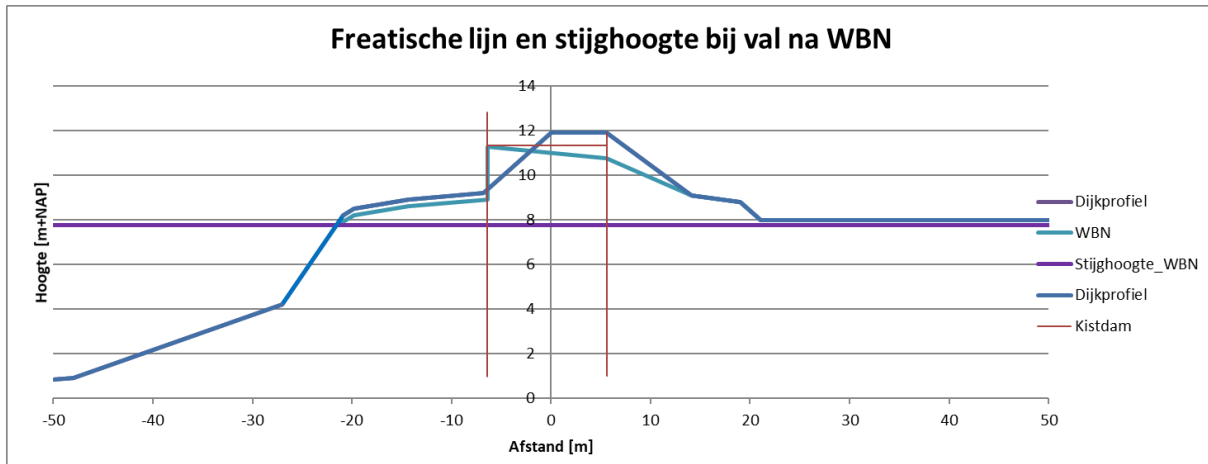
Omdat de kistdam een zelfstandig waterkerende constructie is, dient ook de stabiliteit buitenwaarts onderzocht te worden. De volgende scenario's dienen getoetst te worden:

- Extreem laagwater
- Val na hoogwater
- Gemiddelde waterstand i.c.m. extreme neerslag

In het VO is het uitgangspunt dat het scenario val na WBN maatgevend is. Binnen dit scenario worden aanvullend de scenario's 'gedraineerd gedrag dijklichaam' en 'ongedraineerd gedrag dijklichaam' beschouwd. Bij gedraineerd gedrag wordt verondersteld dat de waterstand in het dijklichaam relatief snel daalt. Voor de kistdam is het maatgevend dat er hoge waterstanden in het dijklichaam aanwezig zijn. Er is daarom uitgegaan van de situatie met ongedraineerd gedrag in het dijklichaam. In Figuur 2-7 zijn de gemodelleerde freatische lijn en stijghoogte opgenomen. Hierin is uitgegaan van:

- Val na WBN van 4,5 m (=12,28 m -4,5 m =7,78 m)

- Freatische lijn in 30 cm onder maaiveld buitentalud
- Stijghoogte in het pleistoceen gelijk aan waterstand na val WBN (=7,78 m)



Figuur 2-7: Freatische lijn en stijghoogte bij val na WBN

In deze schematisering wordt er gerekend met een waterstandsverschil van 4,5 m over de kistdam. Daarnaast ligt de freatische lijn in de berm hoog, waardoor er lage effectieve spanningen in deze berm heersen. Deze combinatie wordt maatgevend geacht boven de andere scenario's. In het DO wordt dit uitgangspunt geverifieerd.

## 2.6. Faalkanseis STBU

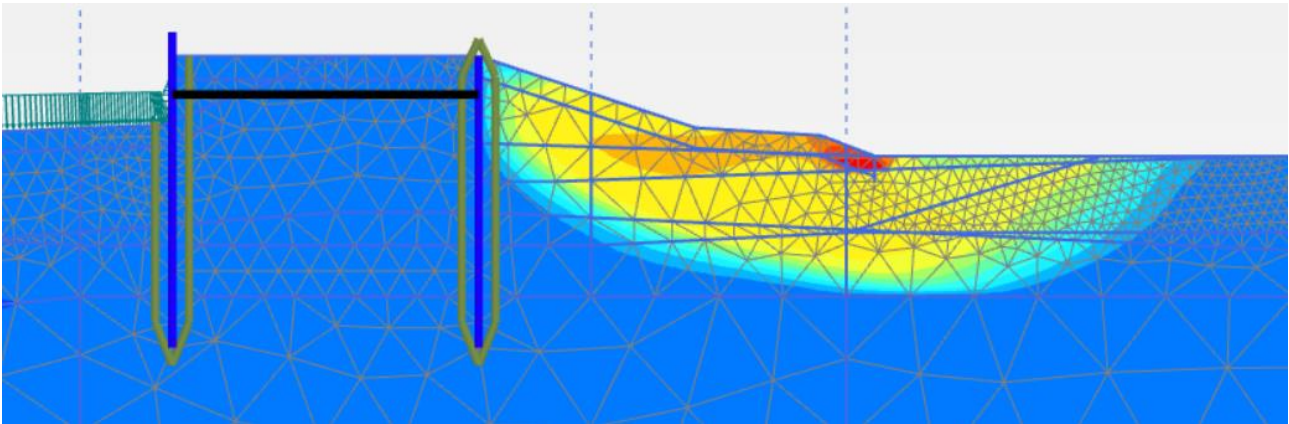
In de TUN [17] is onderstaand opgenomen :

*“Voor de zelfstandig waterkerende constructie wordt daarom aanvullend gecontroleerd of een kleine val van de buitenwaterstand (2,0 m) ervoor zorgt dat niet meer kan worden voldaan aan de faalkanseis voor STBI. De gedachte hierachter is dat bij een dergelijk klein verval de kans op een tweede hoogwater golf niet verwaarloosbaar is. In dat geval dient het faalmechanisme van buitenwaartse stabiliteit minimaal te voldoen aan de faalkanseis voor STBI.”*

Deze aanvullende controle is in het VO niet uitgevoerd. Er is conservatief uitgegaan van een faalkanseis voor STBU gelijk aan de faalkanseis voor STBI bij een val van 4,5 m. De gehanteerde totale partiële factor bedraagt 1,29. Mocht blijken dat STBU maatgevend is voor de dimensies van de kistdam kan middels de methode uit de TUN [17] mogelijk geoptimaliseerd worden.

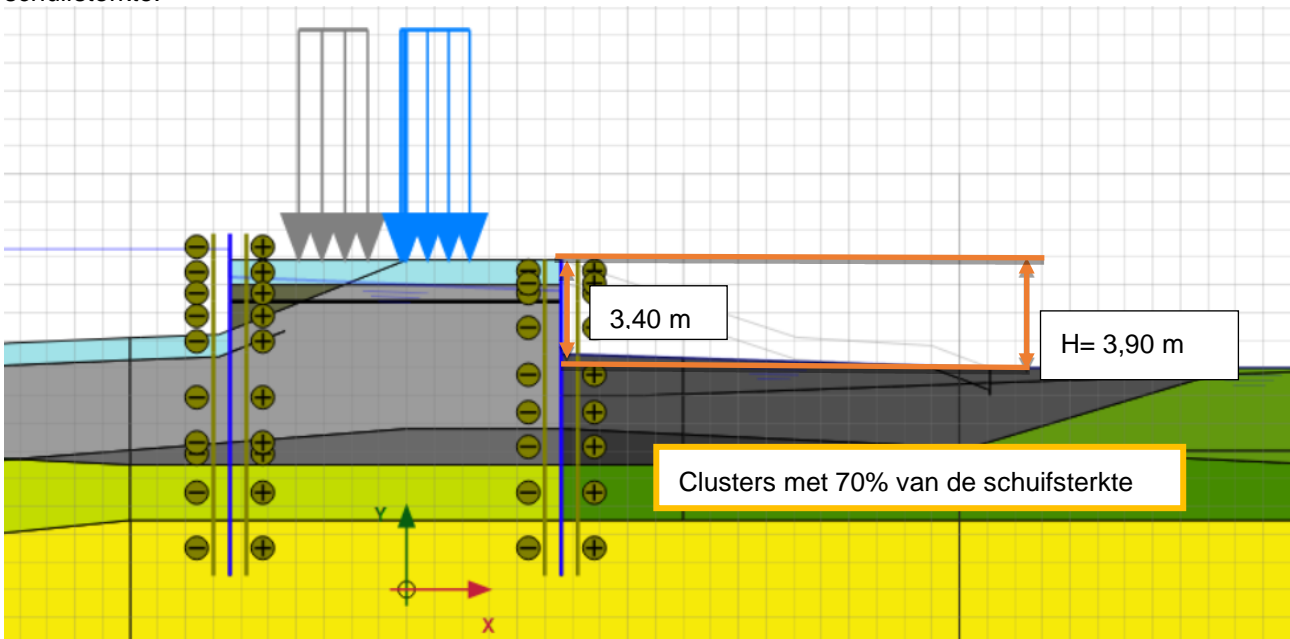
## 2.7. Restprofiel

Voor de toetsing van de binnenwaartse stabiliteit treedt een niet-kritische instabiliteit op achter de damwand in fase 4a, zie het glijvlak in Figuur 2-8.



Figuur 2-8: Niet kritische instabiliteit in rekenfase 4a

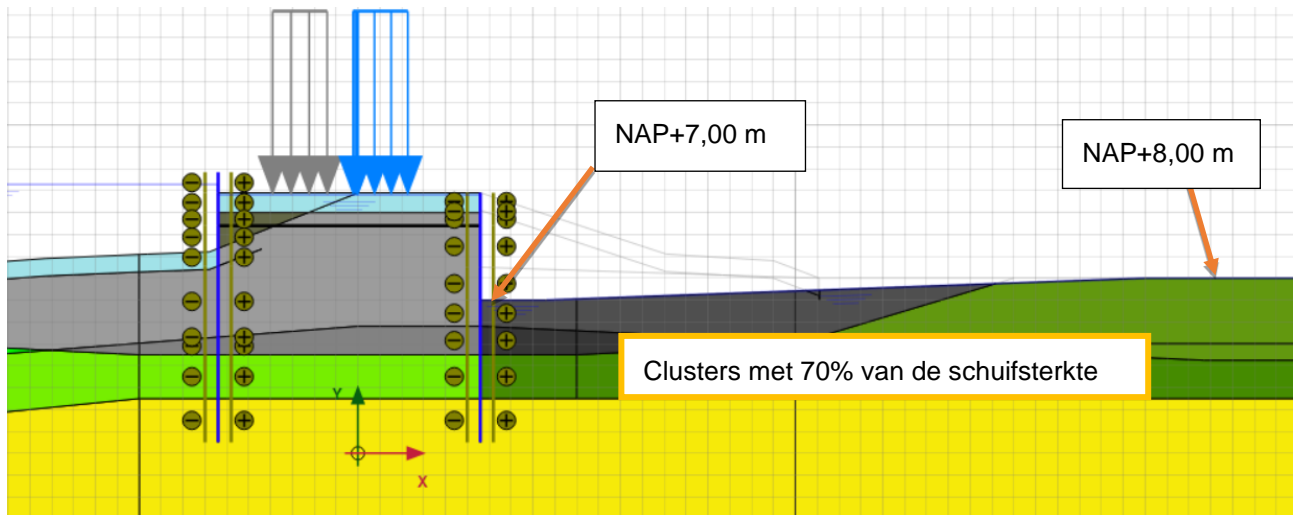
Om deze reden is er in de fases 4b t/m 6 gerekend met een restprofiel. De modellering van het restprofiel is opgenomen in Figuur 2-9. De ligging van het restprofiel is iteratief bepaald. Er is gestart met een kruinzakking van 2/3 van de hoogte. Omdat dit restprofiel niet stabiel bleek is dit verder verlaagd tot een kruinzakking van 3,40 m. De freatische lijn is gemodelleerd op de bovenzijde van het restprofiel. Daarnaast is in de zone waar het glijvlak optreedt (in feite het gehele holocene pakket) gerekend met 70% van de schuifsterkte.



Figuur 2-9: Modellering restprofiel STBI beperkte overslag

Omdat de niet kritische instabiliteit ontstaat in fase 4a (voordat de partiele factoren in rekening gebracht worden) is in de toetsing op significante overslag gerekend met een erosiekuil. Conform de TUN [17] is er gerekend met een kuil van 1,0 m onder het maaiveld in het achterland. De modellering van het restprofiel is opgenomen in Figuur 2-10. De freatische lijn is gemodelleerd op de bovenzijde van het restprofiel.

Daarnaast is in de zone waar het glijvlak optreedt (in feite het gehele holocene pakket) gerekend met 70% van de schuifsterkte.



Figuur 2-10: Modelling erosiekuil bij STBI significante overslag

## 2.8. Modelling

De volgende aanvullende modelleringskeuzes zijn gemaakt t.o.v. de TUN [17]:

- Het aangrijpingsniveau van de verankering is aangehouden op 1,5 m onder de huidige bovenkant van de weg [1].
- De schadefactor voor de toetsing op significant overslag is onderstaand bepaald:

- Faalkanseis voor macro-instabiliteit gegeven significante overslag:

$$P_{T,eis,LC,q} = P_{eis;i,LC}/P(q \geq 1l/m/s) = \frac{1}{23.965.500} / \frac{1}{63.945} = \frac{1}{1278}$$

- Bijbehorende betrouwbaarheidsindex:

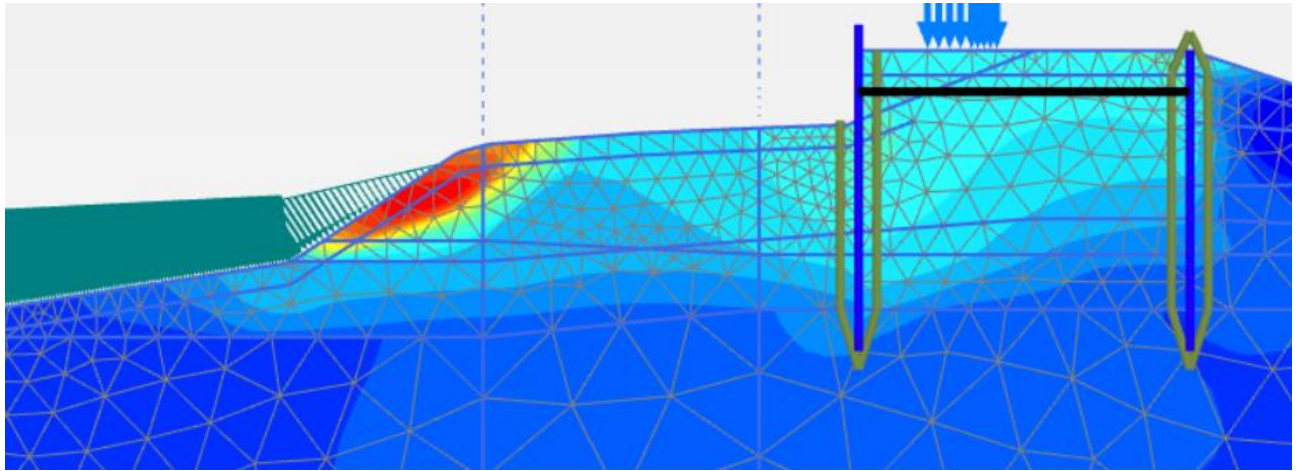
$$\beta_{T,eis,LC,q} = -\Phi^{-1}(P_{T,eis,LC,q}) = 3,16$$

- De bijbehorende schadefactor is:

$$\gamma_{T,n;LC,q} = 0,15 \cdot \beta_{T,eis,LC,q} + 0,41 = 0,88$$

Omdat het product van de schadefactor (0,88) met de modelfactor (1,06) kleiner is dan 1,00, is uitgegaan van een partiele factor van 1,00 voor de toetsing significante overslag.

- Conform CUR166 dient bij een kistdam de stabiliteit van de vulling getoetst te worden. In de PPL is aan deze toetsing nog geen invulling gegeven. De stabiliteit van de vulling is getoetst in Plaxis met een Phi/c reductie. Hierin is alleen voor de grondclusters in de kistdam de optie 'apply strength reduction' aangevinkt.
- In de toetsingen op STBU treedt een oppervlakkig glijvlak op in het buitentalud, zie Figuur 2-11. Omdat in deze zone ook steenbekleding aanwezig is, is het optreden van dit glijvlak onwaarschijnlijk. De deklaag is hierdoor fictief versterkt om te voorkomen dat dit glijvlak optreedt.



Figuur 2-11: Oppervlakkige clijcirkel toetsing STBU

- Omdat de kistdam ook een functie heeft ten aanzien van de buitenwaartse stabiliteit is hier ook op getoetst. De fasering opgenomen in de TUN is uitgebreid met de volgende fases opgenomen Tabel 2-2.

Tabel 2-2: Uitbreiding rekenfasering t.o.v. TUN

Fase	Omschrijving	Type	Tijd [dagen]	Partiële factoren	Special option	Reset disp.
<b>Initiële fases (1 t/m 3) zijn gelijk aan de fasering in conform TUN</b>						
<b>Fases 4 t/m 6 betreffen toetsingen STBI beperkt overslag conform TUN</b>						
<b>Fases 7 t/m 9 betreffen toetsingen STBI significant overslag conform TUN</b>						
<b>Fase 10a start vanaf fase 4a)</b>						
10a	Extreme belastingcombinatie: val na WBN (freatische lijn, stijghoogtes en verkeersbelasting)	Gedraineerd	1	Geen	0	Nee
10b	Switch naar Shansep-model voor klei en veen Hierna een aparte parallelle fase modelleren voor vervormingstoets zonder puntveer	Ongedraineerd (undrained A)	1	$\gamma_d$ ;vervorming	1	Nee
11	Constructieve toets	Ongedraineerd (undrained A)	1	$\gamma_{T,n};LC,q$ $\gamma_d;EEM$ $\gamma_b;str$	1	Nee
12	Phi/ c-reductie: a. Indien verankerde constructie de puntveer uitzetten (gedraineerd) b. Phi/ c-reductie en toetsing $\Sigma Msf$ aan eis.	Ongedraineerd (undrained A)	1	$\gamma_{T,n};LC,q$ $\gamma_d;EEM$ $\gamma_b;geo$	1	Nee

- Aan de voorzijde van de buitendijkse damwand wordt een voorhangschort met bekleding aangebracht. De bovenzijde van de damwand wordt afgewerkt met een betonsloof. Dit schort is in Plaxis niet gemodelleerd, de effecten van het schort zijn handmatig in de toetsingen verwerkt. Het gewicht van dit schort en sloof bedraagt:
  - Sloof (uitgangspunt volledig beton, indicatieve afmetingen= 1,50 m hoog en 1,00 m breed.  
Uitgangspunt gewicht beton =  $25 \text{ kN/m}^3$   
Uitgangspunt gewicht metselwerk =  $20 \text{ kN/m}^3$   
Gewicht= $1,50 \text{ m} * 1,00 \text{ m} * 25,0 \text{ m} = 38 \text{ kN/m}$
  - Schort (uitgangspunt 0,2 m beton, 0,1 m metselwerk, afmeting ca. 3,5 m hoog)  
Gewicht=  $0,2 * 3,5 * 25 + 0,1 * 3,5 * 20 = 32 \text{ kN/m}$
  - Totaal gewicht =  $38 \text{ kN/m} + 32 \text{ kN/m} = 70 \text{ kN/m}$  (het moment ten gevolge van de excentriciteit van het schort is in het VO verwaarloosd)
- De maatgevende locaties van de verkeersbelastingen voor de toetsingen STBI en STBU zijn geschat op basis van [28]. Wijzigingen in de locaties van de verkeersbelastingen hebben een zeer beperkte invloed op de berekende krachten en stabiliteitsfactoren.

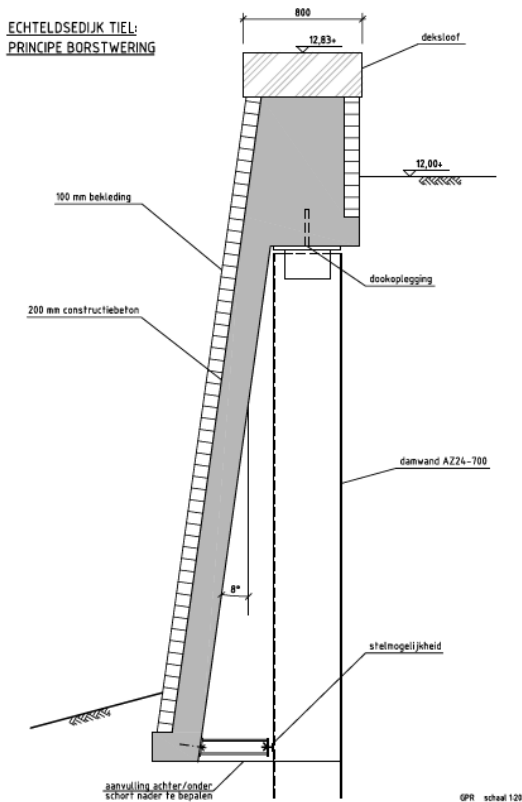
## 3 Ontwerpresultaten

---

### 3.1. Ontwerp langsconstructie

In deeltraject 3A is gekozen om naast de opgave voor waterveiligheid ook de ruimtelijke kwaliteit te verbeteren. De huidige dijk wordt in het dijkversterkingsproject verbreed. De huidige kruin wordt niet verhoogd. In de eindsituatie is een muur aanwezig in de toekomstige buitenkruinlijn die de hoogte van de waterkering verzorgt. Hierdoor komt er ruimte voor een fietspad naast de bestaande autoweg. Om deze verbreding van de dijk te realiseren wordt een kistdam aangebracht. De kistdam is zelfstandig waterkerend en waarborgt de hoogte, macrostabiliteit en weerstand tegen piping. Deze kistdam bestaat uit twee damwanden (beide AZ26-700) waarvan één in het buitentalud wordt aangebracht en de andere damwand in de binnenkruinlijn. De minimale afstand tussen de damwanden bedraagt 10,0 m. Over andere delen is de kistdam wat breder tot een maximale breedte van 12 m. In het VO is de doorsnede met smalste kistdam(10,0 m) berekend. In het DO wordt de invloed van een lokaal grotere breedte onderzocht. De damwand in het buitentalud is ca. 11,5 m lang, de damwand in de binnenkruinlijn ca.11,5 m lang. De buitendijkse damwand is zichtbaar en wordt daarom voorzien van een voorhangschort. Dit schort betreft een prefab betonschort met aan de voorzijde bekleding. Het type bekleding is nog nader te bepalen. De bovenkant van deze damwand wordt voorzien van een betonnen sloof die eventueel ook afgewerkt wordt met een nader te bepalen bekleding. Deze sloof wordt aangelegd op een hoogte van NAP+12,58 m (zichtjaar 2075) en is uitbreidbaar naar NAP+12,83 m (zichtjaar 2125). In Figuur 3-1 is een schets van de afwerking van de buitendijkse damwand opgenomen. De eigenschappen van damwand, verankering en gording zijn opgenomen in Tabel 3-1, Tabel 3-2 en Tabel 3-3.

Het voorlopig ontwerp van de langsconstructie is opgenomen op de tekeningen met referentie: [19].



Figuur 3-1: Schets bekleding buitendijkse damwand

Tabel 3-1: Eigenschappen damwanden

Damwand binnendijkse	
Type	AZ26-700
Staalkwaliteit	S355 GP
Niveau bovenkant damwand	ca. NAP+11,0 m (variabel)*
Niveau teen damwand	NAP-0,50 m
Planklengte	ca 11,5 m
Damwand buitendijks	
Type	AZ26-700
Staalkwaliteit	S355 GP
Niveau bovenkant sloof	NAP+12,83 m
Niveau teen damwand	NAP-0,5 m
Planklengte	ca.11,5 m

\* Bovenkant damwand is een variabel niveau, de kop wordt aangebracht op ca. 80 cm onder huidig maaiveld.

Tabel 3-2: Eigenschappen verankering (ongecorrodeerd) [23]

Verankering GEWI Threadbar	
Ankerstang diameter	75 mm
Hart-op-Hart afstand	2,80 m
Aangrijpniveau verankering	NAP+10,4 m



<b>Breukgrens</b>	700 N/mm <sup>2</sup>
<b>Vloiegrens</b>	555 N/mm <sup>2</sup>

Tabel 3-3: Eigenschappen toegepast gordingprofiel

<b>Gording</b>	
<b>Type</b>	UNP300 (dubbel)
<b>Staalkwaliteit</b>	S355

### 3.2. Ontwerpkeuzes

In het VO zijn de volgende keuzes gemaakt:

- Uit de trillingspredictie (bijlage B en toelichting paragraaf 4.2.2 ) volgt dat hoogfrequent trillen niet in het hele deeltraject als installatiemethode toelaatbaar is. In het ontwerp is daarom uitgegaan dat de planken zowel trillend als drukkend installeerbaar zijn.
- Omdat de reikwijdte van drukstellingen (quattro piler) beperkt is, zijn de locaties van de damwanden zo gekozen dat deze bereikbaar zijn. De binnendijkse damwand kan vanaf de kruin worden aangebracht, de buitendijkse damwand vanaf de parkeerplaatsen langs de haven.
- De binnendijkse damwand wordt uit het zicht (onder het maaiveld) afgewerkt. De dekking boven de damwand bedraagt 80 cm. Deze dekking is voldoende ruim om te voorkomen dat de damwand zichtbaar wordt tijdens de levensduur. De bovenzijde van de damwand wordt daarom niet afgewerkt met een deksloof.
- De verankering wordt aangebracht op 1,5 m onder het huidige wegdek. Deze afstand is aanbevolen om zoveel mogelijk te voorkomen dat ten gevolge van zettingen van het wegdek de verankering zichtbaar wordt.
- De buitendijkse damwand wordt voorzien van betonnen schort met bekleding aan de voorzijde en een sloof aan de bovenzijde, zie Figuur 3-1.
- Om de invloed van zettingen op de ankerstaven zoveel mogelijk te beperken, worden de ankerkoppen scharnierend aan de damwand bevestigd. Het detail voor deze bevestiging is nader uit te werken. Daarnaast dient er in het detail waar de ankerstaaf door de damwand wordt gevoerd, voldoende bewegingsruimte zijn voor de ankerstaaf
- Om de verticale kracht in de buitendijkse damwandconstructie te verspreiden over de damwandplanken worden alle niet-geponste sloten afgelast. De laslengte en lasdikte wordt in het DO bepaald.
- De ankerstangen worden voorzien van dubbele corrosiebescherming.
- In het VO is uitgegaan van aanbrengen van de legankers door het dijklichaam en wegverharding te ontgraven. Hierdoor zal de dijk voor een langere periode niet beschikbaar zijn voor verkeer. Alternatieve zijn om de verankering aan te brengen door middel van:
  - Raketankers
  - Gestuurde boringen

Met bovenstaande opties kan de weg langer openblijven voor verkeer. Het uitvoeren van een gestuurde boring is echter een dure optie. Voor beide methodes geldt dat het anker af 'ketst' op obstakels. Het tracé dient daardoor zoveel mogelijk vrij te zijn van obstakels. Voor raketankers geldt aanvullend dat deze methode goedkoper is maar heeft als nadelen:

- Een raketanker kan niet bestuurd worden tijdens het aanbrengen. Er is daarom een aanzienlijke kans op afwijkingen in het tracé.

- De methode veroorzaakt trillingen waardoor er een risico is op zettingen van de wegverharding..

### 3.3. Verificatierapport

Het ontwerp van de langsconstructies dient te voldoen aan de Klant Eisen Specificatie (KES). Deze verificatie is uitgevoerd in [18].

### 3.4. Risico's

De belangrijkste technische risico's met betrekking tot de realisatie en het ontwerp van de langsconstructie zijn opgenomen in onderstaande tabel. Per risico is aangegeven hoe deze meegenomen is in het huidige ontwerp en/of hoe deze wordt meegenomen in de vervolgfase(n).

Tabel 3-4: Risicotabel langsconstructie

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
1	Obstakels in ondergrond	1) Archiefinformatie niet volledig 2) Onvoorziene obstakels	Damwanden	1) Voorprikken of damwand tracé / positie ankers aanpassen 2) Doorboren van obstakels met behulp van speciale boorkop 3) Obstakel opgraven (ondiepe obstakels) 4) obstakel overkluisen (aandachtspunt is controle op heave)
2	Te hoge weerstand in zandlaag	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	Damwanden niet op diepte	1) Analyse m.b.t. inbrengbaarheid van de damwandplanken 2) Voorboren* 3) Fluïderen* 4) Trillend installeren
3	Binnentalud instabiel tijdens aanbrengen damwand	Te zwaar materieel op de dijk / ondeugdelijke kraanopstelling	1) Bezijken talud 2) Schade aan omgeving en materieel 3) Slachtoffers	Stabiliteit dijklichaam met materieel toetsen (evt. maatregelen nemen om belasting te spreiden)
4	Trillingen ten gevolge van installatie te hoog	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	1) Overlast omgeving 2) Schade aan bebouwing	Damwanden drukkend installeren

\* In het VO is nog geen rekening gehouden met de effecten van fluïderen en voorboren op het ontwerp. In het DO wordt nader onderzocht of het ontwerp flexibel gemaakt kan worden, zodat fluïderen of voorboren als beheersmaatregel toegepast kan worden.

### 3.5. Raakvlakken

De geïnventariseerde raakvlakken zijn onderstaand weergegeven. Per raakvlak is aangegeven hoe deze is verwerkt in het huidige ontwerp en/of hoe dit raakvlak in de vervolgfases verwerkt wordt.

Tabel 3-5: Raakvlakken Langsconstructie

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
1	Bestaande constructie	Tussen DT211 en DT213 bevindt zich een bestaande damwand constructie.	De buitendijkse damwand kruist deze bestaande damwandconstructie. In het DO wordt nader bepaald hoe hier in de uitvoering mee omgegaan wordt.
2	Kabels en leidingen	De aanwezige kabels en leidningen zijn benoemd in paragraaf 2.1	De omgang met de kabels en leidingen wordt bepaald in het DO.
3	Trapconstructies	In het binnentalud bevinden zich drie trapconstructies	Het uitgangspunt is dat deze tijdelijk (evt. gedeetelijk) verwijderd worden en na realiseren constructie teruggeplaatst worden.
4	Aansluiting op deeltraject 2	Ter plaatse van DT211 sluit de kistdam aan op een dijklichaam zonder constructieve versterkingen.	De aansluiting of overgang tussen deze twee dijklichamen wordt in het DO uitgewerkt.
5	Aansluiting op ontwikkellocatie Santwyckse Poort	Ter plaatse van DT214 wordt een verankerde damwand in de buitenteen (of combiwand) als zelfstandig waterkerende constructie aangebracht.	De overgang tussen deze constructie types wordt in het DO uitgewerkt.

### 3.6. Veiligheid, gezondheid en milieu

#### 3.6.1. Uitvoeringsfase

De aspecten ten aanzien voor veiligheid, gezondheid en milieu (VGM) gedurende de uitvoeringsfases worden nader uitgewerkt in vervolgfases. Aspecten waar in ieder geval rekening mee gehouden wordt:

- Beperking hinder voor omgeving (op het gebied van verkeer, trillingen en geluid)
- Val- en struikelgevaar voorkomen door hoogteverschillen duidelijk zichtbaar te maken, bij grote hoogteverschillen een hekwerk plaatsen.

In de uitvoeringsfase dient rekening gehouden te worden dat verkeer tijdelijk geen gebruik kan maken van de Echteldsedijk.

#### 3.6.2. Gebruiksfase

De veiligheid voor gebruikers van de dijk wordt door het realiseren van de kruinverbreding vergroot. Er wordt een fietspad met een afscheiding tussen de autoweg aangebracht. Beide gebruikers kunnen daardoor veiliger gebruik maken van de dijk. Voor de aan te brengen damwand geldt dat de damwand in de binnenkruinlijn volledig onder de grond afgewerkt wordt. Hierdoor zijn er geen obstakels in het binnentalud aanwezig in de eindfase. De damwand in de buitenteen is wel aanwezig en vormt een mogelijk obstakel. De

damwand wordt echter bekleed aan de voor- en bovenzijde. Hierdoor is deze goed zichtbaar en zijn er geen scherpe randen aanwezig.

### 3.7. Duurzaamheid

#### 3.7.1. Materiaalkeuze en hergebruik

In de keuze voor de toegepaste materialen wordt rekening gehouden met een levensduur van 100 jaar.

#### 3.7.2. Beperking uitstoot (CO<sub>2</sub>, NO<sub>2</sub>, etc.)

Om gedurende de uitvoeringsfase de uitstoot zoveel mogelijk te beperken kan in bij de inkoop en realisatie gedacht worden onderstaande maatregelen:

- Bij de keuze voor het toe te passen materieel rekening houden met de uitstoot van het betreffende materieel.
- Grote hoeveelheden materiaal aan te voeren over het water en realisatie van een of meerdere loslocaties;
- Tijdelijke opslag van materialen zoveel mogelijk op een depot in of nabij het projectgebied
- Vervoerbeweging (bijvoorbeeld materiaal van- en naar opslag) zo veel als mogelijk te beperken.

### 3.8. Beheer en onderhoud

Voor de kistdam geldt dat deze vrijwel onderhoudsvrij is. Het voornaamste aspect ten behoeve van beheer en onderhoud is de bekleding van de buitendijkse damwand. Deze bekleding is gevoelig voor beschadigingen. Er dient rekening gehouden te worden met periodiek herstellen van schades ten gevolge van aanrijding of vorstindringing.

## 4 Uitvoering

---

### 4.1. Fasering

In de VO-fase wordt uitgegaan van de volgende indicatieve fasering:

- 1 Graven heisleuf in buitentalud
- 2 Aanbrengen buitendijkse damwand (drukkend)\* vanaf parkeerplaatsen
- 3 Graven heisleuf in binnentalud
- 4 Aanbrengen binnendijkse damwand (drukkend)\* vanaf de kruin
- 5 In sleuven verwijderen wegfundering en ontgraven bovenste zone van dijklichaam (tot 1,5 m onder maaiveld)
- 6 Aanbrengen legankers
- 7 Aanbrengen gordingen
- 8 Afspannen ankers (afspankracht bedraagt 150 kN per anker)
- 9 Dijklichaam aanvullen en aanbrengen kruinverbreding
- 10 Aanbrengen voorhangschort, deksloof en bekleding
- 11 Herstellen wegverharding en aanbrengen nieuw fiets/voetpad op kruin

\*Naar verwachting zal een deel van de damwanden met hoogfrequent trillen te installeren zijn. In de zones op korte afstand van de panden zal er een trillingsvrije methode toegepast moeten worden.

### 4.2. Installeerbaarheid

In deze paragraaf worden de volgende aspecten beschouwd:

- Schadevrij installeren damwand
- Trillingspredictie
- Indicatie benodigd materieel

#### 4.2.1. Schadevrij installeren damwand

Voor de bepaling van het schadevrij installeren zijn de CUR NVAF-PSD [3] schadeverwachting grafieken gehanteerd. De maatgevende sondering is 75629\_DKMP024\_(DT214.+020\_DKMP2\_BUK). Hierbij zijn conusweerstand met een gemiddelde tussen de 10 en 20 MPa gemeten met uitschieters naar 30 MPa. Voor wat betreft het schadevrij installeren is 'drukkend installeren' maatgevend voor de damwanden. Voor de controle van de inbrengbaarheid is onderstaande grafiek toegepast:

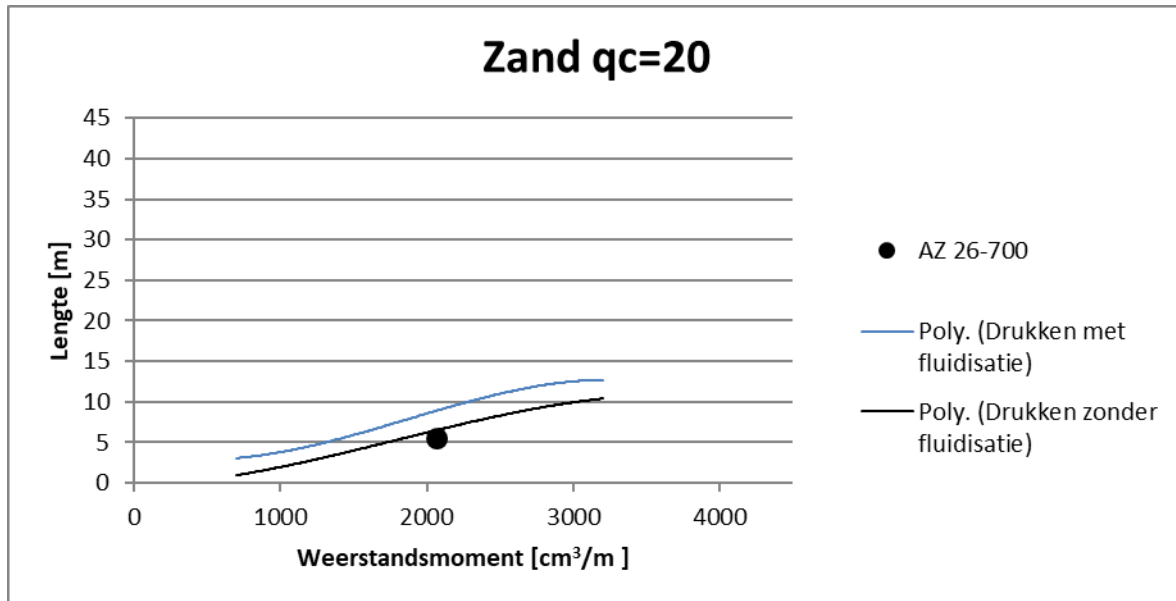
- Grafiek 20 in bijlage B van CUR166 deel 1, Drukkend installeren in zand van 20 MPa, installatiediepte bedraagt 5,5 m.

De CUR-grafieken zijn gebaseerd op planken van 600 mm breed. Een AZ26-700 profiel is 700 mm breed, het weerstandsmoment van het profiel is hierdoor t.b.v. controle met de grafieken gecorrigeerd met een factor 0,8<sup>1</sup>. Conform de grafiek, zie Figuur 4-1 zijn de planken schadevrij te installeren, zonder te fluïderen.

---

<sup>1</sup> Correctiefactor bedraagt  $\left(\frac{600}{700}\right)^{1,5} = 0,8$

In de grafieken is met de zwarte stip het AZ26-700 profiel. De damwand blijft hier onder de lijn voor schadeverwachting.



Figuur 4-1: Schadeverwachting drukkend installeren in zand (20 MPa)

#### 4.2.2. Trillingspredictie

In bijlage B is een indicatieve trillingspredictie uitgevoerd. De trillingspredictie is uitgevoerd volgens de methode uit de CUR166, empirisch model voor het intrillen van damwanden [3]. De trillingen zijn getoetst aan de grenswaarden volgens de SBR-A (2017), schade aan bouwwerken [6]. De vereiste afstand tussen de panden en de te installeren damwanden op basis van de trillingspredictie zijn weergegeven in Tabel 4-1. Hierbij is onderscheid gemaakt in het type meting (indicatief, beperkt en uitgebreid) en de bouwkundige staat. In Tabel 6-4 (in bijlage B) is in grafieken de trilsnelheid in de ondergrond t.o.v. de afstand vanaf de te installeren damwand weergegeven.

Tabel 4-1: Minimaal benodigde afstand tussen panden en damwand per type meting en grenswaarde

Object	Grenswaarde	Minimaal benodigde afstand [m]		
Appartementencomplexen	4,80 mm/s	Normale bouwkundige staat en constructie categorie 2:		
		Indicatieve meting	Beperkte meting	Uitgebreide meting
Echteldsedijk 12*, 16	4,80 mm/s	Constructie categorie 2		
		Indicatieve meting	Beperkte meting	Uitgebreide meting
Normale bouwkundige staat	4,80 mm/s	100	75	40
Gevoelige bouwkundige staat	2,82 mm/s	282	216	111

\*Het pand Echteldsedijk 12 dient beschouwd te worden als trillingsgevoelig. Hiervoor geldt een nog lagere grenswaarde dan voor categorie 2, maar dit is vanwege de huidige bevindingen (verhoogd risico) niet nader meer beschouwd. De trillingsgevoeligheid van deze fundering dient in het DO echter wel te worden meegenomen.

Volgens de predictie is er een verhoogd risico op schade aan de aanwezige bebouwing (>1%) vanwege het onderschrijden van de minimaal benodigde afstanden volgens de tabel en dus wordt geconcludeerd dat het intrillen van damwanden niet zondermeer mogelijk is. Overigens betekent een overschrijding van de grenswaarde niet automatisch dat er schade optreedt.

Mogelijke maatregelen zijn het trillingsvrij aanbrengen (drukken) van damwanden of trillingsreducerende maatregelen toepassen (zie onderstaand). Er dient rekening mee te worden gehouden dat sommige (trillingsreducerende) maatregelen invloed kunnen hebben op het ontwerp. De keuze wat betreft de wijze van aanbrengen en de invloed op het ontwerp wordt in het DO onderzocht.

Mogelijk oplossingsrichtingen om de damwanden zonder schade aan te brengen :

- Damwanden drukkend aanbrengen, dit is trillingsarm. Er is gecontroleerd dat de damwand zelf schadevrij aangebracht kan worden.
- Fluïderen of voorboren van de damwand tijdens het trillen, dit reduceert de weerstand tijdens het inbrengen en in het algemeen de trillingen. In de nabijheid van de damwand is afhankelijk van de maatregel/uitvoering grondvervorming mogelijk.
- Intrillen van enkele in plaats van dubbele damwandplanken, waardoor de benodigde slagkracht (trillingen) kan worden beperkt.
- Voorwoelen van de toplaag (tot bijvoorbeeld 2 m onder funderingsniveau van de betreffende panden) om overdracht van trillingen (trillingssnelheden) in de toplaag te reduceren.

#### 4.2.3. Materieel

De voornaamste beperkende factor voor het aanbrengen van de damwanden is de vereiste drukcapaciteit. In de controle op het vereiste materieel wordt daarom vooral ingegaan op dit aspect. In bijlage D is op basis van CUR166 deel 2 paragraaf 5.3.7 een indicatieve berekening uitgevoerd om de benodigde drukcapaciteit te bepalen. De maatgevende sonderingen en bijbehorende drukcapaciteiten zijn :

- 75629\_DKMP024\_(DT214.+020\_DKMP2\_BUK) benodigde drukcapaciteit 176 ton
- DT213+018\_DKMP\_BIK benodigde drukcapaciteit 197 ton

De vereiste drukcapaciteit is relatief hoog. Gangbare drukcapaciteit van een Quattro Piler is ca. 160 ton [21]. De berekende vereiste drukcapaciteit overschrijdt deze gangbare capaciteit. Er is echter wel voldoende vertrouwen in de haalbaarheid van drukkend installeren vanwege:

- In beide sonderingen zit relatief hoog tussen NAP +10,50 en NAP+9,50 m een piek in conusweerstand. Gezien deze hoge ligging is deze laag eenvoudig voor te boren.
- De maatgevende sonderingen ten aanzien van uitvoerbaarheid zijn uitgevoerd bij dijkpaal DT214. In deze wordt de pleistocene zandlaag op een hoger niveau (ca. NAP+3,50 m) aangetroffen. Mogelijk kunnen de damwanden van de kistdam hier dus ook verkort worden. Dit wordt nader onderzocht in de DO-fase door een extra rekensnede t.p.v. DT214 te beschouwen.

Het installeren van de damwand lijkt haalbaar met gangbaar materieel. Fluïderen kan extra zekerheid geven over het op diepte krijgen van de damwand, maar lijkt op basis van de huidige predicties niet noodzakelijk. Dit dient in de DO fase verder onderzocht te worden.

De huidige kruinbreedte van ca. 6 m lijkt voldoende voor de breedte van het materieel (ca. 4,80 m [22]). Een aspect om te controleren in de vervolgfase is de stabiliteit van het dijklichaam gedurende de uitvoeringsfase .

#### 4.3. Aandachtspunten uitvoering

De onderstaande aandachtspunten zijn er voor de uitvoeringsfase:

- De afspankracht van de ankers bedraagt 150 kN.
- De legankers voorzien van een wartel om voorspanning aan te kunnen brengen.
- Tijdens de uitvoering dient er voldaan te worden aan de eisen opgenomen in [14].

#### 4.4. Monitoring

Verwacht wordt dat in ieder geval een deel van de damwanden trillend wordt aangebracht. Het wordt aanbevolen om tijdens de uitvoering trillingen op naastgelegen panden te monitoren. Daarnaast wordt aanbevolen om voorafgaand aan de uitvoering een bouwkundige opnamen van de panden uit te voeren. In het DO wordt nader bepaald voor welke panden dit noodzakelijk is en of er meer aspecten gemonitord dienen te worden.



## 5 Ontwerptoetsingen

### 5.1. Samenvatting rekenresultaten

In Tabel 5-1 is een samenvatting gegeven van de rekenresultaten. De volledige berekeningsresultaten zijn opgenomen in Bijlage E, in paragraaf 5.2 zijn de ontwerptoetsingen per onderdeel beschreven.

Tabel 5-1: Overzicht rekenresultaten (exclusief schematiseringsfactor of belastingeffectfactor)

Rekenresultaat	Einheid	Waarde	Maatgevende rekenfase
Stabiliteitsfactor binnenwaarts	[-]	1,36	9
Stabiliteitsfactor buitenwaarts	[-]	1,92	12
<b>Damwand binnenzijde:</b>	-	-	-
Moment	[kNm/m]	463	8
Dwarskracht	[kN/m]	192	8
Normaalkracht	[kN/m]	97	10a
<b>Damwand buitenzijde:</b>	-	-	-
Moment	[kNm/m]	419	8
Dwarskracht	[kN/m]	143	8
Normaalkracht	[kN/m]	72	8
<b>Overige aspecten:</b>	-	-	-
Ankerkracht	[kN/m]	209	8
Horizontale vervorming constructie	[mm]	70	4c
Horizontale verschilvervorming binnenteen- buitenteen	[mm]	20	4c
Kruindaling	[mm]	31	4c

De volgende toetsingen zijn uitgevoerd:

- GEO-1: Stabiliteit binnenwaarts en buitenwaarts paragraaf 5.2.1
- STR-1: Toetsing damwanden (sterkte) paragraaf 5.2.2
- STR-2: Sterkte ankerstaaf paragraaf 5.2.3
- STR-2: Sterkte gording paragraaf 5.2.4
- SSI-1 Lengte langconstructie (incl verticaal draagvermogen) paragraaf 5.2.5
- Toetsing kistdamvulling paragraaf 5.2.6
- Vervormingen constructie en dijklichaam paragraaf 5.2.7

Omdat er doorgaande constructies toegepast worden is snijden van grond (GEO-2) geen relevant faalmechanisme, dit mechanisme is daarom niet getoetst.

## 5.2. Ontwerptoetsingen

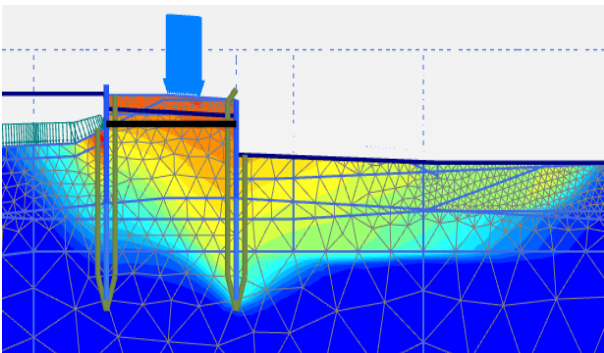
### 5.2.1. GEO-1: Stabiliteit binnenwaarts en buitenwaarts

De volgende stabiliteitstoetsingen zijn uitgevoerd: binnenwaarts zonder significante overslag, binnenwaarts met significante overslag en buitenwaarts. Het maatgevende glijvlak per faalmechanisme is weergegeven in de figuren Figuur 5-1, Figuur 5-2 en Figuur 5-3. Het verloop van de C-Phi reductie per mechanisme is weergegeven in Figuur 5-4. De berekende stabiliteitsfactoren zijn:

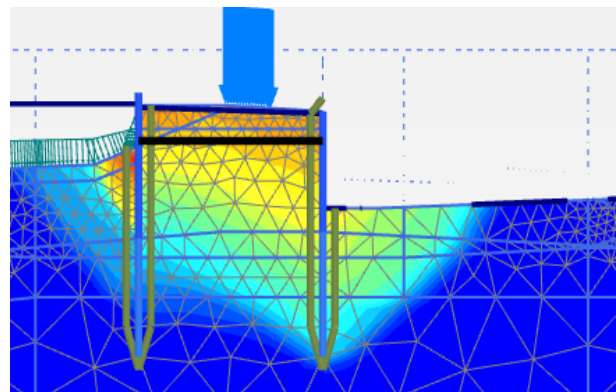
- STBI Geen significant overslag : 1,46
- STBI Significant overslag 1,36
- STBU: 1,92

Deze waarde dienen getoetst te worden aan de nog te bepalen schematiseringsfactor. In het VO is het uitgangspunten een schematiseringsfactor kleiner of gelijk aan 1,1 [17] . In de DO-fases wordt de schematiseringsfactor bepaald. Omdat alle stabiliteitsfactor groter zijn dan 1,10, voldoet de binnenwaartse stabiliteit aan deze schematiseringsfactor.

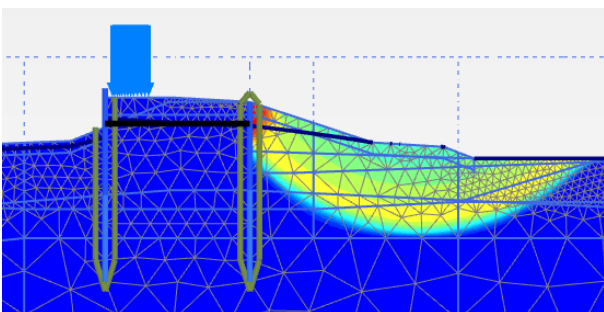
In het berekende maatgevend glijvlak voor STBU is een glijvlak ter plaatse van het binnentalud berekend. Dit glijvlak duidt nog niet op geheel bezwijken van de kistdam. De berekende stabiliteitsfactor is echter al voldoende hoog, waardoor er niet verder gezocht is naar het geheel bezwijken van de kistdam. De stabiliteitsfactor van de kistdam zelf is dus groter dan de berekende aangegeven stabiliteitsfactoren.



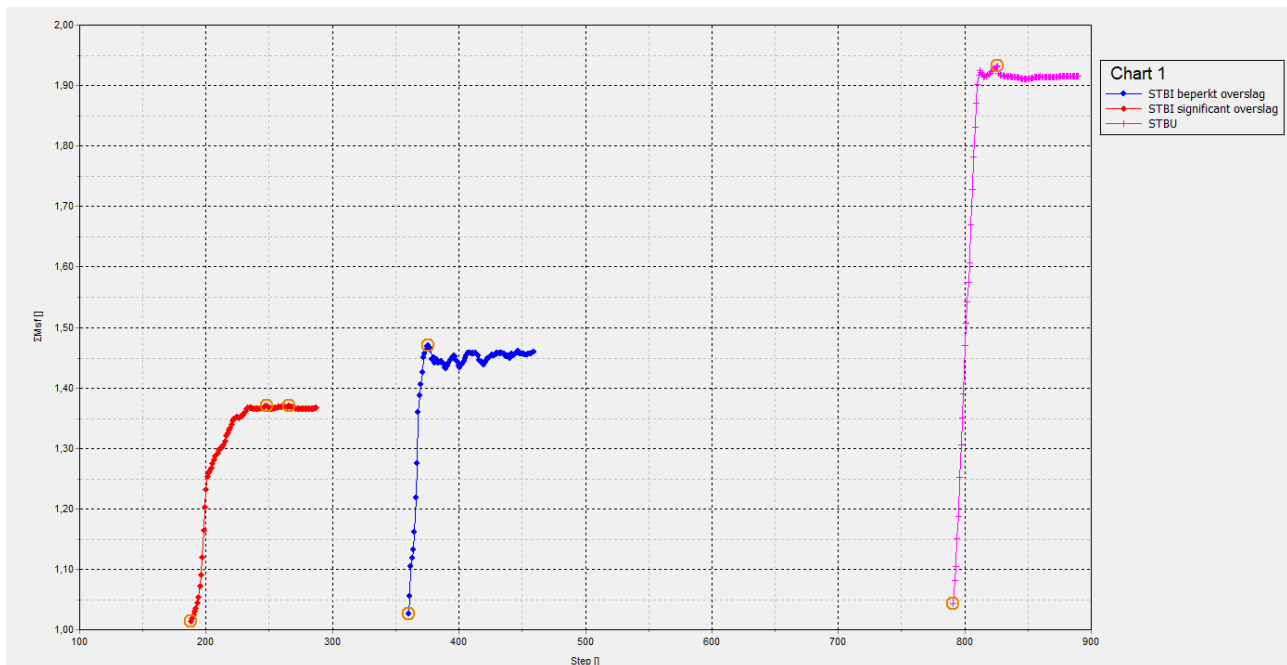
Figuur 5-1: STBI Maatgevend glijvlak zonder overslag



Figuur 5-2: Maatgevend glijvlak met significant overslag



Figuur 5-3: STBU maatgevend glijvlak



Figuur 5-4: Berekende geotechnische stabiliteitsfactor

### 5.2.2. STR-1: Toetsing damwand

De sterkte van de voorwand is getoetst in bijlage A.1. Hierbij is rekening gehouden met het verschil in corrosiesnelheden in de zone tot onder de dagelijkse grondwaterstand en de zone daaronder. De reductiefactor voor de sterkte van het profiel is bepaald in durability [24]. Voor de twee zones resulteert dit in de volgende reductiefactoren:

- Zone A boven en rondom de dagelijkse grondwaterstand  $\frac{w_{gecorrodeerd}}{w_{ongecorrodeerd}} = \frac{2175}{2600} = 0,69$
- Zone B permanent onder de grondwaterstand  $\frac{w_{gecorrodeerd}}{w_{ongecorrodeerd}} = \frac{2175}{2600} = 0,83$

Voor de damwand aan de buitenzijde is getoetst aan de volgende krachten:

- Moment
  - Zone A:  $M_{ed} = 402 \cdot 1,1 = 442$  kNm/m Maximum in fase 11
  - Zone B:  $M_{ed} = 419 \cdot 1,1 = 461$  kNm/m Maximum in fase 7c
- Dwarskracht (gelijk in zone A en B)  $V_{ed} = 143 \cdot 1,1 = 157$  kN/m Maximum in fase 8
- Normaalkracht (gelijk in zone A en B) bestaande uit:
  - Gewicht sloof en schort:  $70 \cdot 1,35 = 95$  kN/m
  - Uitvoer Plaxis  $= 72 \cdot 1,1 = 79$  kN/m Maximum fase 7c
  - Totaal: 174 kN/m

Voor de damwand aan de binnenzijde is getoetst aan de volgende krachten:

- Moment
  - Zone A:  $M_{ed} = 463 \cdot 1,1 = 509 \text{ kNm/m}$  Maximum in fase 8
  - Zone B:  $M_{ed} = 461 \cdot 1,1 = 507 \text{ kNm/m}$  Maximum in fase 8
- Dwarskracht (gelijk in zone A en B)  $V_{ed} = 192 \cdot 1,1 = 211 \text{ kN/m}$  Maximum in fase 8
- Normaalkracht (gelijk in zone A en B)  $N_{ed} = 97 \cdot 1,1 = 107 \text{ kN/m}$  Maximum fase 10a

In de toetsing op knik is uitgegaan van een kniklengte van 7,63 m. De afstand tussen de teen van de damwand en het aangrijpingsniveau van het anker bedraagt 10,90 m. Conform [8] mag er, vanwege de inklemming, gerekend worden met 70% van deze lengte, de aangehouden kniklengte bedraagt 7,63 m.

### 5.2.3. STR-2 Sterkte ankerstaaf

Er is gerekend met de volgende maatgevende ankerkrachten:

- $P_{max} = 209 \cdot 1,1 = 230 \text{ kN/m}$  berekend in fase 8
- $P_{max}$  voor ankeruitval =  $121 \cdot 1,1 = 133 \text{ kN/m}$  berekend in fase 4c

De ankerstaven worden met een hart op hart afstand van 2,80 m geplaatst. Voor de toets op sterkte wordt een factor 1,25 op de kracht in de ankerstaaf toegepast. Het uitgangspunt voor de toetsing op ankeruitval is dat de naastgelegen ankerstangen ieder 50% van de ankerkracht overnemen. De rekenwaarde van de belasting die opgenomen moet worden per ankerstaaf is:

$$P_{d,ugt} = P_{max} \cdot 1,25 = 230 \cdot 2,8 \cdot 1,25 = 805 \text{ kN/anker}$$

$$P_{d,ankeruitval} = P_{max \text{ voor ankeruitval}} = 133 \cdot 1,5 \cdot 2,8 = 559 \text{ kN/anker}$$

De gehanteerde gecorrodeerde eigenschappen van de ankerstaaf zijn:

- Diameter (gecorrodeerd, 6mm afname) 63 mm<sup>2</sup>
- Oppervlakte (gecorrodeerd)  $A_{corr}$  3117 mm<sup>2</sup>
- Vloeigrens (rekenwaarde)  $f_y$  550 N/mm<sup>2</sup>
- Breukgrens (rekenwaarde)  $f_{tk}$  700/1,4 = 500 N/mm<sup>2</sup> (maatgevend)

De unity check geeft:

$$UC = \frac{P_d}{A_{corr} \cdot f_y} = \frac{805 \cdot 10^3}{3117 \cdot 500} = 0,52 < 1 \text{ dus de ankerstaaf voldoet.}$$

In de bovenstaande berekende maximale ankerkracht is het effect van zakkende grond op de ankerstangen nog niet in rekening gebracht. Deze toename wordt in het DO bepaald op basis van de verwachte zettingen van de aanvulling. De berekende unity check voor de ankerstaaf is bewust laag gehouden om de toeslag ten gevolge van zakkende grond in het DO te kunnen verwerken.

<sup>2</sup> Op de ankerstang wordt dubbele corrosiebescherming toegepast. Er is conservatief wel gerekend met materiaalafname ten gevolge van corrosie.

#### 5.2.4. STR-2: Sterkte gording

In het VO is het ontwerp van de gording gebaseerd op basis van vereenvoudigde formules. Het gordingprofiel is daarmee indicatief. In het DO wordt een gedetailleerder ontwerp van de gording en verbindingen gemaakt. Er is getoetst aan de volgende krachten:

- $P_{max}=209*1,1=230$  kN/m berekend in fase 8
- $P_{max}$  voor ankeruitval= $121*1,1=133$  kN/m berekend in fase 4c

Uitgangspunt is dat de gording wordt bevestigd met een dubbele UNP gording aan de damwand. Voor de toets op sterkte wordt een factor 1,10 op de kracht in de gording toegepast. Het maximale moment op te nemen door de gording bedraagt:

- $M_{d,ugt} = 0,1 * P_{max} * L^2 = 0,1 * 1,1 * 230 * 2,8^2 = 198$  kNm
- $M_{d,ankeruitval} = 1/16 * P_{max} * (2 * L)^2 = 0,0625 * 133 * (2 * 2,8)^2 = 261$  kNm

Een enkel UNP300 profiel heeft een (ongecorrodeerd) weerstandsmoment van  $W_{el,y} = 535 * 10^3$  mm<sup>3</sup>. Hier is 10% reductie op toegepast om rekening te houden met corrosie. De unity check bedraagt:

$$UC = \frac{M_{d,ankeruitval}}{2 * W_{el,y} * f_y * 0,9} = \frac{261 * 10^6}{2 * 535 * 10^3 * 355 * 0,9} = 0,76 < 1 \text{ dus de gording voldoet.}$$

#### 5.2.5. SSI-1: Lengte langsconstructie

De lengte van de langsconstructie is bepaald op basis van de maximale waarde van:

- 1 Teenniveau 2 m in het pleistocene zand
- 2 Teenniveau o.b.v. heave criterium
- 3 Teenniveau o.b.v. toetsing verticaal draagvermogen

##### 1 Teenniveau 2 m in het pleistocene zand

De bovenzijde van het pleistoceen bevindt zich in het traject op een niveau van NAP+2,50 m (sondering "75629\_DKMP016\_(DT212.+050\_DKMP2\_BIK)" of hoger. Met het teenniveau van NAP-0,50 m, is voldaan aan de eis om de constructie 2,0 m in het pleistocene zand te plaatsen.

##### 2 Teenniveau o.b.v. heave criterium

Het vereiste teenniveau o.b.v. het heave criterium is bepaald in [20]. Voor deeltraject 3A geldt dat vanwege het lokaal lagere achterland tussen DT211 en DT212 er verschillende niveaus bepaald zijn.

De niveaus zijn:

- Voor deel DT211 tot DT212 teenniveau NAP-1,90m
- Voor deel DT212 tot DT214 teenniveau NAP-1,00 m

Voor het deel tussen DT211 en DT212 wordt met een teenniveau van NAP-0,50 m nog niet voldaan aan het vereiste teenniveau voor heave. In het DO wordt hiervoor een aanvullende snede beschouwd. De langere lengte vereist voor heave is als risicoreservering (zie paragraaf 6.5) opgenomen. In het deel tussen DT212 en DT214 wordt wel voldaan aan het heavecriterium.

### 3 Teenniveau o.b.v. toetsing verticaal draagvermogen

Het verticaal draagvermogen is getoetst in D-Foundations, de resultaten zijn opgenomen in bijlage A.2. De maatgevende sondering is "75629\_DKMP008\_(DT211.+002\_DKMP2\_VL)". Het berekende draagvermogen op het niveau van NAP-0,50 m bedraagt 220 kN/m. Er is getoetst aan de volgende krachten:

- Gewicht sloof en schort:  $70 \cdot 1,35 = 95$  kN/m
- Normaalkracht uitvoer Plaxis =  $72 \cdot 1,1 = 79$  kN/m (Maximum fase 8)
- Totaal: 174 kN/m

Het verticaal draagvermogen voldoet hiermee op het teenniveau van NAP-0,50 m.

In de toetsing van het verticaal draagvermogen is rekening gehouden met de volgende reducties:

- Om flexibel te zijn in de uitvoering is het draagvermogen berekend met 30% reductie van de conusweerstand ten gevolge van het trillend installeren van de damwanden.
- Reductie van de conusweerstand als gevolg van de hoge grondwaterstand onder extreme omstandigheden. Deze reductie bedraagt 30%. De reductie is als volgt bepaald:

$$\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}} \text{ waarin:}$$

- $\gamma_{qc}$  de correctiefactor voor conusweerstand qc [-]
- $\sigma'_i$  de initiële effectieve spanning [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\sigma'_i$  is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van de teen van de damwand in fase 2b. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met 'dagelijkse omstandigheden'.

$$\sigma'_i = 159 \text{ kN/m}^2$$

- $\sigma'_d$  de effectieve spanning onder extreme omstandigheden [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\sigma'_d$  is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van de teen van de damwand in fase 4a. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met de WBN-situatie.

$$\sigma'_d = 79 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}} = \sqrt{\frac{79}{159}} = 0,70$$

De totale reductie op de conusweerstand bedraagt  $(1 - 0,70 \cdot 0,70) \cdot 100\% = 51\%$

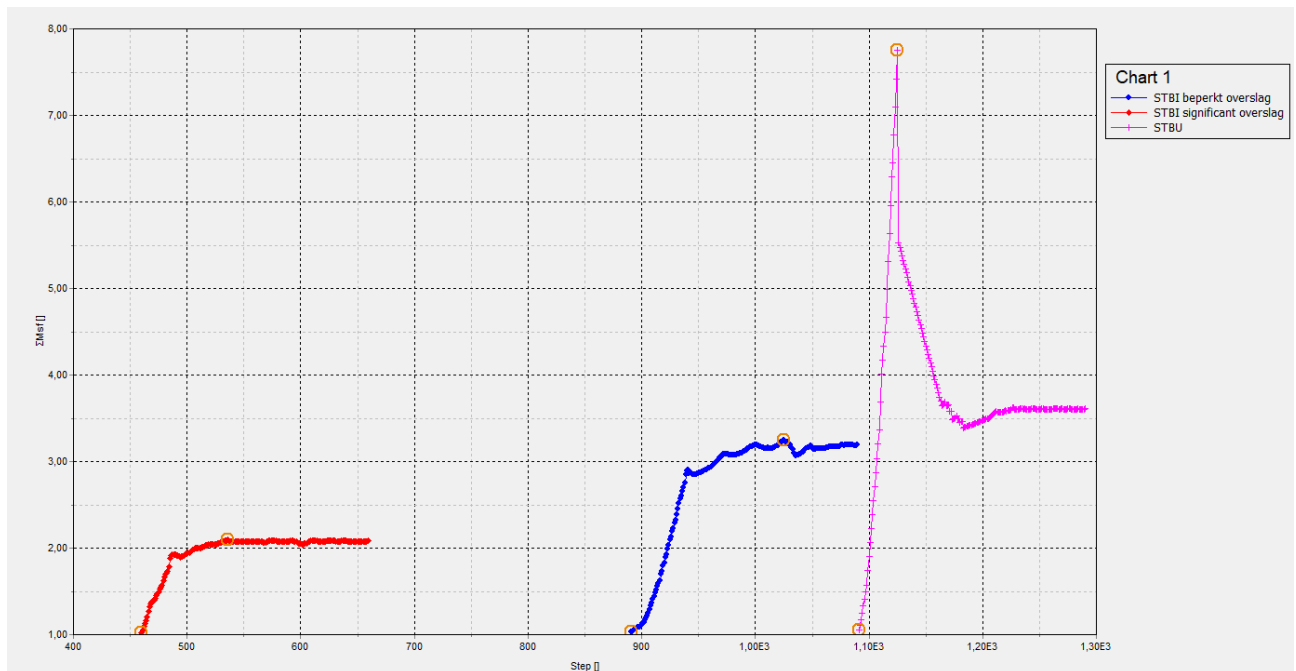
Met het teenniveau van NAP-0,50 m is aan alle bovenstaande criteria voldaan.

#### 5.2.6. Toetsing vulling kistdam

In de PPE en PPL is nog geen invulling gegeven aan het toetsen van de stabiliteit van de vulling van de kistdam. Er is gekozen om de stabiliteit te onderzoeken door het toepassen van een Phi/C reductie op alleen de vulling van de kistdam. De berekende veiligheidsfactoren per scenario bedragen:

- STBI Geen significant overslag : 3,19
- STBI Significant overslag 2,09
- STBU: 3,61

Het verloop van de Phi/C reducties is weergegeven in Figuur 5-5. Opgemerkt wordt dat bij de gevonden veiligheidsfactoren voor STBI beperkt overslag en STBU sprake is van lokale glijvlakken en niet van het algeheel falen van de vulling. Omdat de berekende veiligheidsfactoren dermate hoog zijn, is instabiliteit van de kistdam geen maatgevend faalmechanisme van de kistdam.



Figuur 5-5: Toetsing stabiliteit vulling kistdam

### 5.2.7. Vervormingen constructie en dijklichaam

Conform de PPL dient er aan de volgende eisen voldaan te worden:

- 1 De kruindaling mag niet meer dan 0,1 m bedragen;
- 2 De horizontale vervorming van de binnenteen t.o.v. de buitenteen mag niet meer dan 0,1 m bedragen;
- 3 De horizontale vervorming van de constructie mag niet meer dan 0,1 m bedragen;

In de toetsing van de vervormingseisen dient gerekend te worden met een schematiseringsfactor van 1,3 [1]. Onderstaand wordt per eis aangegeven of hier aan voldaan is.

- De berekende verticale vervorming van de kruin in fase 4c bedraagt 0,03 m. Inclusief schematiseringsfactor bedraagt dit 0,04 m. Hiermee is voldaan aan eis 1.
- De berekende verschilvervorming tussen de binnenteen en buitenteen in fase 4c bedraagt 0,02 m. Inclusief schematiseringsfactor bedraagt dit 0,03 m. Hiermee is voldaan aan eis 2.
- De berekende horizontale vervorming van de constructie in fase 4c bedraagt 0,07 m, inclusief schematiseringsfactor is dit 0,09 m. Hiermee is voldaan aan eis 3.

In de toetsing van de situatie met significante overslag zijn grotere vervormingen berekend (ca. 30 cm). Vanwege het aanzienlijke afslagprofiel dat hier gemodelleerd is, betreft dit een zeer uitzonderlijke situatie. Er is daarom niet getoetst aan deze berekende vervormingen.

## 6 Overdracht DO-fase

### 6.1. Nader te detailleren

De volgende punten dienen in de DO-fase nader uitgewerkt te worden:

- Het ontwerpen van de anker Gording en de verbinding tussen damwand en Gording.
- Scharnierende verbinding ankerstang met de damwand ontwerpen.
- Invloed zakkende grond op de ankerstang beschouwen.
- De lasverbinding van de niet geponste damwand sloten.
- De constructieve en geotechnische schematiseringsfactor dient afgeleid te worden.
- Uitwerken van het voorhangschort inclusief bekleding.
- Het detail om beïnvloeding van de freatische lijn gedurende WBN situatie te voorkomen dient nader uitgewerkt te worden.
- De aansluiting van de langsconstructie op de zelfstandig waterkerende constructie t.p.v. ontwikkellocatie Santwyckse Poort en de aansluiting op deeltraject 2 (Fluvia Tiel)
- Controleren van de uitvoeringsstabiliteit van het dijklichaam
- Aanvullende rekensneden beschouwen t.b.v. mogelijke optimalisaties in het ontwerp
- Het verwerken van de uitkomsten van het geotechnisch labonderzoek in het ontwerp..
- Bepalen welke aspecten gemonitord dienen te worden (trillingsmetingen panden, bouwkundige opname, etc)
- Invloed van de damwand op de dagelijkse geohydrologische situatie.
- Volledige toetsing van het faalmechanisme macrostabiliteit buitenwaarts op alle scenario's uitvoeren.
- Modelcontroles uit de PPL[1] en PPE [2] uitvoeren in DO:
  - Gekozen meshfijnheid controleren
  - Controle: vergelijking glijvlakberekening en eindige-elementenberekening
  - Toegepaste tolerantie controleren
  - Invloed modelgrenzen controleren

### 6.2. Niet-beheerste risico's

Voor de vervolgfase gelden de volgende niet beheerste risico's :

Tabel 6-1: Niet beheerste Risicotabel langsonstructie

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
1	Obstakels in ondergrond	1) Archiefinformatie niet volledig 2) Onvoorziene obstakels	Damwanden	1) Voorprikken of damwand tracé / positie ankers aanpassen 2) Doorboren van obstakels met behulp van speciale boorkop 3) Obstakel opgraven (ondiepe obstakels) 4) obstakel overkluizen



Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
2	Te hoge weerstand in zandlaag	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	Damwanden niet op diepte	(aandachtspunt is controle op heave) 1) Analyse m.b.t. inbrengbaarheid van de damwandplanken 2) Voorboren* 3) Fluideren* 4) Trillend installeren
3	Binnentalud instabiel tijdens aanbrengen damwand	Te zwaar materieel op de dijk / ondeugdelijke kraanopstelling	1) Bezwijken talud 2) Schade aan omgeving en materieel 3) Slachtoffers	Stabiliteit dijklichaam met materieel toetsen (evt. maatregelen nemen om belasting te spreiden)
4	Trillingen ten gevolge van installatie te hoog	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	1) Overlast omgeving 2) Schade aan bebouwing	Damwanden drukkend installeren

\* In het VO is nog geen rekening gehouden met de effecten van fluideren en voorboren op het ontwerp. In het DO wordt nader onderzocht of het ontwerp flexibel gemaakt kan worden, zodat fluideren of voorboren als beheersmaatregel toegepast kan worden.

### 6.3. Openstaande raakvlakken

Voor de vervolgfase gelden de volgende openstaande raakvlakken:

Tabel 6-2: Openstaande raakvlakken Langsconstructie

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
1	Bestaande constructie	Tussen DT211 en DT213 bevindt zich een bestaande damwand constructie.	De buitendijkse damwand kruist deze bestaande damwandconstructie. In het DO wordt nader bepaald hoe hier in de uitvoering mee omgegaan wordt.
2	Kabels en leidingen	De aanwezige kabels en leidningen zijn benoemd in paragraaf 2.1	De omgang met de kabels en leidingen wordt bepaald in het DO.
3	Trapconstructies	In het binnentalud bevinden zich drie trapconstructies	Het uitgangspunt is dat deze tijdelijk (evt. gedeeltelijk) verwijderd worden en na realiseren constructie teruggeplaatst worden.
4	Aansluiting op deeltraject 2	Ter plaatse van DT211 sluit de kistdam aan op een dijklichaam zonder constructieve versterkingen.	De aansluiting of overgang tussen deze twee dijklichamen wordt in het DO uitgewerkt.
5	Aansluiting op ontwikkellocatie Santwyckse Poort	Ter plaatse van DT214 wordt een verankerde damwand in de buitenteen (of combiwand) als zelfstandig waterkerende constructie aangebracht.	De overgang tussen deze constructie types wordt in het DO uitgewerkt.

#### 6.4. Afgeleide eisen

De onderstaande aandachtspunten zijn er voor de uitvoeringsfase:

- De afspankracht van de ankers bedraagt 150 kN.
- De legankers voorzien van een wartel om voorspanning aan te kunnen brengen.
- Tijdens de uitvoering dient er voldaan te worden aan de eisen opgenomen in [14].

#### 6.5. Risicoreservering DO-fase

In de voorliggende rapportage en bijbehorende berekeningen is nog geen rekening gehouden met het toepassen van maatregelen (bijvoorbeeld voorboren of fluïderen) t.b.v. het installeren van de damwand. De invloed van deze maatregelen op ontwerp van de langsconstructie wordt in de DO-fase onderzocht. Er is een risico dat de damwand hierdoor zwaarder en/of langer uitgevoerd moeten worden. Vanwege het lokaal lagere achterland tussen DT211 en DT212 zijn er in deze zone langere damwanden nodig om te voldoen aan de toetsing op heave. Om de invloed van de uitvoeringsmaatregelen en de langere lengte t.b.v. heave te ondervangen wordt voorgesteld om uit te gaan van het volgende damwandprofiel in de VO-raming:

- AZ28-700 S355GP, lengte 13,5 m. (voor zowel de binnendijkse als buitendijkse damwand)

## BIJLAGEN

### A. Ontwerptoetsingen

#### A.1. *Doorsnede toetsing damwand*

## Controle doorsnede damwand

conform NEN-EN 1993-5:2008 + NB:2012 (sheet alleen toepasbaar voor klasse 1, 2 en 3 profielen)



**Project** Dijkversterking Stad Tiel  
**Opdrachtgever** Waterschap Rivierenland  
**Projectnummer Iv-Infra** INFR200121  
**Onderdeel** Deeltraject 3 controle doorsnede damwand binnendijks  
**Revisie** 1  
**Datum** 18-12-2020

### INVOER

#### Invoer: gegevens damwand

damwandprofiel AZ26-700  
 type damwandprofiel Z-plank  
 staalsoort S 355 GP  
 Toelaatbare staalspanning  $f_y$  355 N/mm<sup>2</sup>  
 elasticiteitsmodulus E 2.10E+05 N/mm<sup>2</sup>  
 kniklengte (NEN-EN 1993-5 fig 5-2)\* I 7.63 m  
 factor scheve buiging (weerstandsmoment)\*\*  $\beta_B$  1.0  
 factor scheve buiging (traagheidsmoment)\*\*  $\beta_D$  1.0

#### Definitie zones damwand

Zone	
A	Boven dagelijkse waterstand
B	Onder dagelijkse waterstand

\* zie tabblad controles (3) voor betreffende figuur/tabel. Indien knik niet van toepassing is vul in: n.v.t.

\*\* bepaald aan de hand van CUR166 (2012)

#### Invoer: corrosie

Boven dagelijkse waterstand 0 mm  
 Onder dagelijkse waterstand 0 mm  
 permanent onder water 0 mm  
 grond 0.0 mm

#### Handmatig opgeven corrosiefactor\*\*\*\*

corrosiefactor Zone A 0.69  
 corrosiefactor Zone B 0.83  
 corrosiefactor Zone C 1.00  
 corrosiefactor Zone D 1.00

ja

\*\*\* nee: corrosiefactor = flensdikte gecorrodeerd / flensdikte ongecorrodeerd

ja: gebruik maken van rekensheet / rekenprogramma en factor handmatig invullen

#### Invoer: snedekrachten

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
optredend moment	$M_{ed}$	509	507	0	0 kNm/m
optredende normaalkracht	$N_{ed}$	107	107	0	0 kN/m
optredende dwarskracht	$V_{ed}$	211	211	0	0 kN/m

#### Invoer: partiële veiligheidsfactoren (o.b.v. NB)

$\gamma_{M0}$  1.00  
 $\gamma_{M1}$  1.10  
 $\gamma_{M2}$  1.25

### SAMENVATTING TOETSING DOORSNEDE

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
Moment	U.C.	0.80	0.56	0.00	0.00
Dwarskracht	U.C.	0.27	0.23	0.00	0.00
Normaalkracht	U.C.	0.02	0.02	0.00	0.00
Moment + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Plooi	U.C.	0.30	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Knik	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.

voldoet aan norm

voldoet niet aan norm

niet van toepassing

# Controle doorsnede damwand

conform NEN-EN 1993-5:2008 + NB:2012 (sheet alleen toepasbaar voor klasse 1, 2 en 3 profielen)



**Project** Dijkversterking Stad Tiel  
**Opdrachtgever** Waterschap Rivierenland  
**Projectnummer Iv-Infra** INFR200121  
**Onderdeel** Deeltraject 3 controle doorsnede damwand buitendijks  
**Revisie** 1  
**Datum** 18-12-2020

## INVOER

### Invoer: gegevens damwand

damwandprofiel AZ26-700  
 type damwandprofiel Z-plank  
 staalsoort S 355 GP  
 Toelaatbare staalspanning  $f_y$  355 N/mm<sup>2</sup>  
 elasticiteitsmodulus E 2.10E+05 N/mm<sup>2</sup>  
 kniklengte (NEN-EN 1993-5 fig 5-2)\* I 7.63 m  
 factor scheve buiging (weerstandsmoment)\*\*  $\beta_B$  1.0  
 factor scheve buiging (traagheidsmoment)\*\*  $\beta_D$  1.0

### Definitie zones damwand

Zone	
A	Boven dagelijkse waterstand
B	Onder dagelijkse waterstand

\* zie tabblad controles (3) voor betreffende figuur/tabel. Indien knik niet van toepassing is vul in: n.v.t.

\*\* bepaald aan de hand van CUR166 (2012)

### Invoer: corrosie

Boven dagelijkse waterstand 0 mm  
 Onder dagelijkse waterstand 0 mm  
 permanent onder water 0 mm  
 grond 0.0 mm

### Handmatig opgeven corrosiefactor\*\*\*\*

corrosiefactor Zone A 0.69  
 corrosiefactor Zone B 0.83  
 corrosiefactor Zone C 1.00  
 corrosiefactor Zone D 1.00

ja

\*\*\* nee: corrosiefactor = flensdikte gecorrodeerd / flensdikte ongecorrodeerd

ja: gebruik maken van rekensheet / rekenprogramma en factor handmatig invullen

### Invoer: snedekrachten

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
optredend moment	$M_{ed}$	442	461	0	0 kNm/m
optredende normaalkracht	$N_{ed}$	174	174	0	0 kN/m
optredende dwarskracht	$V_{ed}$	157	157	0	0 kN/m

### Invoer: partiële veiligheidsfactoren (o.b.v. NB)

$\gamma_{M0}$  1.00  
 $\gamma_{M1}$  1.10  
 $\gamma_{M2}$  1.25

## SAMENVATTING TOETSING DOORSNEDE

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
Moment	U.C.	0.69	0.51	0.00	0.00
Dwarskracht	U.C.	0.20	0.17	0.00	0.00
Normaalkracht	U.C.	0.04	0.03	0.00	0.00
Moment + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Plooi	U.C.	0.22	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Knik	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.

voldoet aan norm

voldoet niet aan norm

niet van toepassing

**A.2. Verticaal draagvermogen**

Deze bijlage betreft het D-Foundations rekenmodel "INFR200121 B-008 201218 Draagvermogen damwand rev1". Dit bestand is meegeleverd in de oplevermap.

## B. Trillingspredictie

De trillingspredictie is uitgevoerd volgens de methode uit de CUR166, empirisch model voor het intrillen van damwanden [3]. De trillingen zijn getoetst aan de grenswaarden volgens de SBR-A (2017), schade aan bouwwerken [6]. In deze notitie is alleen de kans op schade beschouwd. Een toetsing op hinder (voor bijvoorbeeld omwonenden) is geen onderdeel van deze predictie.

In de analyse zijn de volgende uitgangspunten aangehouden:

- Voor de predictie wordt uitgegaan van een overschrijdingskans van de grenswaarde van 1%. Dat betekent dat er een aanvaardbare kleine kans bestaat (van  $\leq 1\%$ ) dat schade aan bouwwerken, funderingen en buisleidingen zal optreden, indien de rekenwaarden uit voorspellingen of metingen de rekenwaarden van de grenswaarden conform SBR-A richtlijn niet overschrijden.
- Uitgangspunt is het trillen van dubbele planken.
- Referentie bodemprofiel: Tiel  
Dit bodemprofiel komt het meest overeen met de gemaakte sonderingen uit het beschikbare geotechnisch onderzoek, maatgevende sondering 75629\_DKMP024\_(DT214.+020\_DKMP2\_BUK)
- Type meting trillingsintensiteit: indicatief, beperkt en uitgebreid
- Type trilling: continu
- Aangezien langs de dijk bebouwing aanwezig is, is het uitgangspunt hoogfrequent trillen, de gehanteerde frequentie van het trilblok bedraagt: 38 Hz. (Installeren met laag frequent trillen is niet beschouwd in deze notitie)
- Type trilblok: Variabel Moment. De trillingen die kunnen optreden bij het opstarten naar de vereiste 38 Hz (zoals bij een trilblok met een vast moment ) zijn niet beschouwd.

Een bovenaanzicht van de situatie in deeltraject 3A is weergegeven in Figuur 2-2. De versterking in dit dijkvak bestaat uit het aanbrengen van een kistdam. Hierbij wordt zowel in de binnenkruinlijn als in de buitenteen een damwand aangebracht, deze twee damwanden worden onderling gekoppeld door legankers. Indicatief is het tracé van de damwanden aangegeven met de rode lijnen. De panden die het dichtstbij de damwand staan zijn aangegeven met de gekleurde rechthoeken. De volgende bebouwing is aanwezig:

- Oranje rechthoek: (3x) J.W. Nieuwenhuysestraat 25-33, C. de Kleijnstraat 18-60 en Annie Foorestraat 18-60. Betreft een op palen gefundeerd complex met 9 bouwlagen. Het pand heeft een betonnen draagconstructie. De afstand tot de damwand in de binnenkruinlijn is ca. 14 m.
- Blauwe rechthoek Echteldsedijk 16. betreft een op staal gefundeerd woonhuis met 3 bouwlagen. Het woonhuis heeft een draagconstructie van metselwerk. De afstand tot de buitendijkse damwand bedraagt ca. 10 m.
- Gele rechthoek: Echteldsedijk 12, betreft een op staal gefundeerd woonhuis met 3 bouwlagen. Het woonhuis heeft een draagconstructie van metselwerk. De afstand tot de buitendijkse damwand bedraagt ca. 5 m..



Figuur 6-1: Bovenaanzicht situatie deeltraject 3A [bron: Google Maps]

Voor de panden en de trillingsanalyse zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- Alle panden zijn ingedeeld in categorie 2:  
In de appartementencomplexen zijn scheidingswanden van metselwerk toegepast. Deze onderdelen vallen onder: *Onderdelen van een gebouw die niet tot de draagconstructie behoren zoals scheidingsconstructies die bestaan uit niet-gewapend beton, metselwerk of brosse steenachtige materialen.*  
De panden Echteldsedijk 12 en 16 vallen ook in constructie categorie 2:  
*Onderdelen van de draagconstructie van een gebouw indien deze bestaan uit metselwerk.*
- Bouwkundige staat: de predictie is uitgevoerd voor zowel een normale als een gevoelige bouwkundige staat omdat gegevens hieromtrent momenteel ontbreken. Voor zover bekend zijn er ook geen monumentale panden in dit deeltraject. De bouwkundige staat dient nader geverifieerd te worden voorafgaand aan de uitvoering, aanbevolen wordt om daarvoor een bouwkundige opname uit te laten voeren. Omdat de appartementencomplexen nog relatief nieuw zijn, wordt voor de predictie aangenomen dat deze een normale bouwkundige staat hebben.
- Fundering op staal en fundering op palen. De twee buitendijkse panden zijn op staal gefundeerd, de appartementen complexen op palen.
- De aan te brengen damwanden zijn van het type AZ26-700 waarbij de buitendijkse damwand 11,5 m lang is, de binnendijkse damwand 11,5 m.



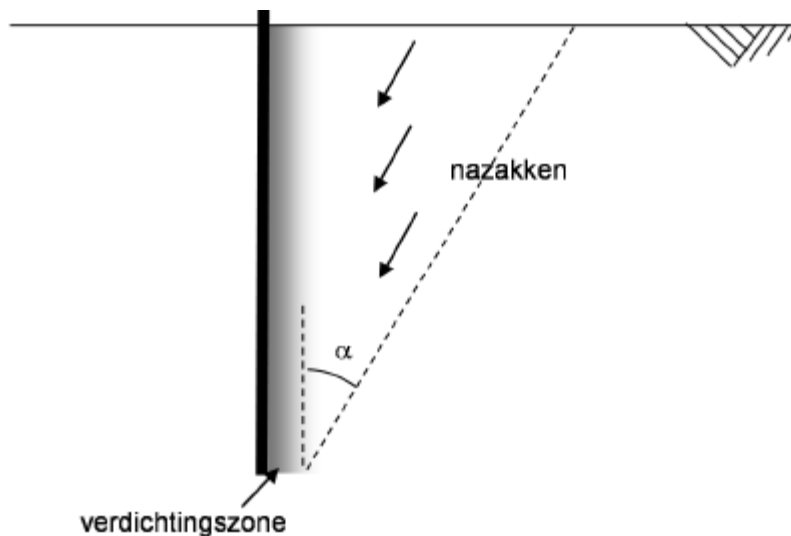
- De slagkracht is bepaald op basis van de NVAF-PSD grafieken beschikbaar in CUR166 [3]. Grafiek 36 (hoogfrequent trillen in Tiel) is toegepast, conform deze grafiek zijn deze damwanden te installeren met een slagkracht van 1150 kN<sup>3</sup>.

De fundering van de appartementengebouwen wordt als niet trillingsgevoelig beschouwd aangezien deze conform [6] kan worden aangemerkt als:

**funderingen met niet-grondverdringende palen (avegaarpalen, boorpalen) die, gegeven de eigenschappen van de trillingsbron, verwaarloosbare zakkingen zullen vertonen door extra negatieve kleef of verdichting van lagen onder het paalpuntniveau;**

Om te bepalen of de funderingen van de panden Echteldsedijk 12 en 16 als trillingsgevoelig beschouwd moeten worden, is een schatting gemaakt van de verdichtingszone en bijbehorende zakkingsstroeg (invloedsgebied) tijdens het trillend installeren van de damwand. In dit gebied zijn zettingen van het maaiveld te verwachten. In Figuur 6-2 zijn de verdichtingszone en troeg weergegeven. Conform [7] bedraagt  $\alpha=30$  graden. De verdichtingszone is ca. 1,0 m breed. De grootte van het invloedsgebied (afstand damwand tot de rand) , bedraagt:

$$L=1+\tan(\alpha) * L_{\text{damwand}}=1+\tan(30)*11,5=7,63 \text{ m}$$



Figuur 6-2: Verdichtingszone + zakkingsstroeg bij intrillen damwand [7]

Het pand Echteldsedijk 12 bevindt zich dichter bij de damwand dan 7,63 m en de fundering van dit pand wordt daarom als trillingsgevoelig beschouwd.

Ter plaatse van het pand aan de Echteldsedijk 16 is sprake van aanwezigheid van losgepakte zandlagen (sondering DT211.+002\_DKMP\_VL). In geval van (zeer) losgepakte zandlagen in het bodemprofiel kan sprake zijn van een groter invloedsgebied dan weergegeven in bovenstaande figuur, waarbij zettingen tot ca.

<sup>3</sup> De definitieve keuze van het trilblok dient met de aannemer bepaald te worden. Indien een hogere slagkracht vereist is, dient de analyse hierop aangepast te worden.

de damwandlengte uit de damwand niet uitgesloten kunnen worden. Uitgaande van een puntniveau van de damwand van ca. NAP- 0,5 m en een maaiveldniveau van ca. NAP+ 9 m ter plaatse van de genoemde sondering is de afstand van 10 m tot de damwand net op de grens. Voor nu wordt er van uitgegaan dat de fundering als niet trillingsgevoelig is aan te merken, nadat de exacte positie van de damwand is vastgesteld wordt geadviseerd dit nogmaals te controleren.

De vereiste afstand tussen de panden en de te installeren damwanden op basis van de trillingspredictie zijn weergegeven in Tabel 6-3. Hierbij is onderscheid gemaakt in het type meting (indicatief, beperkt en uitgebreid) en de bouwkundige staat. In Tabel 6-4 is in grafieken de trilsnelheid in de ondergrond t.o.v. de afstand vanaf de te installeren damwand weergegeven.

Tabel 6-3: Minimaal benodigde afstand tussen panden en damwand per type meting en grenswaarde

Object	Grenswaarde	Minimaal benodigde afstand [m]		
Appartementencomplexen		Normale bouwkundige staat en constructie categorie 2:		
		Indicatieve meting	Beperkte meting	Uitgebreide meting
	4,80 mm/s	100	75	40
Echteldsedijk 12*, 16		Constructie categorie 2		
		Indicatieve meting	Beperkte meting	Uitgebreide meting
Normale bouwkundige staat	4,80 mm/s	100	75	40
Gevoelige bouwkundige staat	2,82 mm/s	282	216	111

\*Het pand Echteldsedijk 12 dient beschouwd te worden als trillingsgevoelig. Hiervoor geldt een nog lagere grenswaarde dan voor categorie 2, maar dit is vanwege de huidige bevindingen (verhoogd risico) niet nader meer beschouwd. De trillingsgevoeligheid van deze fundering dient in het DO echter wel te worden meegenomen.

Volgens de predictie is er een verhoogd risico op schade aan de aanwezige bebouwing (>1%) vanwege het onderschrijden van de minimaal benodigde afstanden volgens de tabel en dus wordt geconcludeerd dat het intrillen van damwanden niet zondermeer mogelijk is. Overigens betekent een overschrijding van de grenswaarde niet automatisch dat er schade optreedt.

Mogelijke maatregelen zijn het trillingsvrij aanbrengen (drukken) van damwanden of trillingsreductie (zie onderstaand). Er dient rekening mee te worden gehouden dat sommige (trillingsreducerende) maatregelen invloed kunnen hebben op het ontwerp. De keuze wat betreft de wijze van aanbrengen en de invloed op het ontwerp wordt in het DO onderzocht.

Mogelijk oplossingsrichtingen om de damwanden zonder schade aan te brengen :

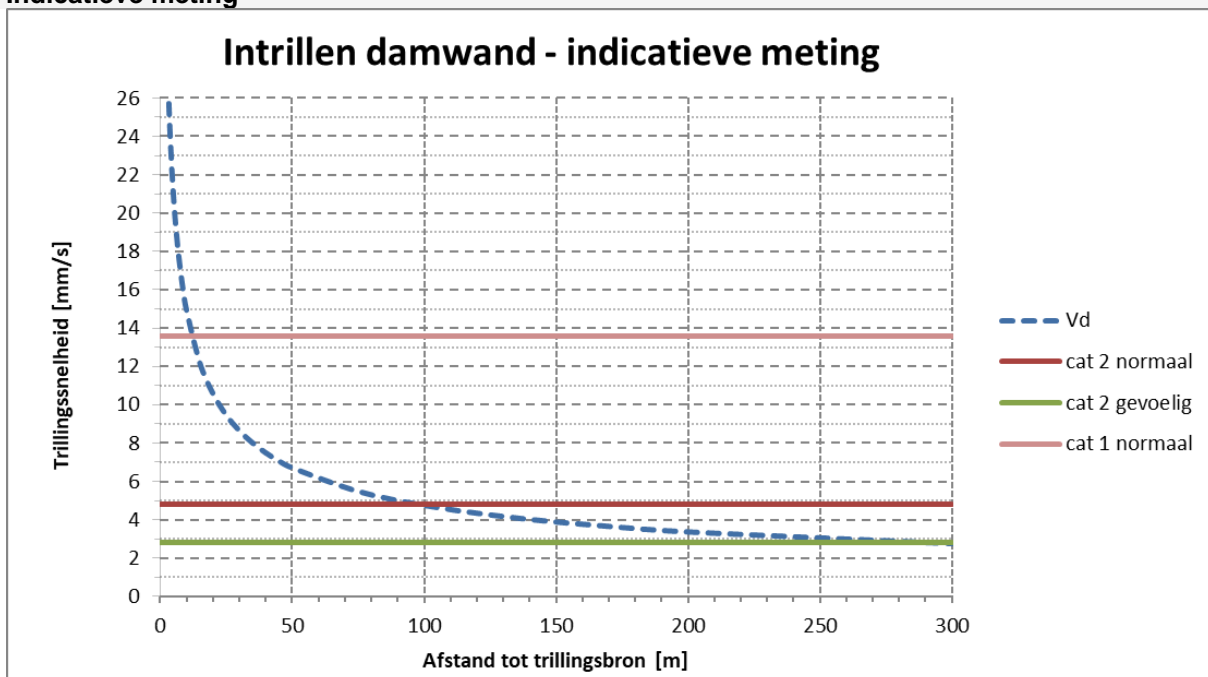
- Damwanden drukkend aanbrengen, dit is trillingsarm. Er is gecontroleerd dat de damwand zelf schadevrij aangebracht kan worden.
- Fluïderen of voorboren van de damwand tijdens het trillen, dit reduceert de weerstand tijdens het inbrengen en in het algemeen de trillingen. In de nabijheid van de damwand is afhankelijk van de maatregel/uitvoering grondvervorming mogelijk.
- Intrillen van enkele in plaats van dubbele damwandplanken, waardoor de benodigde slagkracht (trillingen) kan worden beperkt.

- Voorwoelen van de toplaag (tot bijvoorbeeld 2 m onder funderingsniveau van de betreffende panden) om overdracht van trillingen (trillingssnelheden) in de toplaag te reduceren.
- Proefplanken trillen en meting van trillingssnelheden. Vervolgens de uitvoeringswijze hiermee bepalen. In de praktijk blijkt vaak dat de prognose conservatief is. Bovendien wordt een beter beeld verkregen van welke energie (blok) benodigd is om de damwand op diepte te krijgen (minimaliseren van slagkracht). Eventueel te combineren met één of meer van de andere genoemde punten.

Tabel 6-4: Trillingspredictie (blauw) en grenswaarden als functie van de afstand.

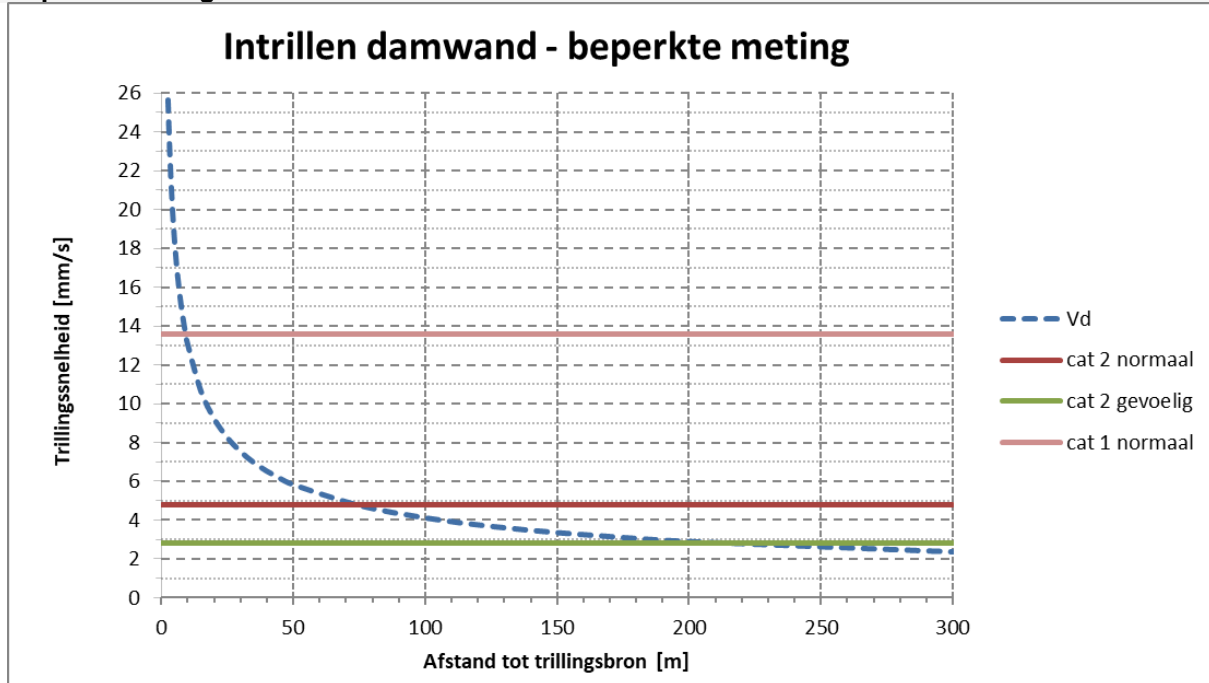
**1% Grenswaarde (schade)**

**Indicatieve meting**

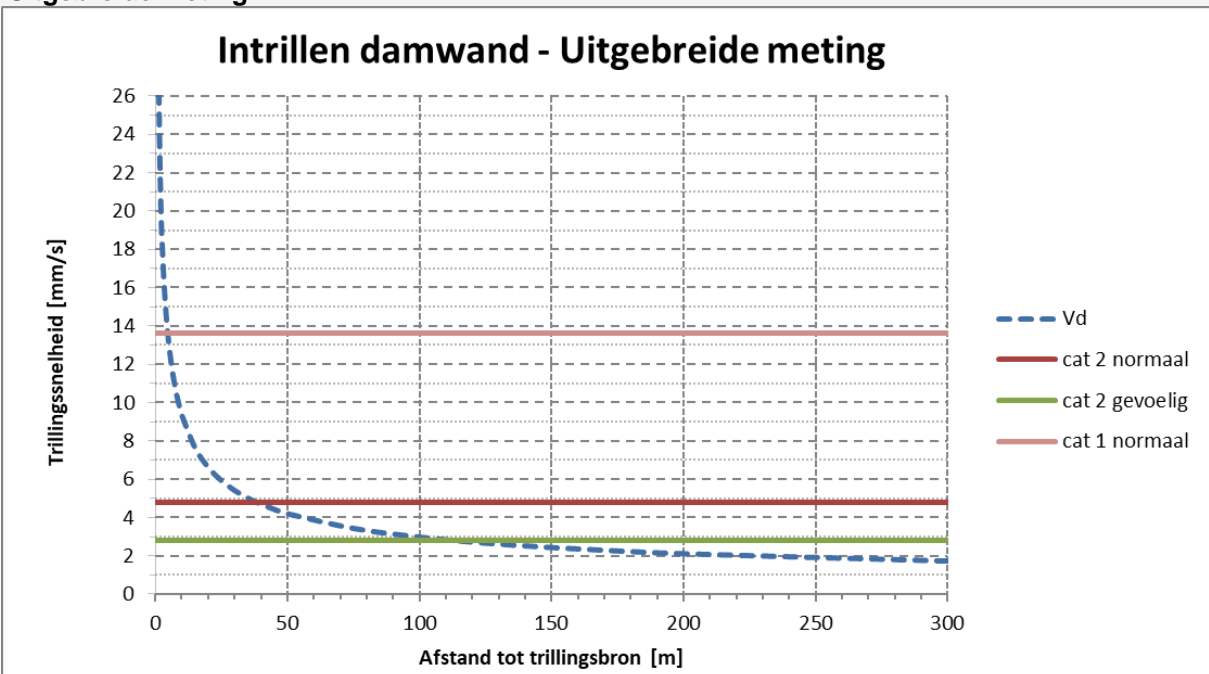


## 1% Grenswaarde (schade)

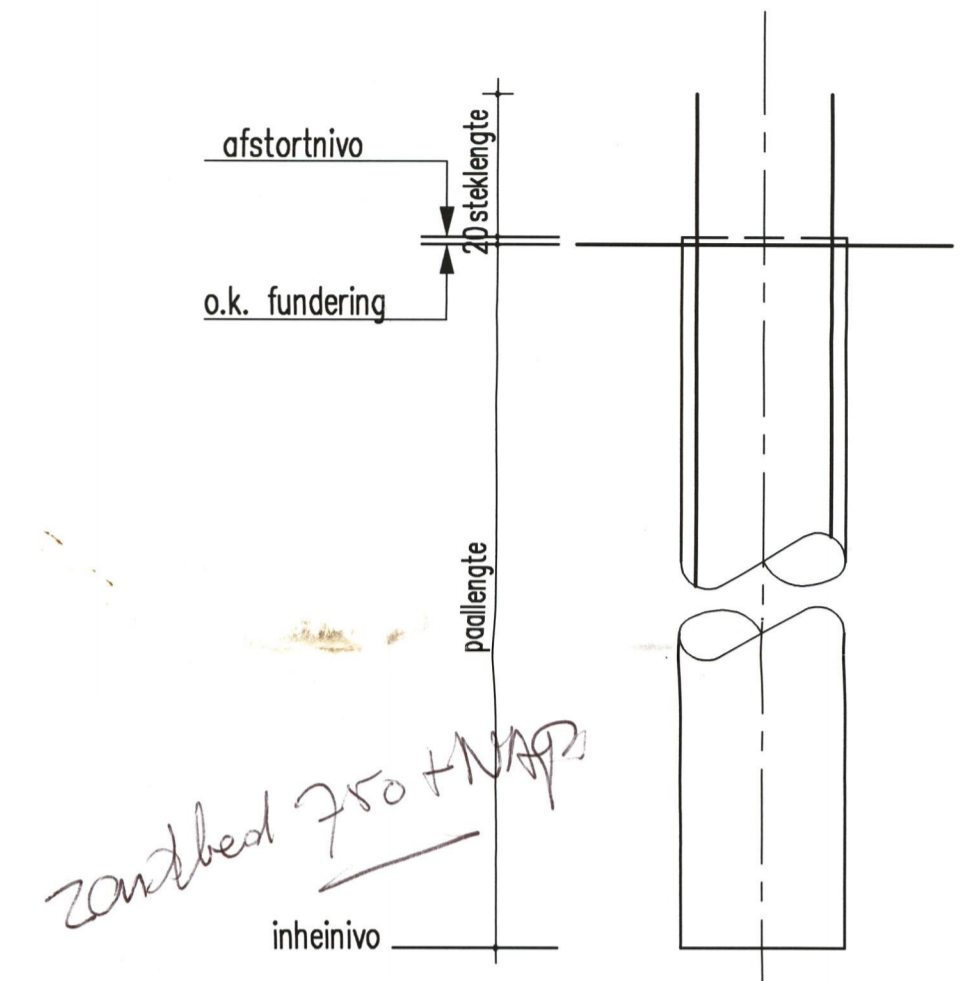
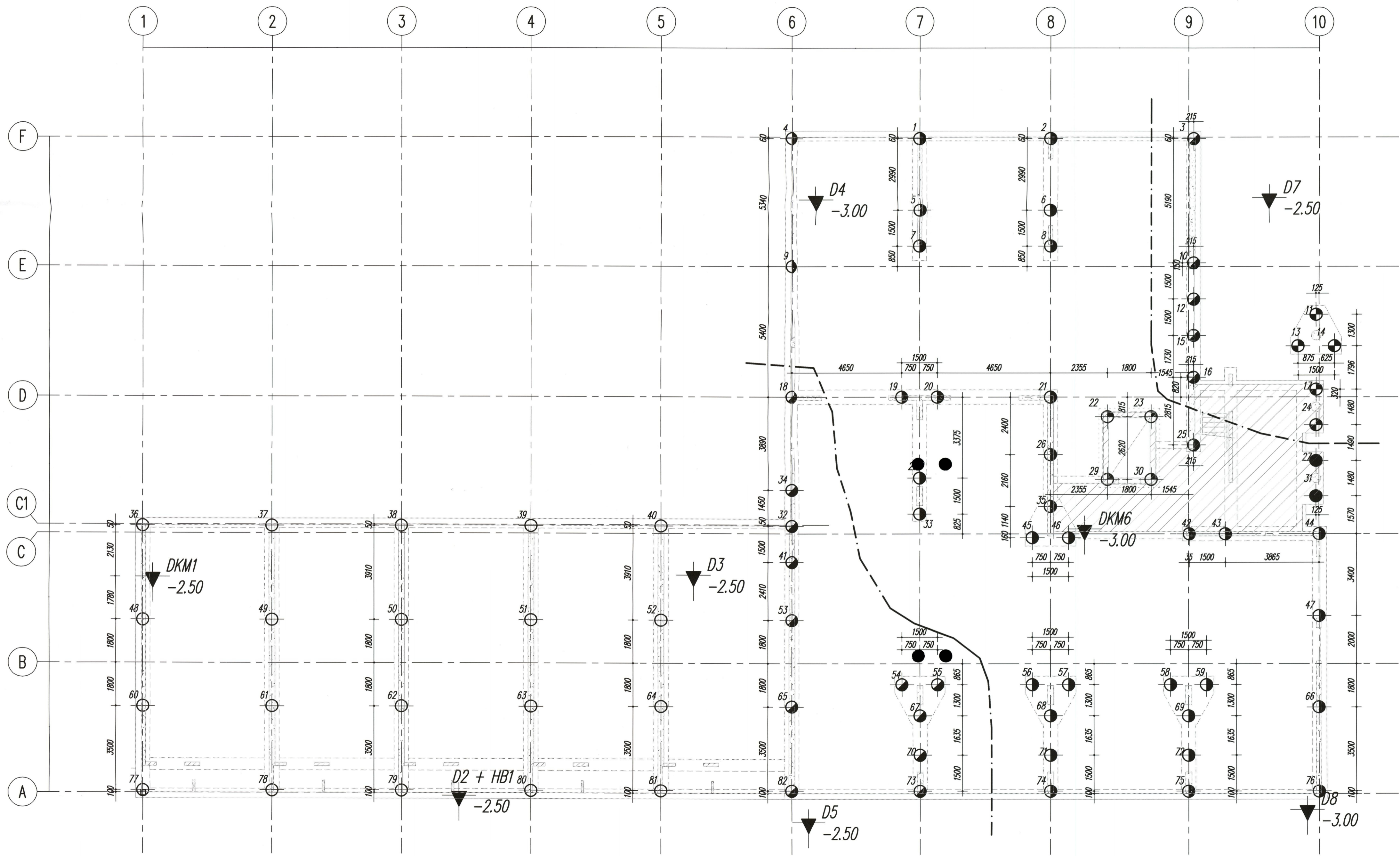
### Beperkte meting



### Uitgebreide meting



### B.1. Archiefinformatie panden



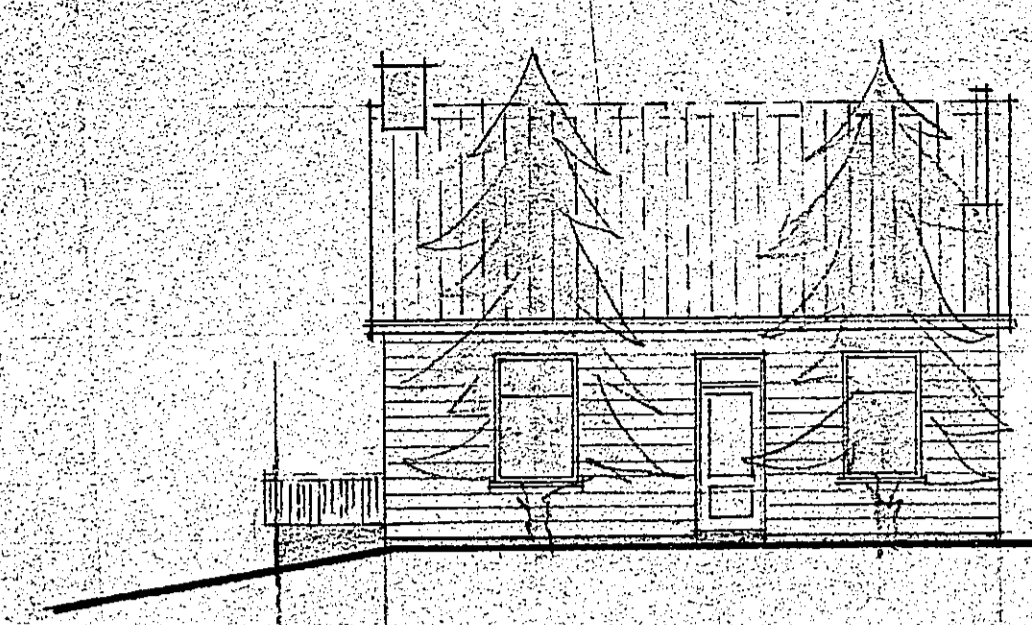
BOUWEN EN MILIEU TIEL  
ONTVANGEN  
22 FEB 2001  
Nr. 90-002

RENVOOI  
PEIL = 7.90 m +N.A.P.  
JUISTE PAALPUNTNIJVO D.M.V. INDRAAIMOMENT TE KONTROLEREN  
TIJDENS STORTEN BETONDRIJK KONTROLEREN  
1  
-3.00 SONDERING MET PAALPUNTNIJVO T.O.V. N.A.P.  
TOE TE PASSEN PALEN : OMEGAPALEN 450/450  
OMEGAPALEN 500/500  
TOTAAL 82 STUKS

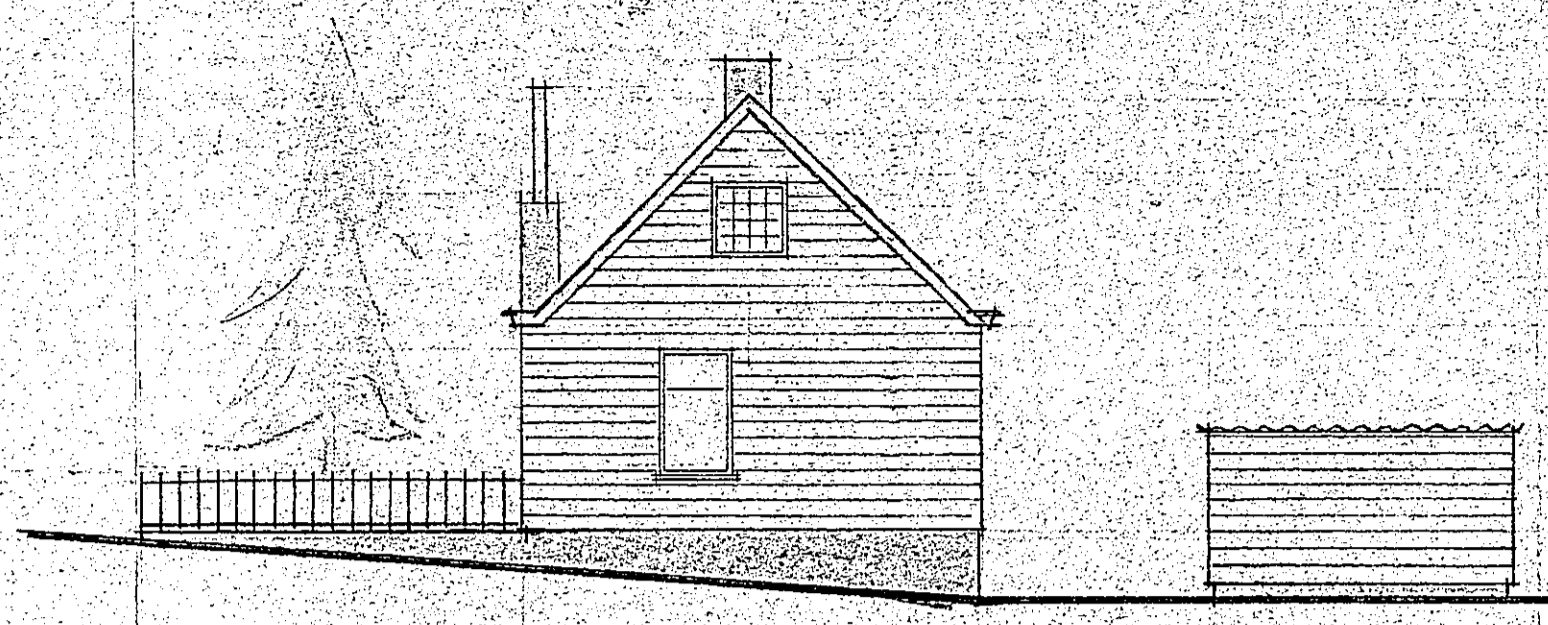


PLENSTAAT						
solering	type	afmeting in mm.	afstorniveau in m. t.o.v. N.A.P.	paalpunt-niveau in m. t.o.v. N.A.P.	paallengte in m.	aantal
DKM1 D2+HB1, D3	⊕	450	7.18	-2.50	9.68	20
D4, 5, DKM6, D7, D8	⊕	500	7.18	-3.00	10.18	34
	⊕	500	6.23	-3.00	9.23	4
	⊕	500	6.99	-3.00	9.99	2
	⊕	500	6.99	-2.50	9.49	5
	⊕	500	7.18	-2.50	9.68	17

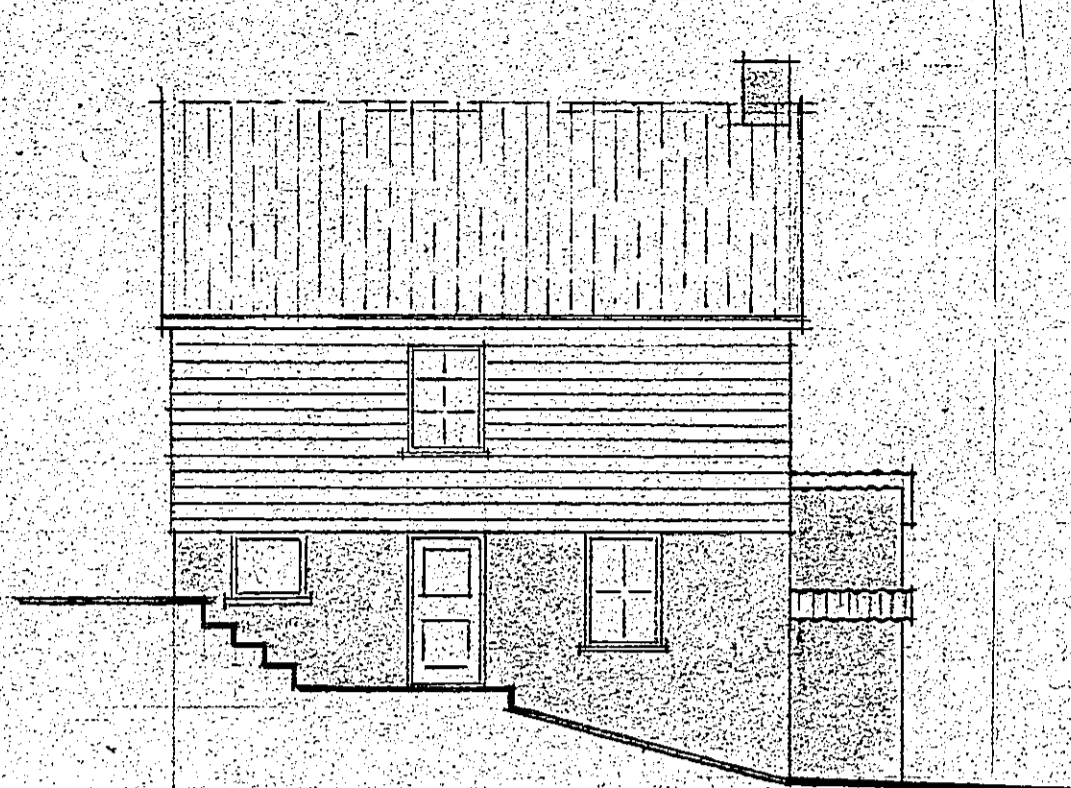
Projekt: APPARTEMENTTOREN TE TIEL Onderdeel: PALENPLAN BLOK 1 Opdrachtg: ONTWIKKELINGSCOMBINATIE JMP/ERA Architect: KLUNDER ARCHITECTEN ROTTERDAM					
getek. H v/d R. datum: 06-11-'00	konstr.: gez.:		school: 1:100 1:20	werknr.: V1734	blad: 1-0-P-1 A B C D
F. E. D. 21.02.01 DWERSEN B. 05.02.01 ZIE PALEN A. 18.01.01 MAATWERING PALEN TOEGEVOD		formaat : 841x594			
		maarsse planetenbaan 67 3806 AK maarsse telefoon 0346-560024 telefax 0346-563248			
		's-grovenhoge jzef israel slaan 56a 2596 AR 's-grovenhoge telefoon 070-3245429 telefax 070-3245431			
		's-hertogenbosch bremvallei 3 5237 LV 's-hertogenbosch telefoon 073-6444331 telefax 073-6442331			



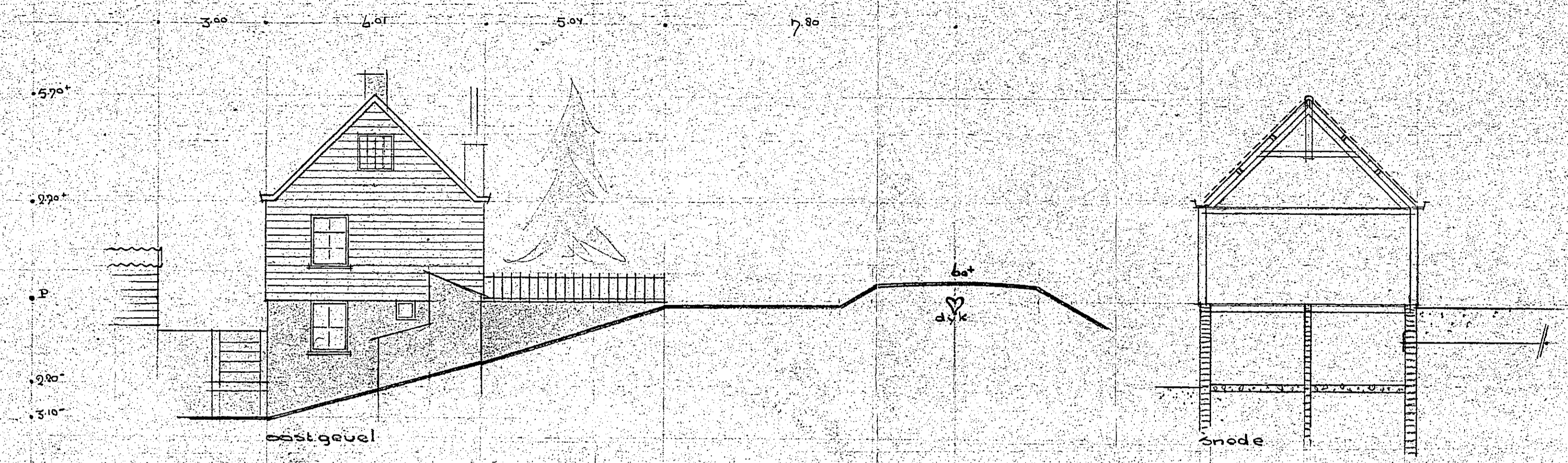
noord gevel



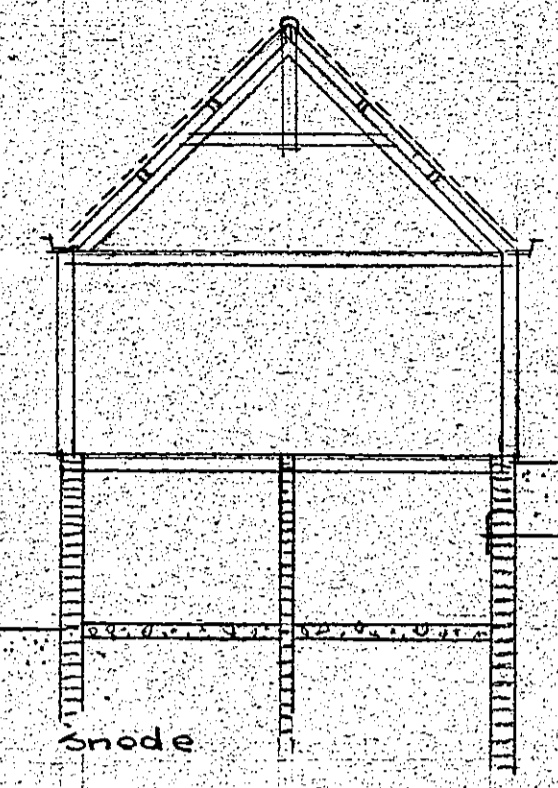
westgevel



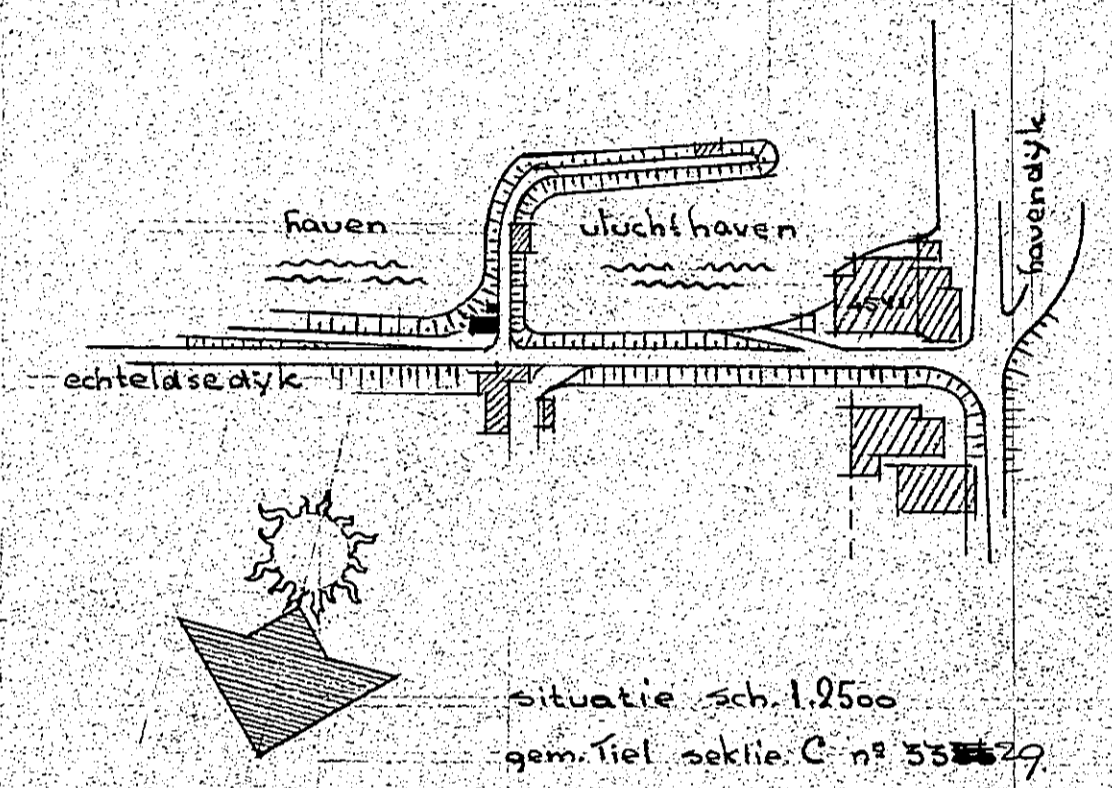
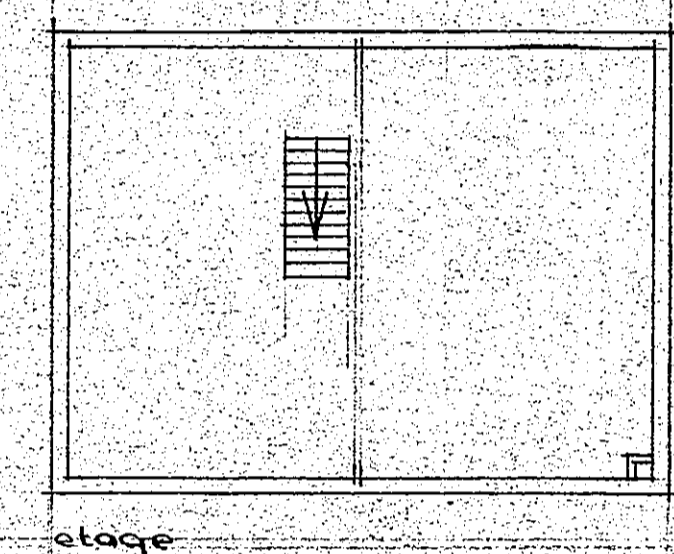
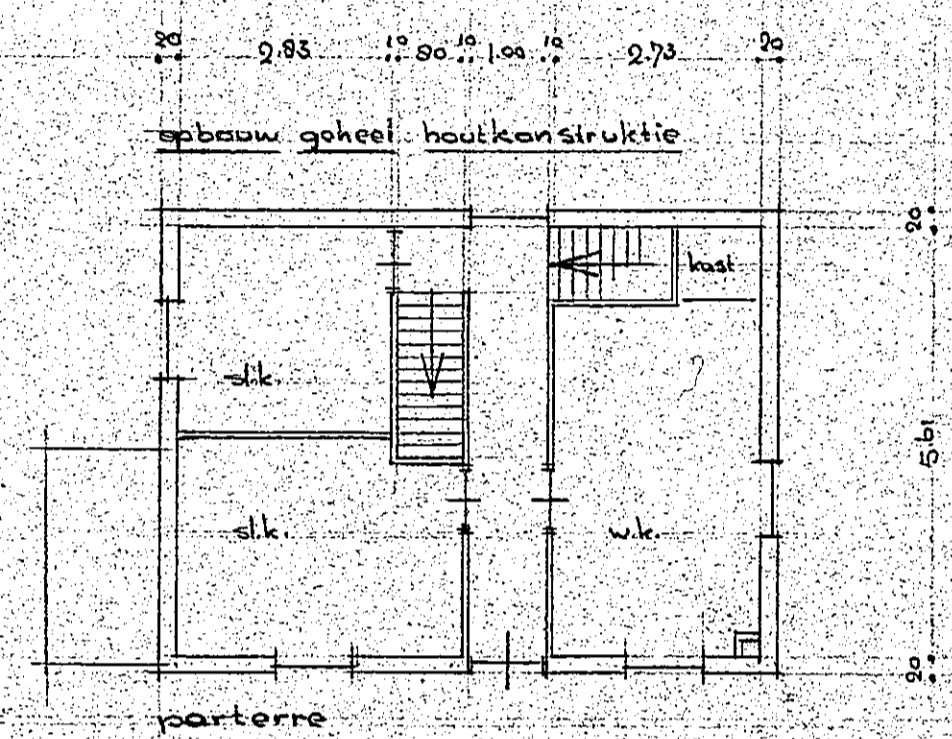
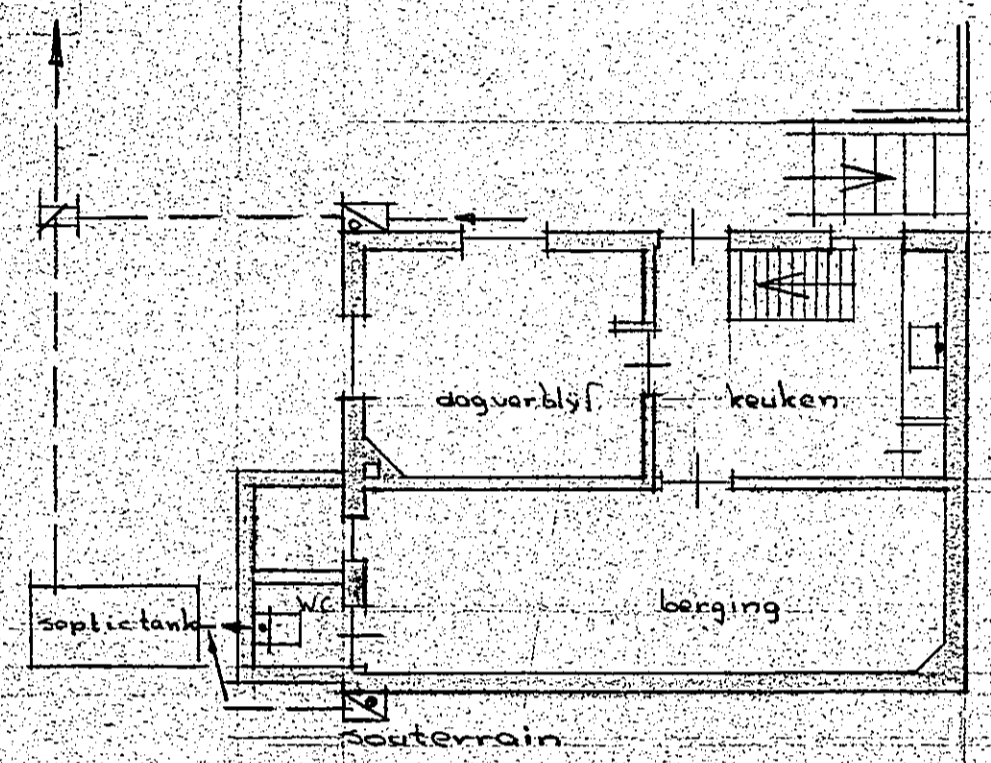
zuidgevel



oostgevel



snede

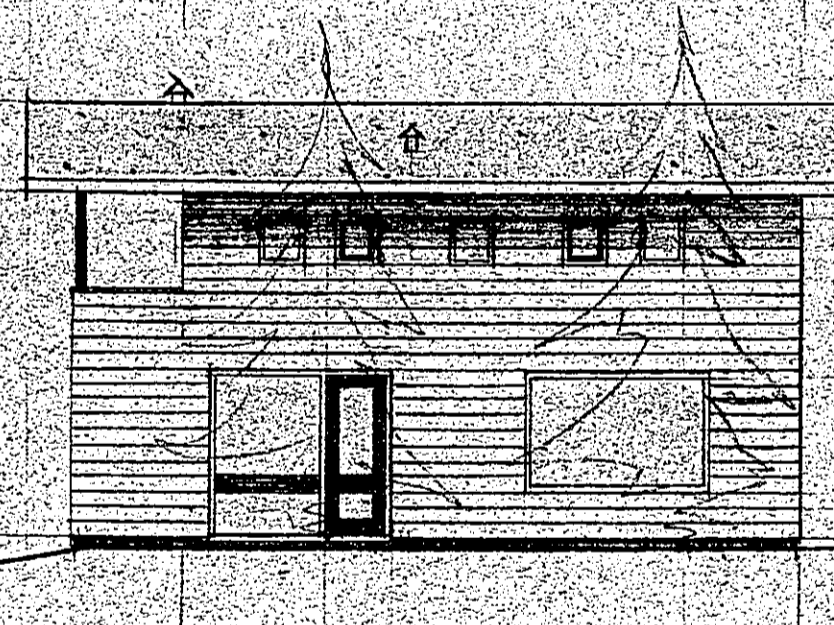


situatie sch. 1.2500  
gem. tiel. sectie C n° 555579

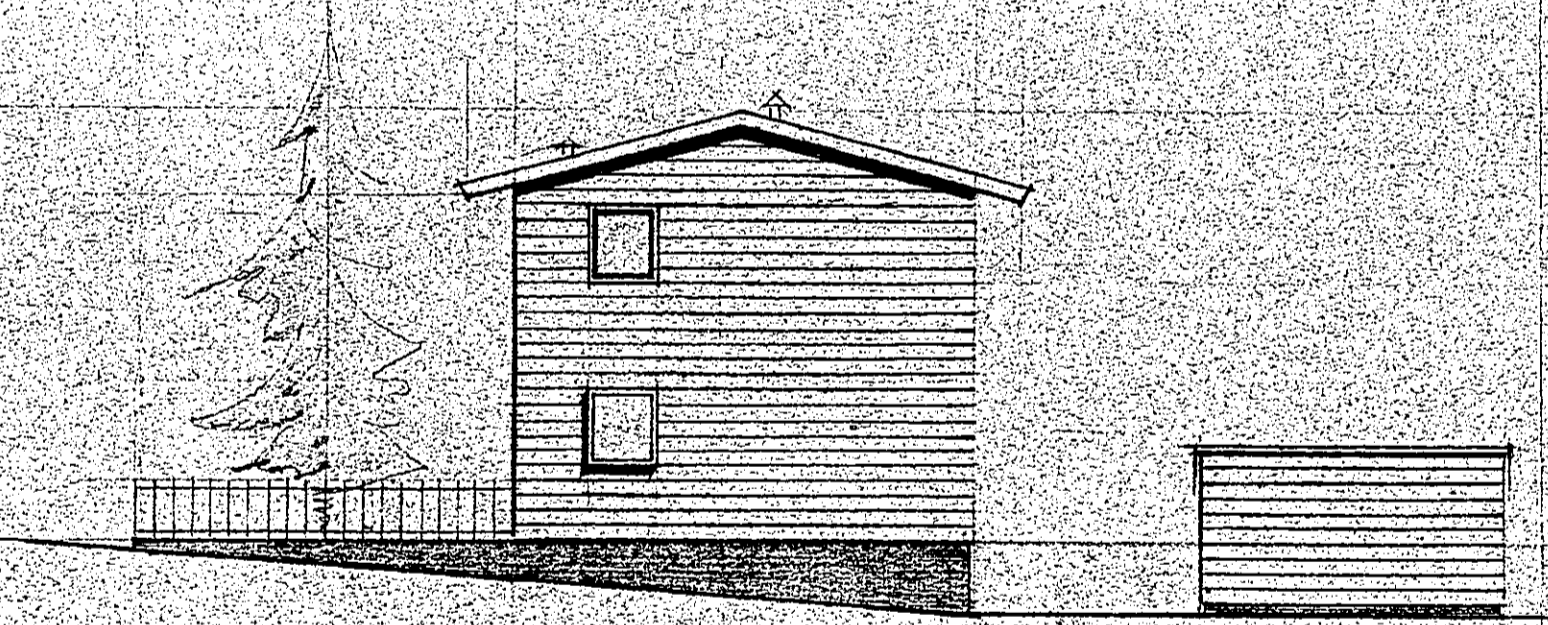
	geen belendingen	
bestaand	dak	pannen blaauw-zwart
	wanden + P	grenen scheepsgrys carb.
	muren 1/2 P	steen gry's
	koz., ramen, deuren	grenen wit
verbauid	dak	ruberoïd blauw-zwart
	wanden + P	grenen licht bruin sadolins
	koz., ramen, deuren	grenen nègre " "
	daklysten, balkonhek	grenen " " "
	muren 1/2 P	steen zwart
	tuinthek, steunpalen	yzer zwart

Gewaarmerkt als behorende bij Dorsluit  
van Burgemeester en Wethouders van  
Tiel dd. 24 maart 1922 N. 00. 1140  
De Secretaris van Tiel. 1140

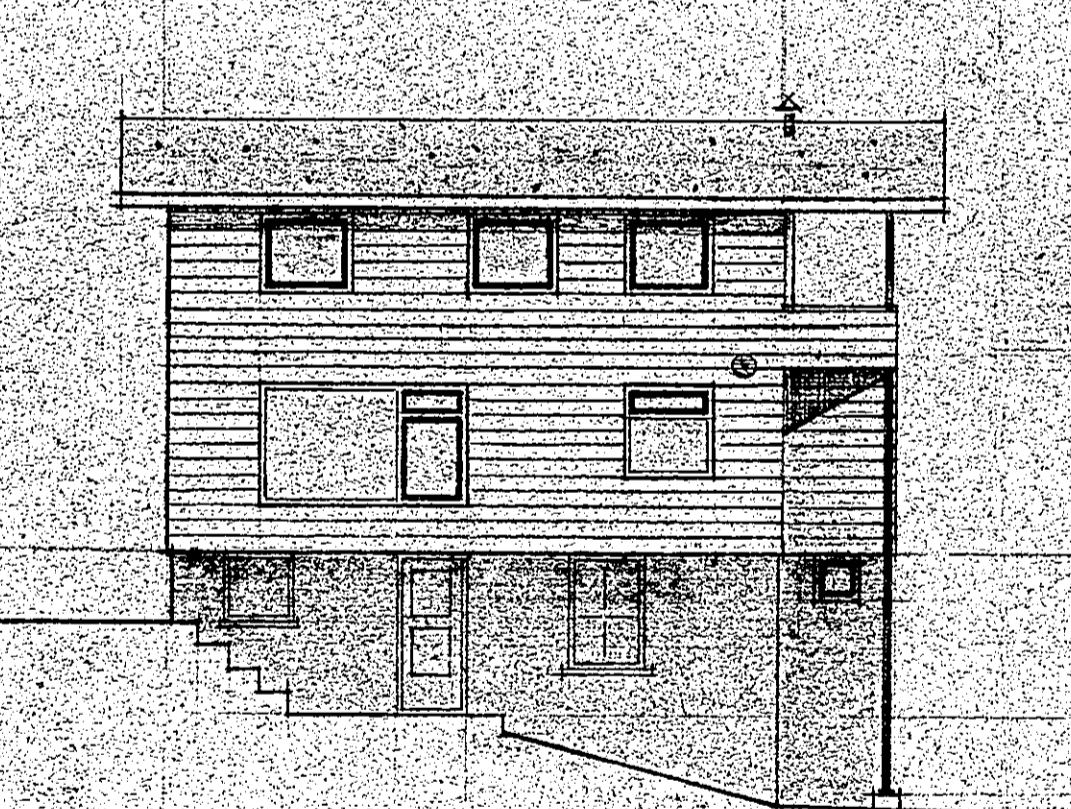
80.490



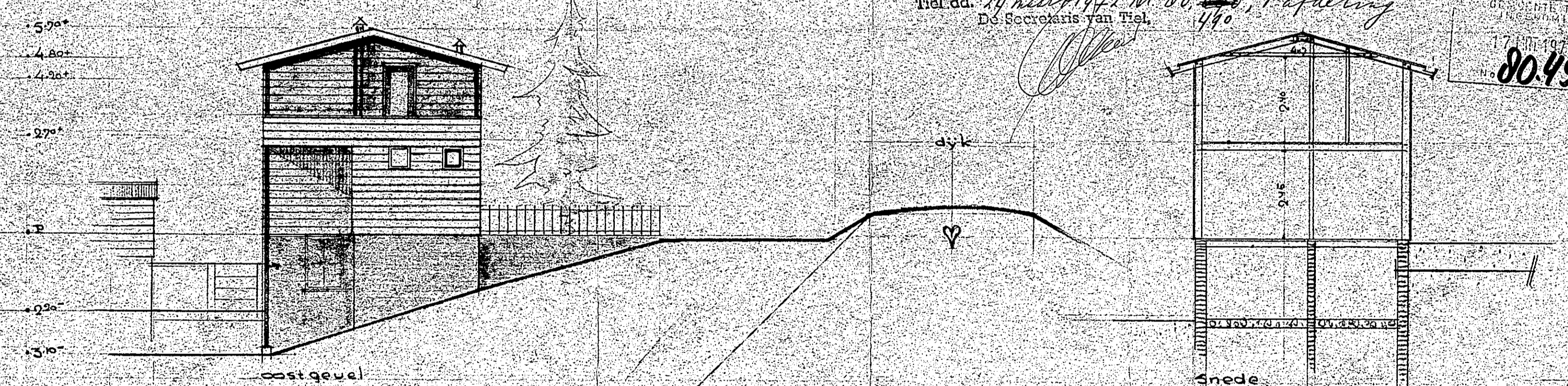
noord gevel



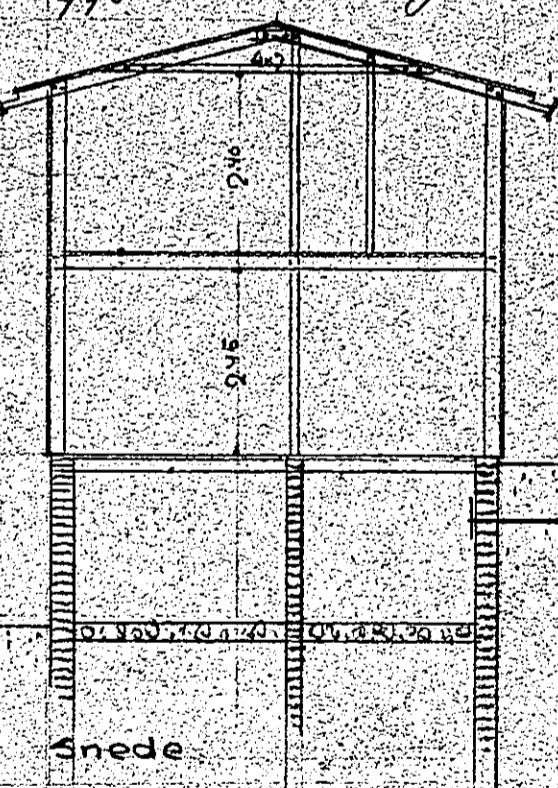
westgevel



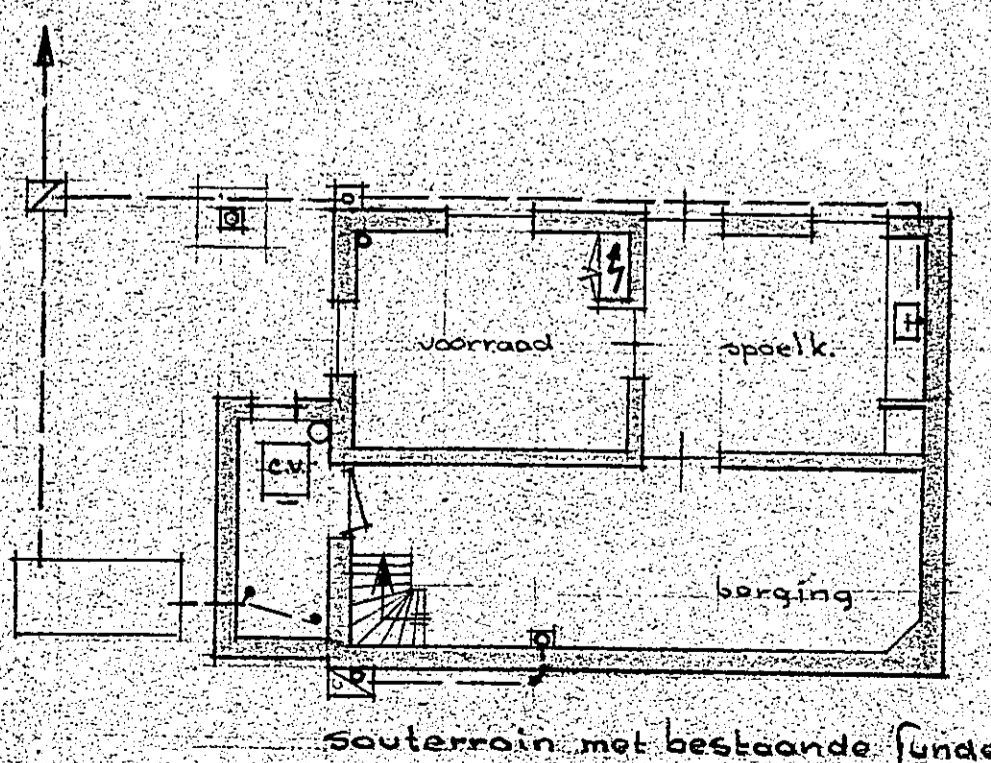
zuidgevel



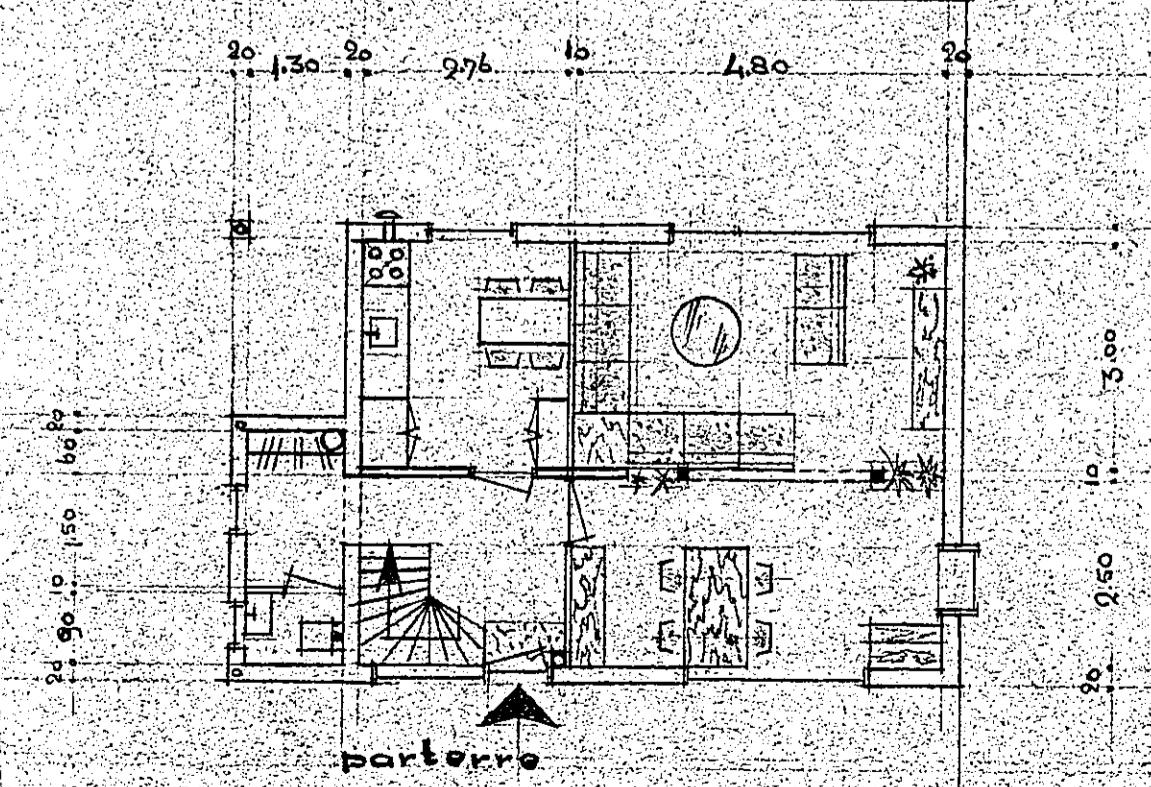
oostgevel



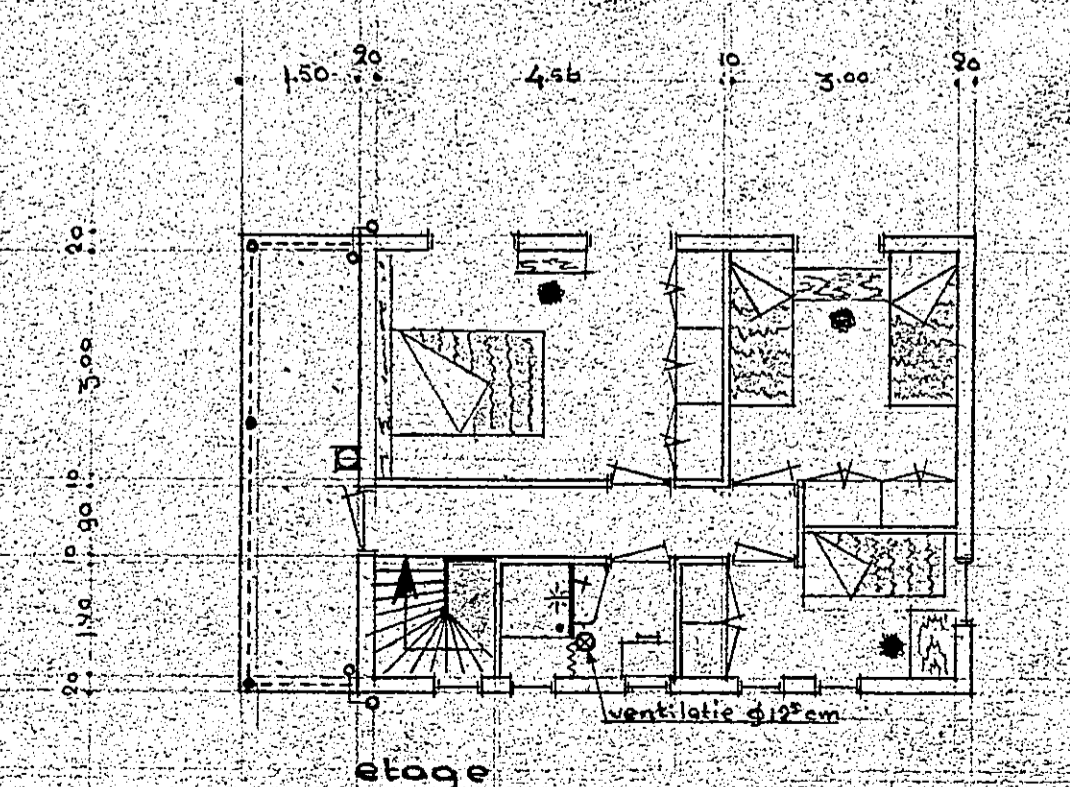
snede



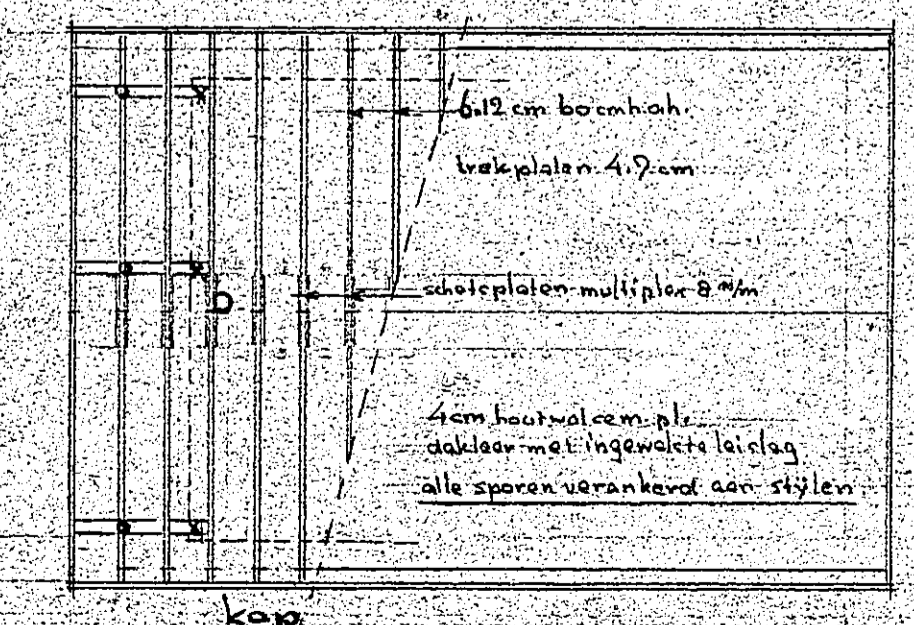
sauterrain met bestaande fundering en afsloring



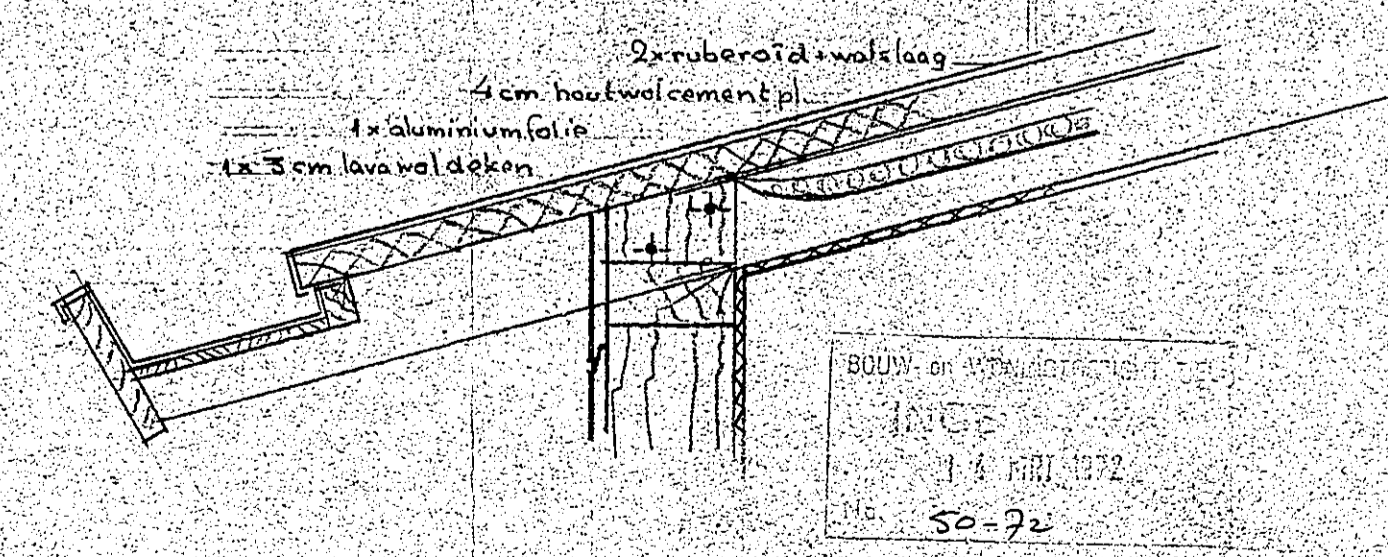
opbouw geheel houtconstructie



etage

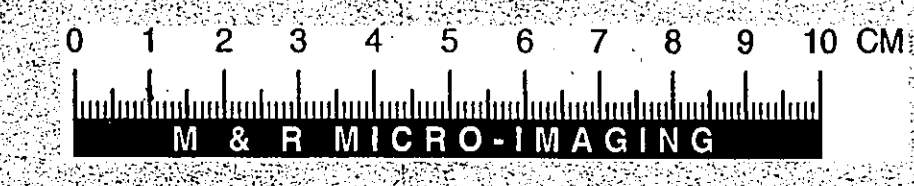


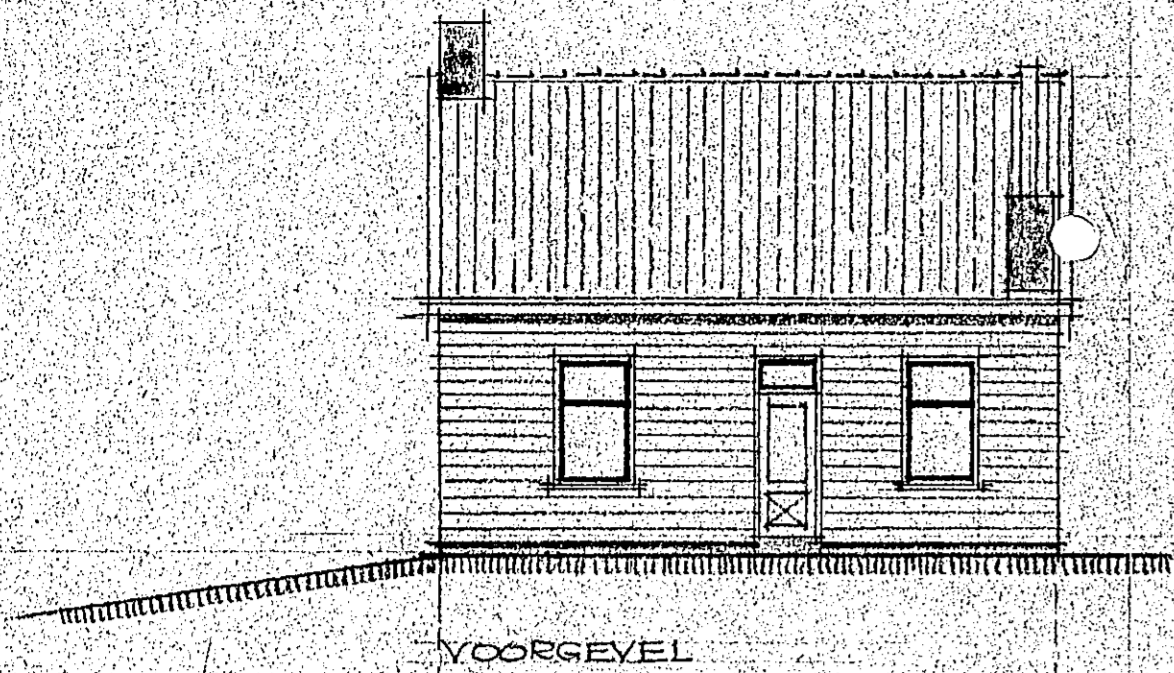
kop



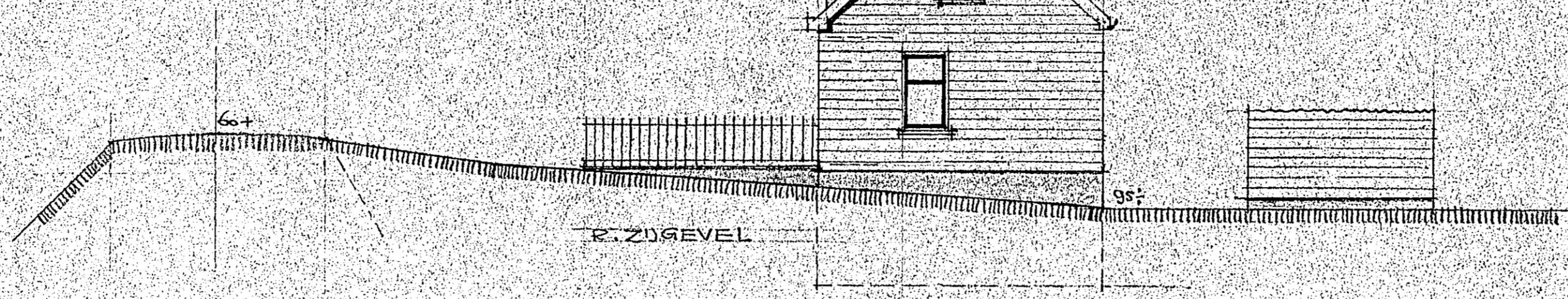
geen wijziging van nokhoogte, fundering, riolering  
geen bevoering van de grond

Hr. J. Touwslager Tiel  
verbetering woonhuis Tiel - Echeldsdyk 12  
sch. 1.160 26.2.72  
g. 3.72

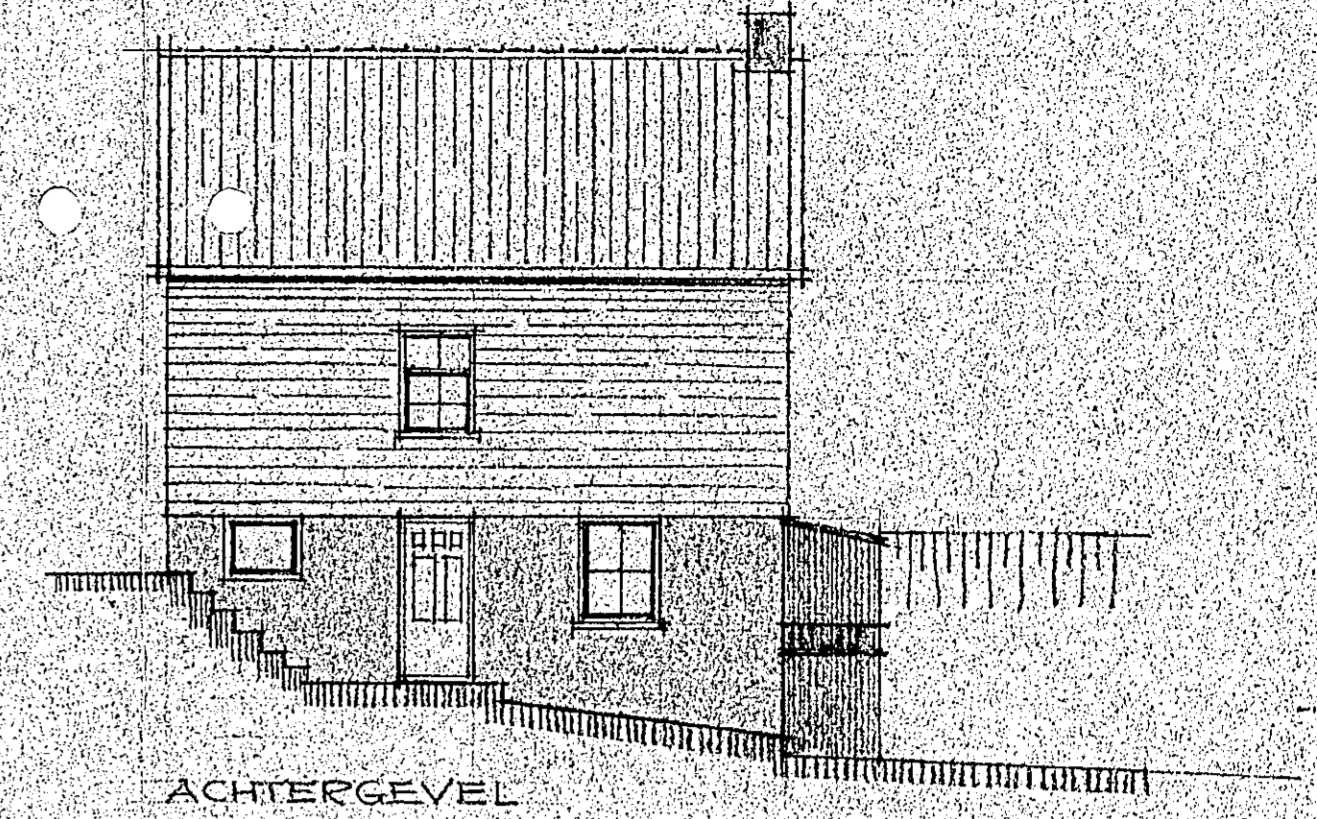




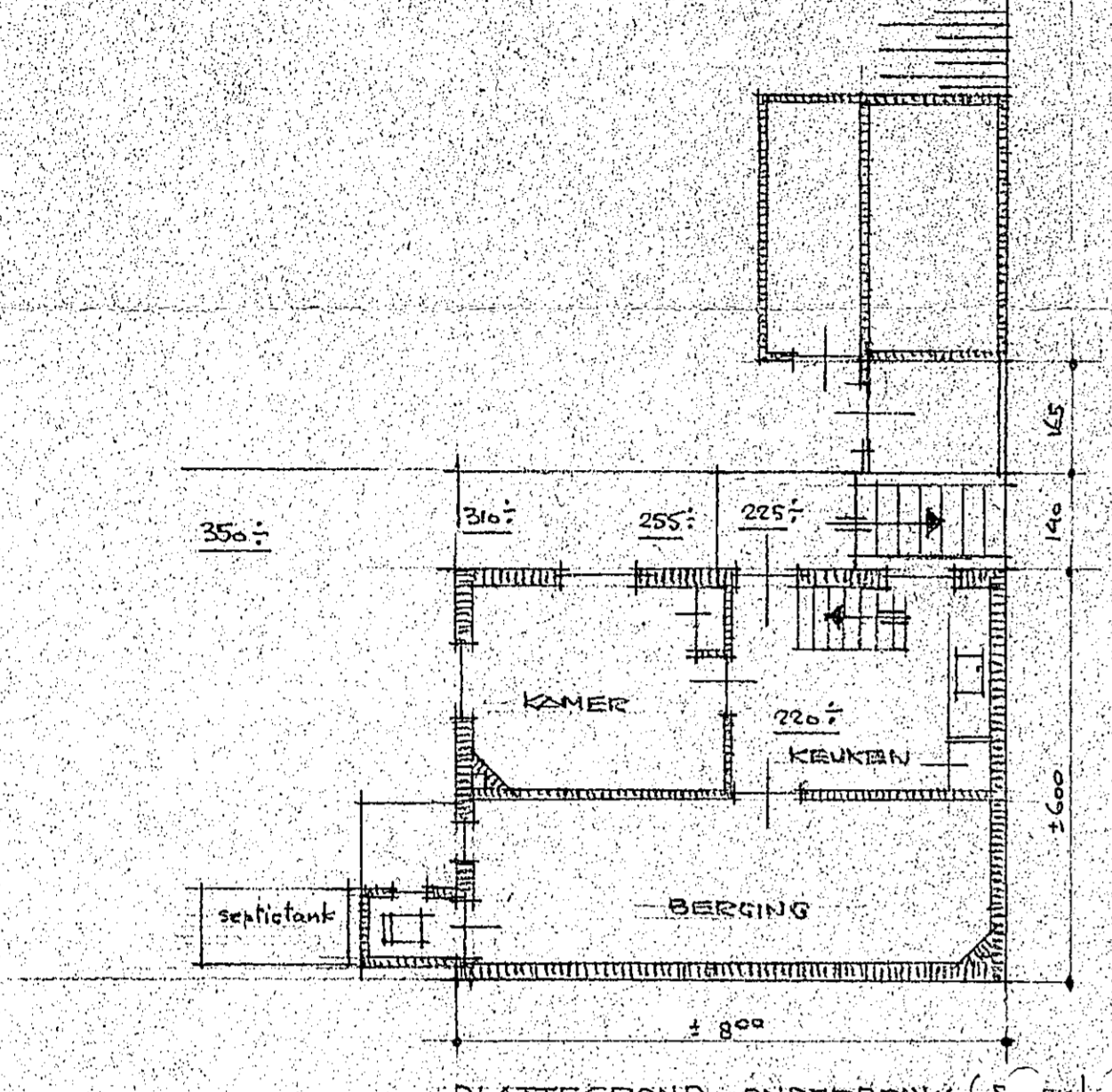
VOORGEVEL



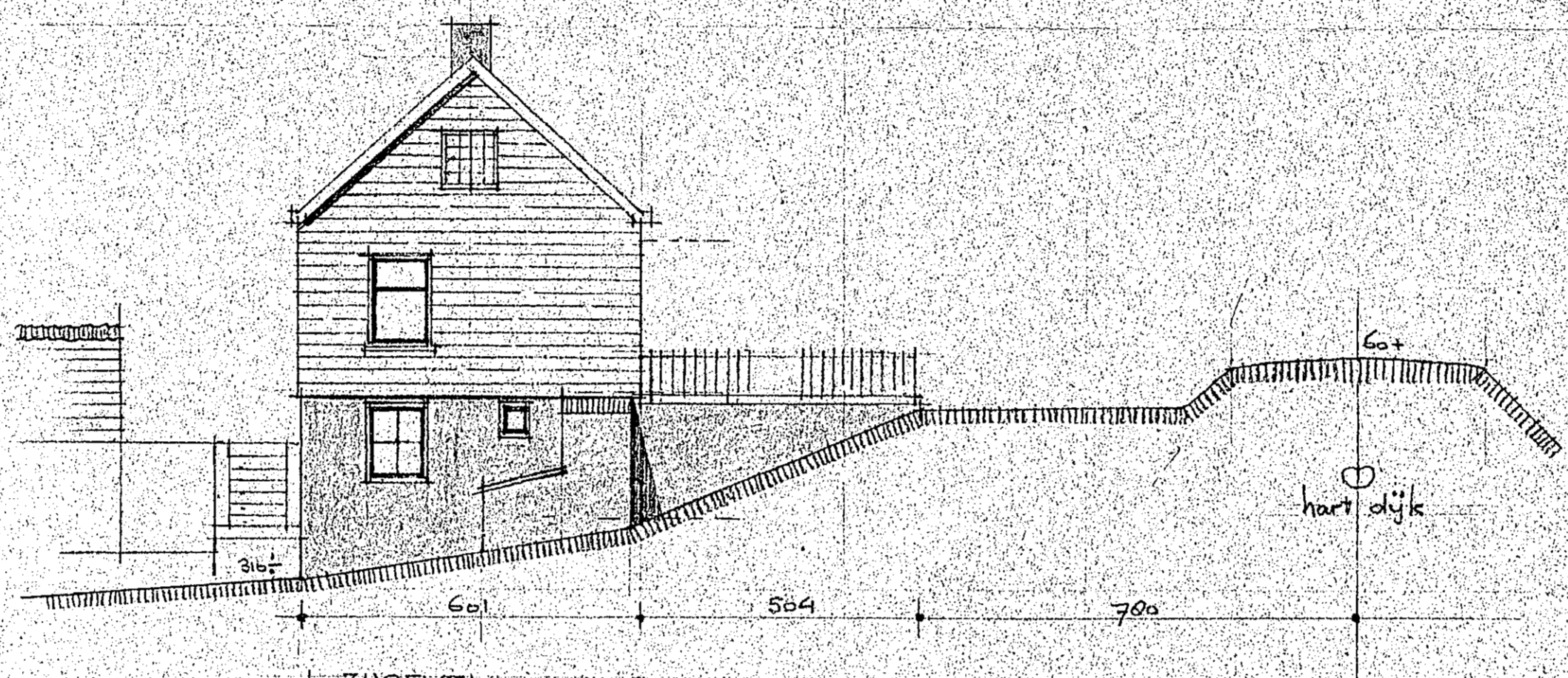
R. ZUGEVEL



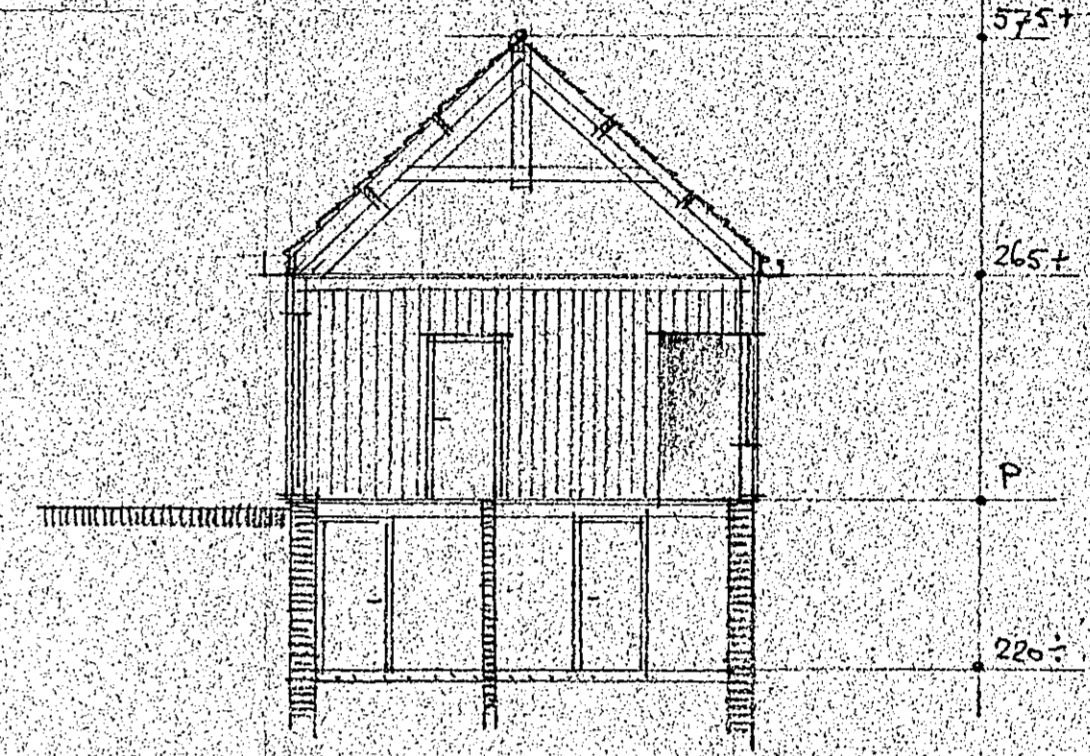
ACHTERGEVEL



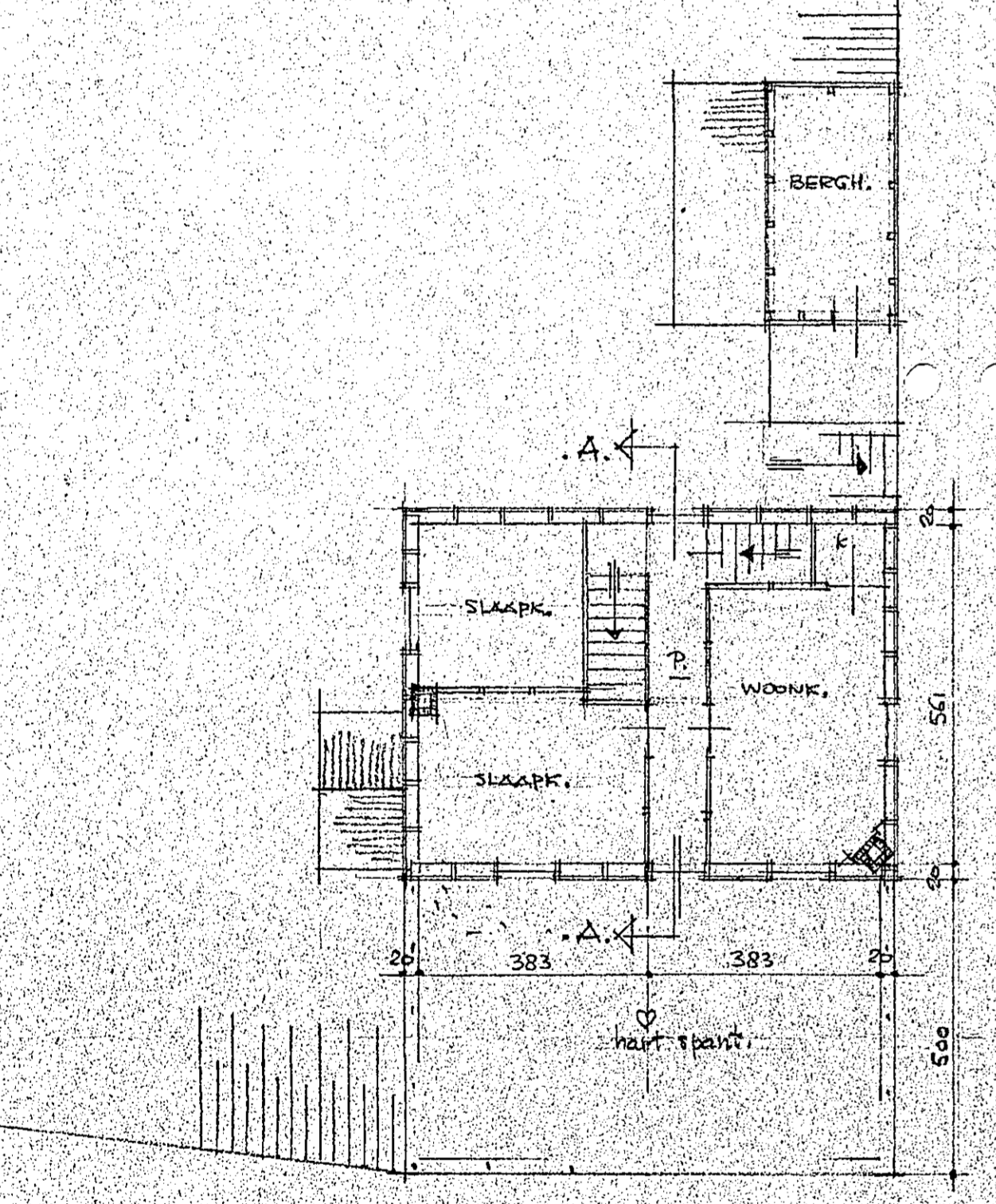
PLATTEGROND ONDERBOUW (s. en)



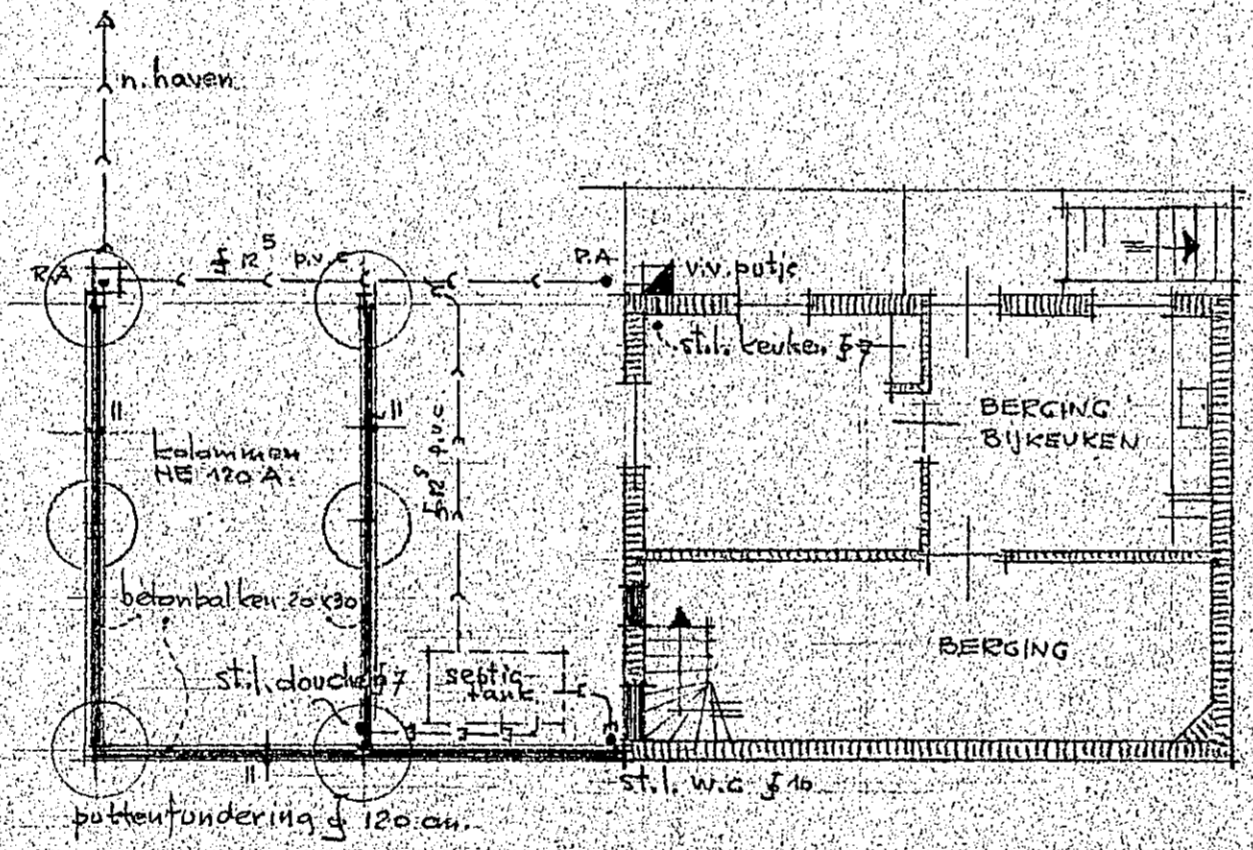
L. ZUGEVEL



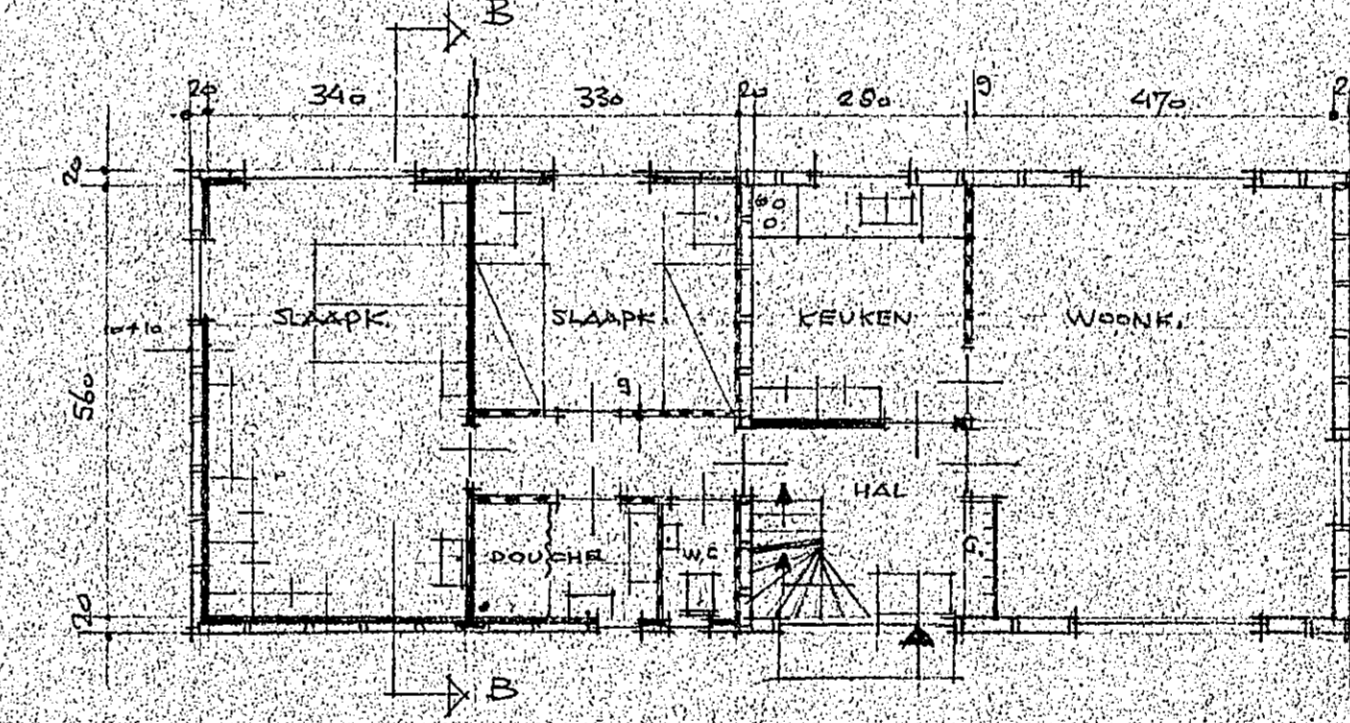
DOESN. A-A



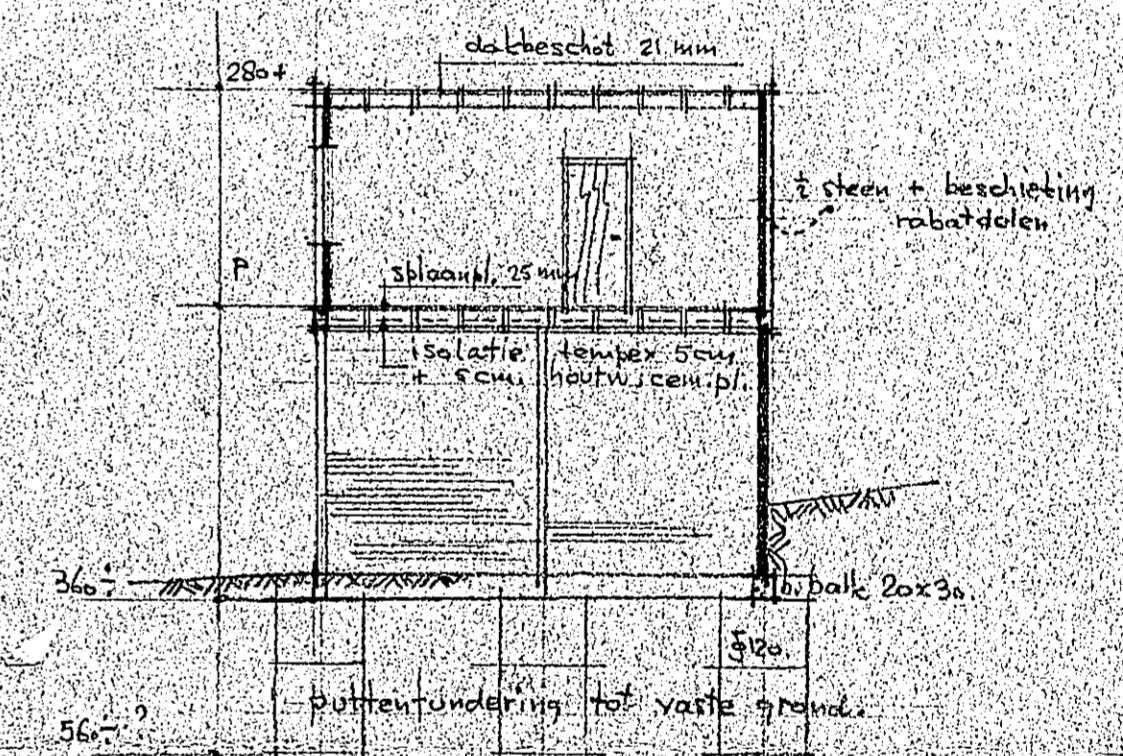
PLATTEGROND BEG. GROND (hout)



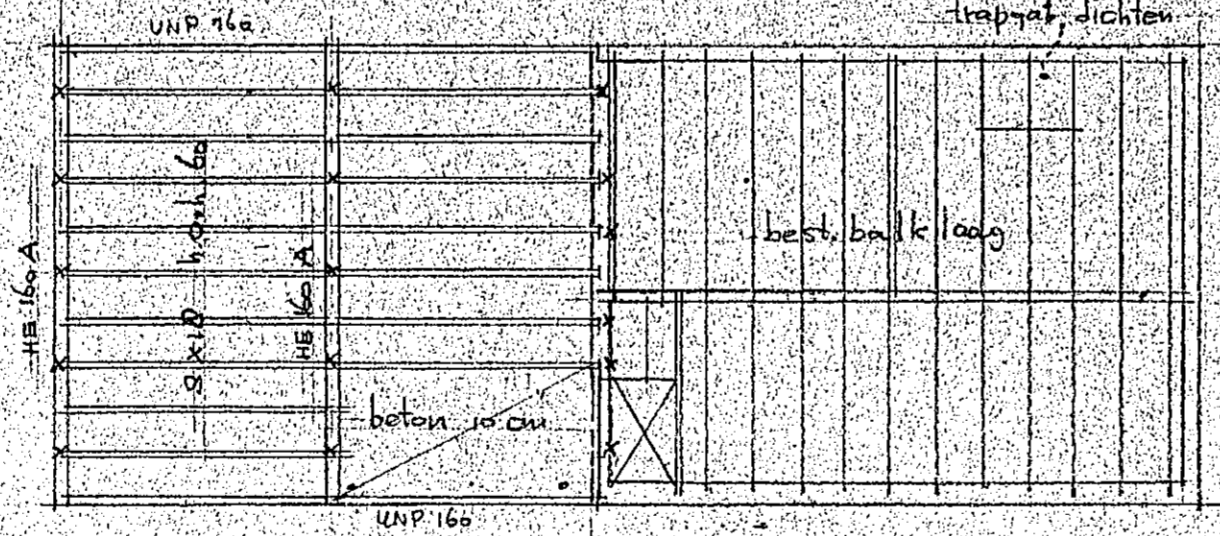
ONDERBOUW, FUNDERING, RIOLEERING NIEUW



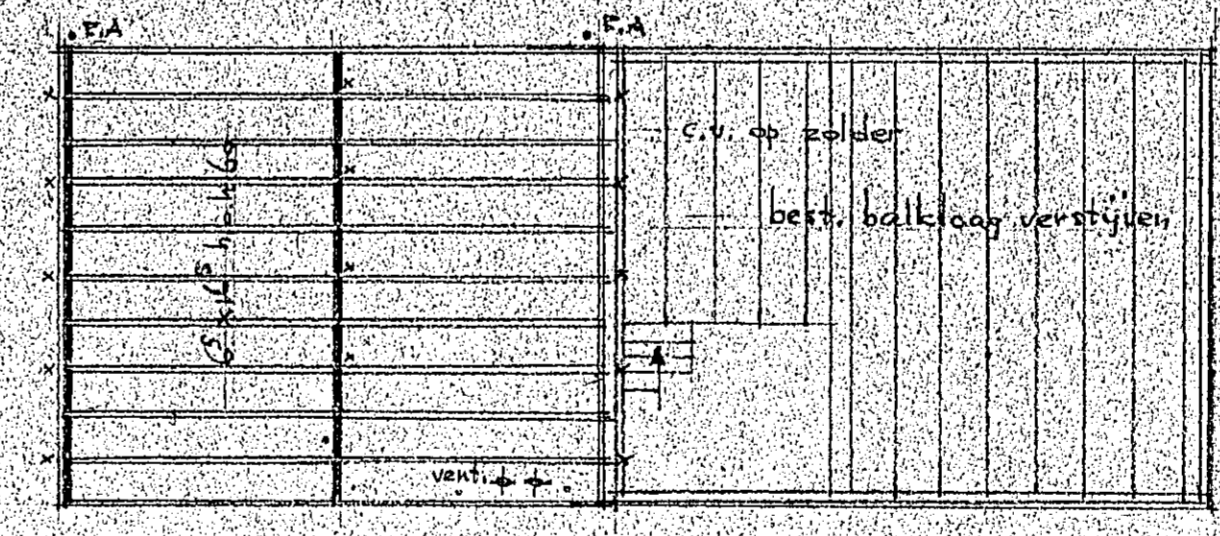
BEGANE GROND NIEUW



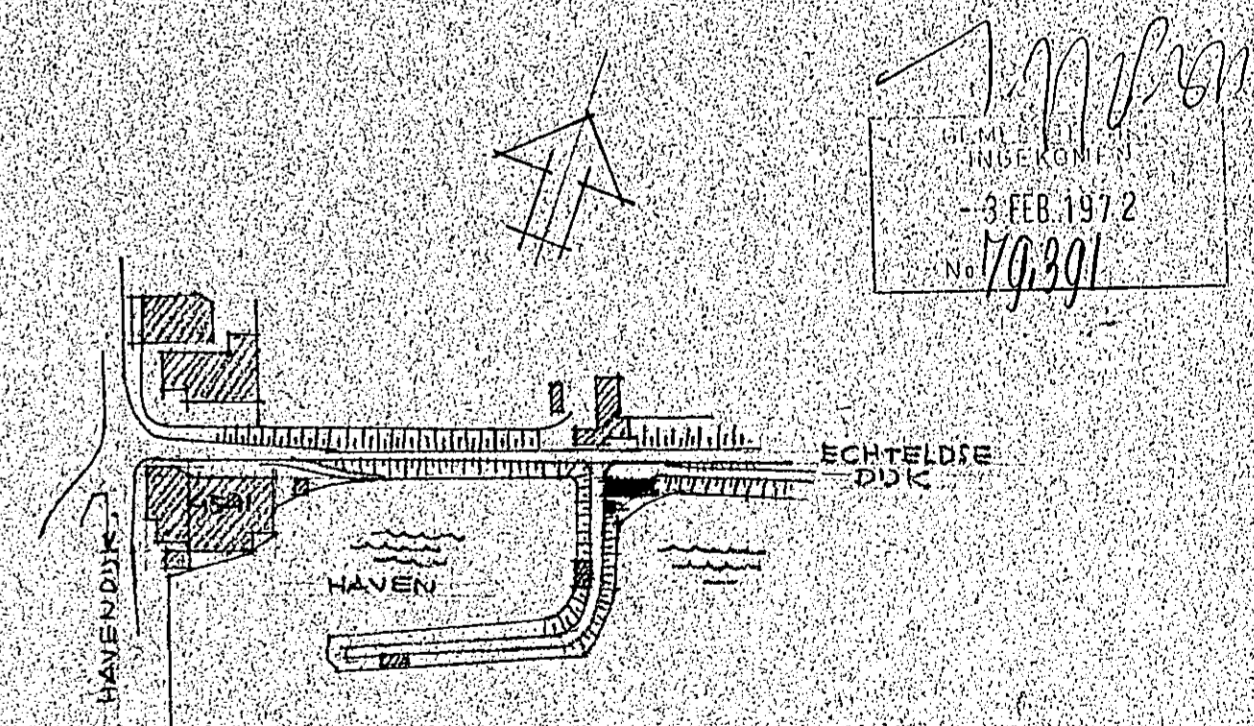
DOESN. B-B



BALKLAAG BEGANE GROND

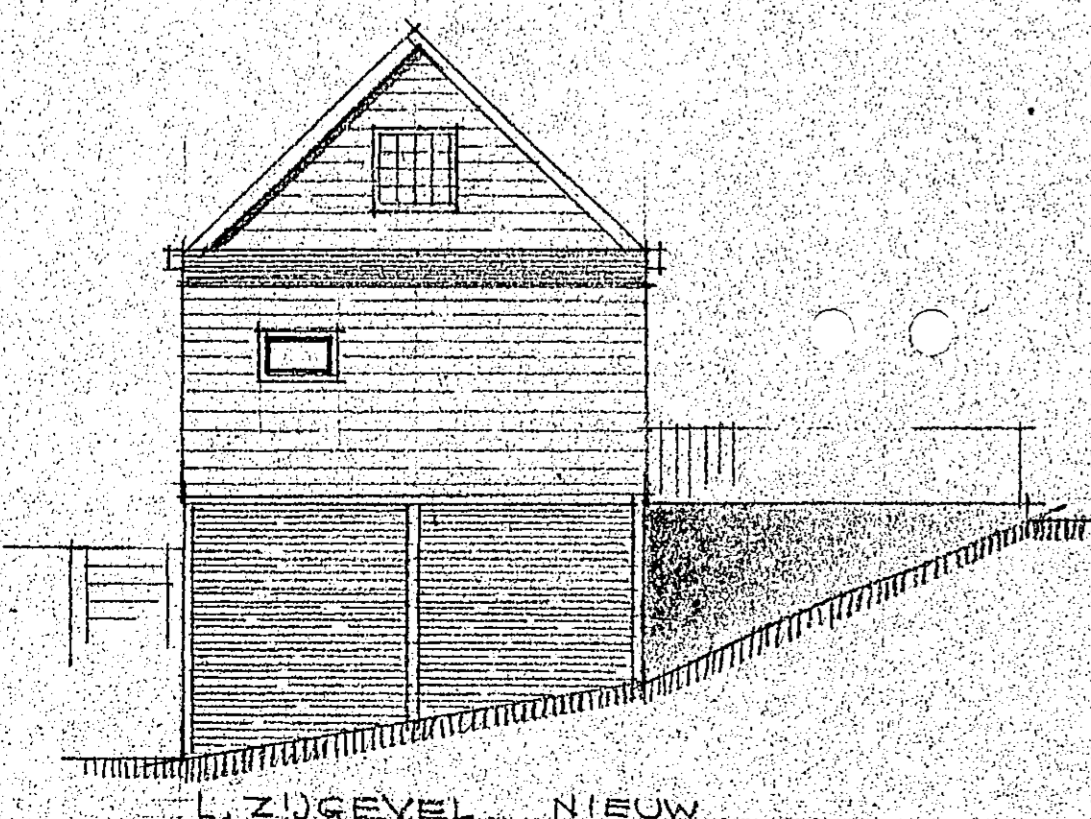


BALKLAAG VERDIEPING

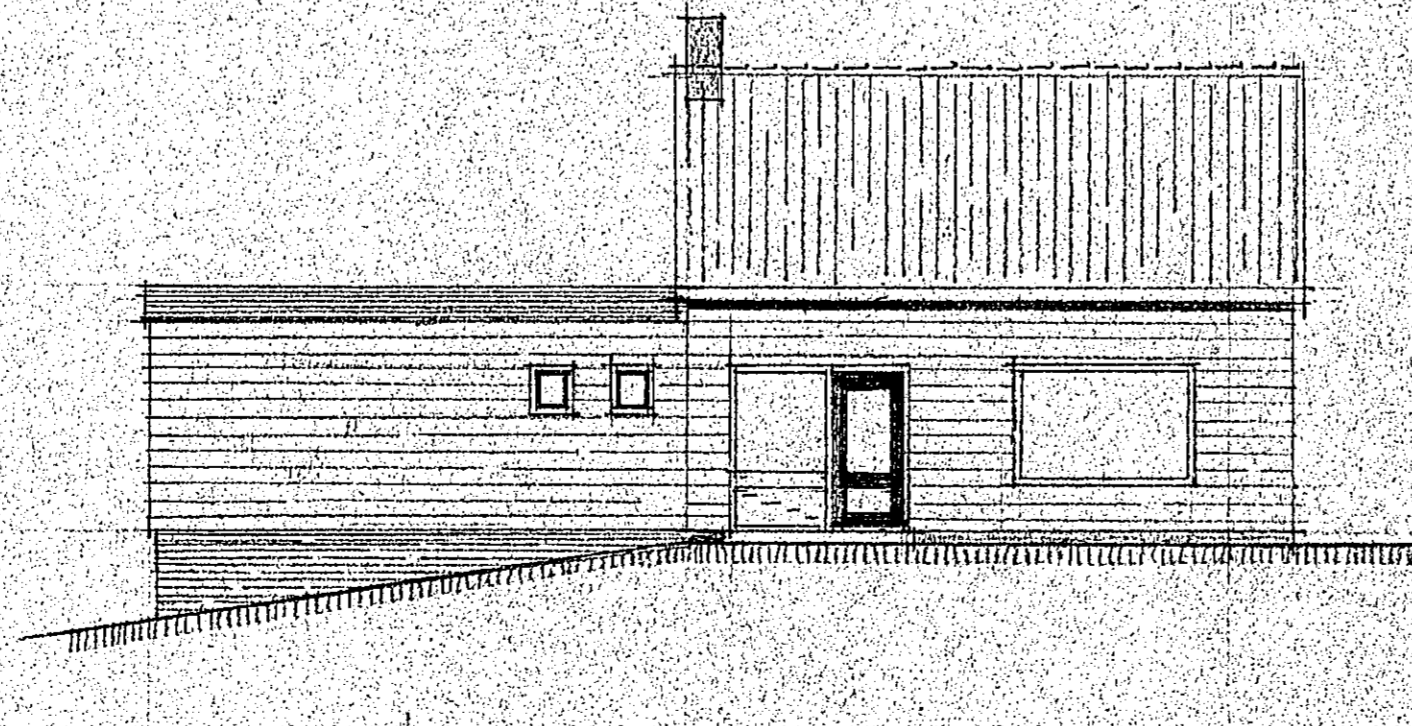


GEM. TIJL SECTIE C. No. 3386  
SITUATIE SCH. 1:2500

Gewest...  
van L...  
Tiel dd. 14...  
De Secretaris van Tiel.



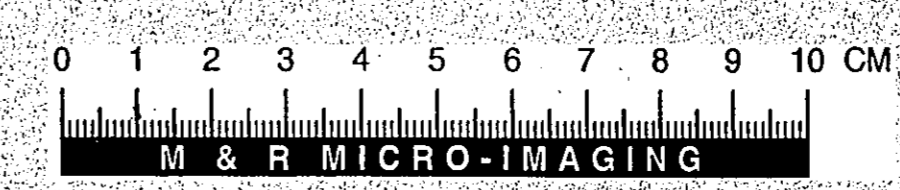
L. ZUGEVEL NIEUW



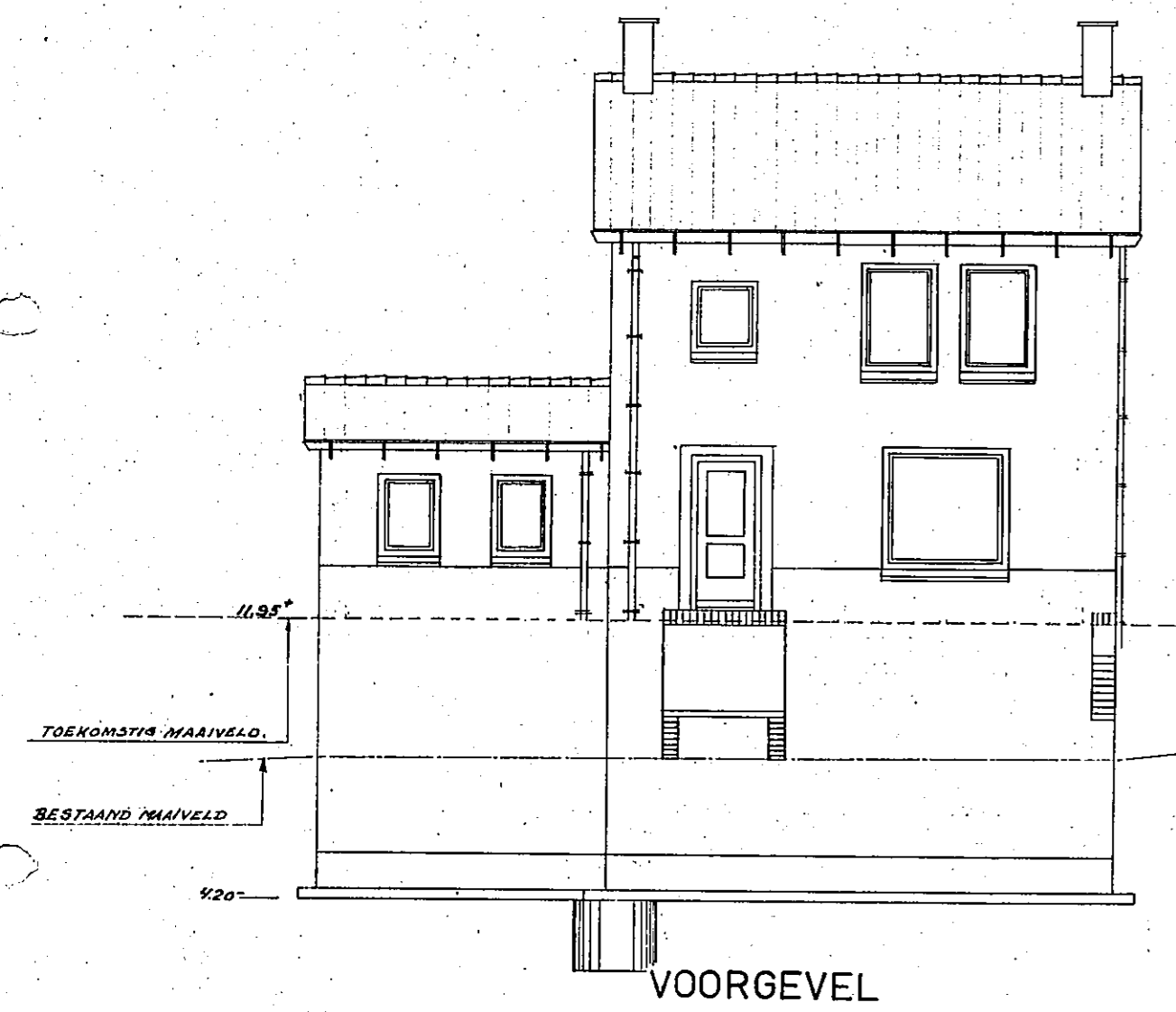
VOORGEVEL NIEUW



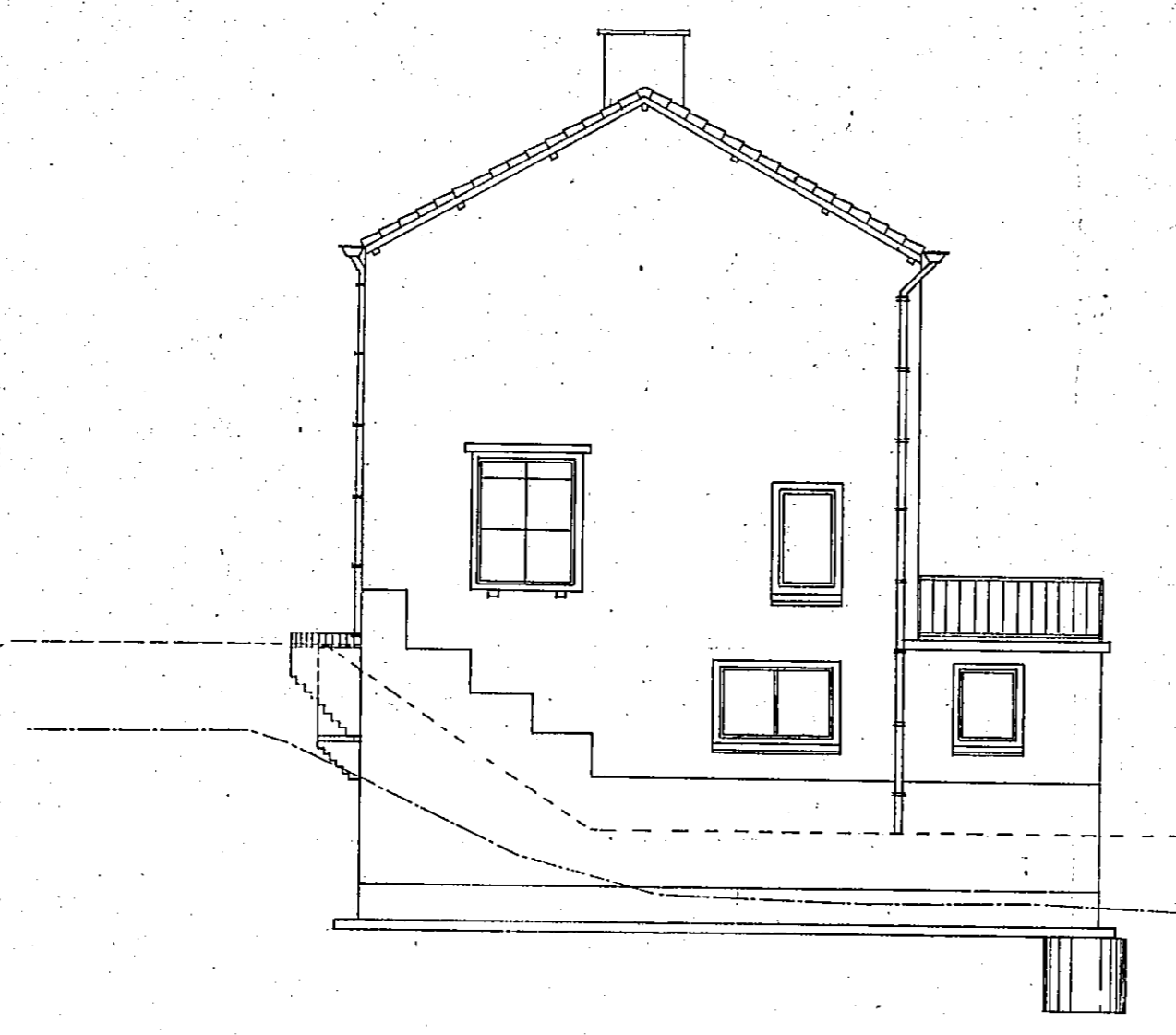
ACHTERGEVEL NIEUW



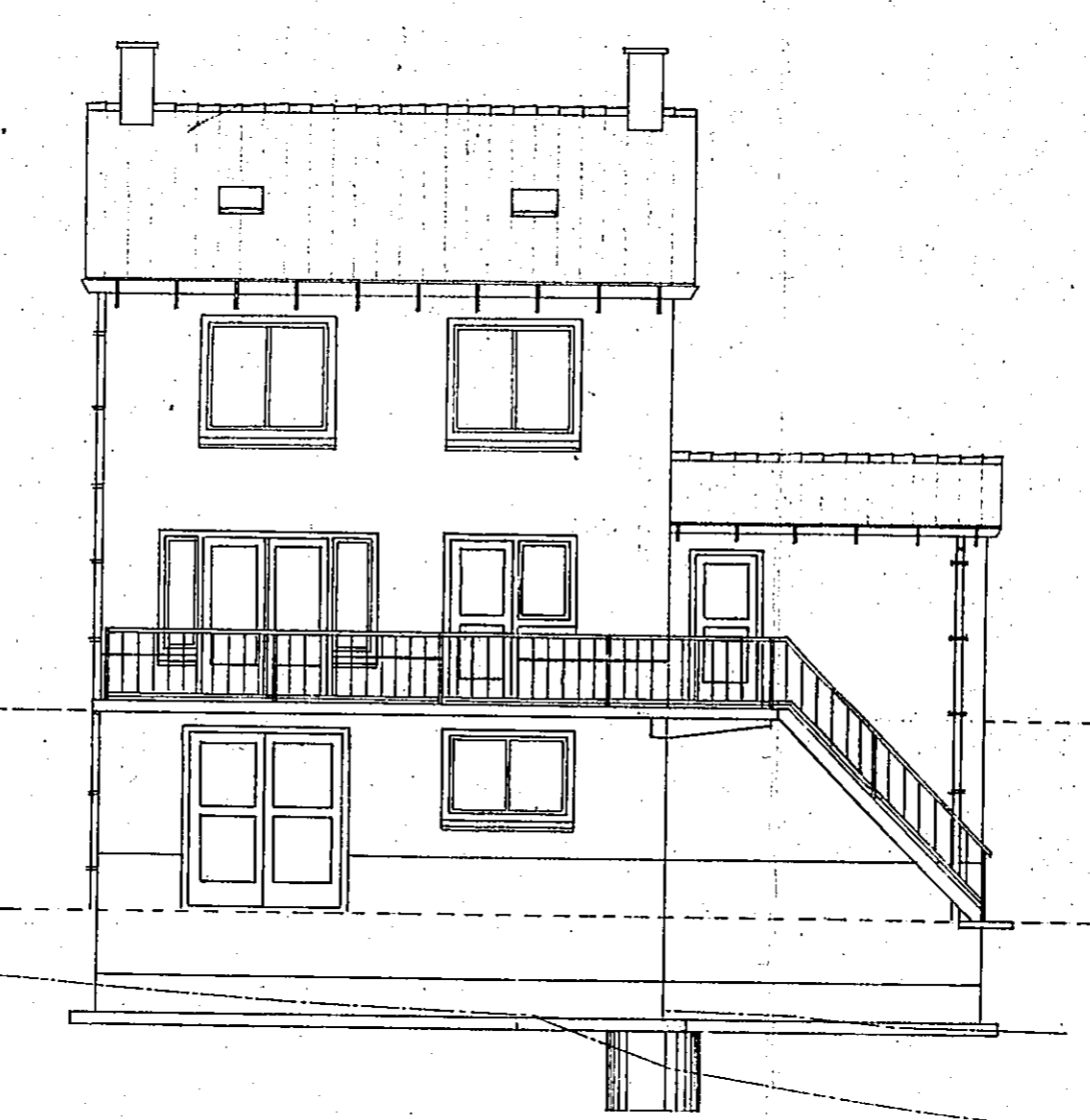
25x85	PLAN VERBOUW WONING ECHTELDESE DYK 12, TIJL V.D. HE. J. TOUWSLAGER, TIJL	
W12	GET. : E DAT. : 17-12-71	SCH. 1:100
	BESTEKTEKENING	BLAD
	SLIEPEN + V.D. BERTWEGH, TIJL	



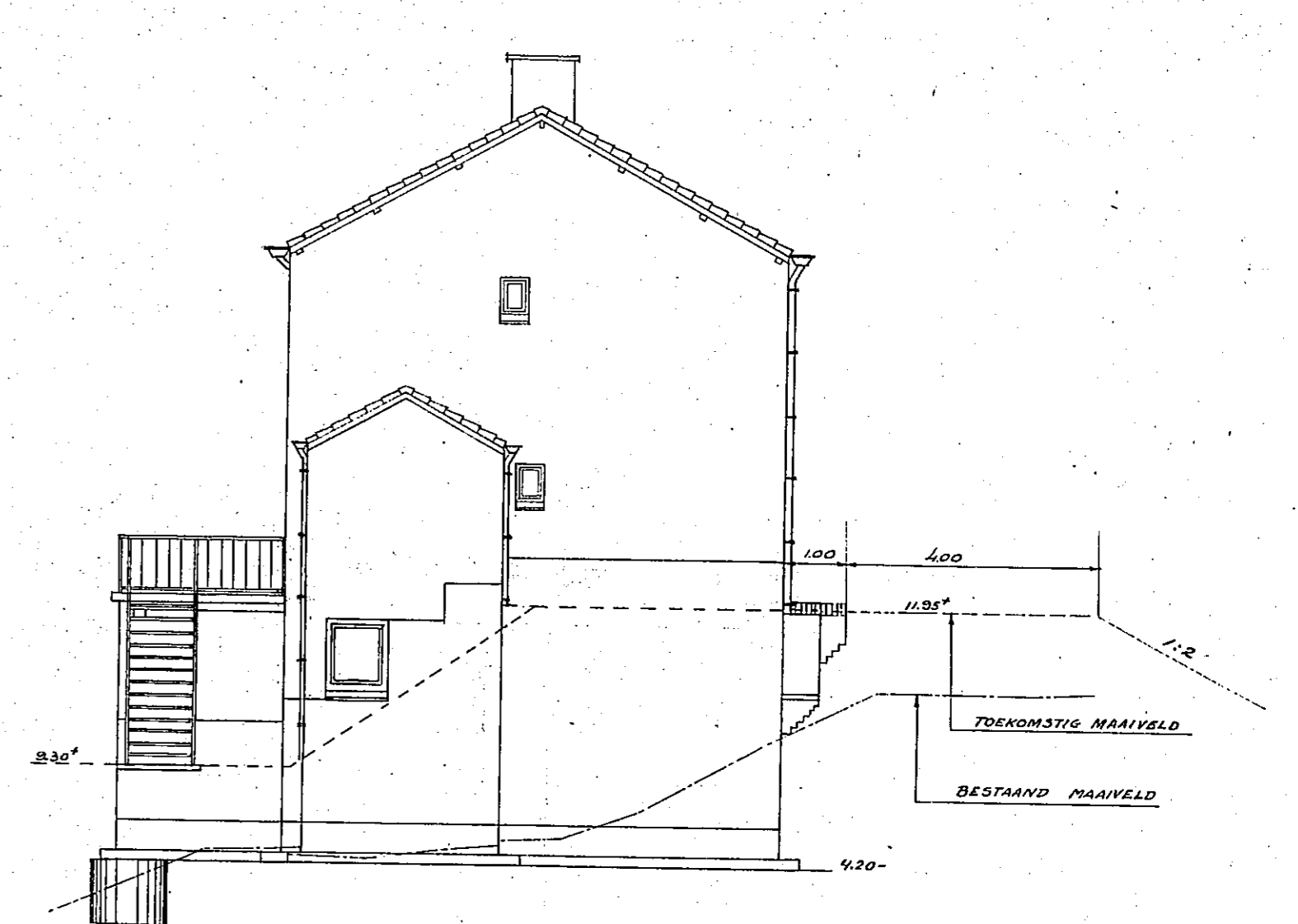
VOORGEVEL



RECHTERZIJGEVEL

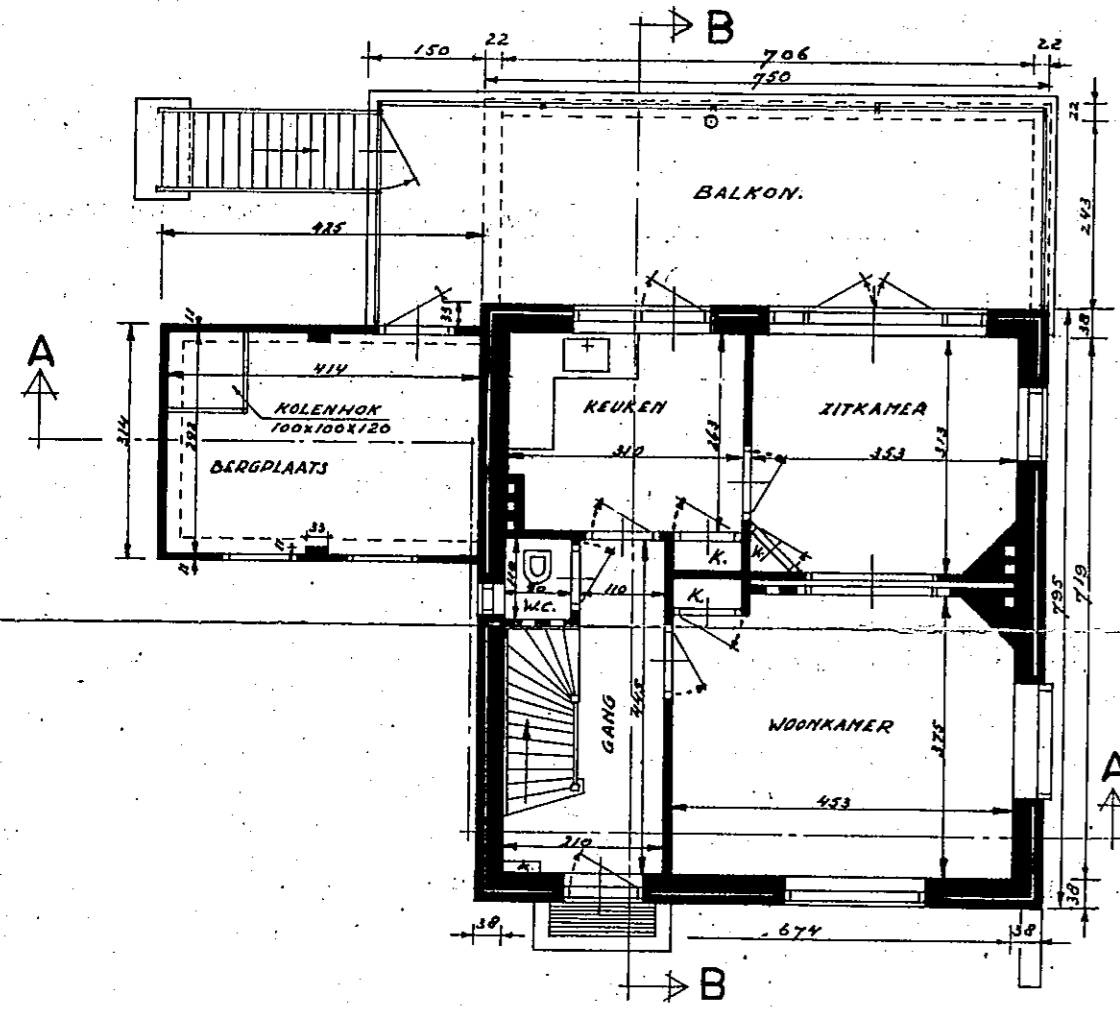


ACHTERGEVEL

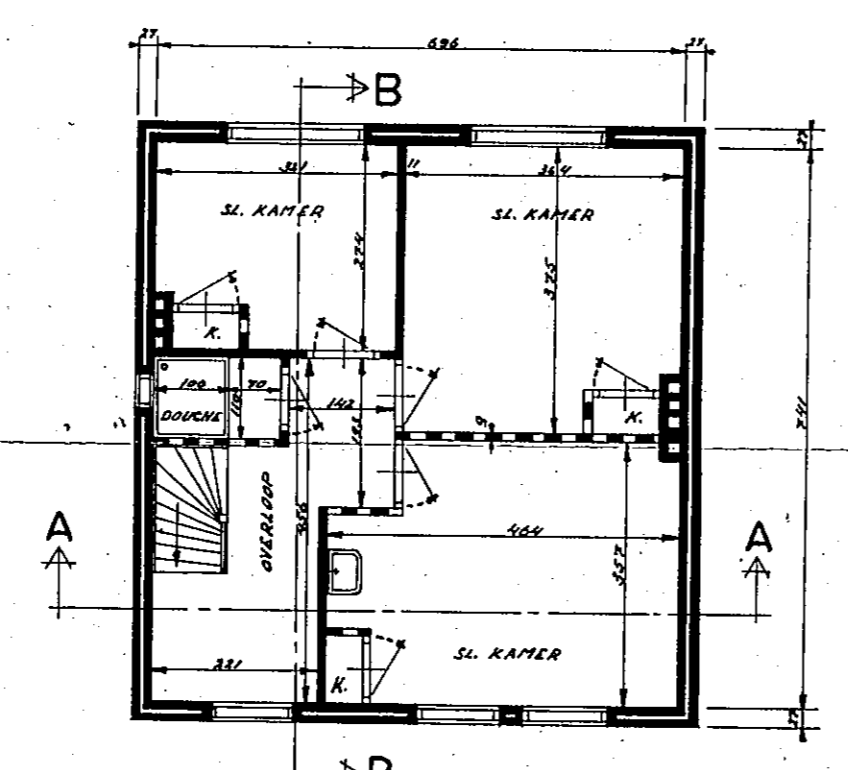


LINKERZIJGEVEL

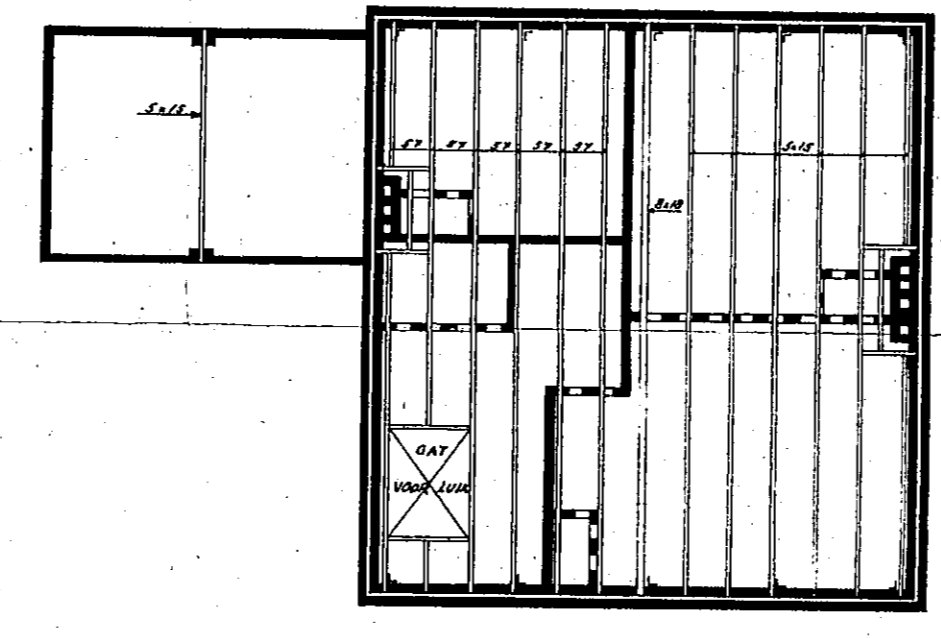
Tekeningen en berekeningen van gew. beton en ijzercon-structies alsmede het riool-plan voor buitenshuis zullen nader ter goedkeuring worden ingediend.



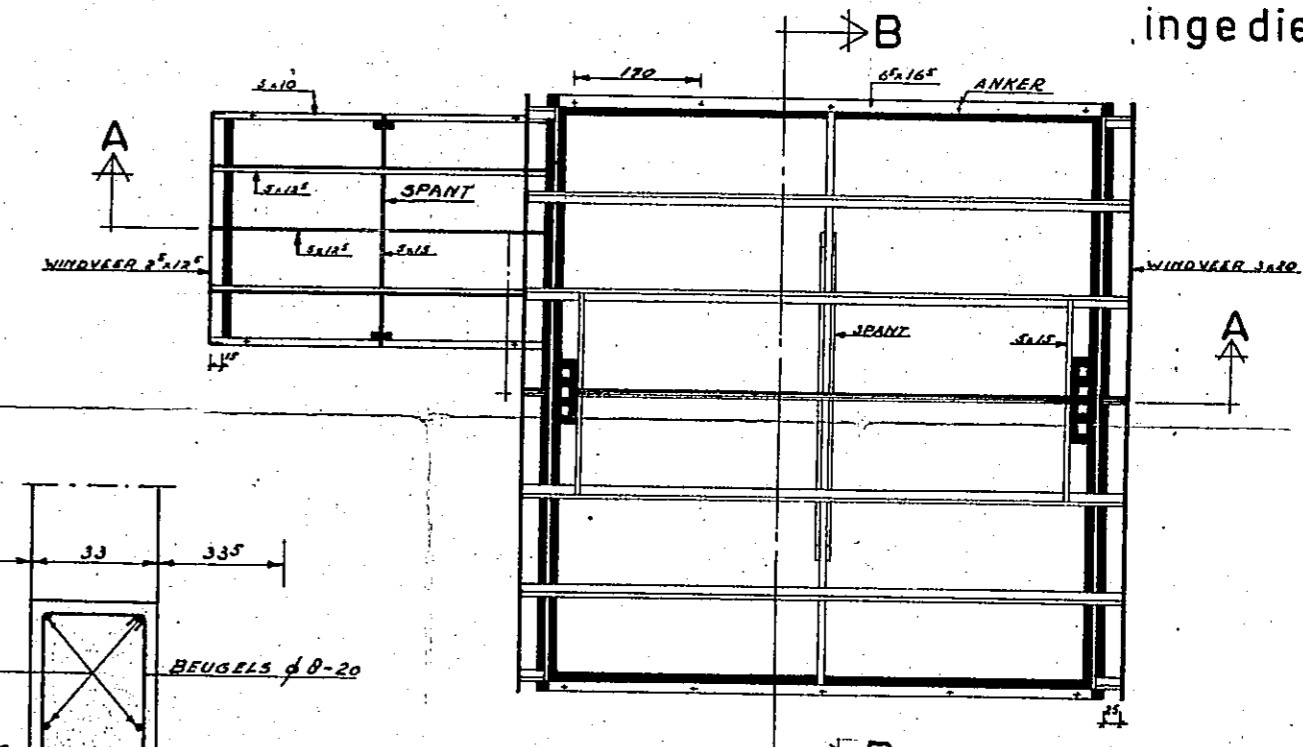
BEGANE GROND



VERDIEPING



BALKLAAG

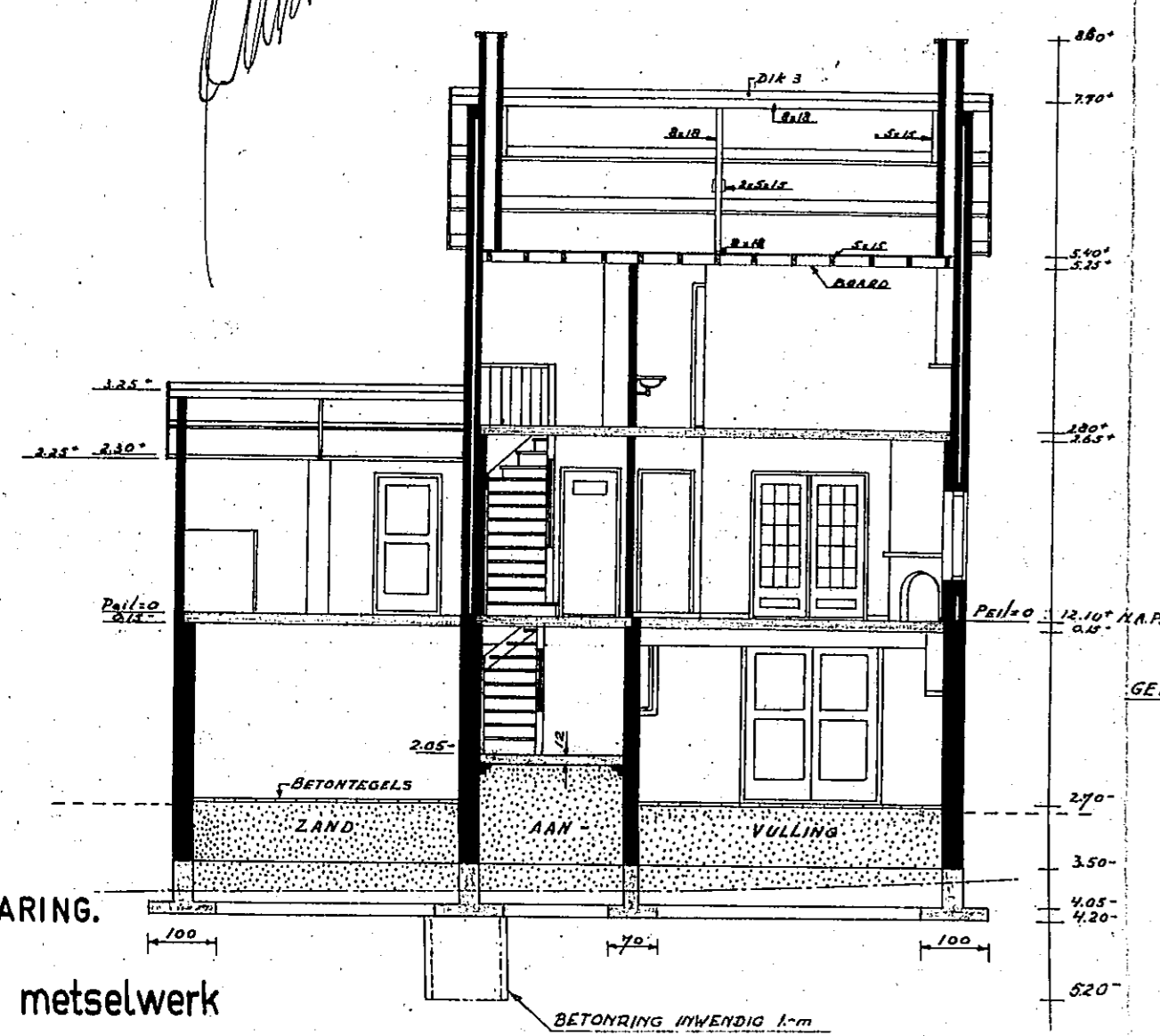


KAPPLAN

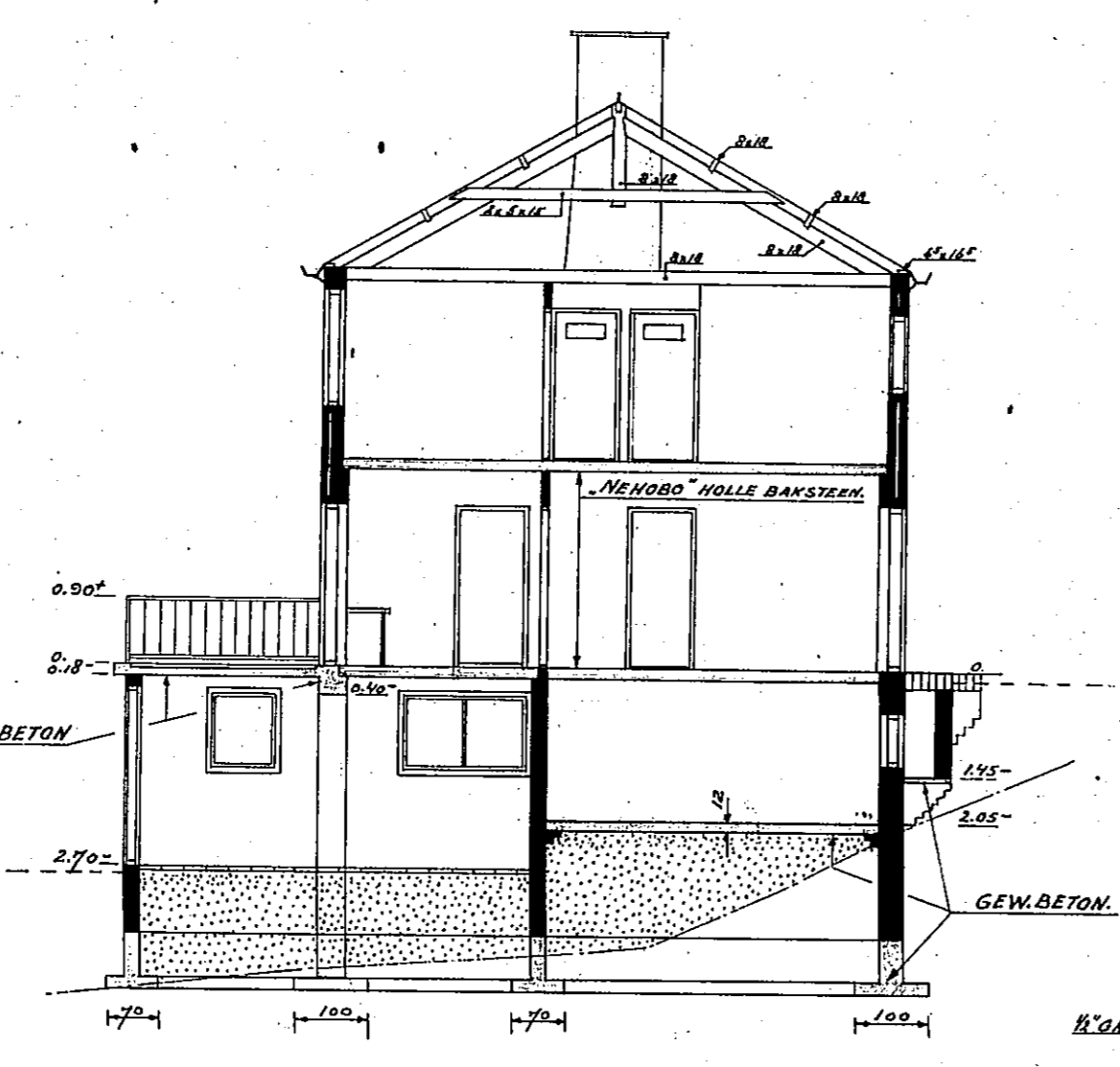
bij besluit van Burgemeester en Wethouders d.d. 12 feb. 1958 No. 16. De Secretaris.

BOUW- en WONDTOEGELAT INGEGENOMEN 16 JUNI 1958 No. 34

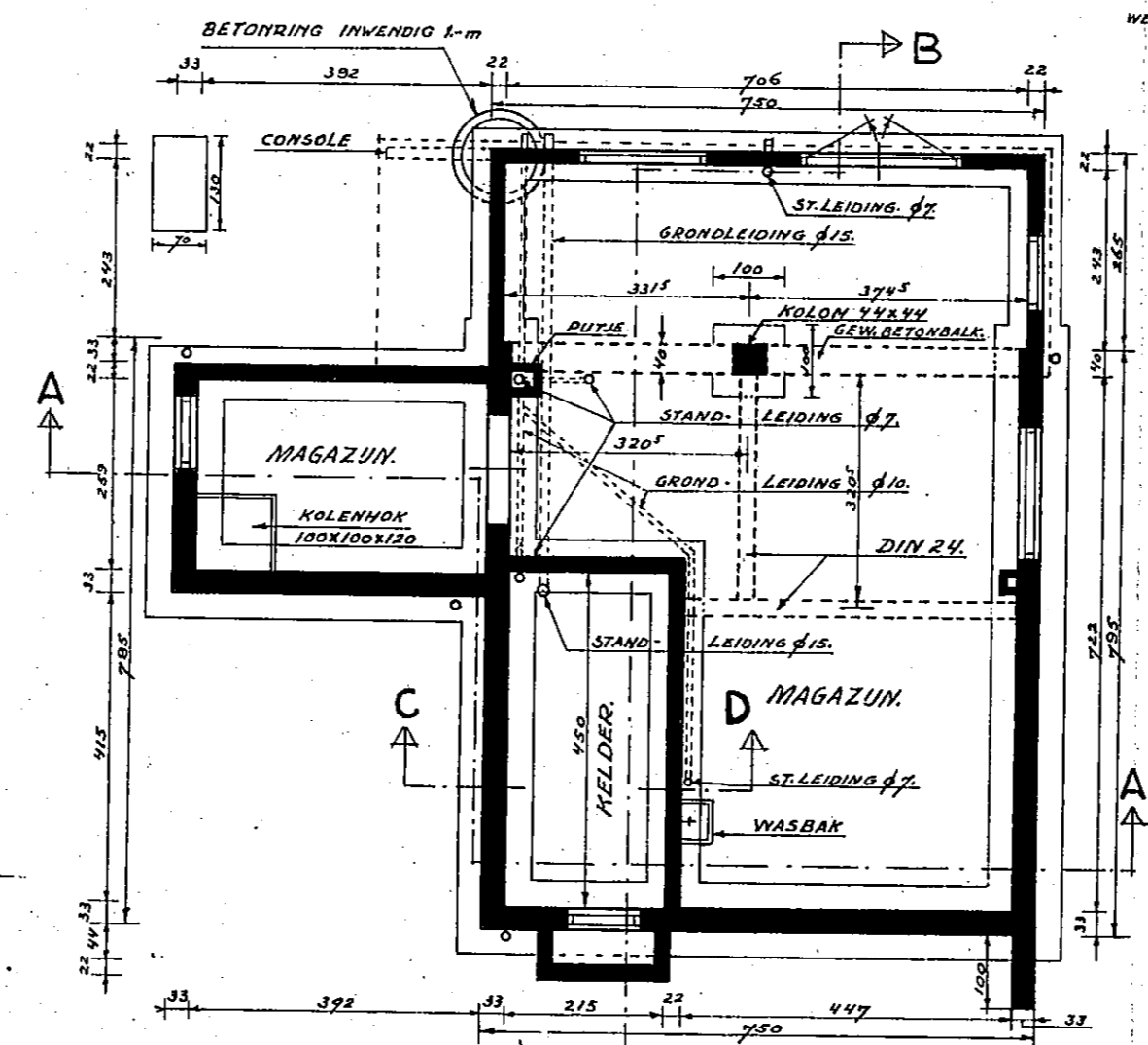
Vergadering B. en W. 2 JUNI 1958 Vluchthaven Tiel.



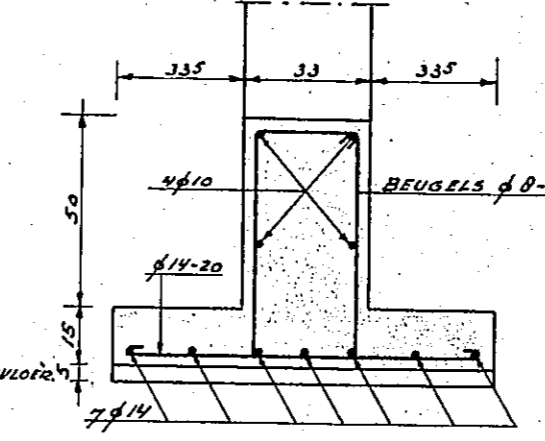
DOORSNEDE A - A



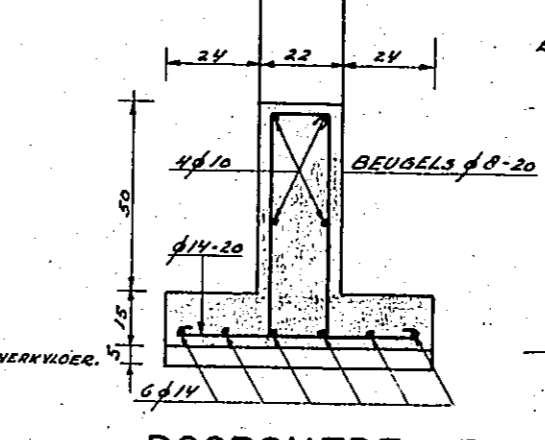
DOORSNEDE B - B



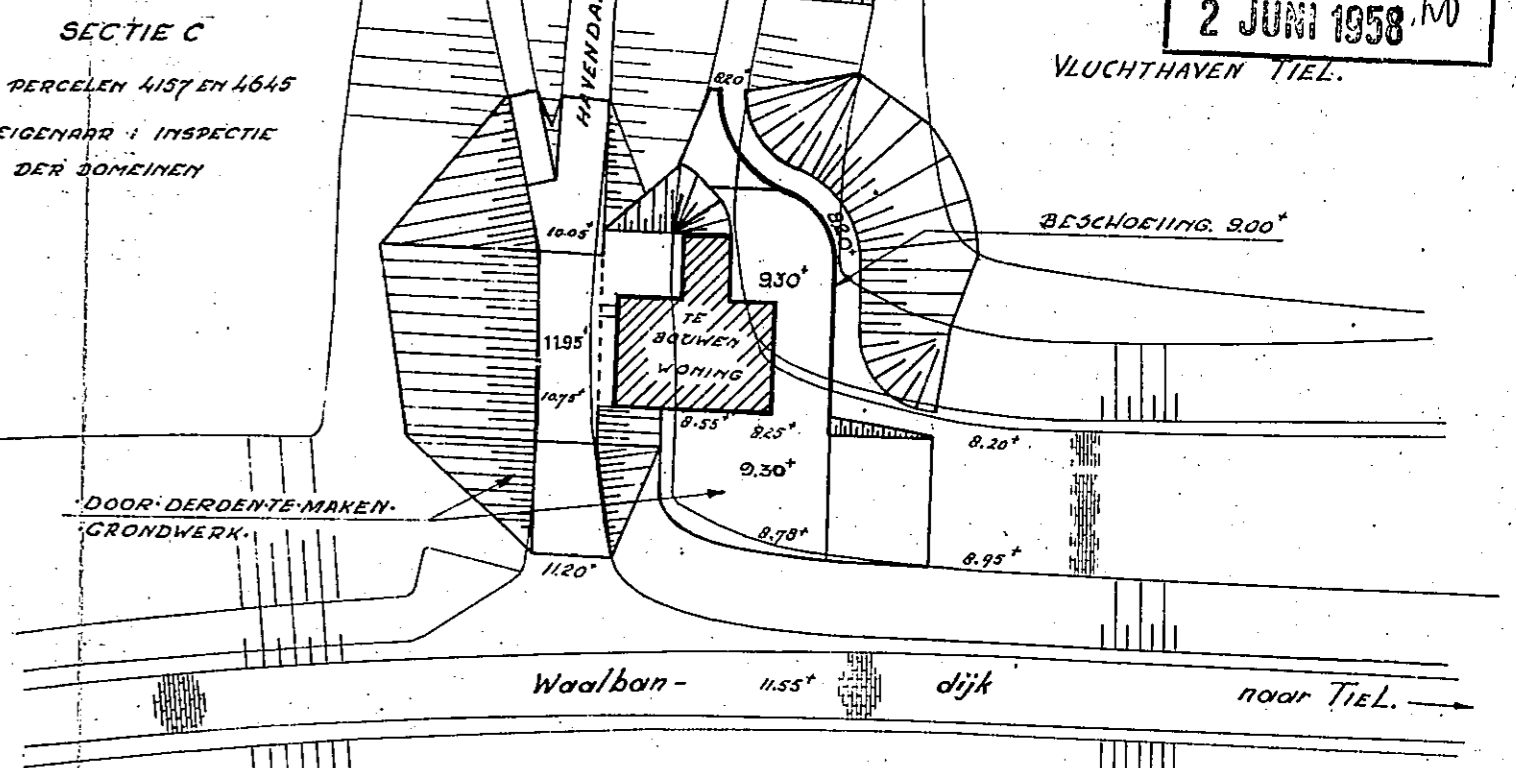
KELDER - MAGAZUNFUNDERING EN RIOLERING (met stand- en grondleidingen binnenshuis)



DOORSNEDE C (voor muren dik 33 cm.)

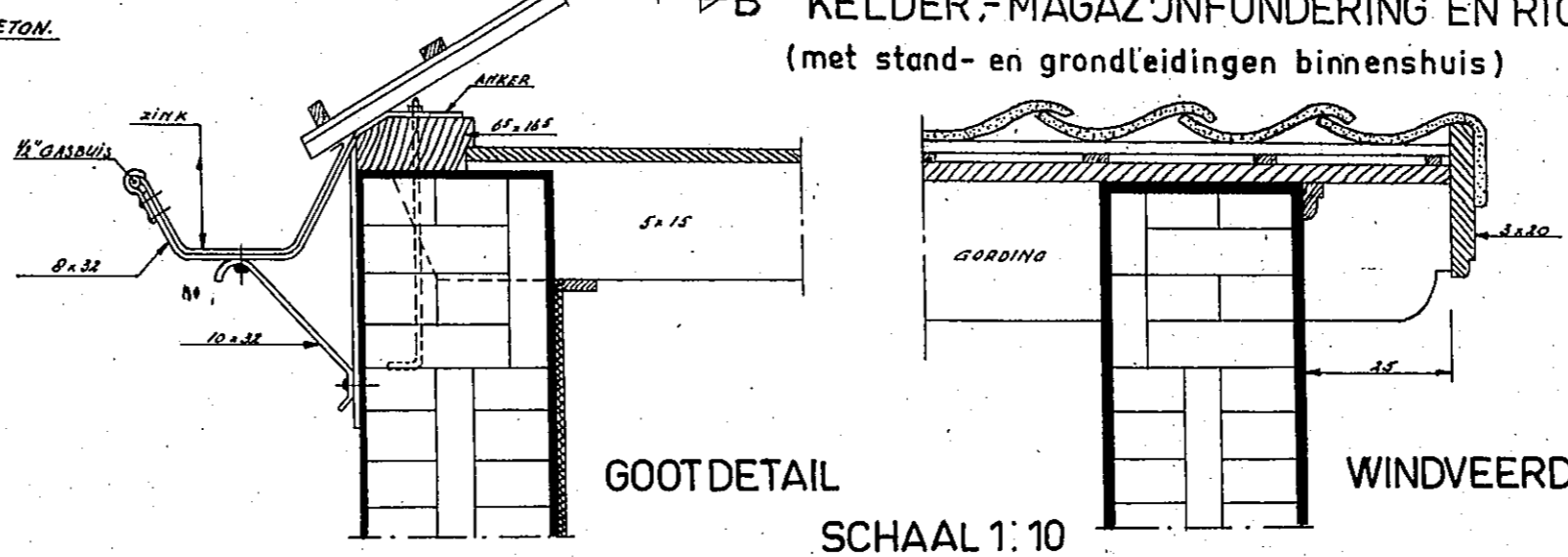


DOORSNEDE D (voor muren, dik 22 cm.) SCHAAL 1:20



SITUATIE SCHAAL 1:500

KLARING.  
 ■ metselwerk  
 ■ nehobo  
 ■ drijfsteen  
 ■ gewapend beton  
 maten in c.m.  
 houtmaten in c.m.  
 hoogtematen in meters t.o.v. peil



GOOTDETAIL SCHAAL 1:10

WINDVEERDETAIL

opg.	get.	geca	geco	gez.	acc.
d.d.	Jan 58	Jan 58		Apr 58	
par.	Jan 58	Jan 58		Apr 58	
gew.	10 Apr 58	20 Apr 58			

BEHOORT BIJ BRIEF Nr. 1003 VAN 3-5-58 V/O A.M.T. INGENIEUR IN HET ARRONDISSEMENT WAAL

BOUW VAN EEN DIENSTWONING IN 1 BLAD		OVEREENKOMST N° BOR
NABIJ DE VLUCHTHAVEN TE TIEL		De Aannemer: De Directie:
RIJKSWATERSTAAT DIRECTIE BOVENRIVIEREN ARRONDISSEMENT WAAL		SCHAAL 1:100 - 1:20 1:10 - 1:500
		58094



## C. Bepaling stijghoogte



## D. Benodigde drukcapaciteit

# Berekening benodigde drukcapaciteit damwand

bron: CUR166(2012), Damwandconstructies - 6e herziene druk, deel 2 paragraaf 5.3.7



Project Tiel  
 Opdrachtgever Waterschap Rivierenland  
 Projectnummer Iv-Infra INFR200121  
 Onderdeel Deeltraject 3 kistdam  
 Versie 1  
 Datum 18-12-2020

## Gegevens

Sondering DT213.+018\_DKMP\_BIK  
 Type damwand AZ26-700  
 Lengte damwand 11.5 m  
 Slotwrijving 20 kN/m  
 Reductiefactor slotwrijving 1.0  
 Puntoppervlak damwand (enkele plank) 121.9 cm<sup>2</sup>

Verfoppervlak damwand (enkele plank) 1.94 m<sup>2</sup>/m  
 Niveau heisleuf 11.0 m+NAP  
 Bovenkant damwand 11 m+NAP  
 Inheinveld damwand -0.5 m+NAP  
 verknedingsfactor 0.6

o.k. laag [m+NAP]	q <sub>zgem</sub> [MPa]	α <sub>w</sub> [%]	f <sub>plank</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	schachtwrijving [kN]	slotwrijving [kN]	wrijving cum. [kN]	puntweerstand [kN]	totaal [kN]
11.00	-	-	-	-	-	-	-	-
10.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	21.64	12.19	33.83
10.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	43.28	12.19	55.47
9.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	64.92	12.19	77.11
9.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	86.56	12.19	98.75
8.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	108.20	12.19	120.39
8.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	129.84	12.19	142.03
7.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	151.48	12.19	163.67
7.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	173.12	12.19	185.31
6.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	194.76	12.19	206.95
6.00	1.50	2.00	0.03	17.46	10.00	222.22	18.29	240.51
5.50	1.50	2.00	0.03	17.46	10.00	249.68	18.29	267.97
5.00	1.50	2.00	0.03	17.46	10.00	277.14	18.29	295.43
4.50	1.50	2.00	0.03	17.46	10.00	304.60	18.29	322.89
4.00	1.50	2.00	0.03	17.46	10.00	332.06	18.29	350.35
3.50	14.00	2.00	0.28	162.96	10.00	505.02	170.66	675.68
3.00	14.00	2.00	0.28	162.96	10.00	677.98	170.66	848.64
2.50	14.00	2.00	0.28	162.96	10.00	850.94	170.66	1021.60
2.00	18.00	2.00	0.36	209.52	10.00	1070.46	219.42	1289.88
1.50	18.00	2.00	0.36	209.52	10.00	1289.98	219.42	1509.40
1.00	18.00	1.00	0.18	104.76	10.00	1404.74	219.42	1624.16
0.50	18.00	1.00	0.18	104.76	10.00	1519.50	219.42	1738.92
0.00	18.00	1.00	0.18	104.76	10.00	1634.26	219.42	1853.68
-0.50	18.00	1.00	0.18	104.76	10.00	1749.02	219.42	1968.44

Benodigde drukcapaciteit 197 ton

## E. Rekenresultaten

Deze bijlage betreft het Plaxis 2D rekenmodel "INFR200121 B-008 201218 Dijkvak 3 kistdam\_rev1". Dit bestand is meegeleverd in de oplevermap.

**F.** Review revisie 0

<b>Project</b>	VKA Stad Tiel deeltraject 3
<b>Documenten</b>	INFR200121 B-008 201009 Dijkvak 3 kistdam_rev0.p2dx
<b>Datum levering</b>	9-10-2020
<b>Datum review</b>	15-10-2020

Input	Input beschrijving	Opmerking	Onderbouwing opmerking	Reactie Iv	Reactie WSRL
Geometry	Bron				
Y <sub>water</sub>	9,81 kN/m <sup>3</sup>				
Soil	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Materiaal set HS laag kar.</li> <li>- Materiaal set SSC (juiste POP waarden) laag kar.</li> <li>- Materiaal set SHASEP NGI ADP laag kar.</li> <li>- Indien onverankerd hoge stijfheid t.h.v. verkregen inklemming (HS)</li> </ul>				
Soil layers	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Scheiding drained undrained</li> <li>- Onderbouwing modelering</li> <li>- Detailniveau grondonderzoek bodemschematisering</li> <li>- Detailniveau grondonderzoek groutlichaam</li> </ul>				
Plate	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Type damwand:</li> <li>- Corrosie:</li> <li>- Openingspercentage:</li> <li>- EA en EI:</li> <li>- f;open en 0,9 x w in controle</li> <li>- prevent punching uit</li> </ul>				
Anchor	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Type Anker</li> <li>- Corrosie(bescherming):</li> <li>- h.o.h.:</li> <li>- EA:</li> </ul>				
Embedded beam row	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Type</li> <li>-Diameter groutlichaam</li> <li>-Lengte groutlichaam</li> </ul>				
Anchor_puntveer	<ul style="list-style-type: none"> <li>- EA</li> <li>- Lspacing</li> </ul>				
Mesh	Fine global mesh				
Coarseness Mesh grond t.h.v. maatgevend glijvlak	0.25				
Coarseness Mesh constructieve elementen	0.125				

Flow conditions	- Situatie dagelijkse omstandigheden - Effect installatie damwand waterspanningen - Situatie WBN - Verloop waterspanningen overleg aanwezige lagen				
Vergelijking D-stability uitgevoerd	Aanwezig of niet				





<b>Project</b>	VKA Stad Tiel deeltraject 3
<b>Documenten</b>	INFR200121 B-008 201009 Dijkvak 3 kistdam_rev0.p2dx
<b>Datum levering</b>	9-10-2020
<b>Datum review</b>	15-10-2020

Naam	Omschrijving	Waarde	Eis	Beoordeling	Onderbouwing	Reactie	Reactie
GEO-1	Geotechnische stabiliteit		1.1				
GEO-2	Snijden		n.v.t.				
STR-1	Moment+Normaalkracht		UC<1,00				
STR-1	Dwarskracht		UC<1,00				
STR-1	Knik		UC<1,00				
STR-2	Sterkte ankerstang		UC<1,00				
STR-2	Sterkte gording		UC<1,00				
SSI-1	Verticaal evenwicht		UC<1,00				
SSI-2	Overschreiden houdkracht		UC<1,00				
Vervorming	$u_{vert;kruin;SLS}$		-0.1				
Vervorming	$u_{hor;BIT-BUT;SLS}$		0.1				
Vervorming	$u_{hor;SLS}$		-0.1				

Project	VKA Stad Tiel deeltraject 3
Documenten	INFR200121 B-008 201009 Dijkvak 3 kistdam_rev0.p2dx
Datum levering	9-10-2020
Datum review	15-10-2020

Nr.	Verwijzing	Tekstdeel / passage	Opmerking OG	Reactie ON op opmerkingen OG	Reactie OG
1	2.1		Bullit t.a.v. erosiescherm/funcitiescheidend scherm in de binnenteen voor de appartementen lijkt te ontbreken	Is toegevoegd.	
2	figuur 2-3		Afbeelding aanpassen dit scheidt onnodige verwarring graag juiste versie opvragen bij HNS	Is toegevoegd.	
3	figuur 2-5		graag duiden symbolen	Is toegevoegd.	
4	2.4.1		Opnemen in risicoreservering/kosten dat er mogelijk langer planken en ankers nodig zijn	Is toegevoegd.	
5	tabel 2-1		Tabel strook niet helemaal met tekst van 2.4.1. omdat hier wordt aangegeven van -4,0m NAP voor niveau zand representatief is.	Tekst in paragraaf 2.4.1 is aangepast.	
6	2.5.1.		Opnemen waarden HBN 2075/2125 t.b.v. kopniveau damwand kistdam buitenzijde	Is toegevoegd.	
7	figuur 2-6		1 De waterspanningen zijn nu zo gemodelleerd dat er geen effect van de wanden van de kistdam op het verloop van PL1 is. Dat kan in de praktijk alleen als er rekening wordt gehouden met openingen. Is dit nu al verdiscoteerd in de wand (EA etc.?) 2 De waarde voor de stijghoogte lijkt erg hoog is deze correct weergegeven bepaald?	1. De invloed van de gaten op de stijfheid en sterkte van de wand wordt in het DO onderzocht. 2. Rekensheet voor stijghoogte is in de bijlage opgenomen.	
8	Figuur 2-9		Er kan worden gekozen om de ligging van het maatgevende restprofiel scherper te definiëren omdat het hele holocoon op S'10,7 wellicht wat zwaar is t.h.v. de onderzijde damwand BIK. Kans DO	Wordt toegevoegd in het DO, aanvullend geldt dat de nieuwe kennisdocumenten POVM wellicht nog kunnen leiden tot optimalisatie.	
9	figuur 2-10		Het lijkt in het geval van overslag niet geheel realistisch dat het waterniveau op maaiveld ligt t.h.v. de ondergrondingskuil. (in plaxis uitvoer lijkt dit ook anders)	Mogelijke optimalisatie voor in het DO. Zoals aangegeven in de mail (19-10) gaan we uit van freatische lijn gelijk aan niveau van de erosiekuil of het restprofiel.	
10	2.8		Is nog verkend of rekenen zonder design approach maatgevender voor grondlagen die zich binnen de kistdam bevinden?	Nee, deze controle voeren we uit in het DO.	
11	tabel 2-2		Nader onderbouwen waarom niet vanaf fase 4a de switch wordt gemaakt naar Val WBN	Is toegevoegd.	
12	Tabel 3-1		Staal kwaliteit nu laag ingestoken wellicht verstandig deze hoger te kiezen omdat effecten op kosten beperkt zijn en mogelijkheden tot optimalisatie biedt in DO	Mogelijke optimalisatie voor in het DO.	
13	3.2.		Aangeven hoe om is gegaan met effecten van fluideren op het ontwerp op basis van Trillingspredicties, zie overleg Herm-Jan, Koen van Gerven en Jordy Kames.	De invloed wordt bepaald in het DO. Voor nu is een risicoreservering voorgesteld waarin zwaardere en langere planken opgenomen zijn.	
14	3.2		Als wordt uitgegaan van dubbelzijdige corrosie bescherming is verbuisd boren dan geen logischere optie i.v.m. afgroten?	Besproken in overleg, we passen geen dubbelzijdige corrosiebescherming toe. I.p.v. daarvan gaan we uit van massieve ankerstaaf met 6 mm materiaalafname op de straal.	
15	4.1 punt 8		Als de weg wordt ontgraven kan een zandvulling worden aangebracht t.h.v. de ankers dit heeft gunstige gevolgen voor het effect van zakkende grond op ankers o.b.v. de CUR 166 methode. Mogelijke is een massief staaf anker met staal/corrosie toeslag dan voordeliger?	Mogelijke optimalisatie voor in het DO.	
16			Willen we hier nog ervaringen vanuit de Waalkade meenemen t.a.v. trillingen? navragen bij @Koen van Gerven	Goed punt. Opgemerkt wordt dat we uitvoorzorg in het ontwerp al rekening gehouden hebben met drukkend installeren.	
17	Figuur 5-1		Het lijkt dat er een waterbelasting tegen de passieve zijde t.h.v. de damwand BIK aanwezig is + t.h.v. maaiveld. Klopt deze modelering?	Goed punt. Zie toelichting in mail 19-10, dit is gecorrigeerd in definitieve rapportage.	
18	Algemeen		factor effect zakkende grond voor horizontaal anker is 1,4 i.p.v. 1,25	Klopt, aandachtspunt voor het DO.	
19	5.2.5		indien fluideren benodigd is kan dit mogelijk nog een negatief effect hebben op de benodigde inheidsdiepte	Klopt, aandachtspunt voor het DO.	
20	5.2.6.		Is het nog verstandig om een omgekeerde controle te doen met kar. waarden in de kistdam en rekenwaarden daarbuiten?	Klopt, aandachtspunt voor het DO.	

21	Algemeen		N.a.v. de review van dijkvak 5a is aangegeven dat de controle van de krachten o.b.v. PPL vs CUR 166 zou worden nagelopen . Onduidelijk is of dit ook al voor dijk vak 3 is gedaan omdat de rekensheet voor de krachten nog hetzelfde eruit zien qua uitvoer	Besproken in overleg. Voor damwanden toetsen we conform de eurocode. Voor verankering (sterkte en houdkracht) volgen we de CUR166. Zoals aangegeven is het verschil tussen CUR166 en PPL 0,03 in factoren. Aangezien we de unity checks niet volledig uitnutten is procedure CUR166 akkoord.	
22	Algemeen		Voor de kistdam is nu nog geen rekeningen gehouden met zakkegrond op ankers. Ondanks dat het effect waarschijnlijk beperkt is voor Tiel dit wel beschouwen of kwantificeren d.m.v. risico/kosten DO fase	De eventuele verzwaring van het ontwerp wordt afgedekt door de voorgestelde risicoservering.	
22	Algemeen		Opnemen productblad/verwijzing Ankerstang t.a.v. kenmerkende eigenschappen	Is toegevoegd.	



Waarderweg 40  
2031 BP Haarlem  
Nederland

Pettelaarpark 10-15  
5216 PD 's-Hertogenbosch  
Nederland

Fultonbaan 30  
3439 NE Nieuwegein  
Nederland

**iv-Infra b.v.**  
Trapezium 322  
3364 DL Sliedrecht  
Nederland

Telefoon +31 88 943 3200

Trompstraat 36a  
9190 Stekene  
België

Westervoortsedijk 73  
Gebouw CB  
6827 AV Arnhem  
Nederland

Postbus 135  
3360 AC Sliedrecht  
[www.iv-infra.nl](http://www.iv-infra.nl)



# Dijkversterking Stad Tiel

Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 6



# Dijkversterking Stad Tiel

Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 6

Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland

Referentie: INFR200121-R06

Revisie: 2

Datum: 19 maart 2021

**Iv-Infra b.v.**

Ingenieursbureau met Passie voor Techniek



Titel document: Dijkversterking Stad Tiel  
 Ondertitel document: Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 6  
 Referentie: INFR200121-R06  
 Revisie: 2  
 Datum: 19 maart 2021  
 Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland  
 Projectnummer opdrachtgever:  
 Project: INFR200121

Revisie	Status	Datum	Auteur(s)	Gecontroleerd	Goedgekeurd	Omschrijving
0	Concept	13-11-2020	N. den Adel	H.J. Wolters	H.J. Wolters	Ter bespreking met WSRL
1	Concept	18-12-2020	N. den Adel	H.J. Wolters	H.J. Wolters	Ter bespreking met WSRL
2	Definitief	19-03-2021	N. den Adel	H.J. Wolters	H.J. Wolters	Opmerkingen WSRL verwerkt



## Inhoudsopgave

<b>1</b>	<b>Inleiding</b>	<b>6</b>
1.1.	Aanleiding	6
1.2.	Doel	7
1.3.	Revisiebeheer	8
1.4.	Leeswijzer	8
1.5.	Referenties	8
<b>2</b>	<b>Uitgangspunten</b>	<b>10</b>
2.1.	Bestaande situatie	10
2.2.	Gedetailleerde veiligheidsanalyse	11
2.3.	Nieuwe situatie	12
2.4.	Geometrie	13
2.5.	Geotechnische uitgangspunten	14
2.5.1.	Bodemopbouw	14
2.5.2.	Stijfheid zandlagen	16
2.5.3.	Impactanalyse labonderzoek	16
2.6.	Hydraulische randvoorwaarden	17
2.7.	Modellering	18
<b>3</b>	<b>Ontwerpresultaten</b>	<b>22</b>
3.1.	Ontwerp langsconstructie snede 1 en noordoostelijk deel	22
3.2.	Ontwerp langsconstructie snede 2	23
3.3.	Ontwerpkeuzes	24
3.4.	Verificatierapport	24
3.5.	Risico's	24
3.6.	Raakvlakken	25
3.7.	Veiligheid, gezondheid en milieu	26
3.7.1.	Uitvoeringsfase	26
3.7.2.	Gebruiksfase	27
3.8.	Duurzaamheid	27
3.8.1.	Materiaalkeuze en hergebruik	27
3.8.2.	Beperking uitstoot (CO <sub>2</sub> , NO <sub>2</sub> , etc.)	27
3.9.	Beheer en onderhoud	27
<b>4</b>	<b>Uitvoering</b>	<b>28</b>
4.1.	Fasering	28
4.2.	Installeerbaarheid	28
4.2.1.	Schadevrij installeren damwand	28
4.2.2.	Trillingspredictie	29
4.2.3.	Materieel	30



<b>4.3.</b>	Aandachtspunten uitvoering	30
<b>4.4.</b>	Monitoring	30
<b>5</b>	<b>Ontwerptoetsingen</b>	<b>31</b>
<b>5.1.</b>	Samenvatting rekenresultaten	31
<b>5.2.</b>	Ontwerptoetsingen snede 1	32
5.2.1.	GEO-1: Stabiliteit binnenwaarts	32
5.2.2.	STR-1: Toetsing damwand	33
5.2.3.	STR-2 en SSI-2: Sterkte en houdkracht verankering	34
5.2.4.	STR-2: Sterkte gording	35
5.2.5.	SSI-1: Lengte langsconstructie	35
5.2.6.	Vervormingen constructie en dijklichaam	36
<b>6</b>	<b>Overdracht DO-fase</b>	<b>37</b>
<b>6.1.</b>	Nader te detailleren	37
<b>6.2.</b>	Niet-beheerste risico's	38
<b>6.3.</b>	Openstaande raakvlakken	39
<b>6.4.</b>	Afgeleide eisen/aandachtspunten uitvoering	40
<b>6.5.</b>	Risicoreservering DO-fase	40
<b>BIJLAGEN</b>		<b>41</b>
<b>A.</b>	Ontwerptoetsingen	41
A.1.	Doorsnede toetsing damwand	41
A.2.	Sterkte verankering	42
A.3.	Sterkte gording	43
A.4.	Verticaal draagvermogen	44
<b>B.</b>	Ontwerptoetsingen snede 2	45
B.1.	Doorsnede toetsing damwand	45
B.2.	Sterkte verankering	46
B.3.	Sterkte gording	47
B.4.	Verticaal draagvermogen	48
<b>C.</b>	Trillingspredictie	49
C.1.	Trillingspredictie	49
C.2.	Archiefinformatie bebouwing	55
<b>D.</b>	Stijghoogte bepaling	56
<b>E.</b>	Rekenresultaten	57
<b>F.</b>	Review revisie 0	58

# 1 Inleiding

---

## 1.1. Aanleiding

Een groot deel van de waterkering bij Tiel is in de derde toetsronde afgekeurd. Een deel van dit traject is recent versterkt binnen het project Fluvia Tiel. De versterking van de overige waterkeringen rondom Tiel wordt op orde gebracht met de dijkversterking Stad Tiel. Deze dijkversterking is opgenomen in het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP). Een overzicht van het projectgebied is opgenomen in Figuur 1-1.

Waterschap Rivierenland (WSRL) heeft voor de waterkering binnen het projectgebied van de dijkversterking Stad Tiel een nadere veiligheidsanalyse uitgevoerd waarbij de scope is vastgelegd met inachtneming van de nieuwe norm uit de Waterwet en de laatste rekenregels uit het Ontwerpinstrumentarium 2014 (OI2014).

In 2019 heeft Tauw, met partners H+N+S en Iv-Infra, de verkenningsfase voor deze dijkversterking doorlopen. Hieruit is het voorkeursalternatief (VKA) van de versterking vastgesteld. In de huidige fase van het project wordt het VKA verder uitgewerkt tot een voorlopig ontwerp (VO), met als doel de benodigde vergunningen, zoals Projectplan Waterwet, monumentenvergunning, etc. aan te vragen.

Voorliggende rapportage betreft de VO-rapportage van de langsconstructie in deeltraject 6. In de verkenningsfase is als VKA voor dit deeltraject een verankerde damwand vastgesteld [15]. Deze damwand wordt in het binnentalud aangebracht ten behoeve van piping en binnenwaartse stabiliteit. Daarnaast wordt de kruin verhoogd. Deze verhoging wordt over . Deeltraject 6 start vanaf de dijkpaal TG008 en loopt tot dijkpaal TG010+50. In Figuur 1-1 betreft dit de lichtroze lijn aan de zuidzijde van het projectgebied.



Figuur 1-1: Bovenaanzicht projectgebied dijkversterking Stad Tiel

## 1.2. Doel

Het doel van deze ontwerprapportage is het beschrijven van het ontwerp van de langsconstructie in deeltraject 6 en het vastleggen van de gemaakte ontwerpkeuzes. Het ontwerp is uitgewerkt op het niveau van een voorlopig ontwerp (VO). In opvolging van het VO wordt nog de fase definitief ontwerp (DO) en de contractfase doorlopen. Het doel van het VO is het maken van keuzes m.b.t. principeoplossingen en het vaststellen van de hoofdconstructie onderdelen voor een representatieve doorsnede in het deeltraject, dit zijn:

- Damwandtype en planklengte;
- Verankeringstype en dimensies;
- Anker Gording.

In de navolgende fase (DO) worden de verbindingen tussen de onderdelen en de aansluitingen op de naastgelegen deeltrajecten uitgewerkt. Ook worden in de DO fase waar nodig aanvullende rekensneden beschouwd en wordt vanwege de complexe geometrie in deeltraject 6 een controleberekening met Plaxis 3D uitgevoerd.

Deze rapportage behandelt uitsluitend het ontwerp van de langsconstructie. Voor het integrale ontwerp van de dijkversterking in dijktraject 6 en de beoordeling van overige faalmechanismen wordt verwezen naar [17] en [18].

### 1.3. Revisiebeheer

De huidige revisie (revisie 2) is de definitieve versie van deze rapportage.

Tabel 1-1: Revisietabel

Revisie document	Omschrijving
0	Conceptversie ter controle
1	Conceptversie, waarin opmerkingen WSRL op revisie 0 zijn verwerkt. Een overzicht van de opmerkingen en de verwerking is opgenomen in bijlage F.
2	Definitieve versie.

### 1.4. Leeswijzer

In paragraaf 1.5 worden de gebruikte documenten en normen aangegeven. Hoofdstuk 2 beschrijft de locatie specifieke uitgangspunten of uitgangspunten die afwijken van de algemene Technische Uitgangspuntennota TUN [15]. De ontwerpresultaten zijn beschreven in hoofdstuk 3. In dit hoofdstuk zijn de ontwerpkeuzes, aandachtspunten ten aanzien van veiligheid, gezondheid, milieu, duurzaamheid en beheer en onderhoud opgenomen. Uitgangspunten voor de uitvoeringsfase zijn beschreven in hoofdstuk 4. De ontwerpvoetsingen zijn opgenomen in hoofdstuk 5. Als laatste hoofdstuk 6, waarin aandachtspunten voor de volgende fases zijn beschreven.

### 1.5. Referenties

De gehanteerde referenties zijn onderstaand opgenomen.

#### *Normen en Richtlijnen*

- [1] Deltares, POV-M Publicatie Stabiliteitsverhogende langsconstructies in primaire waterkeringen, maart 2020
- [2] Deltares, POV-M Publicatie Eindige Elementen Methode, maart 2020
- [3] CUR-publicatie 166, Damwandconstructies, 6<sup>e</sup> herziene druk, 2012
- [4] Rijkswaterstaat, Afronding onderzoek vermindering corrosietoetslag damwanden, 2 december 2015
- [5] Kennisplatform Risicobenadering, KPR Factsheet werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag OI2014v4, 8 maart 2018.
- [6] SBRCURnet, Trillingsrichtlijn A: Schade aan bouwwerken, 2017
- [7] SBRCURnet, Omgevingsbeïnvloeding inbrengen en trekken van damwanden, 2017
- [8] NEN-EN 1993-5:2008/NB:2012, Nationale bijlage bij Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies - Deel 5: Palen en damwanden
- [9] EN 1997-1+C2+A1/NB, Nationale bijlage bij NEN-EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp – Deel 1: Algemene regels, 2016.
- [10] CUR-publicatie 236; Ankerpalen, november 2011

#### *Informatie waterschap Rivierenland*

- [11] Waterschap Rivierenland, Peilbesluit Alblasserwaard, 13 juli 2018
- [12] Waterschap Rivierenland, Geotechnische parameterset 18 mei 2020

[13] Waterschap Rivierenland, Dijkversterking: Veiligheid tijdens de uitvoering en werken in het gesloten seizoen, 19 augustus 2014.

*Overige referenties*

- [14] Tauw, Dijkversterking Stad Tiel, Technische Achtergrondrapportage verkenningenfase, 27 februari 2020
- [15] Tauw, Nota voorkeursvariant (Nota VKV) Dijkversterking Stad Tiel, kenmerk R005-1274666DGL, 19 maart 2021
- [16] Tauw, Technische uitgangspuntennotitie VO-fase, kenmerk R007-1274666NPL, 19 maart 2021
- [17] Tauw. Dijkversterking Stad Tiel: Ontwerpnota VO, kenmerk R006-1274666DGL, 19 maart 2021
- [18] Tauw, Technische achtergrondrapportage Waterveiligheid VO-fase, kenmerk R008-1274666NPL, 19 maart 2021
- [19] Tauw, 1274666-TE-CIV-VO-00-SIT-0010 blad 1 t/m 8, status definitief, 5 februari 2021
- [20] Dieseko Group, Variable Moment Vibratory Hammers product range, 2020
- [21] ArcelorMittal Sheet Piling, Durability 3.5.2, juli 2017.
- [22] Iv-Infra b.v., Dijkversterking Stad Tiel, Gedetailleerde veiligheidsanalyse dijktraject 6, revisie 1, 05-06-2020
- [23] Iv-Infra b.v., Dijkversterking Stad Tiel, Geotechnisch Lengteprofiel tekeningnr 601, versie 01, 08-01-2021
- [24] MOS grondmechanica, Resultaten grondonderzoek en labonderzoek project "Dijkversterking deeltraject stad Tiel", Definitieve rapportage, R1701863-06, 13 december 2017
- [25] Wiertsema en partners, Geotechnisch onderzoek 2020 (concept).

## 2 Uitgangspunten

---

De uitgangspunten voor het ontwerpen van de langsconstructies zijn opgenomen in [15]. In dit hoofdstuk zijn alleen de afwijkingen, aanvullingen of locatie specifieke uitgangspunten beschreven.

### 2.1. Bestaande situatie

De dijk ter plaatse van deeltraject 6 is een kleidijk. De kern van de dijk is opgebouwd uit klei. Zowel het binnen- als het buitentalud is voorzien van een grasbekleding. Een bovenaanzicht van het vak is weergegeven in Figuur 2-1.

De volgende aandachtspunten gelden voor de bestaande situatie:

- Tussen TG009 en TG010 bevindt zich een inlaatduiker. Deze duiker is aangelegd om het achterliggende inundatiekanaal te kunnen vullen. Dit inundatiekanaal is onderdeel van de Hollandse Waterlinie en diende om de achterliggende rivier de Linge te laten overstromen. In de huidige situatie heeft de duiker geen functie meer en is permanent gesloten. Rondom het inundatiekanaal zijn problemen met kwelstromen waardoor mogelijk uitspoeling van zand optreedt. De achtergrond en mogelijke oorzaak van deze problemen zijn beschreven in [18].
- Aan de binnenzijde van de waterkering tussen TG009 en TG010 bevindt zich een keersluis. Deze keersluis is een monumentaal object. Deze keersluis maakte onderdeel uit van de waterkering. In 1960 is de waterkering naar buiten toe verlegd waardoor deze keersluis geen functie ten aanzien van waterveiligheid heeft.
- Ter plaatse van TG010 bevindt zich aan de buitenzijde van de dijk, vanaf de buitenteen, een natura2000 gebied.
- Ter plaatse van TG009 is een woonhuis aan de binnendijkse zijde aanwezig. De tuin van dit woonhuis is gelegen op de waterkering. In de tuin van het woonhuis is een aantal bomen aanwezig. Een deel van deze bomen conflicteert met het aanbrengen van de kruinverhoging.
- Buitendijks van TG010 is een tweetal woonhuizen met tuinen grenzend aan de waterkering aanwezig.
- Tussen TG010 en TG011 zijn de volgende kabels en leidingen aanwezig:
  - Een lage drukgasleiding (kruist het dijklichaam en de langsconstructie)
  - Een drukriolering (kruist het dijklichaam en de langsconstructie)
  - Een laagspanningskabel (naast de verharding van de Ophemertsedijk, kruist de langsconstructie)
  - Riool vrijverval (loopt gedeeltelijk parralel aan de langsconstructie, afhankelijk van de positie van de langsconstructie in het binnentalud geen conflict met constructie)



Figuur 2-1: Bovenaanzicht deeltraject 6

## 2.2. Gedetailleerde veiligheidsanalyse

In de verkenningsfase is voor dit deeltraject een gedetailleerde veiligheidsanalyse uitgevoerd. Het doel van deze analyse was om de versterkingsopgave mogelijk te verkleinen en de dimensies van de langsconstructie te optimaliseren. Hiervoor zijn berekeningen in Plaxis 2D uitgevoerd met een controle in Plaxis 3D. In deze analyse is vastgesteld dat mogelijk is om in het zuidwestelijke deel te versterken met verankerde damwanden. De 3D analyse laat bovendien zien dat er in Plaxis 2D geen faalmechanismen over het hoofd worden gezien en dat er ruimte is tot verdere optimalisatie van het damwandontwerp. Het noordoostelijke deel kan m.b.t. het faalmechanisme binnenwaartse stabiliteit mogelijk met een grondoplossing versterkt worden. Het faalmechanisme piping kan echter niet in grond opgelost worden.

In voorliggende rapportage wordt de versterking uitgewerkt tot een VO. Hiervoor zijn de volgende wijzingen t.o.v. de verkenningsfase:

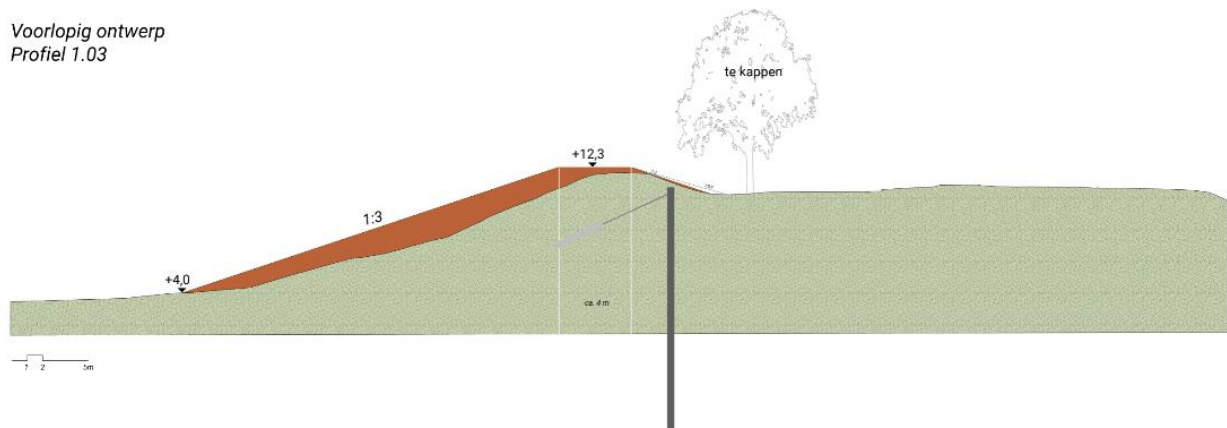
- Omdat er voor piping toch een constructie noodzakelijk is in het noordoostelijk deel, is gekozen om hier ook een langsconstructie aan te brengen. Daarnaast kunnen hierdoor de aanwezige bomen behouden blijven.
- De schematiseringsfactor is verlaagd naar 1,1.
- De situatie significante overslag wordt getoetst.
- Het aanvullende grondonderzoek is verwerkt in de berekeningen.



### 2.3. Nieuwe situatie

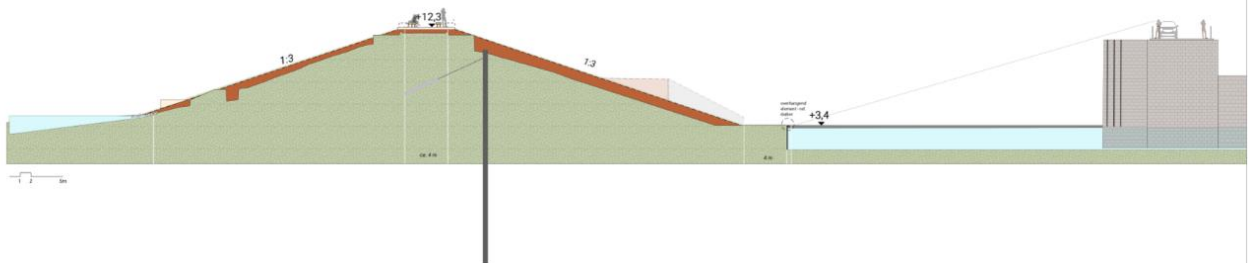
In de nieuwe situatie wordt de kruin van de dijk opgehoogd. Ten westen van de inundatieduiker wordt de verhoging binnenwaarts ingepast en ten oosten van de inundatieduiker wordt de verhoging naar buiten toe ingepast. In het binnentalud wordt een verankerde damwandconstructie aangebracht ten behoeve van stabiliteit en piping. De langsconstructie wordt onder maaiveld afgewerkt. Doorsneden van de nieuwe situatie zijn opgenomen in Figuur 2-2, Figuur 2-3 en Figuur 2-4 .

Voorlopig ontwerp  
Profiel 1.03



Figuur 2-2: Doorsnede ten westen van inundatieduiker

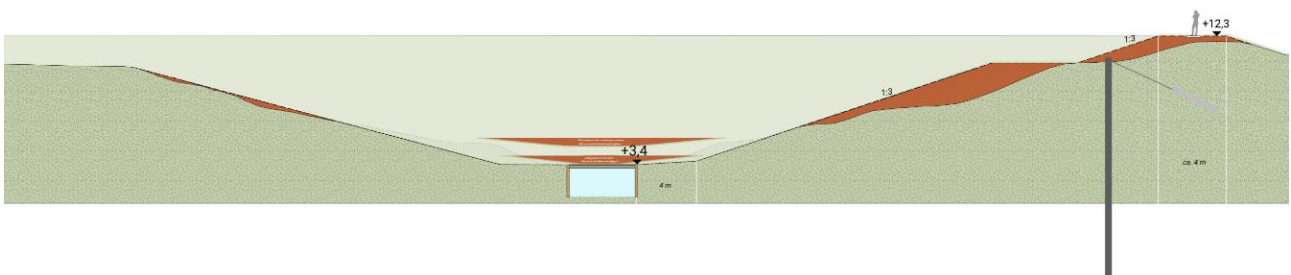
Profiel 1.05  
Optie 1: 1:3 talud met 4m berm aan de teen



Figuur 2-3: Doorsnede nieuwe situatie ter plaatse van inundatieduiker

Profiel 1.10

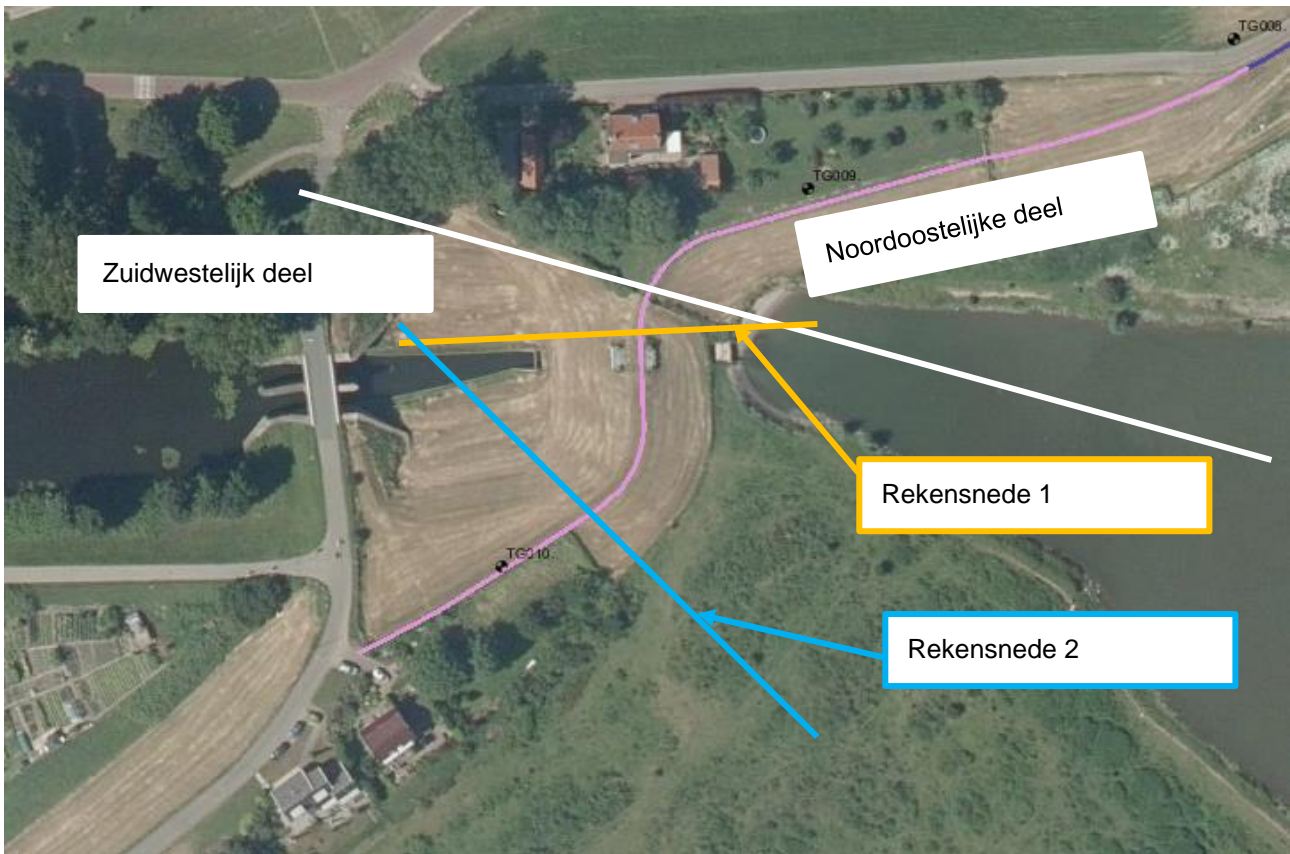
Optie 2: 1:3,5 talud met trapelementen, 4m berm aan de teen



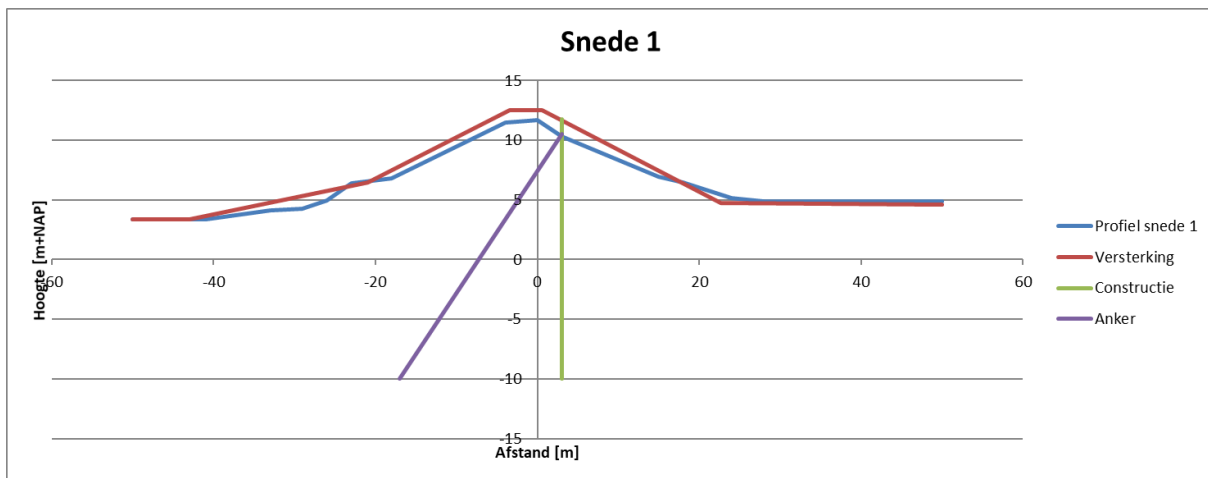
Figuur 2-4: Doorsnede nieuwe situatie ten oosten van inundatieduiker

## 2.4. Geometrie

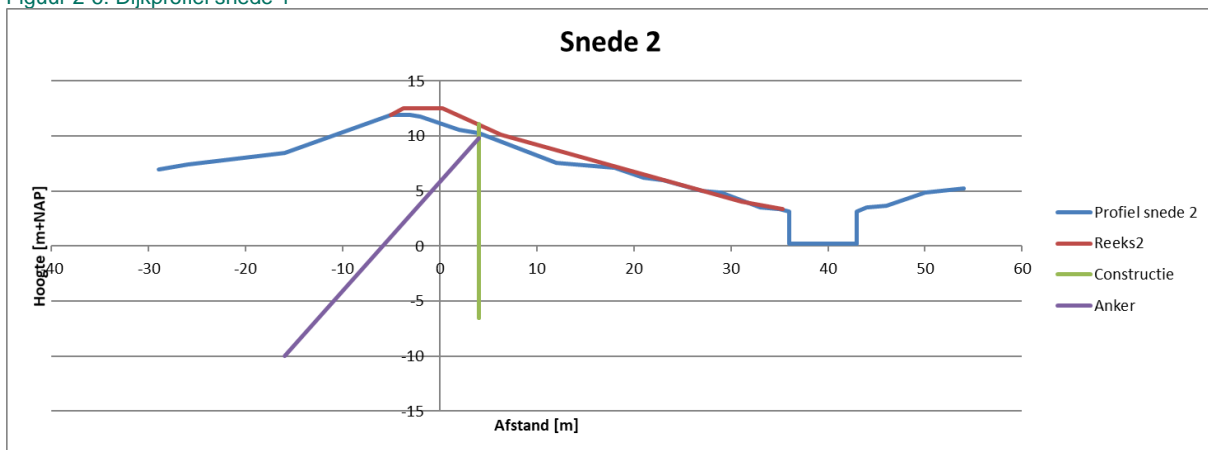
De geometrie in deeltraject 6 is op hoofdlijnen in te delen in twee secties. Sectie één betreft het noordoostelijke deel waar een relatief breed dijklichaam aanwezig is met aan de buitendijkse zijde een tuimelkade. In het zuidwestelijke deel is een smalle dijk met steile taluds aanwezig. In het zuidwestelijke deel is het inundatiekanaal aanwezig en is het maaiveldniveau van het achterland lager gelegen dan in het noordoostelijke deel. In Figuur 2-2 is de scheiding tussen het noordoostelijke en zuidwestelijke deel met de witte lijn aangegeven. Het zuidwestelijke deel is vanwege het smalle dijklichaam en het lagere achterland maatgevend. In het VO worden in deze zuidwestelijke sectie twee rekensneden beschouwd. Een rekensnede waarbij de dijkverhoging deels naar binnen en deels naar buiten wordt ingepast (snede 1 oranje lijn) en een rekensnede waar de versterking naar binnen wordt ingepast (snede 2 blauwe lijn). De sneden zijn weergegeven in Figuur 2-3 en Figuur 2-4. In het VO zijn de resultaten uit snede 1 overgenomen voor het noordoostelijke deel van het deeltraject. In het DO wordt een aanvullende snede in het noordoostelijke deel beschouwd om het scherm waar mogelijk te optimaliseren.



Figuur 2-5: Bovenaanzicht deeltraject 6 verdeling noordoostelijk deel en zuidwestelijk deel en beschouwde rekensneden



Figuur 2-6: Dijkprofiel snede 1

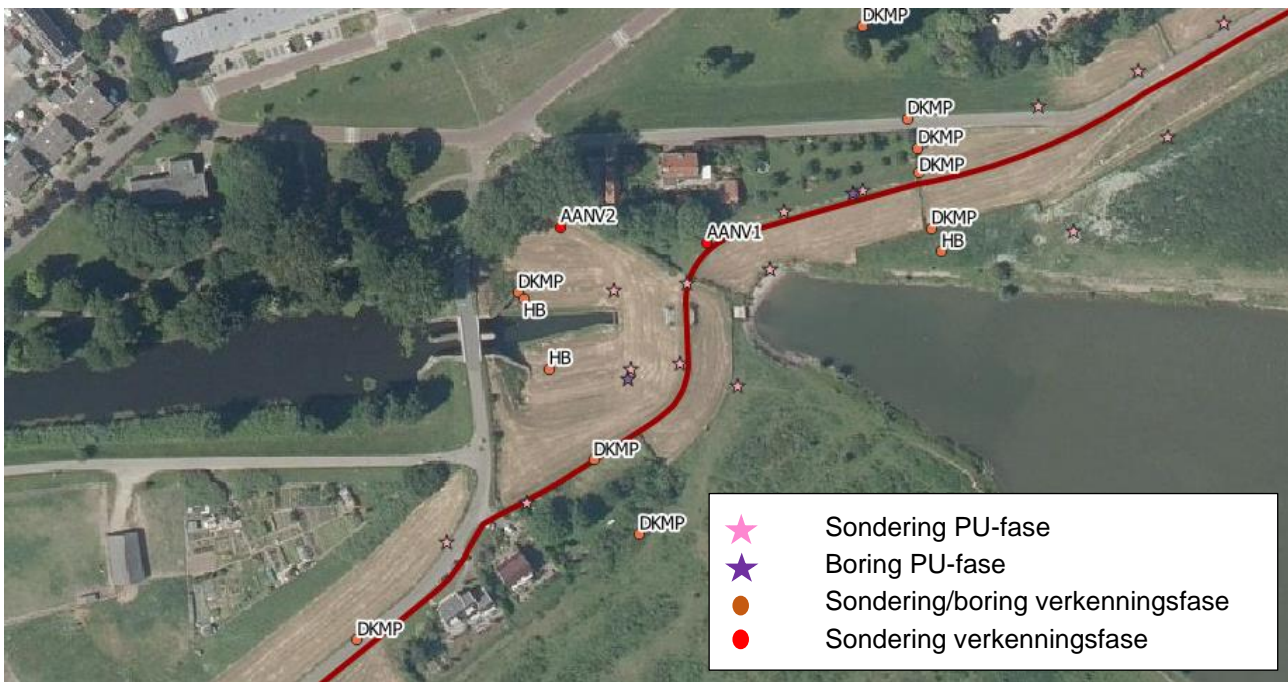


Figuur 2-7: Dijkprofiel snede 2

## 2.5. Geotechnische uitgangspunten

### 2.5.1. Bodemopbouw

De representatieve bodemopbouw in het deeltraject bestaat uit kleilig dijksmateriaal tot ca. NAP+4,00 m. Daaronder bevindt zich vooral humeuze organische klei. Vanaf een niveau van ca. NAP-1,00 m wordt het pleistocene zand aangetroffen. De bodemopbouw is bepaald op basis van [20] en [21], de beschikbare onderzoekspunten zijn opgenomen in Figuur 2-5.



Figuur 2-8: Grondonderzoekspunten deeltraject 6

De aangehouden grondopbouw voor beide rekensneden is weergegeven in Tabel 2-1. Er is uitgegaan van de volgende sonderingen en boringen.

- Kruin: 75629\_DKMP070-A\_(TG009.+075\_DKMP2\_BIK)\*
- Achterland: 75629\_DKMP068\_(TG009.+050\_DKMP2\_BIT) & TG009.+111\_HB\_BIT
- Voorland: 75629\_DKMP069\_(TG009.+077\_DKMP2\_BUT)

\* In sondering TG010.+000\_DKMP\_BIK is de bovenzijde van het zandpakket op NAP-2,0 m. De kleilagen in deze sondering lijken echter meer siltig en dus sterker dan de in de berekening aangehouden humeuze klei. Het uitgangspunt is dat de bodemopbouw met humeuze klei i.c.m. met een iets hoger niveau van het pleistocene pakket, zoals in sondering "75629\_DKMP070-A\_(TG009.+075\_DKMP2\_BIK)", maatgevend is. In het DO wordt dit nader onderzocht.

Tabel 2-1: Gehanteerde grondopbouw

Grondopbouw kruin		Grondopbouw achterland	
B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort	B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort
Maaiveld	Dijksmateriaal	Maaiveld	Dijksmateriaal
5,5	Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>	6,5	Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>
3,0	Klei siltig humeuze 14-16 kN/m <sup>3</sup>	2,0	Klei siltig humeuze 14-16 kN/m <sup>3</sup>
-1,0	Zand, pleistoceen	1,5	Veen kleilig >11 kN/m <sup>3</sup>
		0,5	Klei siltig humeuze 14-16 kN/m <sup>3</sup>
		-1,0	Zand, pleistoceen

Grondopbouw voorland	
B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort
Maaiveld	Dijkmateriaal
5,0	Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>
4,0	Klei siltig humeus 14-16 kN/m <sup>3</sup>
2,5	Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>
1,5	Klei siltig humeus 14-16 kN/m <sup>3</sup>
-2,0	Zand, pleistoceen

### 2.5.2. Stijfheid zandlagen

In de TUN [15] is opgenomen dat de stijfheidswaarden van de zandlagen afgeleid worden op basis van de lokaal gemeten conusweerstand. In deeltraject 6 is het globale beeld dat in eerste meters van de pleistocene laag er wat lagere conusweerstand gemeten worden. Daaronder lopen de conusweerstand weer op. Voor het bepalen van de stijfheid is uitgegaan van een gemiddelde conusweerstand van ca. 8 MPa tot NAP-5,00 m en daaronder uitgegaan van 12 MPa. De volgende stijfheidsparameters zijn bepaald voor de laag tot NAP-5,00 m:

- $E_{oed;gem} = 4 * q_c = 32 \text{ MPa}$
- $E_{oed;kar;laag} = \frac{E_{oed;gem}}{1,5} = 21 \text{ MPa}$
- $E_{oed;kar;hoog} = E_{oed;gem} * 1,5 = 48 \text{ MPa}$

Voor verankerde langsconstructies wordt gerekend met alleen de lage karakteristieke stijfheid. In Plaxis zijn de volgende invoerparameters gehanteerd:

- $E_{oed;kar;laag} = 21 \text{ MPa}$
- $E_{50;kar;laag} = E_{oed} = 21 \text{ MPa}$
- $E_{ur;kar;laag} = 3 * E_{oed} = 63 \text{ MPa}$

De volgende stijfheidsparameters zijn bepaald voor de laag onder NAP-5,00 m:

- $E_{oed;gem} = 2 * q_c + 20 = 44 \text{ MPa}$
- $E_{oed;kar;laag} = \frac{E_{oed;gem}}{1,5} = 29 \text{ MPa}$
- $E_{50kar;laag} = E_{oed} = 29 \text{ MPa}$
- $E_{urkar;laag} = 3 * E_{oed} = 87 \text{ MPa}$

### 2.5.3. Impactanalyse labonderzoek

In het geotechnisch onderzoek [21] is labonderzoek uitgevoerd. De resultaten van dit onderzoek zijn beschikbaar gekomen gedurende het opstellen van het VO. Er is gekozen om deze resultaten nog niet direct te verwerken in het VO, maar wel de invloed op het VO te onderzoeken. In het DO worden de resultaten van het labonderzoek verwerkt in het ontwerp. Voor deeltraject 6 zijn bij de volgende boringen met monsters genomen:

- 75629\_MB112\_(TG008.+082\_B\_BIK)-C1
- 75629\_MB114\_(TG008.+094\_B\_BIT)-C1

- 75629\_MB113\_(TG009.+096\_B\_BIT)-C1

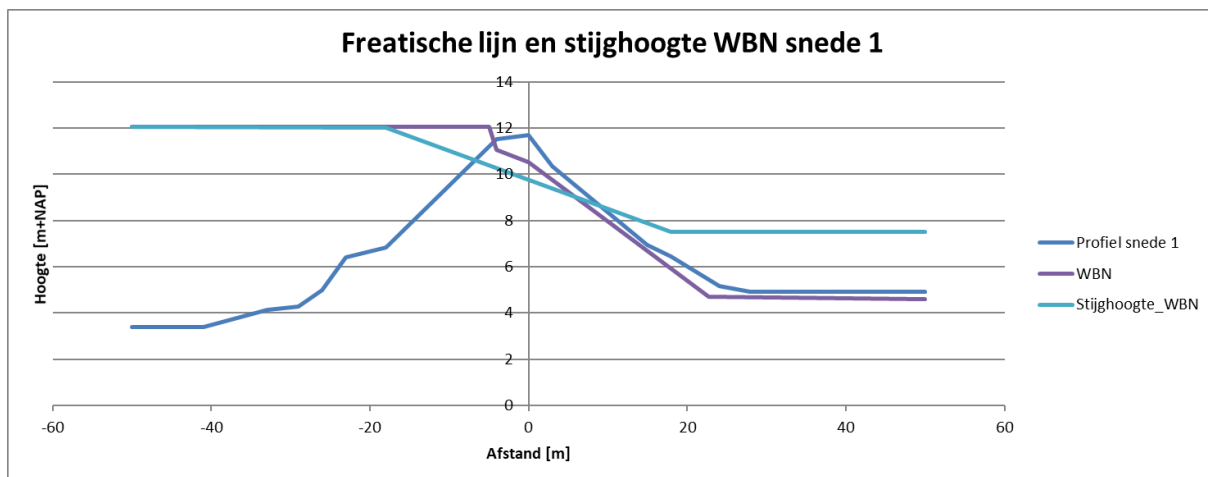
Voornamelijk in de bovenste zone tot ca. NAP+3,0 m zijn de bepaalde volumieke gewichten hoger dan aangehouden in de berekeningen. Dit duidt erop dat deze laag te classificeren is als klei-siltig-zandig ipv klei-siltig. Dit heeft een positieve invloed op het ontwerp. Overeenkomstig met de aangehouden bodemopbouw is in de boringen vanaf NAP+3,0 m tot NAP-1,00 m humeuze klei en veen aanwezig. De impact op het ontwerp van de langsconstructie wordt niet significant geacht. Het labonderzoek heeft naar verwachting een licht positieve invloed op het ontwerp van de constructie.

## 2.6. Hydraulische randvoorwaarden

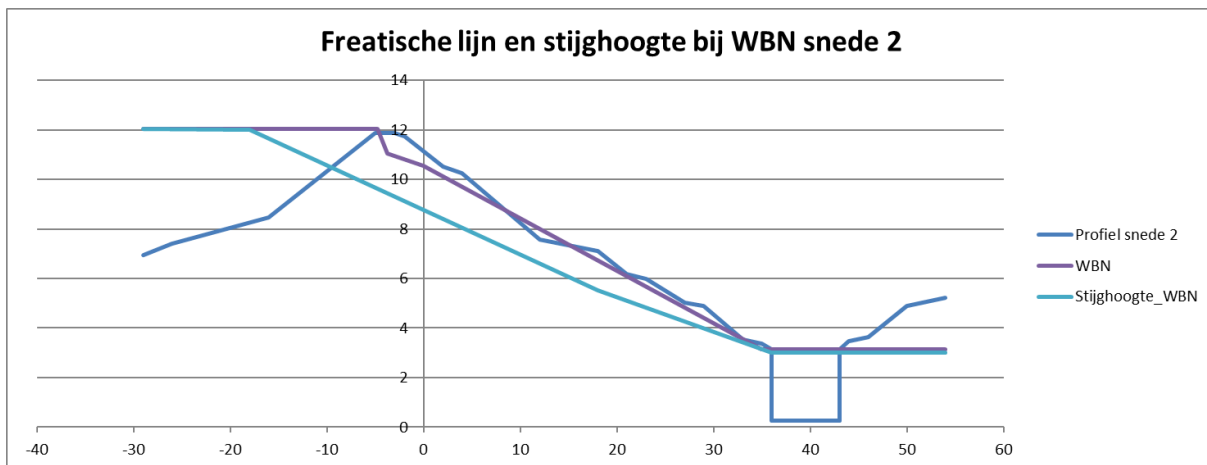
De volgende hydraulische randvoorwaarden zijn van toepassing voor deeltraject 5a:

- WBN NAP+12,04 m (zichtjaar 2125)
- WBN significante overslag NAP+12,04 m (zichtjaar 2125)
- Dagelijkse waterstand (Waal) NAP+4,15 m
- Polderpeil NAP+2,00 m

De modellering van de freatische lijn en stijghoogte is conform de TUN [15]. De modellering voor deeltraject 6 is per snede weergegeven in Figuur 2-6 en Figuur 2-7. De bepaling van de stijghoogte is opgenomen in bijlage E. I.v.m. opdrijven in het achterland is de stijghoogte verlaagd zodanig dat de effectieve verticale korrelspanning in de opdrijfzone kleiner zijn dan 2 kN/m<sup>2</sup>. Voor snede 1 is de stijghoogte berekend bij het maaiveld van NAP+4,60 m. In werkelijkheid zal deze stijghoogte niet op kunnen treden. Opbarsten zal bij deze stijghoogte reeds opgetreden zijn in het direct naastgelegen inundatiekanaal. De stijghoogte in snede 1 zal hierdoor aanzienlijk lager zijn. Voor het VO wordt echter dit conservatieve uitgangspunt gehanteerd.



Figuur 2-9: Waterstanden bij WBN snede 1



Figuur 2-10: Waterstanden bij WBN snede 2

## 2.7. Modelling

De volgende aanvullende modelleringskeuzes zijn gemaakt t.o.v. de TUN [15]:

- Het rekenkundig aangrijpingsniveau van de verankering is aangehouden op 1,3 m onder maaiveld. Het rekenkundig aangrijpniveau van de verankering betreft het niveau tussen het hart van de gording en het hart van het werkelijke aangrijpniveau van het anker in de damwand.
- De schadefactor voor de toetsing op significant overslag is onderstaand bepaald:

- Faalkanseis voor macro-instabiliteit gegeven significant overslag:

$$P_{T,eis,LC,q} = P_{eis,i;LC} / P(q \geq 1l/m/s) = \frac{1}{23.965.500} / \frac{1}{29.561} = \frac{1}{810}$$

- Bijbehorende betrouwbaarheidsindex:

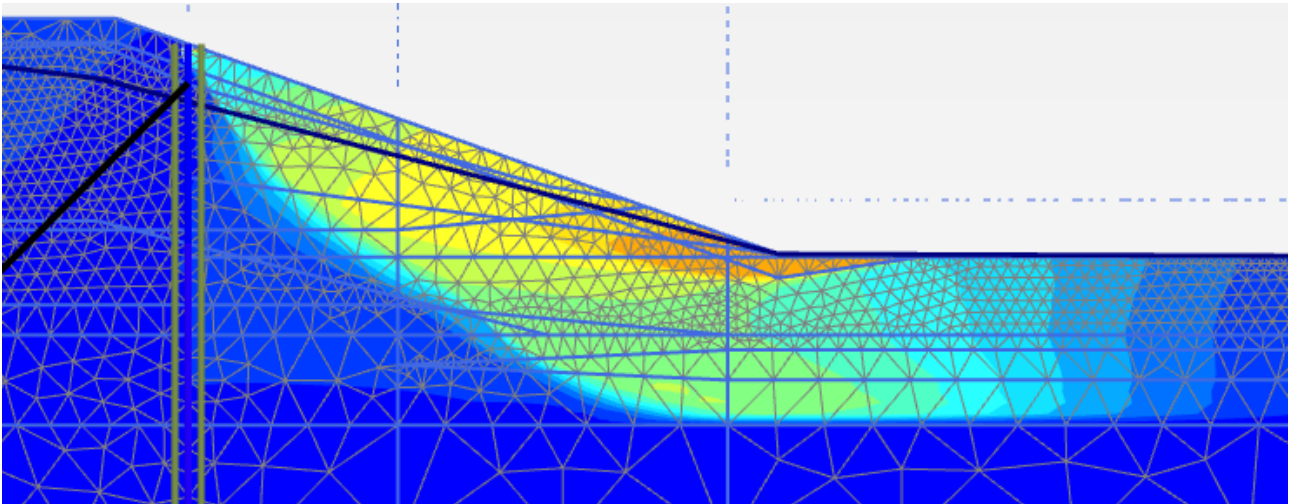
$$\beta_{T,eis,LC,q} = -\Phi^{-1}(P_{T,eis,LC,q}) = 3,02$$

- De bijbehorende schadefactor is:

$$\gamma_{T,n;LC,q} = 0,15 \cdot \beta_{T,eis,LC,q} + 0,41 = 0,86$$

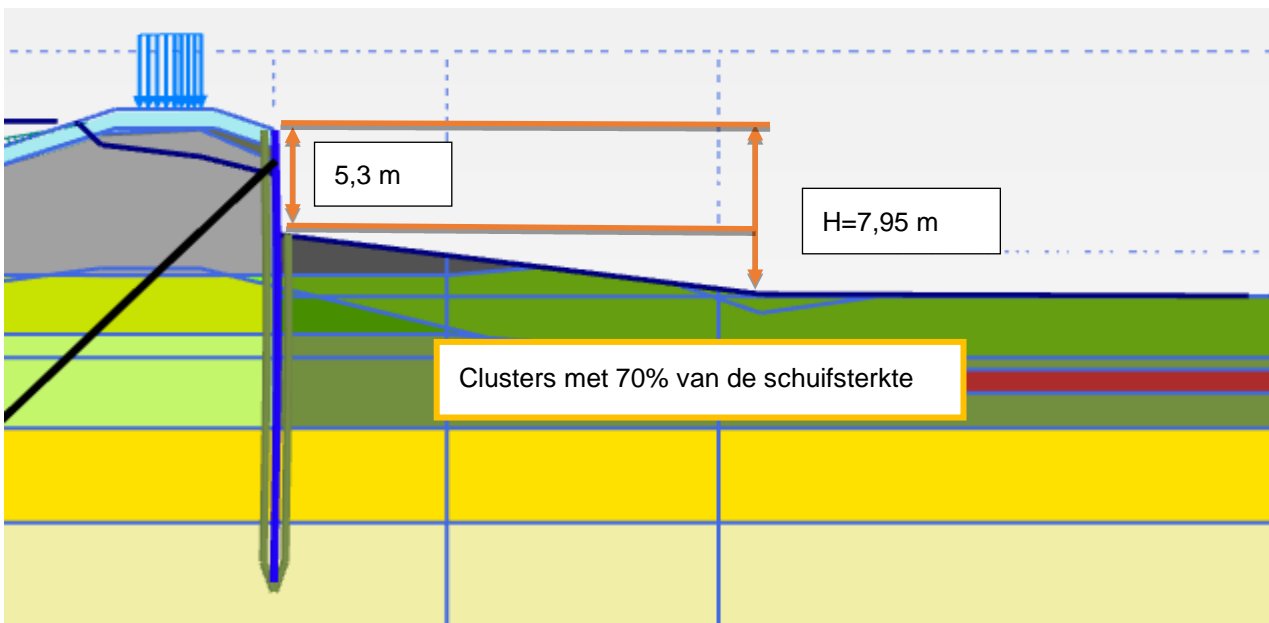
Omdat het product van de schadefactor (0,86) met de modelfactor (1,06) kleiner is dan 1,00, is uitgegaan van een partiele factor van 1,00 voor de toetsing significant overslag.

- In snede 1 treedt voor de toetsing van de binnenwaartse stabiliteit een niet-kritische instabiliteit op achter de damwand in fase 4a, zie het glijvlak in Figuur 2-8.



Figuur 2-11: Niet kritische instabiliteit in rekenfase 4a

Om deze reden is er in de fases 4b t/m 6 gerekend met een restprofiel. De modellering van het restprofiel is opgenomen in Figuur 2-9. Er is gerekend met een kruinzakking van 2/3 van de hoogte. De freatische lijn is gemodelleerd op de bovenzijde van het restprofiel. Daarnaast is in de zone waar het glijvlak optreedt (in feite het gehele holocene pakket) gerekend met 70% van de schuifsterkte.

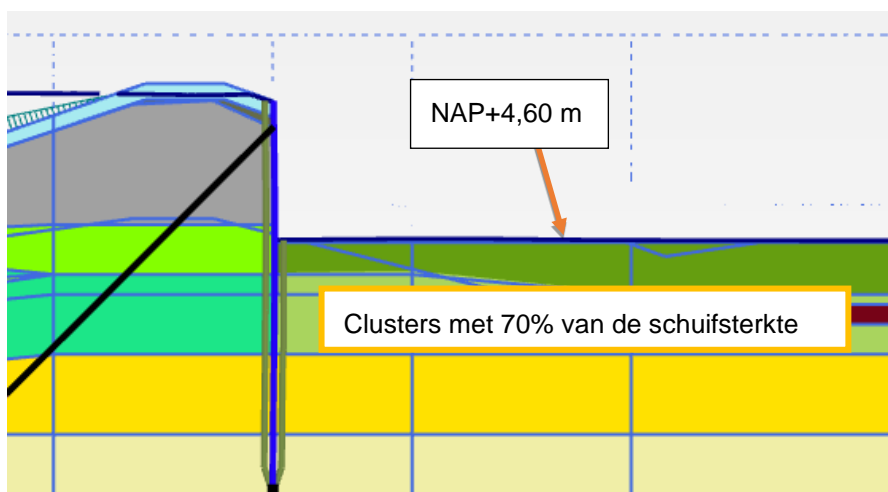


Figuur 2-12: Modellering restprofiel STBI beperkte overslag

Omdat de niet kritische instabiliteit ontstaat in fase 4a (voordat de partiele factoren in rekening gebracht worden) dient er conform de TUN [15] in de situatie met significante overslag gerekend te worden met een erosiekuil (=1,0 m onder maaiveld achterland). In de modellering is van snede 1 is uitgegaan van een horizontaal maaiveld gelijk aan het niveau van het achterland. De erosiekuil is niet gemodelleerd omdat verlagings tot maaiveldniveau achterland al een aanzienlijke verlaging van het restprofiel is. Een

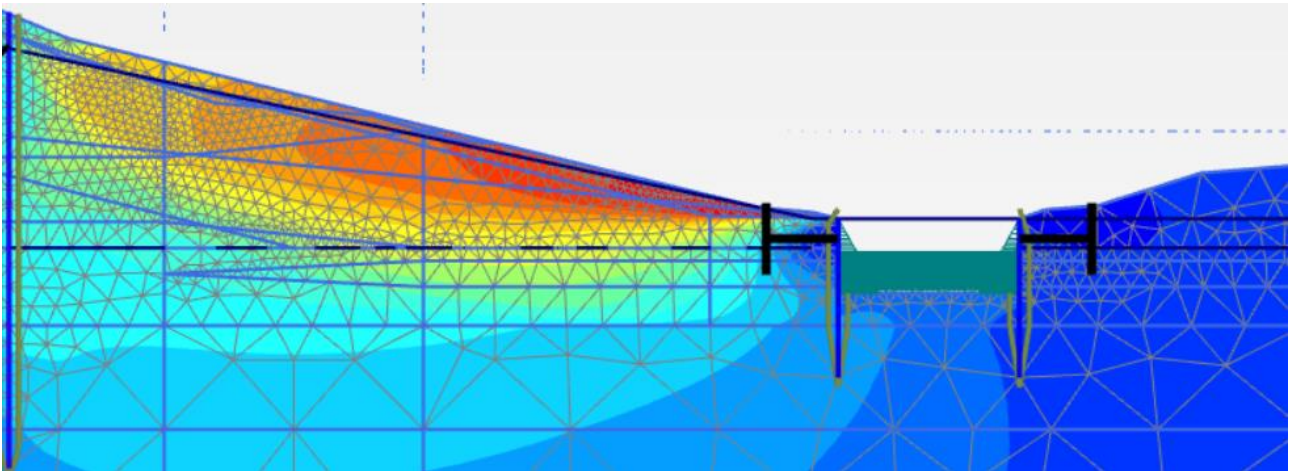


erosiekuil tot onder het maaiveldniveau van het achterland is daardoor te conservatief. De modellering is opgenomen in Figuur 2-10. De freatische lijn is gemodelleerd op de bovenzijde van het restprofiel. Daarnaast is in de zone waar het glijvlak optreedt (in feite het gehele holocene pakket) gerekend met 70% van de schuifsterkte.



Figuur 2-13: Modellering erosiekuil bij STBI significante overslag

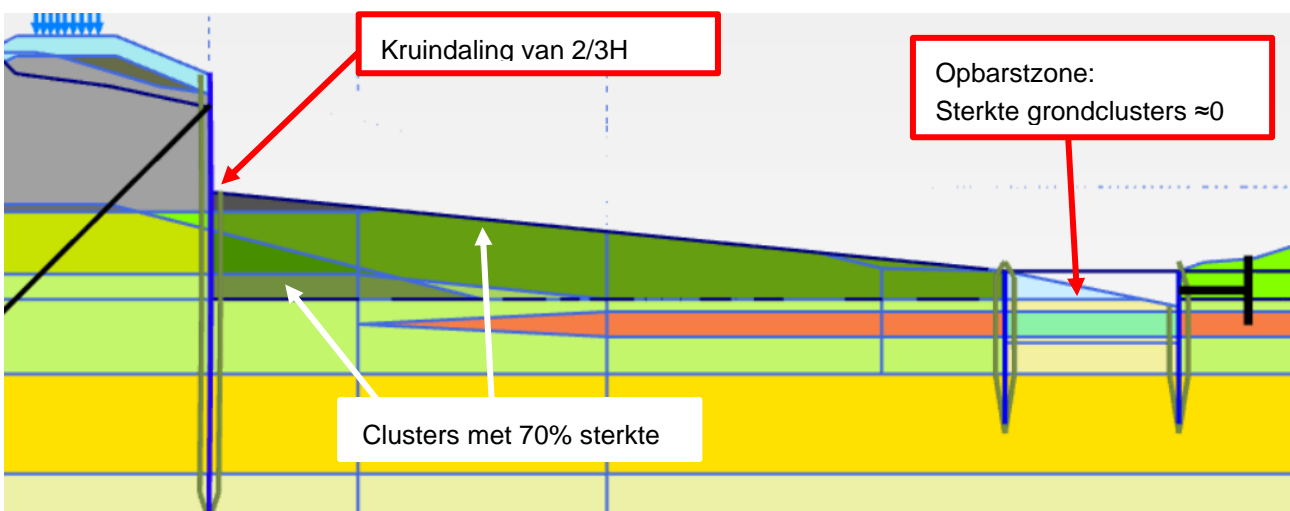
- De wanden van het inundatiekanaal zijn voorzien van betonnen damwanden. De eigenschappen zijn onbekend. In het model is uitgegaan van de stijfheidseigenschappen van een AZ12 damwand profiel, de buigstijfheid van deze damwand zal vergelijkbaar zijn met de betonnen damwand. In het maatgevende glijvlak is zichtbaar dat de damwand van het kanaal bezwijkt. De stijfheidseigenschappen van deze wand hebben daarom een beperkte invloed op de algehele stabiliteit. Daarnaast is voor de rekenkundige stabiliteit (in de dagelijkse situatie) van de duiker een zeer stijf anker toegevoegd (Fixed-end-anchor). In de te toetsen rekenfasen is de verankering gedeactiveerd.
- In rekensnede 2 treedt opbarsten op in het kanaal. Daarnaast treedt niet kritische instabiliteit op in het binnentalud in rekenfase 5, zie glijvlak in Figuur 2-11. Deze twee aspecten zijn de in fasen 5 en 6 en de toetsingen op significant overslag gemodelleerd. Hierbij is uitgegaan van het bezwijken van de wand aan de dijkzijde van het inundatiekanaal waardoor de afgeschoven grond vanuit het binnentalud in het kanaal terecht komt.



Figuur 2-14: Niet kritische instabiliteit in rekenfase 5

Een screenshot van de modellering is weergegeven in Figuur 2-12. Er is uitgegaan van:

- Kruindaling van 2/3 van de hoogte van het dijklichaam.
- De freatische lijn is verlaagd tot bovenzijde restprofiel
- 70% van de sterkte in de verstoorde zone
- Het bezwijken van de wand van het inundatiekanaal aan de rivierzijde. De (fictieve) verankering is hierbij gedeactiveerd. De damwand is hierbij actief gelaten, omdat deze in werkelijkheid ook aanwezig is.
- De afgeschoven grond van het bezwijken binnentalud komt voor een klein deel terecht in de duiker
- In de duiker is gerekend met een grondsterkte die bij benadering 0 is. Dit houdt in dat:  
In de shanshep lagen is gerekend met  $\alpha=0$ , i.c.m.  $S_{\text{umin}}=2$  kPa.  
In de HS/SSC lagen is gerekend met  $\varphi=0$ , i.c.m.  $c=1$  kPa.



Figuur 2-15: Modelling restprofiel en opbarsten inundatiekanaal

## 3 Ontwerpresultaten

### 3.1. Ontwerp langsconstructie snede 1 en noordoostelijk deel

De aan te brengen langsconstructie bestaat uit een AZ42-700-N damwand profiel. De damwand wordt aangebracht in het binnentalud op een afstand van ca. 3 m vanaf de huidige binnenkruinlijn [19]. Iedere 2,80 m wordt de damwand verankerd door schroefinjectieankers. Om de belasting vanuit de damwand gelijkmatig over de verankering te verdelen wordt een gording HE 360 B toegepast. De kop van de damwand wordt op 0,8 m onder het maaiveld afgewerkt. De eigenschappen van damwand, verankering en gording zijn opgenomen in Tabel 3-1, Tabel 3-2 en Tabel 3-3.

Naast het aanbrengen van een constructie wordt ook de kruin verhoogd. De nieuwe kruinhoogte wordt NAP+12,31 m, dit is de vereiste kruinhoogte voor het zichtjaar 2075. De kruinophoging wordt deels naar buiten en deels naar binnen toe ingepast. De totale verhoging van de kruin bedraagt ca. 0,50-0,60 m. In de nieuwe situatie heeft zowel het binnentalud als het buitentalud een taludhelling van 1:3.

In het ontwerp van de langsconstructie is rekening gehouden met toekomstige uitbreidingen. Voor de controle op sterkte en stabiliteit is rekening gehouden met de randvoorwaarden voor het zichtjaar 2125. De kruinhoogte kan hierdoor na 2075 evt. nog verhoogd worden tot NAP+12,55 m. Deze kruinverhoging dient in het noordoostelijke deel buitenwaarts aangebracht te worden.

Het voorlopig ontwerp van de langsconstructie is opgenomen op de tekeningen met referentie: [19].

Tabel 3-1: Eigenschappen damwand

Damwand	
Type	AZ42-700
Staalkwaliteit	S355 GP
Niveau bovenkant damwand	ca. NAP+11,0 m (variabel)*
Niveau teen damwand	NAP-7,50 m
Planklengte	ca 18,5 m

\* Bovenkant damwand is een variabel niveau, de kop wordt aangebracht op ca. 80 cm onder huidig maaiveld.

Tabel 3-2: Eigenschappen verankering (ongecorrodeerd)

Verankering	
Ankerstang (buitendiameter x wanddikte)	101,6 mm x 28,0 mm
Hart-op-Hart afstand	2,80 m
Aangrijpniveau verankering	NAP+10,55 m
Staalkwaliteit	E-470
Ankerhoek (met horizontaal)	45 graden
Totale ankerlengte (incl. groutlichaam)	ca. 33 m
Niveau bovenkant groutlichaam	NAP-2,00 m
Diameter groutlichaam	380 mm
Lengte groutlichaam	15,0 m

Tabel 3-3: Eigenschappen toegepast gordingprofiel

Gording	
Type	HE 360 B
Niveau hart gording	NAP+10,25 m
Staalkwaliteit	S355

### 3.2. Ontwerp langsconstructie snede 2

De aan te brengen langsconstructie bestaat uit een AZ36-700-N damwand profiel. De damwand wordt aangebracht in het binnentalud op een afstand van ca. 6 m vanaf de huidige binnenkruinlijn [19]. Het talud verloopt in dit deel van het traject over de eerste meters aan binnenzijde binnenkruinlijn vrij flauw waardoor de damwand hier vanaf de tijdelijk verlaagde kruin uitgevoerd kan worden (zie verder hoofdstuk 4). Bij snede 1 verloopt het talud steiler waardoor de damwand daar dicht bij de binnenkruin wordt geplaatst. Iedere 2,80 m wordt de damwand verankerd door schroefinjectieankers. Om de belasting vanuit de damwand gelijkmatig over de verankering te verdelen wordt een gording HE 360 B toegepast. De kop van de damwand wordt op 0,8 m onder het maaiveld afgewerkt. De eigenschappen van damwand, verankering en gording zijn opgenomen in Tabel 3-4, Tabel 3-5 en Tabel 3-6.

Naast het aanbrengen van een constructie wordt ook de kruin verhoogd. De nieuwe kruinhoogte wordt NAP+12,31 m, dit is de vereiste kruinhoogte voor het zichtjaar 2075. De kruinophoging wordt naar binnen toe ingepast. De totale verhoging van de kruin bedraagt ca. 0,50-0,60 m. Het buitentalud blijft hier gelijk aan de huidige situatie. Het bestaande binnentalud wordt verflauwd tot een 1:4 talud.

In het ontwerp van de langsconstructie is rekening gehouden met toekomstige uitbreidingen. Voor de controle op sterkte en stabiliteit is rekening gehouden met de randvoorwaarden voor het zichtjaar 2125. De kruinhoogte kan hierdoor na 2075 evt. nog verhoogd worden tot NAP+12,55 m. Deze kruinverhoging dient binnenwaarts aangebracht te worden.

Het voorlopig ontwerp van de langsconstructie is opgenomen op de tekeningen met referentie: [19].

Tabel 3-4: Eigenschappen damwand

Damwand	
Type	AZ36-700 N
Staalkwaliteit	S355 GP
Niveau bovenkant damwand	ca. NAP+10,3 m (variabel)*
Niveau teen damwand	NAP-6,50 m
Planklengte	ca. 17 m

\* Bovenkant damwand is een variabel niveau, de kop wordt aangebracht op ca. 80 cm onder huidig maaiveld.

Tabel 3-5: Eigenschappen verankering (ongecorrodeerd)

Verankering	
Ankerstang (buitendiameter x wanddikte)	101,6 mm x 28,0 mm
Hart-op-Hart afstand	2,80 m
Aangrijpniveau verankering	NAP+9,95 m
Staalkwaliteit	E-470
Ankerhoek (met horizontaal)	45 graden

<b>Totale ankerlengte (incl. groutlichaam)</b>	ca. 32 m
<b>Niveau bovenkant groutlichaam</b>	NAP-2,00 m
<b>Diameter groutlichaam</b>	380 mm
<b>Lengte groutlichaam</b>	15,0 m

Tabel 3-6: Eigenschappen toegepast gordingprofiel

<b>Gording</b>	
<b>Type</b>	HE 360 B
<b>Niveau hart gording</b>	NAP+9,65 m
<b>Staalkwaliteit</b>	S355

### 3.3. Ontwerpkeuzes

In het VO zijn de volgende keuzes gemaakt:

- De locatie van de damwand is relatief hoog in het talud gekozen zodat deze bereikbaar is voor het aanbrengen met een Quatro-Piler. Hiervoor wel de kruin over ca. 1 tot 2 m ontgraven te worden om voldoende werkruimte te creëren.
- In het ontwerp is rekening gehouden met zowel drukkend als trillend installeren van de damwand.
- De damwand wordt uit het zicht (onder het maaiveld) afgewerkt. De dekking boven de damwand bedraagt 80 cm. Deze dekking is ruim voldoende om te voorkomen dat de damwand zichtbaar wordt tijdens de levensduur. De bovenzijde van de damwand wordt daarom niet afgewerkt met een deksloof.
- Ter hoogte van de dagelijkse freatische lijn wordt de damwand waterdoorlatend gemaakt. Het detail hiervoor wordt in het DO uitgewerkt.
- Om kwel langs de ankerbuis te voorkomen, wordt het groutlichaam aangebracht tot 1,0 m in de holocene lagen.
- Om de invloed van bodemdaling op de ankerbuizen zoveel mogelijk te beperken, worden de ankerkoppen scharnierend aan de damwand bevestigd. Het detail voor deze bevestiging is nader uit te werken. Daarnaast dient er in het detail waar de ankerbuis door de damwand wordt gevoerd, voldoende bewegingsruimte zijn voor de ankerbuis.
- Om de verticale kracht in de damwandconstructie te verspreiden over de damwandplanken worden alle niet geponste sloten afgelast. De laslengte en lasdikte wordt in het DO bepaald.

### 3.4. Verificatierapport

Het ontwerp van de langsconstructies dient te voldoen aan de Klant Eisen Specificatie (KES). Deze verificatie is uitgevoerd in [17].

### 3.5. Risico's

De belangrijkste technische risico's met betrekking tot de realisatie en het ontwerp van de langsconstructie zijn opgenomen in onderstaande tabel. Per risico is aangegeven hoe deze meegenomen is in het huidige ontwerp en/of hoe deze wordt meegenomen in de vervolgfase(n).

Tabel 3-7: Risicotabel langsonstructie

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
1	Obstakels in ondergrond	1) Archiefinformatie niet volledig 2) Onvoorziene obstakels	Damwanden of ankers komen niet op diepte	1) Voorprikken of damwand tracé / positie ankers aanpassen 2) Doorboren van obstakels met behulp van speciale boorkop 3) Obstakel opgraven (ondiepe obstakels) 4) obstakel overkluizen (aandachtspunt is controle op heave)
2	Te hoge weerstand in zandlaag	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	Damwanden niet op diepte	1) Analyse m.b.t. inbrengbaarheid van de damwandplanken 2) Zwaarder trilblok toepassen 3) Fluïderen*
3	Houdkracht ankers niet voldoende na controleproef	1) Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek 2) Obstakel geraakt	Anker onbruikbaar of onvoldoende belastbaar	1) Aanvullend grondonderzoek uitvoeren voorafgaand aan uitvoering 2) Nieuw anker plaatsen
4	Trillingen ten gevolge van installatie te hoog	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	1) Overlast omgeving 2) Schade aan bebouwing	1) Resterende damwanden drukkend installeren 2) Fluïderen*
5	Binnentalud instabiel tijdens aanbrengen damwand	1) Te hoge wateroverspanningen tijdens trillend installeren 2) Te zwaar materieel op de dijk / ondeugdelijke kraanopstelling	1) Bezwijken talud 2) Schade aan omgeving en materieel 3) Slachtoffers	1) Analyse mbt installeerbaarheid uitvoeren 2) Stabiliteit dijklichaam met materieel toetsen (evt. maatregelen nemen om belasting te spreiden)

\* In het VO is nog geen rekening gehouden met de effecten van fluïderen op het ontwerp. In het DO wordt onderzocht wat de impact hiervan is op het ontwerp.

### 3.6. Raakvlakken

De geïnventariseerde raakvlakken zijn onderstaand weergegeven. Per raakvlak is aangegeven hoe deze is verwerkt in het huidige ontwerp en/of hoe dit raakvlak in de vervolgfasen verwerkt wordt.

Tabel 3-8: Raakvlakken Langsconstructie

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
1	Inlaatduiker	Tussen TG009 en TG010 bevindt zich een inlaatduiker.	Deze duiker wordt permanent dichtgezet tijdens de dijkversterking. De damwandconstructie kruist deze duiker.

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
2	Kabels en leidingen	1) Een lage drukgasleiding (kruist de langsconstructie) 2) Een drukriolering (kruist de langsconstructie) 3) Een laagspanningskabel (kruist de langsconstructie) 4) Riool vrijverval	<p>Uitgangspunt is dat een segment van deze duiker verwijderd wordt, waarna de damwand doorgezet kan worden.</p> <p>De omgang met 1 is beschreven in paragraaf 4.3. Voor 2 en 3 is het uitgangspunt dat deze tijdelijk verlegd kunnen worden en in de nieuwe situatie om, of door de damwand heen gevoerd worden.</p> <p>Voor 4 dient de locatie van de leiding i.r.t. de damwand vastgesteld te worden en gecontroleerd te worden of er een conflict is.</p> <p>De definitieve omgang met de kabels en leidingen wordt vastgesteld in het DO.</p>
3	Natura2000 gebied	Buitendijks van TG010 bevindt zich een natura 2000 gebied.	De verhoging van de dijk is binnenwaarts uitgevoerd waardoor er geen conflict is met dit gebied.
4	Aansluiting op maatwerkoplossing	De damwand constructie sluit aan de noordoostzijde aan op een maatwerkoplossing, bestaande uit een verankerde damwand in het binnentalud.	De constructies dienen in het slot op elkaar aan te sluiten i.v.m. de functie als heavescherm. De constructie zal de afrit van de Ophemertsedijk daarom moeten kruisen. De aansluiting tussen deze twee constructies wordt in het DO uitgewerkt.
5	Aansluiting dijkversterking TiWa	Ter plaatse van TG011 sluit de langsconstructie aan op dijkversterkingsproject Tiel-Waardenburg (TiWa).	De constructie wordt aangebracht tot aan de huidige weg. Vanaf daar wordt het ontwerp verder uitgewerkt binnen het project TiWa. Dit betekent dat de controle op achterloopsheid ook binnen project TiWa wordt uitgevoerd..
6	Bomen perceel Ophemertsedijk 1	Op het perceel van Ophemertsedijk 1 is een aantal bomen aanwezig. Deze bomen conflicteren met de binnenwaartse kruinverhoging.	Het uitgangspunt is dat deze bomen verwijderd worden.

### 3.7. Veiligheid, gezondheid en milieu

#### 3.7.1. Uitvoeringsfase

De aspecten ten aanzien van veiligheid, gezondheid en milieu (VGM) gedurende de uitvoeringsfases worden nader uitgewerkt in vervolgfases. Aspecten waar in ieder geval rekening mee gehouden wordt:

- Beperking hinder voor omgeving (op het gebied van verkeer, trillingen en geluid)

- Val- en struikelgevaar voorkomen door hoogteverschillen duidelijk zichtbaar te maken, bij grote hoogteverschillen een hekwerk plaatsen.

### **3.7.2. Gebruiksfase**

Doordat de damwand volledig onder de grond afgewerkt wordt, zijn er geen obstakels in het binnentalud aanwezig in de eindfase. Ten aanzien van VGM worden er geen nadelige effecten t.o.v. de huidige situatie verwacht.

## **3.8. Duurzaamheid**

### **3.8.1. Materiaalkeuze en hergebruik**

In de keuze voor de toegepaste materialen wordt rekening gehouden met een levensduur van 100 jaar.

### **3.8.2. Beperking uitstoot (CO<sub>2</sub>, NO<sub>2</sub>, etc.)**

Om gedurende de uitvoeringsfase de uitstoot zoveel mogelijk te beperken kan in bij de inkoop en realisatie gedacht worden onderstaande maatregelen:

- Bij de keuze voor het toe te passen materieel rekening houden met de uitstoot van het betreffende materieel.
- Grote hoeveelheden materiaal aan te voeren over het water en realisatie van een of meerdere loslocaties;
- Tijdelijke opslag van materialen zoveel mogelijk op een depot in of nabij het projectgebied
- Vervoerbeweging (bijvoorbeeld materiaal van- en naar opslag) zo veel als mogelijk te beperken.

### **3.9. Beheer en onderhoud**

Voor de langsconstructie geldt dat deze vrijwel onderhoudsvrij is. Aandachtspunt tijdens de visuele inspecties van de waterkering is om alert te zijn op 'kuilen' of scheurvorming in de zone rondom de langsconstructie. Indien dergelijke schadevormen aangetroffen worden is het aan te bevelen om lokaal de constructie op te graven en te inspecteren.



## 4 Uitvoering

---

### 4.1. Fasering

In de VO-fase wordt uitgegaan van de volgende indicatieve fasering:

- 1 Creëren werkplateau op de kruin door het afgraven van ca. 1 tot 2 m van de kruin
- 2 Graven ontlast-, heisleuf in binnentalud
- 3 Aanbrengen damwand (trillend/drukkend) vanaf de kruin
- 4 Aanbrengen verankering (vanaf de kruin)
- 5 Aanbrengen gording
- 6 Afspannen ankers (afspankracht bedraagt 150 kN per anker)
- 7 Herstellen en profileren binnentalud
- 8 Aanbrengen kruinverhoging (binnen en buitenwaarts)

### 4.2. Installeerbaarheid

In deze paragraaf worden de volgende aspecten beschouwd:

- Schadevrij installeren damwand
- Trillingspredictie
- Indicatie benodigd materieel

#### 4.2.1. Schadevrij installeren damwand

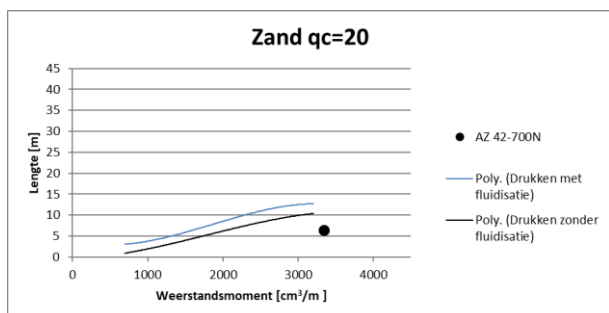
Voor de bepaling van het schadevrij installeren zijn de CUR NVAF-PSD [3] schadeverwachting grafieken gehanteerd. Maatgevend voor het installeren is de langere damwand in het noordoostelijk deel en snede 1. De maatgevende sondering is 75629\_DKMP064\_(TG008.+081\_DKMP2\_BIK). Hierbij zijn conusweerstand met een gemiddelde van 18 MPa gemeten met uitschieters naar 20 MPa. Voor de controle van de inbrengbaarheid zijn twee grafieken toegepast:

- Grafiek 20 in bijlage B van CUR166 deel 1, Drukken in zand van 20 MPa, installatiediepte bedraagt 6,5 m.
- Grafiek 36 in bijlage B van CUR166 deel 1, Hoogfrequent trillen in Tiel, installatiediepte bedraagt 18,5 m.

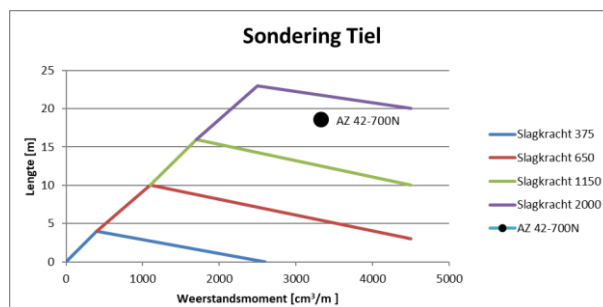
De CUR-grafieken zijn gebaseerd op planken van 600 mm breed. Een AZ42-700 N profiel is 700 mm breed, het weerstandsmoment van het profiel is hierdoor t.b.v. controle met de grafieken gecorrigeerd met een factor 0,8<sup>1</sup>. Conform beide grafieken, zie Figuur 4-1 en Figuur 4-2 zijn de planken schadevrij te installeren. In de grafieken is met de zwarte stip het AZ42-700 N profiel aangegeven. De damwand blijft hier onder de lijn voor schadeverwachting. De benodigde slagkracht bedraagt 2000 kN. Een trilblok dat een dergelijke kracht kan leveren is het type PVE 50 VM [16].

---

<sup>1</sup> Correctiefactor bedraagt  $\left(\frac{600}{700}\right)^{1,5} = 0,8$



Figuur 4-1: Schadeverwachting drukken in zand (20 MPa)



Figuur 4-2: Schadeverwachting HF-trillen in Tiel

#### 4.2.2. Trillingspredictie

In bijlage C is een indicatieve trillingspredictie uitgevoerd. De trillingspredictie is uitgevoerd volgens de methode uit de CUR166, empirisch model voor het intrillen van damwanden [3]. De trillingen zijn getoetst aan de grenswaarden volgens de SBR-A (2017), schade aan bouwwerken [6]. De minimaal vereiste afstand tussen de panden en de te installeren damwanden zijn weergegeven in Tabel 6-2. Hierbij is per object onderscheid gemaakt in het type meting (indicatief, beperkt en uitgebreid) en de bouwkundige staat en/of monumentale status. In Tabel 6-3 is in grafieken de trilsnelheid in de ondergrond t.o.v. de afstand vanaf de te installeren damwand weergegeven.

Tabel 4-1: Minimaal benodigde afstand tussen panden en damwand per type meting en grenswaarde

Object	Grenswaarde	Minimaal benodigde afstand [m]		
Keersluis*	8,00 mm/s	<b>Monumentaal en constructie categorie 1:</b>		
		Indicatieve meting	Beperkte meting	Uitgebreide meting
Ophemertsedijk 1*	2,82 mm/s	<b>Monumentaal en constructie categorie 2</b>		
		Indicatieve meting	Beperkte meting	Uitgebreide meting
Ophemertsedijk 5,7 en 16	4,80 mm/s	<b>Constructie categorie 2</b>		
		Indicatieve meting	Beperkte meting	Uitgebreide meting
Normale bouwkundige staat	4,80 mm/s	240	185	92
Gevoelige bouwkundige staat	2,82 mm/s	670	515	262

Volgens de predictie is er een verhoogd risico op schade aan de aanwezige bebouwing (>1%) vanwege het overschrijden van de minimaal benodigde afstanden volgens de tabel en dus wordt geconcludeerd dat het intrillen van damwanden niet zondermeer mogelijk is. Overigens betekent een overschrijding van de grenswaarde niet automatisch dat er schade optreedt.

Mogelijke maatregelen zijn het trillingsvrij aanbrengen (drukken) van damwanden of trillingsreductie (zie onderstaand). Er dient rekening mee te worden gehouden dat sommige (trillingsreducerende) maatregelen invloed kunnen hebben op het ontwerp. De keuze wat betreft de wijze van aanbrengen en de invloed op het ontwerp wordt in het DO onderzocht.

Mogelijk oplossingsrichtingen om de damwanden zonder schade aan te brengen :

- Damwanden drukkend aanbrengen, dit is trillingsarm.
- Fluïderen of voorboren van de damwand tijdens het trillen, dit reduceert de weerstand tijdens het inbrengen en in het algemeen de trillingen. In de nabijheid van de damwand is afhankelijk van de maatregel/uitvoering grondvervorming mogelijk.
- Intrillen van enkele in plaats van dubbele damwandplanken, waardoor de benodigde slagkracht (trillingen) kan worden beperkt.
- Voorwoelen van de toplaag om overdracht van trillingen (trillingssnelheden) in de toplaag te reduceren.
- Proefplanken trillen en meting van trillingssnelheden. Vervolgens de uitvoeringswijze hiermee bepalen. In de praktijk blijkt vaak dat de prognose conservatief is. Bovendien wordt een beter beeld verkregen van welke energie (blok) benodigd is om de damwand op diepte te krijgen (minimaliseren van slagkracht). Eventueel te combineren met één of meer van de andere genoemde punten.

#### 4.2.3. Materieel

Vanwege de relatief lange en zware damwanden die vanuit de stabiliteitsfunctie vereist zijn en de gevoelige objecten in het deeltraject is de uitvoering complex. Aanbevolen wordt om dit aspect in het DO in meer detail te onderzoeken (evt. in combinatie met ervaringen van aannemers).

### 4.3. Aandachtspunten uitvoering

De onderstaande aandachtspunten zijn er voor de uitvoeringsfase:

- De omgang met de lagedruk gasleiding wordt nader bepaald in het DO. Het voorlopige uitgangspunt in het VO is dat de gasleiding verlegd wordt. Lokaal wordt een dubbele plank van de langsconstructie dieper ingebracht. De gasleiding kan vervolgens middels een bypass over de langsconstructie worden gevoerd. Het oude deel van de leiding kan hierna verwijderd worden. Aandachtspunt hierbij is dat de gasleiding maar een beperkt aantal uur afgesloten mag zijn.
- De omgang de inlaatduiker wordt nader bepaald in het DO. In het VO is het uitgangspunt dat een sectie van de duiker lokaal verwijderd kan worden. De damwand kan vervolgens door deze verwijderde sectie aangebracht worden. Het resterende deel van de duiker wordt dichtgezet met dämmer.
- Op alle ankers dient een controleproef uitgevoerd te worden en op minimaal 5% van alle ankers een geschiktheidsproef.
- De afspankracht van de ankers bedraagt 150 kN.
- Tijdens de uitvoering dient er voldaan te worden aan de eisen opgenomen in [13].

### 4.4. Monitoring

Het wordt aanbevolen om tijdens de uitvoering trillingen op naastgelegen panden en de keersluis te monitoren. Daarnaast wordt aanbevolen om voorafgaand aan de uitvoering een bouwkundige opnamen van de panden uit te voeren. In het DO wordt nader bepaald voor welke panden dit noodzakelijk is en of er meer aspecten gemonitord dienen te worden.

## 5 Ontwerptoetsingen

### 5.1. Samenvatting rekenresultaten

In Tabel 5-1 is een samenvatting gegeven van de rekenresultaten. De volledige berekeningsresultaten zijn opgenomen in Bijlage F. Omdat er twee rekensneden zijn beschouwd zijn beide rekenresultaten opgenomen in Tabel 5-1. De toetsingen zijn in deze rapportage alleen uitgewerkt voor snede 1. De toetsingen voor snede 2 zijn op dezelfde wijze uitgevoerd en het resultaat van deze toetsingen is opgenomen in bijlage B. In paragraaf 5.2 zijn de ontwerptoetsingen per onderdeel voor snede 1 beschreven.

In Tabel 5-1 is zichtbaar dat snede 1 aanzienlijk zwaarder belast wordt. Een van de redenen hiervoor is de conservatief gemodelleerde stijghoogte. Zoals aangegeven in paragraaf 2.6 zal er vanwege opbarsten in het inundatiekanaal een lagere stijghoogte aanwezig zijn.

Tabel 5-1: Overzicht rekenresultaten (exclusief schematiseringsfactor of belastingeffectfactor)

Rekenresultaat	Eenheid	Sneede 1		Sneede 2	
		Waarde	Maatgevende rekenfase	Waarde	Maatgevende rekenfase
Stabiliteitsfactor	[-]	1,12	6b	1,16	6b
Moment	[kNm/m]	933	9a	719	6a
Dwarskracht	[kN/m]	313	9a	254	6a
Normaalkracht	[kN/m]	449	8	372	5
Ankerkracht	[kN/m]	474	8	400	6a
Horizontale vervorming constructie	[mm]	51	4c	21	4c
Horizontale verschilvervorming binnenteen-buitenteen	[mm]	51	4c	45	4c
Kruindaling	[mm]	70	7c	nihil	4c

De volgende toetsingen zijn uitgevoerd:

- GEO-1: Stabiliteit binnenwaarts paragraaf 5.2.1
- STR-1: Toetsing voorwand (sterkte) paragraaf 5.2.2
- STR-2 en SSI-2 Sterkte en houdkracht verankering paragraaf 5.2.3
- STR-2: Sterkte gording paragraaf 5.2.4
- SSI-1 Lengte langconstructie (incl verticaal draagvermogen) paragraaf 5.2.5
- Vervormingen constructie en dijklichaam paragraaf 5.2.6

Omdat er doorgaande constructies toegepast worden is snijden van grond (GEO-2) geen relevant faalmechanisme, dit mechanisme is daarom niet getoetst.

## 5.2. Ontwerptoetsingen snede 1

### 5.2.1. GEO-1: Stabiliteit binnenwaarts

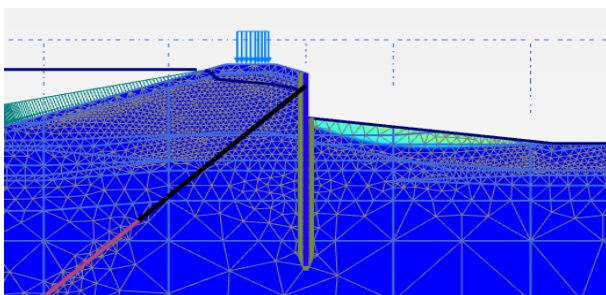
De stabiliteit binnenwaarts is getoetst in de situaties met en zonder significante overslag.

Het maatgevende glijvlak per faalmechanisme is weergegeven in de figuren Figuur 5-1 en Figuur 5-2.

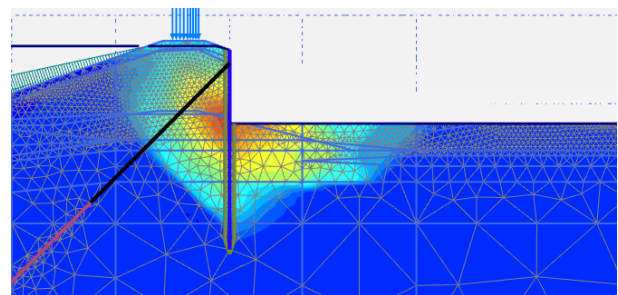
Het verloop van de C-Phi reductie per mechanisme is weergegeven in Figuur 5-3. De berekende stabiliteitsfactoren zijn:

- Geen significant overslag : 1,12
- Significant overslag 1,21

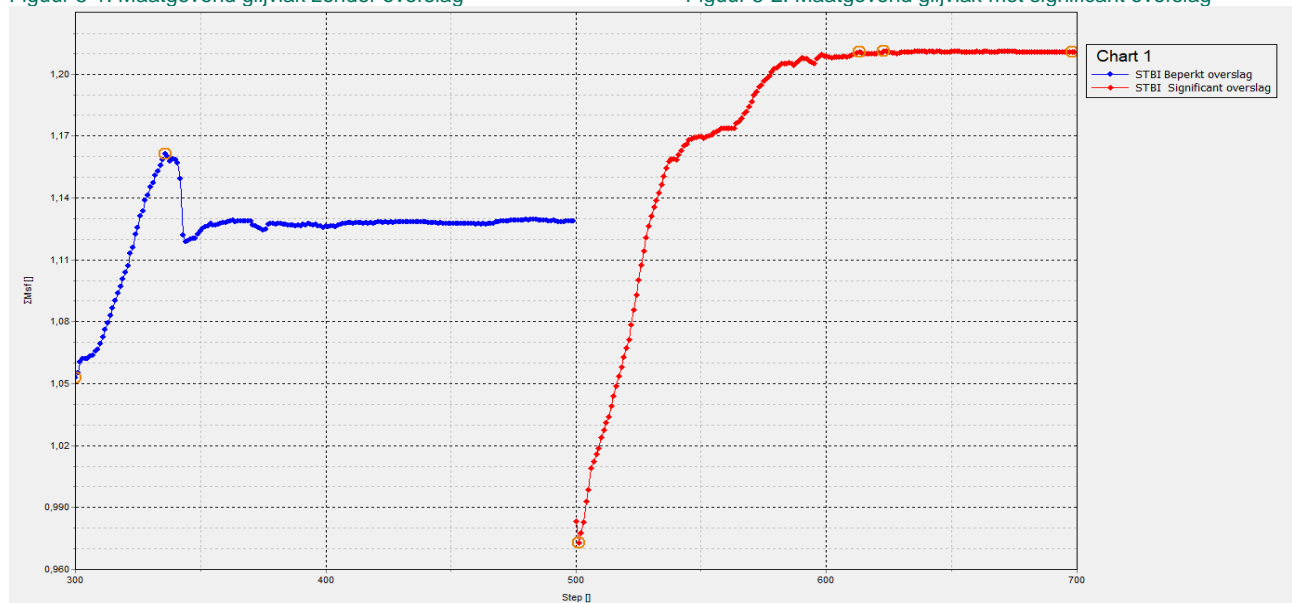
Deze waarde dienen getoetst te worden aan de nog te bepalen schematiseringsfactor. In het VO is het uitgangspunten een schematiseringsfactor kleiner of gelijk aan 1,1 [15]. In de DO-fases wordt de schematiseringsfactor bepaald. Omdat alle stabiliteitsfactor groter zijn dan 1,10, voldoet de binnenwaartse stabiliteit aan deze schematiseringsfactor. In de toetsing zonder significante overslag treedt een glijvlak op in het aanwezige restprofiel. Omdat dit glijvlak reeds voldoet aan de vereiste stabiliteitsfactor is er niet verder gezocht naar het glijvlak door de constructie. De stabiliteitsfactor van de constructie is mogelijk nog hoger.



Figuur 5-1: Maatgevend glijvlak zonder overslag



Figuur 5-2: Maatgevend glijvlak met significant overslag



Figuur 5-3: Berekende geotechnische stabiliteitsfactor

### 5.2.2. STR-1: Toetsing damwand

De sterkte van de voorwand is getoetst in bijlage A.1. Hierbij is rekening gehouden met het verschil in corrosiesnelheden in de zone tot onder de dagelijkse grondwaterstand en de zone daaronder. De reductiefactor voor de sterkte van het profiel is bepaald in durability [17]. Voor de twee zones resulteert dit in de volgende reductiefactoren:

- Zone A boven en rondom de dagelijkse grondwaterstand  $\frac{W_{gecorrodeerd}}{W_{ongecorrodeerd}} = \frac{3280}{4205} = 0,78$
- Zone B permanent onder de grondwaterstand  $\frac{W_{gecorrodeerd}}{W_{ongecorrodeerd}} = \frac{3700}{4205} = 0,88$

Er is getoetst aan de volgende krachten:

- Moment
  - Zone A:  $M_{ed} = 933 * 1,1 = 1026$  kNm/m Maximum in fase 9a
  - Zone B:  $M_{ed} = 933 * 1,1 = 1026$  kNm/m Maximum in fase 9a
  - $\Delta M_{ini} = 44$  kNm/m toeslag initiële imperfecties, beide zones gelijk, zie onderstaand)
- Dwarskracht (gelijk in zone A en B)  $V_{ed} = 313 * 1,1 = 344$  kN Maximum in fase 9a
- Normaalkracht
  - Zone A  $N_{s;d} = 396 * 1,1 = 436$  kN/m Maximum fase 8
  - Zone B  $N_{s;d} = 449 * 1,1 = 494$  kN/m Maximum fase 8

Omdat uit de toetsing conform EC3 blijkt dat 2<sup>e</sup> orde effecten niet verwaarloosbaar zijn <sup>2</sup>, zijn de 2<sup>e</sup> orde effecten bepaald conform de PPL. Er is gerekend met de optie 'Updated Mesh'. De berekende snedekrachten zijn hiermee inclusief deze 2<sup>e</sup> orde effecten. Aanvullend wordt de invloed van initiële imperfecties in rekening gebracht. Hiervoor is een additioneel moment ( $\Delta M_{ini}$ ) berekend:

- $\Delta M_{ini} = 0,005 * N_{s;d} * l_{knik}$ 
  - $N_{s;d}$  = De rekenwaarde van de normaalkracht, deze bedraagt 496 kN/m
  - $l_{knik}$  = De kniklengte bedraagt de afstand tussen het aangrijpingsniveau van het anker (NAP+10,4 m) en de teen van de damwand (NAP-7,50 m), de kniklengte bedraagt 17,9 m.
$$\Delta M_{ini} = 0,005 * N_{s;d} * l_{knik} = 0,005 * 494 * 17,9 = 44 \text{ kNm}$$

Deze gewijzigde aanpak voor het in rekening brengen van de imperfecties en 2<sup>e</sup> orde effecten is toepasbaar mits voldaan is aan de onderstaande voorwaarden.

- 1 De maximale horizontale uitbuiging is groter dan 0,2% van de kniklengte  
De berekende vervorming bedraagt: 0,15 m  
De kniklengte bedraagt 17,9 m. (0,2% bedraagt 0,036 m)  
Controle: 0,0316 m < 0,15 m, er is voldaan aan deze voorwaarde.
- 2 De rekenwaarde van de normaalkracht in de damwand is kleiner dan 20% van de knikkracht.  
De rekenwaarde van de normaalkracht bedraagt: 494 kN/m  
De knikkracht bedraagt: 10.805 kN/m (bepaald conform [8])  
Controle: 494/10.805=0,05. De rekenwaarde van de normaalkracht bedraagt ca. 5% van de knikkracht, hiermee is voldaan aan de voorwaarde.

<sup>2</sup> In bijlage A.1 is een doorsnede toets van het damwandprofiel met de kniktoetsing conform EC3 opgenomen.

Bovenstaand is aangetoond dat aan beide voorwaarden is voldaan.

### 5.2.3. STR-2 en SSI-2: Sterkte en houdkracht verankering

De verankering is getoetst in bijlage A.2. Er is gerekend met de volgende maatgevende ankerkrachten:

- $P_{\max}=474*1,1=521$  kN/m berekend in fase 8
- $P_{\max}$  voor ankeruitval= $330*1,1=364$  kN/m berekend in fase 4c

De maatgevende sondering is de sondering "75629\_DKMP049\_(TG003.+050\_DKMP2\_BIK)". Er is een gemiddelde conusweerstand van 9 MPa in de zone van het groutlichaam bepaald. De bepaling van de gemiddelde conusweerstand is ook opgenomen in bijlage A.2. In de bepaling van de gemiddelde conusweerstand zijn de gemeten conusweerstand groter dan 15 MPa afgesloten op 15 MPa, conform [10] voor schroefinjectieankers. Daarnaast is de conusweerstand (voorafgaand aan afsnuiting) als gevolg van de hoge grondwaterstand onder extreme omstandigheden gereduceerd. Deze reductie bedraagt 11%. De reductie is als volgt bepaald:

- $\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}}$ : waarin:
    - $\gamma_{qc}$  de correctiefactor voor conusweerstand qc [-]
    - $\sigma'_i$  de initiële effectieve spanning [kN/m<sup>2</sup>]
    - $\sigma'_i$  is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van bovenkant groutlichaam in fase 2a. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met 'dagelijkse omstandigheden'.
    - $\sigma'_i = 146$  kN/m<sup>2</sup>
    - $\sigma'_d$  de effectieve spanning onder extreme omstandigheden [kN/m<sup>2</sup>]
    - $\sigma'_d$  is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van bovenkant groutlichaam in fase 4a. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met de WBN-situatie.
    - $\sigma'_d = 116$  kN/m<sup>2</sup>
- $$\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}} = \sqrt{\frac{116}{146}} = 0,89$$

De unity checks zijn kleiner dan 1,0 waarmee de verankering voldoet.

In de bovenstaande berekende maximale ankerkracht is het effect van zakkende grond op de ankerstangen in rekening gebracht. De toename van de ankerkracht is berekend conform de methode uit CUR166 [3] met de aanpassingen zoals beschreven in de TUN [15]. De berekening van de ankerkracht toename is opgenomen in bijlage A.2. Er is een berekende toeslag ten gevolge van zakkende grond van 129 kN/anker<sup>3</sup> bepaald. Daarnaast is ten gevolge van kruip een toeslag van 157 kN per anker bepaald (= ankerkracht in

<sup>3</sup> Toeslag is inclusief modelfactor  $\gamma_{zb} = 1,25$ .

fase 3a). De toename incl. initiële ankerkracht bedraagt:  $129 + 157 = 286$  kN per anker. Als voorspanning in fase 3b in Plaxis is 290 kN/anker ingevoerd.

Een aantal van de uitgangspunten die de grootste invloed hebben op de berekening is onderstaand benoemd:

- De ongecorrodeerde doorsnede van de ankerbuis.
- De horizontale beddingsconstante voor het materiaal achter de damwand is conservatief hoog ingeschat. Er is uitgegaan van een waarde gelijk aan  $10.000 \text{ kN/m}^3/\text{m}$ , dit komt overeen met 'vaste klei'.
- De inrekening gebrachte zakking bedraagt 0,03 m. Dit is de verwachte zakking ten gevolge van autonome bodemdaling. Deze zakking is conservatief nog niet omgerekend naar een loodrechte zakking op de ankerbuis en is over gehele lengte van de ankerstang constant verondersteld.

#### 5.2.4. STR-2: Sterkte gording

In het VO is het ontwerp van de gording gebaseerd op basis van vereenvoudigde formules. Het gordingprofiel is daarmee indicatief. In het DO wordt een gedetailleerder ontwerp van de gording en verbindingen gemaakt. De gordingberekening is opgenomen in bijlage A.3. Er is getoetst aan de volgende krachten:

- $P_{\max} = 474 * 1,1 = 521$  kN/m berekend in fase 8
- $P_{\max}$  voor ankeruitval =  $330 * 1,1 = 364$  kN/m berekend in fase 4c

De unity checks zijn kleiner dan 1,0 waarmee de gording voldoet.

#### 5.2.5. SSI-1: Lengte langsconstructie

De lengte van de langsconstructie is bepaald op basis van de maximale waarde van:

- 1 Teenniveau 2 m in het pleistocene zand
- 2 Teenniveau o.b.v. heave criterium
- 3 Teenniveau o.b.v. toetsing verticaal draagvermogen

- 1 Teenniveau 2 m in het pleistocene zand

De bovenzijde van het pleistoceen bevindt zich in het traject op een niveau van NAP-2,0 m (sondering "TG010.+000\_DKMP\_BIK" of hoger. Met het teenniveau van NAP-7,50 m, is voldaan aan de eis om de constructie 2,0 m in het pleistocene zand te plaatsen.

- 2 Teenniveau o.b.v. heave criterium

Het vereiste teenniveau o.b.v. het heave criterium is bepaald in [18] en bedraagt NAP-5,63 m. Met het teenniveau van NAP-7,50 m, wordt voldaan aan het heave criterium.

- 3 Teenniveau o.b.v. toetsing verticaal draagvermogen

Het verticaal draagvermogen is getoetst in D-Foundations, de resultaten zijn opgenomen in bijlage A.4. De maatgevende sondering is "75629\_DKMP070-A\_(TG009.+075\_DKMP2\_BIK)". Het berekende draagvermogen op het niveau van NAP-7,50 m bedraagt 506 kN/m. Er is getoetst aan de waarde van de normaalkracht net onder de anker Gording. De maximale waarde op dit niveau bedraagt 340 kN/m en is berekend in fase 8. Het verticaal draagvermogen voldoet hiermee op het teenniveau van NAP-7,50 m.



In de toetsing van het verticaal draagvermogen is rekening gehouden met de volgende reducties:

- 30% reductie van de conusweerstand ten gevolge van het trillend installeren van de damwanden.
- reductie van de conusweerstand als gevolg van de hoge grondwaterstand onder extreme omstandigheden. Deze reductie bedraagt 8 %. De reductie is als volgt bepaald:

$$\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}} \text{ waarin:}$$

- $\gamma_{qc}$  de correctiefactor voor conusweerstand qc [-]
- $\sigma'_i$  de initiële effectieve spanning [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\sigma'_i$  is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van de teen van de damwand in fase 2a. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met 'dagelijkse omstandigheden'.

$$\sigma'_i = 215 \text{ kN/m}^2$$

- $\sigma'_d$  de effectieve spanning onder extreme omstandigheden [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\sigma'_d$  is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van de teen van de damwand in fase 4a. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met de WBN-situatie.

$$\sigma'_d = 182 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}} = \sqrt{\frac{182}{215}} = 0,92$$

De totale reductie op de conusweerstand bedraagt  $(1 - 0,7 * 0,95) * 100\% = 36\%$

Met het teenniveau van NAP-7,50 m is aan alle bovenstaande criteria voldaan.

### 5.2.6. Vervormingen constructie en dijklichaam

Conform de PPL dient er aan de volgende eisen voldaan te worden:

- 1 De kruindaling mag niet meer dan 0,1 m bedragen;
- 2 De horizontale vervorming van de binnenteen t.o.v. de buitenteen mag niet meer dan 0,1 m bedragen;
- 3 De horizontale vervorming van de constructie mag niet meer dan 0,1 m bedragen;

In de toetsing van de vervormingseisen dient gerekend te worden met een schematiseringsfactor van 1,3 [1]. Onderstaand wordt per eis aangegeven of hier aan voldaan is.

- De berekende verticale vervorming van de kruin in fase 7c bedraagt 0,07 m. Inclusief schematiseringsfactor bedraagt dit 0,09 m. Hiermee is voldaan aan eis 1.
- De berekende verschilvervorming tussen de binnenteen en buitenteen in fase 4c bedraagt 0,05 m. Inclusief schematiseringsfactor bedraagt dit 0,07 m. Hiermee is voldaan aan eis 2.
- De berekende horizontale vervorming van de constructie in fase 4c bedraagt 0,05 m, inclusief schematiseringsfactor is dit 0,07 m. Hiermee is voldaan aan eis 3.

## 6 Overdracht DO-fase

---

### 6.1. Nader te detailleren

De volgende punten dienen in de DO-fase nader uitgewerkt te worden:

- Het ontwerpen van de anker Gording en de verbinding tussen damwand en Gording.
- De lasverbinding van de niet geponste damwand sloten.
- De constructieve en geotechnische schematiseringsfactor dient afgeleid te worden.
- Het detail om beïnvloeding van de damwand op de dagelijkse geohydrologische situatie te voorkomen.
- De aansluiting van de langsconstructie op de maatwerkoplossing in vak 5b en de aansluiting op het dijkversterkingsproject TiWa dient uitgewerkt te worden.
- Controleren van de uitvoeringsstabiliteit van het dijklichaam
- Aanvullende rekensnede in het noordoostelijke deel beschouwen t.b.v. mogelijke optimalisaties in het ontwerp.
- Aanscherpen van de 2D berekeningen in het zuidwestelijke deel en controle berekening uitvoeren in Plaxis 3D.
- De invloed van de kathodische bescherming van de gasleiding op de damwand onderzoeken.
- Het verwerken van de uitkomsten van het labonderzoek in het ontwerp.
- De installeerbaarheid en de effecten op het ontwerp dienen nader onderzocht te worden.
- Detail doorvoer van de ankerbuizen door de damwand ontwerpen, rekening houden met autonome bodemdaling en zakking van de kruin.
- Bepalen welke aspecten gemonitord dienen te worden (trillingsmetingen panden, bouwkundige opname, etc)
- Modelcontroles uit de PPL[1] en PPE [2] uitvoeren in DO;
  - Gekozen meshfijnheid controleren
  - Controle: vergelijking glijvlakberekening en eindige-elementenberekening
  - Toegepaste tolerantie controleren
  - Invloed modelgrenzen controleren

## 6.2. Niet-beheerste risico's

Voor de vervolgfase gelden de volgende niet beheerste risico's :

Tabel 6-1: Risicotabel langsonstructie

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
1	Obstakels in ondergrond	1) Archiefinformatie niet volledig 2) Onvoorziene obstakels	Damwanden of ankers komen niet op diepte	1) Voorprikken of damwand tracé / positie ankers aanpassen 2) Doorboren van obstakels met behulp van speciale boorkop 3) Obstakel opgraven (ondiepe obstakels) 4) obstakel overkluizen (aandachtspunt is controle op heave)
2	Te hoge weerstand in zandlaag	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	Damwanden niet op diepte	1) Analyse m.b.t. inbrengbaarheid van de damwandplanken 2) Zwaarder trilblok toepassen 3) Fluïderen*
3	Houdkracht ankers niet voldoende na controleproef	1) Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek 2) Obstakel geraakt	Anker onbruikbaar of onvoldoende belastbaar	1) Aanvullend grondonderzoek uitvoeren voorafgaand aan uitvoering 2) Nieuw anker plaatsen
4	Trillingen ten gevolge van installatie te hoog	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	1) Overlast omgeving 2) Schade aan bebouwing	1) Resterende damwanden drukkend installeren 2) Fluïderen*
5	Binnentalud instabiel tijdens aanbrengen damwand	1) Te hoge wateroverspanningen tijdens trillend installeren 2) Te zwaar materieel op de dijk / ondeugdelijke kraanopstelling	1) Bezijken talud 2) Schade aan omgeving en materieel 3) Slachtoffers	1) Analyse mbt installeerbaarheid uitvoeren 2) Stabiliteit dijklichaam met materieel toetsen (evt. maatregelen nemen om belasting te spreiden)

\* In het VO is nog geen rekening gehouden met de effecten van fluïderen op het ontwerp. In het DO wordt onderzocht wat de impact hiervan is op het ontwerp.

### 6.3. Openstaande raakvlakken

Voor de vervolfase gelden de volgende openstaande raakvlakken:

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
1	Inlaatduiker	Tussen TG009 en TG010 bevindt zich een inlaatduiker.	Deze duiker wordt permanent dichtgezet tijdens de dijkversterking. De damwandconstructie kruist deze duiker. Uitgangspunt is dat een segment van deze duiker verwijderd wordt, waarna de damwand doorgezet kan worden.
2	Kabels en leidingen	<ol style="list-style-type: none"> <li>1) Een lage drukgasleiding (kruist de langsconstructie)</li> <li>2) Een drukriolering (kruist de langsconstructie)</li> <li>3) Een laagspanningskabel (kruist de langsconstructie)</li> <li>4) Riool vrijerval</li> </ol>	<p>De omgang met 1 is beschreven in paragraaf 4.3. Voor 2 en 3 is het uitgangspunt dat deze tijdelijk verlegd kunnen worden en in de nieuwe situatie om, of door de damwand heen gevoerd worden.</p> <p>Voor 4 dient de locatie van de leiding i.r.t. de damwand vastgesteld te worden en gecontroleerd te worden of er een conflict is.</p> <p>De definitieve omgang met de kabels en leidingen wordt vastgesteld in het DO.</p>
3	Natura2000 gebied	Buitendijks van TG010 bevindt zich een natura 2000 gebied.	De verhoging van de dijk is binnenwaarts uitgevoerd waardoor er geen conflict is met dit gebied.
4	Aansluiting op maatwerkoplossing	De damwand constructie sluit aan de noordoostzijde aan op een maatwerkoplossing, bestaande uit een verankerde damwand in het binnentalud.	De constructies dienen in het slot op elkaar aan te sluiten i.v.m. de functie als heavescherm. De constructie zal de afrit van de Ophemertsedijk daarom moeten kruisen. De aansluiting tussen deze twee constructies wordt in het DO uitgewerkt.
5	Aansluiting dijkversterking TiWa	Ter plaatse van TG011 sluit de langsconstructie aan op dijkversterkingsproject Tiel-Waardenburg (TiWa).	De constructie wordt aangebracht tot aan de huidige weg. Vanaf daar wordt het ontwerp verder uitgewerkt binnen het project TiWa. Dit betekent dat de controle op achterloopsheid ook binnen project TiWa wordt uitgevoerd..
6	Bomen perceel Ophemertsedijk 1	Op het perceel van Ophemertsedijk 1 is een aantal bomen aanwezig. Deze bomen conflicteren met de binnenwaartse kruinverhoging.	Het uitgangspunt is dat deze bomen verwijderd worden.

#### 6.4. Afgeleide eisen/aandachtspunten uitvoering

- De omgang met de lagedruk gasleiding wordt nader bepaald in het DO. Het voorlopige uitgangspunt in het VO is dat de gasleiding verlegd wordt. Lokaal wordt een dubbele plank van de langsconstructie dieper ingebracht. De gasleiding kan vervolgens middels een bypass over de langsconstructie worden gevoerd. Het oude deel van de leiding kan hierna verwijderd worden. Aandachtspunt hierbij is dat de gasleiding maar een beperkt aantal uur afgesloten mag zijn.
- De omgang de inlaatduiker wordt nader bepaald in het DO. In het VO is het uitgangspunt dat een sectie van de duiker lokaal verwijderd kan worden. De damwand kan vervolgens door deze verwijderde sectie aangebracht worden. Het resterende deel van de duiker wordt dichtgezet met dämmer.
- Op alle ankers dient een controleproef uitgevoerd te worden en op minimaal 5% van alle ankers een geschiktheidsproef.
- De afspankracht van de ankers bedraagt 150 kN.
- Tijdens de uitvoering dient er voldaan te worden aan de eisen opgenomen in [13].

#### 6.5. Risicoreservering DO-fase

In de voorliggende rapportage en bijbehorende berekeningen is nog geen rekening gehouden met het toepassen van maatregelen (bijvoorbeeld voorboren of fluïderen) t.b.v. het installeren van de damwand. De invloed van deze maatregelen op ontwerp van de langsconstructie wordt in de DO-fase onderzocht. Er is een risico dat de damwand hierdoor zwaarder en/of langer uitgevoerd moeten worden. Om dit risico te ondervangen wordt voorgesteld om uit te gaan van de volgende damwandprofielen en -lengtes in de VO-raming:

- Noordoostelijk deel: AZ42-700 N S355GP, lengte 20,5 m
- Zuidwestelijk deel: AZ42-700 N S355GP, lengte 20,0 m



## BIJLAGEN

### A. Ontwerptoetsingen

#### A.1. *Doorsnede toetsing damwand*

# Controle doorsnede damwand

conform NEN-EN 1993-5:2008 + NB:2012 (sheet alleen toepasbaar voor klasse 1, 2 en 3 profielen)



**Project** Dijkversterking Stad Tiel  
**Opdrachtgever** Waterschap Rivierenland  
**Projectnummer Iv-Infra** INFR200121  
**Onderdeel** Dijkvak 6 snede 1 - overschrijding kniktoets EC5  
**Revisie** 1  
**Datum** 18-12-2020

## INVOER

### Invoer: gegevens damwand

damwandprofiel AZ42-700N  
 type damwandprofiel Z-plank  
 staalsoort S 355 GP  
 Toelaatbare staalspanning  $f_y$  355 N/mm<sup>2</sup>  
 elasticiteitsmodulus E 2.10E+05 N/mm<sup>2</sup>  
 kniklengte (NEN-EN 1993-5 fig 5-2)\* l 12.53 m  
 factor scheve buiging (weerstandsmoment)\*\*  $\beta_B$  1.0  
 factor scheve buiging (traagheidsmoment)\*\*  $\beta_D$  1.0

### Definitie zones damwand

Zone	
A	Boven dagelijkse waterstand
B	Onder dagelijkse waterstand

\* zie tabblad controles (3) voor betreffende figuur/tabel. Indien knik niet van toepassing is vul in: n.v.t.

\*\* bepaald aan de hand van CUR166 (2012)

### Invoer: corrosie

Boven dagelijkse waterstand 0 mm  
 Onder dagelijkse waterstand 0 mm  
 permanent onder water 0 mm  
 grond 0.0 mm

### Handmatig opgeven corrosiefactor\*\*\*\*

corrosiefactor Zone A 0.78  
 corrosiefactor Zone B 0.88  
 corrosiefactor Zone C 1.00  
 corrosiefactor Zone D 1.00

ja

\*\*\* nee: corrosiefactor = flensdikte gecorrodeerd / flensdikte ongecorrodeerd  
 ja: gebruik maken van rekensheet / rekenprogramma en factor handmatig invullen

### Invoer: snedekrachten

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
optredende moment	$M_{ed}$	1026	1026	0	0 kNm/m
optredende normaalkracht	$N_{ed}$	436	494	0	0 kN/m
optredende dwarskracht	$V_{ed}$	344	344	0	0 kN/m

### Invoer: partiële veiligheidsfactoren (o.b.v. NB)

$\gamma_{M0}$  1.00  
 $\gamma_{M1}$  1.10  
 $\gamma_{M2}$  1.25

## SAMENVATTING TOETSING DOORSNEDE

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
Moment	U.C.	0.76	0.68	0.00	0.00
Dwarskracht	U.C.	0.32	0.28	0.00	0.00
Normaalkracht	U.C.	0.06	0.06	0.00	0.00
Moment + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Plooi	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Knik	U.C.	1.08	0.97	n.v.t.	n.v.t.

voldoet aan norm

voldoet niet aan norm

niet van toepassing

# Controle doorsnede damwand

conform NEN-EN 1993-5:2008 + NB:2012 (sheet alleen toepasbaar voor klasse 1, 2 en 3 profielen)



**Project** Dijkversterking Stad Tiel  
**Opdrachtgever** Waterschap Rivierenland  
**Projectnummer Iv-Infra** INFR200121  
**Onderdeel** Deeltraject 6 snede 1  
**Revisie** 1  
**Datum** 18-12-2020

## INVOER

### Invoer: gegevens damwand

damwandprofiel AZ42-700N  
 type damwandprofiel Z-plank  
 staalsoort S 355 GP  
 Toelaatbare staalspanning  $f_y$  355 N/mm<sup>2</sup>  
 elasticiteitsmodulus E 2.10E+05 N/mm<sup>2</sup>  
 kniklengte (NEN-EN 1993-5 fig 5-2)\* I 1.00 m  
 factor scheve buiging (weerstandsmoment)\*\*  $\beta_B$  1.0  
 factor scheve buiging (traagheidsmoment)\*\*  $\beta_D$  1.0

### Definitie zones damwand

Zone	
A	Boven dagelijkse waterstand
B	Onder dagelijkse waterstand

\* zie tabblad controles (3) voor betreffende figuur/tabel. Indien knik niet van toepassing is vul in: n.v.t.

\*\* bepaald aan de hand van CUR166 (2012)

### Invoer: corrosie

Boven dagelijkse waterstand 0 mm  
 Onder dagelijkse waterstand 0 mm  
 permanent onder water 0 mm  
 grond 0.0 mm

### Handmatig opgeven corrosiefactor\*\*\*\*

corrosiefactor Zone A 0.78  
 corrosiefactor Zone B 0.88  
 corrosiefactor Zone C 1.00  
 corrosiefactor Zone D 1.00

ja

\*\*\* nee: corrosiefactor = flensdikte gecorrodeerd / flensdikte ongecorrodeerd

ja: gebruik maken van rekensheet / rekenprogramma en factor handmatig invullen

### Invoer: snedekrachten

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
optredende moment	$M_{ed}$	1071	1071	0	0 kNm/m
optredende normaalkracht	$N_{ed}$	435.6	493.9	0	0 kN/m
optredende dwarskracht	$V_{ed}$	344	344	0	0 kN/m

### Invoer: partiële veiligheidsfactoren (o.b.v. NB)

$\gamma_{M0}$  1.10  
 $\gamma_{M1}$  1.10  
 $\gamma_{M2}$  1.25

## SAMENVATTING TOETSING DOORSNEDE

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
Moment	U.C.	0.88	0.78	0.00	0.00
Dwarskracht	U.C.	0.35	0.31	0.00	0.00
Normaalkracht	U.C.	0.07	0.07	0.00	0.00
Moment + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Plooi	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Knik	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.

voldoet aan norm

voldoet niet aan norm

niet van toepassing





**A.2. Sterkte verankering**

**Berekening ankerkracht incl. bijdrage zakkende grond**

bronnen: CUR166 (2012), Damwandconstructies - 6e herziene druk, deel 2 paragraaf 4.9.13  
 POV-M Publicatie stabiliteitsverhogende langsconstructies, Deltares, maart 2020



**Project** Dijkversterking Stad Tiel  
**Opdrachtgever** Waterschap Rivierenland  
**Projectnummer Iv-Infra** INFR200121  
**Onderdeel** Voorlopig ontwerp schroefinjectie anker vak 6 snede 1  
**Revisie** 1  
**Datum** 18-12-2020

**Gegevens doorsnede**

Type voorwand AZ42-700N  
 Type anker Ankerbuis 101.6 x 28  
 Methode PPL

**Invoer constructie**

Type anker	-	Ankerbuis
Diameter ankerbuis	$D_0$	0.102 [m]
Corrosiebescherming ankerbuis (rondom)	-	0.000 [m]
Wanddikte ankerbuis	t	0.028 [m]
Hart-op-hart afstand verankering	a	2.80 [m]
Ankerhoek met horizontaal	$\alpha_{\text{anker}}$	45 [graden]
Lengte anker tussen opleggingen	L	17.5 [m]
Buigstijfheid damwand (gecorrodeerd) per meter	$EI_{\text{damwand}}$	193305 [kNm <sup>2</sup> ]
Maatgevende ankerkracht	F	157 [kN]
Eigen gewicht ankerbuis	$q_{\text{eg}}$	50.499 [kg/m]
Oppervlakte anker (ongecorrodeerd)	$A_{\text{anker}}$	6.47E-03 [m <sup>2</sup> ]
Rekstijfheid ankerdoorsnede (ongecorrodeerd)	EA	1359581 [kN]
Buigstijfheid ankerstaaf (ongecorrodeerd)	$EI_{\text{anker}}$	1.05E+03 [kNm <sup>2</sup> ]

**Zakking**

Materiaal rond ankerstang		PPL:KLEI/VEEN
Horizontale beddingsconstante ondergrond per meter	c	10000 [kN*m/m <sup>3</sup> ]
PPL:KLEI/VEEN		
Ongedraineerde schuifsterkte	$S_u$	40.8 [kPa]
	$\alpha$	9 [-]
Representatieve bovengrens netto conusweerstand	$q_{\text{net,max}}$	0.5 [MPa]
laag karakteristieke waarde correlatiecoëfficiënt	Nkt,laag	20 [-]
Alpha Shanshep	$\alpha$	0.34 [-]
Effectieve verticale korrelspanning	$\sigma'_{v,z;\text{gem}}$	120 [kPa]
Belasting zakkende grond	$q_{\text{lloodrecht,gem}}$	29.31 [kN/m]
Amplitude sinusvormige belasting	$q_0$	37.95 [kN/m]
Gemiddelde grondzakking op ankerstang	$w_{\text{grond,gem;lloodrecht}}$	0.0300 [m]

**CUR166 geval 1: "Loodrecht belaste ankerstang"**

Modelfactor	$\beta$ (factor conform PPL)	24.0 [-]
-------------	------------------------------	----------

$$\alpha(1 + \alpha)^2 = \left(\frac{q_0 * L}{F}\right)^2 * \frac{1}{\beta} * \frac{EA}{F} * \frac{1}{1 + \frac{EA}{\alpha * c * \lambda * L}}$$

0

$$\left(\frac{q_0 * L}{F}\right)^2 * \frac{1}{\beta} * \frac{EA}{F} * \frac{1}{1 + \frac{EA}{\alpha * c * \lambda * L}} =$$

3352.9049 [-]

Dus moet gelden dat:

$$\alpha(1 + \alpha)^2 =$$

3.1193 [-]

Hieruit volgt:

$$\alpha =$$

14.30806 [-]

golf lengte	$\lambda$	2.97 [m]
-------------	-----------	----------

doorbuiging anker	$y_0$	0.492 [m]
-------------------	-------	-----------

**Doorbuiging anker groter dan de zakking van de ondergrond, rekenen met geval 2.****CUR166 geval 2: "Verhinderde doorbuiging"**Indien doorbuiging anker ( $y_0$ ) groter is dan zakking ondergrond ( $w_{\text{grond;gem;loodrecht}}$ ) dan geldt:

$$\alpha_n^2(1 + \alpha_n) = \alpha^2(1 + \alpha) \left(\frac{1}{n^3}\right)$$

$$\alpha^2(1 + \alpha) \left(\frac{1}{n^3}\right) =$$

0.7104 [-]

Dus moet gelden dat:

$$\alpha_n^2(1 + \alpha_n) =$$

0.7104 [-]

Hieruit volgt:

$$\alpha_n =$$

0.655139026 [-]

factor	n	16.40 [-]
--------	---	-----------

**Bereken de ankerkrachten incl. effect zakkende grond (geval 1 en geval 2)**

Additionele ankerkracht	$\Delta F$	103 [kN]
Ankerkracht per anker	F	157 [kN] +
Maatgevende totale ankerkracht	$F_{s,staaf}$	260 [kN]

Invoer Plaxis

Toeslag zakkende grond	129 kN
------------------------	--------

Toeslag kruip (ankerkracht fase 3a)	157 kN
-------------------------------------	--------

Totaal (invoer Prestress fase 3b)	286 kN
-----------------------------------	--------

**Bijlage X****Controle zelfborende ankers en schroefinjectieankers**

bron: CUR166 (2012), Damwandconstructies - 6e herziene druk, deel 2 paragraaf 4.9.5 en 4.9.6 en NEN 9997-1+C2:2017 NL

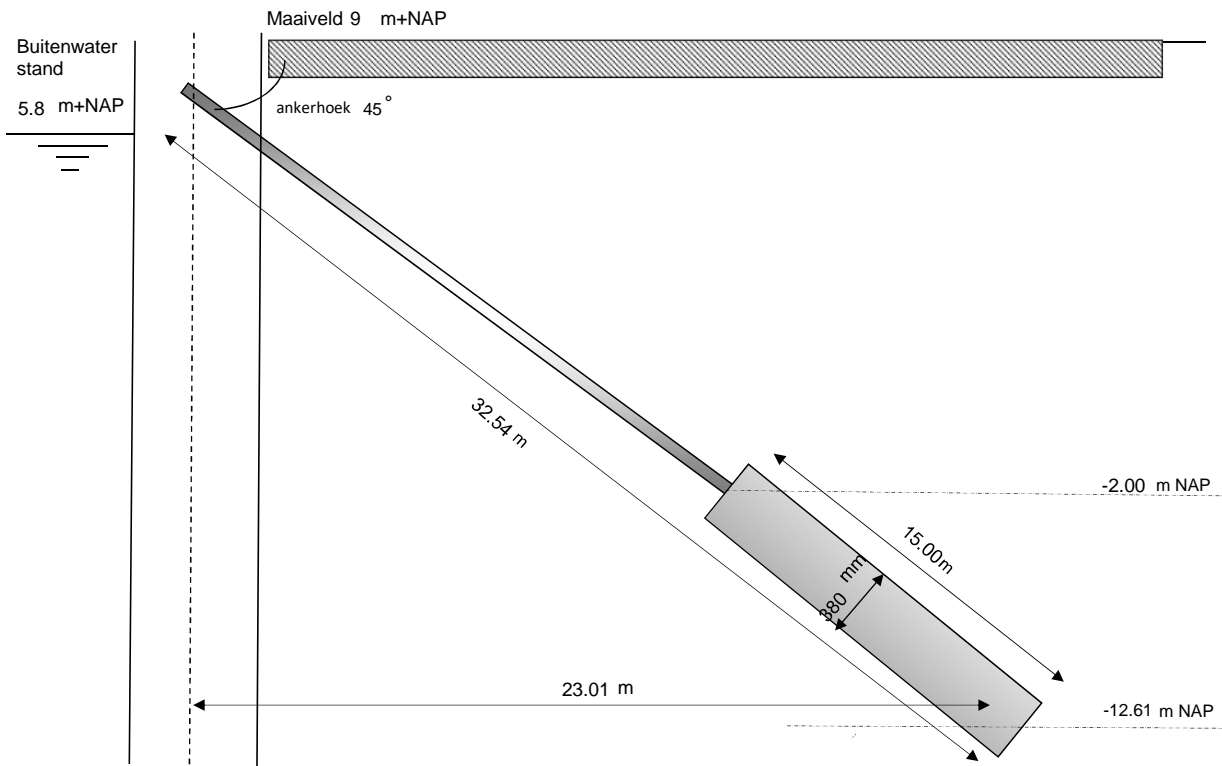
<b>Project</b>	Dijkversterking Stad Tiel
<b>Opdrachtgever</b>	Waterschap Rivierenland
<b>Projectnummer Iv-Infra</b>	INFR200121
<b>Onderdeel</b>	Deeltraject 6 snede 1 VO - verankering
<b>Revisie</b>	1
<b>Datum</b>	18-12-2020

**Algemene gegevens**

Sondering	75629_DKMP070-A (TG009.+075_DKMP2_BIK)		
Ankersysteem	S Schroefinjectieanker		
Type anker	Ø101,6x28,0	mm	
Buitendiameter	101.60	mm	
Wanddikte	28.00	mm	
Rekenkundig drsn. (Abuis)	6442	mm <sup>2</sup>	
Gecorrigeerde diameter t.p.v. schroefdraad	101.23	mm <sup>2</sup>	
Corrosietoeslag	0.060	mm/jr	100 jaar
Rekenkundige doorsnede (Abuis;corr)	4647	mm <sup>2</sup>	
Staalkwaliteit	E470		
Vloei spanning (fy)	500.00	N/mm <sup>2</sup>	
Breukspanning (ft)	700.00	N/mm <sup>2</sup>	
Diameter groutlichaam	380	mm	omtrek 1194 mm
H-o-h afstand	2800	mm	
h.o.h. afstand ankers (uitgedrukt in D)	7.37	Deq	
Insteekniveau	10.40	m NAP	
Bovenkant grout	-2.00	m NAP	onderkant -12.61 m NAP
Lengte prop	15.00	m	hart -7.30 m NAP
Ankerhoek	45	°	
Totale ankerlengte	32.54	m	
Fictieve ankerlengte	25	m	
Massa totale ankerstang	1635	kg	
Groutlichaam hoeveelheid	1.58	m <sup>3</sup>	

**Gehanteerde factoren**

CUR 166 deel 2 art 4.9.6	0.014 $\alpha_t$	CUR 166 deel 2 art 4.9.6 $\alpha_t$
Reductiefactor	1.00 $\xi_a$	CUR 166 deel 1 art 7.2.2 $\xi_a$
Partiële materiaalfactor	1.20 $\gamma_a$	CUR 166 deel 1 art 7.2.2 $\gamma_a$
Correctiefactor lengte-effect groutlichaam	0.95	
Correctiefactor onderlinge beïnvloeding	1.00	NEN 9997-1+C2: 2017 NL



	Ankergegevens				Sluitfactoren CUR166		Rekenwaarde ankerkracht	
	Axiaal $P_{:max:axiaal:Dsheets}$ (kN/m1)	Axiaal $P_{:max:Dsheets}$ (kN/m1)	Afstand h-o-h (m)	$P_{:max}$ kN/anker	Houdkracht $Y_{gr}$ (-)	Doorsnede $Y_{drsn}$ (-)	Houdkracht $P_{d:gr}$ (kN/anker)	Doorsnede $P_d$ (kN/anker)
Ankerkrachten								
stap 6.1	521	521	2.80	1459	1.10	1.25	1605	1824
stap 6.2	521	521	2.80	1459	1.10	1.25	1605	1824
stap 6.3	521	521	2.80	1459	1.10	1.25	1605	1824
stap 6.4	521	521	2.80	1459	1.10	1.25	1605	1824
stap 6.5 x 1,2	437	437	2.80	1223	1.10	1.25	1345	1529
Anker uitval								
Stap 6,5 (representatief)	364	364	4.20	1529	1.00	1.00	1529	1529

**Controle ankerstang [B2.1]**

$R_{t;break;rep}$	3253 kN	$(A_{buis:corr} * ft)$
$R_{t;break;d}$	2323 kN	$(R_{t;break;d}/1,4)$
$R_{vloei;rep}$	2323 kN	$A_{buis} * fy$
$R_{vloei;d}$	2323 kN	$R_{r:vloei;rep}/1,0$
$F_{r;d}$	2323 kN	min. $(R_{t;break;rep}/1,4)$ ; $(R_{r:vloei;rep}/1)$
$P_d$	1824 kN	

CUR166 deel 1 paragraaf 7.2.1

$$R_{t;d} > P_d$$

$$2323 > 1824$$

Unity Check 0.78

**Controle grondmechanische houdkracht [B2.2]**

$Q_{c:gem}$	9 MPa	75629_DKMP070-A_(TG009.+075_DKMP2_BIK)
Correctiefactor conusweerstand $\gamma_{sc}$	0.89 [-]	
Afknijping conusweerstand op	15 MPa	
$R_{a:min}$	2381 kN	$(Q_{c:gem} * O * L_a * \alpha_l)$
$R_{a:min;d}$	1885 kN	$(R_{a:min} * \xi_s / \gamma_a)$
$P_d$	1605 kN	Max rekenwaarde ankerkracht

CUR166 deel 1 paragraaf 7.2.2

$$R_{a:min;d} > P_d$$

$$1885 > 1605$$

Unity check 0.85

**Controle bezwijken grout-grond [B2.3]**

R <sub>a,min,d</sub>	1885 kN
Diameter groutlichaam	380.00 mm
L <sub>grout</sub>	15.00 m
q <sub>c</sub>	9.33
τ <sub>grout/grond</sub>	0.11

0,3 N/mm<sup>2</sup>      τ<sub>grout/grond</sub>  
 0.30 > 0.11  
 Unity check      **0.35**

$$\tau_{grout/grond} = \frac{R_{a,min,d}}{\varnothing_{grout} \pi L_{grout}} \leq 0,2 * q_c \leq 0,3 \text{ N/mm}^2$$

**Controle bezwijken grout-staal [B2.4]**

R <sub>a,min,d</sub>	1885 kN
diameter staal	101.60 mm
L <sub>grout</sub>	15.00 m
τ <sub>grout/staal</sub>	0.39
τ <sub>max</sub>	1,5/2,2 (glad/geribd)

1,5/2,2      τ<sub>grout/staal</sub>  
 1.50 > 0.39  
 Unity check      **0.26**

$$\tau_{grout/staal} = \frac{R_{a,min,d}}{\varnothing_{staal} \pi L_{grout}} \leq \tau_{max} = \frac{1,5}{2,2} \left( \frac{glad}{geribd} \right)$$

**Gegevens sonderingen**

	Bovenkant groutlichaam [m+NAP]	Onderkant groutlichaam [m+NAP]	Gemiddelde conusweerstand [MPa]	Lengte groutlichaam [m]
75629_DKMP062_(TG008.+015_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	12.65	15.00
75629_DKMP065_(TG009.+005_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	13.57	15.00
75629_DKMP067-A_(TG009.+045_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	13.09	15.00
75629_DKMP070-A_(TG009.+075_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	9.33	15.00
75629_DKMP071-A_(TG010.+024_DKMP2_BUK)	-2.00	-12.61	11.02	15.00
75629_DKMP072_(TG010.+030_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	13.24	15.00
75629_DKMP073_(TG010.+052_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	12.62	15.00
75629_DKMP076_(TG008.+098_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	12.58	15.00
	-2.00	-12.61	14.18	15.00
	-2.00	-12.61	13.23	15.00
	-2.00	-12.61	13.13	15.00
	-2.00	-12.61	12.68	15.00



### **A.3. Sterkte gording**

**Controle gording verankerde damwand**

Bron: NEN-EN 1993 (sheet alleen toepasbaar voor klasse 1 en 2).



**Project** Dijkversterking Stad Tiel  
**Opdrachtgever** Waterschap Rivierenland  
**Projectnummer Iv-Infra** INFR200121  
**Onderdeel** VO-ontwerp gording DT6 snede 1  
**Revisie** 1  
**Datum** 18-12-2020

**BEREKENING Gording doorsnedeklasse: 1, 2**

versie

1

**Uitgangspunten:**

De krachtsverdeling is bepaald op basis van een doorlopende ligger over meer dan drie steunpunten. De gordingen worden hierbij doorgekoppeld.

Bij gordingen (vaak vrij lage, gedrongen profielen (HEB)) zal gezien de geringe ongesteunde kiplengte (gording wordt tpv elke plank bevestigd) de reductie van de momentcapaciteit gering zijn en dus kip niet maatgevend zijn. Vandaar dat deze toetsing niet in het hoofdblad is opgenomen. Indien kip wel maatgevend is, dienen maatregelen getroffen te worden, zoals toepassing van kipsteunen (schotjes) of een zwaardere gording.

In de toetsing is alleen uitgegaan van belasting uit ankerkrachten. Deze ankerkrachten zijn een direct gevolg van de grond en waterdrukken tegen de damwand. Samen vormen deze een evenwicht. Overige belastingen zijn niet meegenomen (eigen gewicht, gewicht van bovenliggende grond, vulbelasting)

**Invoer gegevens gording**

gekozen profiel:	HE 360 B	$f_{y,d} = 355$ Mpa	
staalkwaliteit	S 355	$E_d = 210,000$ Mpa	
corrosie (rondom)	2.2 mm	$\gamma_{M0} = 1.0$	
Ankerhoek met horizontaal	$\alpha = 45$ graden		
h.o.h. afstand ankers	2.8 m	n: enkele gording (1); dubbele gording (2):	1 gording
buiging om welke as	sterke		

**Axiale ankerkrachten per strekkende meter**

$F_{A,d} = 521$ [kN/m]	ULS	$F_{A,d} \implies$ Overeenkomstig CUR166 art. 4.9.11
$F_{A,rep} = 521$ [kN/m]	SLS	
$F_{A,d} = 364$ [kN/m]	CAL, ankeruitval	

**Profiel eigenschappen met reductie a.g.v. corrosie (oorspronkelijke profiëleigenschappen tussen haakjes)**

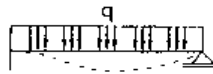
h = 355.6 mm (360 mm)	$A_{resterend} = 13488$ mm <sup>2</sup> = 75 % van: (18060 mm <sup>2</sup> )
b = 295.6 mm (300 mm)	$A_{corrosie} = 4572$ mm <sup>2</sup>
$t_w = 8.1$ mm (12.5 mm)	$A_v = 3991$ mm <sup>2</sup> = 66 % van: (6060 mm <sup>2</sup> )
$h_w = 261$ mm (261 mm)	$I_y = 34423$ cm <sup>4</sup> = 80 % van: (43193 cm <sup>4</sup> )
$t_t = 18.1$ mm (22.5 mm)	$W_{y,el} = 1936$ cm <sup>3</sup> = 81 % van: (2400 cm <sup>3</sup> )
r = 29.2 mm (27 mm)	$W_{pl,y*} = 2124$ cm <sup>3</sup> = 79 % van: (2683 cm <sup>3</sup> )
$i_y = 159.8$ mm (155 mm)	

==> NEN-EN 1993-1-1 art. 5.5.2

**Doorsnedeklasse**

lijfcontrole	$\frac{c}{t} = \frac{261}{8.1} = 32.2 \leq 72 \epsilon = 59 \implies$ Doorsnedeklasse 1
flenscontrole	$\frac{c}{t} = \frac{115}{18.1} = 6.3 \leq 9 \epsilon = 7 \implies$ Doorsnedeklasse 1
druk	$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$ [-]



Horizontale belasting op gording				
$P_{g,d}$	=	405 [kN/m]	$F_{A,d} \times \cos(\alpha) \times 1,1$	$P_{g,d}$ ==> Overeenkomstig CUR166 art. 4.9.11
$P_{g,rep}$	=	405 [kN/m]	$F_{A,rep} \times \cos(\alpha) \times 1,1$	
$P_{g,d}$	=	257 [kN/m]	$F_{A,d} \times \cos(\alpha)$	
$M_{s,g,d}$	=	318 [kNm]	ULS: $M_{s,g,d} = 1/10 \times P_{g,d} \times l^2/n$	
$V_{s,g,d}$	=	681 [kN]	ULS: $V_{s,g,d} = 6/10 \times P_{g,d} \times l/n$	
$M_{s,g,d,cal}$	=	504 [kNm]	CAL: $M_{s,g,d,cal} = 1/16 \times P_{g,d} \times (2l)^2/n$	Ankeruitval
$V_{s,g,d,cal}$	=	865 [kN]	CAL: $V_{s,g,d,cal} = 6/10 \times P_{g,d} \times 2l/n$	Ankeruitval
Toetsing weerstand doorsnede op dwarskracht ULS				
NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.6 Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2 <span style="float: right;">sterke as</span>				
$V_{Ed}$	=	681 kN	$V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{3991 \times 205}{1.0}$	= 818 kN
toetsing:				
6.2.6: $V_{Ed}/V_{c,Rd}$	=	dwarskracht	$681 / 818 = 0.83$	$> 0.5$
			<b>0.83</b>	$\leq 1.0$ (6.17)
Formules bij 6.2 Weerstand van doorsneden <span style="float: right;">Reductie op momentcapaciteit</span>				
Doorsnedeklasse 1 en 2				
Buiging en dwarskracht				
Reductie nodig als $V_{Ed}/V_{c,Rd} > 0,5$				
$p = (2 * V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)2 =$			nodig <b>0.4414</b> reductie [1 - p]	
$W_{pl,V}$	=	$W_{pl,y} - [(p * A_w2)/(4 * t_w)] =$	2063549 mm <sup>3</sup>	
Toetsing weerstand doorsnede op buigend moment ULS				
NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.5 Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2 <span style="float: right;">sterke as</span>				
$M_{Ed}$	=	318 kNm	$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,V} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2064 \times 355}{1.0}$	= 733 kNm
*reductie $W_{pl}$ doordat dwarskracht $> 0,5 V_{c,Rd}$ conform NEN-EN 1993-1-1+C2-6.2.8				
toetsing:				
6.2.8: $M_{Ed}/M_{y,V,Rd}$	=	buiging + dwarskracht	$318 / 733 = 0.43$	$\leq 1.0$ (6.30)
Vervorming ligger (doorlopend over meer dan drie steunpunten)				
Vervorming:	$w = \frac{2 qL^4}{384 Ely}$	=	$\frac{2}{384} \frac{405 \times 2800}{210000 \times 3.44E+08}$	
		=	2 mm	

**Toetsing weerstand doorsnede CAL Ankeruitval**

NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.6 Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2

$$V_{Ed} = 865 \text{ kN} \quad V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{3991 \times 205}{1.0} = 818 \text{ kN}$$

toetsing

$$6.2.6: V_{Ed}/V_{c,Rd} = \text{dwarskracht} \quad 865 / 818 = 1.06 > 0.5$$

$$1.06 > 1.0 \quad (6.17)$$

Reductie nodig als  $V_{Ed}/V_{c,Rd} > 0.5$ 

nodig

$$p = (2 * V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)^2 = 1.2416 \text{ reductie } [1 - r]$$

$$W_{pl,V} = W_{pl,y} - [(p * A_w^2)/(4 * t_w)] = 1953171 \text{ mm}^3$$

NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.5 Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2

$$M_{Ed} = 504 \text{ kNm} \quad M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,V} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2124 \times 355}{1.0} = 754 \text{ kNm}$$

toetsing:

$$6.2.8: M_{Ed} / M_{y,V,Rd} = \text{buiging + dwarskracht} \quad 504 / 754 = 0.67 \leq 1.0 \quad (6.30)$$

**Toetsing kipweerstand, unity checks**normale situatie 0.43  
calamiteit 0.72



#### **A.4. Verticaal draagvermogen**

Deze bijlage betreft het D-Foundations rekenmodel "INFR200121 B-017 201218 Draagvermogen damwand rev1". Dit bestand is meegeleverd in de oplevermap.



## **B.**      Ontwerptoetsingen snede 2

### **B.1.**    *Doorsnede toetsing damwand*

# Controle doorsnede damwand

conform NEN-EN 1993-5:2008 + NB:2012 (sheet alleen toepasbaar voor klasse 1, 2 en 3 profielen)



**Project** Dijkversterking Stad Tiel  
**Opdrachtgever** Waterschap Rivierenland  
**Projectnummer Iv-Infra** INFR200121  
**Onderdeel** Dijkvak 6 snede 2  
**Revisie** 1  
**Datum** 18-12-2020

## INVOER

### Invoer: gegevens damwand

damwandprofiel **AZ36-700N**  
 type damwandprofiel **Z-plank**  
 staalsoort **S 355 GP**  
 Toelaatbare staalspanning  $f_y$  **355 N/mm<sup>2</sup>**  
 elasticiteitsmodulus **E** **2.10E+05 N/mm<sup>2</sup>**  
 kniklengte (NEN-EN 1993-5 fig 5-2)\* **I** **11.41 m**  
 factor scheve buiging (weerstandsmoment)\*\*  $\beta_B$  **1.0**  
 factor scheve buiging (traagheidsmoment)\*\*  $\beta_D$  **1.0**

### Definitie zones damwand

Zone	
A	Boven dagelijkse waterstand
B	Onder dagelijkse waterstand

\* zie tabblad controles (3) voor betreffende figuur/tabel. Indien knik niet van toepassing is vul in: n.v.t.

\*\* bepaald aan de hand van CUR166 (2012)

### Invoer: corrosie

Boven dagelijkse waterstand **0 mm**  
 Onder dagelijkse waterstand **0 mm**  
 permanent onder water **0 mm**  
 grond **0.0 mm**

### Handmatig opgeven corrosiefactor\*\*\*\*

corrosiefactor Zone A **0.78**  
 corrosiefactor Zone B **0.88**  
 corrosiefactor Zone C **1.00**  
 corrosiefactor Zone D **1.00**

ja

\*\*\* nee: corrosiefactor = flensdikte gecorrodeerd / flensdikte ongecorrodeerd

ja: gebruik maken van rekensheet / rekenprogramma en factor handmatig invullen

### Invoer: snedekrachten

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
optredend moment	$M_{ed}$	785.4	790.9	0	0 kNm/m
optredende normaalkracht	$N_{ed}$	374	409.2	0	0 kN/m
optredende dwarskracht	$V_{ed}$	279.4	279.4	0	0 kN/m

### Invoer: partiële veiligheidsfactoren (o.b.v. NB)

$\gamma_{M0}$  **1.00**  
 $\gamma_{M1}$  **1.10**  
 $\gamma_{M2}$  **1.25**

## SAMENVATTING TOETSING DOORSNEDE

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
Moment	U.C.	0.79	0.62	0.00	0.00
Dwarskracht	U.C.	0.32	0.28	0.00	0.00
Normaalkracht	U.C.	0.06	0.06	0.00	0.00
Moment + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Plooi	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Knik	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.

voldoet aan norm

voldoet niet aan norm

niet van toepassing

**B.2. Sterkte verankering**

**Berekening ankerkracht incl. bijdrage zakkende grond**

bronnen: CUR166 (2012), Damwandconstructies - 6e herziene druk, deel 2 paragraaf 4.9.13  
 POV-M Publicatie stabiliteitsverhogende langsconstructies, Deltares, maart 2020



<b>Project</b>	Dijkversterking Stad Tiel
<b>Opdrachtgever</b>	Waterschap Rivierenland
<b>Projectnummer Iv-Infra</b>	INFR200121
<b>Onderdeel</b>	Voorlopig ontwerp schroefinjectie anker vak 6 snede 2
<b>Revisie</b>	1
<b>Datum</b>	18-12-2020

**Gegevens doorsnede**

Type voorwand	AZ36-700N
Type anker	Ankerbuis 101.6 x 28
Methode	PPL

**Invoer constructie**

Type anker	-	Ankerbuis
Diameter ankerbuis	$D_0$	0.102 [m]
Corrosiebescherming ankerbuis (rondom)	-	0.000 [m]
Wanddikte ankerbuis	t	0.028 [m]
Hart-op-hart afstand verankering	a	2.80 [m]
Ankerhoek met horizontaal	$\alpha_{\text{anker}}$	45 [graden]
Lengte anker tussen opleggingen	L	17.0 [m]
Buigstijfheid damwand (gecorrodeerd) per meter	$EI_{\text{damwand}}$	160713 [kNm <sup>2</sup> ]
Maatgevende ankerkracht	F	213 [kN]
Eigen gewicht ankerbuis	$q_{\text{eg}}$	50.499 [kg/m]
Oppervlakte anker (ongecorrodeerd)	$A_{\text{anker}}$	6.47E-03 [m <sup>2</sup> ]
Rekstijfheid ankerdoorsnede (ongecorrodeerd)	EA	1359581 [kN]
Buigstijfheid ankerstaaf (ongecorrodeerd)	$EI_{\text{anker}}$	1.05E+03 [kNm <sup>2</sup> ]

**Zakking**

Materiaal rond ankerstang		PPL:KLEI/VEEN
Horizontale beddingsconstante ondergrond per meter	c	10000 [kN*m/m <sup>3</sup> ]
PPL:KLEI/VEEN		
Ongedraineerde schuifsterkte	$S_u$	44.2 [kPa]
	$\alpha$	9 [-]
Representatieve bovengrens netto conusweerstand	$q_{\text{net,max}}$	0.5 [MPa]
laag karakteristieke waarde correlatiecoëfficiënt	$N_{\text{kt,laag}}$	20 [-]
Alpha Shanshep	$\alpha$	0.34 [-]
Effectieve verticale korrelspanning	$\sigma'_{v,z;\text{gem}}$	130 [kPa]
Belasting zakkende grond	$q_{\text{lloodrecht,gem}}$	31.75 [kN/m]
Amplitude sinusvormige belasting	$q_0$	41.06 [kN/m]
Gemiddelde grondzakking op ankerstang	$w_{\text{grond,gem;lloodrecht}}$	0.0300 [m]

**CUR166 geval 1: "Loodrecht belaste ankerstang"**

Modelfactor	$\beta$ (factor conform PPL)	24.0 [-]
-------------	------------------------------	----------

$$\alpha(1 + \alpha)^2 = \left(\frac{q_0 * L}{F}\right)^2 * \frac{1}{\beta} * \frac{EA}{F} * \frac{1}{1 + \frac{EA}{a * c * \lambda * L}}$$

0

$$\left(\frac{q_0 * L}{F}\right)^2 * \frac{1}{\beta} * \frac{EA}{F} * \frac{1}{1 + \frac{EA}{a * c * \lambda * L}} =$$

1415.8537 [-]

Dus moet gelden dat:

$$\alpha(1 + \alpha)^2 = 3.1193 [-]$$

Hieruit volgt:

$$\alpha = 10.57238 [-]$$

golf lengte	$\lambda$	2.83 [m]
-------------	-----------	----------

doorbuiging anker	$y_0$	0.486 [m]
-------------------	-------	-----------

**Doorbuiging anker groter dan de zakking van de ondergrond, rekenen met geval 2.****CUR166 geval 2: "Verhinderde doorbuiging"**Indien doorbuiging anker ( $y_0$ ) groter is dan zakking ondergrond ( $w_{\text{grond;gem;loodrecht}}$ ) dan geldt:

$$\alpha_n^2(1 + \alpha_n) = \alpha^2(1 + \alpha) \left(\frac{1}{n^3}\right)$$

$$\alpha^2(1 + \alpha) \left(\frac{1}{n^3}\right) = 0.3041 [-]$$

Dus moet gelden dat:

$$\alpha_n^2(1 + \alpha_n) = 0.3041 [-]$$

Hieruit volgt:

$$\alpha_n = 0.45684843 [-]$$

factor	$n$	16.20 [-]
--------	-----	-----------

**Bereken de ankerkrachten incl. effect zakkende grond (geval 1 en geval 2)**

Additionele ankerkracht	$\Delta F$	97 [kN]
Ankerkracht per anker	F	213 [kN] +
Maatgevende totale ankerkracht	$F_{s,staaf}$	<hr/> 310 [kN]

Invoer Plaxis

Toeslag zakkende grond (incl. modelfactor)	122 kN
--	--------

Toeslag kruip (ankerkracht fase 3a)	213 kN
-------------------------------------	--------

Totaal (invoer Prestress fase 3b)	335 kN
-----------------------------------	--------



**Bijlage X****Controle zelfborende ankers en schroefinjectieankers**

bron: CUR166 (2012), Damwandconstructies - 6e herziene druk, deel 2 paragraaf 4.9.5 en 4.9.6 en NEN 9997-1+C2:2017 NL

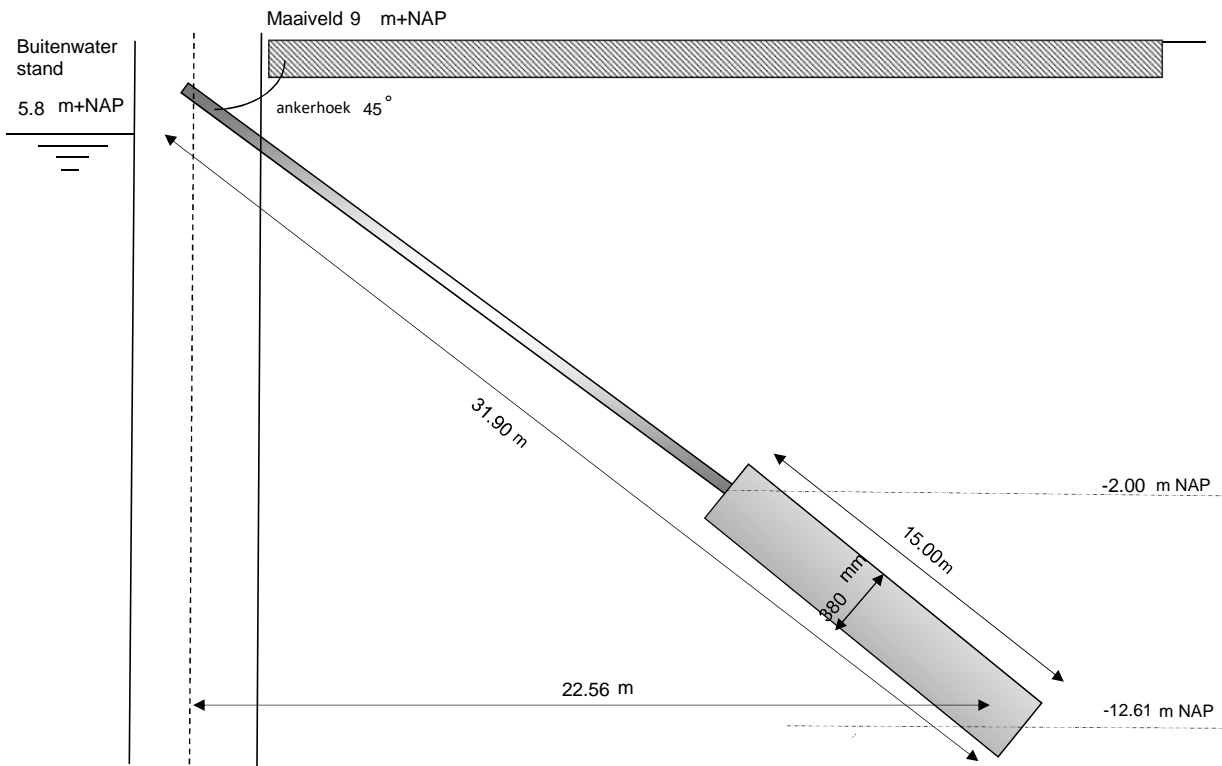
<b>Project</b>	Dijkversterking Stad Tiel
<b>Opdrachtgever</b>	Waterschap Rivierenland
<b>Projectnummer Iv-Infra</b>	INFR200121
<b>Onderdeel</b>	Deeltraject 6 snede 2 VO - verankering
<b>Revisie</b>	1
<b>Datum</b>	18-12-2020

**Algemene gegevens**

Sondering	75629_DKMP070-A_(TG009.+075_DKMP2_BIK)		
Ankersysteem	Schroefinjectieanker		
Type anker	Ø101,6x28,0	mm	
Buitendiameter	101.60	mm	
Wanddikte	28.00	mm	
Rekenkundig drsn. (Abuis)	6442	mm <sup>2</sup>	
Gecorrigeerde diameter t.p.v. schroefdraad	101.23	mm <sup>2</sup>	
Corrosietoeslag	0.060	mm/jr	100 jaar
Rekenkundige doorsnede (Abuis;corr)	4647	mm <sup>2</sup>	
Staalkwaliteit	E470		
Vloei spanning (fy)	500.00	N/mm <sup>2</sup>	
Breukspanning (ft)	700.00	N/mm <sup>2</sup>	
Diameter groutlichaam	380	mm	omtrek 1194 mm
H-o-h afstand	2800	mm	
h.o.h. afstand ankers (uitgedrukt in D)	7.37	Deq	
Insteekniveau	9.95	m NAP	
Bovenkant grout	-2.00	m NAP	onderkant -12.61 m NAP
Lengte prop	15.00	m	hart -7.30 m NAP
Ankerhoek	45	°	
Totale ankerlengte	31.90	m	
Fictieve ankerlengte	24	m	
Massa totale ankerstang	1603	kg	
Groutlichaam hoeveelheid	1.58	m <sup>3</sup>	

**Gehanteerde factoren**

CUR 166 deel 2 art 4.9.6	0.014 $\alpha_t$	CUR 166 deel 2 art 4.9.6 $\alpha_t$
Reductiefactor	1.00 $\xi_a$	CUR 166 deel 1 art 7.2.2 $\xi_a$
Partiële materiaalfactor	1.20 $\gamma_a$	CUR 166 deel 1 art 7.2.2 $\gamma_a$
Correctiefactor lengte-effect groutlichaam	0.95	
Correctiefactor onderlinge beïnvloeding	1.00	NEN 9997-1+C2: 2017 NL



	Ankergegevens				Sluitfactoren CUR166		Rekenwaarde ankerkracht	
	Axiaal $P_{:max:axiaal:Dsheets}$ (kN/m1)	Axiaal $P_{:max:Dsheets}$ (kN/m1)	Afstand h-o-h (m)	$P_{:max}$ kN/anker	Houdkracht $Y_{gr}$ (-)	Doorsnede $Y_{drsn}$ (-)	Houdkracht $P_{d:gr}$ (kN/anker)	Doorsnede $P_d$ (kN/anker)
Ankerkrachten								
stap 6.1	439	439	2.80	1231	1.10	1.25	1354	1538
stap 6.2	439	439	2.80	1231	1.10	1.25	1354	1538
stap 6.3	439	439	2.80	1231	1.10	1.25	1354	1538
stap 6.4	439	439	2.80	1231	1.10	1.25	1354	1538
stap 6.5 x 1,2	301	301	2.80	842	1.10	1.25	926	1053
Anker uitval								
Stap 6,5 (representatief)	251	251	4.20	1053	1.00	1.00	1053	1053

### Controle ankerstang [B2.1]

$R_{t;break;rep}$	3253 kN	$(A_{buis:corr} * ft)$
$R_{t;break;d}$	2323 kN	$(R_{t;break;d}/1,4)$
$R_{vloei;rep}$	2323 kN	$A_{buis} * fy$
$R_{vloei;d}$	2323 kN	$R_{r:vloei;rep}/1,0$
$F_{r;d}$	2323 kN	min. $(R_{t;break;rep}/1,4)$ ; $(R_{r:vloei;rep}/1)$
$P_d$	1538 kN	

CUR166 deel 1 paragraaf 7.2.1

$$R_{t;d} > P_d$$

$$2323 > 1538$$

Unity Check 0.66

### Controle grondmechanische houdkracht [B2.2]

$Q_{c:gem}$	10 MPa	75629_DKMP070-A_(TG009.+075_DKMP2_BIK)
Correctiefactor conusweerstand $\gamma_{sc}$	0.95 [-]	
Afknijping conusweerstand op	15 MPa	
$R_{a:min}$	2498 kN	$(Q_{c:gem} * O * L_a * \alpha_l)$
$R_{a:min;d}$	1978 kN	$(R_{a:min} * \xi_s / \gamma_a)$
$P_d$	1354 kN	Max rekenwaarde ankerkracht

CUR166 deel 1 paragraaf 7.2.2

$$R_{a:min;d} > P_d$$

$$1978 > 1354$$

Unity check 0.68

### Controle bezwijken grout-grond [B2.3]

R <sub>a,min,d</sub>	1978 kN
Diameter groutlichaam	380.00 mm
L <sub>grout</sub>	15.00 m
q <sub>c</sub>	9.79
τ <sub>grout/grond</sub>	0.11

0,3 N/mm<sup>2</sup>      τ<sub>grout/grond</sub>  
 0.30 > 0.11  
 Unity check      **0.37**

$$\tau_{grout/grond} = \frac{R_{a,min,d}}{\varnothing_{grout} \pi L_{grout}} \leq 0,2 * q_c \leq 0,3 \text{ N/mm}^2$$

### Controle bezwijken grout-staal [B2.4]

R <sub>a,min,d</sub>	1978 kN
diameter staal	101.60 mm
L <sub>grout</sub>	15.00 m
τ <sub>grout/staal</sub>	0.41
τ <sub>max</sub>	1,5/2,2 (glad/geribd)

1,5/2,2      τ<sub>grout/staal</sub>  
 1.50 > 0.41  
 Unity check      **0.28**

$$\tau_{grout/staal} = \frac{R_{a,min,d}}{\varnothing_{staal} \pi L_{grout}} \leq \tau_{max} = \frac{1,5}{2,2} \left( \frac{glad}{geribd} \right)$$

### Gegevens sonderingen

	Bovenkant groutlichaam [m+NAP]	Onderkant groutlichaam [m+NAP]	Gemiddelde conusweerstand [MPa]	Lengte groutlichaam [m]
75629_DKMP062_(TG008.+015_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	12.98	15.00
75629_DKMP065_(TG009.+005_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	13.88	15.00
75629_DKMP067-A_(TG009.+045_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	13.35	15.00
75629_DKMP070-A_(TG009.+075_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	9.79	15.00
75629_DKMP071-A_(TG010.+024_DKMP2_BUK)	-2.00	-12.61	11.38	15.00
75629_DKMP072_(TG010.+030_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	13.61	15.00
75629_DKMP073_(TG010.+052_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	13.12	15.00
75629_DKMP076_(TG008.+098_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	12.97	15.00
	-2.00	-12.61	14.39	15.00
	-2.00	-12.61	13.45	15.00
	-2.00	-12.61	13.50	15.00
	-2.00	-12.61	13.02	15.00



**B.3. Sterkte gording**

**Controle gording verankerde damwand**

Bron: NEN-EN 1993 (sheet alleen toepasbaar voor klasse 1 en 2).



**Project** Dijkversterking Stad Tiel  
**Opdrachtgever** Waterschap Rivierenland  
**Projectnummer Iv-Infra** INFR200121  
**Onderdeel** VO-ontwerp gording DT6 snede 2  
**Revisie** 1  
**Datum** 18-12-2020

**BEREKENING Gording doorsnedeklasse: 1, 2**

versie

1

**Uitgangspunten:**

De krachtsverdeling is bepaald op basis van een doorlopende ligger over meer dan drie steunpunten. De gordingen worden hierbij doorgekoppeld.

Bij gordingen (vaak vrij lage, gedrongen profielen (HEB)) zal gezien de geringe ongesteunde kiplengte (gording wordt tpv elke plank bevestigd) de reductie van de momentcapaciteit gering zijn en dus kip niet maatgevend zijn. Vandaar dat deze toetsing niet in het hoofdblad is opgenomen. Indien kip wel maatgevend is, dienen maatregelen getroffen te worden, zoals toepassing van kipsteunen (schotjes) of een zwaardere gording.

In de toetsing is alleen uitgegaan van belasting uit ankerkrachten. Deze ankerkrachten zijn een direct gevolg van de grond en waterdrukken tegen de damwand. Samen vormen deze een evenwicht. Overige belastingen zijn niet meegenomen (eigen gewicht, gewicht van bovenliggende grond, vulbelasting)

**Invoer gegevens gording**

gekozen profiel:	HE 360 B	$f_{y,d} = 355$ Mpa	
staalkwaliteit	S 355	$E_d = 210,000$ Mpa	
corrosie (rondom)	2.2 mm	$\gamma_{MO} = 1.0$	
Ankerhoek met horizontaal	$\alpha = 45$ graden		
h.o.h. afstand ankers	2.8 m	n: enkele gording (1); dubbele gording (2):	1 gording
buiging om welke as	sterke		

**Axiale ankerkrachten per strekkende meter**

$F_{A,d} = 439$ [kN/m]	ULS	$F_{A,d} \implies$ Overeenkomstig CUR166 art. 4.9.11
$F_{A,rep} = 439$ [kN/m]	SLS	
$F_{A,d} = 258$ [kN/m]	CAL, ankeruitval	

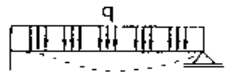
**Profiel eigenschappen met reductie a.g.v. corrosie (oorspronkelijke profiëleigenschappen tussen haakjes)**

h = 355.6 mm (360 mm)	$A_{resterend} = 13488$ mm <sup>2</sup> = 75 % van: (18060 mm <sup>2</sup> )
b = 295.6 mm (300 mm)	$A_{corrosie} = 4572$ mm <sup>2</sup>
$t_w = 8.1$ mm (12.5 mm)	$A_v = 3991$ mm <sup>2</sup> = 66 % van: (6060 mm <sup>2</sup> )
$h_w = 261$ mm (261 mm)	$I_y = 34423$ cm <sup>4</sup> = 80 % van: (43193 cm <sup>4</sup> )
$t_t = 18.1$ mm (22.5 mm)	$W_{y,el} = 1936$ cm <sup>3</sup> = 81 % van: (2400 cm <sup>3</sup> )
r = 29.2 mm (27 mm)	$W_{pl,y}^* = 2124$ cm <sup>3</sup> = 79 % van: (2683 cm <sup>3</sup> )
$i_y = 159.8$ mm (155 mm)	

==&gt; NEN-EN 1993-1-1 art. 5.5.2

**Doorsnedeklasse**

lijfcontrole	$\frac{c}{t} = \frac{261}{8.1} = 32.2 \leq 72 \epsilon = 59 \implies$ Doorsnedeklasse 1
flenscontrole	$\frac{c}{t} = \frac{115}{18.1} = 6.3 \leq 9 \epsilon = 7 \implies$ Doorsnedeklasse 1
druk	$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$ [-]

Horizontale belasting op gording				
$P_{g,d}$	=	341 [kN/m]	$F_{A,d} \times \cos(\alpha) \times 1,1$	$P_{g,d}$ ==> Overeenkomstig CUR166 art. 4.9.11
$P_{g,rep}$	=	341 [kN/m]	$F_{A,rep} \times \cos(\alpha) \times 1,1$	
$P_{g,d}$	=	183 [kN/m]	$F_{A,d} \times \cos(\alpha)$	
$M_{s,g,d}$	=	268 [kNm]	ULS: $M_{s,g,d} = 1/10 \times P_{g,d} \times l^2/n$	
$V_{s,g,d}$	=	574 [kN]	ULS: $V_{s,g,d} = 6/10 \times P_{g,d} \times l/n$	
$M_{s,g,d,cal}$	=	358 [kNm]	CAL: $M_{s,g,d,cal} = 1/16 \times P_{g,d} \times (2l)^2/n$	Ankeruitval
$V_{s,g,d,cal}$	=	614 [kN]	CAL: $V_{s,g,d,cal} = 6/10 \times P_{g,d} \times 2l/n$	Ankeruitval
Toetsing weerstand doorsnede op dwarskracht ULS				
NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.6 Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2 <span style="float: right;">sterke as</span>				
$V_{Ed}$	=	574 kN	$V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{3991 \times 205}{1.0}$	= 818 kN
toetsing:				
6.2.6: $V_{Ed} / V_{c,Rd} =$ dwarskracht $574 / 818 = 0.70 > 0.5$				
<span style="background-color: #90EE90; padding: 2px;"><math>0.70 \leq 1.0</math></span> (6.17)				
Formules bij 6.2 Weerstand van doorsneden <span style="float: right;">Reductie op momentcapaciteit</span>				
Doorsnedeklasse 1 en 2				
Buiging en dwarskracht				
Reductie nodig als $V_{Ed}/V_{c,Rd} > 0,5$				
$p = (2 * V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)2 =$			nodig <b>0.1620</b> reductie [1 - p]	
$W_{pl,V} =$			$W_{pl,y} - [(p * A_w2)/(4 * t_w)] = 2102100 \text{ mm}^3$	
Toetsing weerstand doorsnede op buigend moment ULS				
NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.5 Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2 <span style="float: right;">sterke as</span>				
$M_{Ed}$	=	268 kNm	$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,V} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2102 \times 355}{1.0}$	= 746 kNm
*reductie $W_{pl}$ doordat dwarskracht $> 0,5 V_{c,Rd}$ conform NEN-EN 1993-1-1+C2-6.2.8				
toetsing:				
6.2.8: $M_{Ed} / M_{y,V,Rd} =$ buiging + dwarskracht $268 / 746 =$ <span style="background-color: #90EE90; padding: 2px;"><math>0.36</math></span> $\leq 1.0$ (6.30)				
Vervorming ligger (doorlopend over meer dan drie steunpunten)				
Vervorming:	$w = \frac{2 qL^4}{384 Ely}$	=	$\frac{2}{384} \frac{341 \times 2800}{210000 \times 3.44E+08}$	
		=	2 mm	

**Toetsing weerstand doorsnede CAL Ankeruitval**

NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.6 Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2

$$V_{Ed} = 614 \text{ kN} \quad V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{3991 \times 205}{1.0} = 818 \text{ kN}$$

toetsing

$$6.2.6: V_{Ed}/V_{c,Rd} = \text{dwarskracht} \quad 614 / 818 = 0.75 > 0.5$$

$$0.75 \leq 1.0 \quad (6.17)$$

Reductie nodig als  $V_{Ed}/V_{c,Rd} > 0.5$ 

nodig

$$p = (2 * V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)2 = 0.2505 \text{ reductie } [1 - r]$$

$$W_{pl,V} = W_{pl,y} - [(p * A_w2)/(4 * t_w)] = 2089885 \text{ mm}^3$$

NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.5 Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2

$$M_{Ed} = 358 \text{ kNm} \quad M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,V} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2124 \times 355}{1.0} = 754 \text{ kNm}$$

toetsing:

$$6.2.8: M_{Ed} / M_{y,V,Rd} = \text{buiging + dwarskracht} \quad 358 / 754 = 0.47 \leq 1.0 \quad (6.30)$$

**Toetsing kipweerstand, unity checks**normale situatie 0.36  
calamiteit 0.51



#### **B.4. Verticaal draagvermogen**

Deze bijlage betreft het D-Foundations rekenmodel "INFR200121 B-018 201218 Draagvermogen damwand rev1". Dit bestand is meegeleverd in de oplevermap.



## C. Trillingspredictie

### C.1. Trillingspredictie

De trillingspredictie is uitgevoerd volgens de methode uit de CUR166, empirisch model voor het intrillen van damwanden [3]. De trillingen zijn getoetst aan de grenswaarden volgens de SBR-A (2017), schade aan bouwwerken [6]. In deze notitie is alleen de kans op schade beschouwd. Een toetsing op hinder (voor bijvoorbeeld omwonenden) is geen onderdeel van deze predictie.

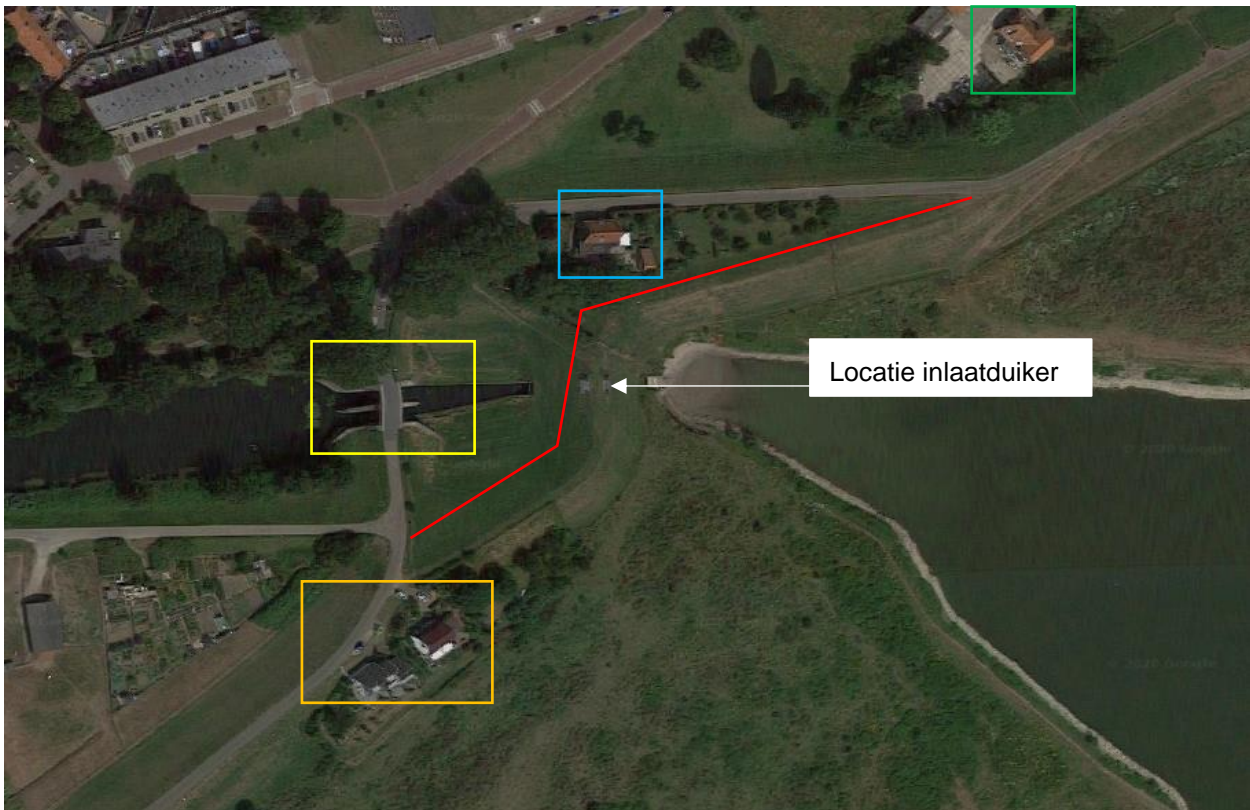
In de analyse zijn de volgende uitgangspunten aangehouden:

- Voor de predictie wordt uitgegaan van een overschrijdingskans van de grenswaarde van 1%. Dat betekent dat er een aanvaardbare kleine kans bestaat (van  $\leq 1\%$ ) dat schade aan bouwwerken, funderingen en buisleidingen zal optreden, indien de rekenwaarden uit voorspellingen of metingen de rekenwaarden van de grenswaarden conform SBR-A richtlijn niet overschrijden.
- Uitgangspunt is het trillen van dubbele planken.
- Referentie bodemprofiel: Tiel  
Dit bodemprofiel komt het meest overeen met de gemaakte sonderingen uit het beschikbare geotechnisch onderzoek, maatgevende sondering 75629\_DKMP064\_(TG008.+081\_DKMP2\_BIK)
- Type meting trillingsintensiteit: indicatief, beperkt en uitgebreid
- Type trilling: continu
- Aangezien langs de dijk bebouwing aanwezig is, is het uitgangspunt hoogfrequent trillen, de gehanteerde frequentie van het trilblok bedraagt: 38 Hz. (Installeren met laag frequent trillen is niet beschouwd in deze notitie)
- Type trilblok: Variabel Moment. De trillingen die kunnen optreden bij het opstarten naar de vereiste 38 Hz (zoals bij een trilblok met een vast moment ) zijn niet beschouwd.

Een bovenaanzicht van de situatie in deeltraject 6 is weergegeven in Figuur 6-1. De versterking in dit dijkvak bestaat uit het aanbrengen van een verankerde damwand in het binnentalud. De damwand wordt aangebracht op ca. 3 m vanaf de bestaande binnenkruinlijn. Indicatief is het tracé van de damwanden aangegeven met de rode lijnen. De volgende bebouwing is aanwezig: (zie bijlage C.2 voor de informatie over de panden)

- Blauwe rechthoek: Ophemertsedijk 1, Betreft een woning met een draagconstructie van metselwerk en is op staal gefundeerd. Het pand heeft een monumentale status. De afstand tot de damwand is ca. 17 m. Op kortere afstand van de damwand bevindt zich nog een schuur. Deze schuur wordt echter verwijderd voorafgaand aan de uitvoering.
- Gele rechthoek Keersluis. Betreft een op staal gefundeerde keersluis. De keersluis heeft een monumentale functie en bestaat uit metselwerk. De afstand tot damwand bedraagt ca. 25 m.
- Gele rechthoek: Ophemertsedijk 5 en 7. Het pand Ophemertsedijk 7 betreft een op staal gefundeerd woonhuis. Van het pand Ophemertsedijk 5 is geen informatie beschikbaar. Het is aannemelijk (op basis van de overige panden in de omgeving) dat beide panden op staal gefundeerd zijn en een draagconstructie van metselwerk hebben. De afstand tot het pand Ophemertsedijk 5 bedraagt ca. 25 m.
- Groene rechthoek: Ophemerstedijk 16, betreft een op staal gefundeerd woonhuis. Het pand heeft een draagconstructie van metselwerk. De afstand tot het pand bedraagt ca. 40 m.

- In het dijklichaam is een inlaatduiker aanwezig. Deze duiker heeft geen functie meer en wordt in de dijkversterking permanent gesloten. Het is toegestaan dat deze duiker schade oploopt (deels slopen) ten behoeve van het aanbrengen van de damwanden.



Figuur 6-1: Bovenaanzicht situatie deeltraject 3 [bron: Google Maps]

Voor de panden en de trillingsanalyse zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- De aanwezige panden zijn ingedeeld in constructiecategorie 2 (Ophemertsedijk 1,5 en 7)
  - *Onderdelen van de draagconstructie van een gebouw indien deze bestaan uit metselwerk.*
- De keersluis is ingedeeld in categorie 1:
  - *Draagconstructies van bouwwerken, geen gebouw zijnde, die bestaan uit metselwerk zoals pijlers van viaducten, kademuren etc.*
- Bouwkundige staat: de predictie is uitgevoerd voor zowel een normale (en niet monumentaal) als een gevoelige bouwkundige (of monumentale) staat. Van de bouwkundige staat ontbreken gegevens, er is wel bekend dat het pand Ophemertsedijk 1 en de keersluis monumentale status hebben. De bouwkundige staat dient nader geverifieerd te worden voorafgaand aan de uitvoering, aanbevolen wordt om daarvoor een bouwkundige opname uit te laten voeren.
- Fundering op staal, archiefinformatie toont aan dat de panden op staalgefundeerd zijn. Alleen van Ophemertsedijk 5 ontbreekt deze informatie, maar aannemelijk is dat dit ook op staal is gefundeerd. Er

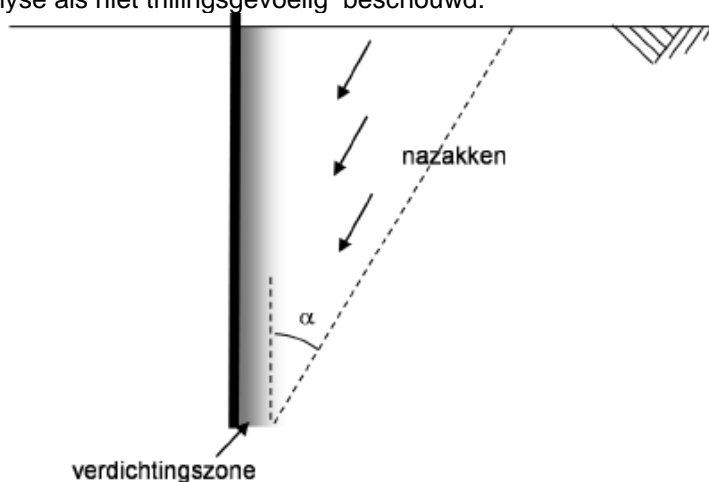
wordt daarom voor de analyse van uitgegaan dat alle panden op staal gefundeerd zijn (maatgevende situatie).

- De aan te brengen damwanden zijn van het type AZ42-700-N met een lengte van 18,5 m en een AZ36-700 N met een lengte van 17,0 m. In de predictie is uitgegaan van de AZ42-700 N damwand, dit is de maatgevende situatie.
- De slagkracht is bepaald op basis van de NVAF-PSD grafieken beschikbaar in CUR166. Grafiek 36 (hoogfrequent trillen in Tiel) is toegepast, conform deze grafiek zijn deze damwanden te installeren met een slagkracht van 2000 kN. <sup>4</sup>

Om te bepalen of de funderingen van de panden als trillingsgevoelig beschouwd moeten worden, is een schatting gemaakt van de verdichtingszone en bijbehorende zakkingsstroeg (invloedsgebied) tijdens het trillend installeren van de damwand. In dit gebied zijn zettingen van het maaiveld te verwachten. In Figuur 6-2 zijn de verdichtingszone en trog weergegeven. Conform [7] bedraagt  $\alpha=30$  graden. De verdichtingszone is ca. 1,0 m breed. De grootte van het invloedsgebied (afstand damwand tot de rand) , bedraagt:

$$L=1+\tan(\alpha) * L_{\text{damwand}}=1+\tan(30)*18,5=12 \text{ m}$$

Omdat de afstand tussen de damwand en de panden groter is dan 12 m worden de de funderingen voor de analyse als niet trillingsgevoelig beschouwd.



Figuur 6-2: Verdichtingszone + zakkingsstroeg bij intrillen damwand [7]

Het in bovenstaande figuur weergegeven invloedsgebied is een indicatie. In geval van (zeer) losgepakte zandlagen in het bodemprofiel kan sprake zijn van een groter invloedsgebied, waarbij zettingen tot ca. de damwandlengte (18,5 m) uit de damwand niet uitgesloten kunnen worden. Het pand aan de Ophemertsedijk 1 valt binnen deze afstand. Hoewel op basis van het beschikbare grondonderzoek niet zeer losse zandlagen aanwezig lijken is het verstandig dit invloedsgebied nader te bepalen (bijvoorbeeld met de methode Hergarden), als op een dergelijke korte afstand het intrillen van damwanden wordt overwogen.

<sup>4</sup> De definitieve keuze van het trilblok dient met de aannemer bepaald te worden. Indien een hogere slagkracht vereist is, dient de analyse hierop aangepast te worden.

De minimaal vereiste afstand tussen de panden en de te installeren damwanden zijn weergegeven in Tabel 6-2. Hierbij is per object onderscheid gemaakt in het type meting (indicatief, beperkt en uitgebreid) en de bouwkundige staat en/of monumentale status. In Tabel 6-3 is in grafieken de trilsnelheid in de ondergrond t.o.v. de afstand vanaf de te installeren damwand weergegeven.

Tabel 6-2: Minimaal benodigde afstand tussen panden en damwand per type meting en grenswaarde

Object	Grenswaarde	Minimaal benodigde afstand [m]		
Keersluis*	8,00 mm/s	<b>Monumentaal en constructie categorie 1:</b>		
		Indicatieve meting	Beperkte meting	Uitgebreide meting
		85	65	33
Ophemertsedijk 1*	2,82 mm/s	<b>Monumentaal en constructie categorie 2</b>		
		Indicatieve meting	Beperkte meting	Uitgebreide meting
		670	515	262
Ophemertsedijk 5,7 en 16	4,80 mm/s	<b>Constructie categorie 2</b>		
		Indicatieve meting	Beperkte meting	Uitgebreide meting
Normale bouwkundige staat	2,82 mm/s	240	185	92
Gevoelige bouwkundige staat	2,82 mm/s	670	515	262

Volgens de predictie is er een verhoogd risico op schade aan de aanwezige bebouwing (>1%) vanwege het overschrijden van de minimaal benodigde afstanden volgens de tabel en dus wordt geconcludeerd dat het intrillen van damwanden niet zondermeer mogelijk is. Overigens betekent een overschrijding van de grenswaarde niet automatisch dat er schade optreedt.

Mogelijke maatregelen zijn het trillingsvrij aanbrengen (drukken) van damwanden of trillingsreductie (zie onderstaand). Er dient rekening mee te worden gehouden dat sommige (trillingsreducerende) maatregelen invloed kunnen hebben op het ontwerp. De keuze wat betreft de wijze van aanbrengen en de invloed op het ontwerp wordt in het DO onderzocht.

Mogelijk oplossingsrichtingen om de damwanden zonder schade aan te brengen :

- Damwanden drukkend aanbrengen, dit is trillingsarm.
- Fluïderen of voorboren van de damwand tijdens het trillen, dit reduceert de weerstand tijdens het inbrengen en in het algemeen de trillingen. In de nabijheid van de damwand is afhankelijk van de maatregel/uitvoering grondvervorming mogelijk.
- Intrillen van enkele in plaats van dubbele damwandplanken, waardoor de benodigde slagkracht (trillingen) kan worden beperkt.
- Voorwoelen van de toplaag om overdracht van trillingen (trillingssnelheden) in de toplaag te reduceren.
- Proefplanken trillen en meting van trillingssnelheden. Vervolgens de uitvoeringswijze hiermee bepalen. In de praktijk blijkt vaak dat de prognose conservatief is. Bovendien wordt een beter beeld verkregen van welke energie (blok) benodigd is om de damwand op diepte te krijgen (minimaliseren van slagkracht). Eventueel te combineren met één of meer van de andere genoemde punten.

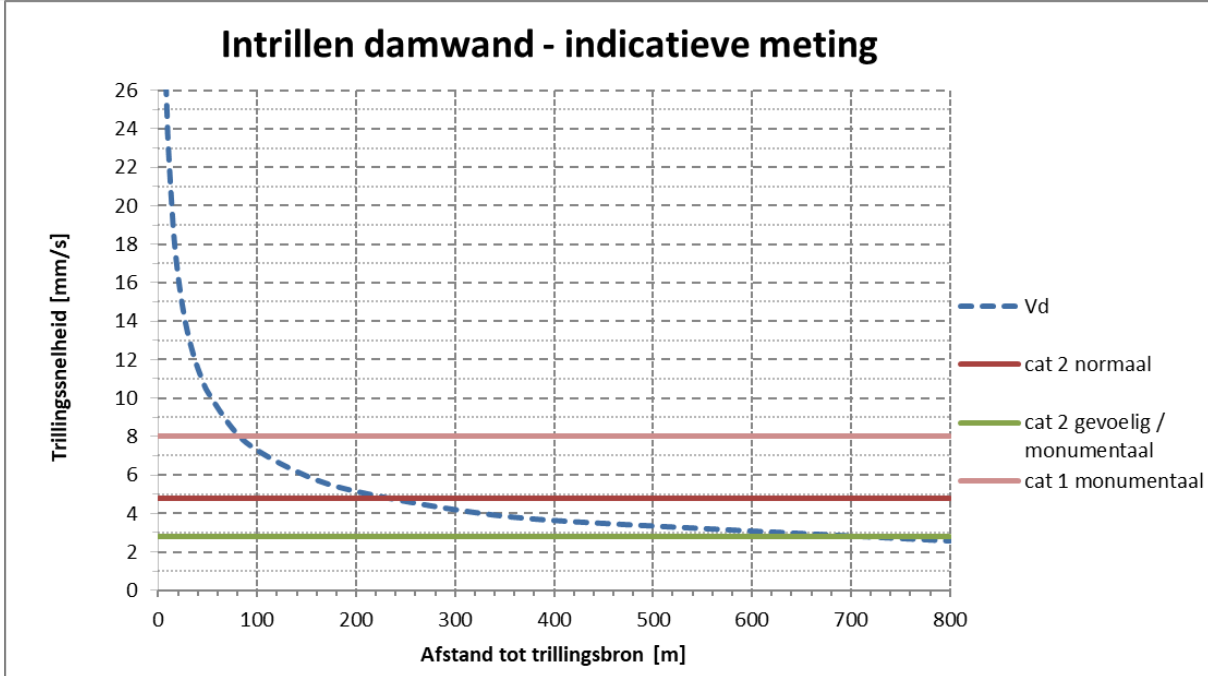
Tabel 6-3: Trillingspredictie (blauw) en grenswaarden als functie van de afstand.

### 1% Grenswaarde (schade)

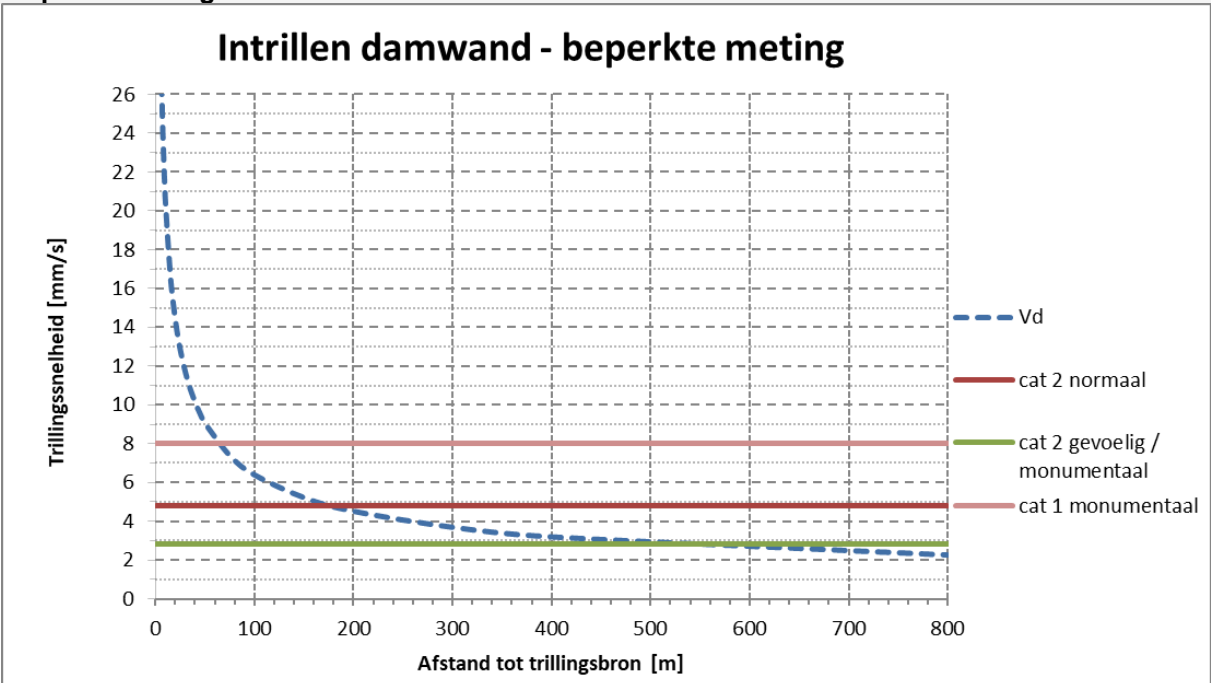


1% Grenswaarde (schade)

Indicatieve meting



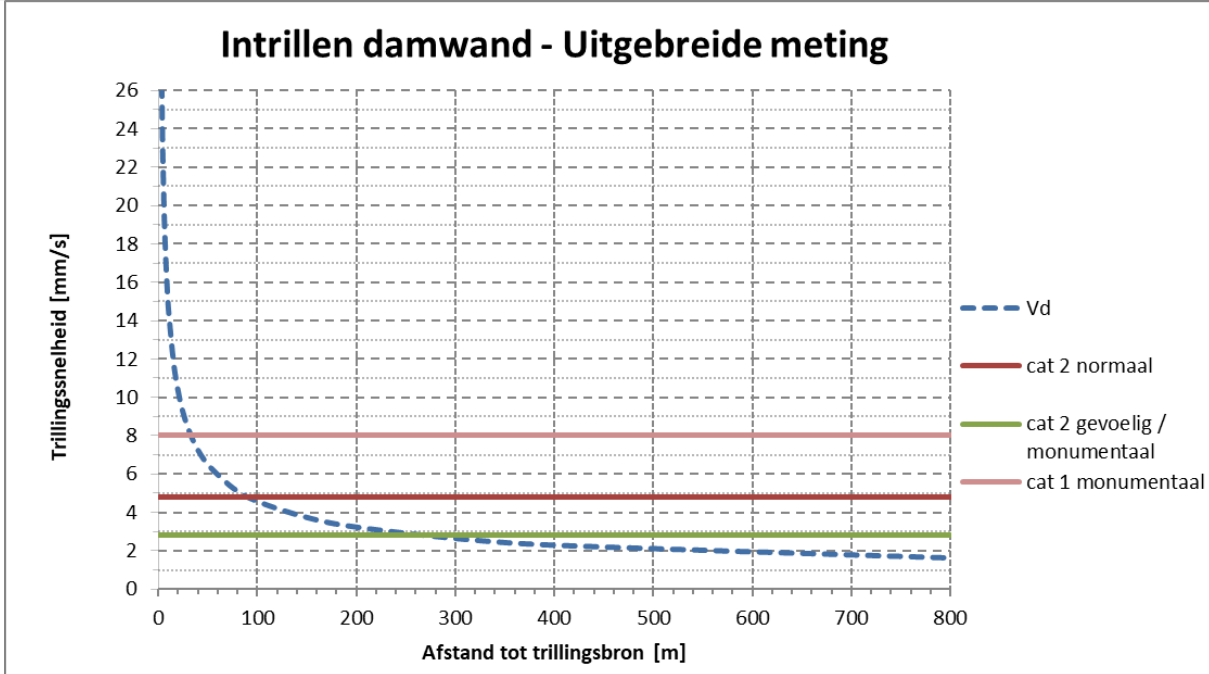
Beperkte meting





1% Grenswaarde (schade)

Uitgebreide meting





**C.2.     *Archiefinformatie bebouwing***

# Verbouwing Woonhuis Otten/Meijers, Ophemertsedijk 1 te Tiel

## Algemeen

### Opmerking:

- Peil = 0
- Maten in mm.

- Maten in het werk na te meten!!

BOUWEN EN MILIEU TIEL

ONTVANGEN

10 APR 2007

VG07-093

kolom boven  
kolom onder

### Betonconstructie

wapeningsstaal : FeB500 HWL / FeB500 HKN

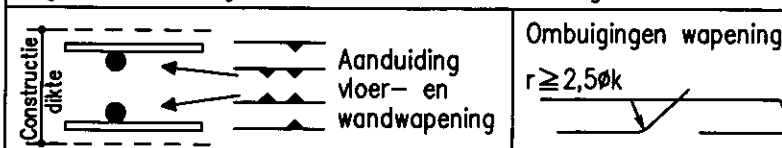
beton sterkteklasse : C28/35

beton milieuklasse : XC4

betondekking :

construc- tiedeel	op <u>buiten</u> te wapening (mm)*				min. op <u>hoofd</u> wapening (mm)*			
	onder	boven	voor/ binnen	achter/ buiten	20	25	32	40
plaat wand	30	30	30	30	20	25	50	60
balk poer console	30	30	30	30	-	-	50	60
kolom	-	-	40	40	-	-	50	60

\* grootste dekking in tabel dient te worden aangehouden



### Staalconstructie

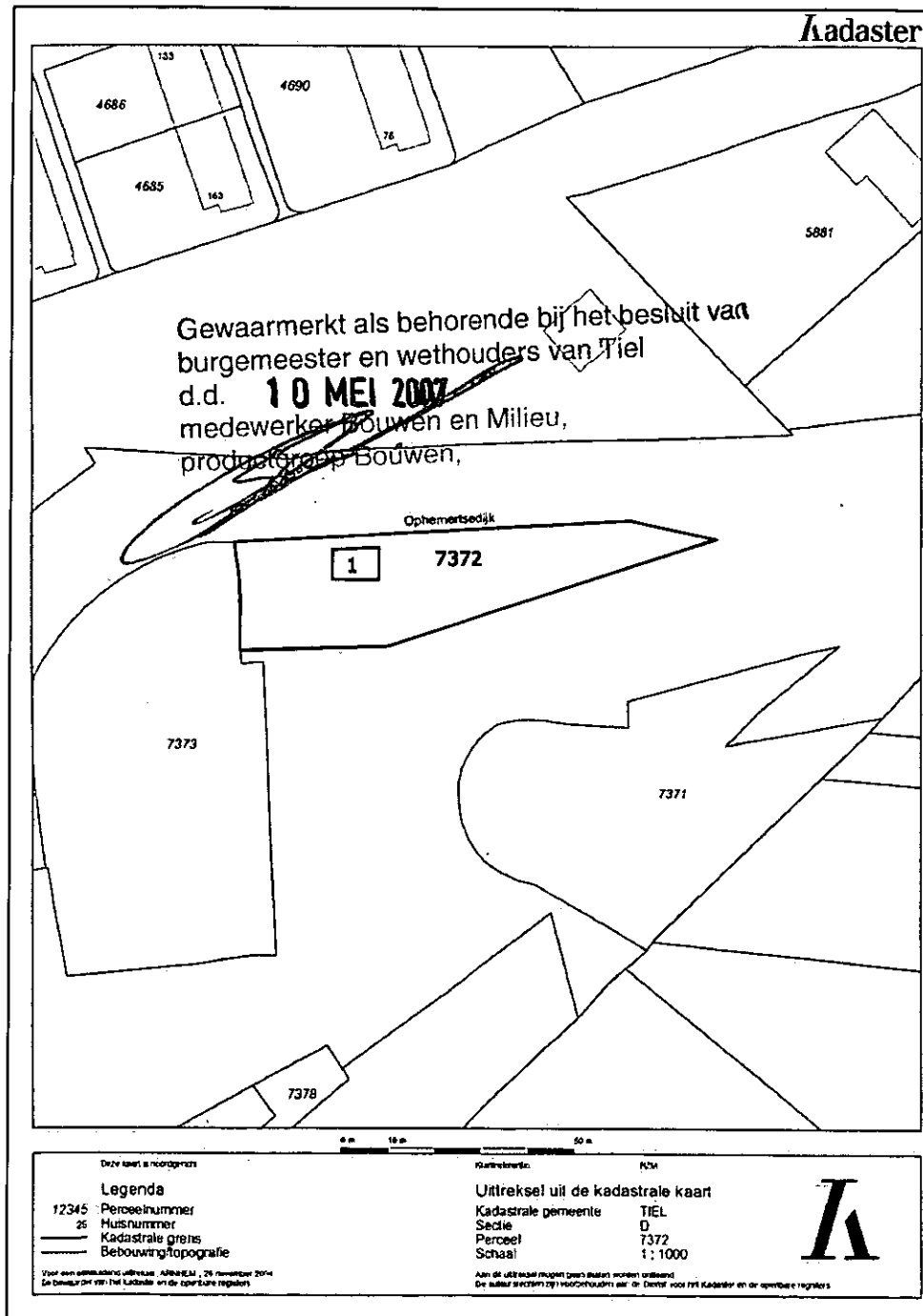
staalkwaliteit : S235  
boutkwaliteit : 8.8  
ankerkwaliteit : 4.6  
tenzij anders aangegeven

#### algemeen

- lassen a = 1/2t, min. 4mm (tenzij aangegeven)
- kop- en voetplaten rondom aflassen
- detailberekeningen en tekeningen ter controle aanbieden aan de constructeur
- stralen en menich
- thermisch verzinken, beschadigde delen behandelen met zinkstofcompound
- 2\* in de epoxyprimer
- bevestigingsmiddelen RVS (AISI 304)
- RVS bevestigingsmiddelen isoleren met nylon ring
- constructie op spanning brengen na het aflassen
- constructie goed aanwerken
- constructie brandvrij bekleden conform opgaven architect
- lijmankers
  - in droge ondergrond lijmen met Edilon P5002 of gelijkwaardig
  - in vochtige ondergrond lijmen met Edilon Dex-R of gelijkwaardig
  - lijn verwerken volgens voorschriften leverancier
- windverbanden op spanning brengen
- voor bouwkundige voorzieningen zie tekeningen architect
- kanaalplaten koppelen aan staalconstructie

#### dakconstructie

- blijvend afschot min. 16mm per m<sup>2</sup>
- noodoverstorten aanbrengen met voldoende capaciteit er mag max 50 mm water op dak blijven staan
- stalen dakplaten in 'halfsteensverband' leggen
- dakplaten bevestigen volgens voorschriften leverancier
- stalen dakplaten dienen als knik- en kipsteunen berekening ter controle aanbieden aan constructeur
- = van toepassing



Schaal : 1:100  
Blad : 1/11  
Bladformaat : A3  
Status : Definitief  
Projectnummer : 07024  
Tekeningnr. : 2000  
Type : G  
Versie : 1

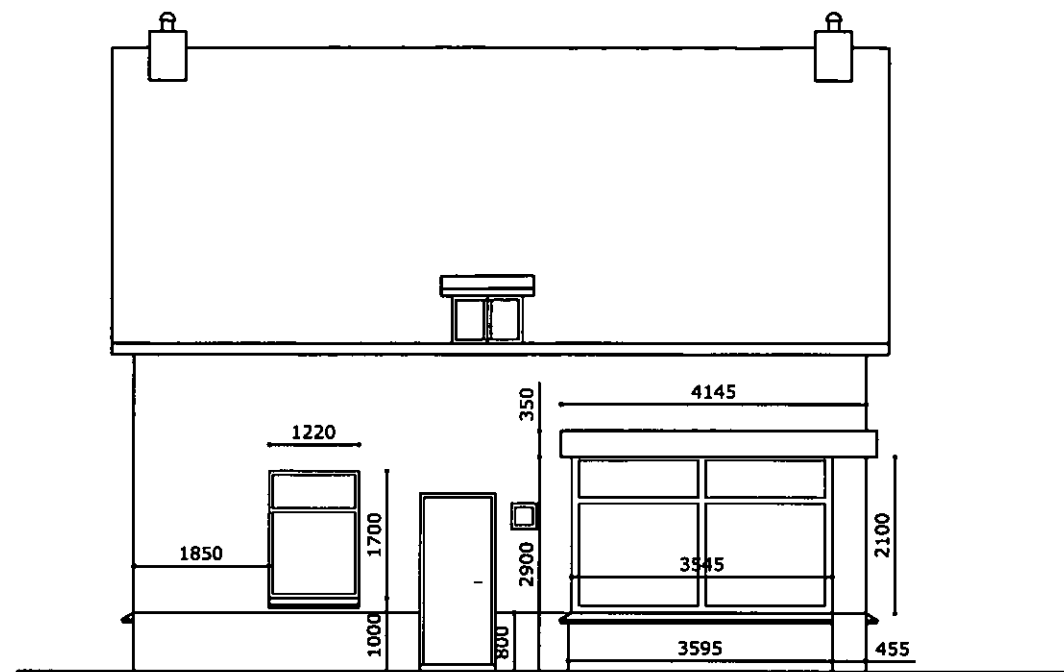
Project :  
Gevels, bestaand  
Ophemertsedijk 1, Tiel

1 Definitief  
Versie: Omschrijving:

LEE 04-04-2007  
Naam: Datum:

**BREED**  
[integrated design]

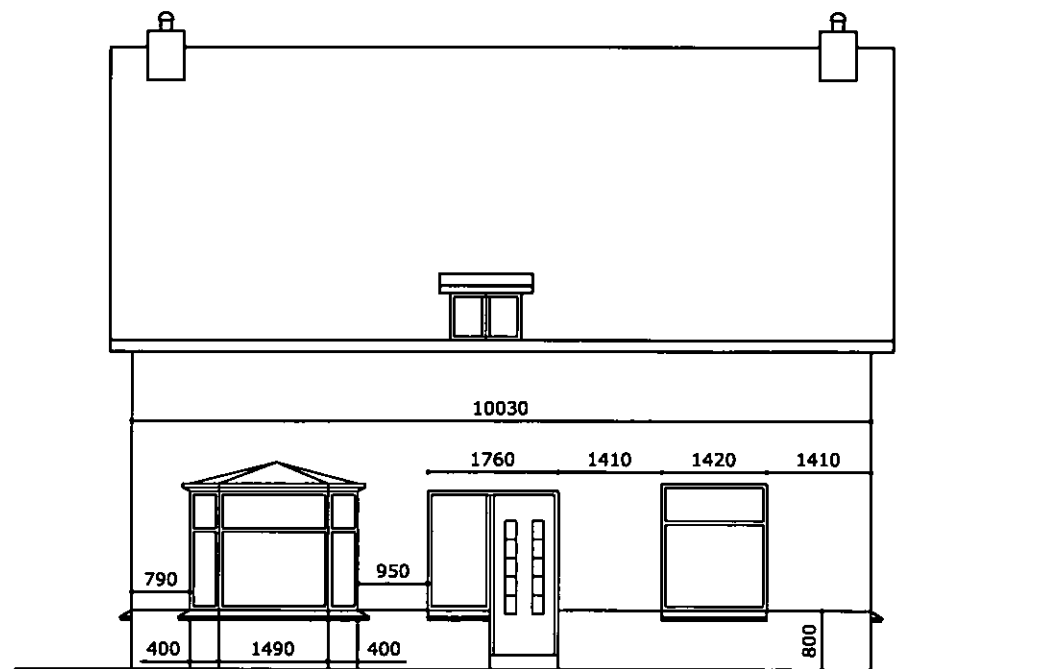




Zuidgevel bestand



Westgevel bestand



Noordgevel bestand



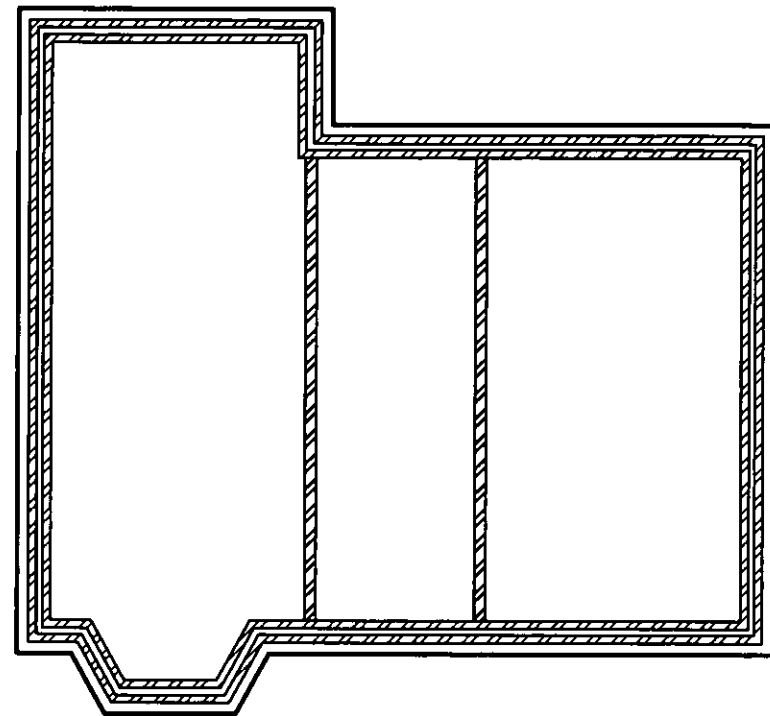
Oostgevel bestand

Schaal : 1:100  
 Bladformaat : A3  
 Projectnummer : 07024  
 Blad : 2/11  
 Status : Definitief  
 Tekeningnr. : 2000  
 Type : G  
 Versie : 1

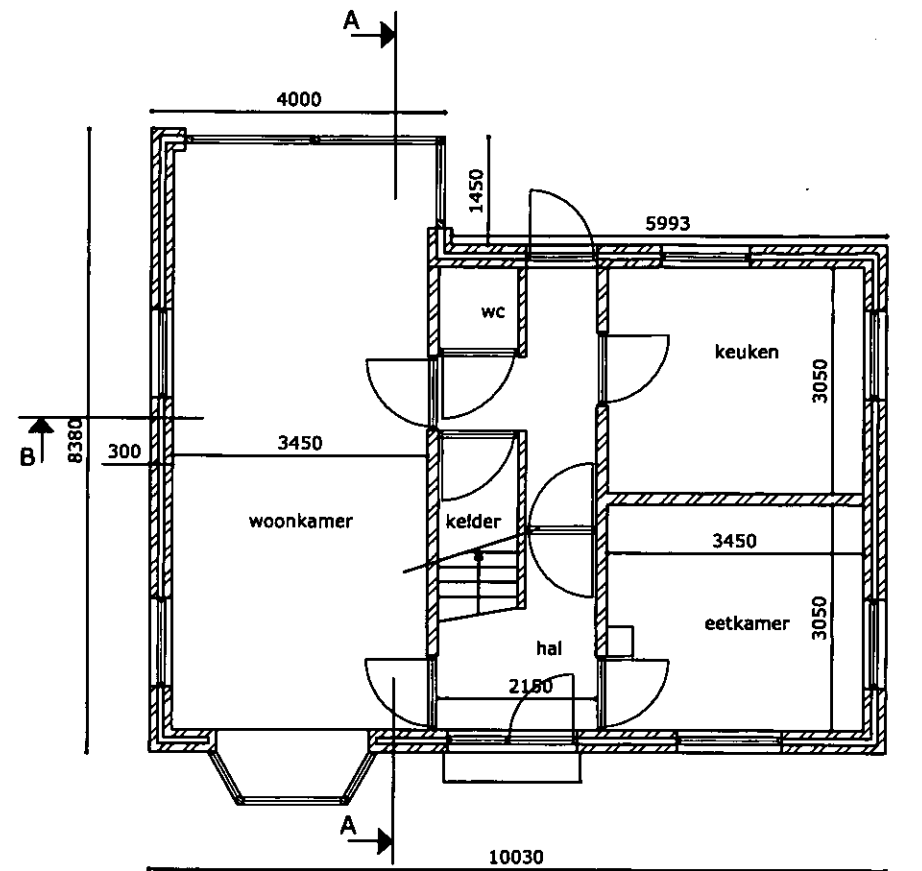
Project :  
 Gevels, bestand  
 Ophemertsedijk 1, Tiel

1 Definitief LEE 04-04-2007  
 Versie: Omschrijving: Naam: Datum:

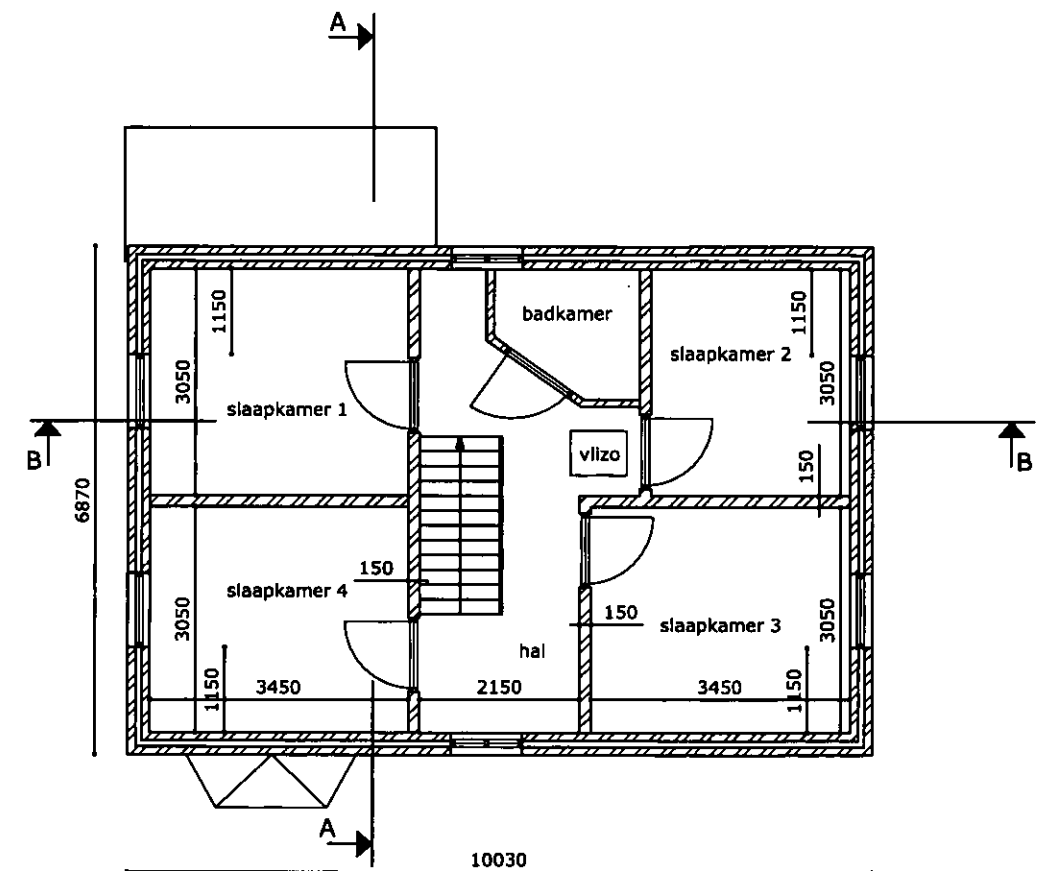
**BREED**  
 [integrated design]



Fundering bestaand



Begane grond bestaand



Eerste verdieping bestaand

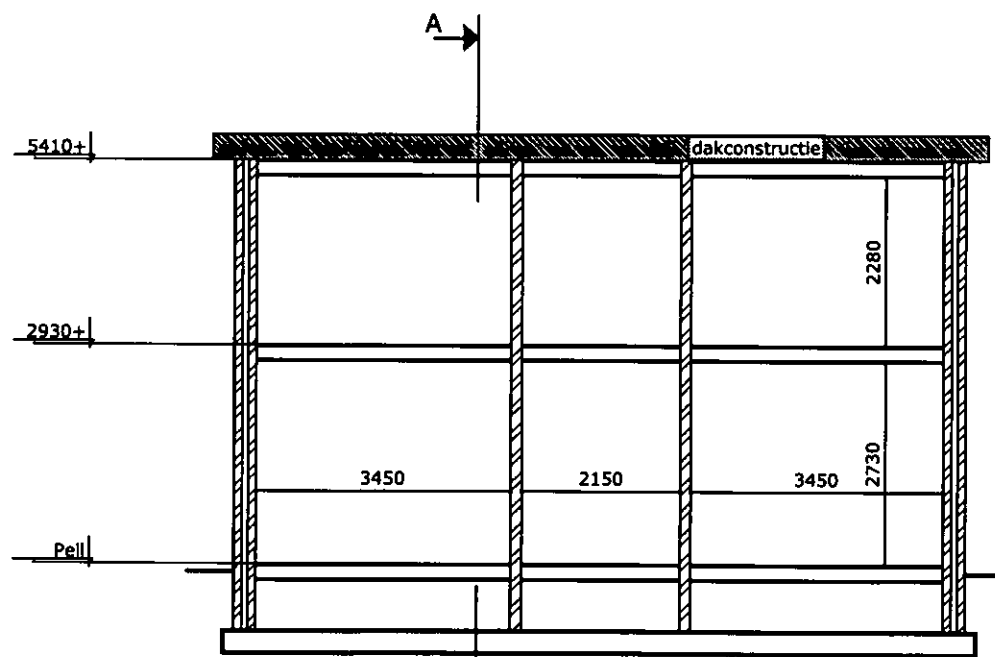
Schaal : 1:100  
 Blad : 3/11  
 Bladformaat : A3  
 Status : Definitief  
 Projectnummer : 07024  
 Tekeningnr. : 2000  
 Type : P  
 Versie : 1

Project :  
 plattegronden, bestaand  
 Ophemertsedijk 1, Tiel

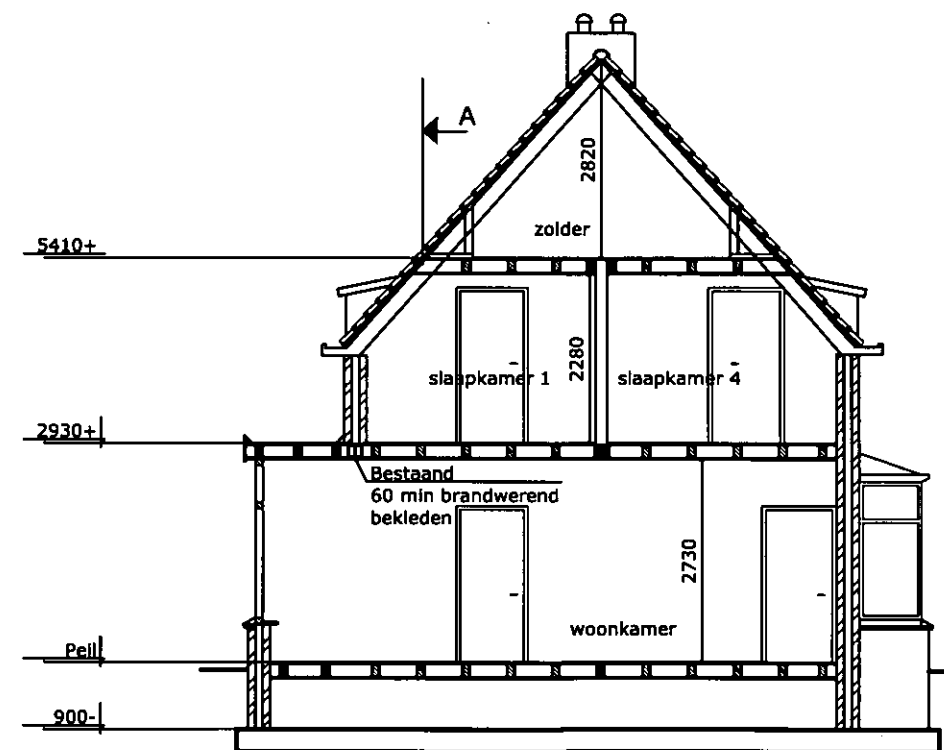
1 Definitief  
 Versie: Omschrijving:

LEE 04-04-2007  
 Naam: Datum:

**BREED**  
 [integrated design]



Doorsnede B bestaand



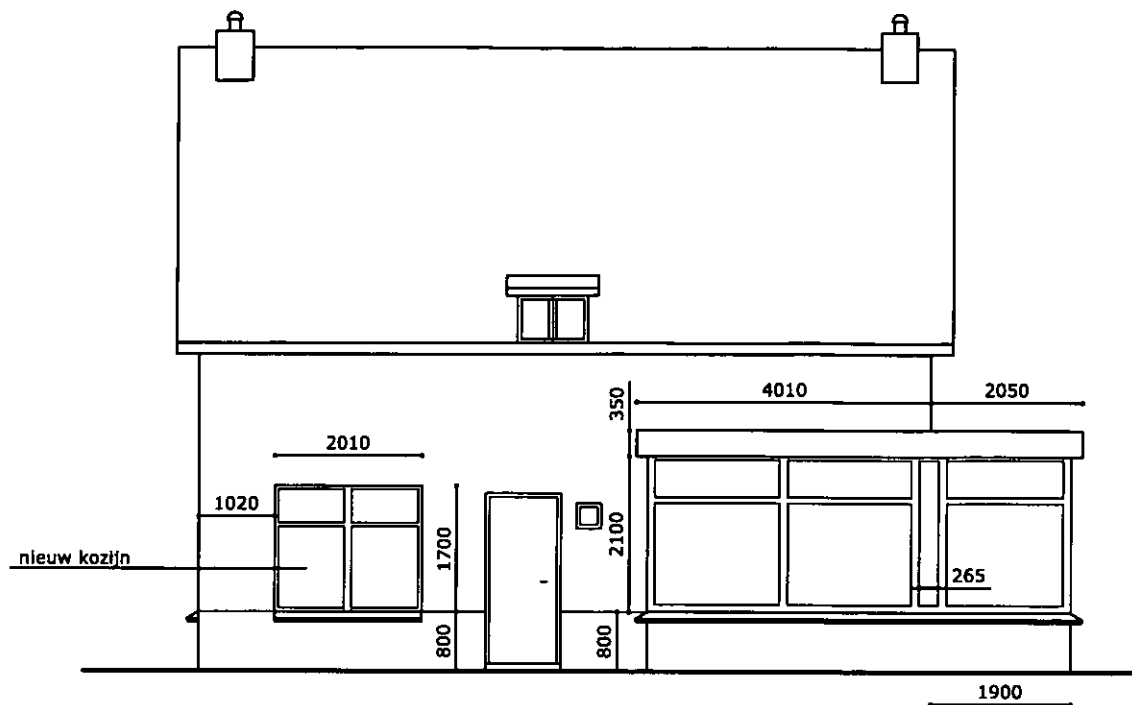
Doorsnede A bestaand

Schaal : 1:100	Blad : 4/11
Bladformaat : A3	Status : Definitief
Projectnummer : 07024	Tekeningnr. : 2000
	Type : D
	Versie : 1

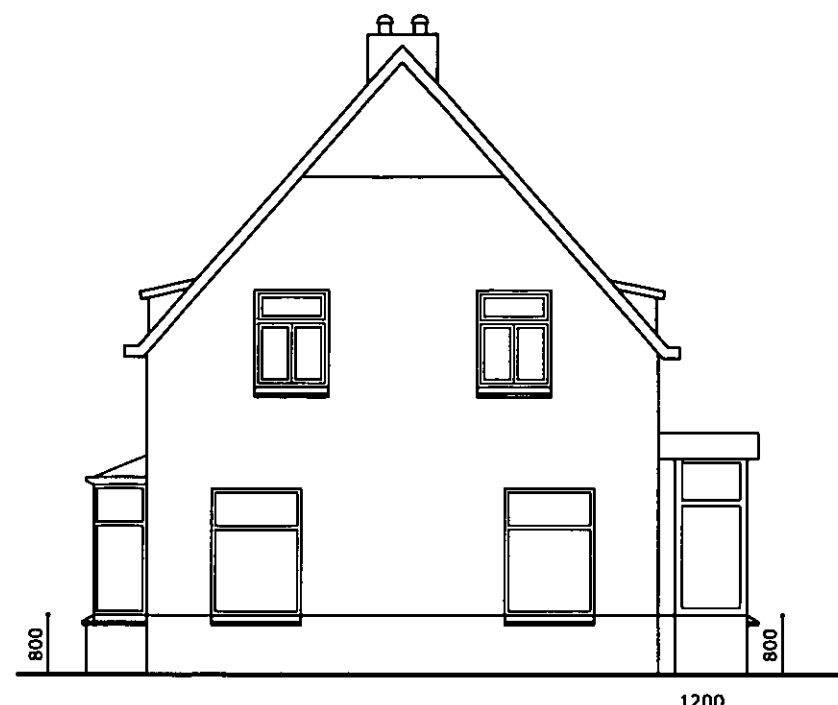
Project :  
Doorsneden, bestaand  
Ophemertsedijk 1, Tiel

1	Definitief	LEE	04-04-2007
Versie: Omschrijving:		Naam:	Datum:

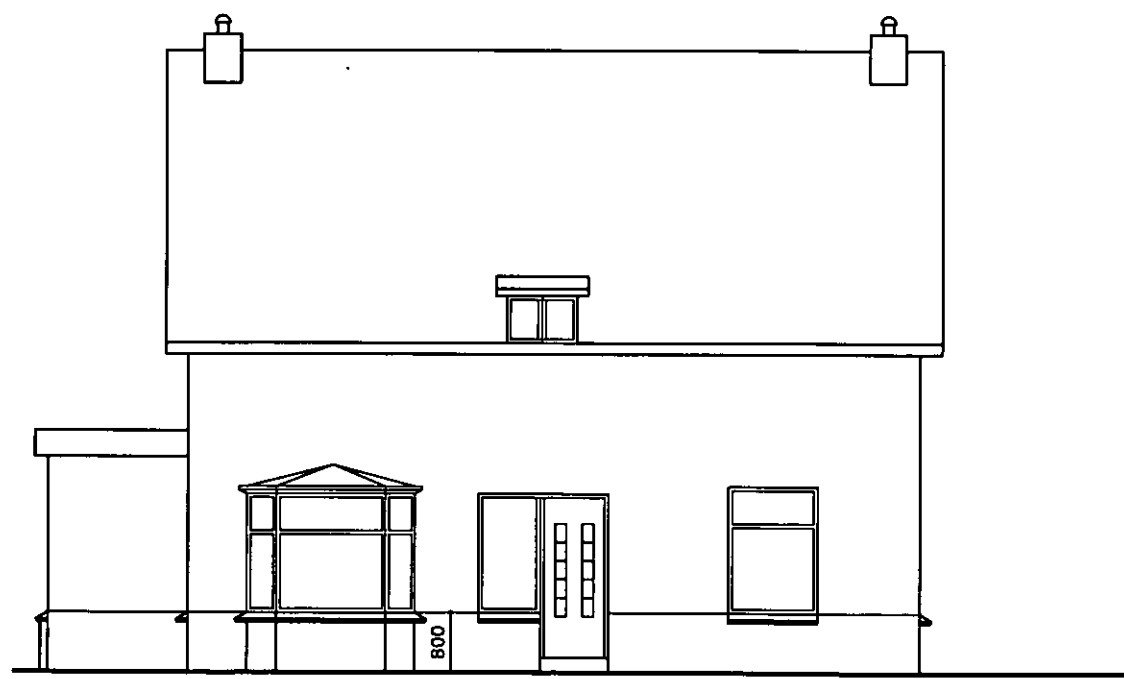
**BREED**  
[integrated design]



Zuidgevel nieuw



Westgevel nieuw



Noordgevel nieuw



Oostgevel nieuw

Schaal : 1:100  
 Bladformaat : A3  
 Projectnummer : 07024

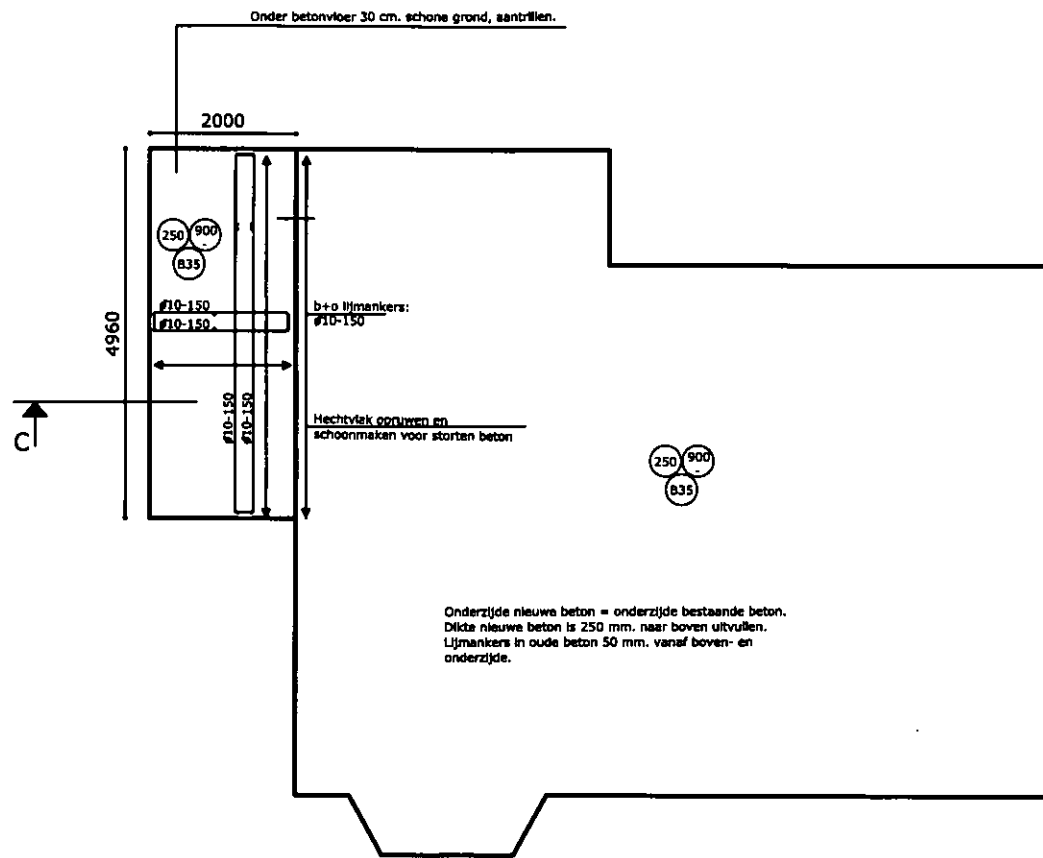
Blad : 5/11  
 Status : Definitief  
 Tekeningnr. : 2000  
 Type : G  
 Versie : 1

Project :  
 Gevels, nieuw  
 Ophemertsedijk 1, Tiel

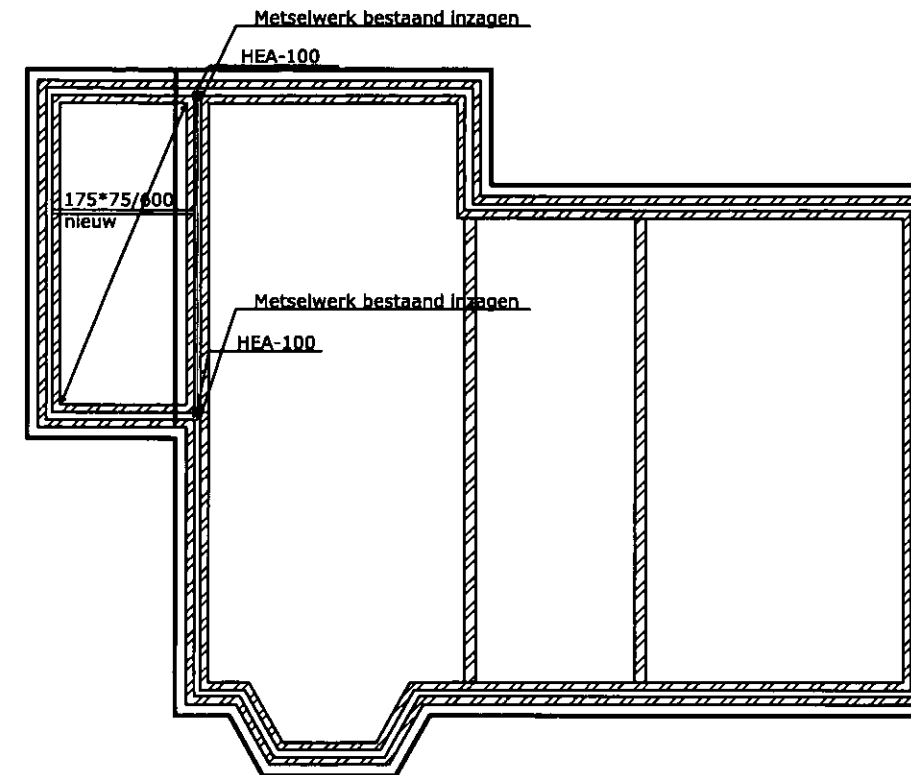
1 Definitief  
 Versie: Omschrijving:

LEE 04-04-2007  
 Naam: Datum:

**BREED**  
 [integrated design]



Fundering nieuw



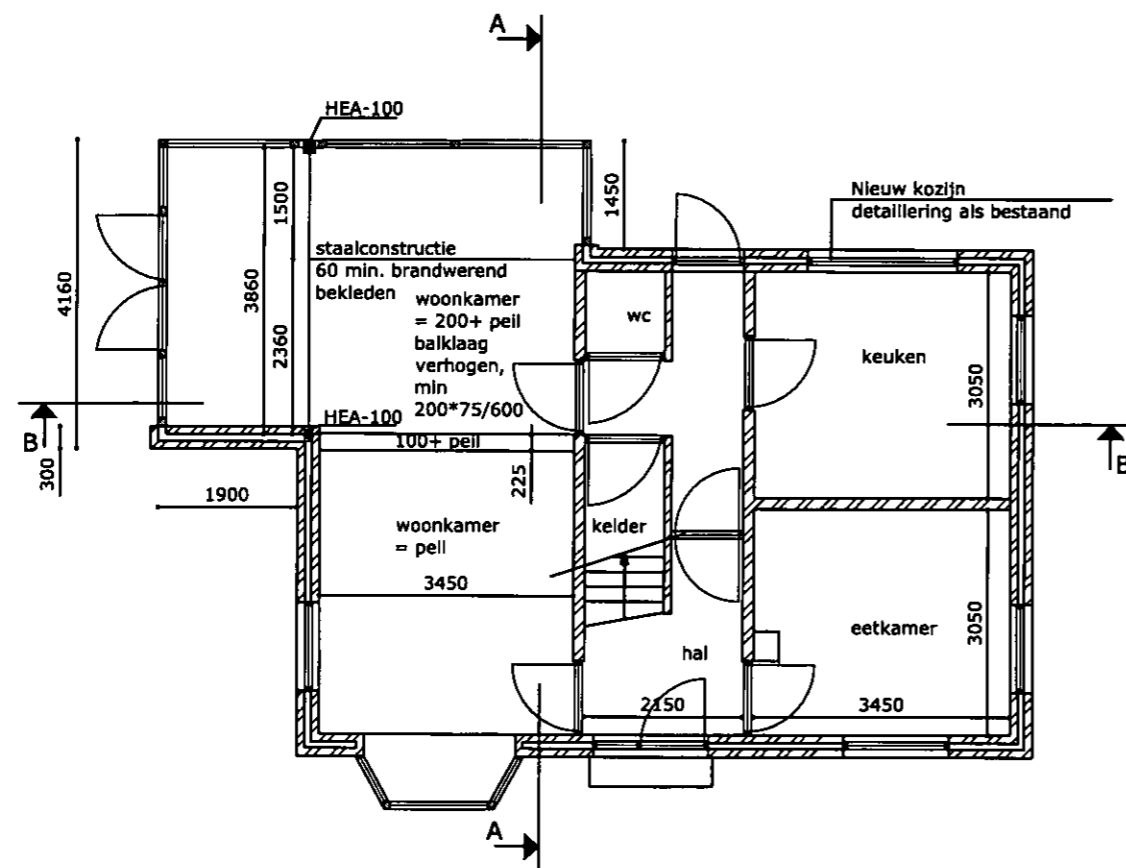
Fundering nieuw

Schaal : 1:100  
 Bladformaat : A3  
 Projectnummer : 07024  
 Blad : 6/11  
 Status : Definitief  
 Tekeningnr. : 2000  
 Type : P  
 Versie : 1

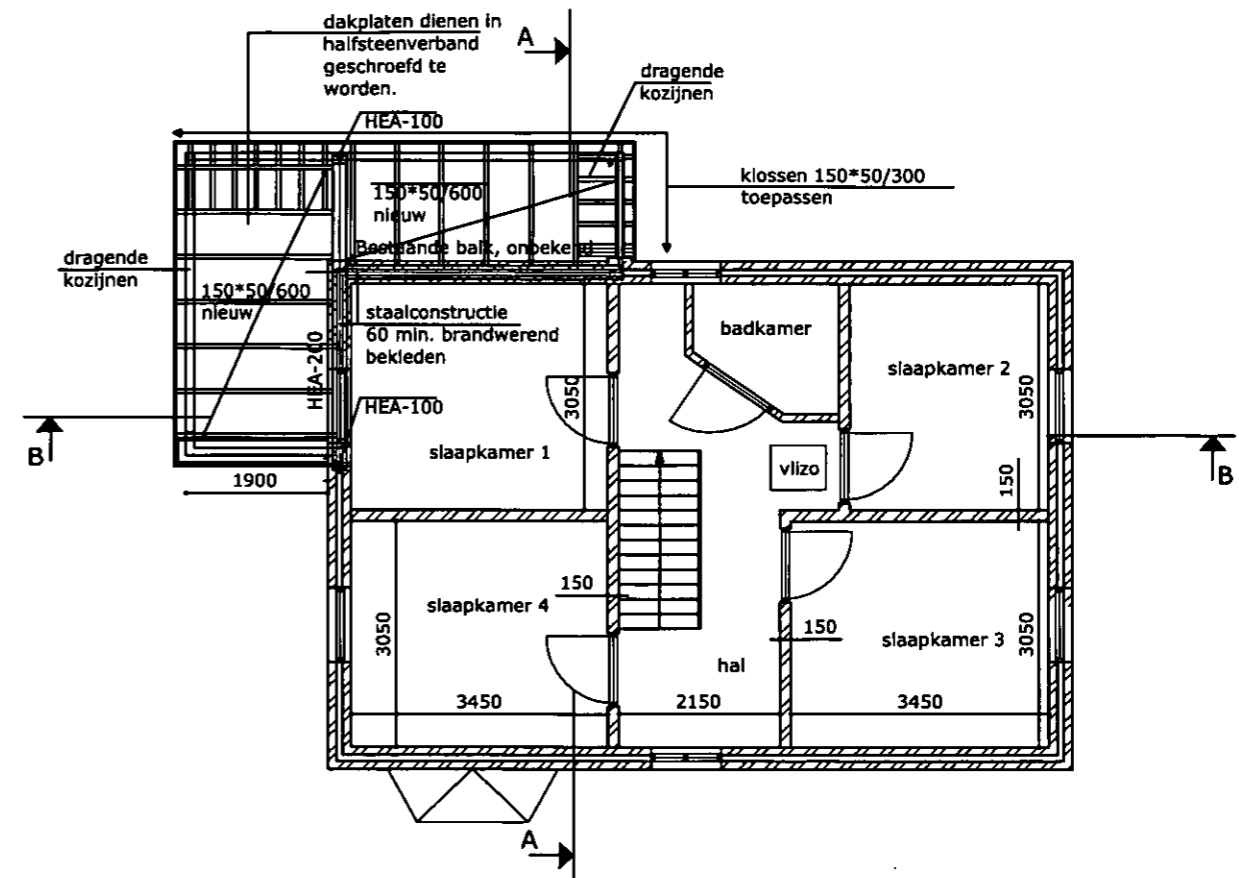
Project :  
 Fundering, nieuw  
 Ophemertsedijk 1, Tiel

1 Definitief LEE 04-04-2007  
 Versie: Omschrijving: Naam: Datum:

**BREED**  
 [integrated design]



Begane grond nieuw



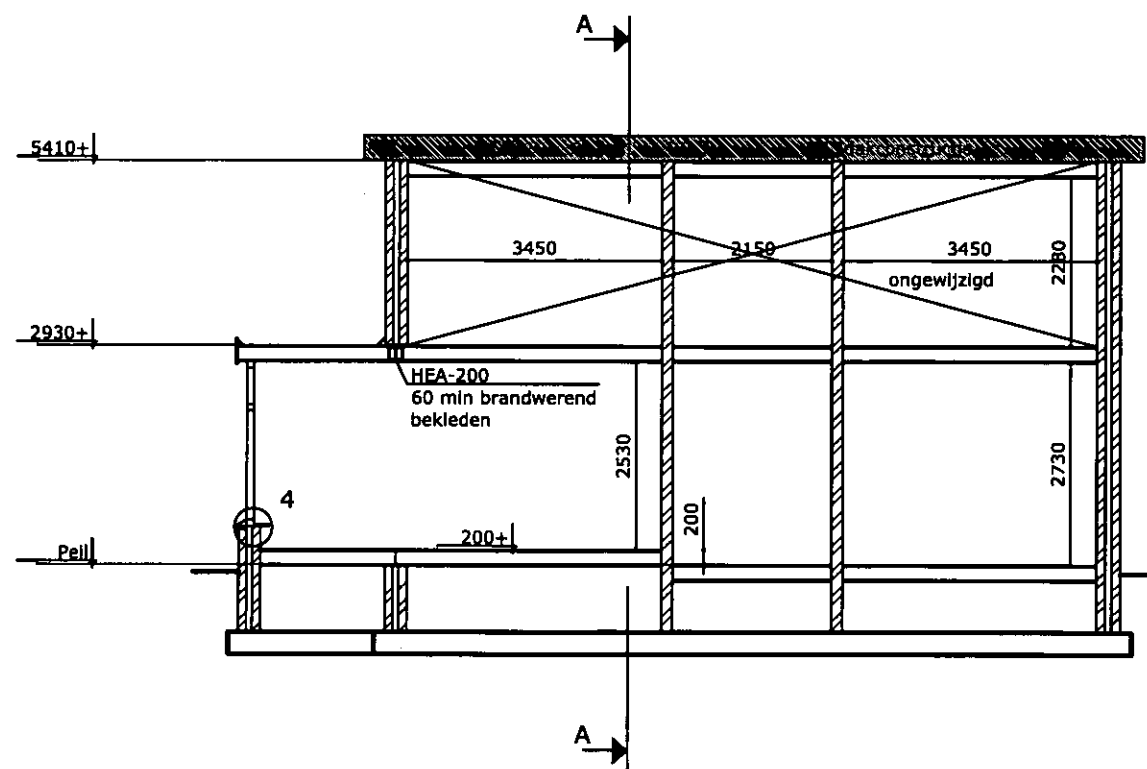
Eerste verdieping nieuw

Schaal : 1:100 Blad : 7/11  
 Bladformaat : A3 Status : Definitief  
 Projectnummer: Tekeningnr. : Type : Versie :  
 07024 2000 P 1

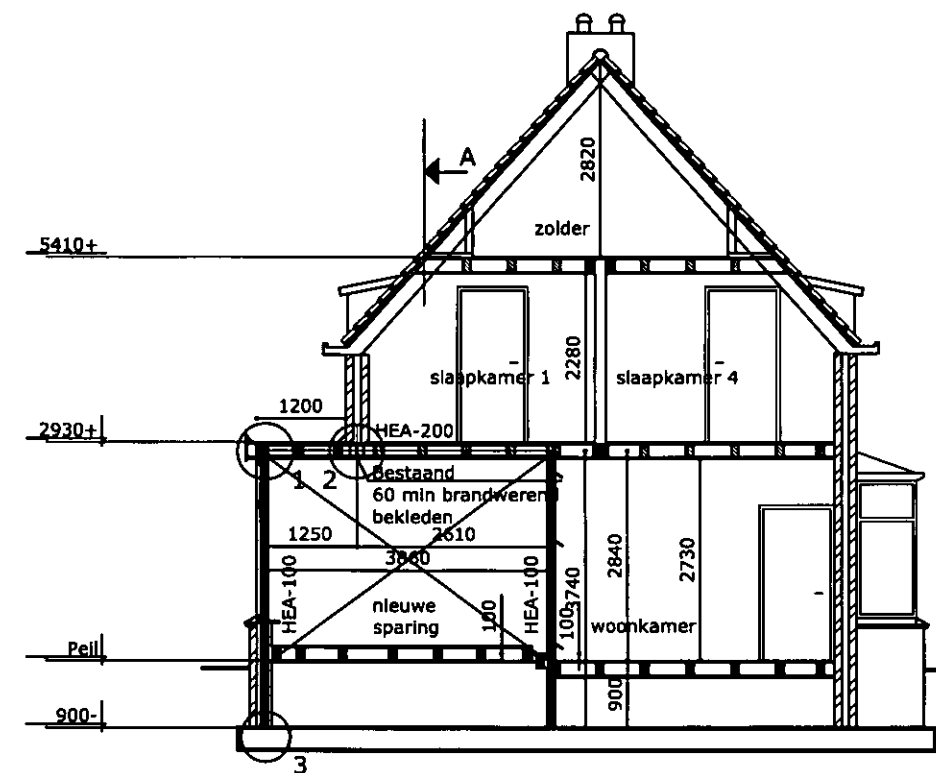
Project :  
 Plattegronden, nieuw  
 Ophemertsedijk 1, Tiel

1 Definitief LEE 04-04-2007  
 Versie: Omschrijving: Naam: Datum:

**BREED**  
 [integrated design]



Doorsnede B nieuw



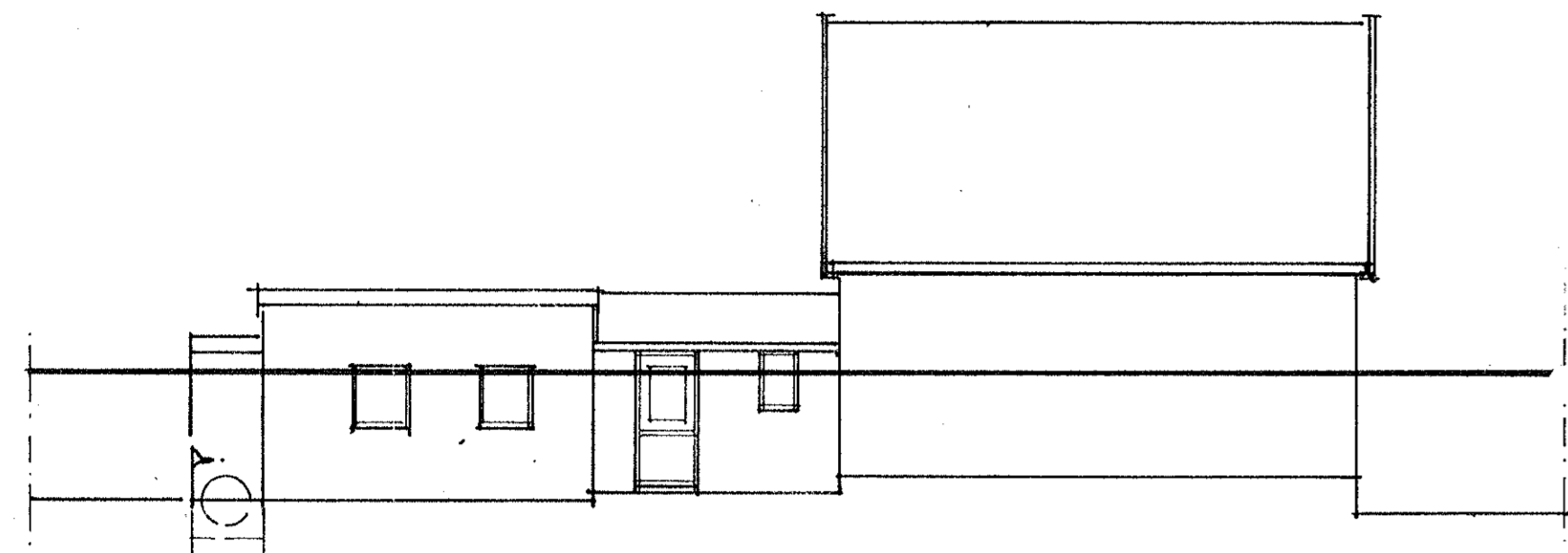
Doorsnede A nieuw  
(met staalconstructie)  
Maatvoering in het werk na te meten!

Schaal : 1:100	Blad : 8/11
Bladformaat : A3	Status : Definitief
Projectnummer : 07024	Tekeningnr. : 2000
	Type : D
	Versie : 1

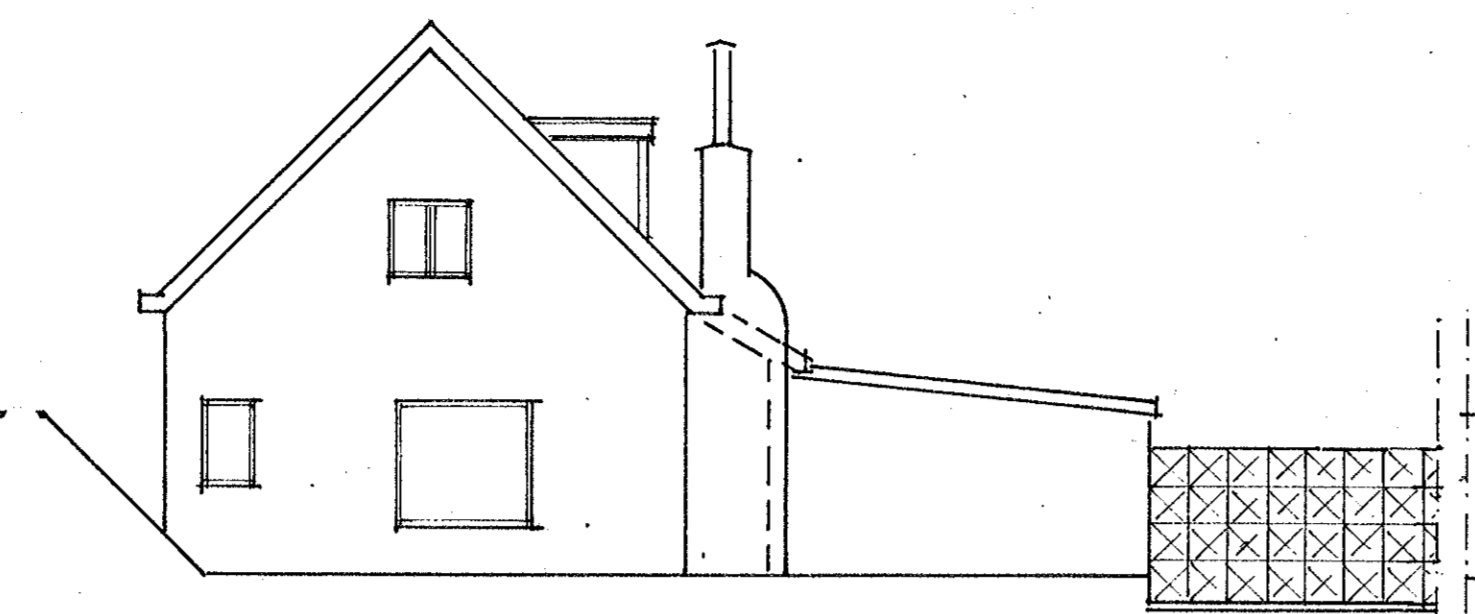
Project :  
Doorsneden, nieuw  
Ophemertsedijk 1, Tiel

1	Definitief	LEE	04-04-2007
Versie: Omschrijving:		Naam:	Datum:

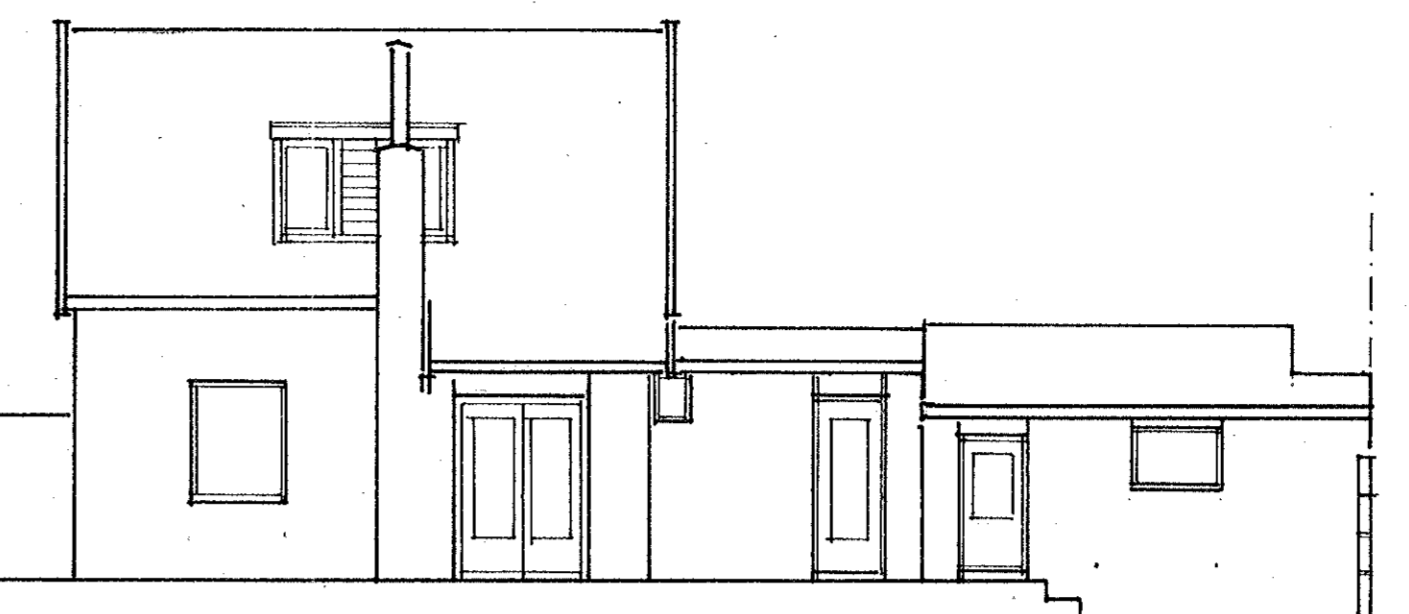
**BREED**  
[integrated design]



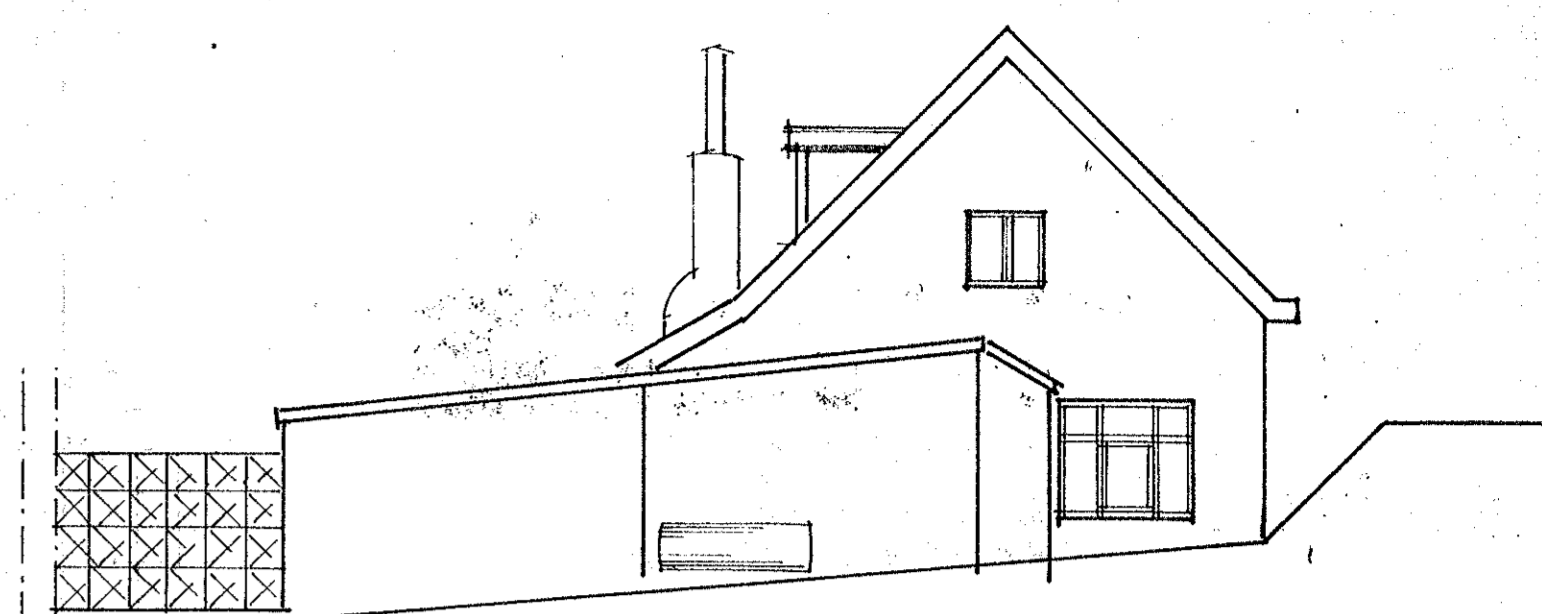
bestaande noordgevel



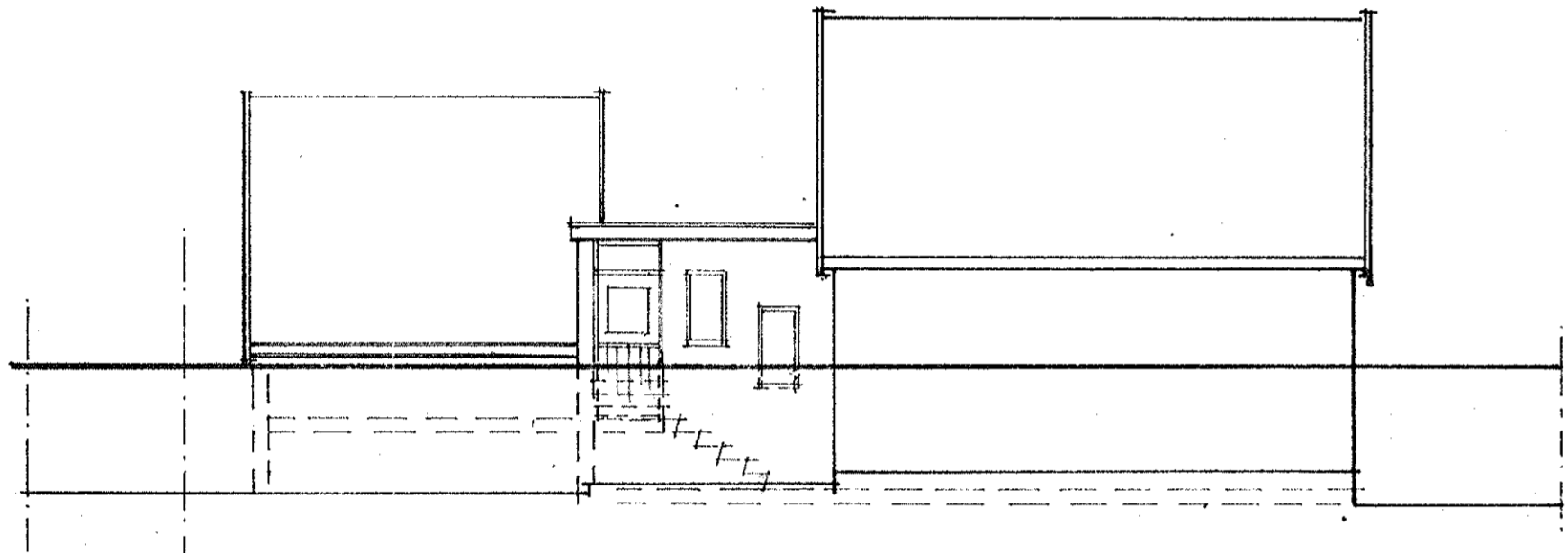
bestaande westgevel



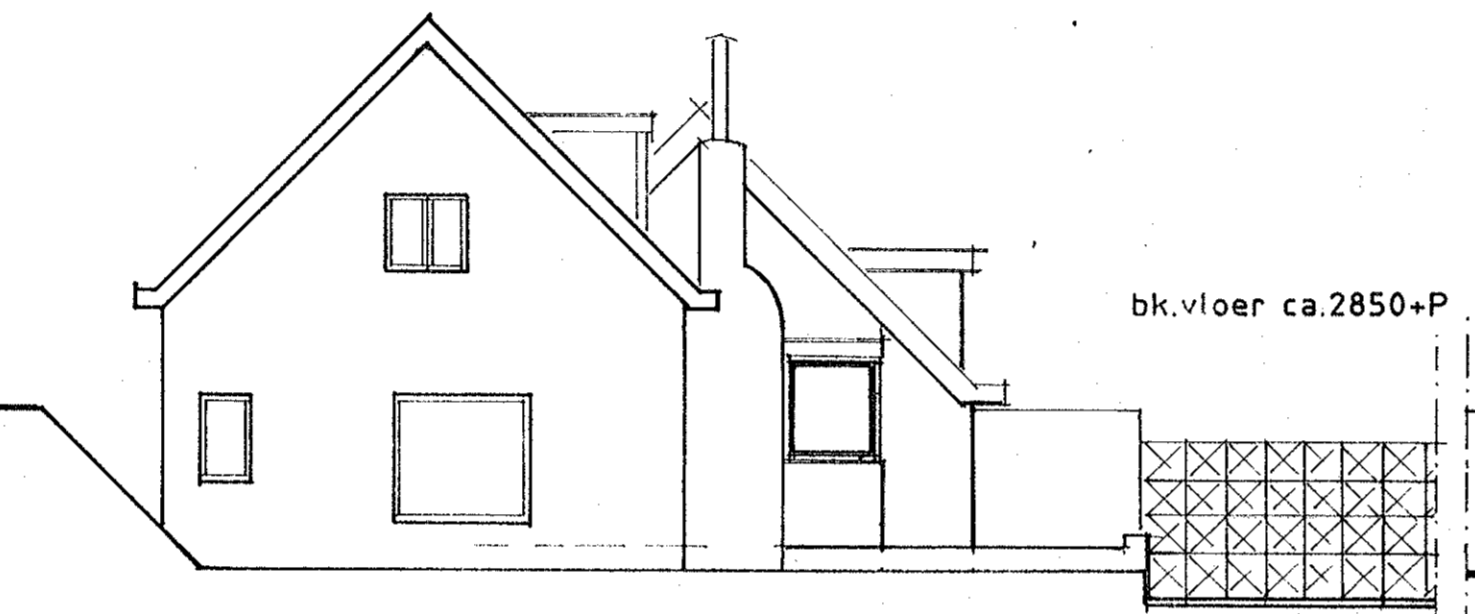
bestaande zuidgevel



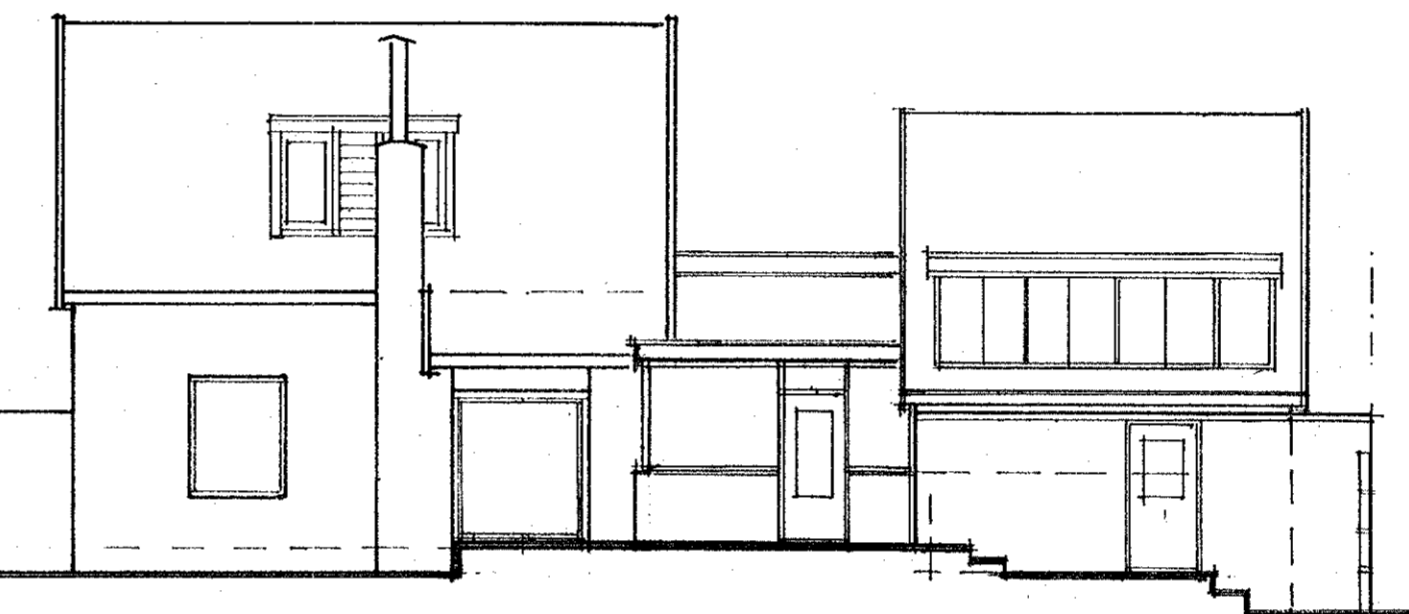
bestaande oostgevel



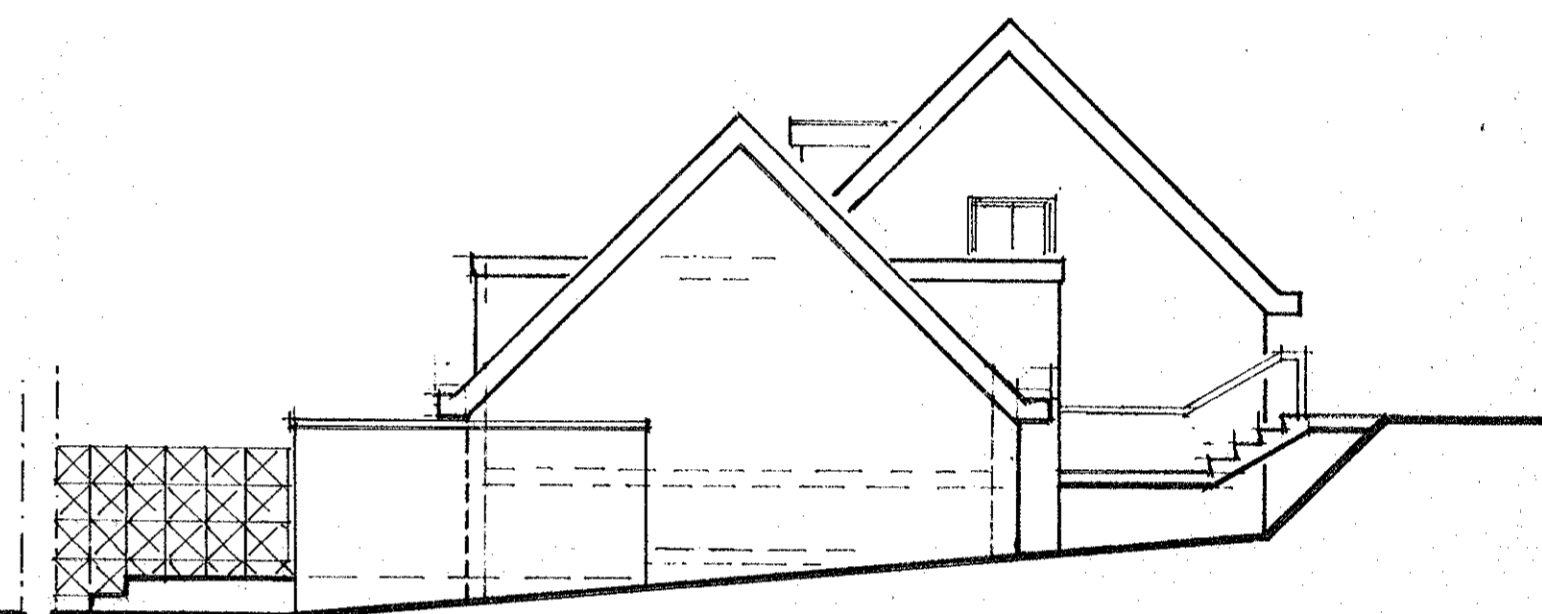
nieuwe noordgevel



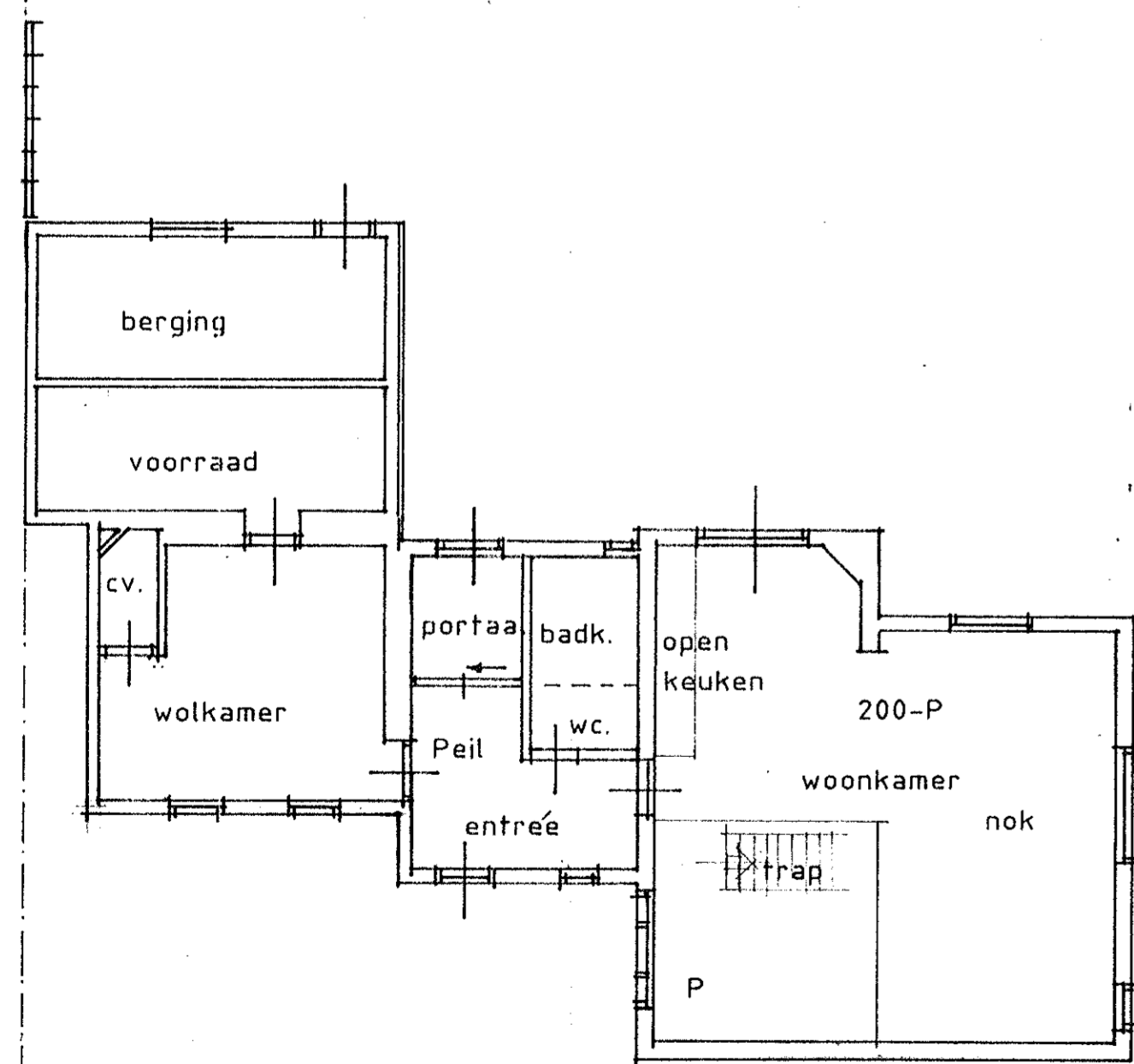
nieuwe westgevel



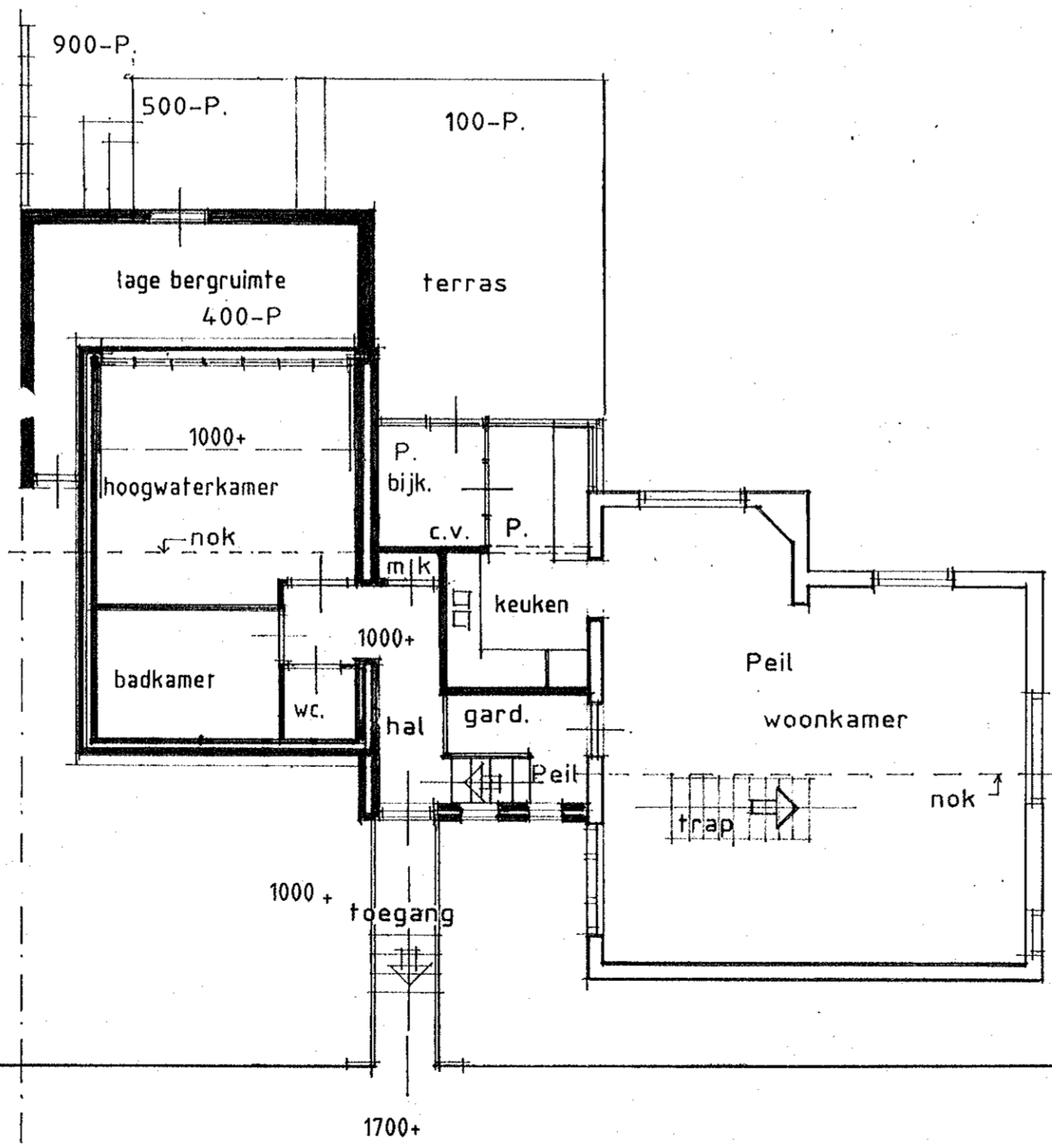
nieuwe zuidgevel



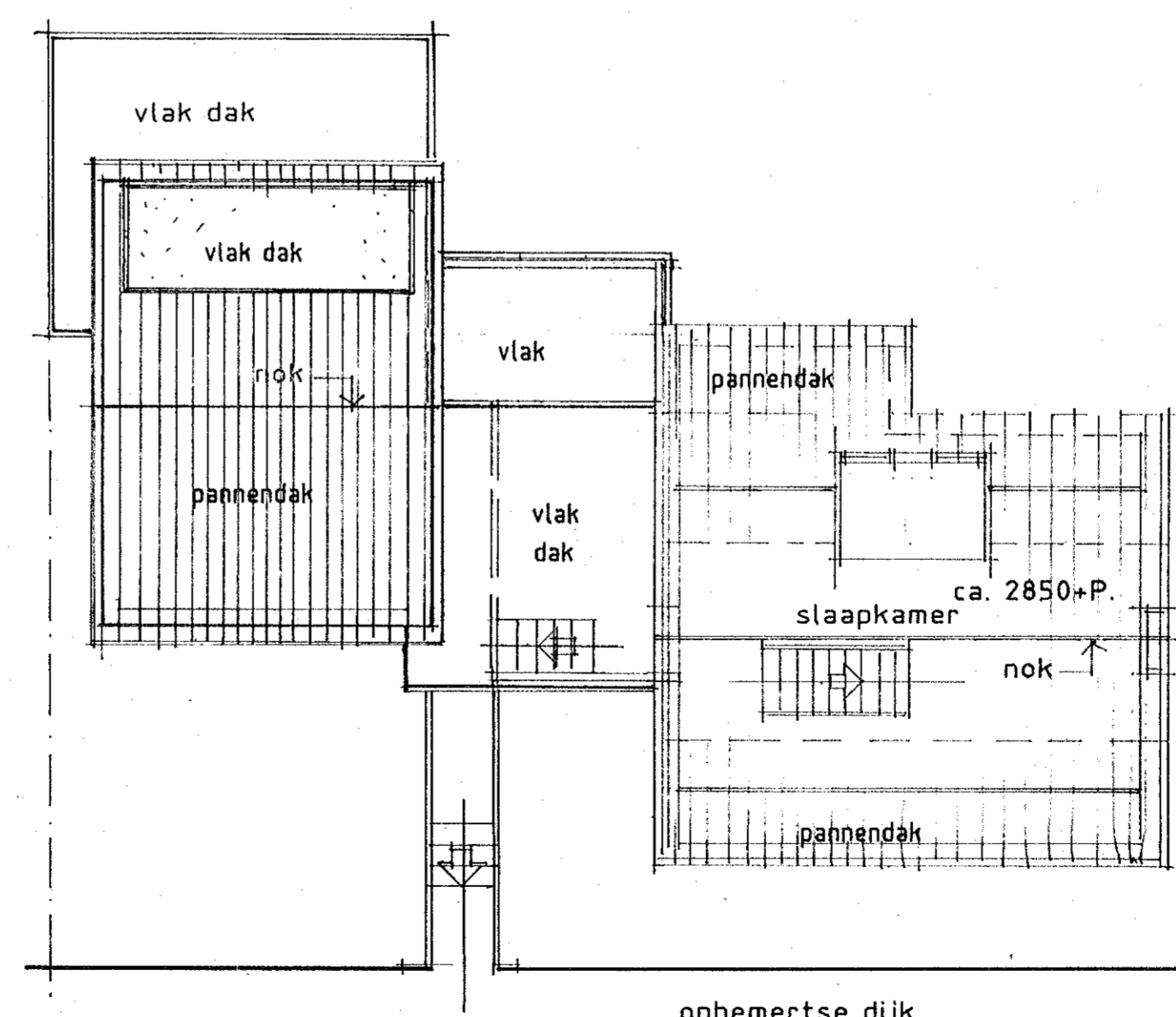
nieuwe oostgevel



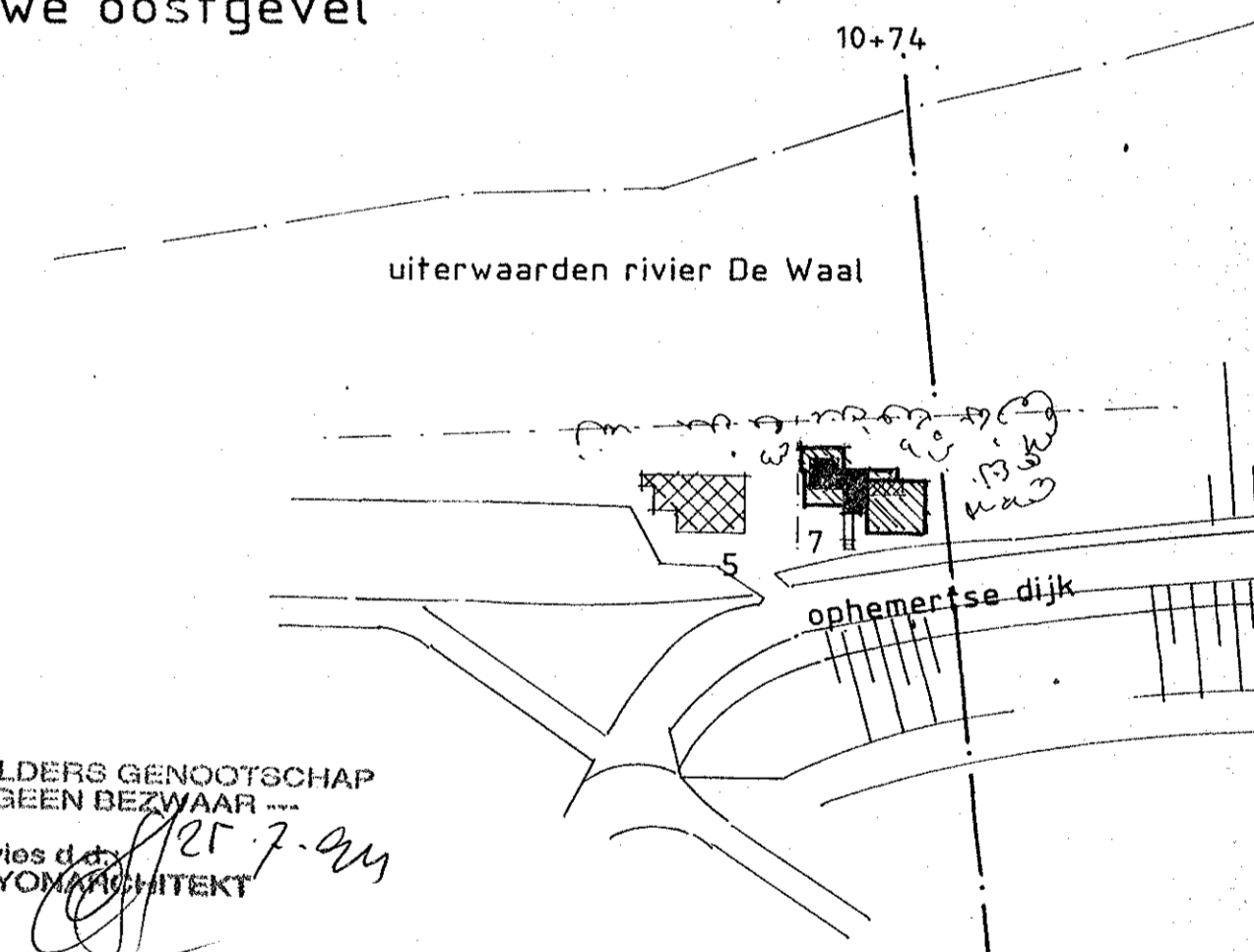
bestaande plattegrond begane grond



nieuwe plattegrond begane grond



nieuwe plattegrond verdieping



situatie, schaal 1 : 1000

GELDERS GENOOTSCHAP  
--- GEEN BEZWAAR ---  
Advies d.d. 27-7-94  
RAYON ARCHITEKT

Gewaarmerkt als behorende bij besluit  
van Burgemeester en Wethouders van  
Tiel d.d. 03 AUG 1994  
medewerker: J. van Veen

kleuren en materialen:

dakpannen donkergrijs  
muren gestuct, kleur wit  
dakrand; bruin geschilderd hout  
houten kozijnen bruin geschilderd.

kleuren van het nieuwe werk overeenkomstig het bestaande

BOUW- EN WONINGTOEZICHT TIEL  
INGEKOMEN  
05 JUL 1994  
Nr. 04-156

maten in mm.



ARCHITECTENBURO S.H.VAN DER ZEE GROTEBRUGSE GRINTWEG 40 TIEL

PLAN woonhuis ophemertse dijk 7 tiel  
verbouwing voor de heer J. Crezee

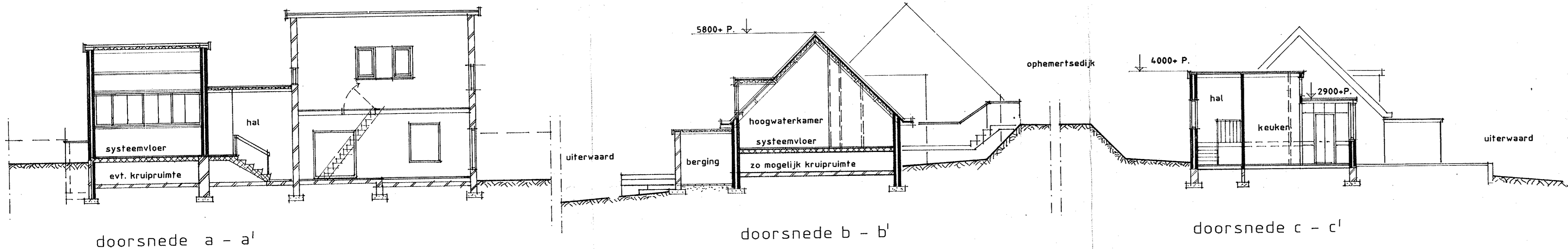
ONDERDEEL **bestaande en nieuwe toestand**

SCHAAL: 1:100 GET. [initials] D.D. 940415 AFM. 60/90 WZL. LETTER. A B C D

TELEFOON 03440-13590 940617 POSTCODE 4005 AJ TIEL

BLAD NR. 1

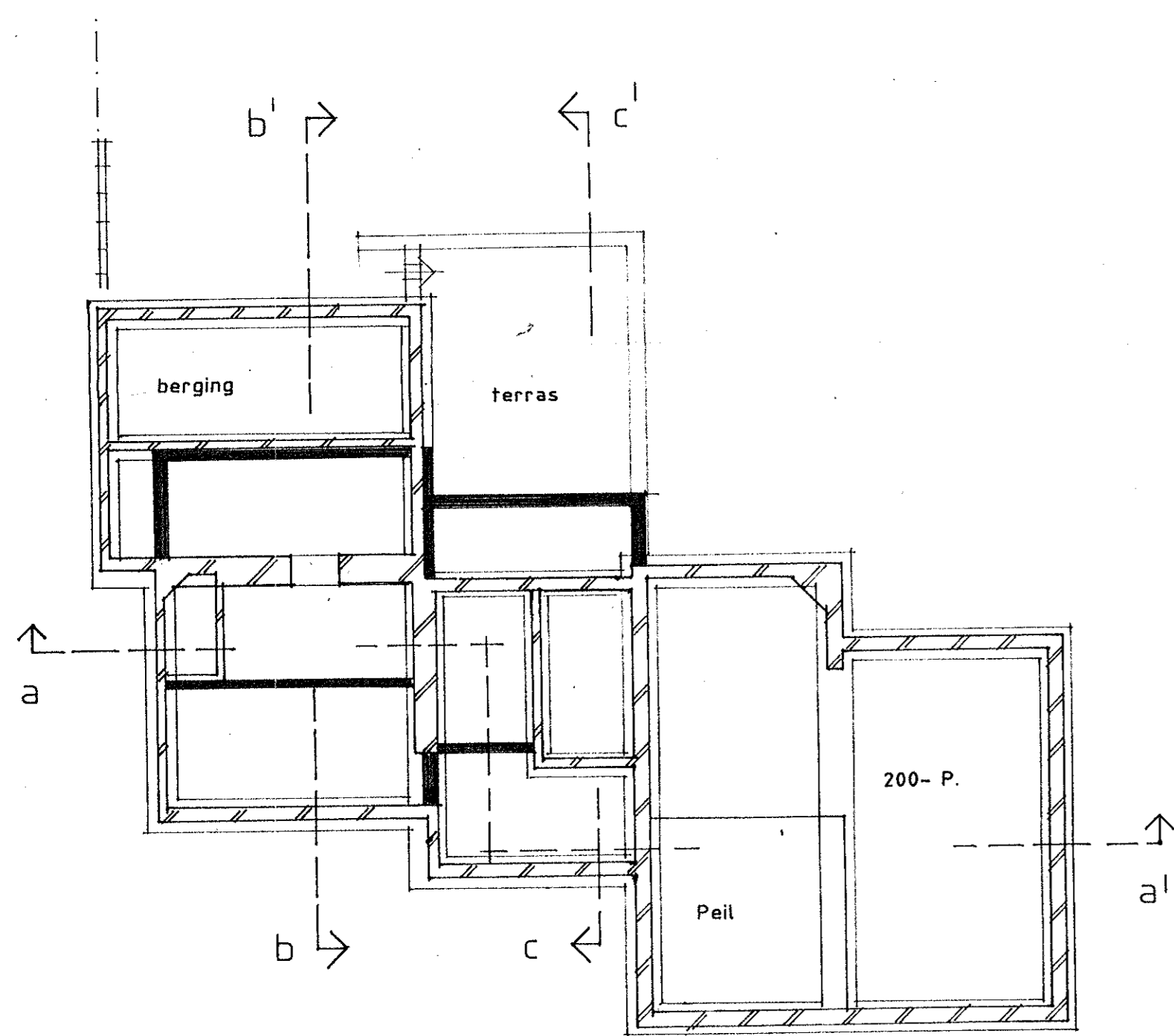




doorsnede a - a'

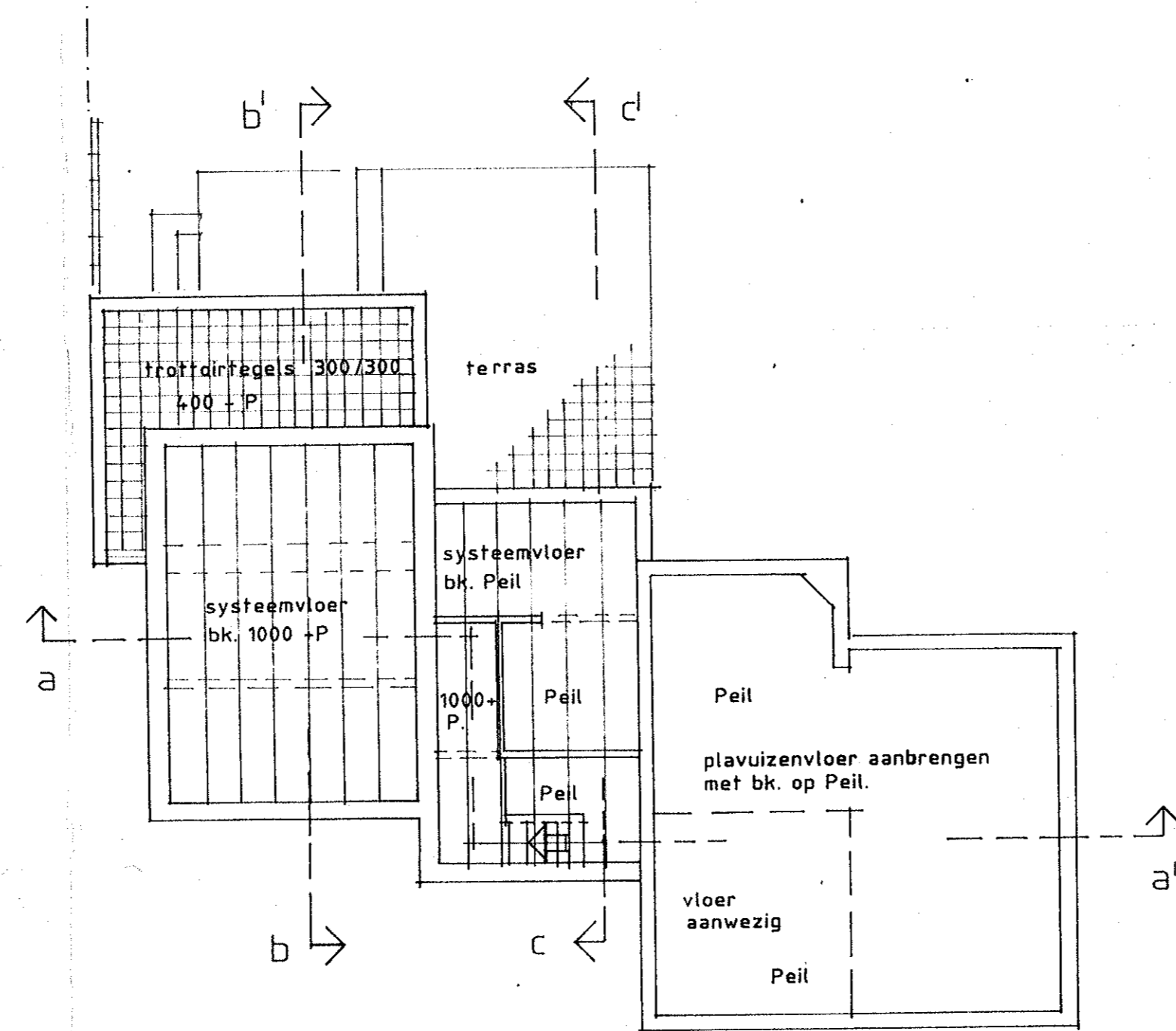
doorsnede b - b'

doorsnede c - c'

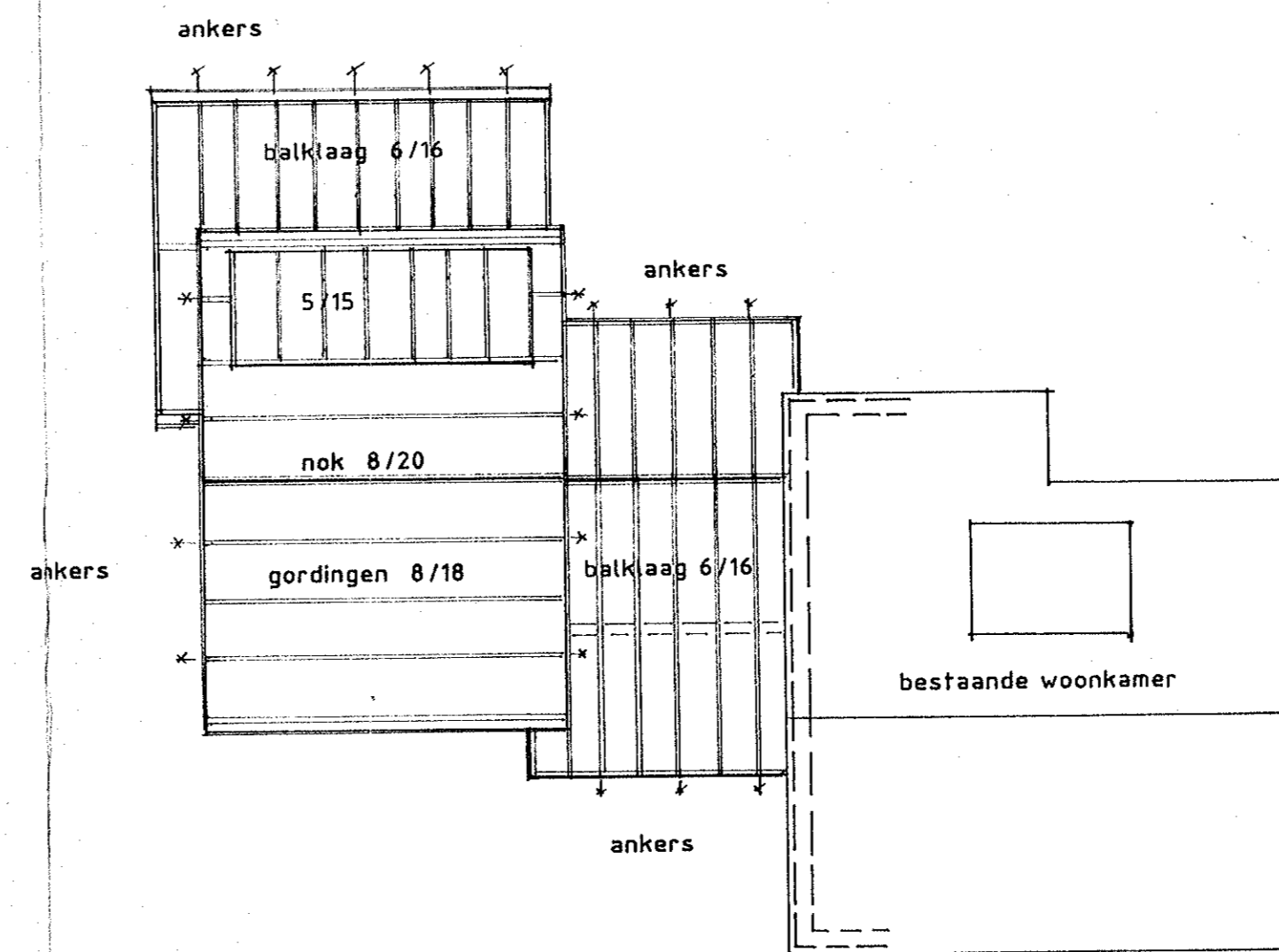


de grond van het dijklichaam wordt niet geroerd.  
 waar nodig over of tussen de bestaande fundering een betonvloer dik 150 aanbrengen  
 hierop ondersteunende muurtjes metselen tbv. de systeemvloeren.

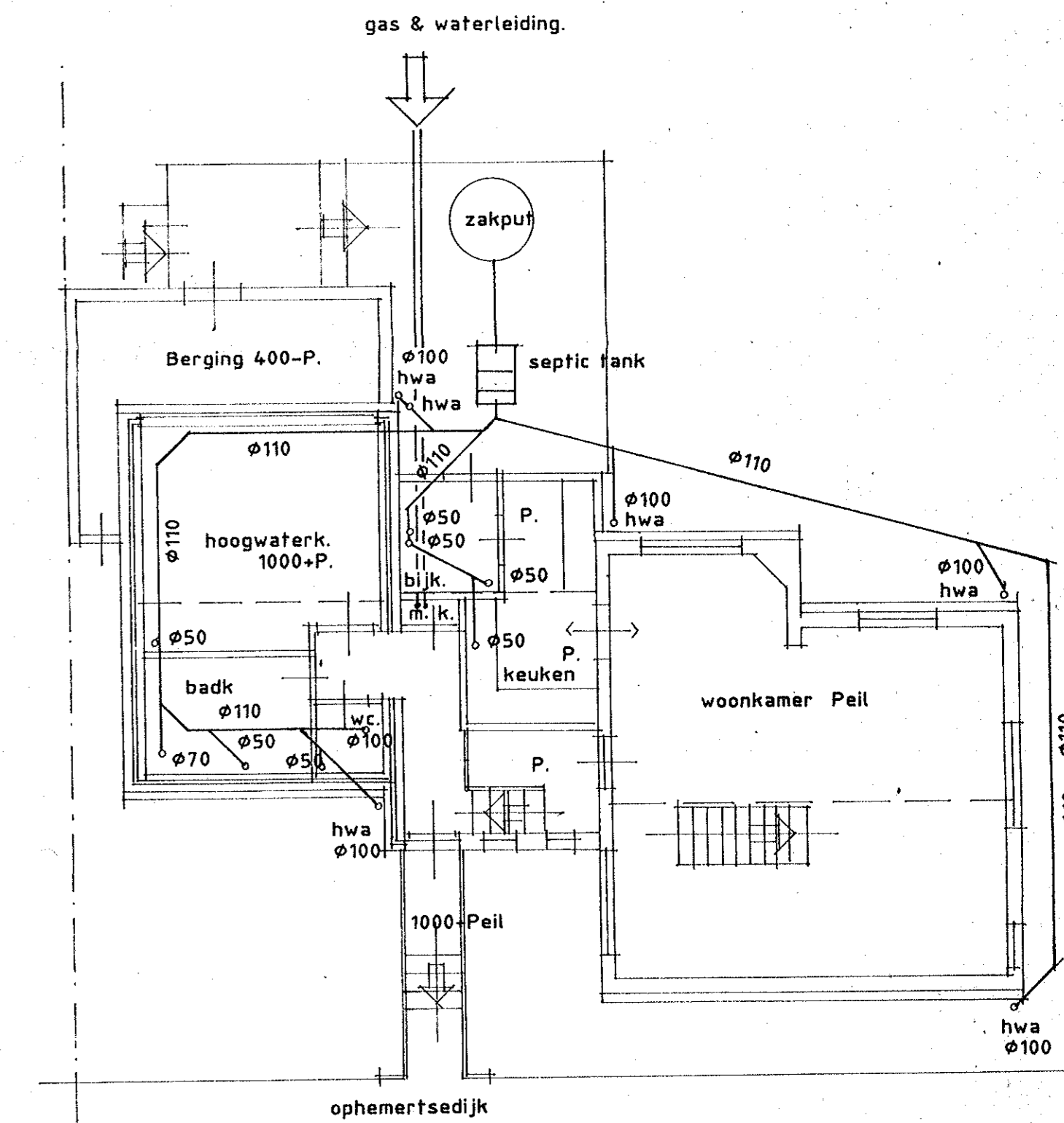
fundering



vloeren



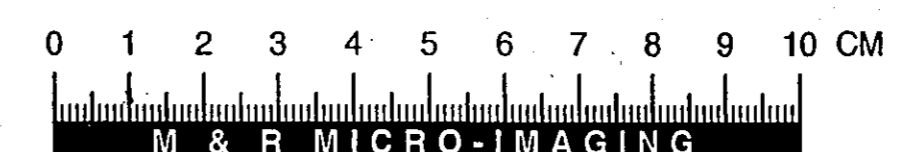
balklagen, kapplan



riolering

Gewaarmerkt als behorende bij besluit  
 van Burgemeester en Wethouders van  
 Tiel d.d. 09 AUG. 1994  
 medewerker afd. Bouw- en Woningtoezicht.

BOUW- EN WONINGTOEZICHT TIEL  
 INGEKOMEN  
 05 JUL 1994  
 Nr. 051-156



ARCHITEKTENBURO S.H.VAN DER ZEE GROTEBRUGSE GRINTWEG 40 TIEL			
PLAN	woonhuis ophemertsedijk 7 tiel verbouwing voor de heer J. Crezee		
ONDERDEEL	doorsneden, fundering, vloeren, kap, riol		
SCHAAL 1: 100	GET. <input checked="" type="checkbox"/> Dp94,0623	AFM. 60/90	WILZ LETTER <input type="checkbox"/>
TELEFOON 03440-13590	POSTCODE 4005 AJ TIEL		



BLAD NR. 2



## D. Stijghoogte bepaling





## E. Rekenresultaten

Deze bijlage betreffen de Plaxis rekenmodellen van de langsconstructies in snede 1 en snede 2. Namen van de modellen zijn:

- INFR200121-B-017-201218 2D snede 1\_rev1
- INFR200121-B-018-201218 2D snede 2\_rev1

De bestanden zijn meegeleverd in de oplevermap.



**F.** Review revisie 0

Project	VKA Stad Tiel deeltraject 6
Documenten	INFR200121-B-017-201113 2D snede 1_rev0.p2dx
Datum levering	13-11-2020
Datum review	23-11-2020

Input	Input beschrijving	Opmerking	Onderbouwing opmerking	Reactie lv	Reactie WSRL
Geometry	Bron	AHN3	o.b.v. maatgevende snede t.h.v. locatie		
$\gamma_{water}$	9,81 kN/m <sup>3</sup>	10kN/m <sup>3</sup>	Staat op 10kNm/3		
Soil	- Materiaal set HS laag kar. - Materiaal set SSC (juiste POP waarden) laag kar. - Materiaal set SHASEP NGI ADP laag kar. - Indien onverankerd hoge stijfheid t.h.v. verkregen inklemming (HS)	- add 1/3 O.b.v. WSRL PVVZ E lokaal bepaald t.b.v. zand - add 4 onverankerd niet van toepassing	-		
Soil layers	- Scheiding drained undrained - Onderbouwing modelering - Detailniveau grondonderzoek bodemschematisering - Detailniveau grondonderzoek groutlichaam	-add 1 Akkoord voorstel scheiding grens dijsmateriaal verkennen bij schematiseringsfactoren + eventueel effect - add 2 onderbouwd in rapportage - add 3 akkoord aandachtspunt weerstand zand lokaal maar ook obstakels (oude bekleding bijvoorbeeld OF de duiker) i.v.m. inbrengbaarheid -add 4 akkoord			
Plate	- Type damwand: - Corrosie: - Openingspercentage: - EA en EI: - Gewicht (w) - f;open en 0,9 x w in controle - prevent punching uit - Puntbiveau o.b.v. maatgevend mechanisme	- add 1 AZ42-700 echter zit in fase 5 WBN een AZ 36-700? - add 2 zone op NAP -5,0 t.p.v. kruisingopbolling dagelijks - add 3Nog niet meegenomen betreft aandachtspunt DO - add 4 EA 4,24E6/171,9E3 is o.b.v. reductiefactor van Wel bepaald deze is echter minder groot dan voor A (zie durability) - add 5 het gewicht van de plank lijkt op de ongecorroderede waarde te staan (2,036) - add 6 n.v.t. - add 7 staat uit - add 8 o.b.v. minimale diepte pleistoceen. aandachtspunt is eventueel effect fluideren		Add 1 is aangepast.	
Anchor	- Type Anker - Corrosie(bescherming): - h.o.h.: - EA:	- add 1 101,6x28mm - add 2 6,0mm - add 3 2,8m - add 4 975,9E^3			
Embedded beam row	-Type -Diameter groutlichaam -Lengte groutlichaam	- add 1 massive circular beam - add 2 380mm - add 3 15,0m			
Anchor_puntveer	- EA - Lspacing	- add 1 10E^5 - add 2 1,0m			
Mesh	- Fine global mesh - Quality	- add 1 medium - add 2 kwaliteit algemeen oke echter paar scherpe wiggen aanwezig die voor lokaal lagere kwaliteit zorgen			

Coarseness Mesh grond t.h.v. maatgevend glijvlak	0.25	- add 1 0,25			
Coarseness Mesh constructieve elementen	0.125	- add 1 0,125			
Flow conditions	- Situatie dagelijkse omstandigheden - Effect installatie damwand waterspanningen - Situatie WBN - situatie Overslag - Situatie opdrijven - Verloop waterspanningen over aanwezige lagen	- add 1 conform TUN - add 2 geen effect gemodeleerd aandachtspunt EA damwand in DO - add 3 knikpunt BIK ligt bij oude dijk is het niet netter om deze op nieuwe plek BIK te plaatsen voor de berekening? - add 4 PL 1 volgt niet maaiveld 0,1m onder kruin - add 4 Spanningen t.h.v. drukstaaf groter dan >0kN/m2 - add 5 conform TUN		Add 3: is verwerkt.	
Verkeersbelasting	- STBI WBN 13kN/m2 - STBI Overslag 0kN/m2 - STBU 6kN/m2	- add 1 13kN/m2 - add 2 0kN/m2 - add 3 n.v.t. huidige ontwerpberekening			
Vergelijking D-stability uitgevoerd	Aanwezig of niet	Niet aanwezig actie DO			





<b>Project</b>	VKA Stad Tiel deeltraject 6
<b>Documenten</b>	INFR200121-B-017-201113 2D snede 1_rev0.p2dx
<b>Datum levering</b>	13-11-2020
<b>Datum review</b>	23-11-2020

Naam	Omschrijving	Waarde	Eis	Beoordeling	Onderbouwing	Reactie	Reactie
GEO-1	Geotechnische stabiliteit STBI WBN	1.15	1.1				
GEO-1	Geotechnische stabiliteit STBI overslag	1.21	1.0				
GEO-1	Geotechnische stabiliteit STBU val WBN	n.v.t.	n.v.t.				
GEO-2	Snijden	n.v.t.	n.v.t.	Controle bij toepassen openingen confrom PPL			
STR-1	Moment+Normaalkracht		UC<1,00				
STR-1	Dwarskracht		UC<1,00				
STR-1	Knik		UC<1,00				
STR-2	Sterkte ankerstang	0.79	UC<1,00				
STR-2	Sterkte gording		UC<1,00				
SSI-1	Verticaal evenwicht		UC<1,00				
SSI-2	Overschreiden houdkracht	0.82	UC<1,00				
Vervorming	$u_{vert;kruin;SLS}$		-0.1				
Vervorming	$u_{hor;BIT-BUT;SLS}$		0.1				
Vervorming	$u_{hor;SLS}$		-0.1				
Algemeen				Opnemen check PPL methode en CUR166 methode i.v.m. wijzigingen lokaal			

Project	VKA Stad Tiel deeltraject G
Documenten	INFR200121 201113 R-06 VO-rapportage langconstructie 6_rev0
Datum levering	13-11-2020
Datum review	23-11-2020

Nr.	Verwijzing	Tekstdeel / passage	Opmerking OG	Reactie ON op opmerkingen OG	Reactie OG
1	2.2	Als het goed is worden deze bomen verwijderd check laatste stand van zaken m.b.t. inpassing bij Stefan/OM	Deze bomen zijn voor de volledigheid nog als raakvlak in het rapport opgenomen. Het uitgangspunt is dat deze verwijderd worden.		
2	2.5.1	Variatie in bodemopbouw kan worden verkend met schematiseringsfactor, huidige keus zodat dit als representatief kan worden gezien voor betreffende snede	Klopt, bepaling schematiseringsfactor vindt plaats in het DO.		
3	2.6	Voor snede 1 met oog op inundatie is stijghoogte nu conservatief bepaald als echter een snede meer ten oosten wordt genomen is dit goed om nogmaals te verifiëren	Klopt, in het DO wordt een snede in het oostelijke deel berekend.		
4	3.3	Invloed doorlatenheid heeft mogelijk invloed op ontwerp	Wordt in het DO verwerkt.		
5	3.5	Fluïderen heeft mogelijk invloed op ontwerp (puntniveau)	Er is gekozen om hetzelfde detailniveau te hanteren als voor de overige berekeningen. De maatregelen voor inbrengbaarheid worden voor alle constructies in het DO beschouwd.		
6	4.2.1	is benodigde drukkracht berekend en of dit met Quattropler kan worden gerealiseerd?	Dit is gecontroleerd, zonder maatregelen is de drukkracht niet door een Quatro Piler te leveren. Zoals besproken is het voorstel de inbrengbaarheid van DT6 en DT5b met een geanonimiseerde vraag bij een aannemer te controleren.		
7	4.3	Heeft de duker ook nog invloed op de anker configuratie?	Klopt, mogelijk moet lokaal zwaarder ankers en gording worden toegepast. Dit wordt in het DO uitgewerkt.		
8	2	Aandachtspunt controle heave/integraliteit	Een verwijzing naar de rapportage Heave is opgenomen.		
9	5.2.2	Waarden corrosie correctie lijken niet te kloppen met plank type (rekensheet lijkt wel correct te staan)	is verwerkt		
10	5.2.5	Rekening gehouden met trillen echter wordt gerapporteerd dat schadekans groot is bij trillen. Is het effect van fluïderen beschouwd op de benodigde diepte omdat de kans zeer groot is dat dit nodig is?	Er is gekozen om hetzelfde detailniveau te hanteren als voor de overige berekeningen. De maatregelen voor inbrengbaarheid worden voor alle constructies in het DO beschouwd.		
9	Ankercontrole	G: t.b.v. groutlichaam lijkt on gecorrigeerde waarde dit moet t.b.v. MHW worden aangepast net zoals bij verticaal draagvermogen	Deze correctie is wel meegenomen, factor is ook toegevoegd op het printbereik van de rekensheets.		



Waarderweg 40  
2031 BP Haarlem  
Nederland

Pettelaarpark 10-15  
5216 PD 's-Hertogenbosch  
Nederland

Fultonbaan 30  
3439 NE Nieuwegein  
Nederland

**iv-Infra b.v.**  
Trapezium 322  
3364 DL Sliedrecht  
Nederland

Telefoon +31 88 943 3200

Trompstraat 36a  
9190 Stekene  
België

Westervoortsedijk 73  
Gebouw CB  
6827 AV Arnhem  
Nederland

Postbus 135  
3360 AC Sliedrecht  
[www.iv-infra.nl](http://www.iv-infra.nl)



# Dijkversterking Stad Tiel

Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 5A- maatwerk Bellevue

# Dijkversterking Stad Tiel

Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 5A- maatwerk  
Bellevue

Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland

Referentie: INFR200121-R07

Revisie: 2

Datum: 19 maart 2021

**Iv-Infra b.v.**

Ingenieursbureau met Passie voor Techniek

Titel document: Dijkversterking Stad Tiel  
 Ondertitel document: Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 5A- maatwerk Bellevue  
 Referentie: INFR200121-R07  
 Revisie: 2  
 Datum: 19 maart 2021  
 Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland  
 Projectnummer opdrachtgever:  
 Project: INFR200121

Revisie	Status	Datum	Auteur(s)	Gecontroleerd	Goedgekeurd	Omschrijving
0	Concept	17-10-2020	N. den Adel	H.J. Wolters	H.J. Wolters	Ter bespreking met WSRL
1	Concept	18-12-2020	N. den Adel	H.J. Wolters	H.J. Wolters	Ter bespreking met WSRL
2	Definitief	19-03-2021	N. den Adel	H.J. Wolters	H.J. Wolters	Opmerkingen WSRL verwerkt

## Inhoudsopgave

<b>1</b>	<b>Inleiding</b>	<b>6</b>
1.1.	Aanleiding	6
1.2.	Doel	7
1.3.	Revisiebeheer	8
1.4.	Leeswijzer	8
1.5.	Referenties	8
<b>2</b>	<b>Uitgangspunten</b>	<b>10</b>
2.1.	Bestaande situatie	10
2.2.	Nieuwe situatie	11
2.3.	Geometrie	11
2.4.	Geotechnische uitgangspunten	11
2.4.1.	Bodemopbouw	12
2.4.2.	Stijfheid zandlagen	13
2.4.3.	Impactanalyse labonderzoek	13
2.5.	Hydraulische randvoorwaarden	15
2.6.	Omgang pand Bellevue	15
2.7.	Modellering	16
<b>3</b>	<b>Ontwerpresultaten</b>	<b>18</b>
3.1.	Ontwerp langsconstructie	18
3.2.	Ontwerpkeuzes	19
3.3.	Verificatierapport	20
3.4.	Risico's	20
3.5.	Raakvlakken	21
3.6.	Veiligheid, gezondheid en milieu	21
3.6.1.	Uitvoeringsfase	21
3.6.2.	Gebruiksfase	21
3.7.	Duurzaamheid	22
3.7.1.	Materiaalkeuze en hergebruik	22
3.7.2.	Beperking uitstoot (CO <sub>2</sub> , NO <sub>2</sub> , etc.)	22
3.8.	Beheer en onderhoud	22
<b>4</b>	<b>Uitvoering</b>	<b>23</b>
4.1.	Fasering	23
4.2.	Installeerbaarheid	23
4.2.1.	Schadevrij installeren damwand	23
4.2.2.	Trillingspredictie	24
4.2.3.	Materieel	24
4.3.	Aandachtspunten uitvoering	25

4.4.	Monitoring	25
<b>5</b>	<b>Ontwerptoetsingen</b>	<b>26</b>
5.1.	Samenvatting rekenresultaten	26
5.2.	Ontwerptoetsingen	26
5.2.1.	GEO-1: Stabiliteit binnenwaarts	26
5.2.2.	STR-1: Toetsing damwand/combiwand	27
5.2.3.	STR-2 en SSI-2: Sterkte en houdkracht verankering	28
5.2.4.	STR-2: Sterkte gording	30
5.2.5.	SSI-1: Lengte langsconstructie	30
5.2.6.	Vervormingen constructie en dijklichaam	31
<b>6</b>	<b>Overdracht DO-fase</b>	<b>32</b>
6.1.	Nader te detailleren	32
6.2.	Risico's	32
6.3.	Raakvlakken	33
6.4.	Afgeleide eisen	33
6.5.	Risicoreservering DO-fase	34
<b>BIJLAGEN</b>		<b>35</b>
<b>A.</b>	<b>Ontwerptoetsingen</b>	<b>35</b>
A.1.	Doorsnede toetsing damwand	35
A.2.	Sterkte verankering	36
A.3.	Sterkte gording	37
A.4.	Verticaal draagvermogen	38
<b>B.</b>	<b>Archieftekening Bellevue</b>	<b>39</b>
<b>C.</b>	<b>Bepaling stijghoogte</b>	<b>40</b>
<b>D.</b>	<b>Benodigde drukcapaciteit</b>	<b>41</b>
<b>E.</b>	<b>Rekenresultaten</b>	<b>42</b>
<b>F.</b>	<b>Review revisie 0</b>	<b>43</b>



# 1 Inleiding

---

## 1.1. Aanleiding

Een groot deel van de waterkering bij Tiel is in de derde toetsronde afgekeurd. Een deel van dit traject is recent versterkt binnen het project Fluvia Tiel. De versterking van de overige waterkeringen rondom Tiel wordt op orde gebracht met de dijkversterking Stad Tiel. Deze dijkversterking is opgenomen in het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP). Een overzicht van het projectgebied is opgenomen in Figuur 1-1.

Waterschap Rivierenland (WSRL) heeft voor de waterkering binnen het projectgebied van de dijkversterking Stad Tiel een nadere veiligheidsanalyse uitgevoerd waarbij de scope is vastgelegd met inachtneming van de nieuwe norm uit de Waterwet en de laatste rekenregels uit het Ontwerpinstrumentarium 2014 (OI2014).

In 2019 heeft Tauw, met partners H+N+S en Iv-Infra, de verkenningsfase voor deze dijkversterking doorlopen. Hieruit is het voorkeursalternatief (VKA) van de versterking vastgesteld. In de huidige fase van het project wordt het VKA verder uitgewerkt tot een voorlopig ontwerp (VO), met als doel de benodigde vergunningen, zoals Projectplan Waterwet, monumentenvergunning, etc. aan te vragen.

Voorliggende rapportage betreft de VO-rapportage van de langsconstructie ter plaatse van hotel Bellevue. De keuze voor deze oplossing is onderbouwd in [16]. De langsconstructie is een maatwerkoplossing als onderdeel van deeltraject 5A. Omdat het hotel vrijwel het gehele binnentalud beslaat, is hiervoor een separate oplossing uitgewerkt. De maatwerkoplossing bevindt zich tussen TG000+15 en TG000+80. In Figuur 1-1 is dit aangegeven met de rode pijl.



Figuur 1-1: Bovenaanzicht projectgebied dijkversterking Stad Tiel

## 1.2. Doel

Het doel van deze ontwerprapportage is het beschrijven van het ontwerp van de langsconstructie ter plaatse van hotel Bellevue en het vastleggen van de gemaakte ontwerpkeuzes. Het ontwerp is uitgewerkt op het niveau van een voorlopig ontwerp (VO). In opvolging van het VO wordt nog de fase definitief ontwerp (DO) en de contractfase doorlopen. Het doel van het VO is het maken van keuzes m.b.t. principeoplossingen en het vaststellen van de hoofdconstructie onderdelen voor een representatieve doorsnede in het deeltraject, dit zijn:

- Damwandtype en planklengte;
- Indicatie verankeringstype en dimensies;
- Indicatie anker Gording.

In de navolgende fase (DO) worden de verbindingen tussen de onderdelen en de aansluitingen op de naastgelegen deeltrajecten uitgewerkt.

Deze rapportage behandelt uitsluitend het ontwerp van de langsconstructie. Voor het integrale ontwerp van de dijkversterking in dijktraject 5A en het maatwerk nabij hotel Bellevue en de beoordeling van overige faalmechanismen wordt verwezen naar [18] en [19].

### 1.3. Revisiebeheer

De huidige revisie (revisie 2) is de definitieve versie van deze rapportage.

Tabel 1-1: Revisietabel

Revisie document	Omschrijving
0	Conceptversie ter controle
1	Conceptversie, waarin opmerkingen WSRL op revisie 0 zijn verwerkt. Een overzicht van de opmerkingen en de verwerking is opgenomen in bijlage E.
2	Definitieve versie.

### 1.4. Leeswijzer

In paragraaf 1.5 worden de gebruikte documenten en normen aangegeven. Hoofdstuk 2 beschrijft de locatie specifieke uitgangspunten of uitgangspunten die afwijken van de algemene Technische Uitgangspuntennota TUN [16]. De ontwerpresultaten zijn beschreven in hoofdstuk 3. In dit hoofdstuk zijn de ontwerpkeuzes, aandachtspunten ten aanzien van veiligheid, gezondheid, milieu, duurzaamheid en beheer en onderhoud opgenomen. Uitgangspunten voor de uitvoeringsfase zijn beschreven in hoofdstuk 4. De ontwerpvoetsingen zijn opgenomen in hoofdstuk 5. Als laatste hoofdstuk 6, waarin aandachtspunten voor de volgende fases zijn beschreven.

### 1.5. Referenties

De gehanteerde referenties zijn onderstaand opgenomen.

#### *Normen en Richtlijnen*

- [1] Deltares, POV-M Publicatie Stabiliteitsverhogende langsconstructies in primaire waterkeringen, maart 2020
- [2] Deltares, POV-M Publicatie Eindige Elementen Methode, maart 2020
- [3] CUR-publicatie 166, Damwandconstructies, 6<sup>e</sup> herziene druk, 2012
- [4] Rijkswaterstaat, Afronding onderzoek vermindering corrosietoetslag damwanden, 2 december 2015
- [5] Kennisplatform Risicobenadering, KPR Factsheet werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag OI2014v4, 8 maart 2018.
- [6] SBRCURnet, Trillingsrichtlijn A: Schade aan bouwwerken, 2017
- [7] SBRCURnet, Omgevingsbeïnvloeding inbrengen en trekken van damwanden, 2017
- [8] NEN-EN 1993-5:2008/NB:2012, Nationale bijlage bij Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies - Deel 5: Palen en damwanden
- [9] EN 1997-1+C2+A1/NB, Nationale bijlage bij NEN-EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp – Deel 1: Algemene regels, 2016.
- [10] CUR-publicatie 236; Ankerpalen, november 2011

#### *Informatie waterschap Rivierenland*

- [11] Waterschap Rivierenland, Peilbesluit Alblasserwaard, 13 juli 2018
- [12] Waterschap Rivierenland, Geotechnische parameterset 18 mei 2020

- [13] Waterschap Rivierenland, Memo: Modelling dijksmateriaal voorstel uniforme beschrijving in materiaalgedrag, en waterspanningen bij macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts, 20 november 2019
- [14] Waterschap Rivierenland, Dijkversterking: Veiligheid tijdens de uitvoering en werken in het gesloten seizoen, 19 augustus 2014.

*Overige referenties*

- [15] Tauw, Dijkversterking Stad Tiel, Technische Achtergrondrapportage verkenningfase, 27 februari 2020
- [16] Tauw, Nota voorkeursvariant (Nota VKV) Dijkversterking Stad Tiel, kenmerk R005-1274666DGL, 19 maart 2021
- [17] Tauw, Technische uitgangspuntennotitie VO-fase, kenmerk R007-1274666NPL, 19 maart 2021
- [18] Tauw, Dijkversterking Stad Tiel: Ontwerpnota VO, kenmerk R006-1274666DGL, 19 maart 2021
- [19] Tauw, Technische achtergrondrapportage Waterveiligheid VO-fase, kenmerk R008-1274666NPL, 19 maart 2021
- [20] Tauw, 1274666-TE-CIV-VO-00-SIT-0010 blad 1 t/m 8, status definitief, 5 februari 2021
- [21] Sterk, <https://www.sterk.eu/nl/materieel/drukstellingen/> geraadpleegd op 01-10-2020
- [22] Dieseko Group, Product range Piling Rigs, Woltman 90DR
- [23] ArcelorMittal Sheet Piling, Durability 3.5.2, juli 2017.
- [24] Iv-Infra b.v., Dijkversterking Stad Tiel, Geotechnisch Lengteprofiel tekeningnr 601, versie 01, 08-01-2021
- [25] MOS grondmechanica, Resultaten grondonderzoek en labonderzoek project "Dijkversterking deeltraject stad Tiel", Definitieve rapportage, R1701863-06, 13 december 2017
- [26] Wiertsema en partners, Geotechnisch onderzoek 2020 (concept).
- [27] Wevers & van Luipen, Bellevue Tiel Bestaande situatie, 12-12-2019
- [28] Iv-Infra, Dijkversterking Stad Tiel, Voorlopig ontwerp langconstructie deeltraject 5A, INFR200121-R04, revisie 1, 18-12-2020.

## 2 Uitgangspunten

De uitgangspunten voor het ontwerpen van de langsconstructies zijn opgenomen in [16]. In dit hoofdstuk zijn alleen de afwijkingen, aanvullingen of locatie specifieke uitgangspunten beschreven.

### 2.1. Bestaande situatie

De dijk ter plaatse van de maatwerkoplossing is een kleidijk. De kern van de dijk is opgebouwd uit klei. Het buitentalud is voorzien van basaltton bekleding. In het binnentalud is het pand Bellevue aanwezig. Het pand wordt gebruikt als een hotel en restaurant. Een tekening van het pand is opgenomen in bijlage B. Voor het pand langs loopt een fiets/voetpad. Op de kruin is een terras aanwezig. Een bovenaanzicht van het vak is weergegeven in Figuur 2-1.

De volgende aandachtspunten gelden voor de bestaande situatie:

- Het aanwezige pand omvat het gehele binnentalud.
- Op de kruin is een op betonpoeren gefundeerd terras aanwezig.
- Direct naast het pand is een trapconstructie in het binnentalud aanwezig.
- Ter plaatse van coupure Bellevue bevindt zich een achterloopsheidscherm in de kruin, zie de oranje lijn in Figuur 2-1.
- Onder het fietspand direct voor het pand zijn twee elektriciteit middenspanning en één laagspanningskabel kabels aanwezig.



Figuur 2-1: Bovenaanzicht maatwerklocatie Bellevue



### 2.4.1. Bodemopbouw

De representatieve bodemopbouw in het deeltraject bestaat uit kleiig dijksmateriaal tot ca. NAP+4,00 m. Daaronder is er afwisselend siltige tot humeuze klei aanwezig. Vanaf een niveau van ca. NAP-1,50 m wordt het pleistocene zand aangetroffen. De bodemopbouw is bepaald op basis van [21] en [22], de beschikbare onderzoekspunten zijn opgenomen in Figuur 2-3.



Figuur 2-4: Grondonderzoekpunten deeltraject 5A

De aangehouden grondopbouw is weergegeven in Tabel 2-1. Er is uitgegaan van de volgende sonderingen en boringen:

- Kruin: 75629\_DKMP039\_(TG000.+078\_DKMP2\_BIK) & TG000.+036\_B\_KR  
De gehanteerde sonderingen bevindt zich net buiten de strekking van de maatwerklocatie. In deze sonderingen worden echter hogere wrijvingsgetallen gemeten. Dit duidt op meer humeuze klei waardoor deze sondering als maatgevend is verondersteld.
- Achterland: TG000.+054\_DKMP\_BIT & TG000.+054\_B\_BIT
- Voorland: 75629\_DKMP040-A\_(TG000.+094\_DKMP2\_BUT)

Tabel 2-1: Gehanteerde grondopbouw

Grondopbouw kruin	Grondopbouw achterland
-------------------	------------------------

B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort	B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort
Maaiveld	Dijkmateriaal	Maaiveld	Dijkmateriaal
5,0	Klei siltig zandig 17,5 kN/m <sup>3</sup>	5,5	Klei siltig zandig 17,5 kN/m <sup>3</sup>
3,0	Klei siltig humeus 14-16 kN/m <sup>3</sup>	3,0	Klei siltig humeus 14-16 kN/m <sup>3</sup>
-1,5	Zand, pleistoceen	-1,5	Zand, pleistoceen
<b>Grondopbouw voorland</b>			
B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort		
Maaiveld	Dijkmateriaal		
5,5	Klei siltig humeus 14-16 kN/m <sup>3</sup>		
2,0	Zand Holoceen		
1,0	Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>		
-4,0	Zand, pleistoceen		

#### 2.4.2. Stijfheid zandlagen

In de TUN [16] is opgenomen dat de stijfheidswaarden van de zandlagen afgeleid worden op basis van de lokaal gemeten conusweerstand. In sondering "75629\_DKMP039\_(TG000.+075\_DKMP2\_BIK)" is in de bovenste 1,5 m van het pleistocene pakket een gemiddelde conusweerstand van 7 MPa gemeten.

Daaronder wordt een gemiddelde conusweerstand van 16 MPa gemeten.

Daarnaast bevindt zich een holocene zandlaag in het buitentalud. De gemiddelde conusweerstand van deze laag bedraagt 4 MPa. Voor verankerde langsconstructies wordt gerekend met alleen de lage karakteristieke stijfheid. De volgende stijfheidsparameters zijn bepaald:

Tabel 2-2: Gehanteerde stijfheidsparameters zandlagen

Laag	Q <sub>c</sub> gemiddeld	E <sub>oed,gem</sub>	E <sub>oed,kar,laag</sub>	E <sub>50</sub>	E <sub>oed</sub>	E <sub>ur</sub>
Pleistoceen (NAP-1,50 tot NAP-3,00 m)	7	28	18,6	18,6	18,6	56
Pleistoceen vanaf (NAP-3,00 m)	16	52	34,6	34,6	34,6	104
Holoceen (buitentalud)	4	16	10,6	10,6	10,6	32

#### 2.4.3. Impactanalyse labonderzoek

In het geotechnisch onderzoek [22] is labonderzoek uitgevoerd. De resultaten van dit onderzoek zijn beschikbaar gekomen gedurende het opstellen van het VO. Er is gekozen om deze resultaten nog niet direct te verwerken in het VO, maar wel de invloed op het VO te onderzoeken. In het DO worden de resultaten van het labonderzoek verwerkt in het ontwerp. Ter plaatse van de maatwerkoplossing is labonderzoek uitgevoerd op de monsters in deze boring: 75629\_MB109\_(TG000.+023\_B\_BIB)-C1. De volumieke gewichten lijken de gehanteerde bodemopbouw grotendeels te bevestigen. Het voornaamste verschil is aanwezig in de zone tussen NAP+3,00 en NAP-3,00 m. In de berekening is nu uitgegaan van klei-siltig-humeus in deze zone. Op basis van het labonderzoek is deze zone vrijwel volledige klei-siltig en is de zone tussen NAP+0,00 m en NAP-1,00 m humeus of sterk organisch. Daarnaast lijkt in deze boring de bovenzijde van de pleistocene zandlaag zich op een lager niveau te bevinden. De zandlaag wordt in deze boring pas vanaf NAP-3,00 m aangetroffen met daarboven klei-siltig-zandig. Dit lagere niveau van de pleistocene zandlaag lijkt lokaal te zijn. In de overige onderzoekspunten is een hoger niveau aanwezig.



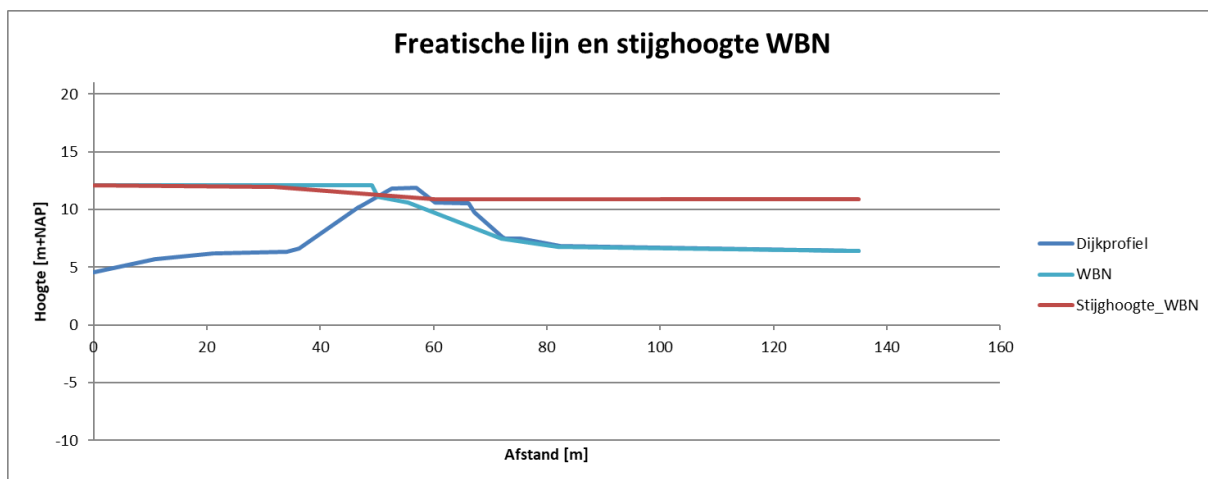
Samenvattend is de bodemopbouw op basis van het labonderzoek is voor wat betreft de classificatie van de klei-siltig/klei-humeus lagen (beperkt) gunstiger dan nu gehanteerd is. Een mogelijk nadelige invloed is het lokaal diepere niveau van het pleistocene zand.

## 2.5. Hydraulische randvoorwaarden

De volgende hydraulische randvoorwaarden zijn van toepassing voor deeltraject 3:

- WBN NAP+12,14 m (zichtjaar 2125)
- WBN significante overslag NAP+12,14 m (zichtjaar 2125)
- Dagelijkse waterstand NAP+4,15 m

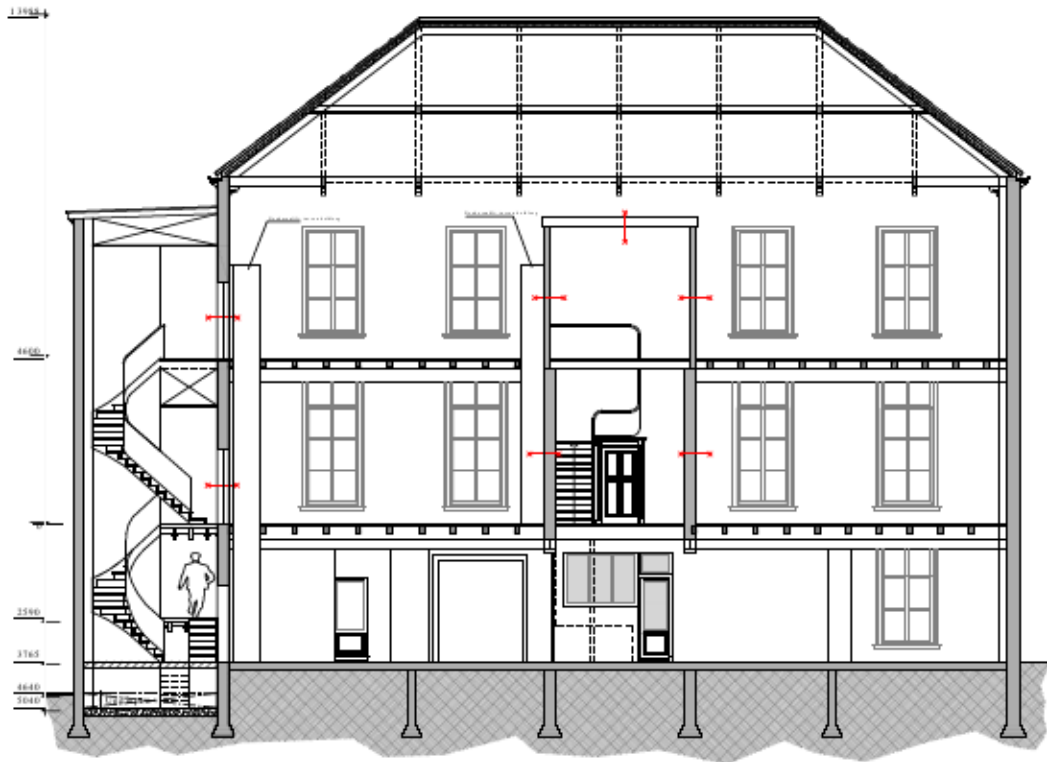
De modellering van de freatische lijn en stijghoogte is conform de TUN [16]. De modellering voor is weergegeven in Figuur 2-2. De bepaling van de stijghoogte is opgenomen in bijlage C. I.v.m. opdrijven in het achterland is de stijghoogte verlaagd zodanig dat de effectieve verticale korrelspanningen in de opdrijfzone kleiner zijn dan 2 kN/m<sup>2</sup>.



Figuur 2-5: Freatische lijn en stijghoogte bij WBN

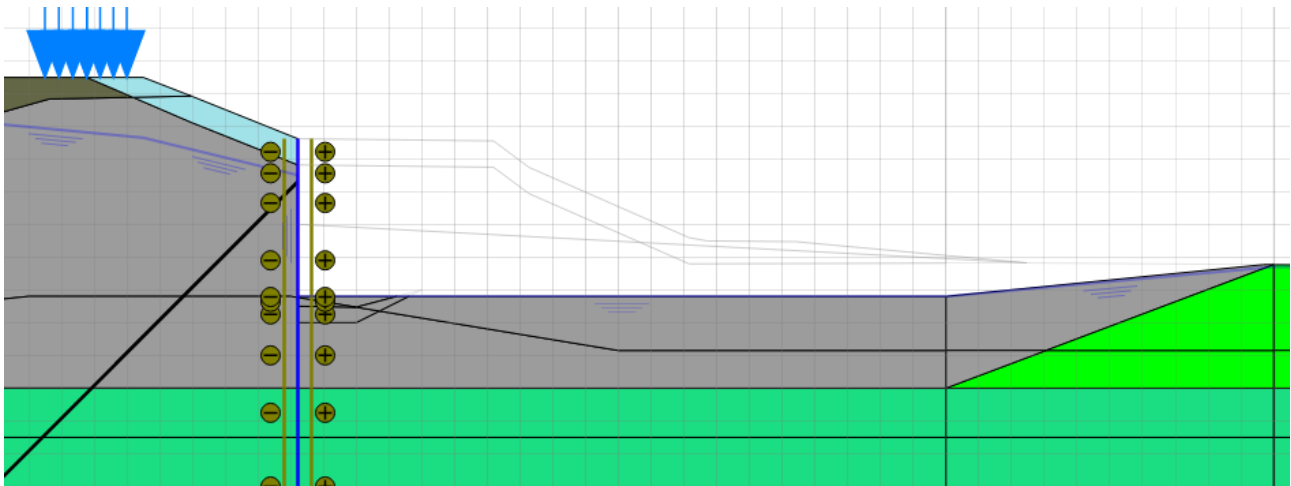
## 2.6. Omgang pand Bellevue

Het pand Bellevue wordt gezien als een niet-waterkerend-object (NWO). Het bezwijken of verwijderen van het pand mag geen invloed hebben op de stabiliteit van de waterkering. Op basis van archiefinformatie is achterhaald dat het pand op staal gefundeerd is, zie Figuur 2-5 [23]. De onderste bouwlaag bevindt zich op het niveau van het achterliggende maaiveld. De fundering bevindt zich ca. 100 cm onder maaiveld. Er is geen kelder aanwezig. In de modellering is ter plaatse van het pand een 'hap' uit de waterkering gemodelleerd. De onderkant van deze hap bevindt zich op het niveau van de onderkant van de fundering van het pand. In Figuur 2-5 is de modellering weergegeven. De freatische lijn is verlaagd tot de onderzijde van het funderingsniveau. Deze modellering geldt voor de fases met hoogwater omstandigheden (zowel met significante overslag als met beperkte overslag).



## Doorsnede B-B

Figuur 2-6: Archiefinformatie fundering pand Bellevue (grote versie is opgenomen in bijlage B)



Figuur 2-7: Modelling pand Bellevue

## 2.7. Modelling

De volgende aanvullende modelleringskeuzes zijn gemaakt t.o.v. de TUN [16]:

- Het rekenkundig aangrijpningsniveau van de verankering is aangehouden op 1,3 m onder maaiveld. Voor deze langconstructie betreft dit een niveau van NAP+9,60 m. Het rekenkundig aangrijpniveau van de

verankering betreft het niveau tussen het hart van de gording en het hart van het werkelijke aangrijpniveau van het anker in de damwand.

- De schadefactor voor de toetsing op significant overslag is onderstaand bepaald:

- Faalkanseis voor macro-instabiliteit gegeven significante overslag:
- Faalkanseis voor macro-instabiliteit gegeven significante overslag:

$$P_{T,eis,LC,q} = P_{eis,i;LC}/P(q \geq 1l/m/s) = \frac{1}{23.965.500} / \frac{1}{10.536} = \frac{1}{2275}$$

- Bijbehorende betrouwbaarheidsindex:

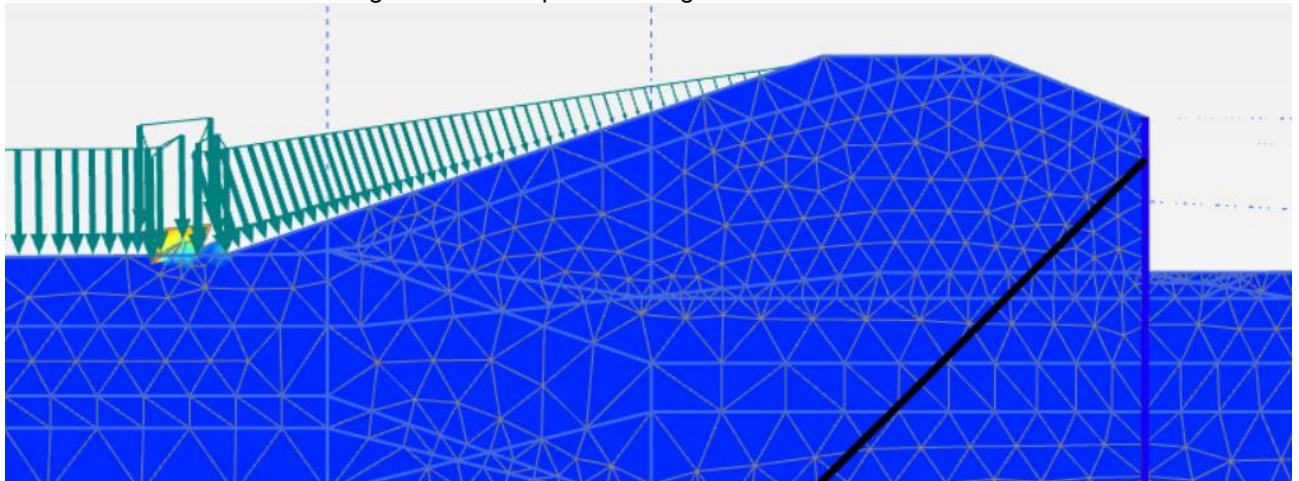
$$\beta_{T,eis,LC,q} = -\Phi^{-1}(P_{T,eis,LC,q}) = 3,33$$

- De bijbehorende schadefactor is:

$$\gamma_{T,n;LC,q} = 0,15 \cdot \beta_{T,eis,LC,q} + 0,41 = 0,91$$

Omdat het product van de schadefactor (0,91) met de modelfactor (1,06) kleiner is dan 1,00, is uitgegaan van een partiele factor van 1,00 voor de toetsing significante overslag.

- In het ontwerp is de knik conform EC3 [8] maatgevend voor de sterkte van het damwandprofiel. Uit de controle conform EC3 volgt dat de 2<sup>e</sup> orde effecten niet verwaarloosbaar zijn. De 2<sup>e</sup> orde effecten op de buigende momenten zijn daarom bepaald met de methode beschreven in de PPL [1]. Hiervoor is in de berekening met beperkte overslag gerekend met de optie 'Updated Mesh'. Deze optie is actief in de fases 4a t/m 6a. Als gevolg van deze optie treedt er in het buitentalud een lokale numerieke instabiliteit op. Om deze instabiliteit te voorkomen is de stijfheid van dit cluster verhoogd. Omdat het cluster in het buitentalud bevindt heeft deze geen invloed op de toetsingen voor binnenwaartse stabiliteit.



Figuur 2-8: Numerieke instabiliteit bij gebruik Updated Mesh

## 3 Ontwerpresultaten

### 3.1. Ontwerp langsconstructie

De aan te brengen langsconstructie bestaat uit een AZ26-700 damwand profiel. De damwand wordt aangebracht in het binnentalud op een afstand van ca. 5,0 m vanaf de voorgevel van Bellevue [20]. Iedere 2,80 m wordt de damwand verankerd door schroefinjectieankers. Om de belasting vanuit de damwand gelijkmatig over de verankering te verdelen wordt een gording HE 340 B toegepast. De kop van de damwand wordt op 0,8 m onder het maaiveld afgewerkt. De eigenschappen van damwand, verankering en gording zijn opgenomen in Tabel 3-1, Tabel 3-2 en Tabel 3-3.

Naast het aanbrengen van een constructie wordt ook de kruin verhoogd. Aansluitend op het deeltraject 5A waar gekozen is voor partiele versterking [28], wordt ook t.p.v. deze maatwerkoplossing partiel versterkt. De kruinverhoging wordt in twee stappen uitgevoerd. In de eerste stap wordt de langsconstructie aangebracht en de kruin verhoogd naar NAP+12,10 m. Deze kruinverhoging wordt naar buiten toe ingepast. In de tweede stap wordt de kruin verhoogd naar NAP+12,26 m dit is de vereiste kruinhoogte voor het zichtjaar 2075. De kruinophoging wordt ook naar buiten toe ingepast.

In het ontwerp van de langsconstructie is rekening gehouden met toekomstige uitbreidingen. Voor de controle op sterkte en stabiliteit is rekening gehouden met de randvoorwaarden voor het zichtjaar 2125. De kruinhoogte kan hierdoor na 2075 evt. nog verhoogd worden tot NAP+12,48 m. Deze kruinverhoging dient buitenwaarts aangebracht te worden.

Het voorlopig ontwerp van de langsconstructie is opgenomen op de tekeningen met referentie: [20].

Op het moment van schrijven van dit rapport is het nog onduidelijk hoe de buitendijkse situatie er in de toekomst exact uit gaat zien. Mogelijk wordt hier een nieuw fietspad aangelegd om het bestaande fietspad tussen het terras en het pand Bellevue te ontzien. Dergelijke ingrepen in het verloop van het buitentalud hebben echter beperkte invloed op de langsconstructie aan de binnenzijde van de kruin. De exacte situatie wordt in het DO gemodelleerd.

Tabel 3-1: Eigenschappen damwand

Damwand	
Type	AZ26-700
Staalkwaliteit	S355 GP
Niveau bovenkant damwand	ca. NAP+10 m (variabel)*
Niveau teen damwand	NAP-6,50 m
Planklengte	ca 16,5 m

\* Bovenkant damwand is een variabel niveau, de kop wordt aangebracht op ca. 80 cm onder huidig maaiveld.

Tabel 3-2: Eigenschappen verankering (ongecorrodeerd)

Verankering	
Ankerstang (buitendiameter x wanddikte)	101,6 mm x 22,2 mm
Hart-op-Hart afstand	2,80 m
Aangrijpniveau verankering	NAP+9,15 m
Staalkwaliteit	E-470
Ankerhoek (met horizontaal)	45 graden
Totale ankerlengte (incl. groutlichaam)	ca. 29 m
Niveau bovenkant groutlichaam	NAP-2,50 m*
Diameter groutlichaam	380 mm
Lengte groutlichaam	12,0 m*

\* Niveaus en lengte zijn minimaal benodigd voor de vereiste houdkracht. Ter voorkoming van kwel wordt een langer groutlichaam toegepast tot 1,0 m in het holoceen.

Tabel 3-3: Eigenschappen toegepast gordingprofiel

Gording	
Type	HE 340 B
Niveau hart gording	NAP+9,45 m
Staalkwaliteit	S355

### 3.2. Ontwerpkeuzes

In het VO zijn de volgende keuzes gemaakt:

- Uit de trillingspredictie [24] volgt dat hoogfrequent trillen niet als installatiemethode toelaatbaar is. In het ontwerp is daarom uitgegaan dat de planken zowel trillend als drukkend installeerbaar zijn.
- Omdat de reikwijdte van drukstellingen (quattro piler) beperkt is, is de locaties van de damwand zo gekozen dat deze bereikbaar is. Om zoveel mogelijk afstand van het pand Bellevue te bewaren is uitgegaan van het uitvoeren vanaf de kruin. Hierbij dient een werkplateau gemaakt te worden ter plaatse van het huidige terras.
- Om beïnvloeding van de dagelijkse geohydrologische situatie te voorkomen wordt de damwand op het niveau van de dagelijkse freatische lijn waterdoorlatend gemaakt. Dit detail wordt in het DO-nader uitgewerkt.
- De damwand wordt uit het zicht (onder het maaiveld) afgewerkt. De dekking boven de damwand bedraagt 80 cm. Deze dekking is voldoende ruim om te voorkomen dat de damwand zichtbaar wordt tijdens de levensduur. De bovenzijde van de damwand wordt daarom niet afgewerkt met een deksloof.
- Om de invloed van zettingen op de ankerstaven zoveel mogelijk te beperken, worden de ankerkoppen scharnierend aan de damwand bevestigd. Het detail voor deze bevestiging is nader uit te werken. Daarnaast dient er in het detail waar de ankerstaaf door de damwand wordt gevoerd, voldoende bewegingsruimte zijn voor de ankerstaaf
- Om de verticale kracht in de damwandconstructie te verspreiden over de damwandplanken worden alle niet-geponste sloten afgelast. De laslengte en lasdikte wordt in het DO bepaald.
- Om kwel langs de ankerbuis te voorkomen, wordt het groutlichaam aangebracht tot 1,0 m in de holocene lagen.

### 3.3. Verificatierapport

Het ontwerp van de langsconstructies dient te voldoen aan de Klant Eisen Specificatie (KES). Deze verificatie is uitgevoerd in [18].

### 3.4. Risico's

De belangrijkste technische risico's met betrekking tot de realisatie en het ontwerp van de langsconstructie zijn opgenomen in onderstaande tabel. Per risico is aangegeven hoe deze meegenomen is in het huidige ontwerp en/of hoe deze wordt meegenomen in de vervolgfase(n).

Tabel 3-4: Risicotabel langsconstructie

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
1	Obstakels in ondergrond De Voor deze maatwerkoplossing geldt een verhoogd risico. De twee meest nabije sonderingen zijn beide afgebroken door ofwel obstakel of te hoge zandweerstand.	1) Archiefinformatie niet volledig 2) Onvoorziene obstakels	Damwanden of ankers komen niet op diepte	1) Voorprikken of damwand tracé / positie ankers aanpassen 2) Doorboren van obstakels met behulp van speciale boorkop 3) Obstakel opgraven (ondiepe obstakels) 4) obstakel overkluisen (aandachtspunt is controle op heave)
2	Te hoge weerstand in zandlaag	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	Damwanden niet op diepte	1) Analyse m.b.t. inbrengbaarheid van de damwandplanken 2) Fluideren*
3	Houdkracht ankers niet voldoende na controleproef	1) Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek 2) Obstakel geraakt	Anker onbruikbaar of onvoldoende belastbaar	1) Aanvullend grondonderzoek uitvoeren voorafgaand aan uitvoering 2) Nieuw anker plaatsen
4	Binnentalud instabiel tijdens aanbrengen damwand	1) Te hoge wateroverspanningen tijdens trillend installeren 2) Te zwaar materieel op de dijk / ondeugdelijke kraanopstelling	1) Bezijken talud 2) Schade aan omgeving en materieel 3) Slachtoffers	1) Analyse mbt installeerbaarheid uitvoeren 2) Stabiliteit dijklichaam met materieel toetsen (evt. maatregelen nemen om belasting te spreiden)

\* In het VO is nog geen rekening gehouden met de effecten van fluideren op het ontwerp. In het DO wordt onderzocht wat de impact hiervan is op het ontwerp.

### 3.5. Raakvlakken

De geïnventariseerde raakvlakken zijn onderstaand weergegeven. Per raakvlak is aangegeven hoe deze is verwerkt in het huidige ontwerp en/of hoe dit raakvlak in de vervolgfases verwerkt wordt.

Tabel 3-5: Raakvlakken Langsconstructie

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
1	Terras op kruin	Op de kruin is het terras van het restaurant gevestigd.	Het uitgangspunt is dat het terras tijdelijk verwijderd wordt.
2	Kabels en leidingen	De aanwezige kabels en leidingen zijn benoemd in paragraaf 2.1	De omgang met de kabels en leidingen wordt bepaald in het DO.
3	Trapconstructies	In het binnentalud bevindt zich een trapconstructie	De verwachting is dat deze gedurende de uitvoering aanwezig kan blijven. Dit dient nader onderzocht te worden.
4	Aansluiting op deeltraject 5A	Ter plaatse van TG001 sluit de maatwerkoplossing op de reguliere versterking in deeltraject 5A. In dit deeltraject wordt een verankerde damwand aangebracht in het binnentalud	De aansluiting of overgang tussen deze twee constructie types wordt in het DO uitgewerkt. Er geldt dat vanwege piping/heave de schermen op elkaar aangesloten dienen te worden (in het slot). Dit betekent dat het bestaande fietspad gekruist moet worden. E.e.a. afhankelijk van de verdere inrichting van het gebied.
5	Aansluiting op coupure Bellevue	Ter plaatse van TG001 sluit de constructie aan op coupure Bellevue.	De aansluiting op het kunstwerk is nader uit te werken in het DO.

### 3.6. Veiligheid, gezondheid en milieu

#### 3.6.1. Uitvoeringsfase

De aspecten ten aanzien van veiligheid, gezondheid en milieu (VGM) gedurende de uitvoeringsfases worden nader uitgewerkt in vervolgfases. Aspecten waar in ieder geval rekening mee gehouden wordt:

- Beperking hinder voor omgeving (op het gebied van verkeer, trillingen en geluid)
- Val- en struikelgevaar voorkomen door hoogteverschillen duidelijk zichtbaar te maken, bij grote hoogteverschillen een hekwerk plaatsen.

In de uitvoeringsfase dient rekening gehouden te worden dat fietsers en voetgangers tijdelijk geen gebruik kunnen maken van de Ophemertsedijk.

#### 3.6.2. Gebruiksfase

Doordat de damwand volledig onder de grond afgewerkt wordt, zijn er geen obstakels in het binnentalud aanwezig in de eindfase. Ten aanzien van VGM worden er geen nadelige effecten t.o.v. de huidige situatie verwacht.



### 3.7. Duurzaamheid

#### 3.7.1. Materiaalkeuze en hergebruik

In de keuze voor de toegepaste materialen wordt rekening gehouden met een levensduur van 100 jaar.

#### 3.7.2. Beperking uitstoot (CO<sub>2</sub>, NO<sub>2</sub>, etc.)

Om gedurende de uitvoeringsfase de uitstoot zoveel mogelijk te beperken kan in bij de inkoop en realisatie gedacht worden onderstaande maatregelen:

- Bij de keuze voor het toe te passen materieel rekening houden met de uitstoot van het betreffende materieel.
- Grote hoeveelheden materiaal aan te voeren over het water en realisatie van een of meerdere loslocaties;
- Tijdelijke opslag van materialen zoveel mogelijk op een depot in of nabij het projectgebied
- Vervoerbeweging (bijvoorbeeld materiaal van- en naar opslag) zo veel als mogelijk te beperken.

### 3.8. Beheer en onderhoud

Voor de langsconstructie geldt dat deze vrijwel onderhoudsvrij is. Aandachtspunt tijdens de visuele inspecties van de waterkering is om alert te zijn op 'kuilen' of scheurvorming in de zone rondom de langsconstructie. Indien dergelijke schadevormen aangetroffen worden is het aan te bevelen om lokaal de constructie op te graven en te inspecteren.

## 4 Uitvoering

---

### 4.1. Fasering

In de VO-fase wordt uitgegaan van de volgende indicatieve fasering:

- 1 Verwijderen terras op de kruin en aanbrengen buitenwaarts kruinverhoging
- 2 Werkplateau maken op de kruin (mogelijk dient de kruin verlaagd te worden om meer ruimte te creëren voor materieel)
- 3 Graven heisleuf in binnentalud
- 4 Aanbrengen damwand (drukkend) vanaf de kruin
- 5 Aanbrengen verankering (vanaf de kruin, eventueel kan het fiets/voetpad ook gebruikt worden)
- 6 Aanbrengen gording
- 7 Afspannen ankers (afspankracht bedraagt 125 kN per anker)
- 8 Herstellen fiets/voetpad

### 4.2. Installeerbaarheid

In deze paragraaf worden de volgende aspecten beschouwd:

- Schadevrij installeren damwand
- Trillingspredictie
- Indicatie benodigd materieel

#### 4.2.1. Schadevrij installeren damwand

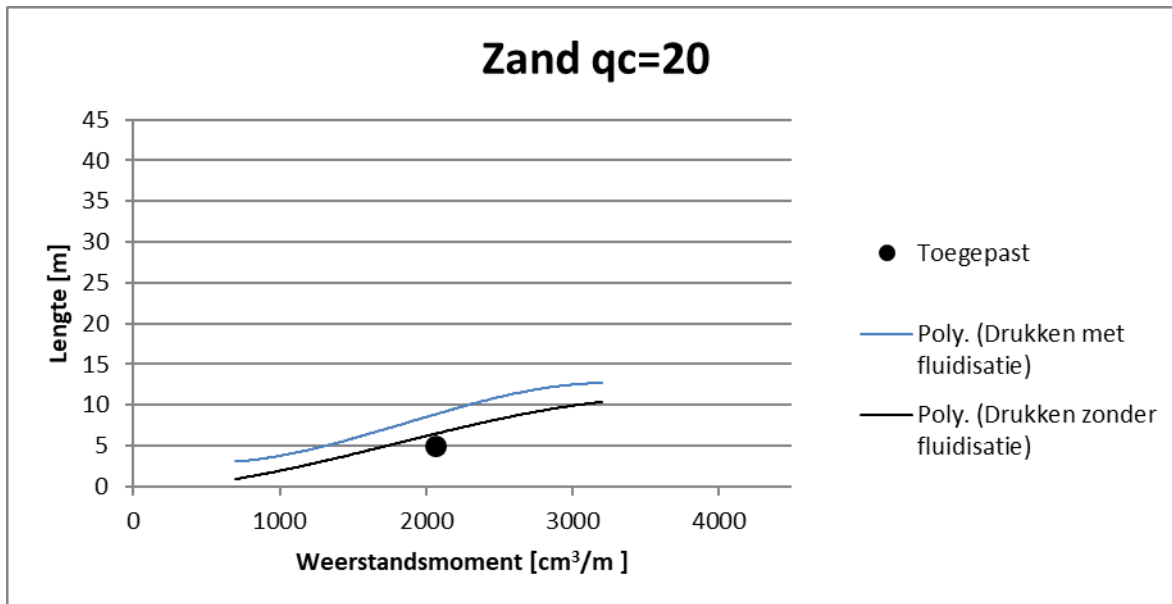
Voor de bepaling van het schadevrij installeren zijn de CUR NVAF-PSD [3] schadeverwachting grafieken gehanteerd. De maatgevende sondering is 75629\_DKMP039-A\_(TG000.+078\_DKMP2\_BIK). Hierbij zijn conusweerstand met een gemiddelde tussen de 10 en 20 MPa gemeten met uitschieters naar 30 MPa. Voor wat betreft het schadevrij installeren is 'drukkend installeren' maatgevend voor de damwanden. Voor de controle van de inbrengbaarheid is onderstaande grafiek toegepast:

- Grafiek 20 in bijlage B van CUR166 deel 1, Drukkend installeren in zand van 20 MPa, installatiediepte bedraagt 5,0 m.

De CUR-grafieken zijn gebaseerd op planken van 600 mm breed. Een AZ26-700 profiel is 700 mm breed, het weerstandsmoment van het profiel is hierdoor t.b.v. controle met de grafieken gecorrigeerd met een factor 0,8<sup>1</sup>. Conform de grafiek, zie Figuur 4-1 zijn de planken schadevrij te installeren, zonder te fluïderen. In de grafieken is met de zwarte stip het AZ26-700 profiel. De damwand blijft hier onder de lijn voor schadeverwachting.

---

<sup>1</sup> Correctiefactor bedraagt  $\left(\frac{600}{700}\right)^{1,5} = 0,8$



Figuur 4-1: Schadeverwachting drukkend installeren in zand (20 MPa)

#### 4.2.2. Trillingspredictie

In [24] is een indicatieve trillingspredictie uitgevoerd. Op basis van deze predictie is het aannemelijk dat hoogfrequent trillen van de damwanden niet toegestaan is ter plaatse van Bellevue. Voor de maatwerkoplossing is daarom uitgegaan van een trillingsvrije installatiemethode.

#### 4.2.3. Materieel

De voornaamste beperkende factor voor het aanbrengen van de damwanden is de vereiste drukcapaciteit. In de controle op het vereiste materieel wordt daarom vooral ingegaan op dit aspect. In bijlage D is op basis van CUR166 deel 2 paragraaf 5.3.7 een indicatieve berekening uitgevoerd om de benodigde drukcapaciteit te bepalen. De maatgevende sonderingen bijbehorende drukcapaciteiten zijn :

- 75629\_DKMP038-A\_(TG000.+025\_DKMP2\_BIB) benodigde drukcapaciteit 173 ton
- 75629\_DKMP039-A\_(TG000.+078\_DKMP2\_BIK) benodigde drukcapaciteit 158 ton

De vereiste drukcapaciteit is relatief hoog. Gangbare drukcapaciteit van een Quattro Piler is ca. 160 ton [17]. De berekende vereiste drukcapaciteit overschrijdt deze gangbare capaciteit. In het ontwerp dient daarom rekening gehouden te worden met maatregelen om de weerstand te verlagen. Hierbij kan gedacht worden aan:

- Toepassen bitumineuze slotvulling om de wrijving in het slot te verminderen
- Fluïderen
- Voorboren

De invloed van bovenstaande maatregelen op het ontwerp en de maakbaarheid wordt in het DO onderzocht. Om zoveel mogelijk afstand van het pand Bellevue te bewaren is uitgegaan van het uitvoeren vanaf de kruin. Hierbij dient een werkplateau gemaakt te worden ter plaatse van het huidige terras. De huidige kruinbreedte

bedraagt ca. 5,0 m. Om voldoende ruimte voor het materieel te creëren dient de kruin verlaagd te worden. Daarnaast ook om de locatie van de damwand te bereiken.

Aandachtspunten om te controleren in de vervolgfase:

- De beschikbare kruinbreedte voor het aan- en afvoeren van materieel.
- De stabiliteit van het dijklichaam gedurende de uitvoeringsfase .

### 4.3. Aandachtspunten uitvoering

De onderstaande aandachtspunten zijn er voor de uitvoeringsfase:

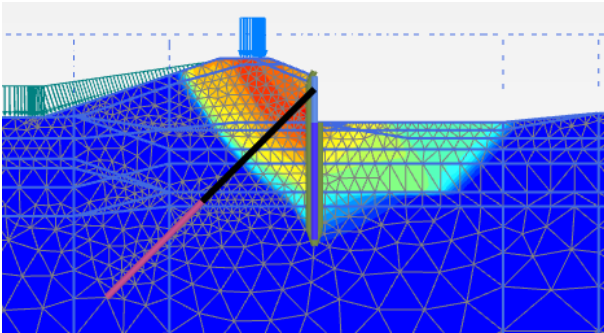
- Op alle ankers dient een controleproef uitgevoerd te worden en op minimaal 5% van alle ankers een geschiktheidsproef.
- De afspankracht van de ankers bedraagt 125 kN.
- Tijdens de uitvoering dient er voldaan te worden aan de eisen opgenomen in [14].

### 4.4. Monitoring

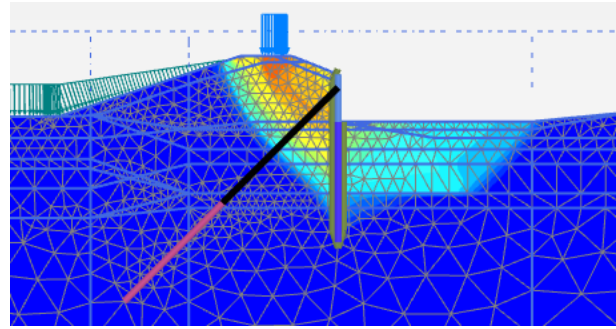
Het wordt aanbevolen om voorafgaand aan de uitvoering een bouwkundige opnamen van de panden uit te voeren. In het DO wordt nader bepaald voor welke panden dit noodzakelijk is en of er meer aspecten gemonitord dienen te worden.



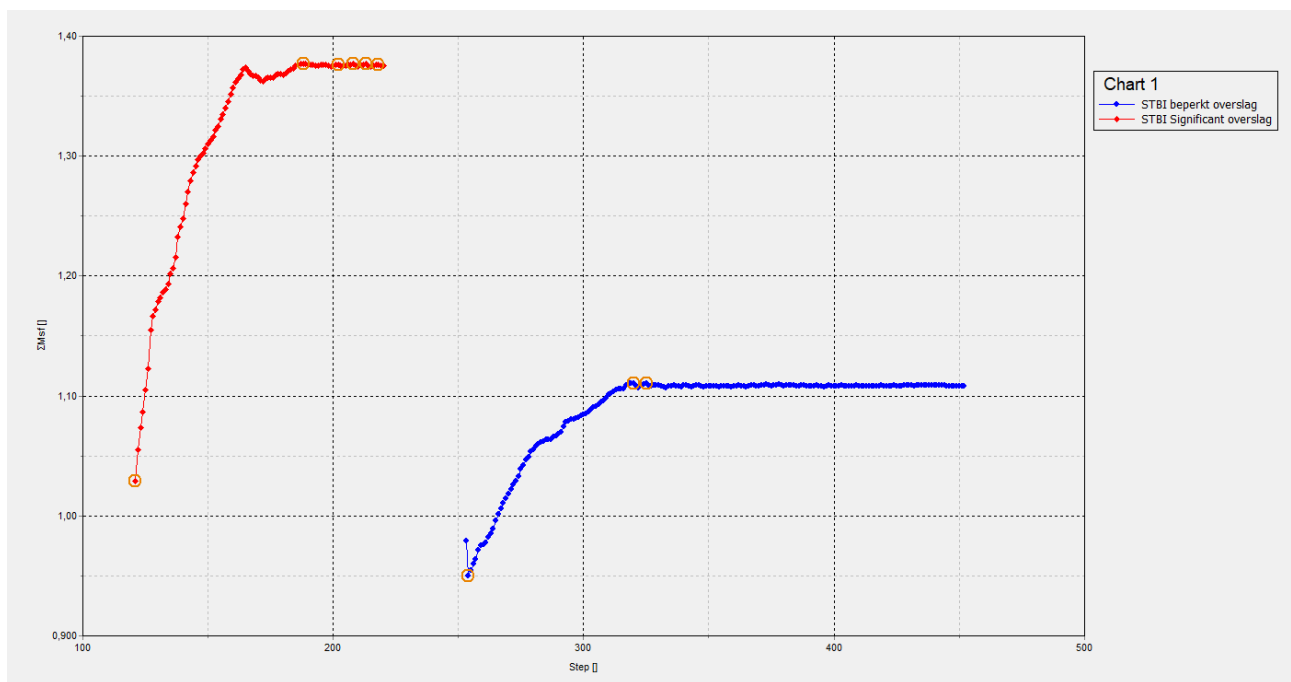
Deze waarde dienen getoetst te worden aan de nog te bepalen schematiseringsfactor. In het VO is het uitgangspunten een schematiseringsfactor kleiner of gelijk aan 1,1 [16]. In de DO-fases wordt de schematiseringsfactor bepaald. Omdat alle stabiliteitsfactor groter zijn dan 1,10, voldoet de binnenwaartse stabiliteit aan deze schematiseringsfactor.



Figuur 5-1: Maatgevend glijvlak zonder overslag



Figuur 5-2: Maatgevend glijvlak met significant overslag



Figuur 5-3: Berekende geotechnische stabiliteitsfactor

### 5.2.2. STR-1: Toetsing damwand/combiwand

De sterkte van de voorwand is getoetst in bijlage A.1. Hierbij is rekening gehouden met het verschil in corrosiesnelheden in de zone tot onder de dagelijkse grondwaterstand en de zone daaronder. De reductiefactor voor de sterkte van het profiel is bepaald in durability [19]. Voor de twee zones resulteert dit in de volgende reductiefactoren:

- Zone A boven en rondom de dagelijkse grondwaterstand  $\frac{w_{gecorrodeerd}}{w_{ongecorrodeerd}} = \frac{1815}{2600} = 0,70$

- Zone B permanent onder de grondwaterstand

$$\frac{w_{\text{gecorrodeerd}}}{w_{\text{ongecorrodeerd}}} = \frac{2175}{2600} = 0,83$$

Er is getoetst aan de volgende krachten (i.c.m.  $\gamma_{M0}=1,1$ )

- Moment
  - Zone A:  $M_{\text{ed}} = 435 * 1,1 = 479$  kNm/m Maximum in fase 6a
  - Zone B:  $M_{\text{ed}} = 487 * 1,1 = 536$  kNm/m Maximum in fase 6a
  - $\Delta M_{\text{ini}} = 30$  kNm/m toeslag initiële imperfecties, beide zones gelijk, zie onderstaand)
- Dwarskracht (gelijk in zone A en B)  $V_{\text{ed}} = 226 * 1,1 = 249$  kN/m Maximum in fase 6a,
- Normaalkracht (gelijk in zone A en B)  $N_{\text{ed}} = 325 * 1,1 = 358$  kN/m: Maximum fase 5

Omdat uit de toetsing conform EC3 blijkt dat 2<sup>e</sup> orde effecten niet verwaarloosbaar zijn <sup>2</sup>, zijn de 2<sup>e</sup> orde effecten bepaald conform de PPL. Er is gerekend met de optie 'Updated Mesh'. De berekende snedekrachten zijn hiermee inclusief deze 2<sup>e</sup> orde effecten. Aanvullend wordt de invloed van initiale imperfecties in rekening gebracht. Hiervoor is een additioneel moment ( $\Delta M_{\text{ini}}$ ) berekend:

- $\Delta M_{\text{ini}} = 0,005 * N_{s;d} * l_{\text{knik}}$ 
  - $N_{s;d}$  = De rekenwaarde van de normaalkracht, deze bedraagt 358 kN/m
  - $l_{\text{knik}}$  = De kniklengte bedraagt de afstand tussen het aangrijpingsniveau van het anker (NAP+9,30) en de teen van de damwand (NAP-6,50 m), de kniklengte bedraagt 15,8 m.
$$\Delta M_{\text{ini}} = 0,005 * N_{s;d} * l_{\text{knik}} = 0,005 * 358 * 15,8 = 28 \text{ kNm}$$

Deze gewijzigde aanpak voor het in rekening brengen van de imperfecties en 2<sup>e</sup> orde effecten is toepasbaar mits voldaan is aan de onderstaande voorwaarden.

- 1 De maximale horizontale uitbuiging is groter dan 0,2% van de kniklengte  
De berekende vervorming bedraagt: 0,15 m  
De kniklengte bedraagt 15,8 m. (0,2% bedraagt 0,0316 m)  
Controle: 0,0316 m < 0,15 m, er is voldaan aan deze voorwaarde.
- 2 De rekenwaarde van de normaalkracht in de damwand is kleiner dan 20% van de knikkracht.  
De rekenwaarde van de normaalkracht bedraagt: 358 kN/m  
De knikkracht bedraagt: 8399 kN/m (bepaald conform [8])  
Controle: 358/8399=0,04. De rekenwaarde van de normaalkracht bedraagt ca. 4% van de knikkracht, hiermee is voldaan aan de voorwaarde.

Bovenstaand is aangetoond dat aan beide voorwaarden is voldaan.

### 5.2.3. STR-2 en SSI-2: Sterkte en houdkracht verankering

De verankering is getoetst in bijlage A.2 Er is gerekend met de volgende maatgevende ankerkrachten:

- $P_{\text{max}} = 409 * 1,1 = 450$  kN/m berekend in fase 6a (ULS situatie)
- $P_{\text{max}}$  voor ankeruitval =  $310 * 1,1 = 341$  kN/m berekend in fase 4c

<sup>2</sup> In bijlage A.1 is een doorsnede toets van het damwandprofiel met de kniktoetsing conform EC3 opgenomen.

De maatgevende sondering is de sondering “75629\_DKMP039-A\_(TG000.+078\_DKMP2\_BIK)”. Er is een gemiddelde conusweerstand van ca. 10 MPa in de zone van het groutlichaam bepaald. De bepaling van de gemiddelde conusweerstand is opgenomen in bijlage A.2. In de bepaling van de gemiddelde conusweerstand zijn de gemeten conusweerstand groter dan 15 MPa afgesneden op 15 MPa, conform [10] voor schroefinjectieankers. Daarnaast is de conusweerstand (voorafgaand aan afsnuiting) als gevolg van de hoge grondwaterstand onder extreme omstandigheden gereduceerd. Deze reductie bedraagt 17%. De reductie is als volgt bepaald:

- $\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}}$ , waarin:
  - $\gamma_{qc}$  de correctiefactor voor conusweerstand qc [-]
  - $\sigma'_i$  de initiële effectieve spanning [kN/m<sup>2</sup>]
  - $\sigma'_i$  is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van bovenkant groutlichaam in fase 2a. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met ‘dagelijkse omstandigheden’.
  - $\sigma'_i = 157$  kN/m<sup>2</sup>
  - $\sigma'_d$  de effectieve spanning onder extreme omstandigheden [kN/m<sup>2</sup>]
  - $\sigma'_d$  is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van bovenkant groutlichaam in fase 4a. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met de WBN-situatie.
  - $\sigma'_d = 108$  kN/m<sup>2</sup>
- $\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}} = \sqrt{\frac{108}{157}} = 0,83$

De unity checks zijn kleiner dan 1,0 waarmee de verankering voldoet.

In de bovenstaande berekende maximale ankerkracht is het effect van zakkende grond op de ankerstangen in rekening gebracht. De toename van de ankerkracht is berekend conform de methode uit CUR166 [3] met de aanpassingen zoals beschreven in de TUN [16]. De berekening van de ankerkracht toename is opgenomen in bijlage A.2. Er is een berekende toeslag ten gevolge van zakkende grond van 129 kN/anker<sup>3</sup> bepaald. Daarnaast is ten gevolge van kruip een toeslag van 125 kN per anker bepaald (= ankerkracht in fase 3a). De totale toename bedraagt: 129+125=254 kN per anker. Als voorspanning in fase 3b in Plaxis is 275 kN/anker (inclusief modelfactor 1,25) ingevoerd.

Een aantal van de uitgangspunten die de grootste invloed hebben op de berekening is onderstaand benoemd:

- De ongecorrodeerde doorsnede van de ankerbuis.
- De horizontale beddingsconstante voor het materiaal achter de damwand is conservatief hoog ingeschat. Er is uitgegaan van een waarde gelijk aan 10.000 kN/m<sup>3</sup>/m, dit komt overeen met ‘vaste klei’.
- De inrekening gebrachte zakking bedraagt 0,03 m. Dit is de verwachte zakking ten gevolge van autonome bodemdaling. Deze zakking is conservatief nog niet omgerekend naar een loodrechte zakking op de ankerbuis en is over gehele lengte van de ankerstang constant verondersteld.

<sup>3</sup> Toeslag is inclusief modelfactor  $\gamma_{zb} = 1,25$ .



#### 5.2.4. STR-2: Sterkte gording

In het VO is het ontwerp van de gording gebaseerd op basis van vereenvoudigde formules. Het gordingprofiel is daarmee indicatief. In het DO wordt een gedetailleerder ontwerp van de gording en verbindingen gemaakt. De gordingberekening is opgenomen in bijlage A.3. Er is getoetst aan de volgende krachten:

- $P_{\max}=409*1,1=450$  kN/m berekend in fase 6a (ULS situatie)
- $P_{\max}$  voor ankeruitval= $310*1,1=341$  kN/m berekend in fase 4c

De unity checks zijn kleiner dan 1,0 waarmee de gording voldoet.

#### 5.2.5. SSI-1: Lengte langsconstructie

De lengte van de langsconstructie is bepaald op basis van de maximale waarde van:

- 1 Teenniveau 2 m in het pleistocene zand
- 2 Teenniveau o.b.v. heave criterium
- 3 Teenniveau o.b.v. toetsing verticaal draagvermogen

- 1 Teenniveau 2 m in het pleistocene zand

De bovenzijde van het pleistoceen bevindt zich in het traject op een niveau van NAP-1,50 m (sondering "75629\_DKMP039\_(TG000.+075\_DKMP2\_BIK)") of hoger. Met het teenniveau van NAP-6,50 m, is voldaan aan de eis om de constructie 2,0 m in het pleistocene zand te plaatsen.

- 2 Teenniveau o.b.v. heave criterium

Het vereiste teenniveau o.b.v. het heave criterium is bepaald in [19] en bedraagt NAP-4,73 m. Met het teenniveau van NAP-6,50 m, wordt voldaan aan het heave criterium.

- 3 Teenniveau o.b.v. toetsing verticaal draagvermogen

Het verticaal draagvermogen is getoetst in D-Foundations, de resultaten zijn opgenomen in bijlage A.4. De maatgevende sondering is "75629\_DKMP039-A\_(TG000.+078\_DKMP2\_BIK)". Het berekende draagvermogen op het niveau van NAP-6,50 m bedraagt 409 kN/m. Er is getoetst aan de waarde van de normaalkracht net onder de anker Gording. De maximale waarde op dit niveau bedraagt 279 kN/m en is berekend in fase 5. Het verticaal draagvermogen voldoet hiermee op het teenniveau van NAP-6,50 m.

In de toetsing van het verticaal draagvermogen is rekening gehouden met de volgende reducties:

- 30% reductie van de conusweerstand ten gevolge van het trillend installeren van de damwanden (in principe wordt uitgegaan van drukkend installeren, in de toetsing op draagvermogen is echter rekening gehouden met de situatie dat de laatste meters van de damwand getrild worden)
- reductie van de conusweerstand als gevolg van de hoge grondwaterstand onder extreme omstandigheden. Deze reductie bedraagt 9%. De reductie is als volgt bepaald:

$$\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma_d}{\sigma_i}} \text{ waarin:}$$

- $\gamma_{qc}$  de correctiefactor voor conusweerstand  $q_c$  [-]

- $\sigma'_i$  de initiële effectieve spanning [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\sigma'_i$  is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van de teen van de damwand in fase 2b. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met 'dagelijkse omstandigheden'.

$$\sigma'_i = 198 \text{ kN/m}^2$$

- $\sigma'_d$  de effectieve spanning onder extreme omstandigheden [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\sigma'_d$  is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van de teen van de damwand in fase 4a. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met de WBN-situatie incl. restprofiel.

$$\sigma'_d = 164 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}} = \sqrt{\frac{164}{198}} = 0,91$$

De totale reductie op de conusweerstand bedraagt  $(1 - 0,7 \cdot 0,91) \cdot 100\% = 36\%$

Met het teenniveau van NAP-6,50 m is aan alle bovenstaande criteria voldaan. Opgemerkt wordt dat aan alle eisen ten aanzien van de lengte ruim voldaan wordt. Voor deze langsconstructie geldt dat de vereiste lengte voor stabiliteit maatgevend is t.o.v. de bovenstaande toetsingen.

#### 5.2.6. Vervormingen constructie en dijklichaam

Conform de PPL dient er aan de volgende eisen voldaan te worden:

- 1 De kruindaling mag niet meer dan 0,1 m bedragen;
- 2 De horizontale vervorming van de binnenteen t.o.v. de buitenteen mag niet meer dan 0,1 m bedragen;
- 3 De horizontale vervorming van de constructie mag niet meer dan 0,1 m bedragen;

In de toetsing van de vervormingseisen dient gerekend te worden met een schematiseringsfactor van 1,3 [1]. Onderstaand wordt per eis aangegeven of hier aan voldaan is.

- De berekende verticale vervorming van de kruin in fase 7c bedraagt 0,03 m. Inclusief schematiseringsfactor bedraagt dit 0,04 m. Hiermee is voldaan aan eis 1.
- De berekende verschilvervorming tussen de binnenteen en buitenteen in fase 7c bedraagt 0,04 m. Inclusief schematiseringsfactor bedraagt dit 0,06 m. Hiermee is voldaan aan eis 2.
- De berekende horizontale vervorming van de constructie in fase 7c bedraagt 0,05 m, inclusief schematiseringsfactor is dit 0,07 m. Hiermee is voldaan aan eis 3.

## 6 Overdracht DO-fase

### 6.1. Nader te detailleren

De volgende punten dienen in de DO-fase nader uitgewerkt te worden:

- Het ontwerpen van de anker Gording en de verbinding tussen damwand en Gording.
- De lasverbinding van de niet geponste damwand sloten.
- De constructieve en geotechnische schematiseringsfactor dient afgeleid te worden.
- De aansluiting van de langsconstructie op versterking in deeltraject 5A en op de coupure Bellevue.
- Controleren van de uitvoeringsstabiliteit van het dijklichaam
- Het verwerken van de uitkomsten van het geotechnisch labonderzoek in het ontwerp..
- Bepalen welke aspecten gemonitord dienen te worden (bouwkundige opname, etc)
- Het detail om beïnvloeding van de damwand op de dagelijkse geohydrologische situatie te voorkomen.
- Modelcontroles uit de PPL[1] en PPE [2] uitvoeren in DO;
  - Gekozen meshfijnheid controleren
  - Controle: vergelijking glijvlakberekening en eindige-elementenberekening
  - Toegepaste tolerantie controleren
  - Invloed modelgrenzen controleren

### 6.2. Risico's

Voor de vervolgfase gelden de volgende niet beheerste risico's :

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
1	Obstakels in ondergrond De Voor deze maatwerkoplossing geldt een verhoogd risico. De twee meest nabije sonderingen zijn beide afgebroken door ofwel obstakel of te hoge zandweerstand.	1) Archiefinformatie niet volledig 2) Onvoorziene obstakels	Damwanden of ankers komen niet op diepte	1) Voorprikken of damwand tracé / positie ankers aanpassen 2) Doorboren van obstakels met behulp van speciale boorkop 3) Obstakel opgraven (ondiepe obstakels) 4) obstakel overkluisen (aandachtspunt is controle op heave)
2	Te hoge weerstand in zandlaag	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	Damwanden niet op diepte	1) Analyse m.b.t. inbrengbaarheid van de damwandplanken 2) Fluideren*
3	Houdkracht ankers niet voldoende na controleproef	1) Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	Anker onbruikbaar of onvoldoende belastbaar	1) Aanvullend grondonderzoek uitvoeren voorafgaand aan uitvoering

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
4	Binnentalud instabiel tijdens aanbrengen damwand	2) Obstakel geraakt 1) Te hoge wateroverspanningen tijdens trillend installeren 2) Te zwaar materieel op de dijk / ondeugdelijke kraanopstelling	1) Bezijken talud 2) Schade aan omgeving en materieel 3) Slachtoffers	2) Nieuw anker plaatsen 1) Analyse mbt installeerbaarheid uitvoeren 2) Stabiliteit dijklichaam met materieel toetsen (evt. maatregelen nemen om belasting te spreiden)

\* In het VO is nog geen rekening gehouden met de effecten van fluideren op het ontwerp. In het DO wordt onderzocht wat de impact hiervan is op het ontwerp.

### 6.3. Raakvlakken

Voor de vervolgfase gelden de volgende openstaande raakvlakken:

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
1	Terras op kruin	Op de kruin is het terras van het restaurant gevestigd.	Het uitgangspunt is dat het terras tijdelijk verwijderd wordt.
2	Kabels en leidingen	De aanwezige kabels en leidingen zijn benoemd in paragraaf 2.1	De omgang met de kabels en leidingen wordt bepaald in het DO.
3	Trapconstructies	In het binnentalud bevindt zich een trapconstructie	De verwachting is dat deze gedurende de uitvoering aanwezig kan blijven. Dit dient nader onderzocht te worden.
4	Aansluiting op deeltraject 5A	Ter plaatse van TG001 sluit de maatwerkoplossing op de reguliere versterking in deeltraject 5A. In dit deeltraject wordt een verankerde damwand aangebracht in het binnentalud	De aansluiting of overgang tussen deze twee constructie types wordt in het DO uitgewerkt. Er geldt dat vanwege piping/heave de schermen op elkaar aangesloten dienen te worden (in het slot). Dit betekent dat het bestaande fietspad gekruist moet worden. E.e.a. afhankelijk van de verdere inrichting van het gebied.
5	Aansluiting op coupure Bellevue	Ter plaatse van TG001 sluit de constructie aan op coupure Bellevue.	De aansluiting op het kunstwerk is nader uit te werken in het DO.

### 6.4. Afgeleide eisen

- Op alle ankers dient een controleproef uitgevoerd te worden en op minimaal 5% van alle ankers een geschiktheidsproef.
- De afspankracht van de ankers bedraagt 125 kN.
- Tijdens de uitvoering dient er voldaan te worden aan de eisen opgenomen in [14].

## 6.5. Risicoreservering DO-fase

In de voorliggende rapportage en bijbehorende berekeningen is nog geen rekening gehouden met het toepassen van maatregelen (bijvoorbeeld voorbereiden of fluïderen) t.b.v. het installeren van de damwand. De invloed van deze maatregelen op ontwerp van de langsconstructie wordt in de DO-fase onderzocht. Er is een risico dat de damwand hierdoor zwaarder en/of langer uitgevoerd moeten worden. Om dit risico te ondervangen wordt voorgesteld om uit te gaan van het volgende damwandprofiel in de VO-raming:

- AZ28-700 S355GP, lengte 18,5 m.

## BIJLAGEN

### A. Ontwerptoetsingen

#### A.1. *Doorsnede toetsing damwand*

## Controle doorsnede damwand

conform NEN-EN 1993-5:2008 + NB:2012 (sheet alleen toepasbaar voor klasse 1, 2 en 3 profielen)



**Project** Dijkversterking Stad Tiel  
**Opdrachtgever** Waterschap Rivierenland  
**Projectnummer Iv-Infra** INFR200121  
**Onderdeel** Dijkvak 5a Bellevue  
**Revisie** 1  
**Datum** 18-12-2020

### INVOER

#### Invoer: gegevens damwand

damwandprofiel AZ26-700  
 type damwandprofiel Z-plank  
 staalsoort S 355 GP  
 Toelaatbare staalspanning  $f_y$  355 N/mm<sup>2</sup>  
 elasticiteitsmodulus E 2.10E+05 N/mm<sup>2</sup>  
 kniklengte (NEN-EN 1993-5 fig 5-2)\* I 1.00 m  
 factor scheve buiging (weerstandsmoment)\*\*  $\beta_B$  1.0  
 factor scheve buiging (traagheidsmoment)\*\*  $\beta_D$  1.0

#### Definitie zones damwand

Zone	
A	Boven dagelijkse waterstand
B	Onder dagelijkse waterstand

\* zie tabblad controles (3) voor betreffende figuur/tabel. Indien knik niet van toepassing is vul in: n.v.t.

\*\* bepaald aan de hand van CUR166 (2012)

#### Invoer: corrosie

Boven dagelijkse waterstand 0 mm  
 Onder dagelijkse waterstand 0 mm  
 permanent onder water 0 mm  
 grond 0.0 mm

#### Handmatig opgeven corrosiefactor\*\*\*\*

corrosiefactor Zone A 0.70  
 corrosiefactor Zone B 0.83  
 corrosiefactor Zone C 1.00  
 corrosiefactor Zone D 1.00

ja

\*\*\* nee: corrosiefactor = flensdikte gecorrodeerd / flensdikte ongecorrodeerd

ja: gebruik maken van rekensheet / rekenprogramma en factor handmatig invullen

#### Invoer: snedekrachten

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
optredend moment	$M_{ed}$	506.5	564	0	0 kNm/m
optredende normaalkracht	$N_{ed}$	357.5	357.5	0	0 kN/m
optredende dwarskracht	$V_{ed}$	248.6	248.6	0	0 kN/m

#### Invoer: partiële veiligheidsfactoren (o.b.v. NB)

$\gamma_{M0}$  1.10  
 $\gamma_{M1}$  1.10  
 $\gamma_{M2}$  1.25

### SAMENVATTING TOETSING DOORSNEDE

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
Moment	U.C.	0.86	0.69	0.00	0.00
Dwarskracht	U.C.	0.35	0.29	0.00	0.00
Normaalkracht	U.C.	0.08	0.07	0.00	0.00
Moment + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Plooi	U.C.	0.38	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Knik	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.

voldoet aan norm

voldoet niet aan norm

niet van toepassing

# Controle doorsnede damwand

conform NEN-EN 1993-5:2008 + NB:2012 (sheet alleen toepasbaar voor klasse 1, 2 en 3 profielen)



**Project** Dijkversterking Stad Tiel  
**Opdrachtgever** Waterschap Rivierenland  
**Projectnummer Iv-Infra** INFR200121  
**Onderdeel** Dijkvak 5a Bellevue  
**Revisie** 1  
**Datum** 18-12-2020

## INVOER

### Invoer: gegevens damwand

damwandprofiel AZ26-700  
 type damwandprofiel Z-plank  
 staalsoort S 355 GP  
 Toelaatbare staalspanning  $f_y$  355 N/mm<sup>2</sup>  
 elasticiteitsmodulus E 2.10E+05 N/mm<sup>2</sup>  
 kniklengte (NEN-EN 1993-5 fig 5-2)\* l 11.06 m  
 factor scheve buiging (weerstandsmoment)\*\*  $\beta_B$  1.0  
 factor scheve buiging (traagheidsmoment)\*\*  $\beta_D$  1.0

### Definitie zones damwand

Zone	
A	Boven dagelijkse waterstand
B	Onder dagelijkse waterstand

\* zie tabblad controles (3) voor betreffende figuur/tabel. Indien knik niet van toepassing is vul in: n.v.t.

\*\* bepaald aan de hand van CUR166 (2012)

### Invoer: corrosie

Boven dagelijkse waterstand 0 mm  
 Onder dagelijkse waterstand 0 mm  
 permanent onder water 0 mm  
 grond 0.0 mm

### Handmatig opgeven corrosiefactor\*\*\*\*

corrosiefactor Zone A 0.70  
 corrosiefactor Zone B 0.83  
 corrosiefactor Zone C 1.00  
 corrosiefactor Zone D 1.00

ja

\*\*\* nee: corrosiefactor = flensdikte gecorrodeerd / flensdikte ongecorrodeerd

ja: gebruik maken van rekensheet / rekenprogramma en factor handmatig invullen

### Invoer: snedekrachten

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
optredende moment	$M_{ed}$	478.5	536	0	0 kNm/m
optredende normaalkracht	$N_{ed}$	357.5	357.5	0	0 kN/m
optredende dwarskracht	$V_{ed}$	248.6	248.6	0	0 kN/m

### Invoer: partiële veiligheidsfactoren (o.b.v. NB)

$\gamma_{M0}$  1.10  
 $\gamma_{M1}$  1.10  
 $\gamma_{M2}$  1.25

## SAMENVATTING TOETSING DOORSNEDE

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
Moment	U.C.	0.81	0.65	0.00	0.00
Dwarskracht	U.C.	0.35	0.29	0.00	0.00
Normaalkracht	U.C.	0.08	0.07	0.00	0.00
Moment + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Plooi	U.C.	0.38	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Knik	U.C.	1.08	0.87	n.v.t.	n.v.t.

voldoet aan norm

voldoet niet aan norm

niet van toepassing



**A.2. Sterkte verankering**

**Berekening ankerkracht incl. bijdrage zakkende grond**

bronnen: CUR166 (2012), Damwandconstructies - 6e herziene druk, deel 2 paragraaf 4.9.13  
 POV-M Publicatie stabiliteitsverhogende langsconstructies, Deltares, maart 2020



<b>Project</b>	Dijkversterking Stad Tiel
<b>Opdrachtgever</b>	Waterschap Rivierenland
<b>Projectnummer Iv-Infra</b>	INFR200121
<b>Onderdeel</b>	Voorlopig ontwerp schroefinjectie maatwerk Bellevue
<b>Revisie</b>	1
<b>Datum</b>	18-12-2020

**Gegevens doorsnede**

Type voorwand	AZ26-700
Type anker	Ankerbuis 101.6/22.2
Methode	PPL

**Invoer constructie**

Type anker	-	Ankerbuis
Diameter ankerbuis	$D_0$	0.102 [m]
Corrosiebescherming ankerbuis (rondom)	-	0.000 [m]
Wanddikte ankerbuis	t	0.022 [m]
Hart-op-hart afstand verankering	a	2.80 [m]
Ankerhoek met horizontaal	$\alpha_{\text{anker}}$	45 [graden]
Lengte anker tussen opleggingen	L	15.0 [m]
Buigstijfheid damwand (gecorrodeerd) per meter	$EI_{\text{damwand}}$	104454 [kNm <sup>2</sup> ]
Maatgevende ankerkracht	F	125 [kN]
Eigen gewicht ankerbuis	$q_{\text{eg}}$	43.193 [kg/m]
Oppervlakte anker (ongecorrodeerd)	$A_{\text{anker}}$	5.54E-03 [m <sup>2</sup> ]
Rekstijfheid ankerdoorsnede (ongecorrodeerd)	EA	1162901 [kN]
Buigstijfheid ankerstaaf (ongecorrodeerd)	$EI_{\text{anker}}$	9.88E+02 [kNm <sup>2</sup> ]

**Zakking**

Materiaal rond ankerstang		PPL:KLEI/VEEN
Horizontale beddingsconstante ondergrond per meter	c	10000 [kN*m/m <sup>3</sup> ]
PPL:KLEI/VEEN		
Ongedraineerde schuifsterkte	$S_u$	42.5 [kPa]
	$\alpha$	9 [-]
Representatieve bovengrens netto conusweerstand	$q_{\text{net,max}}$	0.5 [MPa]
laag karakteristieke waarde correlatiecoëfficiënt	Nkt,laag	20 [-]
Alpha Shanshep	$\alpha$	0.34 [-]
Effectieve verticale korrelspanning	$\sigma'_{v,z;\text{gem}}$	125 [kPa]
Belasting zakkende grond	$q_{\text{lloodrecht,gem}}$	30.53 [kN/m]
Amplitude sinusvormige belasting	$q_0$	39.42 [kN/m]
Gemiddelde grondzakking op ankerstang	$w_{\text{grond,gem;lloodrecht}}$	0.0300 [m]

**CUR166 geval 1: "Loodrecht belaste ankerstang"**

Modelfactor	$\beta$ (factor conform PPL)	24.0 [-]
-------------	------------------------------	----------

$$\alpha(1 + \alpha)^2 = \left(\frac{q_0 * L}{F}\right)^2 * \frac{1}{\beta} * \frac{EA}{F} * \frac{1}{1 + \frac{EA}{\alpha * c * \lambda * L}}$$

0

$$\left(\frac{q_0 * L}{F}\right)^2 * \frac{1}{\beta} * \frac{EA}{F} * \frac{1}{1 + \frac{EA}{\alpha * c * \lambda * L}} =$$

4151.0899 [-]

Dus moet gelden dat:

$$\alpha(1 + \alpha)^2 =$$

3.1193 [-]

Hieruit volgt:

$$\alpha =$$

15.41175 [-]

golf lengte	$\lambda$	2.54 [m]
-------------	-----------	----------

doorbuiging anker	$y_0$	0.438 [m]
-------------------	-------	-----------

**Doorbuiging anker groter dan de zakking van de ondergrond, rekenen met geval 2.****CUR166 geval 2: "Verhinderde doorbuiging"**Indien doorbuiging anker ( $y_0$ ) groter is dan zakking ondergrond ( $w_{\text{grond;gem;loodrecht}}$ ) dan geldt:

$$\alpha_n^2(1 + \alpha_n) = \alpha^2(1 + \alpha) \left(\frac{1}{n^3}\right)$$

$$\alpha^2(1 + \alpha) \left(\frac{1}{n^3}\right) =$$

1.2525 [-]

Dus moet gelden dat:

$$\alpha_n^2(1 + \alpha_n) =$$

1.2525 [-]

Hieruit volgt:

$$\alpha_n =$$

0.82780014 [-]

factor	n	14.60 [-]
--------	---	-----------

**Bereken de ankerkrachten incl. effect zakkende grond (geval 1 en geval 2)**

Additionele ankerkracht	$\Delta F$	103 [kN]
Ankerkracht per anker	F	125 [kN] +
Maatgevende totale ankerkracht	$F_{s,staaf}$	228 [kN]

Invoer Plaxis

Toeslag zakkende grond	129 kN
------------------------	--------

Toeslag kruip (ankerkracht fase 3a)	125 kN
-------------------------------------	--------

Totaal (invoer Prestress fase 3b)	254 kN
-----------------------------------	--------

**Bijlage X****Controle zelfborende ankers en schroefinjectieankers**

bron: CUR166 (2012), Damwandconstructies - 6e herziene druk, deel 2 paragraaf 4.9.5 en 4.9.6 en NEN 9997-1+C2:2017 NL

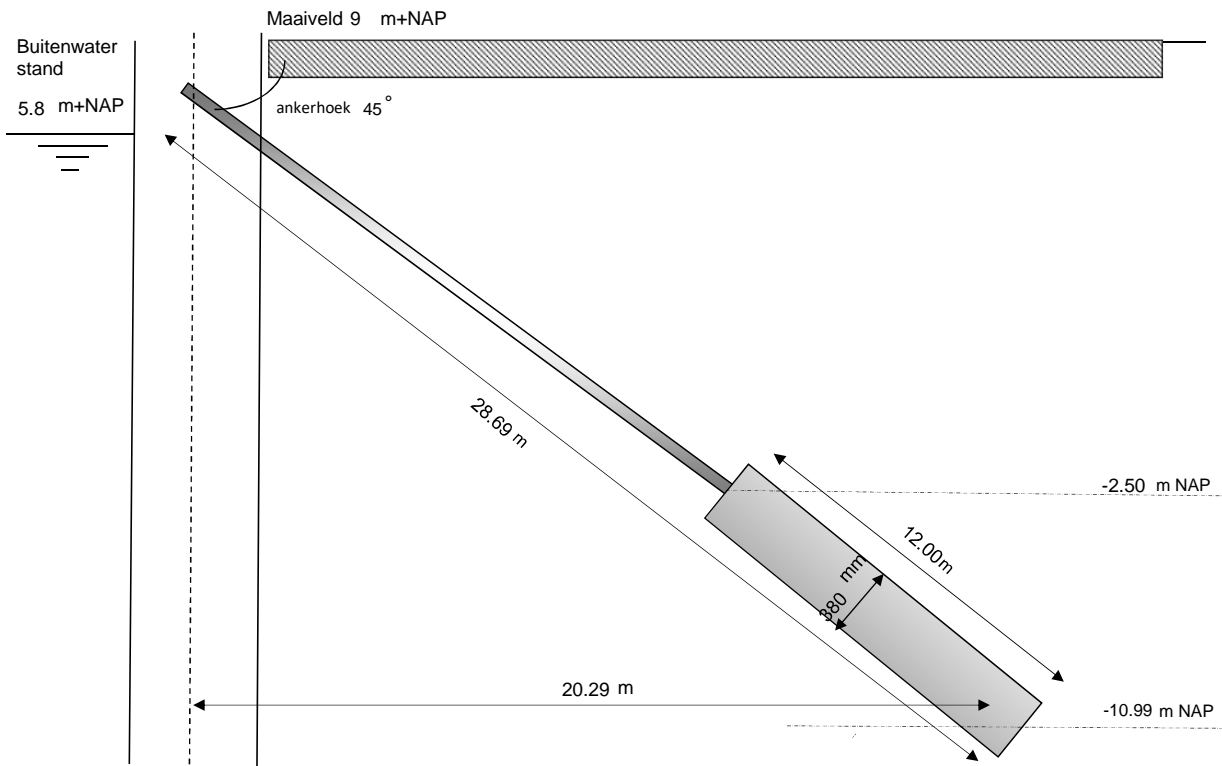
<b>Project</b>	Dijkversterking Stad Tiel
<b>Opdrachtgever</b>	Waterschap Rivierenland
<b>Projectnummer Iv-Infra</b>	INFR200121
<b>Onderdeel</b>	Voorlopig ontwerp schroefinjectie anker Bellevue
<b>Revisie</b>	1
<b>Datum</b>	18-12-2020

**Algemene gegevens**

Sondering	75629_DKMP039-A_(TG000.+078_DKMP2_BIK)		
Ankersysteem	S Schroefinjectieanker		
Type anker	Ø101,6x22,2	mm	
Buitendiameter	101.60	mm	
Wanddikte	22.20	mm	
Rekenkundig drsn. (Abuis)	5510	mm <sup>2</sup>	
Gecorrigeerde diameter t.p.v. schroefdraad	101.20	mm <sup>2</sup>	
Corrosietoeslag	0.060	mm/jr	100 jaar
Rekenkundige doorsnede (Abuis;corr)	3715	mm <sup>2</sup>	
Staalkwaliteit	E470		
Vloei spanning (fy)	500.00	N/mm <sup>2</sup>	
Breukspanning (ft)	700.00	N/mm <sup>2</sup>	
Diameter groutlichaam	380	mm	omtrek 1194 mm
H-o-h afstand	2800	mm	
h.o.h. afstand ankers (uitgedrukt in D)	7.37	Deq	
Insteekniveau	9.30	m NAP	
Bovenkant grout	-2.50	m NAP	onderkant -10.99 m NAP
Lengte prop	12.00	m	hart -6.74 m NAP
Ankerhoek	45	°	
Totale ankerlengte	28.69	m	
Fictieve ankerlengte	23	m	
Massa totale ankerstang	1233	kg	
Groutlichaam hoeveelheid	1.26	m <sup>3</sup>	

**Gehanteerde factoren**

CUR 166 deel 2 art 4.9.6	0.014 $\alpha_t$	CUR 166 deel 2 art 4.9.6 $\alpha_t$
Reductiefactor	1.00 $\xi_a$	CUR 166 deel 1 art 7.2.2 $\xi_a$
Partiële materiaalfactor	1.20 $\gamma_a$	CUR 166 deel 1 art 7.2.2 $\gamma_a$
Correctiefactor lengte-effect groutlichaam	0.95	
Correctiefactor onderlinge beïnvloeding	1.00	NEN 9997-1+C2: 2017 NL



	Ankergegevens				Sluitfactoren CUR166		Rekenwaarde ankerkracht	
	Axiaal $P_{:max:axiaal:Dsheets}$ (kN/m1)	Axiaal $P_{:max:Dsheets}$ (kN/m1)	Afstand h-o-h (m)	$P_{:max}$ kN/anker	Houdkracht $Y_{gr}$ (-)	Doorsnede $Y_{drsn}$ (-)	Houdkracht $P_{d:gr}$ (kN/anker)	Doorsnede $P_d$ (kN/anker)
Ankerkrachten								
stap 6.1	450	450	2.80	1260	1.10	1.25	1386	1575
stap 6.2	450	450	2.80	1260	1.10	1.25	1386	1575
stap 6.3	450	450	2.80	1260	1.10	1.25	1386	1575
stap 6.4	450	450	2.80	1260	1.10	1.25	1386	1575
stap 6.5 x 1,2	341	341	2.80	954	1.10	1.25	1049	1192
Anker uitval								
Stap 6,5 (representatief)	284	284	4.20	1192	1.00	1.00	1192	1192

#### Controle ankerstang [B2.1]

$R_{t;break;rep}$	2601 kN	$(A_{buis:corr} * ft)$
$R_{t;break;d}$	1858 kN	$(R_{t;break;d}/1,4)$
$R_{vloe;rep}$	1858 kN	$A_{buis} * fy$
$R_{vloe;d}$	1858 kN	$R_{r:vloe;rep}/1,0$
$F_{r;d}$	1858 kN	min. $(R_{t;break;rep}/1,4)$ ; $(R_{r:vloe;rep}/1)$
$P_d$	1575 kN	

CUR166 deel 1 paragraaf 7.2.1

$$R_{t;d} > P_d$$

$$1858 > 1575$$

Unity Check 0.85

#### Controle grondmechanische houdkracht [B2.2]

$Q_{c:gem}$	10 MPa	75629_DKMP039-A_(TG000.+078_DKMP2_BIK)
Correctiefactor conusweerstand $\gamma_{sc}$	0.83 [-]	
Afknijping conusweerstand op	15 MPa	
$R_{a:min}$	2092 kN	$(Q_{c:gem} * O * L_a * \alpha_l)$
$R_{a:min;d}$	1656 kN	$(R_{a:min} * \xi_s / \gamma_a)$
$P_d$	1386 kN	Max rekenwaarde ankerkracht

CUR166 deel 1 paragraaf 7.2.2

$$R_{a:min;d} > P_d$$

$$1656 > 1386$$

Unity check 0.84

**Controle bezwijken grout-grond [B2.3]**

R <sub>a,min,d</sub>	1656 kN
Diameter groutlichaam	380.00 mm
L <sub>grout</sub>	12.00 m
q <sub>c</sub>	10.25
τ <sub>grout/grond</sub>	0.12

0,3 N/mm<sup>2</sup>      τ<sub>grout/grond</sub>  
 0.30 > 0.12  
 Unity check      **0.39**

$$\tau_{grout/grond} = \frac{R_{a,min,d}}{\phi_{grout} \pi L_{grout}} \leq 0,2 * q_c \leq 0,3 \text{ N/mm}^2$$

**Controle bezwijken grout-staal [B2.4]**

R <sub>a,min,d</sub>	1656 kN
diameter staal	101.60 mm
L <sub>grout</sub>	12.00 m
τ <sub>grout/staal</sub>	0.43
τ <sub>max</sub>	1,5/2,2 (glad/geribd)

1,5/2,2      τ<sub>grout/staal</sub>  
 1.50 > 0.43  
 Unity check      **0.29**

$$\tau_{grout/staal} = \frac{R_{a,min,d}}{\phi_{staal} \pi L_{grout}} \leq \tau_{max} = \frac{1,5}{2,2} \left( \frac{glad}{geribd} \right)$$

**Gegevens sonderingen**

	Bovenkant groutlichaam [m+NAP]	Onderkant groutlichaam [m+NAP]	Gemiddelde conusweerstand [MPa]	Lengte groutlichaam [m]
TG000.+047_DKMP_KR	-2.50	-10.99	12.03	12.00
75629_DKMP039-A_(TG000.+078_DKMP2_BIK)	-2.50	-10.99	10.25	12.00
75629_DKMP038-A_(TG000.+025_DKMP2_BIB)	-2.50	-10.99	11.33	12.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00

**A.3. Sterkte gording**

**Controle gording verankerde damwand**

Bron: NEN-EN 1993 (sheet alleen toepasbaar voor klasse 1 en 2).



**Project** Dijkversterking Stad Tiel  
**Opdrachtgever** Waterschap Rivierenland  
**Projectnummer Iv-Infra** INFR200121  
**Onderdeel** Indicatieve berekening gording maatwerk Bellevue  
**Revisie** 1  
**Datum** 18-12-2020

**BEREKENING Gording doorsnedeklasse: 1, 2**

versie

1

**Uitgangspunten:**

De krachtsverdeling is bepaald op basis van een doorlopende ligger over meer dan drie steunpunten. De gordingen worden hierbij doorgekoppeld.

Bij gordingen (vaak vrij lage, gedrongen profielen (HEB)) zal gezien de geringe ongesteunde kiplengte (gording wordt tpv elke plank bevestigd) de reductie van de momentcapaciteit gering zijn en dus kip niet maatgevend zijn. Vandaar dat deze toetsing niet in het hoofdblad is opgenomen. Indien kip wel maatgevend is, dienen maatregelen getroffen te worden, zoals toepassing van kipsteunen (schotjes) of een zwaardere gording.

In de toetsing is alleen uitgegaan van belasting uit ankerkrachten. Deze ankerkrachten zijn een direct gevolg van de grond en waterdrukken tegen de damwand. Samen vormen deze een evenwicht. Overige belastingen zijn niet meegenomen (eigen gewicht, gewicht van bovenliggende grond, vulbelasting)

**Invoer gegevens gording**

gekozen profiel:	HE 340 B	$f_{y,d} = 355$ Mpa	
staalkwaliteit	S 355	$E_d = 210,000$ Mpa	
corrosie (rondom)	2.2 mm	$\gamma_{MO} = 1.0$	
Ankerhoek met horizontaal	$\alpha = 45$ graden		
h.o.h. afstand ankers	2.8 m	n: enkele gording (1); dubbele gording (2):	1 gording
buiging om welke as	sterke		

**Axiale ankerkrachten per strekkende meter**

$F_{A,d} = 450$ [kN/m]	ULS	$F_{A,d} \implies$ Overeenkomstig CUR166 art. 4.9.11
$F_{A,rep} = 341$ [kN/m]	SLS	
$F_{A,d} = 341$ [kN/m]	CAL, ankeruitval	

**Profiel eigenschappen met reductie a.g.v. corrosie (oorspronkelijke profieleigenschappen tussen haakjes)**

h = 335.6 mm (340 mm)	$A_{resterend} = 12780$ mm <sup>2</sup> = 75 % van: (17090 mm <sup>2</sup> )
b = 295.6 mm (300 mm)	$A_{corrosie} = 4310$ mm <sup>2</sup>
$t_w = 7.6$ mm (12.0 mm)	$A_v = 3799$ mm <sup>2</sup> = 68 % van: (5609 mm <sup>2</sup> )
$h_w = 243$ mm (243 mm)	$I_y = 28924$ cm <sup>4</sup> = 79 % van: (36656 cm <sup>4</sup> )
$t_t = 17.1$ mm (21.5 mm)	$W_{y,el} = 1724$ cm <sup>3</sup> = 80 % van: (2156 cm <sup>3</sup> )
r = 29.2 mm (27 mm)	$W_{pl,y*} = 1888$ cm <sup>3</sup> = 78 % van: (2408 cm <sup>3</sup> )
$i_y = 150.4$ mm (146 mm)	

==&gt; NEN-EN 1993-1-1 art. 5.5.2

**Doorsnedeklasse**

lijfcontrole	$\frac{c}{t} = \frac{243}{7.6} = 32.0 \leq 72 \epsilon = 59 \implies$ Doorsnedeklasse 1
flenscontrole	$\frac{c}{t} = \frac{115}{17.1} = 6.7 \leq 9 \epsilon = 7 \implies$ Doorsnedeklasse 1
druk	$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$ [-]



**Horizontale belasting op gording**

$P_{g,d}$	=	350 [kN/m]	$F_{A,d} \times \cos(\alpha) \times 1,1$	$P_{g,d}$	=	==> Overeenkomstig CUR166 art. 4.9.11
$P_{g,rep}$	=	265 [kN/m]	$F_{A,rep} \times \cos(\alpha) \times 1,1$			
$P_{g,d}$	=	241 [kN/m]	$F_{A,d} \times \cos(\alpha)$			
$M_{s,g,d}$	=	274 [kNm]	ULS: $M_{s,g,d} = 1/10 \times P_{g,d} \times l^2/n$			
$V_{s,g,d}$	=	588 [kN]	ULS: $V_{s,g,d} = 6/10 \times P_{g,d} \times l/n$			
$M_{s,g,d,cal}$	=	473 [kNm]	CAL: $M_{s,g,d,cal} = 1/16 \times P_{g,d} \times (2l)^2/n$			Ankeruitval
$V_{s,g,d,cal}$	=	810 [kN]	CAL: $V_{s,g,d,cal} = 6/10 \times P_{g,d} \times 2l/n$			Ankeruitval

**Toetsing weerstand doorsnede op dwarskracht ULS**

NEN-EN 1993-1-1+C2-6.2.6	Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2			sterke as	
$V_{Ed}$	=	588 kN	$V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$	=	$\frac{3799 \times 205}{1.0} = 779 \text{ kN}$
toetsing:					
6.2.6: $V_{Ed}/V_{c,Rd}$	=	dwarskracht	$588 / 779 =$	$0.76$	$> 0.5$ $\leq 1.0$ (6.17)

**Formules bij 6.2 Weerstand van doorsneden****Reductie op momentcapaciteit**

Doorsnedeklasse 1 en 2	
Buiging en dwarskracht	
Reductie nodig als $V_{Ed}/V_{c,Rd} > 0,5$	nodig
$p = (2 * V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)2 =$	<b>0.2604</b> reductie [1 - p]
$W_{pl,V} =$	$W_{pl,y} - [(p * A_w^2)/(4 * t_w)] =$ 1858856 mm <sup>3</sup>

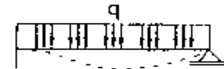
**Toetsing weerstand doorsnede op buigend moment ULS**

NEN-EN 1993-1-1+C2-6.2.5	Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2			sterke as	
$M_{Ed}$	=	274 kNm	$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,V} * f_y}{\gamma_{M0}}$	=	$\frac{1859 \times 355}{1.0} = 660 \text{ kNm}$
toetsing:					
6.2.8: $M_{Ed}/M_{y,V,Rd}$	=	buiging + dwarskracht	$274 / 660 =$	$0.42$	$\leq 1.0$ (6.30)

\*reductie  $W_{pl}$  doordat dwarskracht  $> 0,5 V_{c,Rd}$  conform NEN-EN 1993-1-1+C2-6.2.8

**Vervorming ligger (doorlopend over meer dan drie steunpunten)**

$$\text{Vervorming: } w = \frac{2 \cdot qL^4}{384 \cdot Ely} = \frac{2}{384} \frac{265 \times 2800}{210000 \times 2.89E+08} = 1 \text{ mm}$$



**Toetsing weerstand doorsnede CAL Ankeruitval**

NEN-EN 1993-1-1+C2-6.2.6	Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2			sterke as	
$V_{Ed} =$	810 kN	$V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$	$=$	$\frac{3799 \times 205}{1.0}$	$= 779$ kN
toetsing					
6.2.6: $V_{Ed}/V_{c,Rd} =$	dwarskracht	$810 / 779 =$		1.04	$> 0.5$
				1.04	$> 1.0$ (6.17)
Reductie nodig als $V_{Ed}/V_{c,Rd} > 0,5$		nodig			
$p = (2 * V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)2 =$		<b>1.1681</b>	reductie [1 - r]		
$W_{pl,V} =$	$W_{pl,y} - [(p * A_w2)/(4 * t_w)] =$	1757012	mm <sup>3</sup>		
NEN-EN 1993-1-1+C2-6.2.5	Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2			sterke as	
$M_{Ed} =$	473 kNm	$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,V} * f_y}{\gamma_{M0}}$	$=$	$\frac{1888 \times 355}{1.0}$	$= 670$ kNm
toetsing:					
6.2.8: $M_{Ed} / M_{y,V,Rd} =$	buiging + dwarskracht	$473 / 670 =$		0.71	$\leq 1.0$ (6.30)

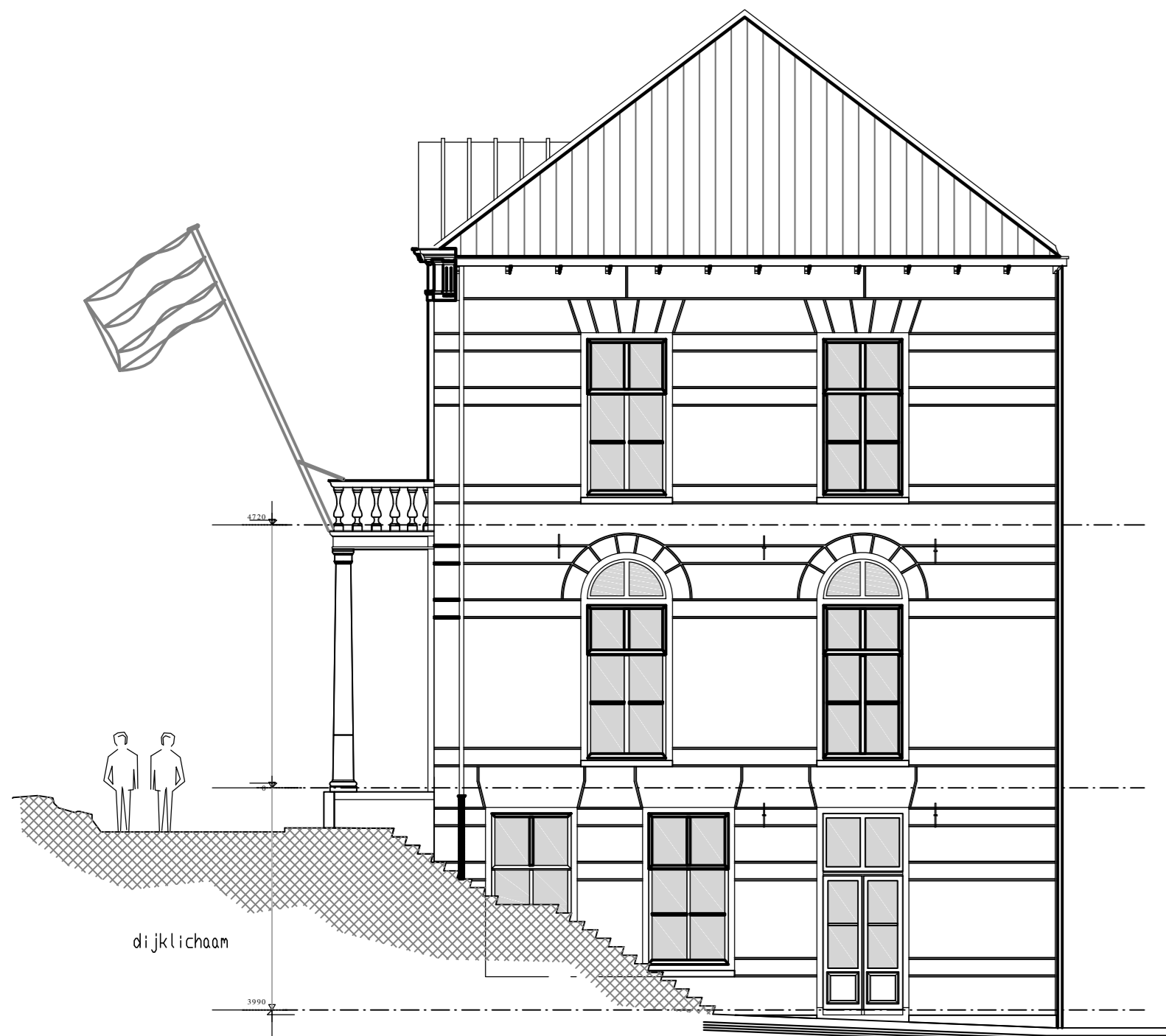
**Toetsing kipweerstand, unity checks**

normale situatie 0.42  
calamiteit 0.71

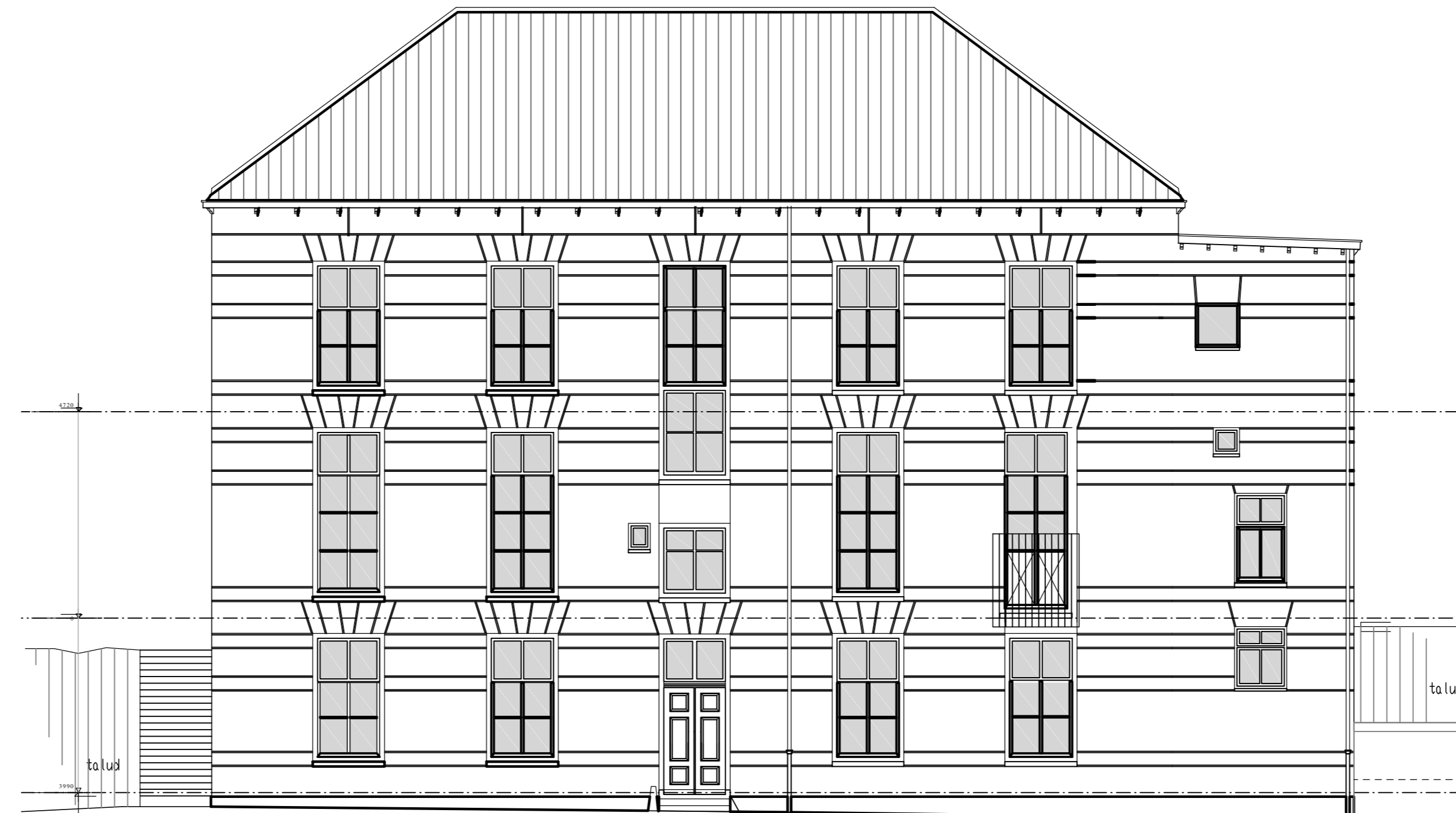
#### **A.4. Verticaal draagvermogen**

Deze bijlage betreft het D-Foundations rekenmodel "INFR200121 B-012 201218 Draagvermogen damwand kruin rev1". Dit bestand is meegeleverd in de oplevermap.

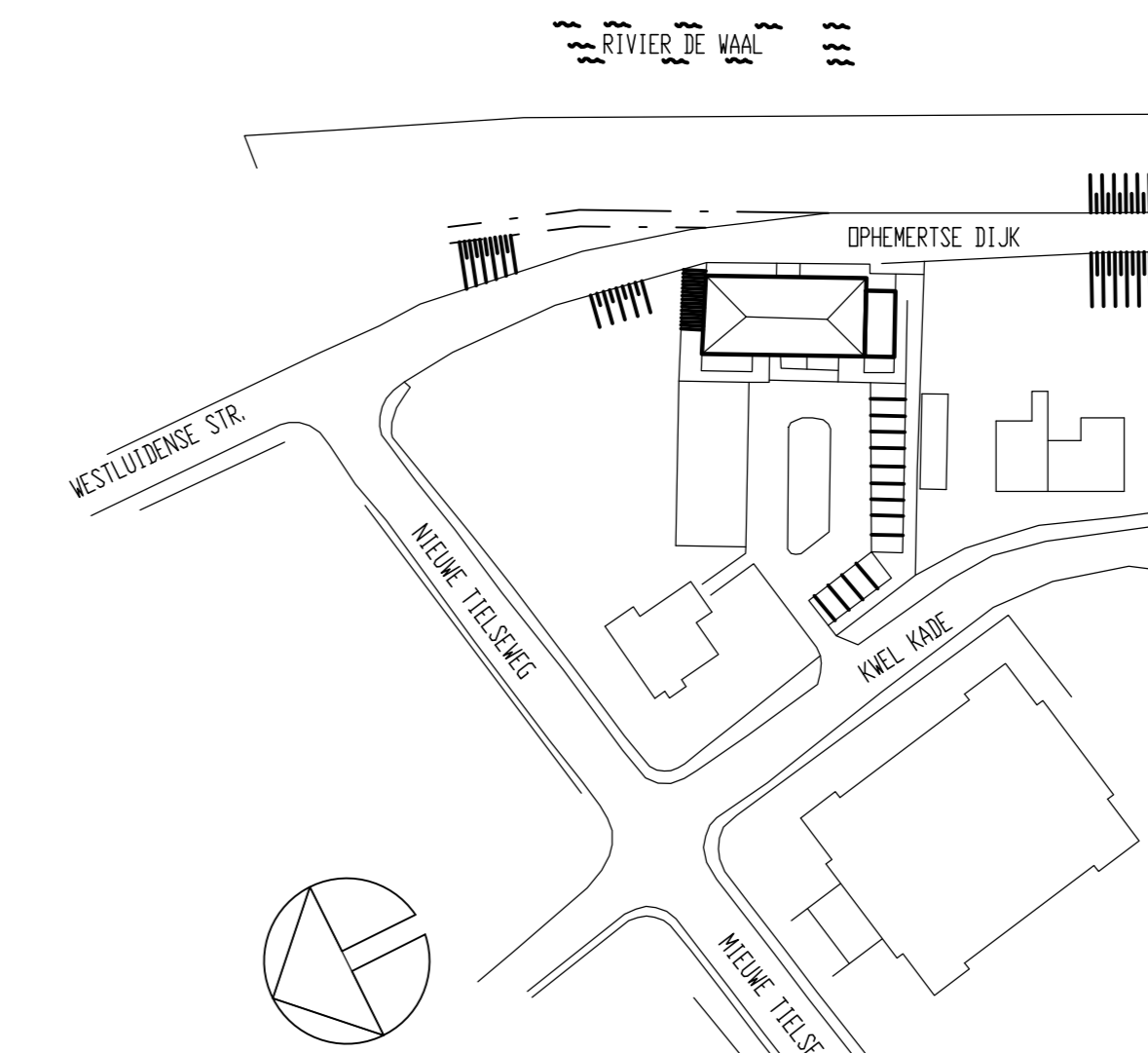
## B. Archieftekening Bellevue



Rechterzijgevel



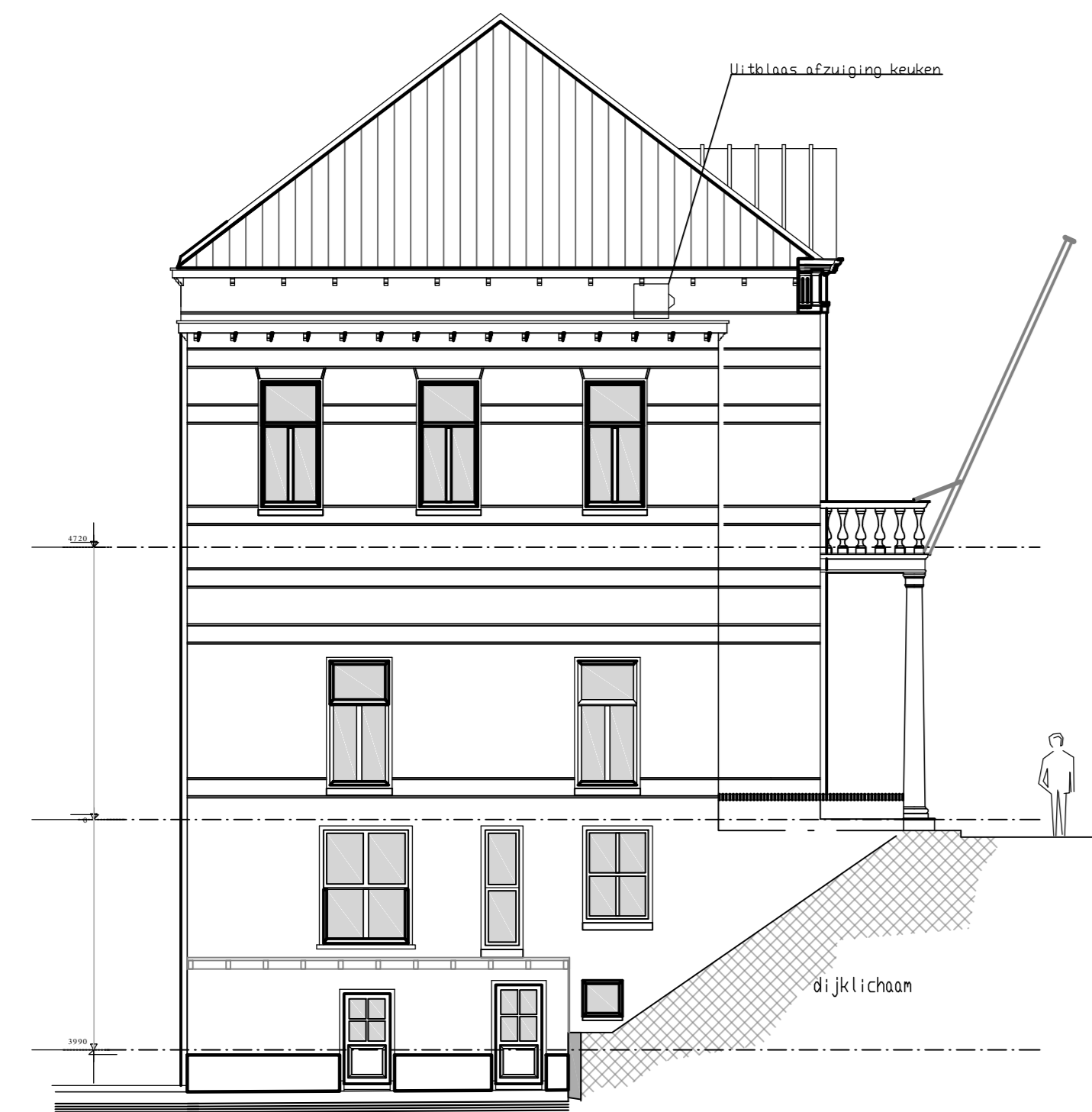
Achtergevel



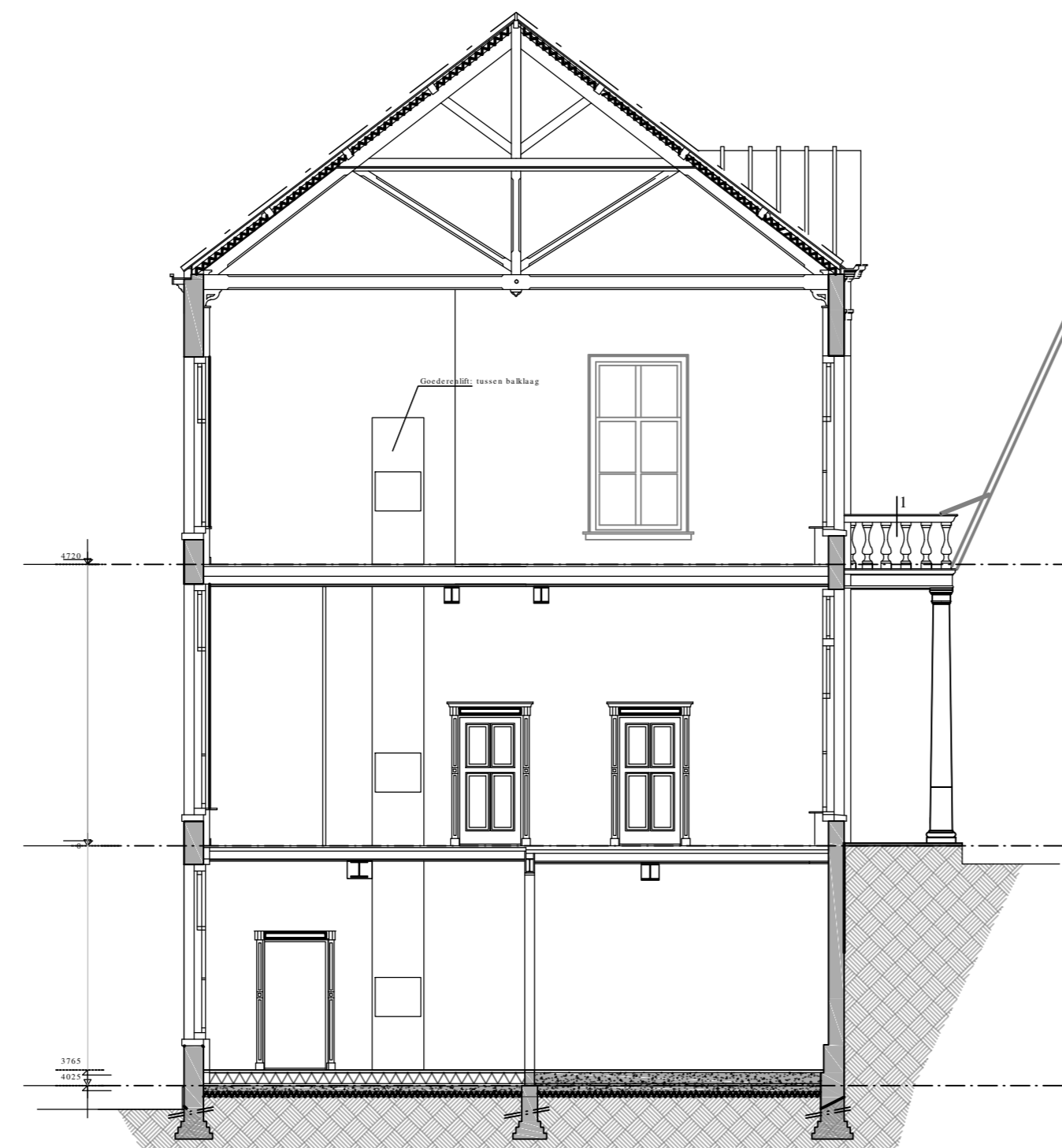
situatie "Bellevue"  
 schaal: 1:1000  
 kad.: gem. Tiel  
 sectie: D  
 kad. nr.: 2125 en 2852  
 sig.: Gemeente

Situatie Ophemertsedijk 2, Tiel

Verdieping	Ruimte Nr.	Naam	Functie	GO [M2]	VG [M2]
-1.1		hal	verkeersruimte	11.1	0.0
-1.2		toilet M	toilet	9.6	0.0
-1.3		Toilet V	toilet	8.8	0.0
-1.4		Restaurant	verblifruimte	88.0	88.0
-1.5		keuken	verblifruimte	61.5	61.5
-1.6		kantoor	verblifruimte	17.0	17.0
-1.7		opslag	opslagruimte	6.5	0.0
-1.8		serverruimte	opslagruimte	6.0	0.0
-1.9		Opslag	opslagruimte	10.2	0.0
-1.10		gang	verkeersruimte	3.4	0.0
0a.4		Opslag	opslagruimte	17.5	0.0
0.1		Tochtportaal	verkeersruimte	5.5	0.0
0.2		Hal	verkeersruimte	23.7	0.0
0.3		Restaurant	verblifruimte	88.0	88.0
0.4		Restaurant	verblifruimte	88.0	88.0
0.5		gang	verkeersruimte	4.3	0.0
0.6		MiVa	toilet	3.4	0.0
0.8		Pantrt	verblifruimte	11.0	11.0
0.9		personeelstrap	verkeersruimte	4.4	0.0
2.1		trappenhuis	verkeersruimte	4.9	0.0
2.2		zaal 1	verblifruimte	204.0	204.0
2.3		toilet V	toilet	6.6	0.0
2.4		technische ruimte	technische ruimte	2.7	0.0
2.5		Toilet M	toilet	4.4	0.0
2.6		Personeel trap	verkeersruimte	5.3	0.0
<b>Totaal</b>				<b>695.7</b>	<b>557.5</b>



Linkerzijgevel



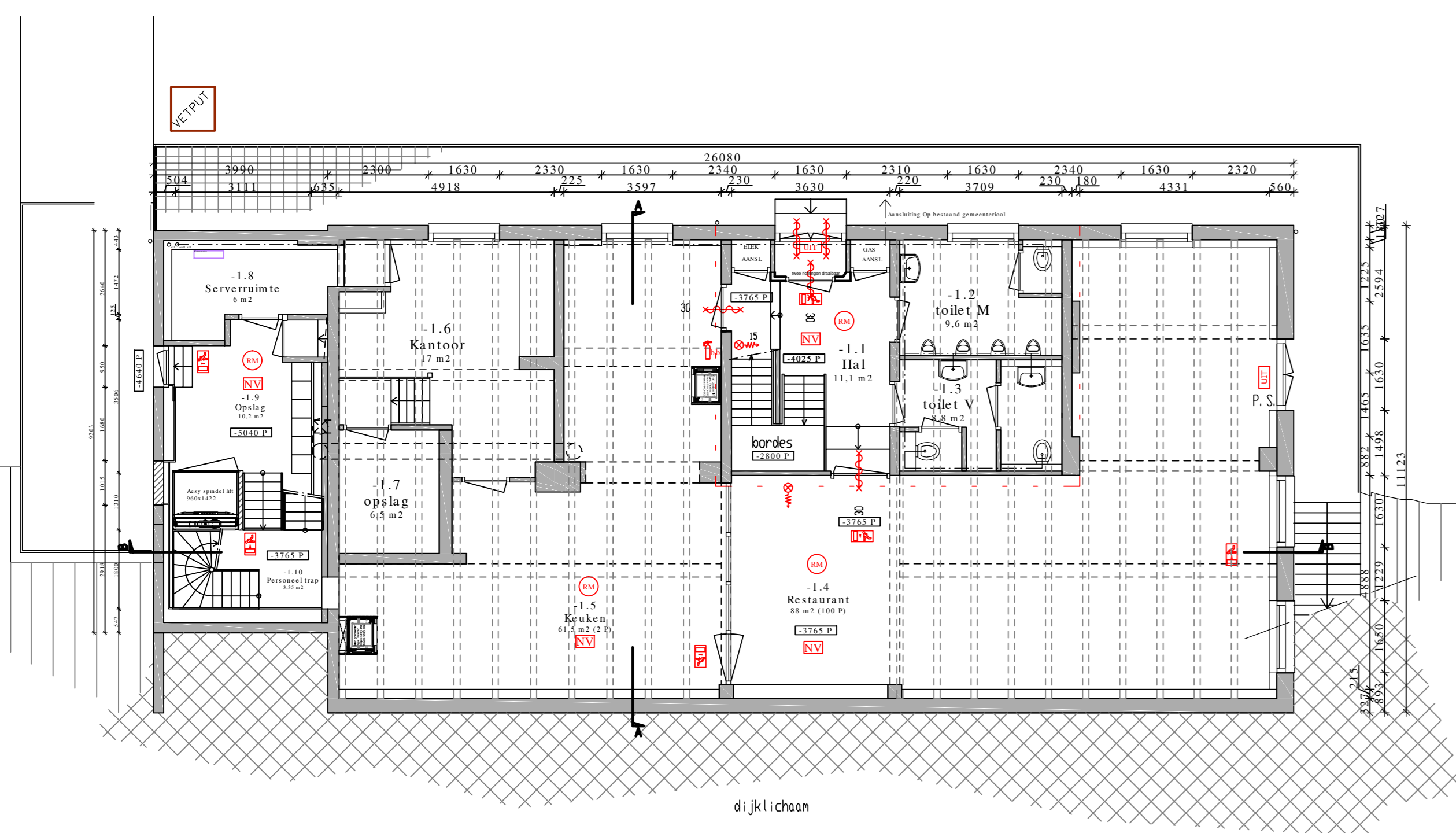
Doorsnede A-A



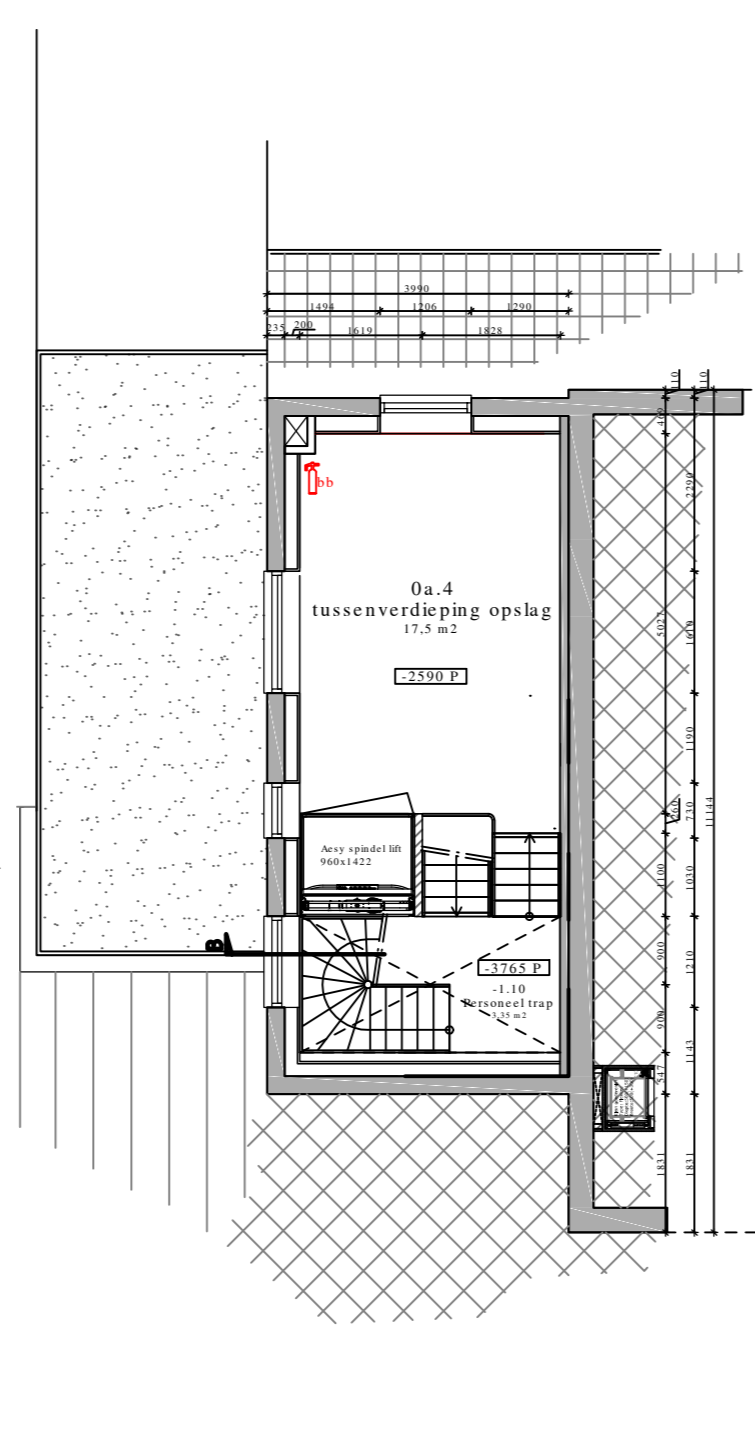
Voorgevel



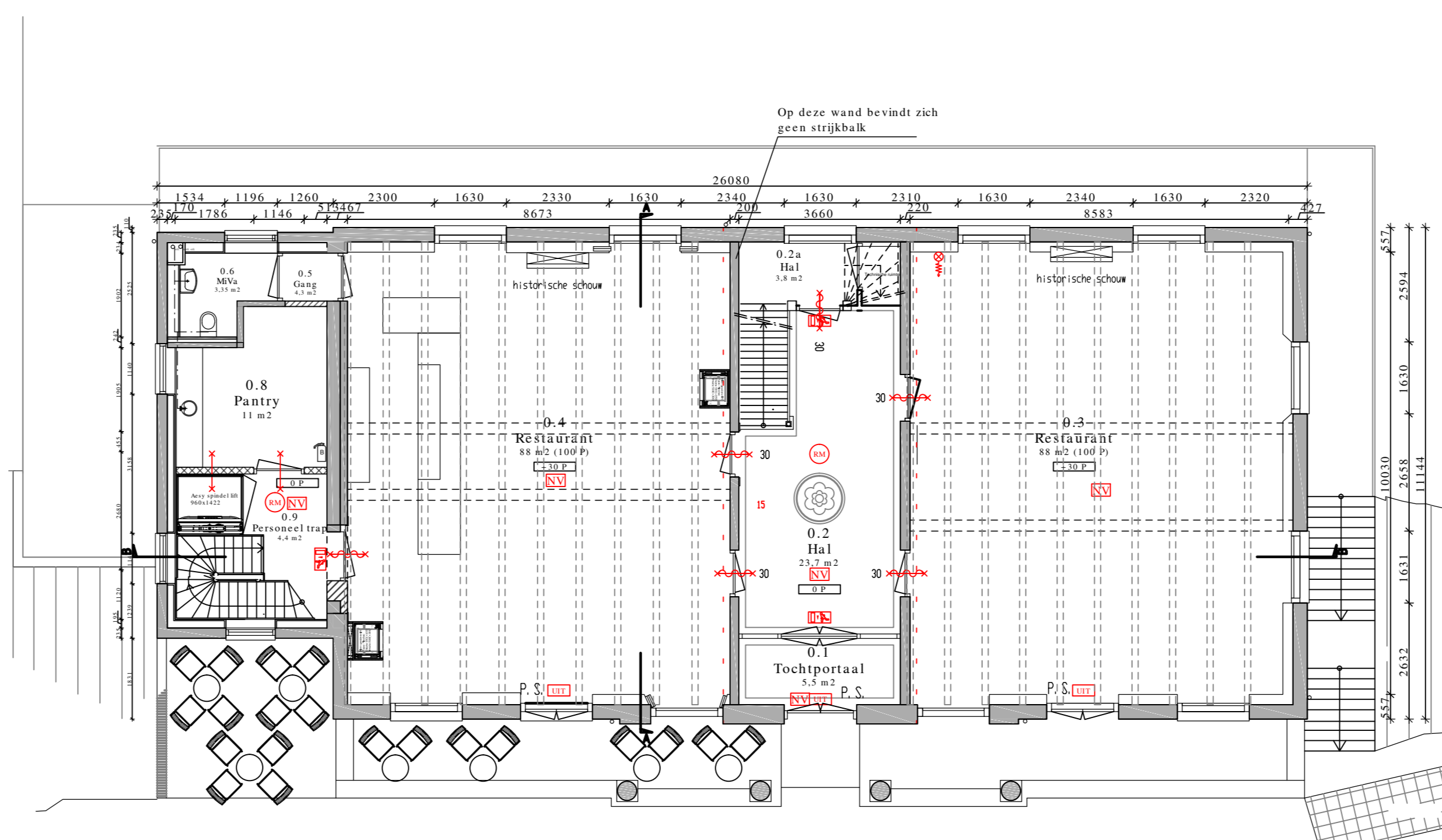
Doorsnede B-B



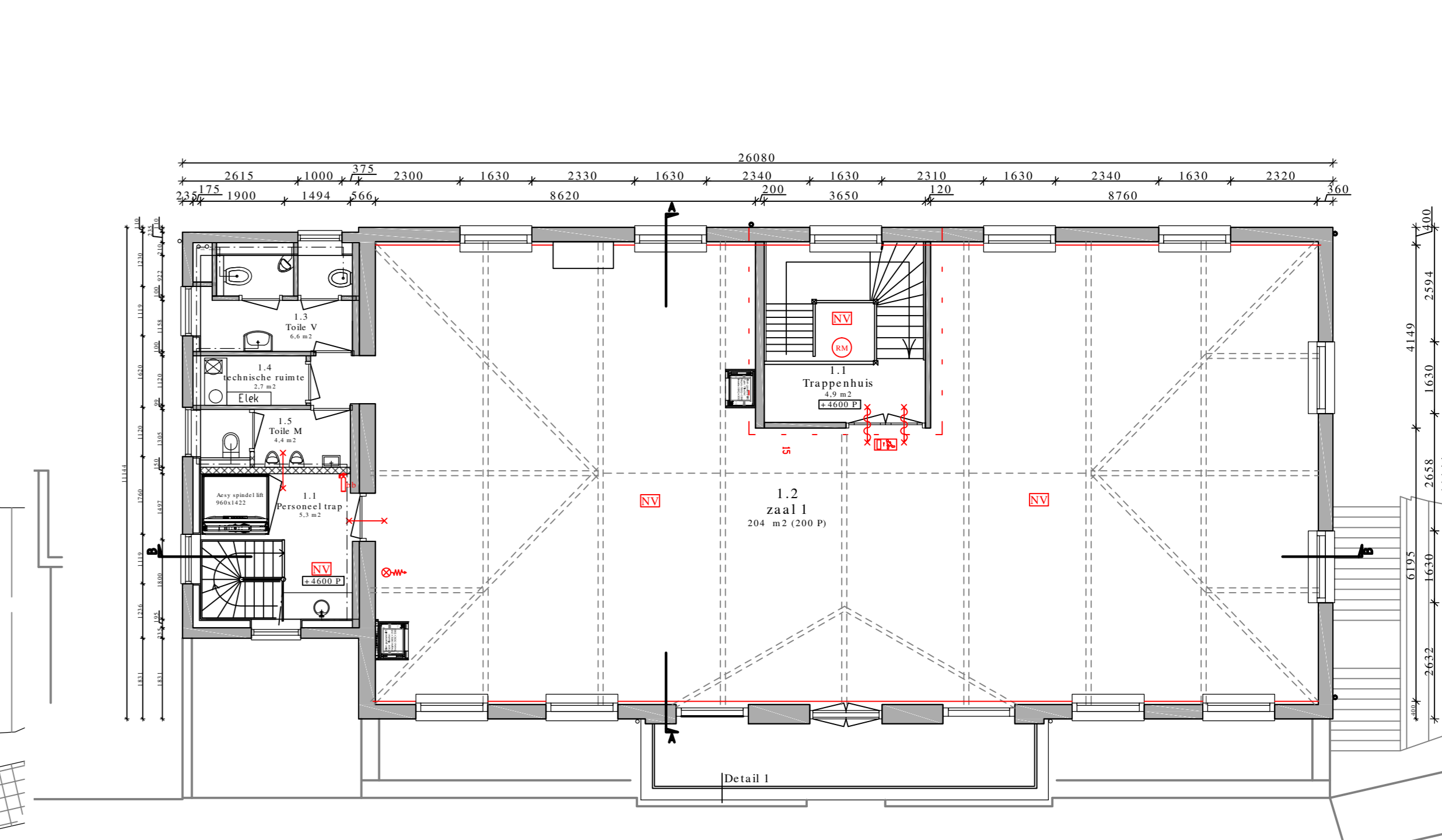
Souterrain



Tussenverdieping



Begane grond



Eerste verdieping

**Revooi Constructie**  
 Revooi Algemeen  
 Revooi Ladingplan  
 Revooi Brandveiligheid  
 Revooi Materialisering

Maten i.b.w. te controleren  
 (naar verhouding aangegeven)

## C. Bepaling stijghoogte



**D.** Benodigde drukcapaciteit



# Berekening benodigde drukcapaciteit damwand

bron: CUR166(2012), Damwandconstructies - 6e herziene druk, deel 2 paragraaf 5.3.7



Project Tiel  
 Opdrachtgever Waterschap Rivierenland  
 Projectnummer Iv-Infra INFR200121  
 Onderdeel Maatwerk Bellevue  
 Versie 1  
 Datum 18-12-2020

## Gegevens

Sondering 75629\_DKMP039-A\_(TG000.+078\_DKM)  
 Type damwand AZ26-700 Verfoppervlak damwand (enkele plank) 1.94 m<sup>2</sup>/m  
 Lengte damwand 16 m Niveau heisleuf 10.5 m+NAP  
 Slotwrijving 20 kN/m Bovenkant damwand 10.5 m+NAP  
 Reductiefactor slotwrijving 1.0 Inheinniveau damwand -6.5 m+NAP  
 Puntoppervlak damwand (enkele plank) 131 cm<sup>2</sup> verknedingsfactor 0.6

o.k. laag [m+NAP]	q <sub>c,agem</sub> [MPa]	α <sub>w</sub> [%]	f <sub>plank</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	schachtwrijving [kN]	slotwrijving [kN]	wrijving cum. [kN]	puntweerstand [kN]	totaal [kN]
10.50	-	-	-	-	-	-	-	-
10.00	0.00	2.00	0.00	0.00	10.00	10.00	0.00	10.00
9.50	0.00	2.00	0.00	0.00	10.00	20.00	0.00	20.00
9.00	0.00	2.00	0.00	0.00	10.00	30.00	0.00	30.00
8.50	2.00	2.00	0.04	23.28	10.00	63.28	26.20	89.48
8.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	84.92	13.10	98.02
7.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	106.56	13.10	119.66
7.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	128.20	13.10	141.30
6.50	2.00	2.00	0.04	23.28	10.00	161.48	26.20	187.68
6.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	183.12	13.10	196.22
5.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	204.76	13.10	217.86
5.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	226.40	13.10	239.50
4.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	248.04	13.10	261.14
4.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	269.68	13.10	282.78
3.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	291.32	13.10	304.42
3.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	312.96	13.10	326.06
2.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	334.60	13.10	347.70
2.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	356.24	13.10	369.34
1.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	377.88	13.10	390.98
1.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	399.52	13.10	412.62
0.50	1.00	1.00	0.01	5.82	10.00	415.34	13.10	428.44
0.00	1.00	1.00	0.01	5.82	10.00	431.16	13.10	444.26
-0.50	1.00	1.00	0.01	5.82	10.00	446.98	13.10	460.08
-1.00	1.00	1.00	0.01	5.82	10.00	462.80	13.10	475.90
-1.50	4.00	1.00	0.04	23.28	10.00	496.08	52.40	548.48
-2.00	6.00	1.00	0.06	34.92	10.00	541.00	78.60	619.60
-2.50	8.00	1.00	0.08	46.56	10.00	597.56	104.80	702.36
-3.00	10.00	1.00	0.10	58.20	10.00	665.76	131.00	796.76
-3.50	14.00	1.00	0.14	81.48	10.00	757.24	183.40	940.64
-4.00	18.00	1.00	0.18	104.76	10.00	872.00	235.80	1107.80
-4.50	20.00	1.00	0.20	116.40	10.00	998.40	262.00	1260.40
-5.00	30.00	1.00	0.30	174.60	10.00	1183.00	393.00	1576.00
-5.50	14.00	1.00	0.14	81.48	10.00	1274.48	183.40	1457.88
-6.00	8.00	1.00	0.08	46.56	10.00	1331.04	104.80	1435.84
-6.50	12.00	1.00	0.12	69.84	10.00	1410.88	157.20	1568.08

Benodigde drukcapaciteit 158 ton

## E. Rekenresultaten

Deze bijlage betreft het rekenmodel in Plaxis van de langsconstructie. Naam van het model is:  
"INFR200121-B-012-201218 Maatwerk Bellevue\_rev1"

Dit bestand is meegeleverd in de oplevermap.

**F.** Review revisie 0

<b>Project</b>	VKA Stad Tiel deeltraject 3
<b>Documenten</b>	INFR200INFR200121-B-012-201016 Maatwerk Bellevue_rev0121 B-008 201009 Dijkvak 3 kistdam_rev0.p2dx
<b>Datum levering</b>	17-10-2020
<b>Datum review</b>	26-10-2020

Input	Input beschrijving	Opmerking	Onderbouwing opmerking	Reactie Iv	Reactie WSRL
Geometry	Bron	AHN3	o.b.v. maatgevende snede t.h.v. pand Bellevue		
$Y_{water}$	9,81 kN/m3	10kN/m3	Staat op 10kNm/3	Vanwege beperkte invloed, is het voorstel dit niet te wijzigen.	
Soil	- Materiaal set HS laag kar. - Materiaal set SSC (juiste POP waarden) laag kar. - Materiaal set SHASEP NGI ADP laag kar. - Indien onverankerd hoge stijfheid t.h.v. verkregen inklemming (HS)	- add 1/3 O.b.v. WSRL PVVZ - add 4 onverankerd niet van toepassing	-		
Soil layers	- Scheiding drained undrained - Onderbouwing modelering - Detailniveau grondonderzoek bodemschematisering - Detailniveau grondonderzoek groutlichaam	-add 1 Akkoord voorstel scheiding grens dijsmateriaal verkennen bij schematiseringsfactoren + eventueel effect - add 2 onderbouwd in rapportage - add 3 akkoord aandachtspunt weerstand zand lokaal i.v.m. inbrengbaarheid - add 4 akkoord			

Plate	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Type damwand:</li> <li>- Corrosie:</li> <li>- Openingspercentage:</li> <li>- EA en EI:</li> <li>- Gewicht (w)</li> <li>- f;open en 0,9 x w in controle</li> <li>- prevent punching uit</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- add 1 AZ26-700</li> <li>- add 2 zone op NAP - 5,80 t.p.v. keldervloer</li> <li>- add 3 Nog niet meegenomen betreff aandachtspunt DO</li> <li>- add 4 EA is o.b.v. reductiefactor van Wel bepaald deze is echter minder groot dan voor A (zie durability)</li> <li>- add 5 het gewicht van de plank lijkt op de ongecorrodeerde waarde te staan</li> <li>- add 6 n.v.t.</li> <li>- add 7 staat uit</li> </ul>		<p>4. Het verschil tussen deze reductiefactoren is beperkt, voorstel dit in het VO niet te verwerken.</p> <p>'5. 'Gewicht plank is conservatief op ongecorrodeerde waarde gelaten. Ter controle Plaxis neemt in de normaalkracht het eigengewicht van de plank mee.</p>	
Anchor	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Type Anker</li> <li>- Corrosie(bescherming):</li> <li>- h.o.h.:</li> <li>- EA:</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- add 1 101,6x22,2</li> <li>- add2 6,0mm</li> <li>- add3 2,8m</li> <li>- 780,2E^3</li> </ul>			
Embedded beam row	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Type</li> <li>-Diameter groutlichaam</li> <li>-Lengte groutlichaam</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- add 1 massive circular beam</li> <li>- add 2 350mm</li> <li>- add 3 10,0m</li> </ul>			
Anchor_puntveer	<ul style="list-style-type: none"> <li>- EA</li> <li>- Lspacing</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- add 1 10E^5</li> <li>- add 2 1,0m</li> </ul>			
Mesh	Fine global mesh	<ul style="list-style-type: none"> <li>- add 1 Fine global mesh</li> </ul>			
Coarseness Mesh grond t.h.v. maatgevend glijvlak	0.25	<ul style="list-style-type: none"> <li>- add 1 0,50 niet conform PPL</li> </ul>		Meshfijnheid wordt aangepast.	
Coarseness Mesh constructieve elementen	0.125	<ul style="list-style-type: none"> <li>- add 1 0,125</li> </ul>			

Flow conditions	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Situatie dagelijkse omstandigheden</li> <li>- Effect installatie damwand waterspanningen</li> <li>- Situatie WBN</li> <li>- Situatie opdrijven</li> <li>- Verloop waterspanningen over aanwezige lagen</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- add 1 conform TUN</li> <li>- add 2 geen effect gemodeleerd</li> <li>aandachtspunt EA damwand in DO</li> <li>- add 3 conform TUN</li> <li>echter lijken spanningen in de interface onjuist (te weinig waterspanning tegen de actieve zijde van de damwand, zie afbeelding hiernaast fase 4a WBN</li> <li>- add 4 Spanningen lijk op grensvlak zand deklaag groter dan 0kN/m<sup>2</sup></li> <li>- add 5 conform TUN</li> </ul>	 <p>Cartesian effective stress <math>\sigma'_{yy}</math> (scaled up 0,0100 times) (Time 40,16*10<sup>3</sup> day)</p> <p>Maximum value = 1,413 kN/m<sup>2</sup> (Element 2205 at Node 15284)</p> <p>Minimum value = -339,2 kN/m<sup>2</sup> (Element 2793 at Node 20476)</p>	<p>3. 'Besproken in overleg. Vanwege het verloop van de freatische lijn die net voor de interface naar beneden loopt, krijg je geen waterdruk op je interface. De invloed op de gehele som is beperkt. In de volgende versies wordt er gerekend met twee freatische lijnen, zodat waterspanningen juist worden weergegeven.</p> <p>4. Stijghoogte is aangepast zodat spanningen kleiner zijn dan nul.</p>	
Vergelijking D-stability uitgevoerd	Aanwezig of niet	Niet aanwezig actie DO			

<b>Project</b>	VKA Stad Tiel deeltraject 3
<b>Documenten</b>	INFR200INFR200121-B- 012-201016 Maatwerk Bellevue_rev0121 B-008 201009 Dijkvak 3 kistdam_rev0.p2dx
<b>Datum levering</b>	17-10-2020
<b>Datum review</b>	26-10-2020

Fse Model	Fase berekening	Ignore undraind behaviour Model		Reset displacemnts		Special options		Puntveer		Design approach		Beoordeling	Onderbouwing	Reactie Iv	Reactie WSRL
1a	k0 consolidation	DR	DR	Aan	Aan	0	0	-	-	-	-	Akkoord			
1b	Nulstap	DR	DR	Aan	Aan	0	0	-	-	-	-	Akkoord			
1c	Kruipfase 3650 dagen	DR	DR	Aan	Aan	0	0	-	-	-	-	Akkoord			
2a	Aanbrengen damwand + anker	DR	DR	Aan	Aan	0	0	Aan	Uit	-	-	Puntveer staat uit bij installatie			
2b	Aanbrengen ophoging	DR	DR	Aan	Aan	0	0	Aan	Aan	-	-	Akkoord			
3a	Bodemdaling 36500 dagen bepaling F zakkendegrond	DR	DR	Aan	Aan	0	0	Aan	Aan	-	-	Akkoord			
3b	Zakkende grond op ankers-> Pres stress	DR	DR	Uit	Uit	0	0	Aan	Aan	-	-	Akkoord			
4a	WBN	DR	DR	Aan	Aan	0	0	Aan	Aan	-	-	Akkoord			
4b	Switch SHANSEP	UD	UD	Uit	Uit	1	1	Uit	Uit	-	-	Akkoord			
5a	Constructieve toets	UD	UD	Uit	Uit	1	1	Aan	Aan	Aan	Aan	Akkoord			
6a	Puntveer deactiveren	UD	UD	Uit	Uit	0	0	Uit	Uit	Aan	Aan	Akkoord			
6b	Phi C	UD	UD	Uit	Uit	0	0	Uit	Uit	Aan	Aan	Akkoord			
Controle met tolerated error (0,005) mesh (very fine)	Staat uit actie DO														
Time interval bij SSC	> 0											Akkoord			
Controle NWO	NWO Verwijderd en NWO Aanwezig											NWO verwijderd gemodeleerd			
Algemeen												Geen			

<b>Project</b>	VKA Stad Tiel deeltraject 3
<b>Documenten</b>	INFR200 INFR200121-B-012-201016 Maatwerk Bellevue_rev0121 B-008 201009 Dijkvak 3 kistdam_rev0.p2dx
<b>Datum levering</b>	17-10-2020
<b>Datum review</b>	26-10-2020

Naam	Omschrijving	Waarde	Eis	Beoordeling	Onderbouwing	Reactie	Reactie
GEO-1	Geotechnische stabiliteit		1.1				
GEO-2	Snijden		n.v.t.				
STR-1	Moment+Normaalkracht		UC<1,00				
STR-1	Dwarskracht		UC<1,00				
STR-1	Knik		UC<1,00				
STR-2	Sterkte ankerstang		UC<1,00				
STR-2	Sterkte gording		UC<1,00				
SSI-1	Verticaal evenwicht		UC<1,00				
SSI-2	Overschreiden houdkracht		UC<1,00				
Vervorming	$u_{vert,kruin,SLS}$		-0.1				
Vervorming	$u_{hor,BIT-BUT,SLS}$		0.1				
Vervorming	$u_{hor,SLS}$		-0.1				
Algemeen				Eerst aanpassen opmerkingen input voordat controle ontwerp kan worden uitgevoerd			



Project	VKA Stad Tiel 5a- Maatwerk Bellevue
Documenten	INFR200121 201016 R-07 VO-rapportage langconstructie Bellevue - rev0
Datum levering	17-10-2020
Datum review	26-10-2020

Nr.	Verwijzing	Tekstdeel / passage	Opmerking OG	Reactie ON op opmerkingen OG	Reactie OG
1	2.1	Aanvullen met kenmerk eventuele kelder of insijding in dijprofiel van pand Bellevue		Vergrote versie van de tekening is opgenomen in bijlage B.	
2	3.1	Klopt het dat in de berekening rekening is gehouden met jaar 2125 voor kruinhoogte?		Klopt.	
3	tabel 3-4	Gezien het mogelijke risico op hoge consusweerstand extra controle op eventuele effecten op inbrengbaarheid en hoe deze zijn afgedekt m.b.t. de volgende fase		Is besproken in overleg. Wordt meegenomen in DO-risico reservering.	
4	Algemeen	Ter controle hebben we de bodemdalingskaarten en waarden opgenomen in de TUN?		Ja.	
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					
21					
22					
22					



Waarderweg 40  
2031 BP Haarlem  
Nederland

Pettelaarpark 10-15  
5216 PD 's-Hertogenbosch  
Nederland

Fultonbaan 30  
3439 NE Nieuwegein  
Nederland

**iv-Infra b.v.**  
Trapezium 322  
3364 DL Sliedrecht  
Nederland

Telefoon +31 88 943 3200

Trompstraat 36a  
9190 Stekene  
België

Westervoortsedijk 73  
Gebouw CB  
6827 AV Arnhem  
Nederland

Postbus 135  
3360 AC Sliedrecht  
[www.iv-infra.nl](http://www.iv-infra.nl)



# Dijkversterking Stad Tiel

Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 4C



# Dijkversterking Stad Tiel

Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 4C

Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland

Referentie: INFR200121-R08

Revisie: 2

Datum: 19 maart 2021

**Iv-Infra b.v.**

Ingenieursbureau met Passie voor Techniek



Titel document: Dijkversterking Stad Tiel

Ondertitel document: Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 4C

Referentie: INFR200121-R08

Revisie: 2

Datum: 19 maart 2021

Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland

Projectnummer opdrachtgever:

Project: INFR200121

Revisie	Status	Datum	Auteur(s)	Gecontroleerd	Goedgekeurd	Omschrijving
0	Concept	23-10-2020	N. den Adel	H.J. Wolters	H.J. Wolters	Ter bespreking met WSRL
1	Concept	18-12-2020	N. den Adel	H.J. Wolters	H.J. Wolters	Ter bespreking met WSRL
2	Definitief	19-03-2021	N. den Adel	H.J. Wolters	H.J. Wolters	Opmerkingen WSRL verwerkt

## Inhoudsopgave

<b>1</b>	<b>Inleiding</b>	<b>6</b>
1.1.	Aanleiding	6
1.2.	Doel	7
1.3.	Revisiebeheer	8
1.4.	Leeswijzer	8
1.5.	Referenties	8
<b>2</b>	<b>Uitgangspunten</b>	<b>10</b>
2.1.	Bestaande situatie	10
2.2.	Nieuwe situatie	12
2.3.	Geometrie	13
2.4.	Geotechnische uitgangspunten	14
2.4.1.	Bodemopbouw	14
2.4.2.	Bodemopbouw 4C1	15
2.4.3.	Bodemopbouw 4C3	16
2.4.4.	Stijfheid zandlagen	16
2.4.5.	Impactanalyse labonderzoek	17
2.5.	Hydraulische randvoorwaarden	17
2.6.	Omgang panden 4C1	18
2.7.	Modellering	19
<b>3</b>	<b>Ontwerpresultaten</b>	<b>21</b>
3.1.	Ontwerp verbouw bestaande langsconstructie (4C2 en 4C3)	21
3.2.	Ontwerp nieuwe langsconstructie 4C1	22
3.3.	Ontwerpkeuzes	23
3.4.	Verificatierapport	23
3.5.	Risico's	24
3.6.	Raakvlakken	25
3.7.	Veiligheid, gezondheid en milieu	25
3.7.1.	Uitvoeringsfase	25
3.7.2.	Gebruiksfase	25
3.8.	Duurzaamheid	26
3.8.1.	Materiaalkeuze en hergebruik	26
3.8.2.	Beperking uitstoot (CO <sub>2</sub> , NO <sub>2</sub> , etc.)	26
3.9.	Beheer en onderhoud	26
<b>4</b>	<b>Uitvoering</b>	<b>27</b>
4.1.	Fasering 4C2 en 4C3	27
4.2.	Fasering 4C1	27
4.3.	Installeerbaarheid damwand 4C1	27



4.3.1.	Schadevrij installeren damwand 4C1	27
4.3.2.	Trillingspredictie	28
4.3.3.	Materieel	28
4.4.	Aandachtspunten uitvoering	29
4.5.	Monitoring	29
<b>5</b>	<b>Ontwerptoetsingen</b>	<b>30</b>
5.1.	Samenvatting rekenresultaten	30
5.2.	Ontwerptoetsingen traject 4C1	31
5.2.1.	GEO-1: Stabiliteit binnenwaarts	31
5.2.2.	STR-1: Toetsing damwand/combiwand	32
5.2.3.	STR-2 en SSI-2: Sterkte en houdkracht verankering	32
5.2.4.	STR-2: Sterkte gording	33
5.2.5.	SSI-1: Lengte langsconstructie	33
5.2.6.	Vervormingen constructie en dijklichaam	35
<b>6</b>	<b>Overdracht DO-fase</b>	<b>36</b>
6.1.	Nader te detailleren	36
6.2.	Niet-beheerste risico's	37
6.3.	Openstaande raakvlakken	37
6.4.	Afgeleide eisen	38
6.5.	Risicoreservering DO-fase	38
<b>BIJLAGEN</b>		<b>39</b>
<b>A.</b>	<b>Ontwerptoetsingen 4C1</b>	<b>39</b>
A.1.	Doorsnede toetsing damwand	39
A.2.	Sterkte verankering	40
A.3.	Sterkte gording	41
A.4.	Verticaal draagvermogen	42
<b>B.</b>	<b>Ontwerptoetsingen 4C3</b>	<b>43</b>
B.1.	Doorsnede toetsing damwand	43
B.2.	Sterkte verankering	44
B.3.	Sterkte gording	45
B.4.	Verticaal draagvermogen	46
<b>C.</b>	<b>Archiefinformatie panden</b>	<b>47</b>
<b>D.</b>	<b>Stijghoogte bepaling</b>	<b>48</b>
<b>E.</b>	<b>Drukcapaciteit damwand 4C1</b>	<b>49</b>
<b>F.</b>	<b>Rekenresultaten</b>	<b>50</b>
<b>G.</b>	<b>Review revisie 0</b>	<b>51</b>

# 1 Inleiding

---

## 1.1. Aanleiding

Een groot deel van de waterkering bij Tiel is in de derde toetsronde afgekeurd. Een deel van dit traject is recent versterkt binnen het project Fluvia Tiel. De versterking van de overige waterkeringen rondom Tiel wordt op orde gebracht met de dijkversterking Stad Tiel. Deze dijkversterking is opgenomen in het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP). Een overzicht van het projectgebied is opgenomen in Figuur 1-1.

Waterschap Rivierenland (WSRL) heeft voor de waterkering binnen het projectgebied van de dijkversterking Stad Tiel een nadere veiligheidsanalyse uitgevoerd waarbij de scope is vastgelegd met inachtneming van de nieuwe norm uit de Waterwet en de laatste rekenregels uit het Ontwerpinstrumentarium 2014 (OI2014).

In 2019 heeft Tauw, met partners H+N+S en Iv-Infra, de verkenningsfase voor deze dijkversterking doorlopen. Hieruit is het voorkeursalternatief (VKA) van de versterking vastgesteld. In de huidige fase van het project wordt het VKA verder uitgewerkt tot een voorlopig ontwerp (VO), met als doel de benodigde vergunningen, zoals Projectplan Waterwet, monumentenvergunning, etc. aan te vragen.

Voorliggende rapportage betreft de VO-rapportage van de langsconstructie in deeltraject 4C. Dit deeltraject is onderverdeeld in drie delen (4C1, 4C2 en 4C3). In de verkenningsfase is als VKA voor dit deeltraject een demontabele kering vastgesteld. Hierbij wordt in 4C2 en 4C3 een bestaande damwand uitgebreid met een deksloof waarin staanders en schotten aangebracht kunnen worden. In 4C1 wordt een nieuwe damwand aangebracht. Deze damwand wordt in de buitenkruinlijn aangebracht, met functies ten aanzien van hoogte en stabiliteit binnenwaarts. De keuze voor deze oplossing is onderbouwd in [15]. Deeltraject 4C start vanaf de dijkpaal DT219 en loopt tot dijkpaal TG000. In Figuur 1-1 betreft dit de blauwe lijn (aangegeven met rode pijl).





Figuur 1-1: Bovenaanzicht projectgebied dijkversterking Stad Tiel

## 1.2. Doel

Het doel van deze ontwerprapportage is het beschrijven van het ontwerp van de langsconstructie in deeltraject 4C en het vastleggen van de gemaakte ontwerpkeuzes. Het ontwerp is uitgewerkt op het niveau van een voorlopig ontwerp (VO). In opvolging van het VO wordt nog de fase definitief ontwerp (DO) en de contractfase doorlopen. Het doel van het VO is het maken van keuzes m.b.t. principeoplossingen en het vaststellen van de hoofdconstructie onderdelen voor een representatieve doorsnede in het deeltraject, dit zijn:

- Damwandtype en planklengte (voor deel van het traject wordt gebruik gemaakt van een bestaande constructie)
- Verankeringstype en dimensies;
- Anker Gording.

De uitwerking van de demontabele kering en bijbehorende betonnen deksloof wordt in een separate rapportage uitgewerkt. Het aspect betrouwbaarheid sluiting is geen onderdeel van deze rapportage. Dit wordt uitgewerkt in een separate rapportage met de overige kunstwerken in het traject.

In de navolgende fase (DO) worden de verbindingen tussen de onderdelen en de aansluitingen op de naastgelegen deeltrajecten uitgewerkt. Ook worden in de DO fase waar nodig aanvullende rekensnedes beschouwd.

Deze rapportage behandelt uitsluitend het ontwerp van de langsconstructie. Voor het integrale ontwerp van de dijkversterking in dijktraject 4C en de beoordeling van overige faalmechanismen wordt verwezen naar [17] en [18].

### 1.3. Revisiebeheer

De huidige revisie (revisie 2) is de definitieve versie van deze rapportage.

Tabel 1-1: Revisietabel

Revisie document	Omschrijving
0	Conceptversie ter controle
1	Conceptversie, waarin opmerkingen WSRL op revisie 0 zijn verwerkt. Een overzicht van de opmerkingen en de verwerking is opgenomen in bijlage G.
2	Definitieve versie.

### 1.4. Leeswijzer

In paragraaf 1.5 worden de gebruikte documenten en normen aangegeven. Hoofdstuk 2 beschrijft de locatie specifieke uitgangspunten of uitgangspunten die afwijken van de algemene Technische Uitgangspuntennota TUN [15]. De ontwerpresultaten zijn beschreven in hoofdstuk 3. In dit hoofdstuk zijn de ontwerpkeuzes, aandachtspunten ten aanzien van veiligheid, gezondheid, milieu, duurzaamheid en beheer en onderhoud opgenomen. Uitgangspunten voor de uitvoeringsfase zijn beschreven in hoofdstuk 4. De ontwerpvoetsingen zijn opgenomen in hoofdstuk 5. Als laatste hoofdstuk 6, waarin aandachtspunten voor de volgende fases zijn beschreven.

### 1.5. Referenties

De gehanteerde referenties zijn onderstaand opgenomen.

#### *Normen en Richtlijnen*

- [1] Deltares, POV-M Publicatie Stabiliteitsverhogende langsconstructies in primaire waterkeringen, maart 2020
- [2] Deltares, POV-M Publicatie Eindige Elementen Methode, maart 2020
- [3] CUR-publicatie 166, Damwandconstructies, 6<sup>e</sup> herziene druk, 2012
- [4] Rijkswaterstaat, Afronding onderzoek vermindering corrosietoetslag damwanden, 2 december 2015
- [5] Kennisplatform Risicobenadering, KPR Factsheet werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag OI2014v4, 8 maart 2018.
- [6] SBRCURnet, Trillingsrichtlijn A: Schade aan bouwwerken, 2017
- [7] SBRCURnet, Omgevingsbeïnvloeding inbrengen en trekken van damwanden, 2017
- [8] NEN-EN 1993-5:2008/NB:2012, Nationale bijlage bij Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies - Deel 5: Palen en damwanden
- [9] EN 1997-1+C2+A1/NB, Nationale bijlage bij NEN-EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp – Deel 1: Algemene regels, 2016.
- [10] CUR-publicatie 236; Ankerpalen, november 2011

*Informatie waterschap Rivierenland*

- [11] Waterschap Rivierenland, Peilbesluit Alblasserwaard, 13 juli 2018
- [12] Waterschap Rivierenland, Geotechnische parameterset 18 mei 2020
- [13] Waterschap Rivierenland, Dijkversterking: Veiligheid tijdens de uitvoering en werken in het gesloten seizoen, 19 augustus 2014.

*Overige referenties*

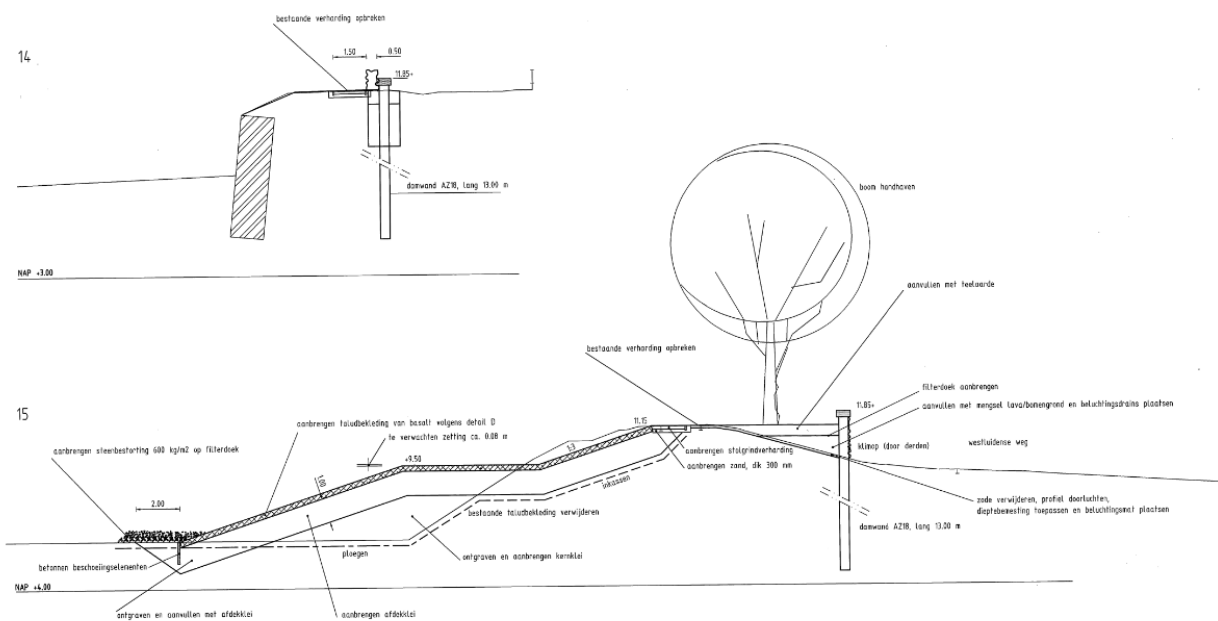
- [14] Tauw, Dijkversterking Stad Tiel, Technische Achtergrondrapportage verkenningfase, 27 februari 2020
- [15] Tauw, Nota voorkeursvariant (Nota VKV) Dijkversterking Stad Tiel, kenmerk R005-1274666DGL, 19 maart 2021
- [16] Tauw, Technische uitgangspuntennotitie VO-fase, kenmerk R007-1274666NPL, 19 maart 2021
- [17] Tauw, Dijkversterking Stad Tiel: Ontwerpnota VO, kenmerk R006-1274666DGL, 19 maart 2021
- [18] Tauw, Technische achtergrondrapportage Waterveiligheid VO-fase, kenmerk R008-1274666NPL, 19 maart 2021
- [19] Tauw, 1274666-TE-CIV-VO-00-SIT-0010 blad 1 t/m 8, status definitief, 5 februari 2021
- [20] Tauw, Integrale veiligheidsanalyse Stad Tiel, samenvatting, actualisatie en aanscherping, 27-02-2020
- [21] Sterk, <https://www.sterk.eu/nl/materieel/drukstellingen/> geraadpleegd op 01-10-2020 ArcelorMittal Sheet Piling, Durability 3.5.2, juli 2017.
- [22] Iv-Infra b.v., Dijkversterking Stad Tiel, Geotechnisch Lengteprofiel tekeningnr 601, versie 01, 08-01-2021
- [23] Iv-Infra b.v., VO\_rapportage coupures en deksloof 4C, INFR200121 R-11, revisie 1, 19-03-2021
- [24] MOS grondmechanica, Resultaten grondonderzoek en labonderzoek project "Dijkversterking deeltraject stad Tiel", Definitieve rapportage, R1701863-06, 13 december 2017
- [25] Wiertsema en partners, Geotechnisch onderzoek 2020 (concept).
- [26] Heidemij advies, Hoogwaterkering Tiel stadswallen, besteknummer 95.01, augustus 1995

## 2 Uitgangspunten

De uitgangspunten voor het ontwerpen van de langsconstructies zijn opgenomen in [15]. In dit hoofdstuk zijn alleen de afwijkingen, aanvullingen of locatie specifieke uitgangspunten beschreven.

### 2.1. Bestaande situatie

De dijk ter plaatse van deeltraject 4C is een kleidijk. De kern van de dijk is opgebouwd uit klei. In deeltraject 4C1 is het buitentalud voorzien van basalt bekleding. Het buitentalud in 4C2 en 4C3 bestaat uit een gemetselde muur die begroeid is met wilde wingerd. In deeltraject 4C1 en 4C2 is bebouwing op korte afstand van de binnenkruinlijn aanwezig. In deeltraject 4C2 en 4C3 is in de binnenkruinlijn een bestaande damwand constructie aanwezig, zie Figuur 2-1. In 4C1 is geen constructie aanwezig. Over de kruin van de dijk loopt een wandelpad. Een bovenaanzicht van het vak is weergegeven in Figuur 2-3. Hierin is de splitsing in trajecten 4C1, 4C2 en 4C3 aangegeven.

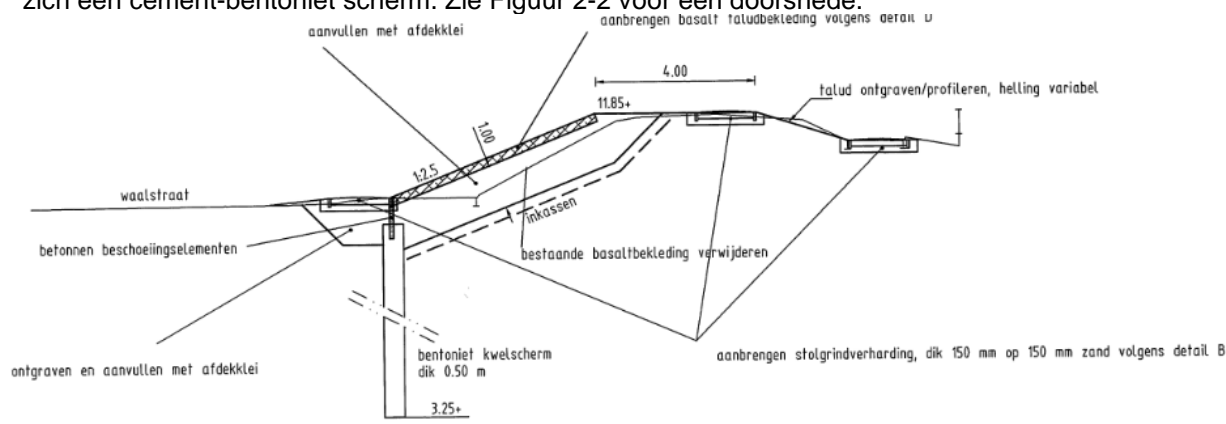


Figuur 2-1: Doorsnede bestaande langsconstructie in traject 4C2 (linksboven) en 4C3 (onderin) [26]

De volgende aandachtspunten gelden voor de bestaande situatie:

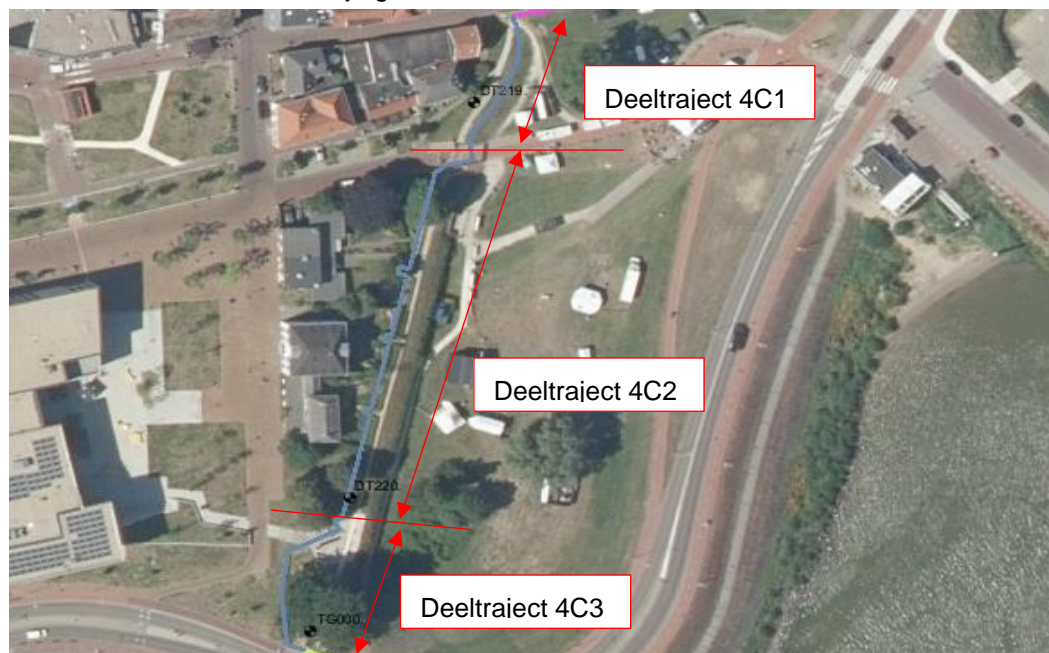
- Net naast DT219 bevindt zich de coupure Waalstraat. Deze coupure is de overgang tussen traject 4C1 en 4C2. De bestaande damwand in 4C2 sluit aan op deze coupure. De nieuwe damwand in traject 4C1 dient aan te sluiten op deze coupure.
- Op ca. 15 m naast de coupure Waalstraat bevindt zich een oorlogsmonument in het buitentalud van de kering. Een eis is dat dit monument niet mag beschadigen tijdens de uitvoering.

- Het buitentalud van deeltraject 4C1 is bekleed met basalt. In de buitenteen van deeltraject 4C1 bevindt zich een cement-bentoniet scherm. Zie Figuur 2-2 voor een doorsnede.



Figuur 2-2: Doorsnede deeltraject 4C1 [26]

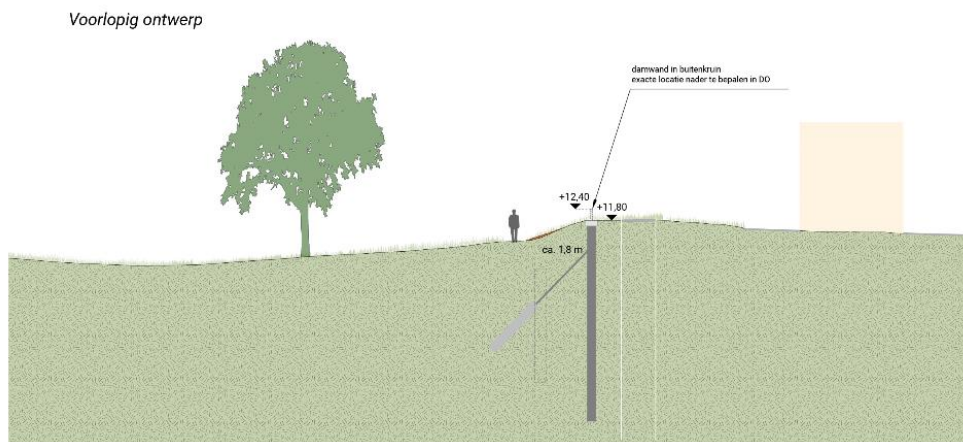
- Op de kruin in deeltraject 4C3 staat een monumentale beuk. Deze boom dient behouden te blijven. De damwandconstructie is hier tijdens de vorige dijkversterking omheen gezet.
- Het dijklichaam bevindt zich in het voormalige tracé van de stadsmuur. Er geldt een verhoogd risico op obstakels in de ondergrond.
- De volgende kabels en leidingen zijn aanwezig:
  - Bij de overgang van deeltraject 4C1 naar de Tolhuiswal is een datakabel aanwezig.
  - Direct naast de coupure Waalstraat (in deeltraject 4C2) kruist een drietal middenspanningskabels en een laagspanningskabel. In de bestaande damwand is een sparing aangebracht waar deze kabels doorheen zijn gevoerd.



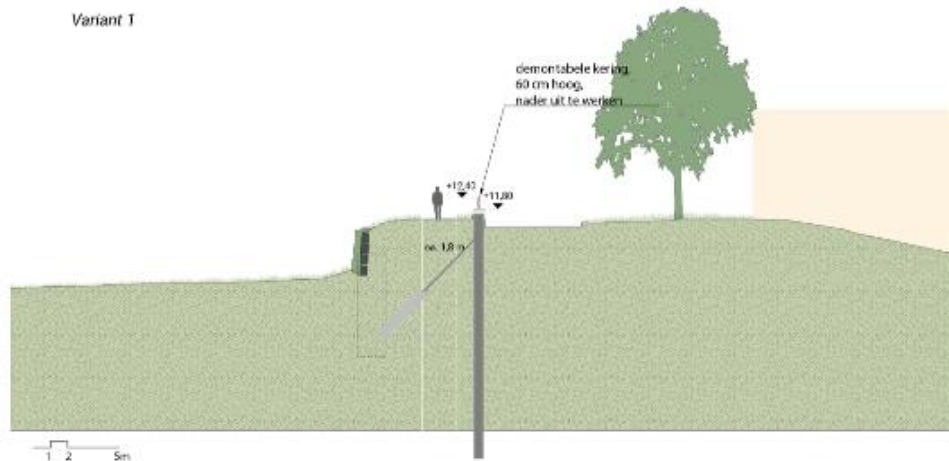
Figuur 2-3: Bovenaanzicht deeltraject 4C

## 2.2. Nieuwe situatie

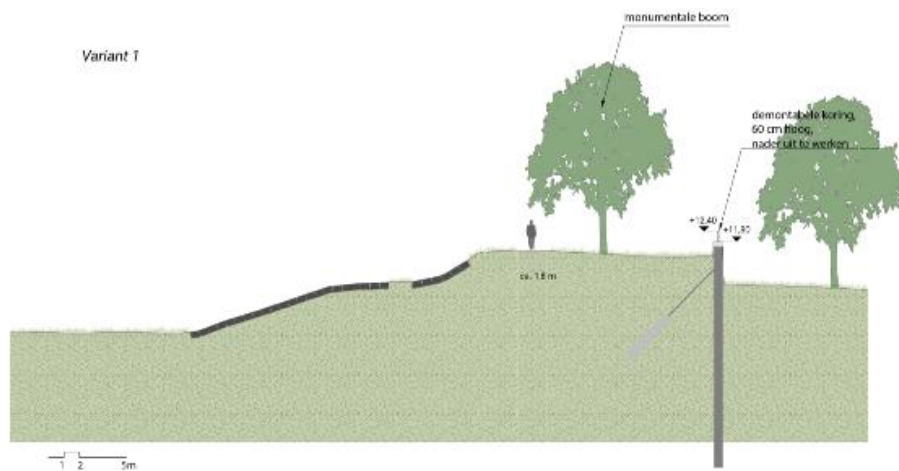
In de nieuwe situatie bestaat de waterkering in deeltraject 4C uit een demontabele kering. Hiertoe wordt in deeltraject 4C1 een nieuwe verankerde damwand aangebracht. Deze damwand wordt aan de bovenzijde voorzien van een betonnen deksloof. In deze deksloof zijn voorzieningen aanwezig voor het aanbrengen van schotten en staanders. Daarnaast wordt de aanwezige basalt bekleding vervangen voor een grasbekleding, mogelijk wordt hiervoor ook het aanwezige talud verflauwd. In deeltraject 4C2 en 4C3 wordt de bestaande langconstructie uitgebreid. In de huidige deksloof worden voorzieningen aangebracht voor de schotten en staanders. Daarnaast worden er schroefinjectieankers aangebracht. Doorsnedes van de nieuwe situatie zijn weergegeven in Figuur 2-4, Figuur 2-5 en Figuur 2-6.



Figuur 2-4: Doorsnede nieuwe situatie deeltraject 4C1



Figuur 2-5: Doorsnede nieuwe situatie deeltraject 4C2

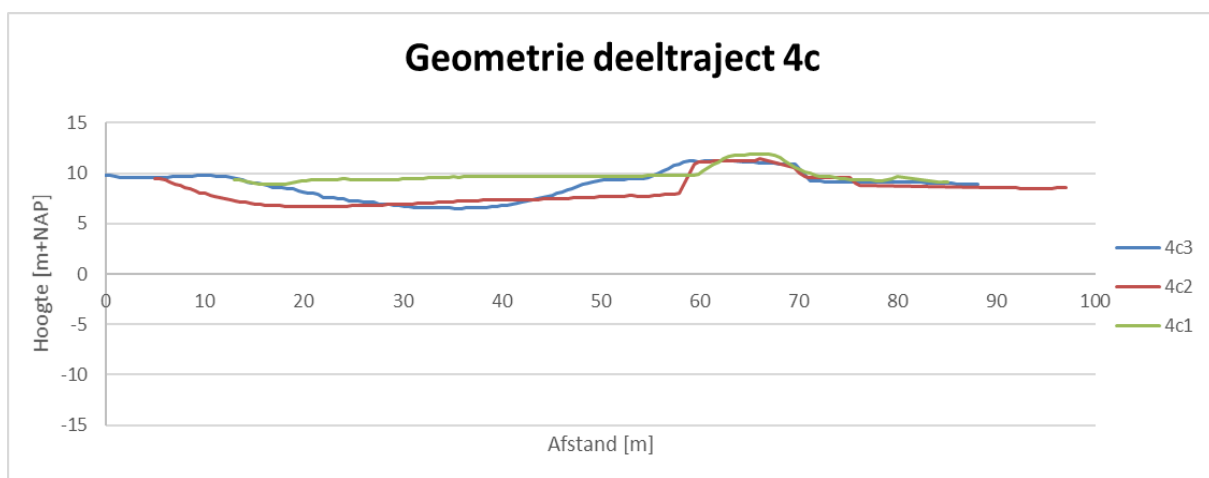


Figuur 2-6: Doorsnede nieuwe situatie deeltraject 4C3

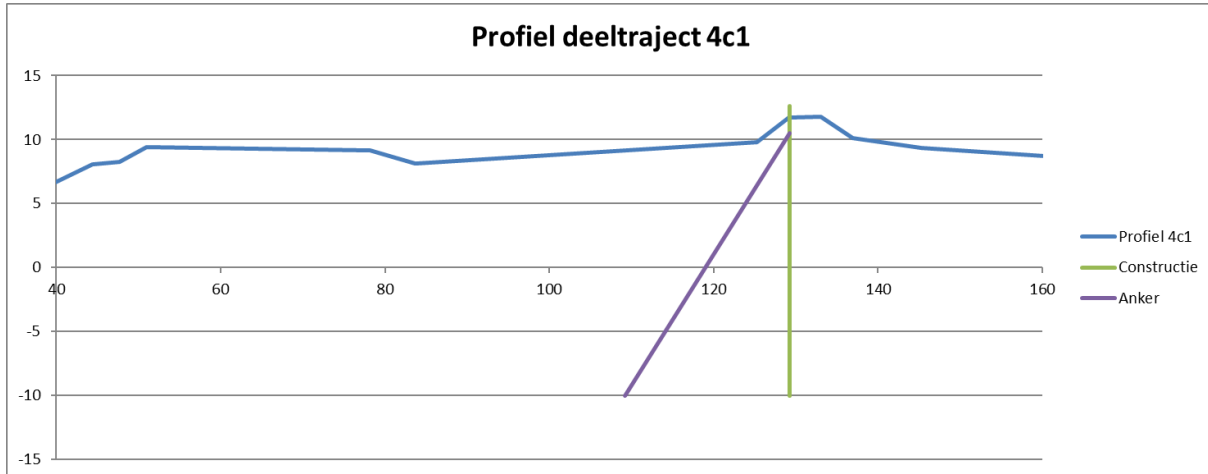
### 2.3. Geometrie

De kruinhoogtes en niveaus van het achterland zijn vergelijkbaar in deeltraject 4C. De kruinhoogte bedraagt ca. NAP+11,0 m en het achterland ligt op ca. NAP+8,80 tot NAP+9,00 m. In deeltraject 4C1 ligt de kruin hoger, ca. NAP+11,8 m. Een kenmerkend verschil is dat in de huidige situatie in deeltraject 4C3 de bestaande damwand een hoogte van ca. 2 m keert. In deeltraject 4C2 is er geen kerende hoogte. In dit deeltraject is echter wel bebouwing dicht achter de damwand aanwezig. Deze bebouwing dient beschouwd te worden als een niet-waterkerend-object (NWO) en mag geen invloed hebben op de stabiliteit van de kering. Rekenkundig wordt daarom uitgegaan van een 'bezweken pand'. In deze situatie zijn de verschillen qua geometrie tussen 4C2 en 4C3 beperkt.

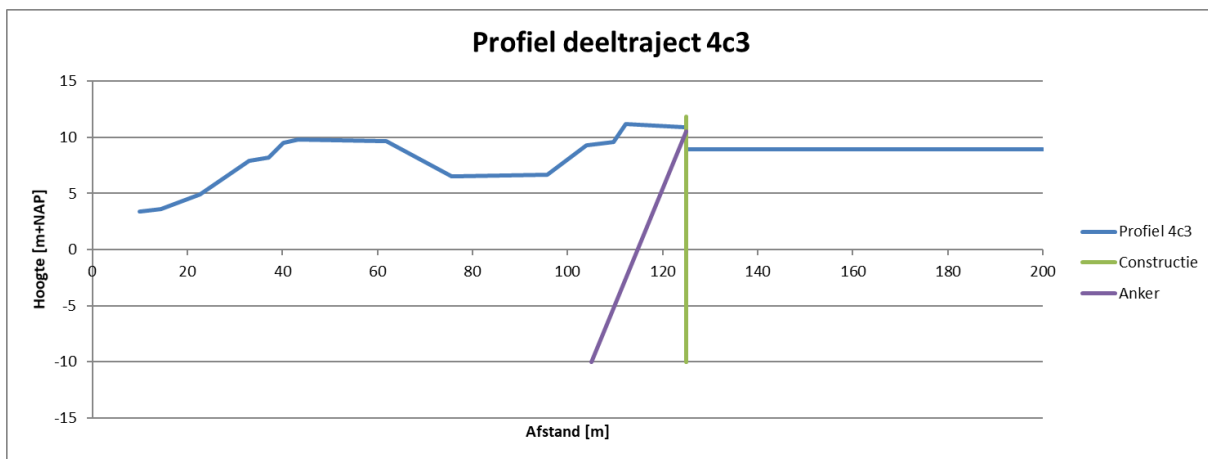
In Figuur 2-7 is voor ieder deeltraject een profiel weergegeven. Omdat het verschil tussen 4C2 en 4C3 minimaal is (vanwege de modellering van de NWO's), is in het VO gerekend met één snede ter plaatse van deeltraject 4C3. Daarnaast is een snede berekend in deeltraject 4C1. De berekende snedes zijn weergegeven in Figuur 2-8 en Figuur 2-9.



Figuur 2-7: Dijkprofiel 4C3



Figuur 2-8: Profiel deeltraject 4C1



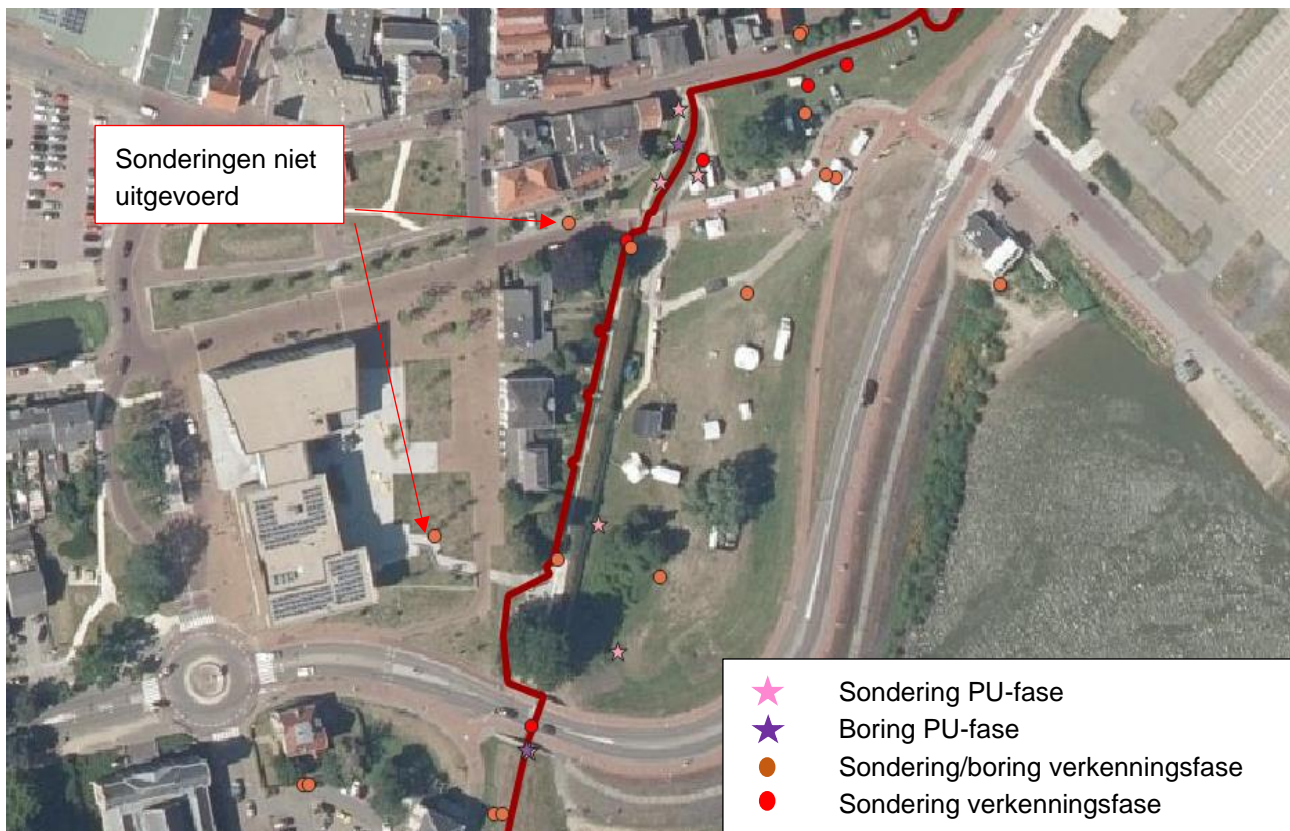
Figuur 2-9: Profiel deeltraject 4C3

## 2.4. Geotechnische uitgangspunten

### 2.4.1. Bodemopbouw

De representatieve bodemopbouw in het deeltraject bestaat uit kleilig dijksmateriaal tot ca. NAP+4,00 m. Daaronder is er afwisselend siltige tot humeuze klei aanwezig. In deeltraject 4C1 is een tussenzandlaag aanwezig (niveau ca. NAP+2,0 en NAP+0,5 m). Vanaf een niveau van ca. NAP-1,00 m wordt het pleistocene zand aangetroffen. De bodemopbouw is bepaald op basis van [24] en [25], de beschikbare onderzoekspunten zijn opgenomen in Figuur 2-10. Er is een bodemopbouw vastgesteld in deeltraject 4C1 (voor het ontwerp van de nieuwe constructie) en in deeltraject 4C3 (bestaande constructie).





Figuur 2-10: Grondonderzoekspunten deeltraject 4C

#### 2.4.2. Bodemopbouw 4C1

De aangehouden grondopbouw is weergegeven in Tabel 2-1. Er is uitgegaan van de volgende sonderingen en boringen:

- Kruiin: 75629\_DKMP035\_(DT219.+002\_DKMP2\_BIK) (sondering) & 75629\_DT218.+098\_B\_BIK (boring)
- Achterland: Geen onderzoek beschikbaar bodemopbouw uit kruiin overgenomen, met toplaag klei-siltig 16-17,5 kN/m<sup>3</sup>
- Voorland: 75629\_DKMP034\_(DT218.+102\_DKMP2\_BUT)

Tabel 2-1: Gehanteerde grondopbouw DT4C1

Grondopbouw kruiin		Grondopbouw achterland	
B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort	B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort
Maaiveld	Dijksmateriaal	Maaiveld	Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>
6,5	Zand, holoceen	6,5	Zand, holoceen
5,5	Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>	5,5	Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>
2,0	Zand, holoceen	2,0	Zand, holoceen
0,5	Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>	0,5	Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>
-1,5	Zand, pleistoceen	-1,5	Zand, pleistoceen

Grondopbouw voorland	
B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort
Maaiveld	Dijksmateriaal
6,5	Zand, holoceen
5,0	Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>
2,5	Zand, holoceen
1,0	Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>
-1,0	Zand, pleistoceen

### 2.4.3. Bodemopbouw 4C3

De aangehouden grondopbouw is weergegeven in Tabel 2-1. Er is uitgegaan van de volgende sonderingen en boringen:

- Kruin: DT220.+002\_DKMP\_KR
- Achterland: Geen onderzoek beschikbaar, bodemopbouw uit kruin overgenomen, met toplaag klei-siltig 16-17,5 kN/m<sup>3</sup>
- Voorland: DT220.+001\_DKMP\_BUT

Tabel 2-2: Gehanteerde grondopbouw DT4C3

Grondopbouw kruin		Grondopbouw achterland	
B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort	B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort
Maaiveld	Dijksmateriaal	Maaiveld	Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>
6,0	Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>	3,5	Klei siltig humeus 14-16 kN/m <sup>3</sup>
3,5	Klei siltig humeus 14-16 kN/m <sup>3</sup>	-1,0	Zand, pleistoceen
-1,0	Zand, pleistoceen		
Grondopbouw voorland			
B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort		
Maaiveld	Zand, holoceen		
3,0	Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>		
2,0	Zand, pleistoceen		

### 2.4.4. Stijfheid zandlagen

In de TUN [15] is opgenomen dat de stijfheidswaarden van de zandlagen afgeleid worden op basis van de lokaal gemeten conusweerstand. Er is uitgegaan van de volgende gemeten conusweerstand:

- 4C1: zand holoceen NAP+6,50 tot NAP+5,50 : **12 MPa** 75629\_DKMP034\_(DT218.+102\_DKMP2\_BUT)
- 4C1: zand holoceen NAP+2,00 tot NAP+0,50 : **10 MPa** 75629\_DKMP035\_(DT219.+002\_DKMP2\_BIK)
- 4C1: zand pleistoceen vanaf NAP-1,00 m : **12 MPa** 75629\_DKMP034\_(DT218.+102\_DKMP2\_BUT)
- 4C3 zand holoceen (buitentalud) : **5 MPa** DT220.+001\_DKMP\_BUT
- 4C3 zand pleistoceen : **20 MPa** DT220.+002\_DKMP\_KR

Voor verankerde langsconstructies wordt gerekend met alleen de lage karakteristieke stijfheid. De volgende stijfheidsparameters zijn bepaald:

Tabel 2-3: Gehanteerde stijfheidsparameters zandlagen

Laag	$Q_c$ gemiddeld	$E_{oed;gem}$	$E_{oed;kar;laag}$	$E_{50}$	$E_{oed}$	$E_{ur}$
4C1: zand holoceen NAP+6,50 tot NAP+5,50	12	44	29	29	29	87
4C1: zand holoceen NAP+2,00 tot NAP+0,50	10	40	26	26	26	78
4C1: zand pleistoceen vanaf NAP-1,00 m	12	44	29	29	29	87
4C3 zand holoceen (buitentalud)	5	20	13	13	13	39
4C3 zand pleistoceen	20	60	40	40	40	120

#### 2.4.5. Impactanalyse labonderzoek

In het geotechnisch onderzoek [25] is labonderzoek uitgevoerd. De resultaten van dit onderzoek zijn beschikbaar gekomen gedurende het opstellen van het VO. Er is gekozen om deze resultaten nog niet direct te verwerken in het VO, maar wel de invloed op het VO te onderzoeken. In het DO worden de resultaten van het labonderzoek verwerkt in het ontwerp. Voor deeltraject 4C1 zijn bij de boring 75629\_MB108\_BOV\_DT218.+098\_B\_BIK monsters genomen waarvan de volumieke gewichten in het lab zijn bepaald. Op basis van het labonderzoek is er de enige afwijking t.o.v. de huidige schematisatie een organische laag tussen NAP-0,00 m en NAP-0,60 m. Hier is een (nat) volumiek gewicht van 13 kN/m<sup>3</sup> bepaald, de overige kleilagen hebben een (nat) gewicht tussen de 16 en 17 kN/m<sup>3</sup>. Het modelleren van deze laag zal een negatieve invloed hebben op het ontwerp. Omdat het een relatief dunne laag betreft is de impact naar verwachting niet significant.

In de deeltrajecten 4C2 en 4C3 is geen labonderzoek uitgevoerd en is er geen impact op het ontwerp.

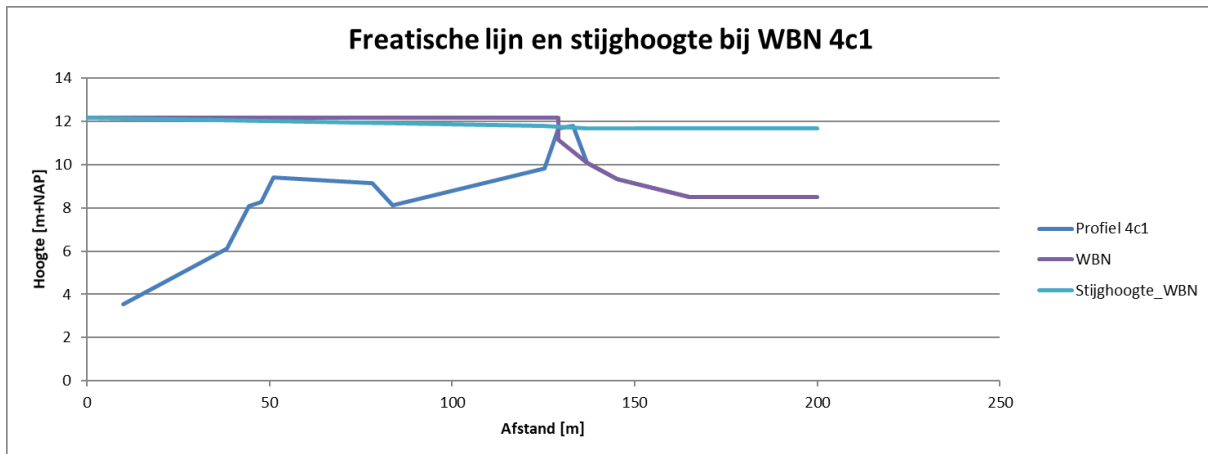
#### 2.5. Hydraulische randvoorwaarden

De volgende hydraulische randvoorwaarden zijn van toepassing voor deeltraject 4C:

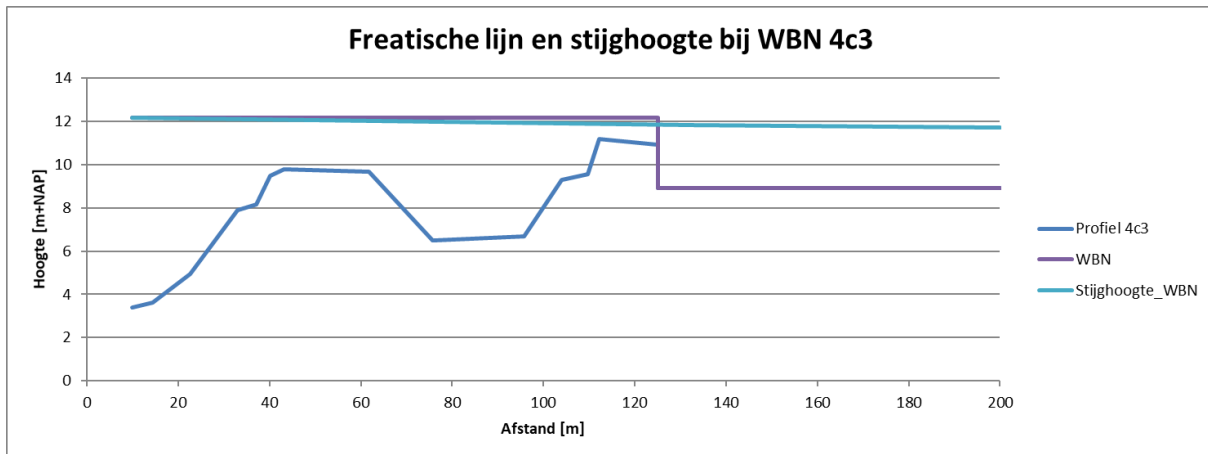
- WBN NAP+12,16 m (zichtjaar 2125)
- WBN overslag NAP+12,16 m (zichtjaar 2125)
- Dagelijkse waterstand NAP+4,70 m
- HBN 2075 NAP+12,37 m
- HBN 2125 NAP+12,63 m

De modellering van de freatische lijn en stijghoogte is conform de TUN [15]. De modellering voor deeltraject 4C1 is weergegeven in Figuur 2-7 en voor 4C3 in Figuur 2-12.

Specifiek voor het traject 4C1 geldt dat in het bepalen van de stijghoogte is uitgegaan dat de stijghoogte volledig indringt tot in de zandige laag tussen NAP+2,5 m en NAP+1,0 m. De bepaling van de stijghoogte is opgenomen in bijlage D. Voor wat betreft de zandlaag tussen NAP+6,5 m en NAP+5,5 m is het aannemelijk dat dit de funderingslaag is van de oorspronkelijke stadsmuur. Deze laag is lokaal aanwezig en daarom wordt verondersteld dat deze laag niet in verbinding staat met de diepere zandlagen.



Figuur 2-11: Waterstanden bij WBN 4C1



Figuur 2-12: Waterstanden bij WBN 4C3

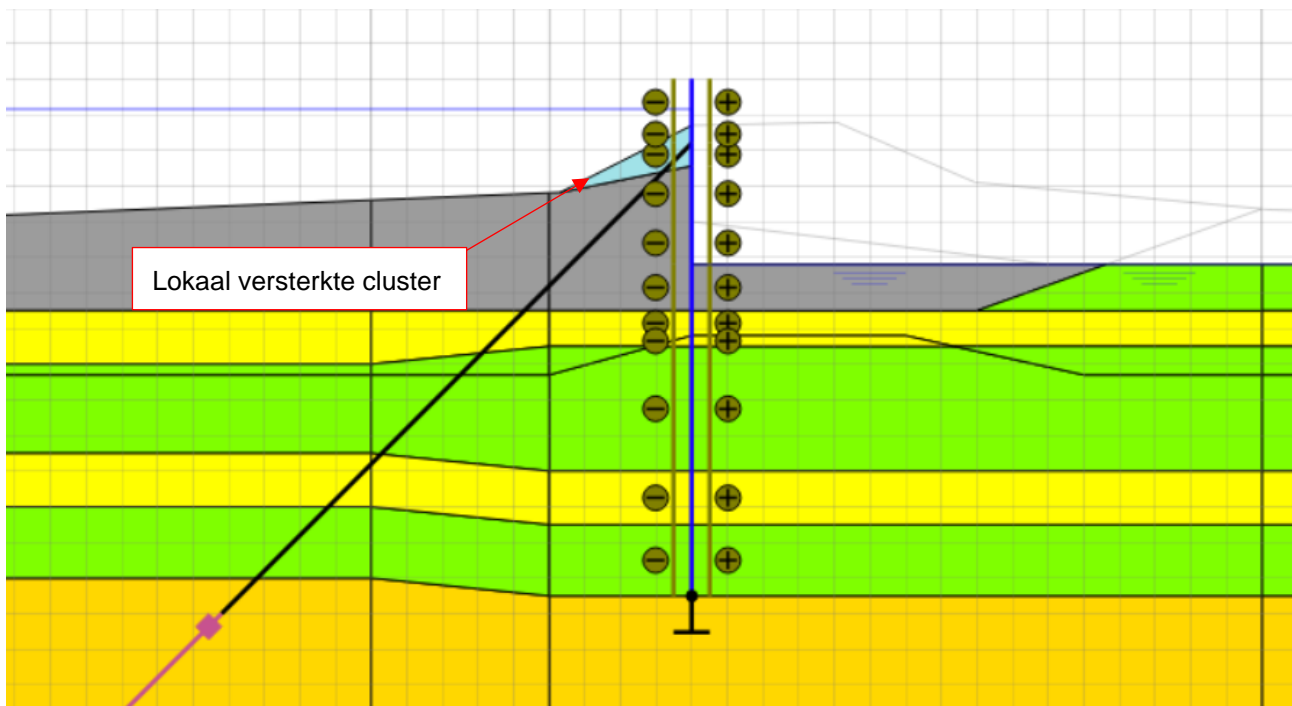
## 2.6. Omgang panden 4C1

De woningen direct achter het deeltraject 4C1 worden gezien als een NWO. Het bezwijken of verwijderen van de woningen mag geen invloed hebben op de stabiliteit van de waterkering. De aanwezige woningen in het traject zijn:

- Tolhuiswal 2
- Waalstraat 3
- Waalstraat 5

Van deze panden is geen gedetailleerde archiefinformatie beschikbaar over de fundering of eventueel aanwezige kelders. De beschikbare tekeningen zijn opgenomen in bijlage C. Het is echter wel aannemelijk dat de onderste bouwlaag van de woningen gelijk is aan het maaiveldniveau van het achterland. De woningen in het traject 4C2 zijn op staal gefundeerd. Het is daarmee ook aannemelijk dat de hierboven benoemde woningen ook op staal gefundeerd zijn. Deze fundering zal vorstvrij onder maaiveld aangebracht zijn. Als uitgangspunt wordt voor de woningen in 4C1 aangehouden dat het funderingsniveau 100 cm onder het maaiveld achterland bevindt, het aangehouden funderingsniveau bedraagt NAP+7,80 m. In de

modellering is uitgegaan van een horizontaal maaiveld op het niveau van de onderzijde van de fundering van de panden, zie Figuur 2-9. De freatische lijn is zowel in de situatie met beperkt overslag als significant overslag verlaagd tot dit niveau. In eerste instantie is er een restprofiel gemodelleerd tussen damwand en onderzijde fundering. In het restprofiel ontstaat echter niet kritische instabiliteit, daarom is er gerekend met een horizontaal maaiveld. De 70% sterkte reductie is in deze zone niet toegepast, omdat er geen sprake is van een geotechnisch bezwijkvlak in het binnentalud, maar het bezwijken van het pand. In de toetsing STBI i.c.m. significante overslag is geen erosiekuil gemodelleerd. Het gelijktijdig optreden van zowel het bezwijken van het pand en een erosiekuil is zeer onwaarschijnlijk.



Figuur 2-13: Modelling panden 4C1

## 2.7. Modelling

De volgende aanvullende modelleringskeuzes zijn gemaakt t.o.v. de TUN [15]:

- Het rekenkundig aangrijpniveau van de verankering betreft het niveau tussen het hart van de gording en het hart van het werkelijke aangrijpniveau van het anker in de damwand.
- In het buitentalud van 4C1 is een cluster lokaal versterkt om instabiliteit in deze zone te voorkomen. Omdat dit cluster zich aan de buitenzijde van de damwand bevindt heeft deze aanpassing geen invloed op de toetsingen van de binnenwaartse stabiliteit. Het versterkte cluster is aangegeven in Figuur 2-13.
- De schadefactor voor de toetsing op significant overslag is onderstaand bepaald:

- Faalkanseis voor macro-instabiliteit gegeven significante overslag:

$$P_{T,eis,LC,q} = P_{eis,i;LC} / P(q \geq 1l/m/s) = \frac{1}{23.965.500} / \frac{1}{63.945} = \frac{1}{374}$$

- Bijbehorende betrouwbaarheidsindex:

$$\beta_{T,eis,LC,q} = -\Phi^{-1}(P_{T,eis,LC,q}) = 2,79$$

- De bijbehorende schadefactor is:

$$\gamma_{T,n;LC,q} = 0,15 \cdot \beta_{T,eis,LC,q} + 0,41 = 0,83$$

Omdat het product van de schadefactor (0,83) met de modelfactor (1,06) kleiner is dan 1,00, is uitgegaan van een partiele factor van 1,00 voor de toetsing significante overslag.

- Er is geen verkeersbelasting in rekening gebracht omdat de kruin niet toegankelijk is voor verkeer en tijdens WBN-situatie onderwater staat.
- Voor de bestaande constructie in 4C2 en 4C3 is rekening gehouden met een totaal van 129 jaar corrosie. (realisatie: 1996, zichtjaarversterking is 2125, totale levensduur 129 jaar)  
De afname bedraagt:  
Boven de dagelijkse grondwaterstand: 5,70 mm (totaal)  
Onder de dagelijkse grondwaterstand: 3,10 mm (totaal)
- In [26] is opgenomen dat in 4C3 achter de damwand is aangevuld met een combinatie van bomengrond en lavasteen. Dit mengsel is naar verwachting lichter dan het nu gemodelleerde dijksmateriaal direct achter de damwand. De positieve bijdrage van dit lichtere ophoogmateriaal is niet meegenomen.
- De damwand is gemodelleerd tot aan het HBN voor het zichtjaar 2125. In werkelijkheid is het bovenste deel een demontabele kering. De modellering is op deze wijze gekozen om de invloed van de hoogwater belasting op de damwand in rekening te brengen.
- In het VO is nog geen rekening gehouden met eventuele belasting vanuit de monumentale beuk in 4C3.
- Er is geen golfbelasting op de langsconstructie gemodelleerd.

## 3 Ontwerpresultaten

### 3.1. Ontwerp verbouw bestaande langsconstructie (4C2 en 4C3)

De langsconstructie in het gehele deeltraject 4C zal op hoofdlijnen bestaan uit een damwand met daarboven een betonnen deksloof met demontabele kering. De damwand verzorgt de binnenwaartse stabiliteit. De demontabele kering verzorgt de hoogte. In het gedeelte 4C1 dient er nog een damwand aangebracht te worden, in 4C2 en 4C3 kan gebruik worden gemaakt van een bestaande damwandconstructie. Op de bestaande damwandconstructie is reeds een deksloof aanwezig, deze wordt in principe gehandhaafd [23]. In de betonnen deksloof worden voorziening aangebracht voor schotten en staanders om een demontabele kering te kunnen opbouwen. DPS2000 wordt toegepast als sluitingsmateriaal. In de DO fase moet nog door de leverancier van het systeem bevestigd worden dat het systeem inpasbaar is in de bestaande deksloof, zie [23]. Daarnaast wordt er verankering aangebracht. Deze verankering is noodzakelijk om de langsconstructie te stabiliseren vanwege de kerende hoogte in 4C3 en vanwege de aanwezige bebouwing in 4C2<sup>1</sup>. De eigenschappen van de bestaande langsconstructie zijn opgenomen in Tabel 3-1. De eigenschappen van de nieuwe verankering en gording zijn opgenomen in Tabel 3-2 en Tabel 3-3.

In het ontwerp van de langsconstructie is rekening gehouden met toekomstige uitbreidingen. Voor de controle op sterkte en stabiliteit is rekening gehouden met de randvoorwaarden voor het zichtjaar 2125. De schotten en staanders kunnen uitgebreid worden tot minimaal de vereiste hoogte voor het zichtjaar 2125 (=NAP+12,63 m). Het uitgangspunt is dat het omliggende maaiveld op het huidige niveau blijft.

Het voorlopig ontwerp van de langsconstructie is opgenomen op de tekeningen met referentie: [19].

Tabel 3-1: Eigenschappen bestaande damwand [26]

Damwand	
Type	AZ18
Staalkwaliteit	S 320 GP
Niveau bovenkant demontabele kering	NAP+12,63 m
Niveau teen damwand	NAP-1,45 m
Planklengte	ca. 13 m

Tabel 3-2: Eigenschappen verankering (ongecorrodeerd) 4C3

Verankering	
Ankerstang (buitendiameter x wanddikte)	76,1 mm x 17,5
Hart-op-Hart afstand	2,80 m
Aangrijpniveau verankering	NAP+9,45 m
Staalkwaliteit	E-470
Ankerhoek (met horizontaal)	45 graden
Totale ankerlengte (incl. groutlichaam)	ca. 24 m
Niveau bovenkant groutlichaam	NAP-2,00 m

<sup>1</sup> In het DO wordt nader onderzocht of het gehele traject 4C2 verankerd dient te worden of dat dit beperkt kan blijven tot alleen de zones waar er bebouwing achter de damwand aanwezig is.

<b>Diameter groutlichaam</b>	300 mm
<b>Lengte groutlichaam</b>	8,00 m

Tabel 3-3: Eigenschappen toegepast gordingprofiel

<b>Gording</b>	
<b>Type</b>	HE 240 B
<b>Niveau hart gording</b>	NAP+9,75 m
<b>Staalkwaliteit</b>	S355

### 3.2. Ontwerp nieuwe langsconstructie 4C1

In traject 4C1 wordt hetzelfde constructieprincipe toegepast. Een verankerde damwand met daarboven een demontabele kering. In dit traject is echter geen bestaande constructie aanwezig die gebruikt kan worden. De aan te brengen constructie in dit vak bestaat uit een AZ24-700 damwand profiel. De damwand wordt aangebracht in de buitenkruinlijn. Iedere 2,80 m wordt de damwand verankerd door schroefinjectieankers. Om de belasting vanuit de damwand gelijkmatig over de verankering te verdelen wordt een gording HE 280 B toegepast. De eigenschappen van de nieuw aan te brengen damwand, verankering en gording zijn opgenomen in Tabel 3-4, Tabel 3-5 en Tabel 3-6.

In het ontwerp van de langsconstructie is rekening gehouden met toekomstige uitbreidingen. Voor de controle op sterkte en stabiliteit is rekening gehouden met de randvoorwaarden voor het zichtjaar 2125. De schotten en staanders kunnen uitgebreid worden tot minimaal de vereiste hoogte voor het zichtjaar 2125 (=NAP+12,63 m). Het uitgangspunt is dat het omliggende maaiveld op het huidige niveau blijft.

Voor dit deeltraject is ook een variant met een onverankerde damwand onderzocht. Bij een onverankerde damwand is echter een aanzienlijk langere en zwaardere damwand noodzakelijk. Een dergelijke damwand zal moeilijker te installeren zijn in deze trillingsgevoelige omgeving met kwetsbare bebouwing en verdient daarom niet de voorkeur. De keuze voor een verankerde damwand zorgt er voor dat de damwand korter kan worden uitgevoerd. Hierbij geldt wel dat er afgeweken is van de wens om de damwand 2,0 m in het pleistocene zand aan te brengen. Voor de stabiliteit van de constructie is het voldoende om de damwand tot bovenkant van het pleistocene pakket aan te brengen. De damwand is hierbij ook zettingsvrij. Omdat de damwand hierdoor korter uitgevoerd kan worden, is de kans groter dat de damwand trillingsvrij (drukkend) geïnstalleerd kan worden.

Het voorlopig ontwerp van de langsconstructie is opgenomen op de tekeningen met referentie: [19].

Tabel 3-4: Eigenschappen nieuwe damwand

<b>Damwand</b>	
<b>Type</b>	AZ24-700
<b>Staalkwaliteit</b>	S355 GP
<b>Niveau bovenkant damwand</b>	ca. NAP+11,7 m (variabel)*
<b>Niveau teen damwand</b>	NAP-1,50 m
<b>Planklengte</b>	ca. 13 m

\* Bovenkant damwand is een variabel niveau, de bovenzijde van de deksloof dient gelijk te zijn met het huidige maaiveld.



Tabel 3-5: Eigenschappen verankering (ongecorrodeerd) 4C1

Verankering	
Ankerstang (buitendiameter x wanddikte)	82,5 mm x 17,5
Hart-op-Hart afstand	2,80 m
Aangrijpniveau verankering	NAP+11,05 m
Staalkwaliteit	E-470
Ankerhoek (met horizontaal)	45 graden
Totale ankerlengte (incl. groutlichaam)	ca. 29 m
Niveau bovenkant groutlichaam	NAP-2,00 m
Diameter groutlichaam	350 mm
Lengte groutlichaam	10,00 m

Tabel 3-6: Eigenschappen toegepast gordingprofiel

Gording	
Type	HE 280 B
Niveau hart gording	NAP+11,35 m
Staalkwaliteit	S355

### 3.3. Ontwerpkeuzes

In het VO zijn de volgende keuzes gemaakt:

- In het ontwerp is uitgegaan van het drukkend trillend installeren van de damwand.
- De bovenzijde van de damwand wordt afgewerkt met een betonnen deksloof. In de betonnen deksloof worden voorzieningen aangebracht voor een demontabele kering. het niveau van de bovenzijde van de deksloof is nog nader te bepalen.
- Om beïnvloeding van de dagelijkse geohydrologische situatie te voorkomen wordt de nieuwe damwand waterdoorlatend gemaakt op het niveau van de dagelijkse freatische lijn. Het detail hiervoor wordt in het DO uitgewerkt.
- Er is gekozen om de nieuwe damwandconstructie in 4C1 in de buitenkruinlijn aan te brengen. Hierbij wordt er zoveel mogelijk afstand tot de panden gehouden.
- Om kwel langs de ankerbuis te voorkomen, wordt het groutlichaam aangebracht tot 1,0 m in de holocene lagen.
- Om de invloed van bodemdaling op de ankerbuizen zoveel mogelijk te beperken, worden de ankerkoppen scharnierend aan de damwand bevestigd. Het detail voor deze bevestiging is nader uit te werken. Daarnaast dient er in het detail waar de ankerbuis door de damwand wordt gevoerd, voldoende bewegingsruimte zijn voor de ankerbuis.
- Om de verticale kracht in de damwandconstructie te verspreiden over de damwandplanken worden alle niet geponste sloten afgelast. De laslengte en lasdikte wordt in het DO bepaald.

### 3.4. Verificatierapport

Het ontwerp van de langsconstructies dient te voldoen aan de Klant Eisen Specificatie (KES). Deze verificatie is uitgevoerd in [17].

### 3.5. Risico's

De belangrijkste technische risico's met betrekking tot de realisatie en het ontwerp van de langsonstructie zijn opgenomen in onderstaande tabel. Per risico is aangegeven hoe deze meegenomen is in het huidige ontwerp en/of hoe deze wordt meegenomen in de vervolgfase(n).

Tabel 3-7: Risicotabel langsonstructie

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
1	Obstakels in ondergrond (het tracé van de nieuwe damwand kent een hoog risico op obstakels vanwege mogelijke restanten van de oude stadsmuur)	1) Archiefinformatie niet volledig 2) Onvoorziene obstakels	Damwanden of ankers komen niet op diepte	1) Voorprikken of damwand tracé / positie ankers aanpassen 2) Doorboren van obstakels met behulp van speciale boorkop 3) Obstakel opgraven (ondiepe obstakels) 4) Obstakel overkluisen
2	Te hoge weerstand in zandlaag	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	Damwanden niet op diepte	1) Analyse m.b.t. inbrengbaarheid van de damwandplanken 2) Fluideren* 3) Indien mogelijk laatste meters trillend installeren
3	Houdkracht ankers niet voldoende na controleproef	1) Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek 2) Obstakel geraakt	Anker onbruikbaar of onvoldoende belastbaar	1) Aanvullend grondonderzoek uitvoeren voorafgaand aan uitvoering 2) Nieuw anker plaatsen
4	Dijklichaam instabiel tijdens aanbrengen damwand	1) Te zwaar materieel op de dijk / ondeugdelijke kraanopstelling	1) Bezijken talud 2) Schade aan omgeving en materieel 3) Slachtoffers	1) Analyse mbt installeerbaarheid uitvoeren 2) Stabiliteit dijklichaam met materieel toetsen (evt. maatregelen nemen om belasting te spreiden)

\* In het VO is nog geen rekening gehouden met de effecten van fluideren op het ontwerp. In het DO wordt onderzocht wat de impact hiervan is op het ontwerp.

### 3.6. Raakvlakken

De geïnventariseerde raakvlakken zijn onderstaand weergegeven. Per raakvlak is aangegeven hoe deze is verwerkt in het huidige ontwerp en/of hoe dit raakvlak in de vervolgfases verwerkt wordt.

Tabel 3-8: Raakvlakken Langsconstructie

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
1	Bestaande constructie	In de buitenteen van DT4C1 bevindt zich een cement benontnietscherm. Dit scherm conflicteert mogelijk met de verankering.	Mogelijke oplossingen zijn: scherm gedeeltelijk opgraven en verwijderen (mits het raakvlak met het anker niet te diep zit) of het scherm doorboren. Er dient ander onderzoek te worden of dit scherm doorboort/gedeeltelijk verwijderd mag worden.
2	Kabels en leidingen	Er ligt een datakabel ter plaatse van aansluiting tussen de Tolhuiwal en deeltraject 4C1.	Omgang nader te bepalen in het DO.
3	Aansluitingen nieuwe damwand	De nieuwe damwand dient aangesloten te worden op coupure Waalstraat aan de ene zijde en op de Tolhuiswal aan de andere zijde.	De aansluitingen worden in het DO uitgewerkt.
4	Boom 4C3	Ter plaatse van DT4C3 staat een bestaande boom op de kruin. De wortels van de boom conflicteren mogelijk met de aan te brengen verankering.	Er wordt een boom effect analyse uitgevoerd om dit raakvlak verder uit te werken. Indien de verankering niet toepasbaar is, wordt een alternatieve oplossing uitgewerkt met schoorpalen aan de binnenzijde van de damwand.

### 3.7. Veiligheid, gezondheid en milieu

#### 3.7.1. Uitvoeringsfase

De aspecten ten aanzien voor veiligheid, gezondheid en milieu (VGM) gedurende de uitvoeringsfases worden nader uitgewerkt in vervolgfases. Aspecten waar in ieder geval rekening mee gehouden wordt:

- Beperking hinder voor omgeving (op het gebied van verkeer, trillingen en geluid)
- Val- en struikelgevaar voorkomen door hoogteverschillen duidelijk zichtbaar te maken, bij grote hoogteverschillen een hekwerk plaatsen.

#### 3.7.2. Gebruiksfase

Het niveau van de bovenkant van de deksloof is nader te bepalen. Bij de keuze van het niveau van de bovenzijde van de deksloof dient er rekening mee gehouden te worden dat de verankeringspunten van de demontabele kering altijd bereikbaar zijn.

### 3.8. Duurzaamheid

#### 3.8.1. Materiaalkeuze en hergebruik

In de keuze voor de toegepaste materialen wordt rekening gehouden met een levensduur van 100 jaar. De bestaande damwand wordt hergebruikt.

#### 3.8.2. Beperking uitstoot (CO<sub>2</sub>, NO<sub>2</sub>, etc.)

Om gedurende de uitvoeringsfase de uitstoot zoveel mogelijk te beperken kan in bij de inkoop en realisatie gedacht worden onderstaande maatregelen:

- Bij de keuze voor het toe te passen materieel rekening houden met de uitstoot van het betreffende materieel.
- Grote hoeveelheden materiaal aan te voeren over het water en realisatie van een of meerdere loslocaties;
- Tijdelijke opslag van materialen zoveel mogelijk op een depot in of nabij het projectgebied
- Vervoerbeweging (bijvoorbeeld materiaal van- en naar opslag) zo veel als mogelijk te beperken.

### 3.9. Beheer en onderhoud

Voor de damwand geldt dat deze vrijwel onderhoudsvrij is. De deksloof en het sluitingsmateriaal voor de demontabele kering dient regelmatig geïnspecteerd te worden en geconstateerde schades dienen hersteld te worden. Het is aanbevolen om in ieder geval twee jaarlijks de deksloof en keermiddelen te inspecteren. Aanvullend is het regelmatig oefenen van het sluiten van de demontabele kering aanbevolen. Hierop wordt nader ingegaan in [23].

## 4 Uitvoering

---

### 4.1. Fasering 4C2 en 4C3

In de VO-fase wordt uitgegaan van de volgende indicatieve fasering:

- 1 Graven sleuf tot ca. 1 m onder huidige maaiveld
- 2 Verwijderen bestaande deksloof
- 3 Aanbrengen ankers (over de kop vanaf de kruin in 4C2 en vanaf achterland in 4C3)
- 4 Aanbrengen gording (locatie anker Gording nader te bepalen)
- 5 Afspannen ankers (afspankracht bedraagt 60 kN per anker)
- 6 Aanbrengen nieuwe deksloof
- 7 Aanbrengen nieuw voetpad op kruin

### 4.2. Fasering 4C1

In de VO-fase wordt uitgegaan van de volgende indicatieve fasering:

- 1 Verwijderen steenbekleding en vervolgens gedeeltelijke ontgraven buitentalud en creëren werkplatform
- 2 Graven ontlast-, heisleuf in buitenkruinlijn
- 3 Aanbrengen damwand (drukkend)
- 4 Aanbrengen verankering (vanaf het buitentalud)
- 5 Aanbrengen gording
- 6 Afspannen ankers (afspankracht bedraagt 80 kN per anker)
- 7 Aanbrengen nieuwe deksloof
- 8 Herstellen en profileren buitentalud en terugbrengen bekleding

### 4.3. Installeerbaarheid damwand 4C1

In deze paragraaf worden de volgende aspecten beschouwd:

- Schadevrij installeren damwand
- Trillingspredictie
- Indicatie benodigd materieel

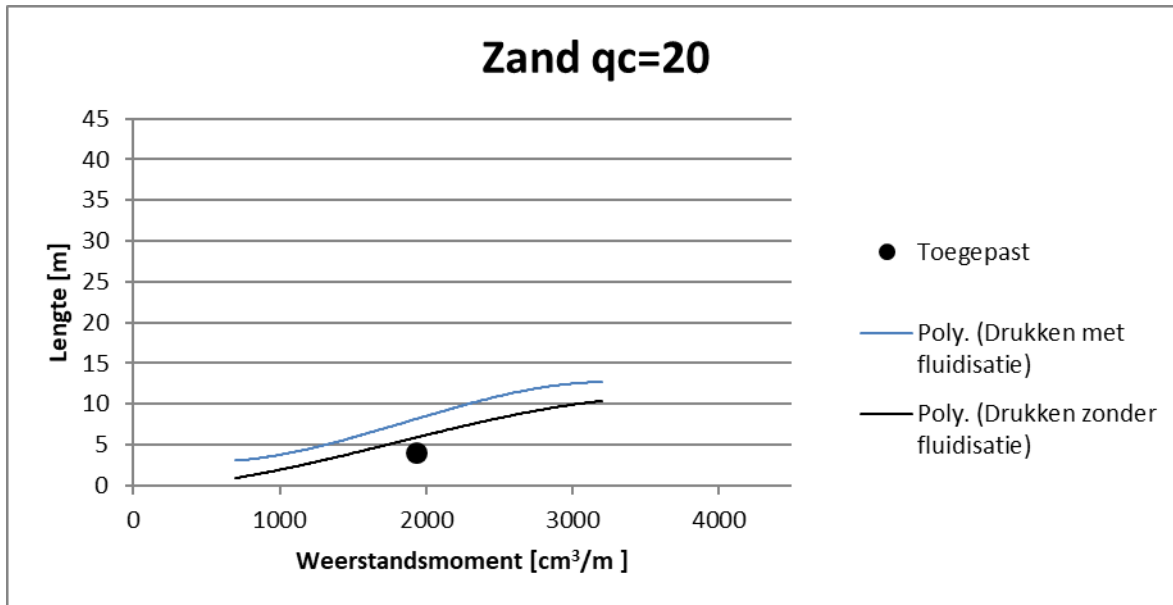
#### 4.3.1. Schadevrij installeren damwand 4C1

Voor de bepaling van het schadevrij installeren zijn de CUR NVAF-PSD [3] schadeverwachting grafieken gehanteerd. De maatgevende sondering is 75629\_DKMP034\_(DT218.+102\_DKMP2\_BUT). In deze sondering zijn twee relatief vaste zandlagen aanwezig. Hierbij zijn conusweerstand met een gemiddelde van 15 MPa gemeten met uitschieters naar 20 MPa. De totale laagdikte van deze zandlagen bedraagt ca. 4,0 m. Er is daarom uitgegaan van Grafiek 20 in bijlage B van CUR166 deel 1, Drukken in zand van 20 MPa, installatiediepte bedraagt 4,0 m. De CUR-grafieken zijn gebaseerd op planken van 600 mm breed. Een AZ24-700 profiel is 700 mm breed, het weerstandsmoment van het profiel is hierdoor t.b.v. controle met de grafieken gecorrigeerd met een factor 0,8<sup>2</sup>. Conform de grafiek, zie Figuur 4-1, zijn de planken schadevrij te

---

<sup>2</sup> Correctiefactor bedraagt  $\left(\frac{600}{700}\right)^{1,5} = 0,8$

installeren. In de grafieken is met de zwarte stip het AZ24-700 profiel aangegeven met gecorrigeerd weerstandsmoment. De damwand blijft hier onder de lijn voor schadeverwachting.



Figuur 4-1: Schadeverwachting drukken in zand (20 MPa)

#### 4.3.2. Trillingspredictie

Omdat de nieuwe damwand op zeer korte afstand van bebouwing aangebracht wordt, is uitgegaan van het drukkend installeren. Hiervoor is geen trillingspredictie uitgevoerd.

#### 4.3.3. Materieel

De voornaamste beperkende factor voor het aanbrengen van de damwanden is de vereiste drukcapaciteit. In de controle op het vereiste materieel wordt daarom vooral ingegaan op dit aspect. In bijlage E is op basis van CUR166 deel 2 paragraaf 5.3.7 een indicatieve berekening uitgevoerd om de benodigde drukcapaciteit te bepalen. De maatgevende sondering is 75629\_DKMP034\_(DT218.+102\_DKMP2\_BUT), de berekende drukcapaciteit bedraagt 110 ton.

Gangbare drukcapaciteit van een Silent Piler is ca. 100 ton. Deze drukcapaciteit wordt naar verwachting licht overschreden. In het ontwerp dient daarom rekening gehouden te worden met maatregelen om de weerstand te verlagen. Hierbij kan gedacht worden aan:

- Toepassen bitumineuze slotvulling om de wrijving in het slot te verminderen
- Fluïderen
- Geheel of gedeeltelijk voorboren (bijvoorbeeld tot het niveau onderzijde van de eerste zandlaag, ca NAP+5,00, vermoedelijk het oude funderingsniveau van de stadsmuur)

De invloed van bovenstaande maatregelen op het ontwerp en de maakbaarheid wordt in het DO onderzocht. Een alternatief is om de damwanden te drukken met een Quattro Piler. Dit materieel beschikt over het

algemeen over een hogere drukcapaciteit, maar is lastiger op deze locatie met zeer beperkte ruimte te positioneren.

De enige mogelijkheid voor het aan- en afvoeren van materialen en materieel lijkt vanaf buitendijks. Voor het installeren van de damwand dient daarom rekening gehouden te worden met het tijdelijk verwijderen van de steenbekleding en het ontgraven van het buitentalud. Mogelijk is voor deze ontgraving een tijdelijke hulpconstructie in de kruin van de dijk noodzakelijk.

#### 4.4. Aandachtspunten uitvoering

De onderstaande aandachtspunten zijn er voor de uitvoeringsfase:

- Op alle ankers dient een controleproef uitgevoerd te worden en op minimaal 5% van alle ankers een geschiktheidsproef.
- De afspankracht van de ankers in 4C1 bedraagt 80 kN, in 4C3 60 kN.
- Tijdens de uitvoering dient er voldaan te worden aan de eisen opgenomen in [13].

#### 4.5. Monitoring

Het wordt aanbevolen om voorafgaand aan de uitvoering een bouwkundige opnamen van de panden uit te voeren en de trillingen en verplaatsingen tijdens realisatie te monitoren. In het DO wordt nader bepaald voor welke panden dit noodzakelijk is en of er meer aspecten gemonitord dienen te worden.

## 5 Ontwerptoetsingen

### 5.1. Samenvatting rekenresultaten

In Tabel 5-1 is een samenvatting gegeven van de rekenresultaten. De volledige berekeningsresultaten zijn opgenomen in Bijlage F. Omdat er twee rekensneden zijn beschouwd zijn beide rekenresultaten opgenomen in Tabel 5-1. De toetsingen zijn in deze rapportage alleen uitgewerkt voor de snede in deeltraject 4C1. De toetsingen voor 4C3 zijn op dezelfde wijze uitgevoerd en het resultaat van deze toetsingen is opgenomen in bijlage B. In paragraaf 5.2 zijn de ontwerptoetsingen per onderdeel voor deeltraject 4C1 beschreven.

Tabel 5-1: Overzicht rekenresultaten (exclusief schematiseringsfactor of belastingeffectfactor)

Rekenresultaat	Eenheid	Deeltraject 4C1		Deeltraject 4C3	
		Waarde	Maatgevende rekenfase	Waarde	Maatgevende rekenfase
Stabiliteitsfactor	[-]	1,14	6b	1,46	6b
Moment	[kNm/m]	389	6a	80	6a
Dwarskracht	[kN/m]	150	6a	85	8
Normaalkracht	[kN/m]	167	5	163	8
Ankerkracht	[kN/m]	218	6a	200	8
Horizontale vervorming constructie	[mm]	63	4C	52	7c
Horizontale verschilvervorming binnenteen-buitenteen	[mm]	63	4C	52	7c
Verticale vervorming*	[mm]	4	4C	25	7c

\*Omdat de constructie een hoogte functie heeft, is de verticale verplaatsing van de constructie aangehouden.

De volgende toetsingen zijn uitgevoerd:

- GEO-1: Stabiliteit binnenwaarts paragraaf 5.2.1
- STR-1: Toetsing voorwand (sterkte) paragraaf 5.2.2
- STR-2 en SSI-2 Sterkte en houdkracht verankering paragraaf 5.2.3
- STR-2: Sterkte gording paragraaf 5.2.4
- SSI-1 Lengte langconstructie (incl verticaal draagvermogen) paragraaf 5.2.5
- Vervormingen constructie en dijklichaam paragraaf 5.2.6

Omdat er doorgaande constructies toegepast worden is snijden van grond (GEO-2) geen relevant faalmechanisme, dit mechanisme is daarom niet getoetst.



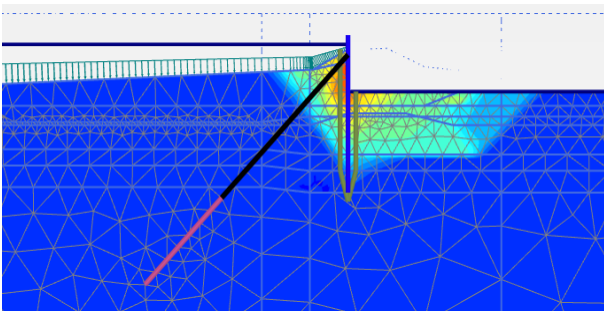
## 5.2. Ontwerptoetsingen traject 4C1

### 5.2.1. GEO-1: Stabiliteit binnenwaarts

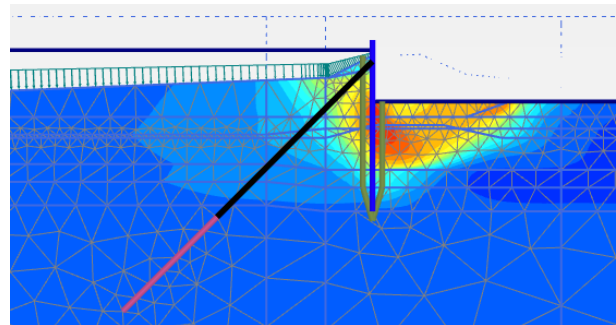
De stabiliteit binnenwaarts is getoetst in de situaties met en zonder significante overslag. Het maatgevende glijvlak per faalmechanisme is weergegeven in de figuren Figuur 5-1 en Figuur 5-2. Het verloop van de C-Phi reductie per mechanisme is weergegeven in Figuur 5-3. De berekende stabiliteitsfactoren zijn:

- Geen significant overslag : 1,14
- Significant overslag 1,47

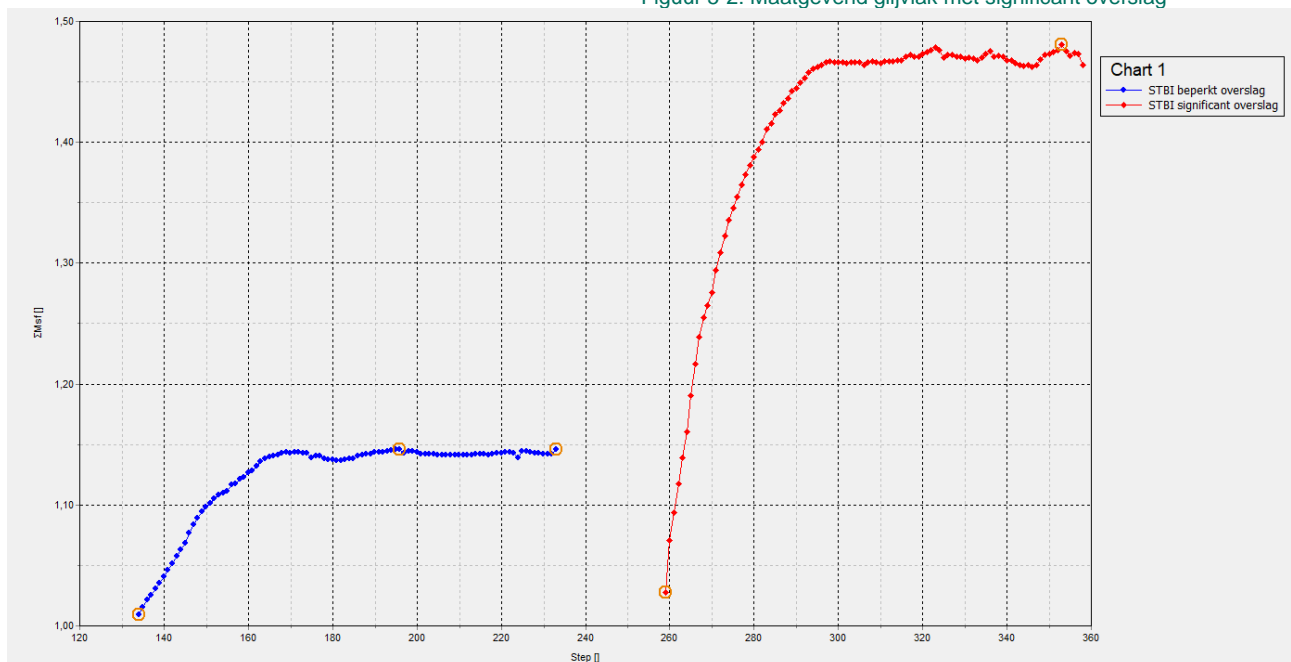
Deze waarde dienen getoetst te worden aan de nog te bepalen schematiseringsfactor. In het VO is het uitgangspunten een schematiseringsfactor kleiner of gelijk aan 1,1 [15]. In de DO-fases wordt de schematiseringsfactor bepaald. Omdat alle stabiliteitsfactor groter zijn dan 1,10, voldoet de binnenwaartse stabiliteit aan deze schematiseringsfactor.



Figuur 5-1: Maatgevend glijvlak zonder overslag



Figuur 5-2: Maatgevend glijvlak met significant overslag



Figuur 5-3: Berekende geotechnische stabiliteitsfactor

### 5.2.2. STR-1: Toetsing damwand/combiwand

De sterkte van de voorwand is getoetst in bijlage A.1. Hierbij is rekening gehouden met het verschil in corrosiesnelheden in de zone tot onder de dagelijkse grondwaterstand en de zone daaronder. De reductiefactor voor de sterkte van het profiel is bepaald in durability [21]. Voor de twee zones resulteert dit in de volgende reductiefactoren:

- Zone A boven en rondom de dagelijkse grondwaterstand  $\frac{w_{\text{gecorrodeerd}}}{w_{\text{ongecorrodeerd}}} = \frac{1650}{2430} = 0,68$
- Zone B permanent onder de grondwaterstand  $\frac{w_{\text{gecorrodeerd}}}{w_{\text{ongecorrodeerd}}} = \frac{2005}{2430} = 0,82$

Er is getoetst aan de volgende krachten:

- Moment
  - Zone A:  $M_{\text{ed}} = 389 \cdot 1,1 = 428 \text{ kNm/m}$  Maximum in fase 6a
  - Zone B:  $M_{\text{ed}} = 367 \cdot 1,1 = 404 \text{ kNm/m}$  Maximum in fase 6a
- Dwarskracht (gelijk in zone A en B)  $V_{\text{ed}} = 150 \cdot 1,1 = 165 \text{ kN}$  Maximum in fase 6a,
- Normaalkracht (gelijk in zone A en B)  $N_{\text{ed}} = 167 \cdot 1,1 = 184 \text{ kN}$  Maximum in fase 5

In de toetsing op knik is uitgegaan van een kniklengte van 8,9 m. De afstand tussen de teen van de damwand en het aangrijpingsniveau van het anker bedraagt 12,7 m. Conform [8] mag er, vanwege de inklemming, gerekend worden met een 70% van deze lengte, de aangehouden kniklengte bedraagt 8,9 m.

### 5.2.3. STR-2 en SSI-2: Sterkte en houdkracht verankering

De verankering is getoetst in bijlage A.2. Er is gerekend met de volgende maatgevende ankerkrachten:

- $P_{\text{max}} = 218 \cdot 1,1 = 240 \text{ kN/m}$  berekend in fase 6a
- $P_{\text{max}}$  voor ankeruitval  $= 202 \cdot 1,1 = 222 \text{ kN/m}$  berekend in fase 4C

De maatgevende sondering is de sondering "75629\_DKMP033\_(DT218.+087\_DKMP2\_BIK)". In dit deeltraject is slechts één sondering beschikbaar voor het ontwerp van het groutlichaam. De overige sonderingen zijn niet diep genoeg. Er is een gemiddelde conusweerstand van ca 9 MPa in de zone van het groutlichaam bepaald. De bepaling van de gemiddelde conusweerstand is ook opgenomen in bijlage A.2. In de bepaling van de gemiddelde conusweerstand zijn de gemeten conusweerstand groter dan 15 MPa afgesnoten op 15 MPa, conform [10] voor schroefinjectieankers. Daarnaast is de conusweerstand (voorafgaand aan afsnuiting) als gevolg van de hoge grondwaterstand onder extreme omstandigheden gereduceerd. Deze reductie bedraagt 18%. De reductie is als volgt bepaald:

- $\gamma_{\text{qc}} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}}$ : waarin:
  - $\gamma_{\text{qc}}$  de correctiefactor voor conusweerstand qc [-]
  - $\sigma'_d$  de initiële effectieve spanning  $[\text{kN/m}^2]$
  - $\sigma'_i$  is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van bovenkant groutlichaam in fase 2b. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met 'dagelijkse omstandigheden'.
  - $\sigma'_i = 142 \text{ kN/m}^2$

- $\sigma'_d$  de effectieve spanning onder extreme omstandigheden [kN/m<sup>2</sup>]
- $\sigma'_d$  is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van bovenkant groutlichaam in fase 4a. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met de WBN-situatie.
- $\sigma'_d = 95 \text{ kN/m}^2$
- $\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}} = \sqrt{\frac{95}{142}} = 0,82$

De unity checks zijn kleiner dan 1,0 waarmee de verankering voldoet.

In de bovenstaande berekende maximale ankerkracht is het effect van zakkende grond op de ankerstangen in rekening gebracht. De toename van de ankerkracht is berekend conform de methode uit CUR166 [3] met de aanpassingen zoals beschreven in de TUN [15]. De berekening van de ankerkracht toename is opgenomen in bijlage A.2. Er is een berekende toeslag ten gevolge van zakkende grond van 84 kN/anker<sup>3</sup> bepaald. Daarnaast is ten gevolge van kruip een toeslag van 80 kN per anker bepaald (= ankerkracht in fase 3a). De totale toename bedraagt: 80+84=164 kN per anker. Als voorspanning in fase 3b in Plaxis is 164 kN/anker (inclusief modelfactor 1,25) ingevoerd.

Een aantal van de uitgangspunten die de grootste invloed hebben op de berekening is onderstaand benoemd:

- De ongecorrodeerde doorsnede van de ankerbuis.
- De horizontale beddingsconstante voor het materiaal achter de damwand is conservatief hoog ingeschat. Er is uitgegaan van een waarde gelijk aan 10.000 kN/m<sup>3</sup>/m, dit komt overeen met 'vaste klei'.
- De inrekening gebrachte zakking bedraagt 0,03 m. Dit is de verwachte zakking ten gevolge van autonome bodemdaling. Deze zakking is conservatief nog niet omgerekend naar een loodrechte zakking op de ankerbuis en is over gehele lengte van de ankerstang constant verondersteld.

#### 5.2.4. STR-2: Sterkte gording

In het VO is het ontwerp van de gording gebaseerd op basis van vereenvoudigde formules. Het gordingprofiel is daarmee indicatief. In het DO wordt een gedetailleerder ontwerp van de gording en verbindingen gemaakt. De gordingberekening is opgenomen in bijlage A.3. Er is getoetst aan de volgende krachten:

- $P_{\max} = 218 * 1,1 = 240 \text{ kN/m}$  berekend in fase 6a
- $P_{\max}$  voor ankeruitval =  $202 * 1,1 = 222 \text{ kN/m}$  berekend in fase 4C

De unity checks zijn kleiner dan 1,0 waarmee de gording voldoet.

#### 5.2.5. SSI-1: Lengte langsconstructie

De lengte van de langsconstructie wordt bepaald op basis van de maximale waarde van:

- 1 Teenniveau 2 m in het pleistocene zand
- 2 Teenniveau o.b.v. heave criterium
- 3 Teenniveau o.b.v. toetsing verticaal draagvermogen

<sup>3</sup> Toeslag is inclusief modelfactor  $\gamma_{zb} = 1,25$ .

**1** Teenniveau 2 m in het pleistocene zand

Er is gekozen om niet te voldoen aan de wens om de damwand 2,0 m in het zand aan te brengen. Het aanbrengen twee meter in het zand verkleint de kans dat drukkend installeren haalbaar is.

**2** Teenniveau o.b.v. heave criterium

Het dijklichaam in deeltraject 4C1 voldoet aan het criterium van Sellmeijer [19]. Er is dus in dit deeltraject geen opgave ten aanzien van piping/heave.

**3** Teenniveau o.b.v. toetsing verticaal draagvermogen

Het verticaal draagvermogen is getoetst in D-Foundations, de resultaten zijn opgenomen in bijlage A.4. De maatgevende sondering is "75629\_DKMP035\_(DT219.+002\_DKMP2\_BIK)". Het berekende draagvermogen op het niveau van NAP-1,50 m bedraagt 308 kN/m. Er is getoetst aan de waarde van de normaalkracht net onder de anker Gording. De maximale waarde op dit niveau bedraagt 155 kN/m en is berekend in fase 6a. Het verticaal draagvermogen voldoet hiermee op het teenniveau van NAP-1,50 m.

In de toetsing van het verticaal draagvermogen is rekening gehouden met de volgende reducties:

- 30% reductie van de conusweerstand ten gevolge van het trillend installeren van de damwanden (in principe wordt uitgegaan van drukkend installeren, in de toetsing op draagvermogen is echter rekening gehouden met de situatie dat de laatste meters van de damwand getrild worden)
- reductie van de conusweerstand als gevolg van de hoge grondwaterstand onder extreme omstandigheden. Deze reductie bedraagt 17%. De reductie is als volgt bepaald:

$$\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}} \text{ waarin:}$$

- $\gamma_{qc}$  de correctiefactor voor conusweerstand qc [-]
- $\sigma'_i$  de initiële effectieve spanning [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\sigma'_i$  is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van de teen van de damwand in fase 2b. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met 'dagelijkse omstandigheden'.  
 $\sigma'_i = 190 \text{ kN/m}^2$
- $\sigma'_d$  de effectieve spanning onder extreme omstandigheden [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\sigma'_d$  is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van de teen van de damwand in fase 4a. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met de WBN-situatie.

$$\sigma'_d = 130 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}} = \sqrt{\frac{131}{190}} = 0,83$$

De totale reductie op de conusweerstand bedraagt  $(1 - 0,7 * 0,83) * 100\% = 42\%$

Met het teenniveau van NAP-1,50 m is aan alle bovenstaande criteria voldaan.

### 5.2.6. Vervormingen constructie en dijklichaam

Conform de PPL dient er aan de volgende eisen voldaan te worden:

- 1 De kruindaling mag niet meer dan 0,1 m bedragen; (omdat de damwand hier zelfstandig waterkerend is, is getoetst aan de verticale vervorming van de damwand)
- 2 De horizontale vervorming van de binnenteen t.o.v. de buitenteen mag niet meer dan 0,1 m bedragen;
- 3 De horizontale vervorming van de constructie mag niet meer dan 0,1 m bedragen;

In de toetsing van de vervormingseisen dient gerekend te worden met een schematiseringsfactor van 1,3 [1].

Onderstaand wordt per eis aangegeven of hier aan voldaan is.

- De berekende verticale vervorming van de damwand in fase 4C bedraagt 0,004 m. Inclusief schematiseringsfactor bedraagt dit 0,01 m. Hiermee is voldaan aan eis 1.
- De berekende verschilvervorming tussen de binnenteen en buitenteen in fase 4C bedraagt 0,06 m. Inclusief schematiseringsfactor bedraagt dit 0,08 m. Hiermee is voldaan aan eis 2.
- De berekende horizontale vervorming van de constructie in fase 4C bedraagt 0,06 m. Inclusief schematiseringsfactor bedraagt dit 0,08 m. Hiermee is voldaan aan eis 3.

## 6 Overdracht DO-fase

---

### 6.1. Nader te detailleren

De volgende punten dienen in de DO-fase nader uitgewerkt te worden:

- De betonnen deksloof met voorzieningen voor demontabel kering dient ontworpen te worden.
- Het ontwerpen van de anker Gording en de verbinding tussen damwand en Gording. De locatie (binnenzijde of buitenzijde) van de Gording is een aandachtspunt voor het DO. Eventueel kan overwogen worden om de betonnen deksloof als Gording te dimensioneren.
- Het aangrijpingsniveau van de verankering in deeltraject 4C2 dient nader bepaald te worden. Om zo min mogelijk te ontgraven is een hoog aangrijpingspunt van de verankering wenselijk. In deeltraject 4C3 kan het aangrijpingsniveau lager liggen (zoals nu is aangehouden) vanwege de beschikbare ruimte aan de binnenzijde van de damwand.
- In het DO wordt nader onderzocht of de modellering van de NWO's aangescherpt kan worden. Daarnaast dienen er mogelijk nog NWO's ingemeten te worden.
- Er is extra grondonderzoek noodzakelijk om het ontwerp van de verankering te kunnen maken in deeltraject 4C1 en 4C2. De nu beschikbare sonderingen zijn niet diep genoeg uitgevoerd om de houdkracht van het groutlichaam te bepalen.
- De invloed van een belasting afkomstig van de monumentale beuk in deeltraject 4C3 dient in het DO-nader onderzocht te worden.
- De constructieve en geotechnische schematiseringsfactor dient afgeleid te worden.
- Het detail om beïnvloeding van de damwand op de dagelijkse geohydrologische situatie te voorkomen.
- De afgeleide bodemopbouw dient gecontroleerd te worden op basis van de bepaalde volumieke gewichten in het labonderzoek.
- De aansluiting van de langsconstructie op de coupure Waalstraat en de Tolhuiswal dient uitgewerkt te worden.
- Aanvullende rekensneden beschouwen in deeltraject 4C2 t.b.v. mogelijke optimalisaties in het ontwerp door op bepaalde delen de verankering niet toe te passen.
- De impact van maatregelen om de weerstand van de plank tijdens het installeren te verminderen op het ontwerp onderzoeken.
- Detail doorvoer van de ankerbuizen door de damwand ontwerpen, rekening houden met autonome bodemdaling.
- Bepalen welke aspecten gemonitord dienen te worden
- Invloed van de damwand op de dagelijkse geohydrologische situatie
- Modelcontroles uit de PPL[1] en PPE [2] uitvoeren;
  - Gekozen meshfijnheid controleren
  - Controle: vergelijking glijvlakberekening en eindige-elementenberekening
  - Toegepaste tolerantie controleren
  - Invloed modelgrenzen controleren

## 6.2. Niet-beheerste risico's

Voor de vervolgfase gelden de volgende niet beheerste risico's :

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
1	Obstakels in ondergrond (het tracé van de nieuwe damwand kent een hoog risico op obstakels vanwege mogelijke restanten van de oude stadsmuur)	1) Archiefinformatie niet volledig 2) Onvoorziene obstakels	Damwanden of ankers komen niet op diepte	1) Voorprikken of damwand tracé / positie ankers aanpassen 2) Doorboren van obstakels met behulp van speciale boorkop 3) Obstakel opgraven (ondiepe obstakels) 4) Obstakel overkluisen
2	Te hoge weerstand in zandlaag	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	Damwanden niet op diepte	1) Analyse m.b.t. inbrengbaarheid van de damwandplanken 2) Fluïderen* 3) Indien mogelijk laatste meters trillend installeren
3	Houdkracht ankers niet voldoende na controleproef	1) Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek 2) Obstakel geraakt	Anker onbruikbaar of onvoldoende belastbaar	1) Aanvullend grondonderzoek uitvoeren voorafgaand aan uitvoering 2) Nieuw anker plaatsen
4	Dijklichaam instabiel tijdens aanbrengen damwand	1) Te zwaar materieel op de dijk / ondeugdelijke kraanopstelling	1) Bezwijken talud 2) Schade aan omgeving en materieel 3) Slachtoffers	1) Analyse mbt installeerbaarheid uitvoeren 2) Stabiliteit dijklichaam met materieel toetsen (evt. maatregelen nemen om belasting te spreiden)

\* In het VO is nog geen rekening gehouden met de effecten van fluïderen op het ontwerp. In het DO wordt onderzocht wat de impact hiervan is op het ontwerp.

## 6.3. Openstaande raakvlakken

Voor de vervolgfase gelden de volgende openstaande raakvlakken:

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
1	Bestaande constructie	In de buitenteen van DT4C1 bevindt zich een cement benontrietscherm. Dit scherm conflicteert mogelijk met de verankering.	Mogelijke oplossingen zijn: scherm gedeeltelijk opgraven en verwijderen (mits het raakvlak met het anker niet te diep zit) of het scherm doorboren. Er dient ander onderzocht te worden of dit scherm doorboort/gedeeltelijk verwijderd mag worden.

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
2	Kabels en leidingen	Er ligt een datakabel ter plaatse van aansluiting tussen de Tolhuiswal en deeltraject 4C1.	Omgang nader te bepalen in het DO.
3	Aansluitingen nieuwe damwand	De nieuwe damwand dient aangesloten te worden op coupure Waalstraat aan de ene zijde en op de Tolhuiswal aan de andere zijde.	De aansluitingen worden in het DO uitgewerkt.
4	Boom 4C3	Ter plaatse van DT4C3 staat een bestaande boom op de kruin. De wortels van de boom conflicteren mogelijk met de aan te brengen verankering.	Er wordt een boom effect analyse uitgevoerd om dit raakvlak verder uit te werken. Indien de verankering niet toepasbaar is, wordt een alternatieve oplossing uitgewerkt met schoorpalen aan de binnenzijde van de damwand.

#### 6.4. Afgeleide eisen

- Op alle ankers dient een controleproef uitgevoerd te worden en op minimaal 5% van alle ankers een geschiktheidsproef.
- De afspankracht van de ankers bedraagt 80 kN in traject 4C1 en 60 kN in traject 4C3.
- Tijdens de uitvoering dient er voldaan te worden aan de eisen opgenomen in [13].

#### 6.5. Risicoreservering DO-fase

In de voorliggende rapportage en bijbehorende berekeningen is nog geen rekening gehouden met het toepassen van maatregelen (bijvoorbeeld voorboren of fluïderen) t.b.v. het installeren van de damwand. De invloed van deze maatregelen op ontwerp van de langsconstructie wordt in de DO-fase onderzocht. Er is een risico dat de damwand hierdoor zwaarder en/of langer uitgevoerd moeten worden. Om dit risico te ondervangen wordt voorgesteld om uit te gaan van het volgende damwandprofiel in de VO-raming:

- AZ26-700 S355GP, lengte 15,0 m.



## BIJLAGEN

### A. Ontwerptoetsingen 4C1

#### A.1. *Doorsnede toetsing damwand*

# Controle doorsnede damwand

conform NEN-EN 1993-5:2008 + NB:2012 (sheet alleen toepasbaar voor klasse 1, 2 en 3 profielen)



**Project** Dijkversterking Stad Tiel  
**Opdrachtgever** Waterschap Rivierenland  
**Projectnummer Iv-Infra** INFR200121  
**Onderdeel** Dijkvak 4c1  
**Revisie** 1  
**Datum** 18-12-2020

## INVOER

### Invoer: gegevens damwand

damwandprofiel AZ24-700  
 type damwandprofiel Z-plank  
 staalsoort S 355 GP  
 Toelaatbare staalspanning  $f_y$  355 N/mm<sup>2</sup>  
 elasticiteitsmodulus E 2.10E+05 N/mm<sup>2</sup>  
 kniklengte (NEN-EN 1993-5 fig 5-2)\* I 8.90 m  
 factor scheve buiging (weerstandsmoment)\*\*  $\beta_B$  1.0  
 factor scheve buiging (traagheidsmoment)\*\*  $\beta_D$  1.0

### Definitie zones damwand

Zone	
A	Boven dagelijkse waterstand
B	Onder dagelijkse waterstand

\* zie tabblad controles (3) voor betreffende figuur/tabel. Indien knik niet van toepassing is vul in: n.v.t.

\*\* bepaald aan de hand van CUR166 (2012)

### Invoer: corrosie

Boven dagelijkse waterstand 0 mm  
 Onder dagelijkse waterstand 0 mm  
 permanent onder water 0 mm  
 grond 0.0 mm

### Handmatig opgeven corrosiefactor\*\*\*\*

corrosiefactor Zone A 0.68  
 corrosiefactor Zone B 0.82  
 corrosiefactor Zone C 1.00  
 corrosiefactor Zone D 1.00

ja

\*\*\* nee: corrosiefactor = flensdikte gecorrodeerd / flensdikte ongecorrodeerd

ja: gebruik maken van rekensheet / rekenprogramma en factor handmatig invullen

### Invoer: snedekrachten

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
optredende moment	$M_{ed}$	428	404	0	0 kNm/m
optredende normaalkracht	$N_{ed}$	184	184	0	0 kN/m
optredende dwarskracht	$V_{ed}$	165	165	0	0 kN/m

### Invoer: partiële veiligheidsfactoren (o.b.v. NB)

$\gamma_{M0}$  1.00  
 $\gamma_{M1}$  1.10  
 $\gamma_{M2}$  1.25

## SAMENVATTING TOETSING DOORSNEDE

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
Moment	U.C.	0.73	0.57	0.00	0.00
Dwarskracht	U.C.	0.23	0.19	0.00	0.00
Normaalkracht	U.C.	0.04	0.04	0.00	0.00
Moment + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Plooi	U.C.	0.29	0.20	n.v.t.	n.v.t.
Knik	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.

voldoet aan norm

voldoet niet aan norm

niet van toepassing

**A.2. Sterkte verankering**

**Berekening ankerkracht incl. bijdrage zakkende grond**

bronnen: CUR166 (2012), Damwandconstructies - 6e herziene druk, deel 2 paragraaf 4.9.13  
 POV-M Publicatie stabiliteitsverhogende langsconstructies, Deltares, maart 2020



<b>Project</b>	Dijkversterking Stad Tiel
<b>Opdrachtgever</b>	Waterschap Rivierenland
<b>Projectnummer Iv-Infra</b>	INFR200121
<b>Onderdeel</b>	Voorlopig ontwerp schroefinjectie anker vak 4c1
<b>Revisie</b>	1
<b>Datum</b>	18-12-2020

**Gegevens doorsnede**

Type voorwand	AZ24-700
Type anker	Ankerbuis 82,5x17,5
Methode	PPL

**Invoer constructie**

Type anker	-	Ankerbuis
Diameter ankerbuis	$D_0$	0.083 [m]
Corrosiebescherming ankerbuis (rondom)	-	0.000 [m]
Wanddikte ankerbuis	t	0.018 [m]
Hart-op-hart afstand verankering	a	2.80 [m]
Ankerhoek met horizontaal	$\alpha_{\text{anker}}$	45 [graden]
Lengte anker tussen opleggingen	L	19.0 [m]
Buigstijfheid damwand (gecorrodeerd) per meter	$EI_{\text{damwand}}$	96306 [kNm <sup>2</sup> ]
Maatgevende ankerkracht	F	80 [kN]
Eigen gewicht ankerbuis	$q_{\text{eg}}$	27.874 [kg/m]
Oppervlakte anker (ongecorrodeerd)	$A_{\text{anker}}$	3.57E-03 [m <sup>2</sup> ]
Rekstijfheid ankerdoorsnede (ongecorrodeerd)	EA	750448 [kN]
Buigstijfheid ankerstaaf (ongecorrodeerd)	$EI_{\text{anker}}$	4.25E+02 [kNm <sup>2</sup> ]

**Zakking**

Materiaal rond ankerstang		PPL:KLEI/VEEN
Horizontale beddingsconstante ondergrond per meter	c	10000 [kN*m/m <sup>3</sup> ]
PPL:KLEI/VEEN		
Ongedraineerde schuifsterkte	$S_u$	30.6 [kPa]
	$\alpha$	9 [-]
Representatieve bovengrens netto conusweerstand	$q_{\text{net,max}}$	0.5 [MPa]
laag karakteristieke waarde correlatiecoëfficiënt	Nkt,laag	20 [-]
Alpha Shanshep	$\alpha$	0.34 [-]
Effectieve verticale korrelspanning	$\sigma'_{v,z;\text{gem}}$	90 [kPa]
Belasting zakkende grond	$q_{\text{lloodrecht,gem}}$	17.85 [kN/m]
Amplitude sinusvormige belasting	$q_0$	23.08 [kN/m]
Gemiddelde grondzakking op ankerstang	$w_{\text{grond,gem;lloodrecht}}$	0.0300 [m]

**CUR166 geval 1: "Loodrecht belaste ankerstang"**

Modelfactor	$\beta$ (factor conform PPL)	24.0 [-]
-------------	------------------------------	----------

$$\alpha(1 + \alpha)^2 = \left(\frac{q_0 * L}{F}\right)^2 * \frac{1}{\beta} * \frac{EA}{F} * \frac{1}{1 + \frac{EA}{\alpha * c * \lambda * L}}$$

0

$$\left(\frac{q_0 * L}{F}\right)^2 * \frac{1}{\beta} * \frac{EA}{F} * \frac{1}{1 + \frac{EA}{\alpha * c * \lambda * L}} =$$

7496.1921 [-]

Dus moet gelden dat:

$$\alpha(1 + \alpha)^2 =$$

3.1193 [-]

Hieruit volgt:

$\alpha =$		18.91010 [-]
golf lengte	$\lambda$	2.49 [m]
doorbuiging anker	$y_0$	0.530 [m]

**Doorbuiging anker groter dan de zakking van de ondergrond, rekenen met geval 2.****CUR166 geval 2: "Verhinderde doorbuiging"**Indien doorbuiging anker ( $y_0$ ) groter is dan zakking ondergrond ( $w_{\text{grond;gem;loodrecht}}$ ) dan geldt:

$$\alpha_n^2(1 + \alpha_n) = \alpha^2(1 + \alpha) \left(\frac{1}{n^3}\right)$$

$$\alpha^2(1 + \alpha) \left(\frac{1}{n^3}\right) =$$

1.2917 [-]

Dus moet gelden dat:

$$\alpha_n^2(1 + \alpha_n) =$$

1.2917 [-]

Hieruit volgt:

$\alpha_n =$		0.838268243 [-]
factor	n	17.66 [-]

**Bereken de ankerkrachten incl. effect zakkende grond (geval 1 en geval 2)**

Additionele ankerkracht	$\Delta F$	67 [kN]
Ankerkracht per anker	F	80 [kN] +
Maatgevende totale ankerkracht	$F_{s,staaf}$	<hr style="width: 100%; border: 0.5px solid black;"/> 147 [kN]

Invoer Plaxis

Toeslag zakkende grond 84 kNToeslag kruip (ankerkracht fase 3a) 80 kNTotaal (invoer Prestress fase 3b) 164 kN

**Bijlage X****Controle zelfborende ankers en schroefinjectieankers**

bron: CUR166 (2012), Damwandconstructies - 6e herziene druk, deel 2 paragraaf 4.9.5 en 4.9.6 en NEN 9997-1+C2:2017 NL

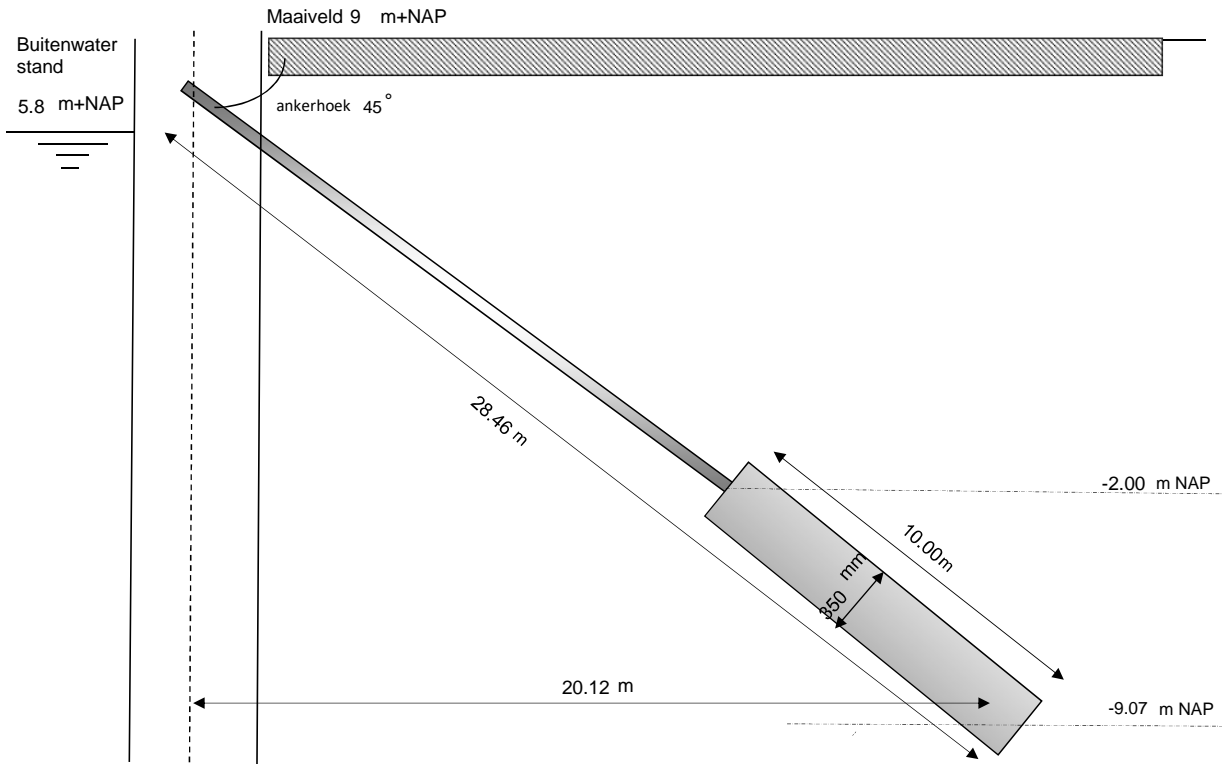
**Project** Dijkversterking Stad Tiel  
**Opdrachtgever** Waterschap Rivierenland  
**Projectnummer Iv-Infra** INFR200121  
**Onderdeel** Voorlopig ontwerp schroefinjectie anker vak 4c1  
**Revisie** 1  
**Datum** 18-12-2020

**Algemene gegevens**

Sondering	75629_DKMP033_(DT218.+087_DKMP2_BIK)		
Ankersysteem	S Schroefinjectieanker		
Type anker	Ø82,5x17,5	mm	
Buitendiameter	82.50	mm	
Wanddikte	17.50	mm	
Rekenkundig drsn. (Abuis)	3503	mm <sup>2</sup>	
Gecorrigeerde diameter t.p.v. schroefdraad	81.22	mm <sup>2</sup>	
Corrosietoeslag	0.060	mm/jr	100 jaar
Rekenkundige doorsnede (Abuis;corr)	2085	mm <sup>2</sup>	
Staalkwaliteit	E470		
Vloei spanning (fy)	500.00	N/mm <sup>2</sup>	
Breukspanning (ft)	700.00	N/mm <sup>2</sup>	
Diameter groutlichaam	350	mm	omtrek 1100 mm
H-o-h afstand	2800	mm	
h.o.h. afstand ankers (uitgedrukt in D)	8.00	Deq	
Insteekniveau	11.05	m NAP	
Bovenkant grout	-2.00	m NAP	onderkant -9.07 m NAP
Lengte prop	10.00	m	hart -5.54 m NAP
Ankerhoek	45	°	
Totale ankerlengte	28.46	m	
Fictieve ankerlengte	23	m	
Massa totale ankerstang	778	kg	
Groutlichaam hoeveelheid	0.91	m <sup>3</sup>	

**Gehanteerde factoren**

CUR 166 deel 2 art 4.9.6	0.014 $\alpha_t$	CUR 166 deel 2 art 4.9.6 $\alpha_t$
Reductiefactor	1.00 $\xi_a$	CUR 166 deel 1 art 7.2.2 $\xi_a$
Partiële materiaalfactor	1.20 $\gamma_a$	CUR 166 deel 1 art 7.2.2 $\gamma_a$
Correctiefactor lengte-effect groutlichaam	0.95	
Correctiefactor onderlinge beïnvloeding	1.00	NEN 9997-1+C2: 2017 NL



	Ankergegevens				Sluitfactoren CUR166		Rekenwaarde ankerkracht	
	Axiaal $P_{:max:axiaal:Dsheets}$ (kN/m1)	Axiaal $P_{:max:Dsheets}$ (kN/m1)	Afstand h-o-h (m)	$P_{:max}$ kN/anker	Houdkracht $Y_{gr}$ (-)	Doorsnede $Y_{drsn}$ (-)	Houdkracht $P_{d:gr}$ (kN/anker)	Doorsnede $P_d$ (kN/anker)
Ankerkrachten								
stap 6.1	238	238	2.80	666	1.10	1.25	733	833
stap 6.2	238	238	2.80	666	1.10	1.25	733	833
stap 6.3	238	238	2.80	666	1.10	1.25	733	833
stap 6.4	238	238	2.80	666	1.10	1.25	733	833
stap 6.5 x 1,2	222	222	2.80	622	1.10	1.25	684	777
Anker uitval								
Stap 6,5 (representatief)	185	185	4.20	777	1.00	1.00	777	777

### Controle ankerstang [B2.1]

$R_{t;break;rep}$	1460 kN	$(A_{buis:corr} * ft)$
$R_{t;break;d}$	1043 kN	$(R_{t;break;d}/1,4)$
$R_{vloei;rep}$	1043 kN	$A_{buis} * fy$
$R_{vloei;d}$	1043 kN	$R_{r:vloei;rep}/1,0$
$F_{r;d}$	1043 kN	min. $(R_{t;break;rep}/1,4)$ ; $(R_{r:vloei;rep}/1)$
$P_d$	833 kN	

CUR166 deel 1 paragraaf 7.2.1

$$R_{t;d} > P_d$$

$$1043 > 833$$

Unity Check 0.80

### Controle grondmechanische houdkracht [B2.2]

$Q_{c:gem}$	9 MPa	75629_DKMP033_(DT218.+087_DKMP2_BIK)
Correctiefactor conusweerstand $\gamma_{sc}$	0.82 [-]	
Afknijping conusweerstand op	15 MPa	
$R_{a:min}$	1440 kN	$(Q_{c:gem} * O * L_a * \alpha_l)$
$R_{a:min;d}$	1140 kN	$(R_{a:min} * \xi_s / \gamma_a)$
$P_d$	777 kN	Max rekenwaarde ankerkracht

CUR166 deel 1 paragraaf 7.2.2

$$R_{a:min;d} > P_d$$

$$1140 > 777$$

Unity check 0.68

**Controle bezwijken grout-grond [B2.3]**

R <sub>a,min,d</sub>	1140 kN
Diameter groutlichaam	350.00 mm
L <sub>grout</sub>	10.00 m
q <sub>c</sub>	9.19
τ <sub>grout/grond</sub>	0.10

0,3 N/mm<sup>2</sup>      τ<sub>grout/grond</sub>  
 0.30 > 0.10  
 Unity check      **0.35**

$$\tau_{grout/grond} = \frac{R_{a,min,d}}{\phi_{grout} \pi L_{grout}} \leq 0,2 * q_c \leq 0,3 \text{ N/mm}^2$$

**Controle bezwijken grout-staal [B2.4]**

R <sub>a,min,d</sub>	1140 kN
diameter staal	82.50 mm
L <sub>grout</sub>	10.00 m
τ <sub>grout/staal</sub>	0.44
τ <sub>max</sub>	1,5/2,2 (glad/geribd)

1,5/2,2      τ<sub>grout/staal</sub>  
 1.50 > 0.44  
 Unity check      **0.29**

$$\tau_{grout/staal} = \frac{R_{a,min,d}}{\phi_{staal} \pi L_{grout}} \leq \tau_{max} = \frac{1,5}{2,2} \left( \frac{glad}{geribd} \right)$$

**Gegevens sonderingen**

	Bovenkant groutlichaam [m+NAP]	Onderkant groutlichaam [m+NAP]	Gemiddelde conusweerstand [MPa]	Lengte groutlichaam [m]
75629_DKMP033_(DT218.+087_DKMP2_BIK)	-2.00	-9.07	9.19	10.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00



### **A.3. Sterkte gording**

**Controle gording verankerde damwand**

Bron: NEN-EN 1993 (sheet alleen toepasbaar voor klasse 1 en 2).



**Project** Dijkversterking Stad Tiel  
**Opdrachtgever** Waterschap Rivierenland  
**Projectnummer Iv-Infra** INFR200121  
**Onderdeel** Gording dijkvak 4c1  
**Revisie** 1  
**Datum** 18-12-2020

**BEREKENING Gording doorsnedeklasse: 1, 2** versie 1
**Uitgangspunten:**

De krachtsverdeling is bepaald op basis van een doorlopende ligger over meer dan drie steunpunten. De gordingen worden hierbij doorgekoppeld.

Bij gordingen (vaak vrij lage, gedrongen profielen (HEB)) zal gezien de geringe ongesteunde kiplengte (gording wordt tpv elke plank bevestigd) de reductie van de momentcapaciteit gering zijn en dus kip niet maatgevend zijn. Vandaar dat deze toetsing niet in het hoofdblad is opgenomen. Indien kip wel maatgevend is, dienen maatregelen getroffen te worden, zoals toepassing van kipsteunen (schotjes) of een zwaardere gording.

In de toetsing is alleen uitgegaan van belasting uit ankerkrachten. Deze ankerkrachten zijn een direct gevolg van de grond en waterdrukken tegen de damwand. Samen vormen deze een evenwicht. Overige belastingen zijn niet meegenomen (eigen gewicht, gewicht van bovenliggende grond, vulbelasting)

**Invoer gegevens gording**

gekozen profiel:	HE 280 B	$f_{y,d} = 355$ Mpa	
staalkwaliteit	S 355	$E_d = 210,000$ Mpa	
corrosie (rondom)	2.2 mm	$\gamma_{M0} = 1.0$	
Ankerhoek met horizontaal	$\alpha = 45$ graden		
h.o.h. afstand ankers	2.8 m	n: enkele gording (1); dubbele gording (2):	1 gording
buiging om welke as	sterke		

**Axiale ankerkrachten per strekkende meter**

$F_{A,d} = 240$ [kN/m]	ULS	$F_{A,d} \implies$ Overeenkomstig CUR166 art. 4.9.11
$F_{A,rep} = 222$ [kN/m]	SLS	
$F_{A,d} = 222$ [kN/m]	CAL, ankeruitval	

**Profiel eigenschappen met reductie a.g.v. corrosie (oorspronkelijke profieleigenschappen tussen haakjes)**

h = 275.6 mm (280 mm)	$A_{resterend} = 9604$ mm <sup>2</sup> = 73 % van: (13140 mm <sup>2</sup> )
b = 275.6 mm (280 mm)	$A_{corrosie} = 3536$ mm <sup>2</sup>
$t_w = 6.1$ mm (10.5 mm)	$A_v = 2904$ mm <sup>2</sup> = 71 % van: (4109 mm <sup>2</sup> )
$h_w = 196$ mm (196 mm)	$I_y = 14484$ cm <sup>4</sup> = 75 % van: (19270 cm <sup>4</sup> )
$t_t = 13.6$ mm (18.0 mm)	$W_{y,el} = 1051$ cm <sup>3</sup> = 76 % van: (1376 cm <sup>3</sup> )
r = 26.2 mm (24 mm)	$W_{pl,y*} = 1146$ cm <sup>3</sup> = 75 % van: (1534 cm <sup>3</sup> )
$i_y = 122.8$ mm (121 mm)	

==> NEN-EN 1993-1-1 art. 5.5.2

**Doorsnedeklasse**

lijfcontrole	$\frac{c}{t} = \frac{196}{6.1} = 32.1 \leq 72 \epsilon = 59 \implies$ Doorsnedeklasse 1
flenscontrole	$\frac{c}{t} = \frac{109}{13.6} = 8.0 \leq 10 \epsilon = 8 \implies$ Doorsnedeklasse 2
druk	$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$ [-]

Horizontale belasting op gording				
$P_{g,d}$	=	187 [kN/m]	$F_{A,d} \times \cos(\alpha) \times 1,1$	$P_{g,d}$ ==> Overeenkomstig CUR166 art. 4.9.11
$P_{g,rep}$	=	173 [kN/m]	$F_{A,rep} \times \cos(\alpha) \times 1,1$	
$P_{g,d}$	=	157 [kN/m]	$F_{A,d} \times \cos(\alpha)$	
$M_{s,g,d}$	=	146 [kNm]	ULS: $M_{s,g,d} = 1/10 \times P_{g,d} \times l^2/n$	
$V_{s,g,d}$	=	314 [kN]	ULS: $V_{s,g,d} = 6/10 \times P_{g,d} \times l/n$	
$M_{s,g,d,cal}$	=	308 [kNm]	CAL: $M_{s,g,d,cal} = 1/16 \times P_{g,d} \times (2l)^2/n$	Ankeruitval
$V_{s,g,d,cal}$	=	527 [kN]	CAL: $V_{s,g,d,cal} = 6/10 \times P_{g,d} \times 2l/n$	Ankeruitval

### Toetsing weerstand doorsnede op dwarskracht ULS

NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.6		Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2		sterke as
$V_{Ed}$	=	314 kN	$V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{2904 \times 205}{1.0} = 595 \text{ kN}$	
toetsing:				
6.2.6: $V_{Ed}/V_{c,Rd}$	=	dwarskracht	$314 / 595 = 0.53$	$0.53 > 0.5$ $0.53 \leq 1.0$ (6.17)

### Formules bij 6.2 Weerstand van doorsneden

### Reductie op momentcapaciteit

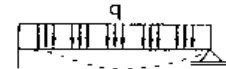
Doorsnedeklasse 1 en 2	
Buiging en dwarskracht	
Reductie nodig als $V_{Ed}/V_{c,Rd} > 0,5$	nodig
$p = (2 * V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)2 =$	<b>0.0029</b> reductie [1 - p]
$W_{pl,V} =$	$W_{pl,y} - [(p * A_w^2)/(4 * t_w)] = 1145680 \text{ mm}^3$

### Toetsing weerstand doorsnede op buigend moment ULS

NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.5		Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2		sterke as
$M_{Ed}$	=	146 kNm	$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,V} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1146 \times 355}{1.0} = 407 \text{ kNm}$	
*reductie $W_{pl}$ doordat dwarskracht $> 0,5 V_{c,Rd}$ conform NEN-EN 1993-1-1+C2-6.2.8				
toetsing:				
6.2.8: $M_{Ed}/M_{y,V,Rd}$	=	buiging + dwarskracht	$146 / 407 = 0.36$	$0.36 \leq 1.0$ (6.30)

### Vervorming ligger (doorlopend over meer dan drie steunpunten)

Vervorming:	$w = \frac{2 \cdot qL^4}{384 \cdot Ely} = \frac{2}{384} \frac{173 \times 2800}{210000 \times 1.45E+08} = 2 \text{ mm}$
-------------	--



Toetsing weerstand doorsnede CAL Ankeruitval					
NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.6 Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2 <span style="float: right;">sterke as</span>					
$V_{Ed} =$	527 kN	$V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$	=	$\frac{2904 \times 205}{1.0}$	= 595 kN
toetsing					
6.2.6: $V_{Ed}/V_{c,Rd} =$	dwarskracht	527 / 595 =	0.89	> 0.5	
			0.89	≤ 1.0	(6.17)
Reductie nodig als $V_{Ed}/V_{c,Rd} > 0,5$ <span style="float: right;">nodig</span>					
$p = (2 * V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)2 =$			<b>0.5968</b>	reductie [1 - r]	
$W_{pl,V} =$	$W_{pl,y} - [(p * A_w2)/(4 * t_w)] =$		1110886 mm <sup>3</sup>		
NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.5 Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2 <span style="float: right;">sterke as</span>					
$M_{Ed} =$	308 kNm	$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,V} * f_y}{\gamma_{M0}}$	=	$\frac{1146 \times 355}{1.0}$	= 407 kNm
toetsing:					
6.2.8: $M_{Ed} / M_{y,V,Rd} =$	buiging + dwarskracht	308 / 407 =	0.76	≤ 1.0	(6.30)
<b>Toetsing kipweerstand, unity checks</b>					
		normale situatie	0.37		
		calamiteit	0.83		

#### **A.4. Verticaal draagvermogen**

Deze bijlage betreft het D-Foundationsrekenmodel van 4C1. Naam van het model is: "INFR200121 B-016 201218 Draagvermogen\_rev1". Dit bestand is meegeleverd in de oplevermap.

**B.**      Ontwerptoetsingen 4C3

**B.1.**    *Doorsnede toetsing damwand*

# Controle doorsnede damwand

conform NEN-EN 1993-5:2008 + NB:2012 (sheet alleen toepasbaar voor klasse 1, 2 en 3 profielen)



**Project** Dijkversterking Stad Tiel  
**Opdrachtgever** Waterschap Rivierenland  
**Projectnummer Iv-Infra** INFR200121  
**Onderdeel** Dijkvak 4c3  
**Revisie** 1  
**Datum** 18-12-2020

## INVOER

### Invoer: gegevens damwand

damwandprofiel AZ18  
 type damwandprofiel Z-plank  
 staalsoort S 320 GP  
 Toelaatbare staalspanning\*  $f_y$  174 N/mm<sup>2</sup>  
 elasticiteitsmodulus E 2.10E+05 N/mm<sup>2</sup>  
 kniklengte (NEN-EN 1993-5 fig 5-2)\*\* I 9.10 m  
 factor scheve buiging (weerstandsmoment)\*\*\*  $\beta_B$  1.0  
 factor scheve buiging (traagheidsmoment)\*\*\*  $\beta_D$  1.0

\* Er is gerekend met een gereduceerde vloeispanning I.v.m. klasse 4 profiel

\*\* zie tabblad controles (3) voor betreffende figuur/tabel. Indien knik niet van toepassing is vul in: n.v.t.

\*\*\* bepaald aan de hand van CUR166 (2012)

### Definitie zones damwand

Zone	
A	Boven dagelijkse waterstand
B	Onder dagelijkse waterstand

### Invoer: corrosie

Boven dagelijkse waterstand 0 mm  
 Onder dagelijkse waterstand 0 mm  
 permanent onder water 0 mm  
 grond 0.0 mm

### Handmatig opgeven corrosiefactor?\*\*\*

corrosiefactor Zone A 0.58  
 corrosiefactor Zone B 0.76  
 corrosiefactor Zone C 1.00  
 corrosiefactor Zone D 1.00

ja

\*\*\* nee: corrosiefactor = flensdikte gecorrodeerd / flensdikte ongecorrodeerd

ja: gebruik maken van rekensheet / rekenprogramma en factor handmatig invullen

### Invoer: snedekrachten

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
optredend moment	$M_{ed}$	82.5	88	0	0 kNm/m
optredende normaalkracht	$N_{ed}$	179.3	179.3	0	0 kN/m
optredende dwarskracht	$V_{ed}$	93.5	93.5	0	0 kN/m

### Invoer: partiële veiligheidsfactoren (o.b.v. NB)

$\gamma_{M0}$  1.00  
 $\gamma_{M1}$  1.10  
 $\gamma_{M2}$  1.25

## SAMENVATTING TOETSING DOORSNEDE

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
Moment	U.C.	0.45	0.32	0.00	0.00
Dwarskracht	U.C.	0.45	0.35	0.00	0.00
Normaalkracht	U.C.	0.12	0.09	0.00	0.00
Moment + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht	U.C.	0.51	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Plooi	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Knik	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.

voldoet aan norm

voldoet niet aan norm

niet van toepassing

**B.2. Sterkte verankering**



**Berekening ankerkracht incl. bijdrage zakkende grond**

bronnen: CUR166 (2012), Damwandconstructies - 6e herziene druk, deel 2 paragraaf 4.9.13  
 POV-M Publicatie stabiliteitsverhogende langsconstructies, Deltares, maart 2020



<b>Project</b>	Dijkversterking Stad Tiel
<b>Opdrachtgever</b>	Waterschap Rivierenland
<b>Projectnummer Iv-Infra</b>	INFR200121
<b>Onderdeel</b>	Voorlopig ontwerp schroefinjectie anker vak 4c3
<b>Revisie</b>	1
<b>Datum</b>	18-12-2020

**Gegevens doorsnede**

Type voorwand	AZ18
Type anker	Ankerbuis 76,1x17,5
Methode	PPL

**Invoer constructie**

Type anker	-	Ankerbuis
Diameter ankerbuis	$D_0$	0.076 [m]
Corrosiebescherming ankerbuis (rondom)	-	0.000 [m]
Wanddikte ankerbuis	t	0.018 [m]
Hart-op-hart afstand verankering	a	2.80 [m]
Ankerhoek met horizontaal	$\alpha_{\text{anker}}$	45 [graden]
Lengte anker tussen opleggingen	L	16.5 [m]
Buigstijfheid damwand (gecorrodeerd) per meter	$EI_{\text{damwand}}$	54348 [kNm <sup>2</sup> ]
Maatgevende ankerkracht	F	170 [kN]
Eigen gewicht ankerbuis	$q_{\text{eg}}$	25.086 [kg/m]
Oppervlakte anker (ongecorrodeerd)	$A_{\text{anker}}$	3.22E-03 [m <sup>2</sup> ]
Rekstijfheid ankerdoorsnede (ongecorrodeerd)	EA	675403 [kN]
Buigstijfheid ankerstaaf (ongecorrodeerd)	$EI_{\text{anker}}$	3.15E+02 [kNm <sup>2</sup> ]

**Zakking**

Materiaal rond ankerstang		PPL:KLEI/VEEN
Horizontale beddingsconstante ondergrond per meter	c	10000 [kN*m/m <sup>3</sup> ]
PPL:KLEI/VEEN		
Ongedraineerde schuifsterkte	$S_u$	44.2 [kPa]
	$\alpha$	9 [-]
Representatieve bovengrens netto conusweerstand	$q_{\text{net,max}}$	0.5 [MPa]
laag karakteristieke waarde correlatiecoëfficiënt	Nkt,laag	20 [-]
Alpha Shanshep	$\alpha$	0.34 [-]
Effectieve verticale korrelspanning	$\sigma'_{v,z;\text{gem}}$	130 [kPa]
Belasting zakkende grond	$q_{\text{lloodrecht,gem}}$	23.75 [kN/m]
Amplitude sinusvormige belasting	$q_0$	30.56 [kN/m]
Gemiddelde grondzakking op ankerstang	$w_{\text{grond,gem;lloodrecht}}$	0.0300 [m]

**CUR166 geval 1: "Loodrecht belaste ankerstang"**

Modelfactor	$\beta$ (factor conform PPL)	24.0 [-]
-------------	------------------------------	----------

$$\alpha(1 + \alpha)^2 = \left(\frac{q_0 * L}{F}\right)^2 * \frac{1}{\beta} * \frac{EA}{F} * \frac{1}{1 + \frac{EA}{\alpha * c * \lambda * L}}$$

0

$$\left(\frac{q_0 * L}{F}\right)^2 * \frac{1}{\beta} * \frac{EA}{F} * \frac{1}{1 + \frac{EA}{\alpha * c * \lambda * L}} =$$

868.2524 [-]

Dus moet gelden dat:

$$\alpha(1 + \alpha)^2 =$$

3.1193 [-]

Hieruit volgt:

$$\alpha =$$

8.88526 [-]

golf lengte	$\lambda$	2.16 [m]
-------------	-----------	----------

doorbuiging anker	$y_0$	0.502 [m]
-------------------	-------	-----------

**Doorbuiging anker groter dan de zakking van de ondergrond, rekenen met geval 2.****CUR166 geval 2: "Verhinderde doorbuiging"**Indien doorbuiging anker ( $y_0$ ) groter is dan zakking ondergrond ( $w_{\text{grond;gem;loodrecht}}$ ) dan geldt:

$$\alpha_n^2(1 + \alpha_n) = \alpha^2(1 + \alpha) \left(\frac{1}{n^3}\right)$$

$$\alpha^2(1 + \alpha) \left(\frac{1}{n^3}\right) =$$

0.1670 [-]

Dus moet gelden dat:

$$\alpha_n^2(1 + \alpha_n) =$$

0.1670 [-]

Hieruit volgt:

$$\alpha_n =$$

0.351503294 [-]

factor	$n$	16.72 [-]
--------	-----	-----------

**Bereken de ankerkrachten incl. effect zakkende grond (geval 1 en geval 2)**

Additionele ankerkracht	$\Delta F$	60 [kN]
Ankerkracht per anker	F	170 [kN] +
Maatgevende totale ankerkracht	$F_{s,staaf}$	<hr style="width: 100%; border: 0.5px solid black;"/> 230 [kN]

Invoer Plaxis

Toeslag zakkende grond 75 kNToeslag kruip (ankerkracht fase 3a) 170 kNTotaal (invoer Prestress fase 3b) 245 kN

**Bijlage X****Controle zelfborende ankers en schroefinjectieankers**

bron: CUR166 (2012), Damwandconstructies - 6e herziene druk, deel 2 paragraaf 4.9.5 en 4.9.6 en NEN 9997-1+C2:2017 NL

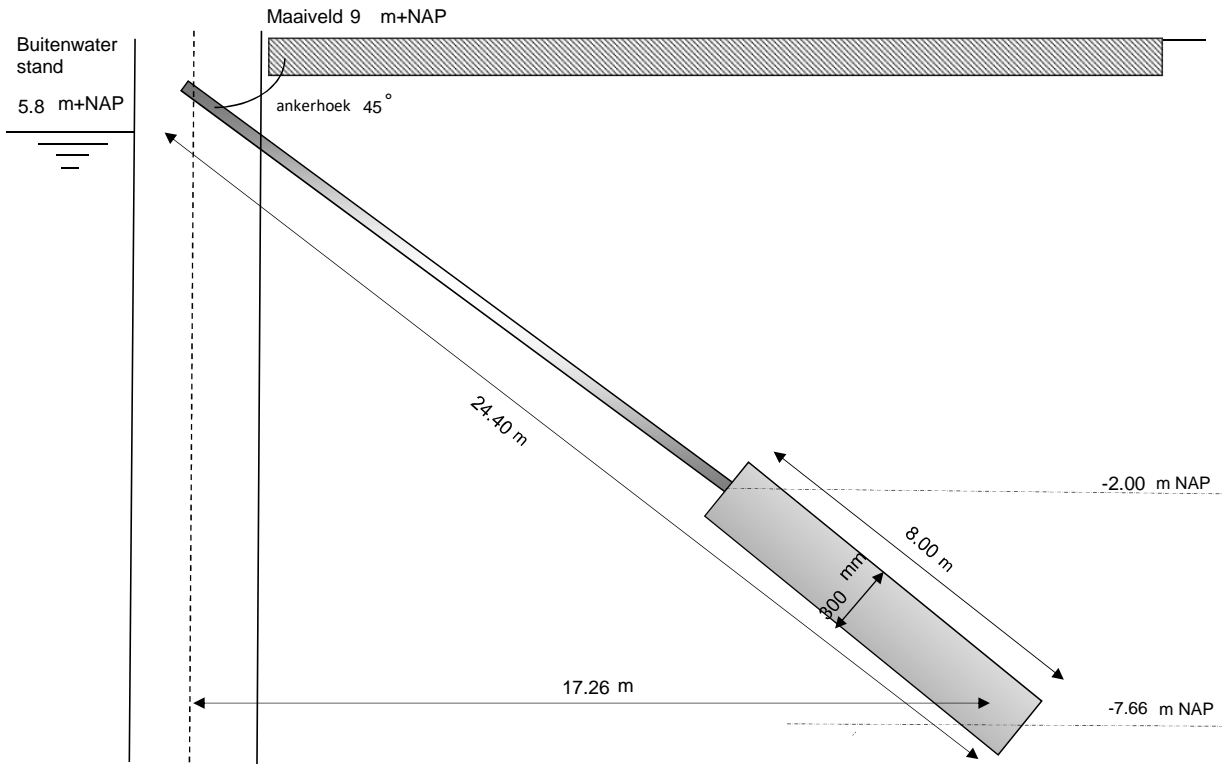
<b>Project</b>	Dijkversterking Stad Tiel
<b>Opdrachtgever</b>	Waterschap Rivierenland
<b>Projectnummer Iv-Infra</b>	INFR200121
<b>Onderdeel</b>	Voorlopig ontwerp schroefinjectie anker vak 4c3
<b>Revisie</b>	1
<b>Datum</b>	18-12-2020

**Algemene gegevens**

Sondering	75629_DKMP036_(DT219.+105_DKMP2_BUT)		
Ankersysteem	S Schroefinjectieanker		
Type anker	Ø76,1x17,5	mm	
Buitendiameter	76.10	mm	
Wanddikte	17.50	mm	
Rekenkundig drsn. (Abuis)	3190	mm <sup>2</sup>	
Gecorrigeerde diameter t.p.v. schroefdraad	75.52	mm <sup>2</sup>	
Corrosietoeslag	0.060	mm/jr	100 jaar
Rekenkundige doorsnede (Abuis;corr)	1880	mm <sup>2</sup>	
Staalkwaliteit	E470		
Vloei spanning (fy)	500.00	N/mm <sup>2</sup>	
Breukspanning (ft)	700.00	N/mm <sup>2</sup>	
Diameter groutlichaam	300	mm	omtrek 942 mm
H-o-h afstand	2800	mm	
h.o.h. afstand ankers (uitgedrukt in D)	9.33	Deq	
Insteekniveau	9.60	m NAP	
Bovenkant grout	-2.00	m NAP	onderkant -7.66 m NAP
Lengte prop	8.00	m	hart -4.83 m NAP
Ankerhoek	45	°	
Totale ankerlengte	24.40	m	
Fictieve ankerlengte	20	m	
Massa totale ankerstang	607	kg	
Groutlichaam hoeveelheid	0.53	m <sup>3</sup>	

**Gehanteerde factoren**

CUR 166 deel 2 art 4.9.6	0.014 $\alpha_t$	CUR 166 deel 2 art 4.9.6 $\alpha_t$
Reductiefactor	1.00 $\xi_a$	CUR 166 deel 1 art 7.2.2 $\xi_a$
Partiële materiaalfactor	1.20 $\gamma_a$	CUR 166 deel 1 art 7.2.2 $\gamma_a$
Correctiefactor lengte-effect groutlichaam	0.95	
Correctiefactor onderlinge beïnvloeding	1.00	NEN 9997-1+C2: 2017 NL



	Ankergegevens				Sluitfactoren CUR166		Rekenwaarde ankerkracht	
	Axiaal $P_{:max:axiaal:Dsheets}$ (kN/m1)	Axiaal $P_{:max:Dsheets}$ (kN/m1)	Afstand h-o-h (m)	$P_{:max}$ kN/anker	Houdkracht $Y_{gr}$ (-)	Doorsnede $Y_{drsn}$ (-)	Houdkracht $P_{d:gr}$ (kN/anker)	Doorsnede $P_d$ (kN/anker)
Ankerkrachten								
stap 6.1	220	220	2.80	616	1.10	1.25	678	770
stap 6.2	220	220	2.80	616	1.10	1.25	678	770
stap 6.3	220	220	2.80	616	1.10	1.25	678	770
stap 6.4	220	220	2.80	616	1.10	1.25	678	770
stap 6.5 x 1,2	147	147	2.80	410	1.10	1.25	451	513
Anker uitval								
Stap 6,5 (representatief)	122	122	4.20	513	1.00	1.00	513	513

**Controle ankerstang [B2.1]**

$R_{t;break;rep}$	1316 kN	$(A_{buis:corr} * ft)$
$R_{t;break;d}$	940 kN	$(R_{t;break;d}/1,4)$
$R_{vloe;rep}$	940 kN	$A_{buis} * fy$
$R_{vloe;d}$	940 kN	$R_{r:vloe;rep}/1,0$
$F_{r;d}$	940 kN	min. $(R_{t;break;rep}/1,4)$ ; $(R_{r:vloe;rep}/1)$
$P_d$	770 kN	

CUR166 deel 1 paragraaf 7.2.1

$$R_{t;d} > P_d$$

$$940 > 770$$

Unity Check 0.82

**Controle grondmechanische houdkracht [B2.2]**

$Q_{c:gem}$	11 MPa	75629_DKMP036_(DT219.+105_DKMP2_BUT)
Correctiefactor conusweerstand $\gamma_{sc}$	0.80 [-]	
Afknijping conusweerstand op	15 MPa	
$R_{a:min}$	1150 kN	$(Q_{c:gem} * O * L_a * \alpha_l)$
$R_{a:min;d}$	911 kN	$(R_{a:min} * \xi_s / \gamma_a)$
$P_d$	678 kN	Max rekenwaarde ankerkracht

CUR166 deel 1 paragraaf 7.2.2

$$R_{a:min;d} > P_d$$

$$911 > 678$$

Unity check 0.74

**Controle bezwijken grout-grond [B2.3]**

R <sub>a,min,d</sub>	911 kN
Diameter groutlichaam	300.00 mm
L <sub>grout</sub>	8.00 m
q <sub>c</sub>	10.71
τ <sub>grout/grond</sub>	0.12

0,3 N/mm<sup>2</sup>      τ<sub>grout/grond</sub>  
 0.30 > 0.12  
 Unity check      **0.40**

$$\tau_{grout/grond} = \frac{R_{a,min,d}}{\varnothing_{grout} \pi L_{grout}} \leq 0,2 * q_c \leq 0,3 \text{ N/mm}^2$$

**Controle bezwijken grout-staal [B2.4]**

R <sub>a,min,d</sub>	911 kN
diameter staal	76.10 mm
L <sub>grout</sub>	8.00 m
τ <sub>grout/staal</sub>	0.48
τ <sub>max</sub>	1,5/2,2 (glad/geribd)

1,5/2,2      τ<sub>grout/staal</sub>  
 1.50 > 0.48  
 Unity check      **0.32**

$$\tau_{grout/staal} = \frac{R_{a,min,d}}{\varnothing_{staal} \pi L_{grout}} \leq \tau_{max} = \frac{1,5}{2,2} \left( \frac{glad}{geribd} \right)$$

**Gegevens sonderingen**

	Bovenkant groutlichaam [m+NAP]	Onderkant groutlichaam [m+NAP]	Gemiddelde conusweerstand [MPa]	Lengte groutlichaam [m]
75629_DKMP036_(DT219.+105_DKMP2_BUT)	-2.00	-8.36	10.71	8.00
75629_DKMP037-A_(DT220.+035_DKMP2_VL)	-2.00	-8.36	11.90	8.00
DT220.+001_DKMP_BUT	-2.00	-8.36	13.83	8.00
DT220.+002_DKMP_KR	-2.00	-8.36	12.12	8.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00

**B.3. Sterkte gording**

**Controle gording verankerde damwand**

Bron: NEN-EN 1993 (sheet alleen toepasbaar voor klasse 1 en 2).



**Project** Dijkversterking Stad Tiel  
**Opdrachtgever** Waterschap Rivierenland  
**Projectnummer Iv-Infra** INFR200121  
**Onderdeel** Gording dijkvak 4c3  
**Revisie** 1  
**Datum** 18-12-2020

**BEREKENING Gording doorsnedeklasse: 1, 2**

versie

1

**Uitgangspunten:**

De krachtsverdeling is bepaald op basis van een doorlopende ligger over meer dan drie steunpunten. De gordingen worden hierbij doorgekoppeld.

Bij gordingen (vaak vrij lage, gedrongen profielen (HEB)) zal gezien de geringe ongesteunde kiplengte (gording wordt tpv elke plank bevestigd) de reductie van de momentcapaciteit gering zijn en dus kip niet maatgevend zijn. Vandaar dat deze toetsing niet in het hoofdblad is opgenomen. Indien kip wel maatgevend is, dienen maatregelen getroffen te worden, zoals toepassing van kipsteunen (schotjes) of een zwaardere gording.

In de toetsing is alleen uitgegaan van belasting uit ankerkrachten. Deze ankerkrachten zijn een direct gevolg van de grond en waterdrukken tegen de damwand. Samen vormen deze een evenwicht. Overige belastingen zijn niet meegenomen (eigen gewicht, gewicht van bovenliggende grond, vulbelasting)

**Invoer gegevens gording**

gekozen profiel:	HE 240 B	$f_{y,d} = 355$ Mpa	
staalkwaliteit	S 355	$E_d = 210,000$ Mpa	
corrosie (rondom)	2.2 mm	$\gamma_{MO} = 1.0$	
Ankerhoek met horizontaal	$\alpha = 45$ graden		
h.o.h. afstand ankers	2.8 m	n: enkele gording (1); dubbele gording (2):	1 gording
buiging om welke as	sterke		

**Axiale ankerkrachten per strekkende meter**

$F_{A,d} = 220$ [kN/m]	ULS	$F_{A,d} \implies$ Overeenkomstig CUR166 art. 4.9.11
$F_{A,rep} = 147$ [kN/m]	SLS	
$F_{A,d} = 147$ [kN/m]	CAL, ankeruitval	

**Profiel eigenschappen met reductie a.g.v. corrosie (oorspronkelijke profieleigenschappen tussen haakjes)**

$h = 235.6$ mm ( 240 mm)	$A_{resterend} = 7579$ mm <sup>2</sup> = 71 % van: ( 10600 mm <sup>2</sup> )
$b = 235.6$ mm ( 240 mm)	$A_{corrosie} = 3021$ mm <sup>2</sup>
$t_w = 5.6$ mm ( 10.0 mm)	$A_v = 2297$ mm <sup>2</sup> = 69 % van: ( 3323 mm <sup>2</sup> )
$h_w = 164$ mm ( 164 mm)	$I_y = 8288$ cm <sup>4</sup> = 74 % van: ( 11259 cm <sup>4</sup> )
$t_t = 12.6$ mm ( 17.0 mm)	$W_{y,el} = 704$ cm <sup>3</sup> = 75 % van: ( 938 cm <sup>3</sup> )
$r = 23.2$ mm ( 21 mm)	$W_{pl,y*} = 770$ cm <sup>3</sup> = 73 % van: ( 1053 cm <sup>3</sup> )
$i_y = 104.6$ mm ( 103 mm)	

$\implies$  NEN-EN 1993-1-1 art. 5.5.2

**Doorsnedeklasse**

lijfcontrole	$\frac{c}{t} = \frac{164}{5.6} = 29.3 \leq 72 \epsilon = 59 \implies$ Doorsnedeklasse 1
flenscontrole	$\frac{c}{t} = \frac{92}{12.6} = 7.3 \leq 9 \epsilon = 7 \implies$ Doorsnedeklasse 1
druk	$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$ [-]

**Horizontale belasting op gording**

$P_{g,d}$	=	171 [kN/m]	$F_{A,d} \times \cos(\alpha) \times 1,1$	$P_{g,d}$	=>> Overeenkomstig CUR166 art. 4.9.11
$P_{g,rep}$	=	114 [kN/m]	$F_{A,rep} \times \cos(\alpha) \times 1,1$		
$P_{g,d}$	=	104 [kN/m]	$F_{A,d} \times \cos(\alpha)$		
$M_{s,g,d}$	=	134 [kNm]	ULS: $M_{s,g,d} = 1/10 \times P_{g,d} \times l^2/n$		
$V_{s,g,d}$	=	287 [kN]	ULS: $V_{s,g,d} = 6/10 \times P_{g,d} \times l/n$		
$M_{s,g,d,cal}$	=	203 [kNm]	CAL: $M_{s,g,d,cal} = 1/16 \times P_{g,d} \times (2l)^2/n$	Ankeruitval	
$V_{s,g,d,cal}$	=	348 [kN]	CAL: $V_{s,g,d,cal} = 6/10 \times P_{g,d} \times 2l/n$	Ankeruitval	

**Toetsing weerstand doorsnede op dwarskracht ULS**

NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.6		Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2		sterke as	
$V_{Ed}$	=	287 kN	$V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$	=	$\frac{2297 \times 205}{1.0} = 471 \text{ kN}$
toetsing:					
6.2.6: $V_{Ed}/V_{c,Rd}$	=	dwarskracht	$287 / 471 =$	0.61	> 0.5
				0.61	≤ 1.0 (6.17)

**Formules bij 6.2 Weerstand van doorsneden****Reductie op momentcapaciteit**

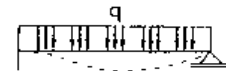
Doorsnedeklasse 1 en 2	
Buiging en dwarskracht	
Reductie nodig als $V_{Ed}/V_{c,Rd} > 0,5$	
$p = (2 * V_{Ed}/V_{c,Rd} - 1)2 =$	nodig <b>0.0490</b> reductie [1 - p]
$W_{pl,V} =$	$W_{pl,y} - [(p * A_w2)/(4 * t_w)] =$ 768331 mm <sup>3</sup>

**Toetsing weerstand doorsnede op buigend moment ULS**

NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.5		Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2		sterke as	
$M_{Ed}$	=	134 kNm	$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,V} * f_y}{\gamma_{M0}}$	=	$\frac{768 \times 355}{1.0} = 273 \text{ kNm}$
*reductie $W_{pl}$ doordat dwarskracht > 0,5 $V_{c,Rd}$ conform NEN-EN 1993-1-1+C2-6.2.8					
toetsing:					
6.2.8: $M_{Ed}/M_{c,Rd}$	=	buiging + dwarskracht	$134 / 273 =$	0.49	≤ 1.0 (6.30)

**Vervorming ligger (doorlopend over meer dan drie steunpunten)**

$$\text{Vervorming: } w = \frac{2 \cdot qL^4}{384 \cdot Ely} = \frac{2}{384} \frac{114 \times 2800}{210000 \times 8.29E+07} = 2 \text{ mm}$$



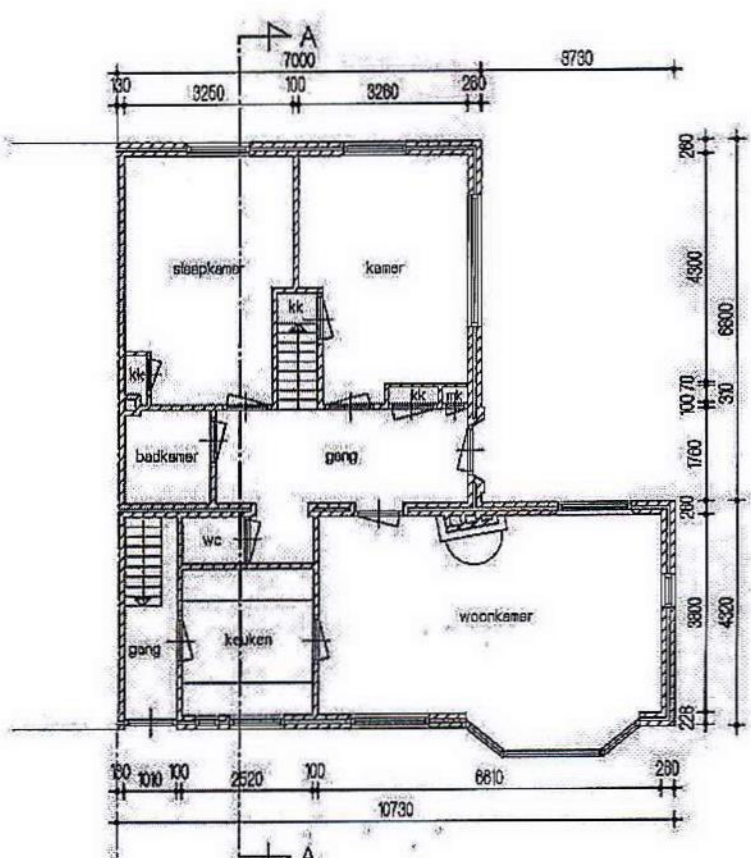


Toetsing weerstand doorsnede CAL Ankeruitval					
NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.6 Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2 <span style="float: right;">sterke as</span>					
$V_{Ed} =$	348 kN	$V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$	=	$\frac{2297 \times 205}{1.0}$	= 471 kN
toetsing					
6.2.6: $V_{Ed}/V_{c,Rd} =$	dwarskracht	348 / 471 =	0.74	>	0.5
			0.74	≤	1.0 (6.17)
Reductie nodig als $V_{Ed}/V_{c,Rd} > 0,5$ <span style="float: right;">nodig</span>					
$\rho = (2 * V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)2 =$			<b>0.2295</b>	reductie [1 - ρ]	
$W_{pl,V} =$	$W_{pl,y} - [(p * A_w2)/(4 * t_w)] =$		761534 mm <sup>3</sup>		
NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.5 Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2 <span style="float: right;">sterke as</span>					
$M_{Ed} =$	203 kNm	$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,V} * f_y}{\gamma_{M0}}$	=	$\frac{770 \times 355}{1.0}$	= 273 kNm
toetsing:					
6.2.8: $M_{Ed} / M_{y,V,Rd} =$	buiging + dwarskracht	203 / 273 =	0.74	≤	1.0 (6.30)
<b>Toetsing kipweerstand, unity checks</b>					
		normale situatie	0.50		
		calamiteit	0.84		

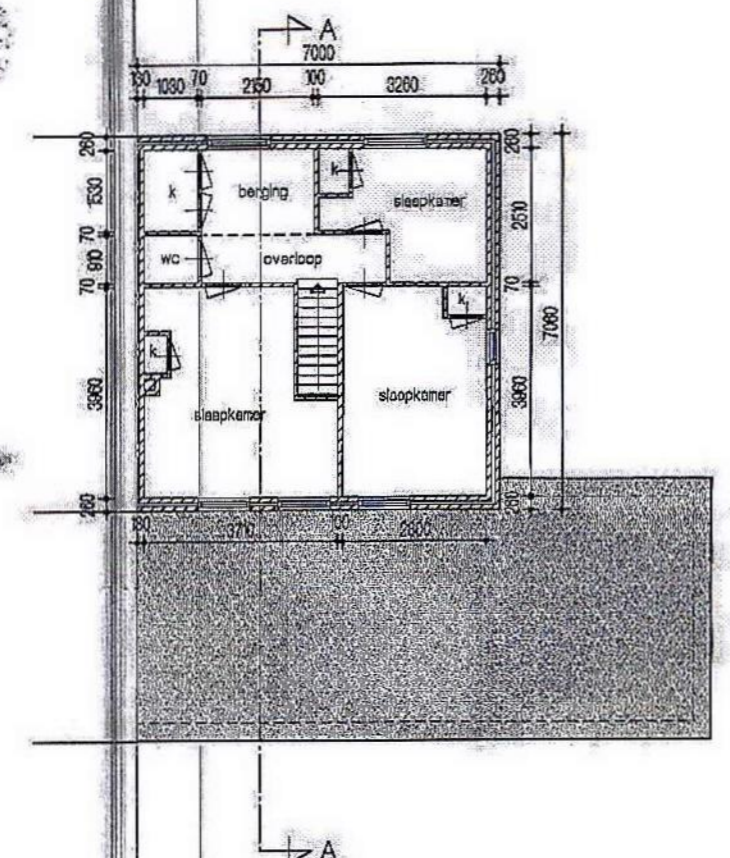
**B.4. Verticaal draagvermogen**

Deze bijlage betreft het D-Foundationsrekenmodel van 4C3. Naam van het model is: "INFR200121 B-016 201218 Draagvermogen\_rev1". Dit bestand is meegeleverd in de oplevermap.

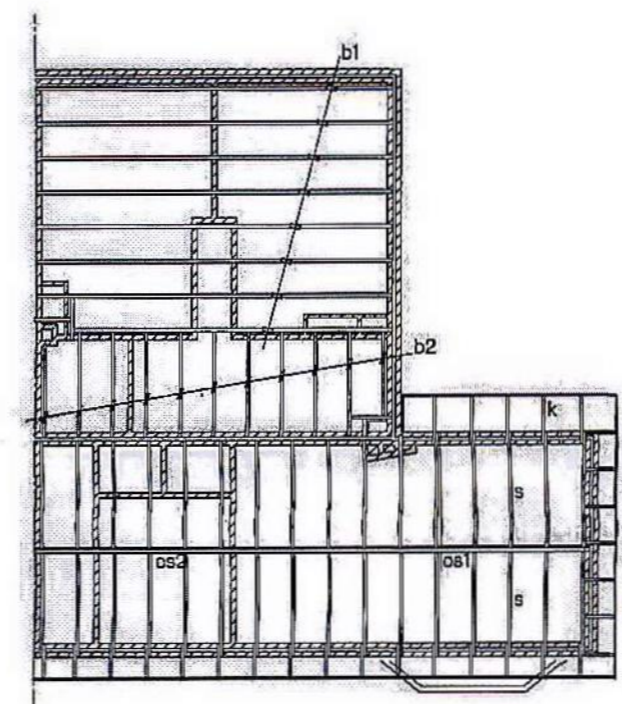
## C. Archiefinformatie panden



began grond bestaand

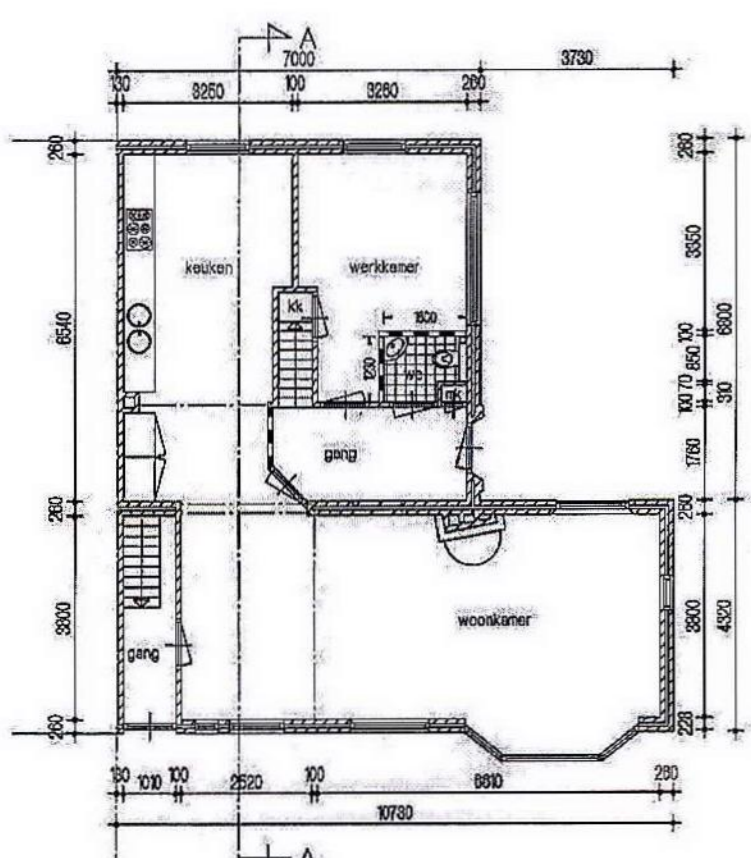


verdieping bestaand

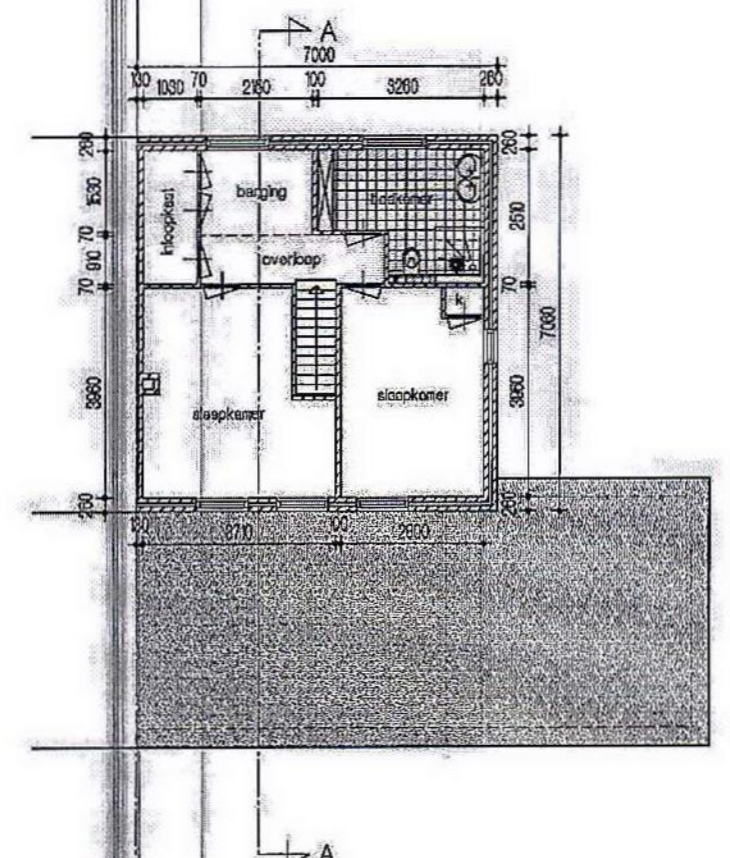


kapplan + vloerbalklaag nivo 5050+ bestaand

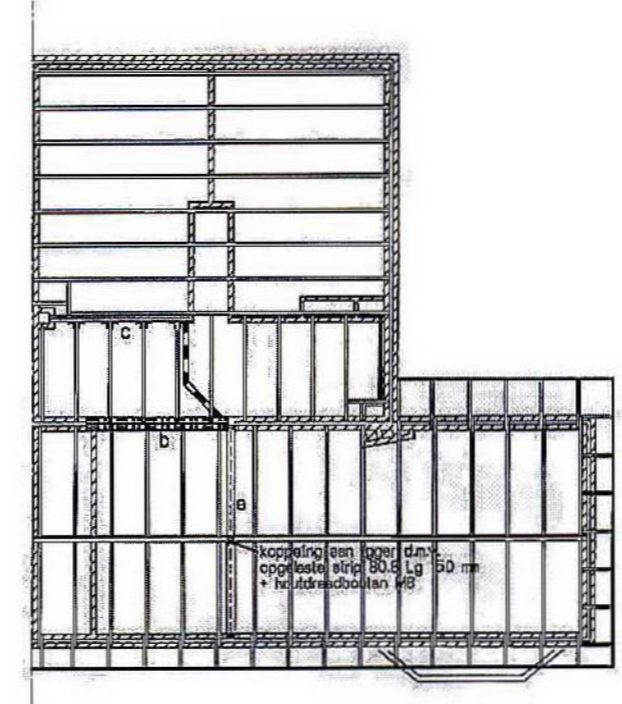
- b1 bekleeg 63x165 mm h.o.h. 850 mm
- b2 bekleeg 60x125 mm h.o.h. 850 mm
- os1 onderslag 80x250 mm
- os2 onderslag 63x165 mm
- s sporen 60x100 mm h.o.h. 890 mm
- k kloppen 60x100 mm h.o.h. ca. 600 mm



began grond gewijzigd

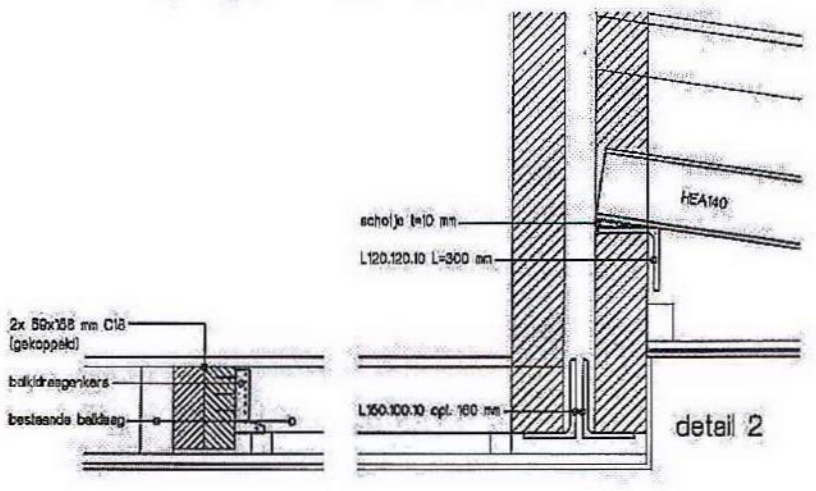


verdieping gewijzigd

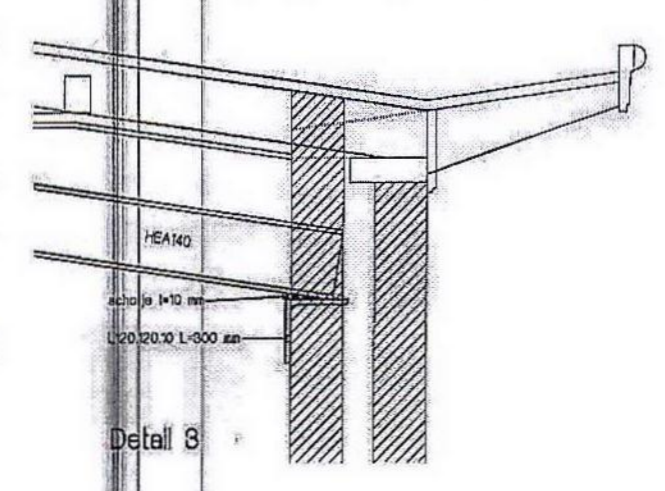


kapplan + vloerbalklaag nivo 5050+ gewijzigd

- stalen liggers:
- a - HEA 140 + nameratuk L120,120,10
  - b - L150,100,10 2x min. 180 mm opl.
  - c - 2x 69x168 mm C18



detail 1



detail 2

Technische voorschriften

- elektrische installatie
- gasinstallatie
- drinkwaterinstallatie
- warmwaterinstallatie vlg. aansluitvoorwaarden VEWIN
- binnenriolering
- buitenriolering
- mechanische ventilatie keuken, toiletruimte en badruimte
- roosters en kanalen in muisdichte uitvoering, gevelopeningen niet groter dan 1 cm.

NEN-normen /NPR

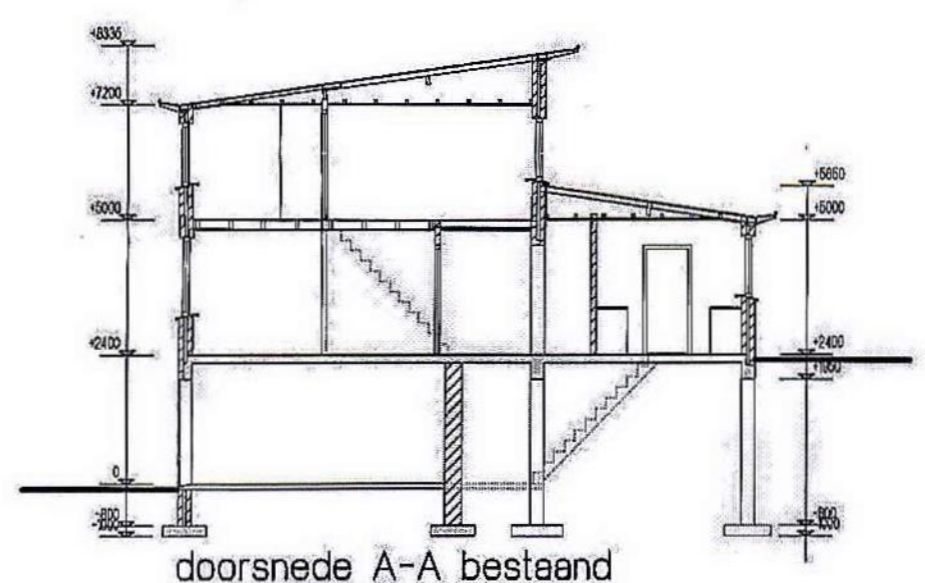
1010	5310
1078,8078	3378
1006	1006
3215,3216	
1087	1088

Constructie-eisen materialen:

- Staalconstructies:
- profielstaal: staalsoort S235
  - kokers en buizen: staalsoort S235
  - bouten + moeren: sterkteklasse 8.8 gerolde draad
  - ankers: sterkteklasse 4.6 gerolde draad

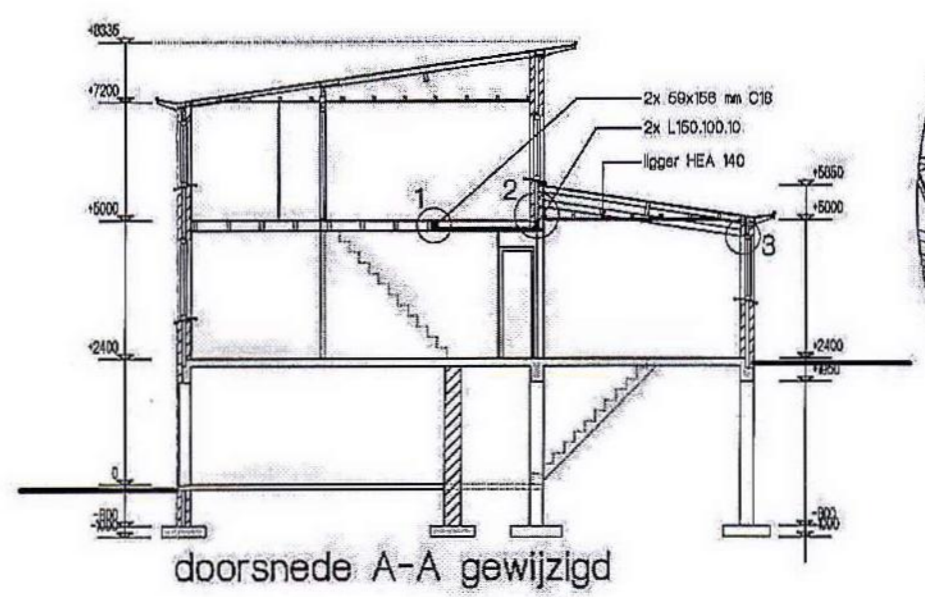
Constructie-eisen algemeen:

- Staalconstructies algemeen:
- staalconstructies brandwerend bekleden volgens opgave fabrikant/leverancier bekledingsmateriaal

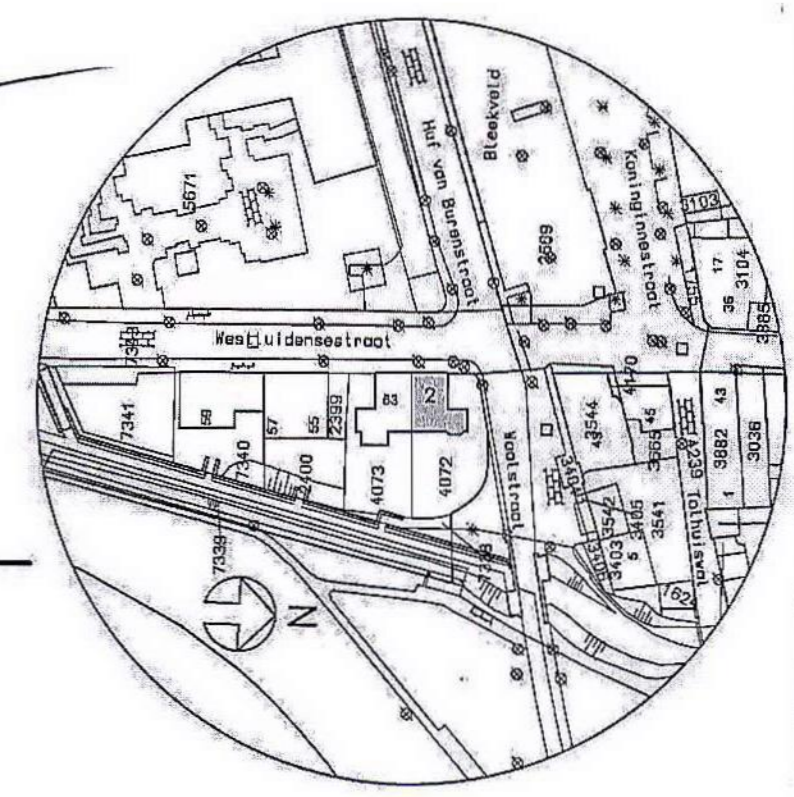


doorsnede A-A bestaand

Gewaarmerkt als behorende bij het besluit van burgemeester en wethouders van Tiel d.d. **31 MAART 2011** medewerker Bouwen en Milieu, productgroep Bouwen,



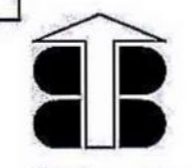
doorsnede A-A gewijzigd



Situatie:  
kadastraal bekend gemeente  
sectie: nummer:  
schaal 1:1000



gemeente Tiel  
- 8 MAART 2011



Burg. Meulan B5  
4003 CA Tiel  
Tel: 0344 - 81628  
E-mail: tokenburomegens@planet.nl  
Website: www.tokenburomegens.nl

BOUWKUNDIG ADVIES- & TEKENBURO  
**E. MEGENS**  
datum: 10-01-2011  
schaal: 1:100  
getekend: J.V.  
project: Interne verbouwing woning  
Waalstraat 2 te Tiel  
opdrachtgever: dhr. A. Jansen  
Waalstraat 2, 4001 LM Tiel  
Plattegronden, doorsneden, situatie  
werk nr: 1043  
blad nr: G1 A

# Vergunning

Bouwen en Wonen Toezicht nummer:	VG BL1957105
----------------------------------	--------------

Aanwezigheid pagina's tekst:	<input checked="" type="radio"/> JA	<input type="radio"/> NEE
Aanwezigheid pagina's tekeningen:	<input checked="" type="radio"/> JA	<input type="radio"/> NEE

Eigenaar dossier en opdrachtgever digitaliseren:	Gemeente Tiel Achterweg 2 4001 MV Tiel
--	--

Uitvoerder digitaliseren:	M&R micro - imaging b.v. Dieselstraat 11 8263 AE Kampen  Postbus 360 8260 AJ Kampen
---------------------------	--

Proces code digitaliseren:	digitaal/001
----------------------------	--------------

Vorm van digitaliseren:	Tiff - formaat op cd-rom aangeleverd
-------------------------	--------------------------------------

Bijzonderheden:	- per dossier tabs Vergunning, Technische Bescheiden, Juridische bescheiden en overige bescheiden
-----------------	---

11 APR. 1957

No. 44

*Kennelijk*

*involkaarf gemaakt.*

GEMEENTEWERKEN  
INGEKOMEN No. 18/ 81532.  
11 APR. 1957  
*11. Gro*

*361*

Burgemeester en Wethouders der gemeente Tiel;

Voorgenomen het verzoek d.d. 2 april 1957 van H.E.J.C. Blom te Tiel om vergunning voor het veranderen van het pand Waalstraat 5, kadastraal bekend gemeente Tiel, sectie no. 3403;

Gelezen het advies van de Directeur van Gemeentewerken d.d. 4 april 1957, no. 10924; Gelet op de Woningwet en op de Bouwverordening der gemeente Tiel;

**B e s l u i t e n :**

- I. behoudens ieders recht aan adressant de gevraagde vergunning te verlenen, zulks geheel overeenkomstig de bij dit besluit behorende en als zodanig gewaarmerkte tekening;
- II. behoudens ieders recht aan adressant, ten behoeve van het sub I vermelde bouwwerk, vergunning te verlenen voor het hebben van een aansluiting op het gemeenteriool in de Westluidensestraat, zulks onder de volgende

**V O O R W A A R D E N :**

- a. de in gemeentegrond komende gedeelten van de riolering en de aansluiting daarvan op het gemeenteriool zullen van gemeentewege voor rekening van de vergunninghouder worden gemaakt; deze gedeelten zijn het eigendom der gemeente;
- b. de aansluiting op het gemeenteriool zal worden gemaakt, zodra op het bureau van gemeentewerken de kwitantie is getoond, dat voor de kosten van aansluiting ter nadere verrekening een bedrag van f.150,— gestort is bij de Kassier van Gemeentewerken of is overgeschreven op postgiro no. 145365 ten name der gemeente Tiel;

III. afschrift dezes te zenden aan:

1. adressant;
2. de Directeur van Gemeentewerken ( in tweevoud );
3. de Gemeente-Ontvanger.

Aldus gedaan ter vergadering van 8 april 1957.

De Secretaris,  
(get.) W. Derksema.

De Burgemeester,  
(get.) Stolk.

Voor afschrift ter uitreiking aan:  
de heer Directeur van Gemeentewerken te Tiel.

De Secretaris van Tiel,

*[Handwritten signature]*

.....  
Leges f.2,—  
.....

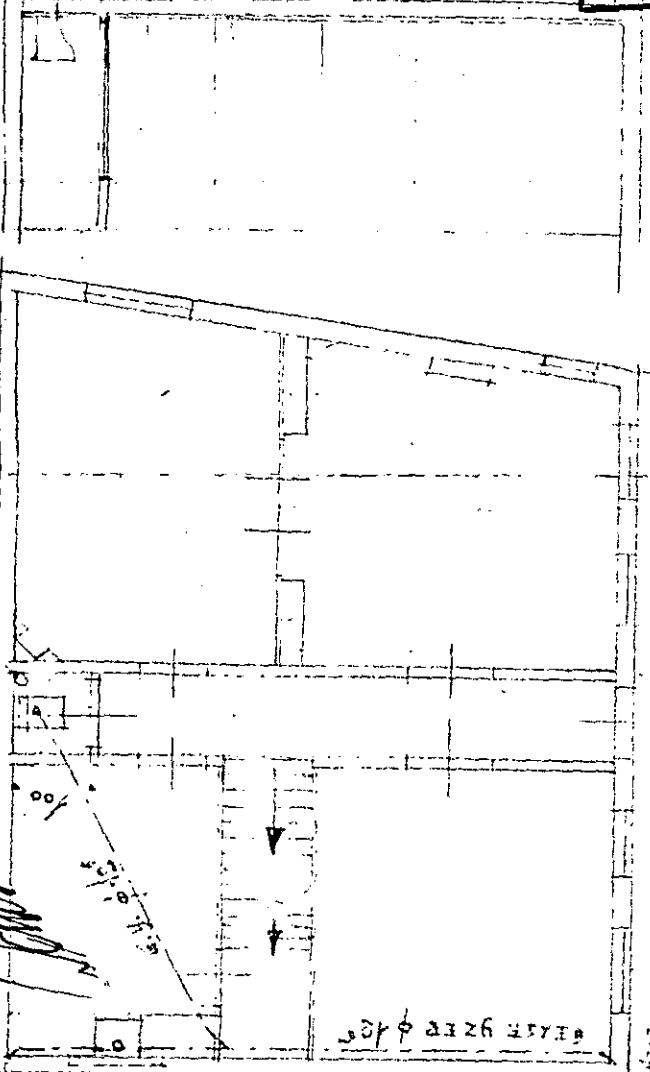
V/L.  
Coll. *[initials]*

Bevoegd bij Besluit van Burgemeester van TIEL dd. 8 April 1957 No. 18.  
 De Secretaris

SECRETARIS  
 DEFTLOCATIE

1. April 1957

GEEMEENTE TIEL  
 INGEKOMEN  
 - 6 APR. 1957  
 No. 1132

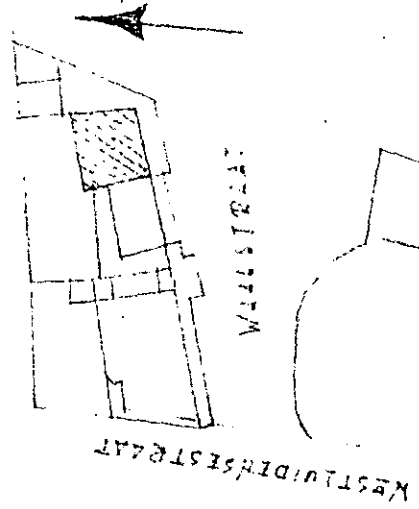


SOOSTERDIJK

DOORSNEDE

Vergadering  
 B en W.  
 8 APR. 1957

NAAR GEN. RIJOL IN DE  
 WESTLIDENSESTRAAT

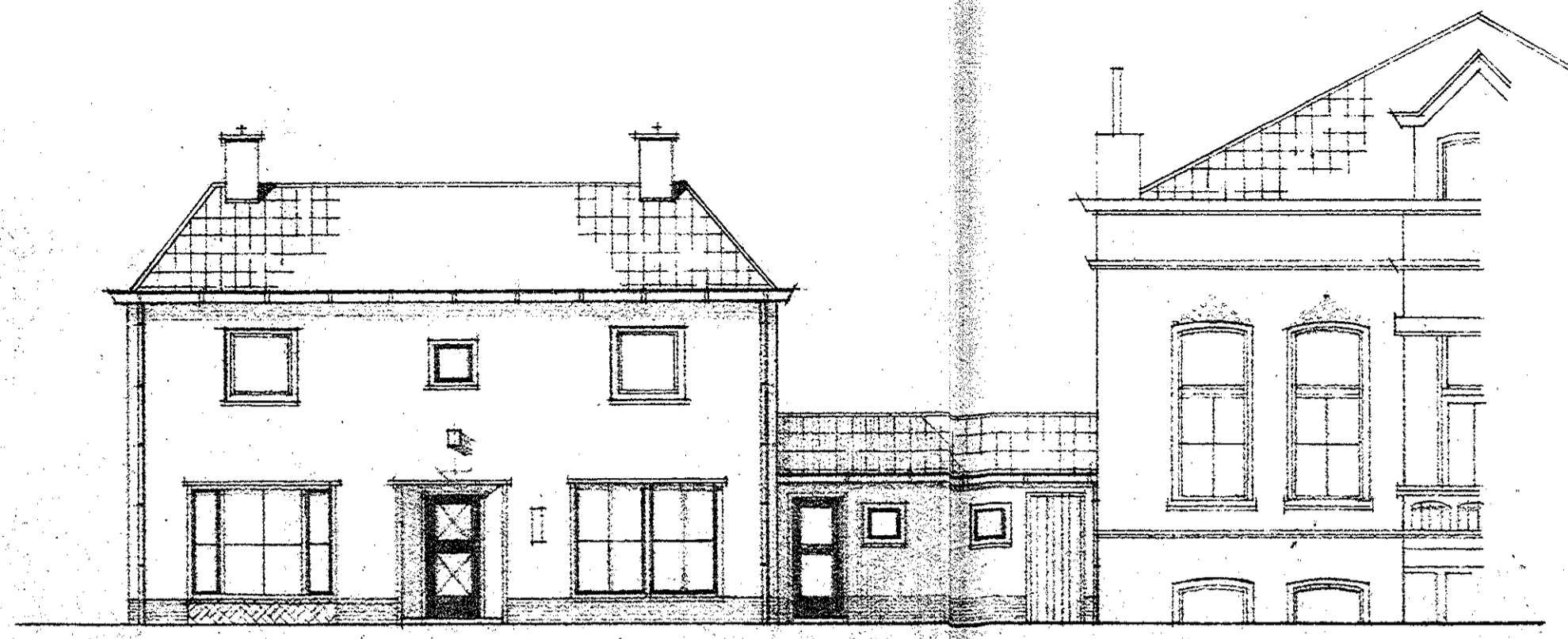


NOUW. en WONINGTOEZICHT TIEL  
 INGEKOMEN  
 2 APR. 1957  
 No. 44

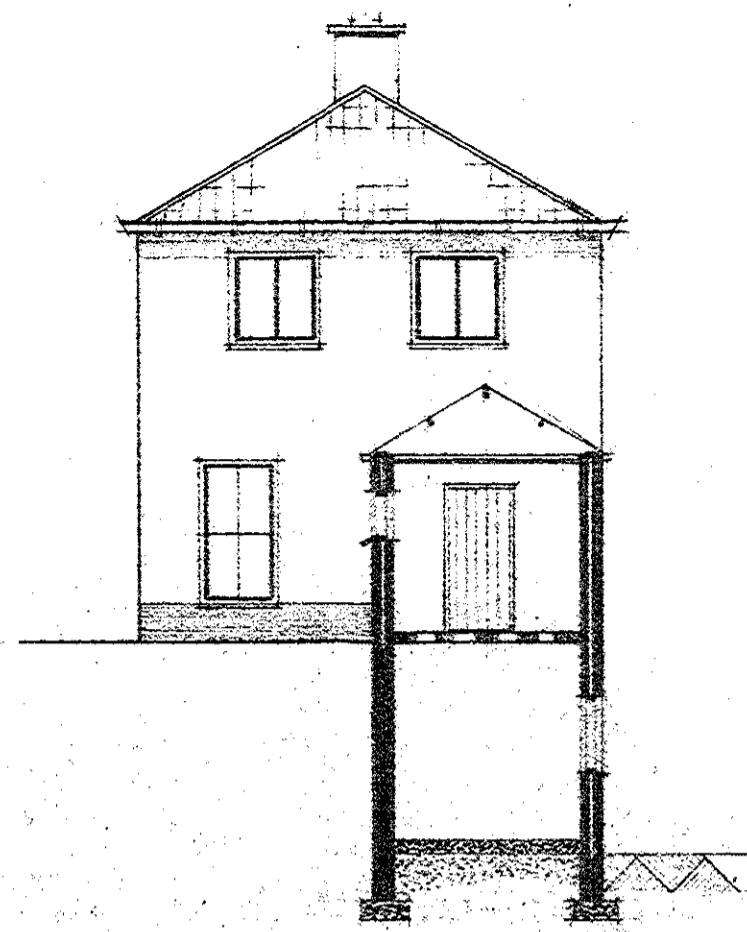
PLAAT VEEVANG HG PRIVAATTOEF  
 DOOR CLOSET IN HET PAND  
 WALLSTRAAT 5 VOOR DHR. H. H. J. BLOM  
 SCHAL 4:100

*Handwritten signature*

SITUATIE SCHAL 4:1000  
 SECTIE I No. 3403



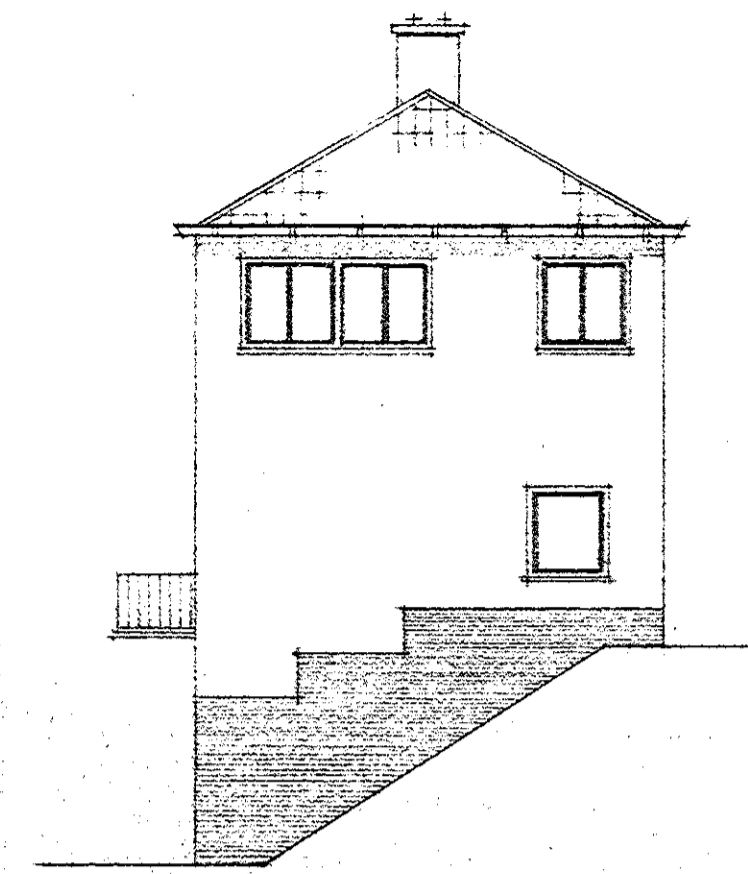
GEVEL WAALZUDE



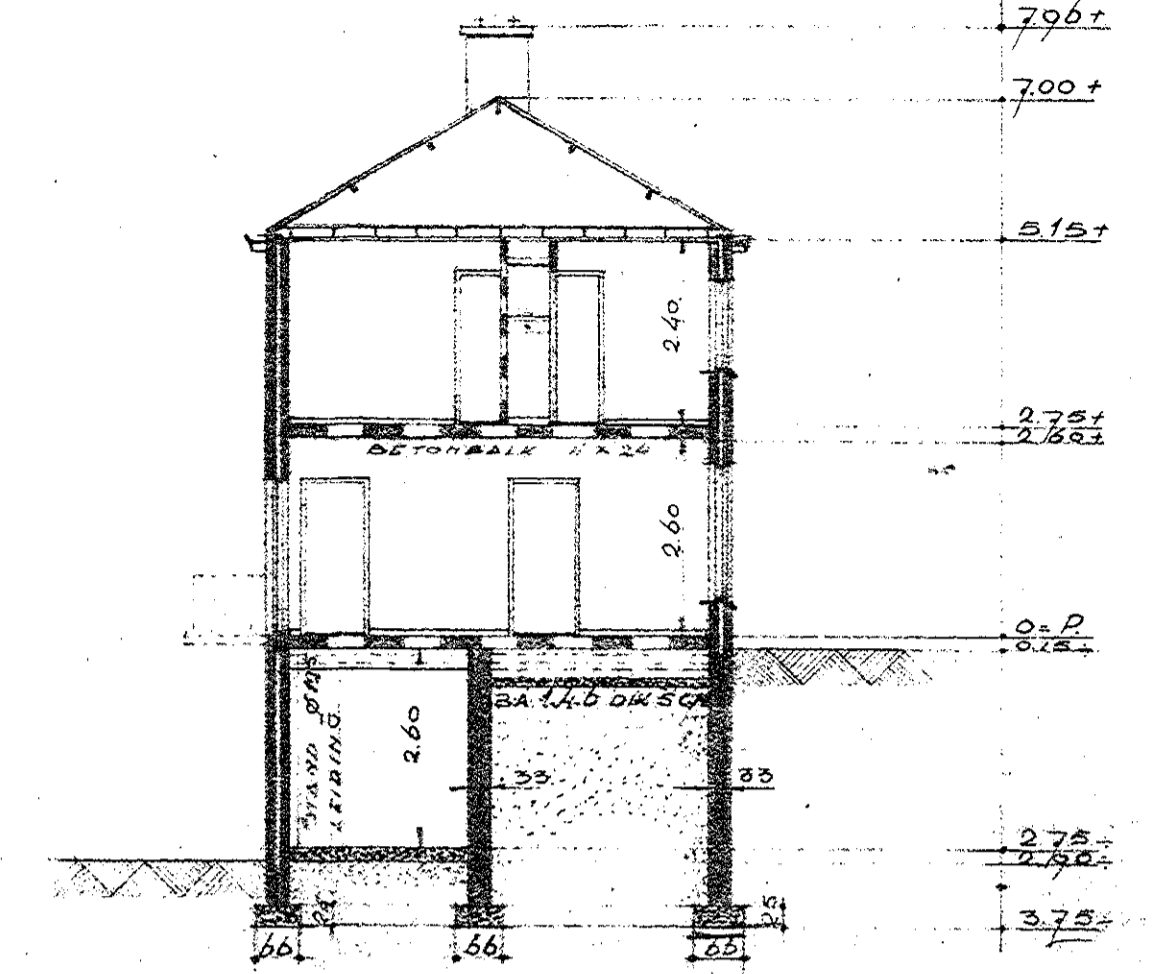
ZIJGEVEL



GEVEL WESTLUIDENSESTRAAT



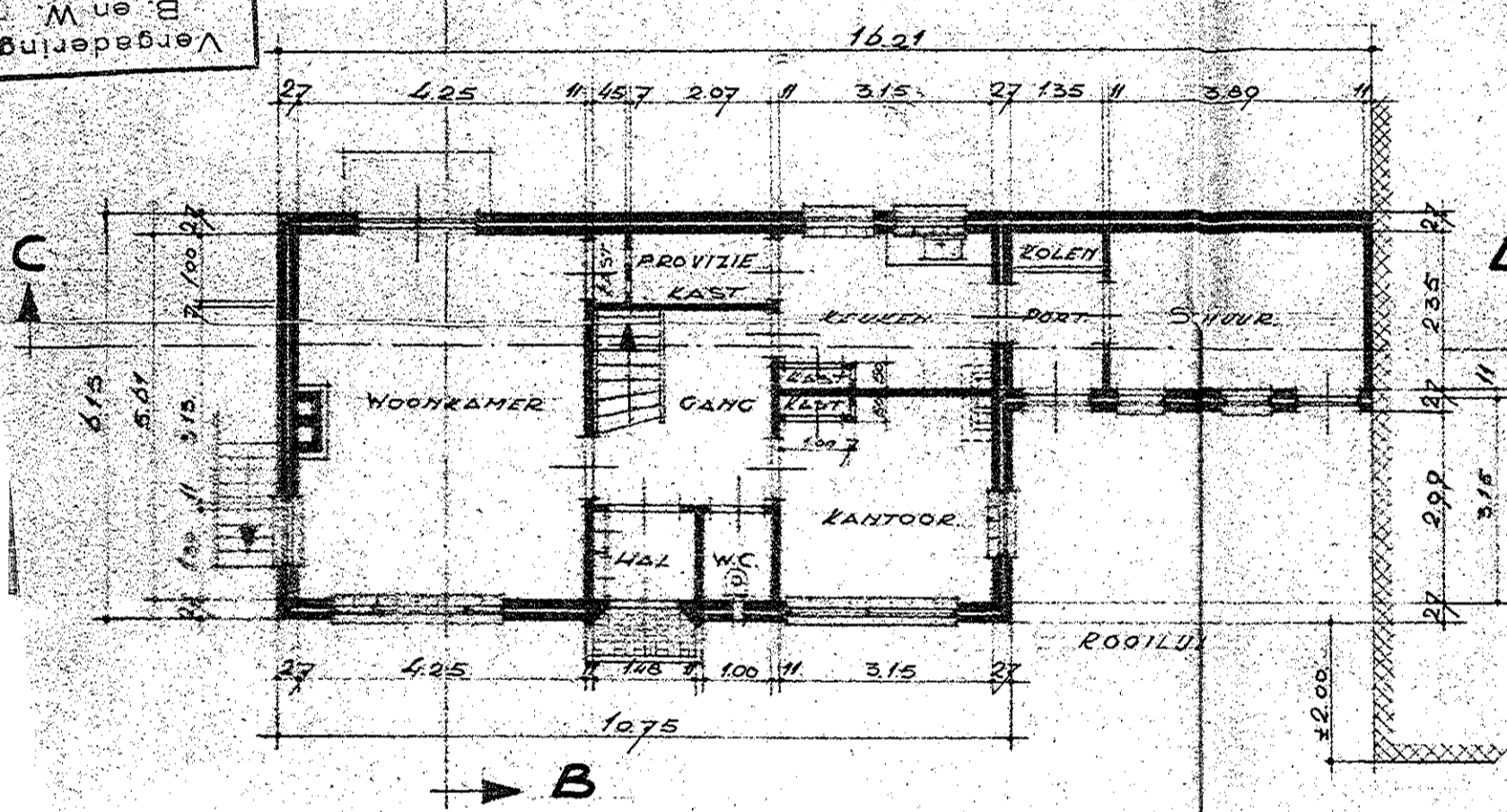
ZIJGEVEL



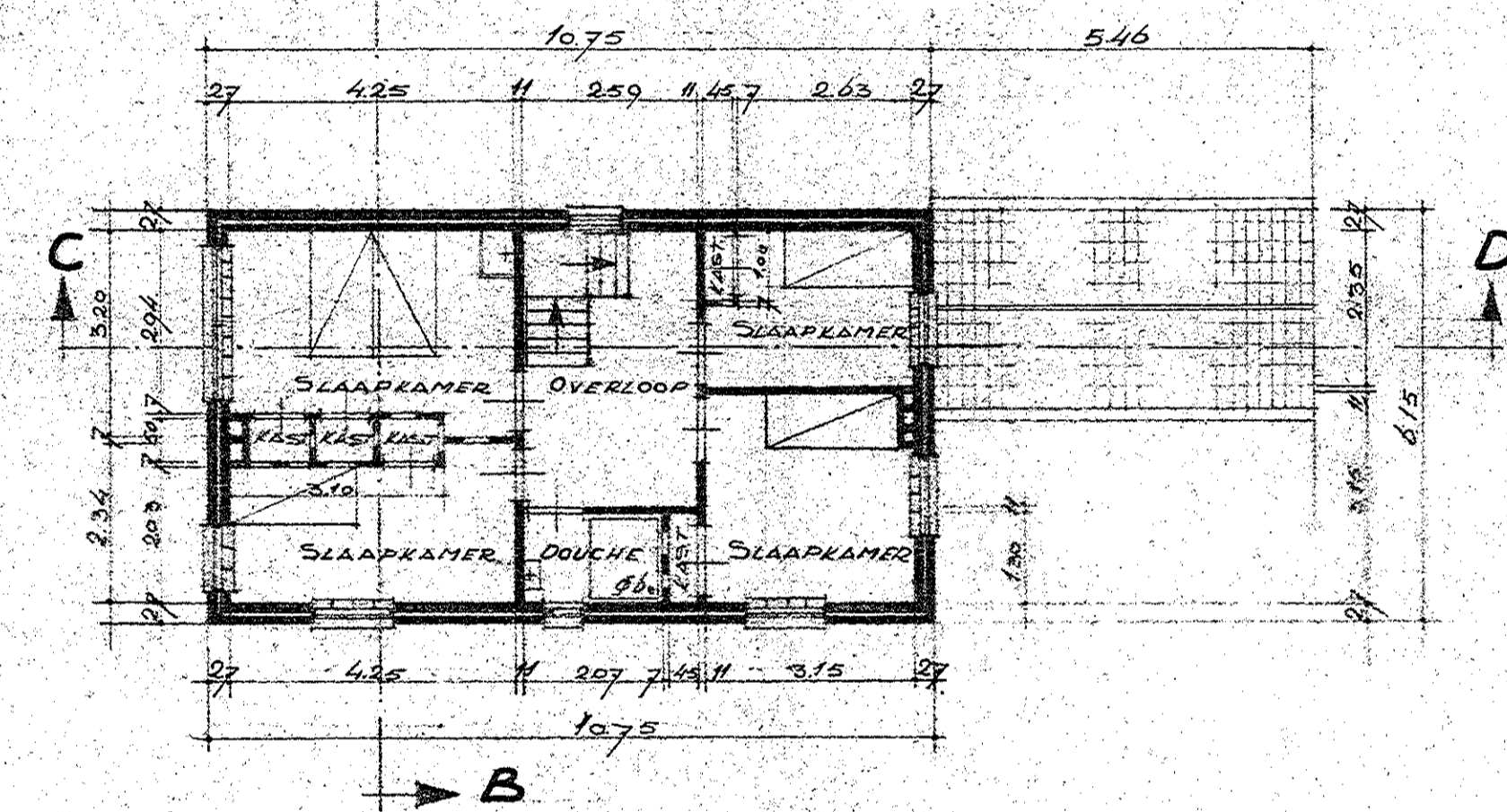
DOORSNEDE A-B

Vergadering  
B. en W.  
1934

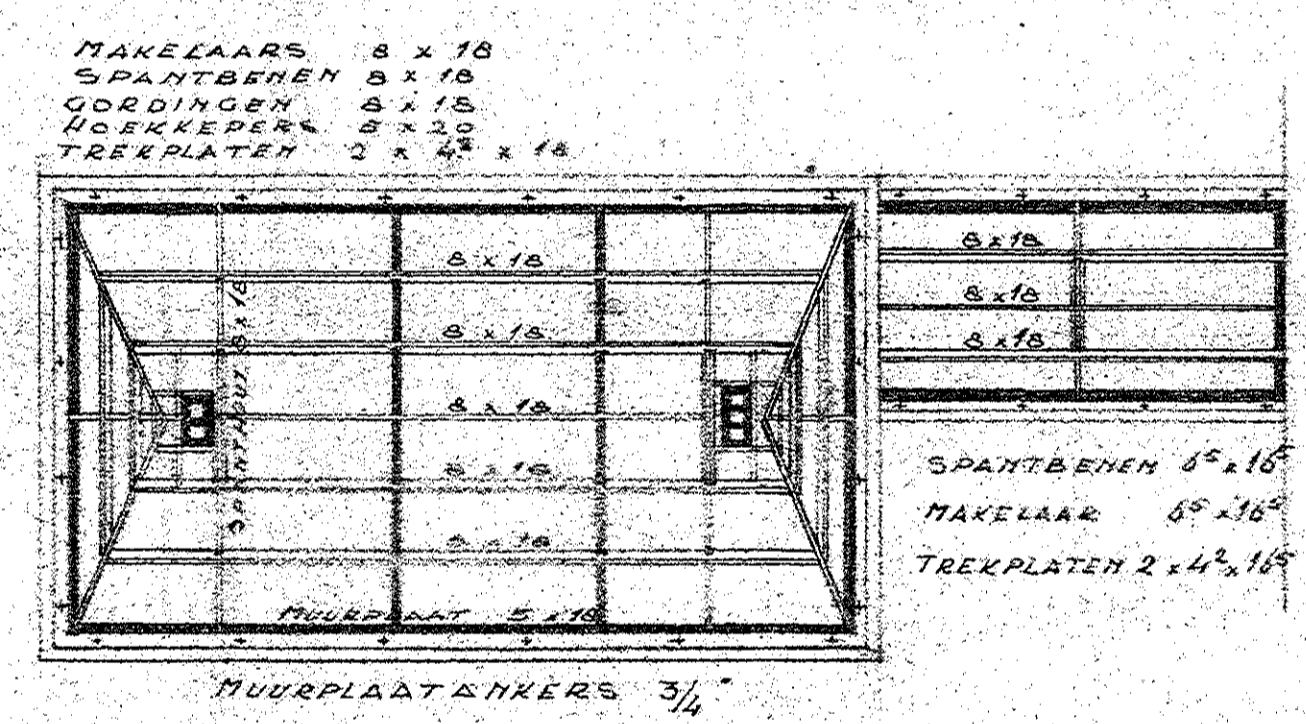
De Secretaris  
van TIEL dd.  
1934 No. 10  
behoort bij besluit van Burgemeester en Wethouders



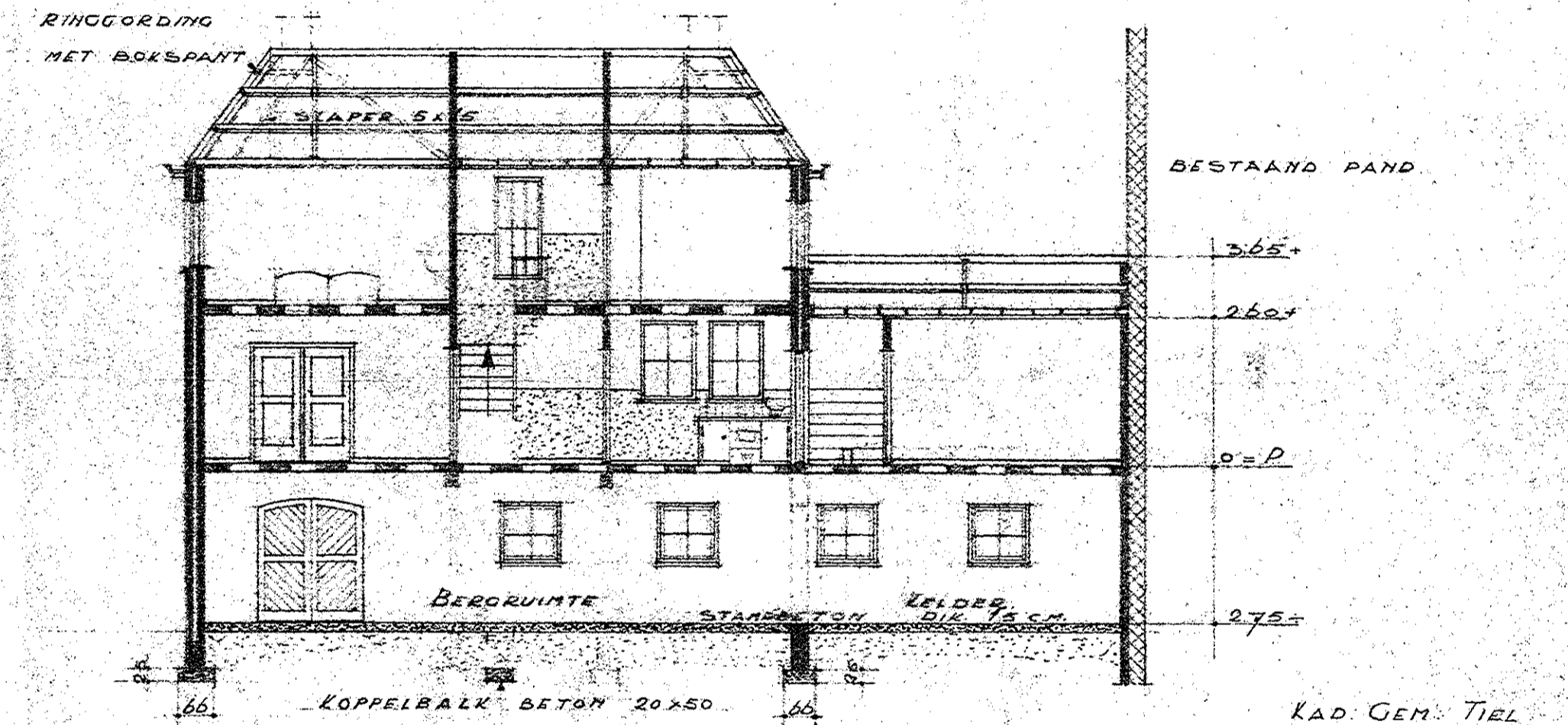
BEGANE GROND



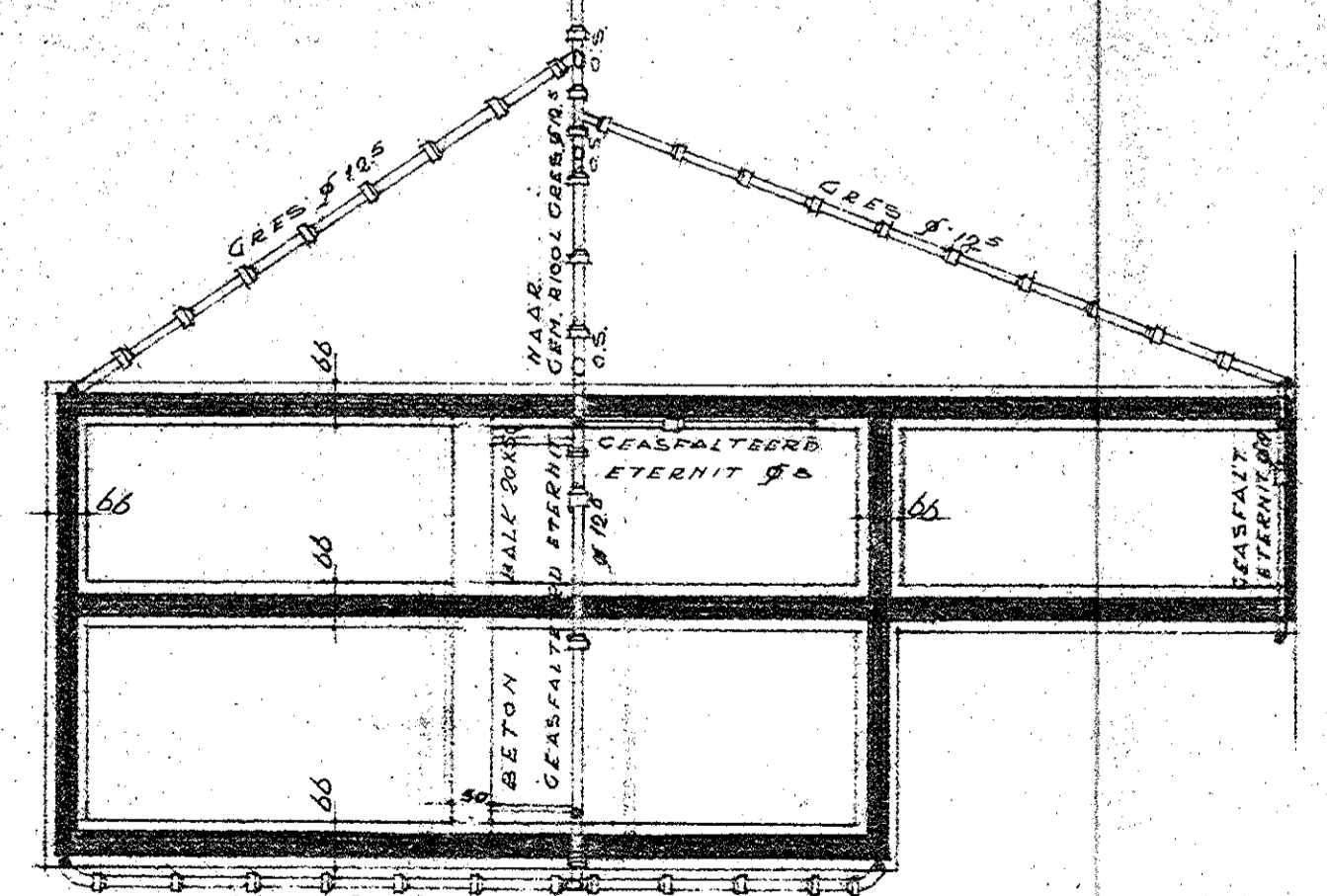
VERDIEPING



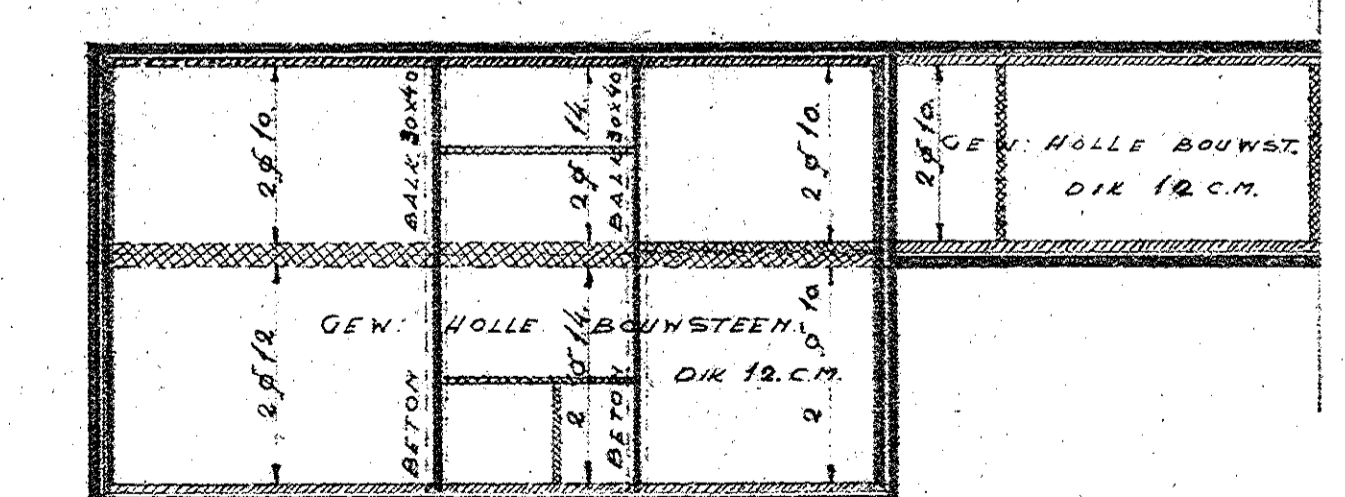
KAPPLAN



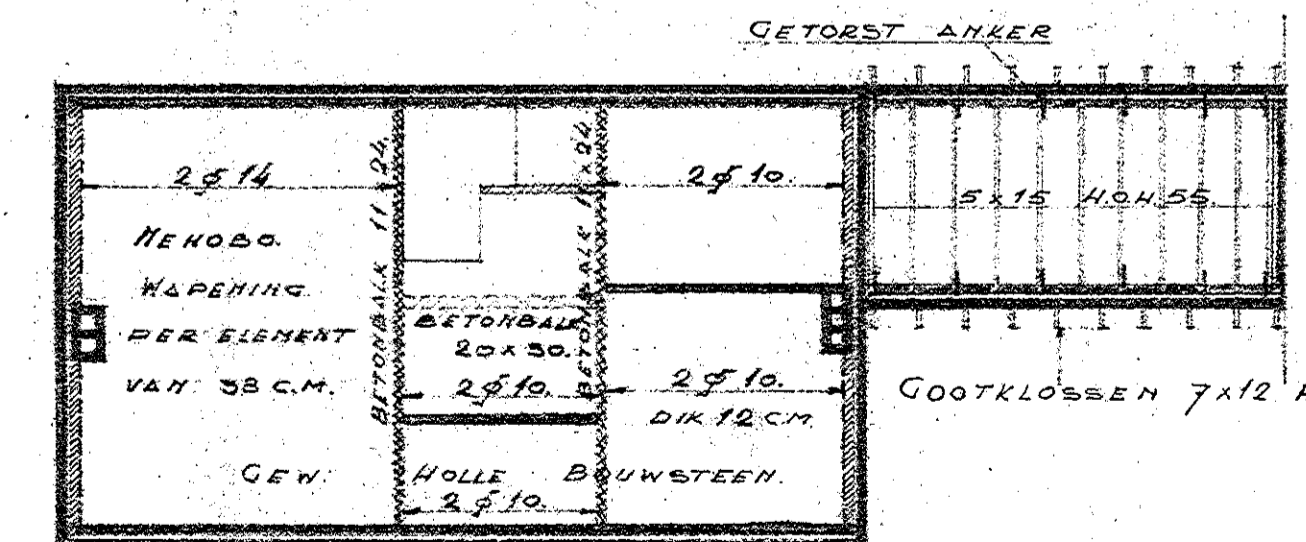
DOORSNEDE C-D



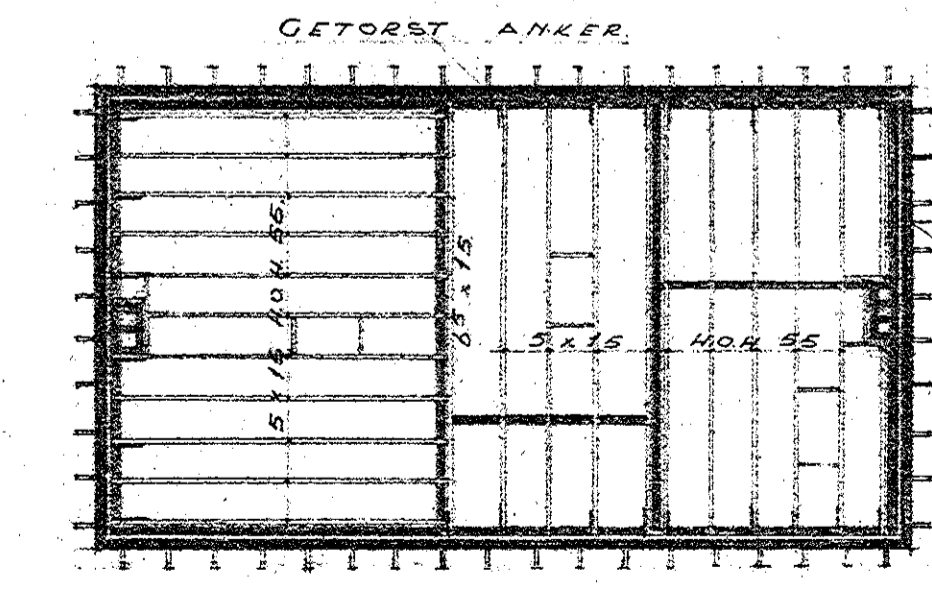
FUNDERING - RIOLERING



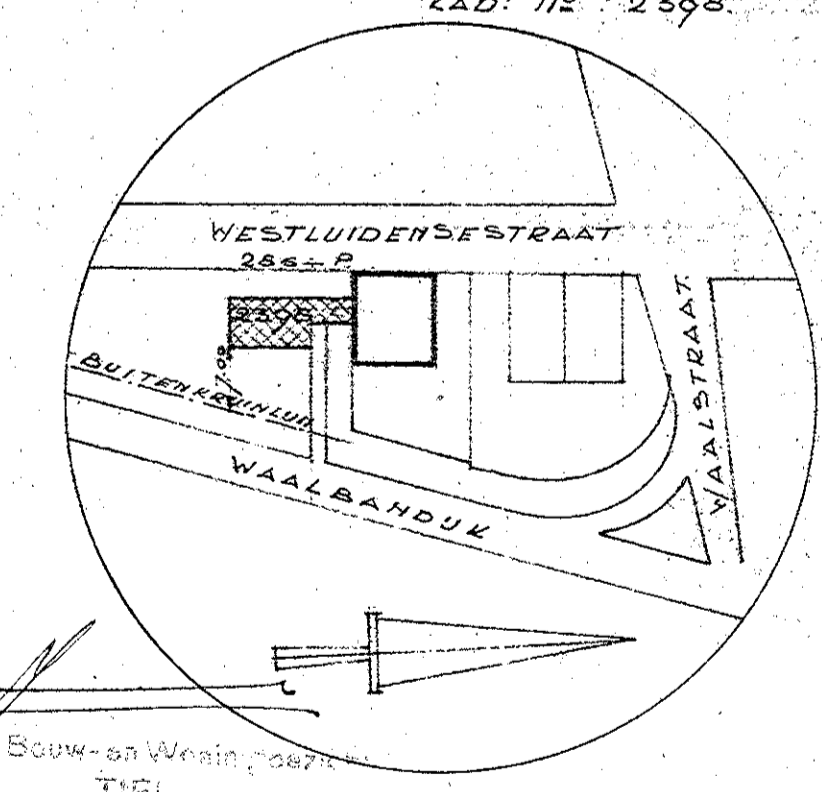
VLOER BEGANE GROND



VLOER VERDIEPING



VLIERINGBALKLAAG



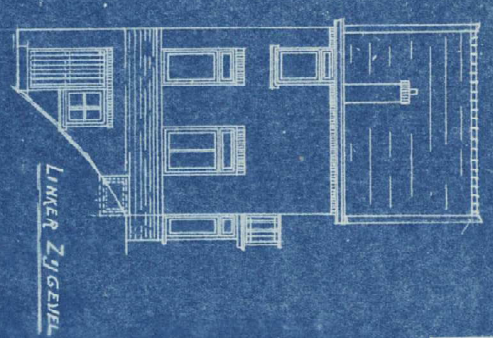
SITUATIE SCHAAL 1:1000



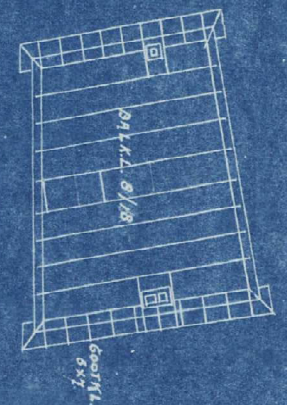
GEMEENTEWERKEN TIEL	
BESTEKTEKENING	
BENAMING	VEERBAASWONING
SCHAAL	1:100 GEZIEH
GETEKEND	R. STRIKWERDA GEWUZIJD.
DIENTJAAR	1933
BESTEK NR.	5
DE DIRECTEUR	BLAD NR. 1



PLAN TOT HET BOUWEN VAN EEN WONING OP DE FUNDAMENTEN VAN HET BEST. PLAN  
 SECTIE ■ ■ ■ VOOR DEN HEER C. BARKSTEIN, QUIER, SCHILDEBO.

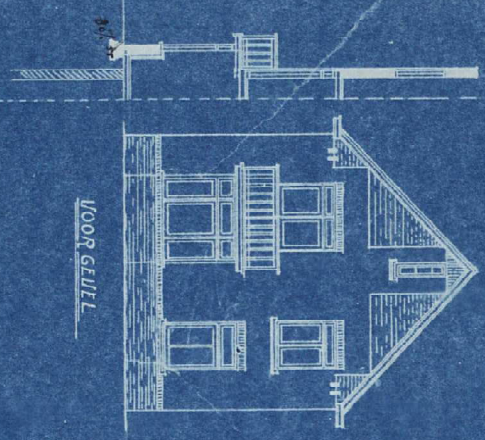


LINKER ZYGEVEL

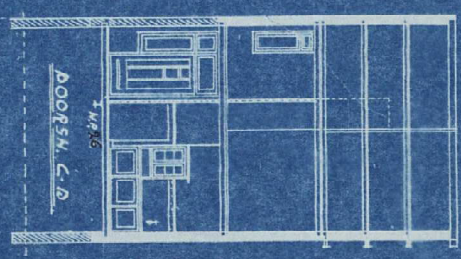


VLIERING BALK

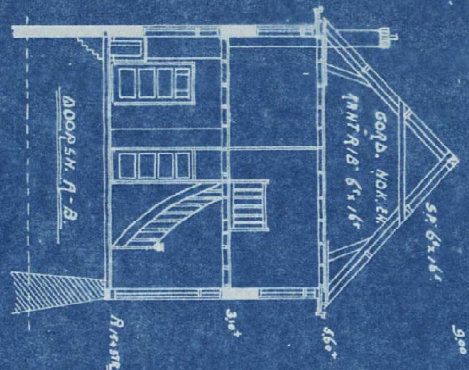
- RENVOOL
- NIEUW
- BESTAAND
- BIJZATAREN



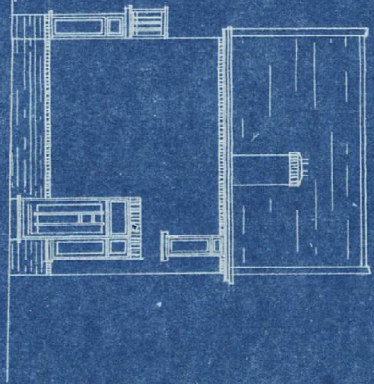
VOOR GEVEL



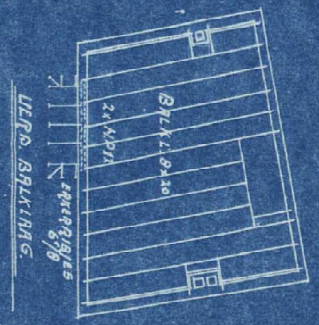
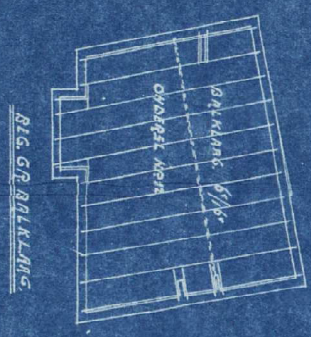
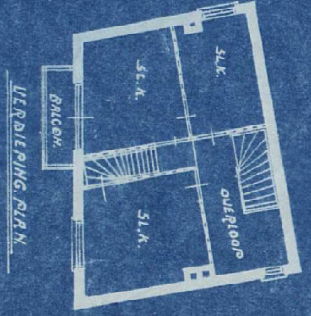
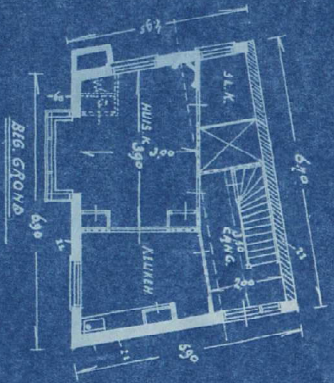
DOORSH. C.-D.



RECHTER ZYGEVEL



PRINCIPAAL  
 DE BOUWER



**A.F.D. 10**

VERGAD. B. W.  
d. 8 MEI 1932

GEMEENTE TIEL  
INGEKOMEN:  
9 MEI 1932  
Ag. No. 28 B. 32

GEMEENTEWERKEN  
TIEL.  
INGEKOMEN 11 MEI 1932  
No. 811

Behoort bij besluit van E. H. G. van der  
van TIEL dd. 30 dec. 1932 No. 50  
De Secretaris



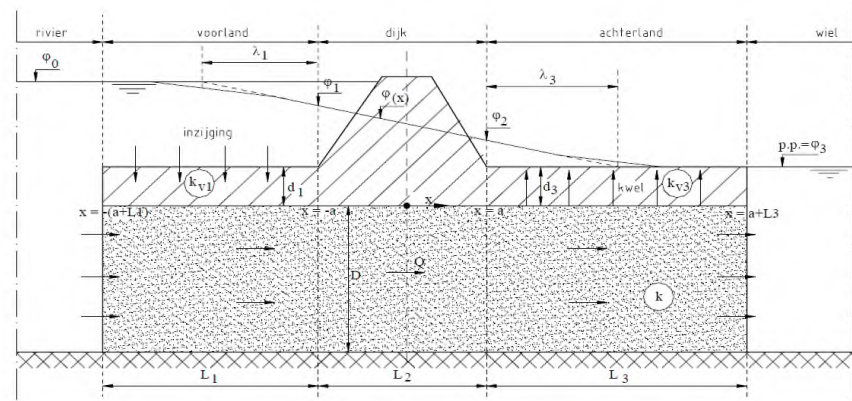
*AV 1932/122  
790*



## D. Stijghoogte bepaling

nr	[m+NAP]	D [m]	d <sub>1</sub> [m]	d <sub>3</sub> [m]	k <sub>v1</sub> [m/d]	k <sub>v3</sub> [m/d]	k <sub>sand</sub> [m/s]	k <sub>sand</sub> [m/d]	kD [dagen]	c1	c2	L <sub>1</sub> [m]	L <sub>2</sub> [m]	L <sub>3</sub> [m]	a	φ <sub>0</sub> [m+NAP]	h <sub>0</sub> = φ <sub>3</sub> [m]	γ <sub>sat</sub> [kNm <sup>3</sup> ]	γ <sub>w</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	λ <sub>1</sub> [m]	λ <sub>3</sub> [m]	φ <sub>2.0</sub> [m+NAP]	stijg. binnent. GEEN OPBARSTEN			stijg. ter plaatse van de binnent.								
																							φ <sub>1</sub> [m+NAP]	φ <sub>2</sub> [m+NAP]	φ <sub>3</sub> [m+NAP]	φ <sub>1</sub> [m+NAP]	φ <sub>2</sub> [m+NAP]	φ <sub>3</sub> [m+NAP]						
DT219	2.5	20	0.2	6.4	0.01	0.01	0.00075231	65	1300	20	490	120	25	0	2000	20	12.16	8.8	16.82	10	1.2	161.2	798.1	13.12	1	1	11.79	11.69	13.06	13.06	1.2			
					0.01	0.01	0.00075231	65	1300	20	650					20		6	16.5	10	1.2	161.2	919.2	10.25	0	1	11.89	11.47	11.05	10.43	0.9			
					0.01	0.01	0.00049769	43	0	0	0					0		4.59	9.8	1.2	0	0	0.00	##	##	##	##	##	##	##	##	##	##	
					0.01	0.01	0.00049769	43	0	0	0					0		4.59	9.8	1.2	0	0	0.00	##	##	##	##	##	##	##	##	##	##	
					0.01	0.01	0.00049769	43	0	0	0					0		4.59	9.8	1.2	0	0	0.00	##	##	##	##	##	##	##	##	##	##	##
					0.01	0.01	0.00049769	43	0	0	0					0		4.59	9.8	1.2	0	0	0.00	##	##	##	##	##	##	##	##	##	##	##
					0.01	0.01	0.00049769	43	0	0	0					0		4.59	9.8	1.2	0	0	0.00	##	##	##	##	##	##	##	##	##	##	##
					0.01	0.01	0.00049769	43	0	0	0					0		4.59	9.8	1.2	0	0	0.00	##	##	##	##	##	##	##	##	##	##	##

invoeren  
 formule  
 standaard waarde



De stijghoogte van het grondwater in het zand ter plaatse van de binnent. van de dijk volgt dan uit:

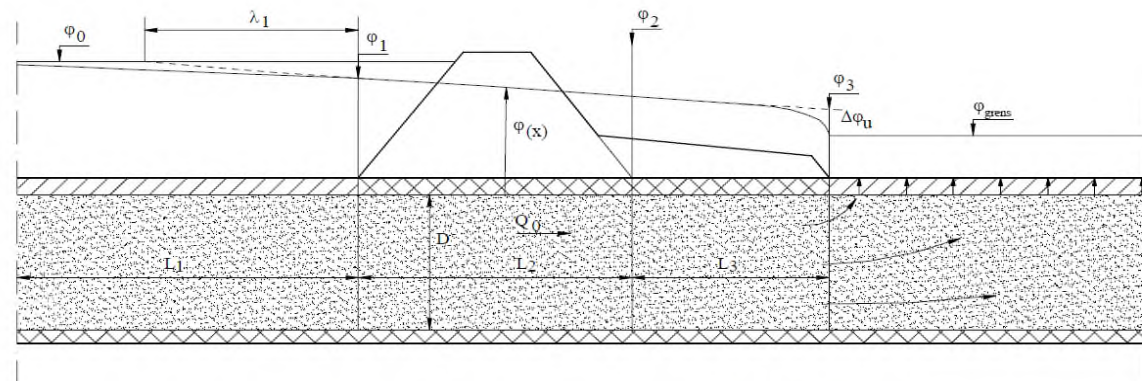
$$\varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{W_3}{\Sigma W} = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{\lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}{\lambda_1 \tanh \frac{L_1}{\lambda_1} + L_2 + \lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}$$

Voor de stijghoogte aan de buitent. geldt:

$$\varphi_1 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{W_2 + W_3}{\Sigma W} = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{L_2 + \lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}{\lambda_1 \tanh \frac{L_1}{\lambda_1} + L_2 + \lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}$$

Figuur b4.4 Schematisering van grondwaterstroming ter plaatse van een kleidijk

Model 4C in geval van opbarsten



Figuur b4.10 Optreden van de grenspotentiaal bij een situatie met een slecht doorlatende laag in het voorland

Het totale stijghoogteverschil is  $(\varphi_0 - \varphi_{grens})$ . De geschematiseerde stijghoogte aan het einde van de berm volgt dan uit:

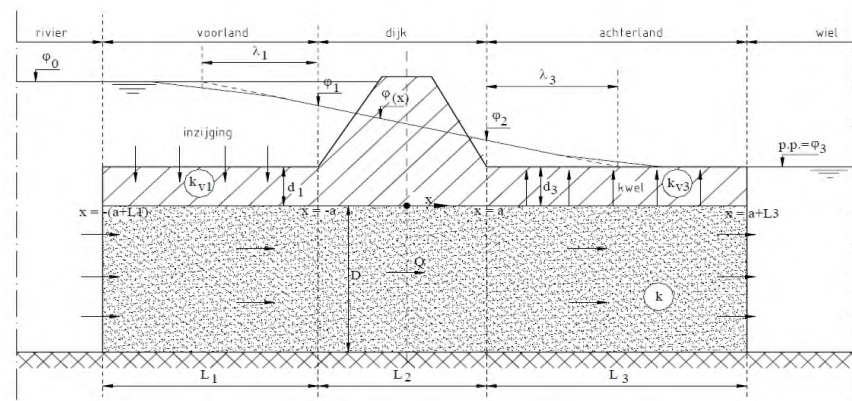
$$\varphi_3 = \varphi_{grens} + \Delta\varphi_u = \varphi_{grens} + (\varphi_0 - \varphi_{grens}) \frac{0,44D}{\lambda_1 \tanh \left( \frac{L_1}{\lambda_1} \right) + L_2 + L_3 + 0,44D}$$

De stijghoogte aan de binnent. wordt gegeven door:

$$\varphi_2 = \varphi_{grens} + (\varphi_0 - \varphi_{grens}) \frac{L_3 + 0,44D}{\lambda_1 \tanh \left( \frac{L_1}{\lambda_1} \right) + L_2 + L_3 + 0,44D}$$

nr	[m+NAP]	D [m]	d <sub>1</sub> [m]	d <sub>3</sub> [m]	k <sub>v1</sub> [m/d]	k <sub>v3</sub> [m/d]	k <sub>sand</sub> [m/s]	k <sub>sand</sub> [m/d]	kD [dagen]	c1	c2	L <sub>1</sub> [m]	L <sub>2</sub> [m]	L <sub>3</sub> [m]	a	φ <sub>0</sub> [m+NAP]	h <sub>0</sub> ≈ φ <sub>3</sub> [m]	γ <sub>nat</sub> [kNm <sup>3</sup> ]	γ <sub>w</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	λ <sub>1</sub> [m]	λ <sub>3</sub> [m]	φ <sub>2.0</sub> [m+NAP]	φ <sub>1</sub> [m+NAP]	φ <sub>2</sub> [m+NAP]	φ <sub>3</sub> [m+NAP]	Opbarsterium		
																											tan(L <sub>1</sub> /λ <sub>1</sub> ) =	tan(L <sub>3</sub> /λ <sub>3</sub> ) =
DT220	-1	20	0.2	9.9	0.01	0.01	0.00075231	65	1300	20	490	100	30	0	2000	20	12.16	8.9	16.0655	10	1.2	161.2	798.1	14.94	11.84	11.73	14.75	1.3
					0.01	0.01	0.00075231	65	1300	20	650					20	6	16.5	10	1.2	161.2	919.2	10.25	11.89	11.47	11.05	10.43	0.9
					0.01	0.01	0.00049769	43	0	0	0					0	4.59	9.8	1.2	0	0	0.00	##	##	##	##	##	##
					0.01	0.01	0.00049769	43	0	0	0					0	4.59	9.8	1.2	0	0	0.00	##	##	##	##	##	##
					0.01	0.01	0.00049769	43	0	0	0					0	4.59	9.8	1.2	0	0	0.00	##	##	##	##	##	##
					0.01	0.01	0.00049769	43	0	0	0					0	4.59	9.8	1.2	0	0	0.00	##	##	##	##	##	##
					0.01	0.01	0.00049769	43	0	0	0					0	4.59	9.8	1.2	0	0	0.00	##	##	##	##	##	##
					0.01	0.01	0.00049769	43	0	0	0					0	4.59	9.8	1.2	0	0	0.00	##	##	##	##	##	##

invoeren  
 formule  
 standaard waarde



De stijghoogte van het grondwater in het zand ter plaatse van de binnenteen van de dijk volgt dan uit:

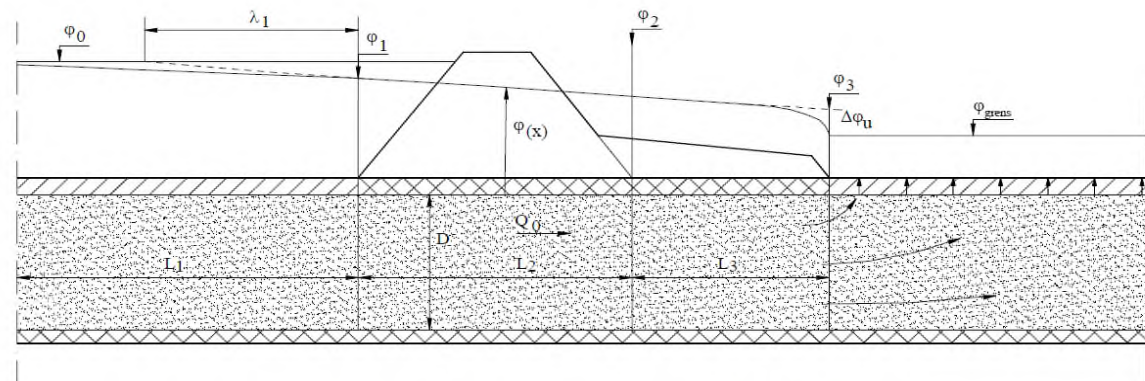
$$\varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{W_3}{\Sigma W} = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{\lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}{\lambda_1 \tanh \frac{L_1}{\lambda_1} + L_2 + \lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}$$

Voor de stijghoogte aan de buitenteen geldt:

$$\varphi_1 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{W_2 + W_3}{\Sigma W} = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{L_2 + \lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}{\lambda_1 \tanh \frac{L_1}{\lambda_1} + L_2 + \lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}$$

Figuur b4.4 Schematisering van grondwaterstroming ter plaatse van een kleidijk

Model 4C in geval van opbarsten



Figuur b4.10 Optreden van de grenspotentiaal bij een situatie met een slecht doorlatende laag in het voorland

Het totale stijghoogteverschil is (φ<sub>0</sub> - φ<sub>grens</sub>). De geschematiseerde stijghoogte aan het einde van de berm volgt dan uit:

$$\varphi_3 = \varphi_{\text{grens}} + \Delta\varphi_u = \varphi_{\text{grens}} + (\varphi_0 - \varphi_{\text{grens}}) \frac{0,44D}{\lambda_1 \tanh \left( \frac{L_1}{\lambda_1} \right) + L_2 + L_3 + 0,44D}$$

De stijghoogte aan de binnenteen wordt gegeven door:

$$\varphi_2 = \varphi_{\text{grens}} + (\varphi_0 - \varphi_{\text{grens}}) \frac{L_3 + 0,44D}{\lambda_1 \tanh \left( \frac{L_1}{\lambda_1} \right) + L_2 + L_3 + 0,44D}$$

## E. Drukcapaciteit damwand 4C1

# Berekening benodigde drukcapaciteit damwand

bron: CUR166(2012), Damwandconstructies - 6e herziene druk, deel 2 paragraaf 5.3.7



Project **Tiel**  
 Opdrachtgever **Waterschap Rivierenland**  
 Projectnummer **INFR200121**  
 Onderdeel **DT4c1**  
 Versie **1**  
 Datum **18-12-2020**

## Gegevens

Sondering **75629\_DKMP034\_(DT218.+102\_DKMP2)**  
 Type damwand **AZ24-700** Verfoppervlak damwand (enkele plank) **1.94 m<sup>2</sup>/m**  
 Lengte damwand **13 m** Niveaueisleuf **11.7 m+NAP**  
 Slotwrijving **20 kN/m** Bovenkant damwand **11.5 m+NAP**  
 Reductiefactor slotwrijving **1.0** Inheinniveau damwand **-1.5 m+NAP**  
 Puntoppervlak damwand (enkele plank) **121.9 cm<sup>2</sup>** verknedingsfactor **0.6**

o.k. laag [m+NAP]	q <sub>c, gem</sub> [MPa]	α <sub>w</sub> [%]	f <sub>plank</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	schachtwrijving [kN]	slotwrijving [kN]	wrijving cum. [kN]	puntweerstand [kN]	totaal [kN]
11.50	-	-	-	-	-	-	-	-
11.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	21.64	12.19	33.83
10.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	43.28	12.19	55.47
10.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	64.92	12.19	77.11
9.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	86.56	12.19	98.75
9.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	108.20	12.19	120.39
8.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	129.84	12.19	142.03
8.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	151.48	12.19	163.67
7.50	2.00	2.00	0.04	23.28	10.00	184.76	24.38	209.14
7.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	206.40	12.19	218.59
6.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	228.04	12.19	240.23
6.00	6.00	1.00	0.06	34.92	10.00	272.96	73.14	346.10
5.50	14.00	1.00	0.14	81.48	10.00	364.44	170.66	535.10
5.00	5.00	1.00	0.05	29.10	10.00	403.54	60.95	464.49
4.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	425.18	12.19	437.37
4.00	4.00	2.00	0.08	46.56	10.00	481.74	48.76	530.50
3.50	2.00	2.00	0.04	23.28	10.00	515.02	24.38	539.40
3.00	2.00	2.00	0.04	23.28	10.00	548.30	24.38	572.68
2.50	2.00	2.00	0.04	23.28	10.00	581.58	24.38	605.96
2.00	18.00	1.00	0.18	104.76	10.00	696.34	219.42	915.76
1.50	16.00	1.00	0.16	93.12	10.00	799.46	195.04	994.50
1.00	14.00	1.00	0.14	81.48	10.00	890.94	170.66	1061.60
0.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	912.58	12.19	924.77
0.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	934.22	12.19	946.41
-0.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	955.86	12.19	968.05
-1.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	977.50	12.19	989.69
-1.50	6.00	1.00	0.06	34.92	10.00	1022.42	73.14	1095.56

Benodigde drukcapaciteit **110 ton**

## F. Rekenresultaten

Deze bijlage betreffen de Plaxis rekenmodellen van deeltraject 4C1 en 4C3. Namen van de modellen zijn:

- INFR200121 B-016 201218 Dijkvak 4C1\_rev1
- INFR200121 B-016 201218 Dijkvak 4C3\_rev1

Deze bestanden zijn meegeleverd in de oplevermap.



**G.** Review revisie 0

<b>Project</b>	VKA Stad Tiel deeltraject 4c1
<b>Documenten</b>	INFR200121 B-016 201023 Dijkvak 4c1_rev0.p2dx
<b>Datum levering</b>	23-10-2020
<b>Datum review</b>	28-10-2020

Input	Input beschrijving	Opmerking	Onderbouwing opmerking	Reactie Iv	Reactie WSRL
Geometry	Bron	AHN3	o.b.v. maatgevende snede t.h.v. locatie		
$Y_{water}$	9,81 kN/m <sup>3</sup>	10kN/m <sup>3</sup>	Staat op 10kNm/3		
Soil	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Materiaal set HS laag kar.</li> <li>- Materiaal set SSC (juiste POP waarden) laag kar.</li> <li>- Materiaal set SHASEP NGI ADP laag kar.</li> <li>- Indien onverankerd hoge stijfheid t.h.v. verkregen inklemming (HS)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- add 1/3 O.b.v. WSRL PVVZ E lokaal bepaald t.b.v. zand</li> <li>- add 4 onverankerd niet van toepassing</li> </ul>	-		
Soil layers	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Scheiding drained undrained</li> <li>- Onderbouwing modelering</li> <li>- Detailniveau grondonderzoek bodemschematisering</li> <li>- Detailniveau grondonderzoek groutlichaam</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-add 1 Akkoord voorstel scheiding grens dijsmateriaal verkennen bij schematiseringsfactoren + eventueel effect</li> <li>- add 2 onderbouwd in rapportage</li> <li>- add 3 akkoord aandachtspunt weerstand zand lokaal maar ook obstakels (oude bekleding</li> </ul>			

Plate	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Type damwand:</li> <li>- Corrosie:</li> <li>- Openingspercentage:</li> <li>- EA en EI:</li> <li>- Gewicht (w)</li> <li>- f;open en 0,9 x w in controle</li> <li>- prevent punching uit</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- add 1 AZ24-700</li> <li>- add 2 zone op NAP - 5,80 t.p.v. keldervloer</li> <li>- add 3Nog niet meegenomen betreft aandachtspunt DO</li> <li>- add 4 EA is o.b.v. reductiefactor van Wel bepaald deze is echter minder groot dan voor A (zie durability)</li> <li>- add 5 het gewicht van de plank lijkt op de ongecorroderede waarde te staan</li> <li>- add 6 n.v.t.</li> <li>- add 7 staat uit</li> </ul>			
Anchor	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Type Anker</li> <li>- Corrosie(bescherming):</li> <li>- h.o.h.:</li> <li>- EA:</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- add 1 82,5x17,5mm</li> <li>- add2 6,0mm</li> <li>- add3 2,8m</li> <li>- 437,9E^3</li> </ul>			
Embedded beam row	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Type</li> <li>-Diameter groutlichaam</li> <li>-Lengte groutlichaam</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- add 1 massive circular beam</li> <li>- add 2 350mm</li> <li>- add 3 10,0m</li> </ul>			
Anchor_puntveer	<ul style="list-style-type: none"> <li>- EA</li> <li>- Lspacing</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- add 1 10E^5</li> <li>- add 2 1,0m</li> </ul>			
Mesh	Fine global mesh	- add 1 Fine global mesh			
Coarseness Mesh grond t.h.v. maatgevend glijvlak	0.25	- add 1 0,50 niet conform PPL			
Coarseness Mesh constructieve elementen	0.125	- add 1 0,125			

Flow conditions	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Situatie dagelijkse omstandigheden</li> <li>- Effect installatie damwand waterspanningen</li> <li>- Situatie WBN</li> <li>- Situatie opdrijven</li> <li>- Verloop waterspanningen over aanwezige lagen</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- add 1 conform TUN</li> <li>- add 2 geen effect gemodeleerd</li> <li>aandachtspunt EA damwand in DO</li> <li>- add 3 conform TUN klopt het dat lagen boven PL1 dagelijks op interpolate staan? wordt hiermee een hydrostatisch verloop gemodeleerd conform TUN?</li> <li>- add 4 Spanningen t.h.v. drukstaaf groter dan <math>&gt;0kN/m^2</math></li> <li>- add 5 conform TUN</li> </ul>			
Vergelijking D-stability uitgevoerd	Aanwezig of niet	Niet aanwezig actie DO			

<b>Project</b>	VKA Stad Tiel deeltraject 4c1
<b>Documenten</b>	INFR200121 B-016 201023 Dijkvak 4c1_rev0.p2dx
<b>Datum levering</b>	23-10-2020
<b>Datum review</b>	28-10-2020

Fse Model	Fase berekening	Ignore undraind behaviour Model		Reset displacements		Special options		Puntveer		Design approach		Beoordeling	Onderbouwing	Reactie Iv	Reactie WSRL
		DR	DR	Aan	Aan	0	0	-	-	-	-				
1a	k0 consolidation	DR	DR	Aan	Aan	0	0	-	-	-	-	Akkoord			
1b	Nulstap	DR	DR	Aan	Aan	0	0	-	-	-	-	Akkoord			
1c	Kruipfase 3650 dagen	DR	DR	Aan	Aan	0	0	-	-	-	-	Akkoord			
2a	Aanbrengen damwand + anker	DR	DR	Aan	Aan	0	0	Aan	Uit	-	-	Akkoord			
2b	Aanbrengen ophoging	DR	DR	Aan	Aan	0	0	Aan	Aan	-	-	Akkoord			
3a	Bodemdaling 36500 dagen bepaling F zakkende grond	DR	DR	Aan	Aan	0	0	Aan	Aan	-	-	Akkoord			
3b	Zakkende grond op ankers-> Pres stress	DR	DR	Uit	Uit	0	0	Aan	Aan	-	-	Akkoord			
4a	WBN	DR	DR	Aan	Aan	0	0	Aan	Aan	-	-	Akkoord			
4b	Switch SHANSEP	UD	UD	Uit	Uit	1	1	Uit	Uit	-	-	Akkoord			
5a	Constructieve toets	UD	UD	Uit	Uit	1	1	Aan	Aan	Aan	Aan	Akkoord			
6a	Puntveer deactiveren	UD	UD	Uit	Uit	0	0	Uit	Uit	Aan	Aan	Akkoord			
6b	Phi C	UD	UD	Uit	Uit	0	0	Uit	Uit	Aan	Aan	Akkoord			
Controle met tolerated error (0,005) mesh (very fine)	Staat uit actie DO														
Time interval bij SSC	> 0											Akkoord			
Controle NWO	NWO Verwijderd en NWO Aanwezig											NWO verwijderd gemodeleerd dit lijkt wel erg extreem i.c.m. maaiveld verlaging			
Algemeen												Geen			

<b>Project</b>	VKA Stad Tiel deeltraject 4c1
<b>Documenten</b>	INFR200121 B-016 201023 Dijkvak 4c1_rev0.p2dx
<b>Datum levering</b>	23-10-2020
<b>Datum review</b>	28-10-2020

Naam	Omschrijving	Waarde	Eis	Beoordeling	Onderbouwing	Reactie	Reactie
GEO-1	Geotechnische stabiliteit		1.1				
GEO-2	Snijden		n.v.t.				
STR-1	Moment+Normaalkracht		UC<1,00				
STR-1	Dwarskracht		UC<1,00				
STR-1	Knik		UC<1,00				
STR-2	Sterkte ankerstang		UC<1,00				
STR-2	Sterkte gording		UC<1,00				
SSI-1	Verticaal evenwicht		UC<1,00				
SSI-2	Overschreiden houdkracht		UC<1,00				
Vervorming	$u_{vert;kruin;SLS}$		-0.1				
Vervorming	$u_{hor;BIT-BUT;SLS}$		0.1				
Vervorming	$u_{hor;SLS}$		-0.1				
Algemeen				opnemen check PPL methode en CUR166 methode i.v.m. wijzigingen lokaal			

Project	VKA Stad Tiel deeltraject 4c1
Documenten	INFR200121 201023 R-08 VO-rapportage langsconstructie 4c_rev0
Datum levering	23-10-2020
Datum review	28-10-2020

Nr.	Verwijzing	Tekstdeel / passage	Opmerking OG	Reactie ON op opmerkingen OG	Reactie OG
1	figuur 2-5	Is controle historisch onderzoek beschouwd en zoals mogelijk betonniert wand t.h.v. 4c1 en oude bekleding in 4c3 (obstakels bij uitvoeren sonderingen planfase).		Voor de locatie van de damwand i.r.t obstakels is het voorstel in het DO nader onderzoek uit te voeren. Zowel aanvullende archiefstudie als voorprikken zou kunnen helpen om obstakels in kaart te brengen.	
2	tabel 2-3	o.b.v. sonderingen maatgevende E waarden verschillende diepte per sondering zoals bij zand holoceen lijkt schijn nauwkeurig voor huidige fase (kan bij DO dan worden geoptimaliseerd eventueel).		Klopt, we volgen hierbij de schematisatie conform TUN.	
3	2.5	Is deze inventarisatie nog niet uitgevoerd/uitgezet? Groot risico indien kelder aanwezig richting DO. Openemen in bijlage wat beschikbaar is.		Alleen archiefinformatie is beschikbaar. Inmetingen worden in het DO uitgevoerd. Tekeningen zijn in bijlage opgenomen.	
4	figuur 2-10	Positie wand lijkt gekozen i.v.m. inbrengbaarheid echter lijkt dit wel erg nadelig voor de krachten op de wand i.r.t. het scenario NWO verwijderd. Tevens controle of dit voldoet met eisen aan minimale kruinbreedte voor primaire kering i.r.t. type 1 of type 2 kering.		Aandachtspunt voor het DO.	
5	figuur 2-10	Voor deze snede lijkt het buitentalud stijler dan 1:3 als dit het geval is zal dat moeten worden getoetst coform de memo STBU. De damwand zal in dat geval een positief effect hebben of kans op overstromen bij tweede hoogwater		Aandachtspunt voor het DO.	
6	2.6	Waarom hier geen VB los van de configuratie damwand gekozen i.r.t. tot TUN mede i.r.t. aanbrengen demontabele kering		Onderbouwing voor het niet modelleren van verkeersbelastingen is opgenomen in rapportage.	
7	2.6	Controle metingen nog gecontroleerd m.b.t. corrosie?		Metingen zijn gecontroleerd. Maar deze alleen in de zichtbare zone uitgevoerd en het aantal metingen is beperkt. Daarom is conservatief gekozen om de getallen uit de richtlijn te volgen.	
8	2.6	Hoe is het demontabel deel gemodelleerd EA etc. ?		In huidige som als doorgaande damwand. Modelleren demontabele kering is aandachtspunt voor DO.	
9	tabel 5-1	krachten 4c3 buiten shansep controle hoe pakt dit uit?		Levert niet of nauwelijks winst op.	
10	Aanpak zakkende grond	Aanpak zakkende grond bespreken n.a.v vorige review		is besproken in overleg. Aanvullend in samenhang met groene dijk uitgangspunt voor zettingen bespreken.	
11	Ankerkracht houdkracht groutlichaam	Is de waarde van Cc gereduceerd voor WBN condities t.b.v. houdkracht berekening Ruls?		Hier is nog geen reductie toegepast. Wordt toegevoegd in volgende versie.	
12		Stijghoogte lijkt gezien voorland erg hoog, kan dit nader worden onderbouwd?		We volgen hier de aanpak voor de heave schermen. Gevoelsmatig is de stijghoogte inderdaad hoog. De modellering is besproken met Tauw. In de huidige aanpak is er maar beperkte optimalisatie mogelijk. Voorstel is om modellering stijghoogte in DO-fase nog te bespreken.	
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					
21					
22					
22					



Waarderweg 40  
2031 BP Haarlem  
Nederland

Pettelaarpark 10-15  
5216 PD 's-Hertogenbosch  
Nederland

Fultonbaan 30  
3439 NE Nieuwegein  
Nederland

**iv-Infra b.v.**  
Trapezium 322  
3364 DL Sliedrecht  
Nederland

Telefoon +31 88 943 3200

Trompstraat 36a  
9190 Stekene  
België

Westervoortsedijk 73  
Gebouw CB  
6827 AV Arnhem  
Nederland

Postbus 135  
3360 AC Sliedrecht  
[www.iv-infra.nl](http://www.iv-infra.nl)





# Dijkversterking Stad Tiel

Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 4A

# Dijkversterking Stad Tiel

Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 4A

Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland

Referentie: INFR200121-R09

Revisie: 2

Datum: 19 maart 2021

**Iv-Infra b.v.**

Ingenieursbureau met Passie voor Techniek

Titel document: Dijkversterking Stad Tiel  
 Ondertitel document: Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 4A  
 Referentie: INFR200121-R09  
 Revisie: 2  
 Datum: 19 maart 2021  
 Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland  
 Projectnummer opdrachtgever:  
 Project: INFR200121

Revisie	Status	Datum	Auteur(s)	Gecontroleerd	Goedgekeurd	Omschrijving
0	Concept	04-11-2020	N. den Adel	H.J. Wolters	H.J. Wolters	Ter bespreking met WSRL
1	Concept	18-12-2020	N. den Adel	H.J. Wolters	H.J. Wolters	Ter bespreking met WSRL
2	Definitief	19-03-2021	N. den Adel	H.J. Wolters	H.J. Wolters	Opmerkingen WSRL verwerkt



## Inhoudsopgave

<b>1</b>	<b>Inleiding</b>	<b>6</b>
1.1.	Aanleiding	6
1.2.	Doel	7
1.3.	Revisiebeheer	8
1.4.	Leeswijzer	8
1.5.	Referenties	8
<b>2</b>	<b>Uitgangspunten</b>	<b>10</b>
2.1.	Bestaande situatie	10
2.2.	Nieuwe situatie	12
2.3.	Geometrie	13
2.4.	Veiligheidsbenadering	14
2.5.	Geotechnische uitgangspunten	15
2.5.1.	Bodemopbouw L-wand	15
2.5.2.	Bodemopbouw damwand	16
2.5.3.	Impactanalyse labonderzoek	17
2.6.	Hydraulische randvoorwaarden	17
2.6.1.	Hydraulische randvoorwaarden damwand	17
2.6.2.	Hydraulische randvoorwaarden L-wand	17
2.7.	Modellering damwand	17
2.8.	Modellering L-wand	19
<b>3</b>	<b>Ontwerpresultaten</b>	<b>22</b>
3.1.	Ontwerp L-wand	22
3.2.	Ontwerp damwand	23
3.3.	Ontwerpkeuzes	23
3.4.	Verificatierapport	23
3.5.	Risico's	24
3.6.	Raakvlakken	24
3.7.	Veiligheid, gezondheid en milieu	25
3.7.1.	Uitvoeringsfase	25
3.7.2.	Gebruiksfase	25
3.8.	Duurzaamheid	25
3.8.1.	Materiaalkeuze en hergebruik	25
3.8.2.	Beperking uitstoot (CO <sub>2</sub> , NO <sub>2</sub> , etc.)	25
3.9.	Beheer en onderhoud	26
<b>4</b>	<b>Uitvoering</b>	<b>27</b>
4.1.	Fasering damwand	27
4.2.	Fasering L-wand	27



<b>4.3.</b>	Installeerbaarheid damwand	27
4.3.1.	Schadevrij installeren damwand	27
4.3.2.	Trillingspredictie	28
4.3.3.	Materieel	28
<b>4.4.</b>	Aandachtspunten uitvoering	29
<b>4.5.</b>	Monitoring	29
<b>5</b>	<b>Ontwerptoetsingen L-wand en damwand</b>	<b>30</b>
<b>5.1.</b>	Ontwerp toetsingen damwand	30
5.1.1.	Samenvatting rekenresultaten	30
5.1.2.	GEO-1: Algehele stabiliteit constructie	30
5.1.3.	STR-1: Toetsing damwand	31
5.1.4.	STR-2: Sterkte gording	32
5.1.5.	SSI-1: Lengte damwand	32
5.1.6.	Vervormingen constructie	32
<b>5.2.</b>	Ontwerptoetsingen L-wand	32
5.2.1.	Toetsingen L-wand	32
<b>6</b>	<b>Overdracht DO-fase</b>	<b>34</b>
<b>6.1.</b>	Nader te detailleren	34
<b>6.2.</b>	Niet-beheerste risico's	34
<b>6.3.</b>	Openstaande raakvlakken	35
<b>6.4.</b>	Afgeleide eisen	36
<b>6.5.</b>	Risicoreservering DO-fase	36
<b>BIJLAGEN</b>		<b>37</b>
<b>A.</b>	Ontwerptoetsingen damwand	37
A.1.	Doorsnede toetsing damwand	37
<b>B.</b>	Ontwerptoetsingen L-wand	38
<b>C.</b>	Drukcapaciteit damwand	39
<b>D.</b>	Rekenresultaten	40
<b>E.</b>	Review revisie 0	41

# 1 Inleiding

---

## 1.1. Aanleiding

Een groot deel van de waterkering bij Tiel is in de derde toetsronde afgekeurd. Een deel van dit traject is recent versterkt binnen het project Fluvia Tiel. De versterking van de overige waterkeringen rondom Tiel wordt op orde gebracht met de dijkversterking Stad Tiel. Deze dijkversterking is opgenomen in het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP). Een overzicht van het projectgebied is opgenomen in Figuur 1-1.

Waterschap Rivierenland (WSRL) heeft voor de waterkering binnen het projectgebied van de dijkversterking Stad Tiel een nadere veiligheidsanalyse uitgevoerd waarbij de scope is vastgelegd met inachtneming van de nieuwe norm uit de Waterwet en de laatste rekenregels uit het Ontwerpinstrumentarium 2014 (OI2014).

In 2019 heeft Tauw, met partners H+N+S en Iv-Infra, de verkenningsfase voor deze dijkversterking doorlopen. Hieruit is het voorkeursalternatief (VKA) van de versterking vastgesteld. In de huidige fase van het project wordt het VKA verder uitgewerkt tot een voorlopig ontwerp (VO), met als doel de benodigde vergunningen, zoals Projectplan Waterwet, monumentenvergunning, etc. aan te vragen.

Voorliggende rapportage betreft de VO-rapportage van de langsconstructie in deeltraject 4A. Dit deeltraject is onderverdeeld in drie delen (4A1, 4A2 en 4A3). De opgave ten aanzien van waterveiligheid is hier beperkt tot de hoogte. Hierbij wordt in 4A1 een betonnen L-wand aangebracht met aan de buitenzijde een talud. In 4A2 wordt een deel verhoogd met een L-wand bekleed met metselwerk en een deel met een damwand. In het deeltraject 4A3 wordt een damwand aangebracht. De damwanden in deeltraject 4A2 en 4A3 worden in de buitenkruinlijn aangebracht en worden aan de voorzijde voorzien van een betonnen schort bekleed met metselwerk. Doordat de L-wanden en damwanden het buitentalud vervangen, hebben deze constructies naast een hoogtefunctie ook een functie voor stabiliteit buitenwaarts. De keuze voor deze oplossing is onderbouwd in [17]. Deeltraject 4A start vanaf de dijkpaal DT214+85 en loopt tot dijkpaal DT217+30. In Figuur 1-1 betreft dit de groene lijn (aangegeven met rode pijl).



Figuur 1-1: Bovenaanzicht projectgebied dijkversterking Stad Tiel

## 1.2. Doel

Het doel van deze ontwerprapportage is het beschrijven van het ontwerp van de langsconstructie in deeltraject 4A en het vastleggen van de gemaakte ontwerpkeuzes. Het ontwerp is uitgewerkt op het niveau van een voorlopig ontwerp (VO). In opvolging van het VO wordt nog de fase definitief ontwerp (DO) en de contractfase doorlopen. Het doel van het VO is het maken van keuzes m.b.t. principeoplossingen en het vaststellen van de hoofdconstructie onderdelen voor een representatieve doorsnede in het deeltraject, dit zijn:

- Damwandtype en planklengte
- Globale dimensies betonnen L-wand

In de navolgende fase (DO) worden de verbindingen tussen de onderdelen en de aansluitingen op de naastgelegen deeltrajecten uitgewerkt. Ook worden in de DO fase waar nodig aanvullende rekensneden beschouwd.

Deze rapportage behandelt uitsluitend het ontwerp van de langsconstructies. Voor het integrale ontwerp van de dijkversterking in dijktraject 4A en de beoordeling van overige faalmechanismen wordt verwezen naar [19] en [20]

### 1.3. Revisiebeheer

De huidige revisie (revisie 2) is de definitieve versie van deze rapportage.

Tabel 1-1: Revisietabel

Revisie document	Omschrijving
0	Conceptversie ter controle
1	Conceptversie, waarin opmerkingen WSRL op revisie 0 zijn verwerkt. Een overzicht van de opmerkingen en de verwerking is opgenomen in bijlage E.
2	Definitieve versie.

### 1.4. Leeswijzer

In paragraaf 1.5 worden de gebruikte documenten en normen aangegeven. Hoofdstuk 2 beschrijft de locatie specifieke uitgangspunten of uitgangspunten die afwijken van de algemene Technische Uitgangspuntennota TUN [17]. De ontwerpresultaten zijn beschreven in hoofdstuk 3. In dit hoofdstuk zijn de ontwerpkeuzes, aandachtspunten ten aanzien van veiligheid, gezondheid, milieu, duurzaamheid en beheer en onderhoud opgenomen. Uitgangspunten voor de uitvoeringsfase zijn beschreven in hoofdstuk 4. De ontwerpvoetsingen zijn opgenomen in hoofdstuk 5. Als laatste hoofdstuk 6, waarin aandachtspunten voor de volgende fases zijn beschreven.

### 1.5. Referenties

De gehanteerde referenties zijn onderstaand opgenomen.

#### *Normen en Richtlijnen*

- [1] Deltares, POV-M Publicatie Stabiliteitsverhogende langsconstructies in primaire waterkeringen, maart 2020
- [2] Deltares, POV-M Publicatie Eindige Elementen Methode, maart 2020
- [3] CUR-publicatie 166, Damwandconstructies, 6<sup>e</sup> herziene druk, 2012
- [4] Rijkswaterstaat, Afronding onderzoek vermindering corrosietoetslag damwanden, 2 december 2015
- [5] Kennisplatform Risicobenadering, KPR Factsheet werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag OI2014v4, 8 maart 2018.
- [6] SBRCURnet, Trillingsrichtlijn A: Schade aan bouwwerken, 2017
- [7] SBRCURnet, Omgevingsbeïnvloeding inbrengen en trekken van damwanden, 2017
- [8] NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2019/NB:2019 nl, Nationale bijlage bij NEN-EN 1990+A1:2006+A1:2006/C2:2019 Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp, 06-12-2019
- [9] NEN-EN 1993-5:2008/NB:2012, Nationale bijlage bij Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies - Deel 5: Palen en damwanden
- [10] EN 1997-1+C2+A1/NB, Nationale bijlage bij NEN-EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp – Deel 1: Algemene regels, 2016.
- [11] CUR-publicatie 236; Ankerpalen, november 2011
- [12] Werkwijzer ontwerpen van waterkerende kunstwerken, RWS, 2018, 01-11-2018



*Informatie waterschap Rivierenland*

- [13] Waterschap Rivierenland, Peilbesluit Alblasserwaard, 13 juli 2018
- [14] Waterschap Rivierenland, Geotechnische parameterset 18 mei 2020
- [15] Waterschap Rivierenland, Dijkversterking: Veiligheid tijdens de uitvoering en werken in het gesloten seizoen, 19 augustus 2014.

*Overige referenties*

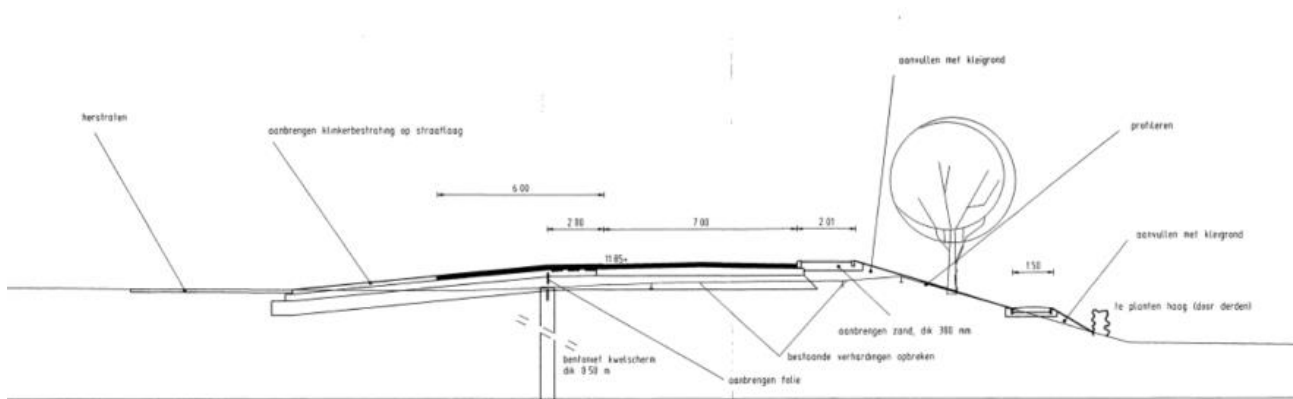
- [16] Tauw, Dijkversterking Stad Tiel, Technische Achtergrondrapportage verkenningfase, 27 februari 2020
- [17] Tauw, Nota voorkeursvariant (Nota VKV) Dijkversterking Stad Tiel, kenmerk R005-1274666DGL, 19 maart 2021
- [18] Tauw, Technische uitgangspuntennotitie VO-fase, kenmerk R007-1274666NPL, 19 maart 2021
- [19] Tauw. Dijkversterking Stad Tiel: Ontwerpnota VO, kenmerk R006-1274666DGL, 19 maart 2021
- [20] Tauw, Technische achtergrondrapportage Waterveiligheid VO-fase, kenmerk R008-1274666NPL, 19 maart 2021
- [21] Tauw, 1274666-TE-CIV-VO-00-SIT-0010 blad 1 t/m 8, status definitief, 5 februari 2021
- [22] Tauw, Integrale veiligheidsanalyse Stad Tiel, samenvatting, actualisatie en aanscherping, 27-02-2020
- [23] Iv-Infra, Ontwerpnota voorlopig ontwerp coupures deeltraject 3 en 4A en deksloof deeltraject 4c, INFR200121-R-11 revisie 1, 19-03-2021
- [24] Iv-Infra, Tekening Voorontwerp coupures deeltraject 4A Havendijk situatie, bovenaanzicht, vooraanzichten en doorsneden, 12744666-TE-COU-VO-4A\_SWH-0001, versie 2, 02-03-2021
- [25] Iv-Infra b.v., Dijkversterking Stad Tiel, Geotechnisch Lengteprofiel tekeningnr 601, versie 01, 08-01-2021
- [26] Sterk, <https://www.sterk.eu/nl/materieel/drukstellingen/> geraadpleegd op 01-10-2020 ArcelorMittal Sheet Piling, Durability 3.5.2, juli 2017.
- [27] MOS grondmechanica, Resultaten grondonderzoek en labonderzoek project "Dijkversterking deeltraject stad Tiel", Definitieve rapportage, R1701863-06, 13 december 2017
- [28] Wiertsema en partners, Geotechnisch onderzoek 2020 (concept).
- [29] Heidemij advies, Hoogwaterkering Tiel stadswallen, besteknummer 95.01, augustus 1995

## 2 Uitgangspunten

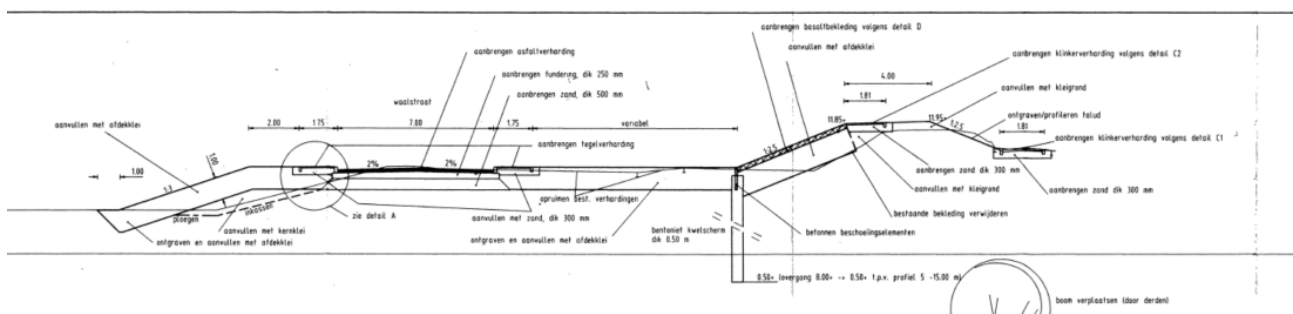
De uitgangspunten voor het ontwerpen van de langsconstructies zijn opgenomen in [17]. In dit hoofdstuk zijn alleen de afwijkingen, aanvullingen of locatie specifieke uitgangspunten beschreven.

### 2.1. Bestaande situatie

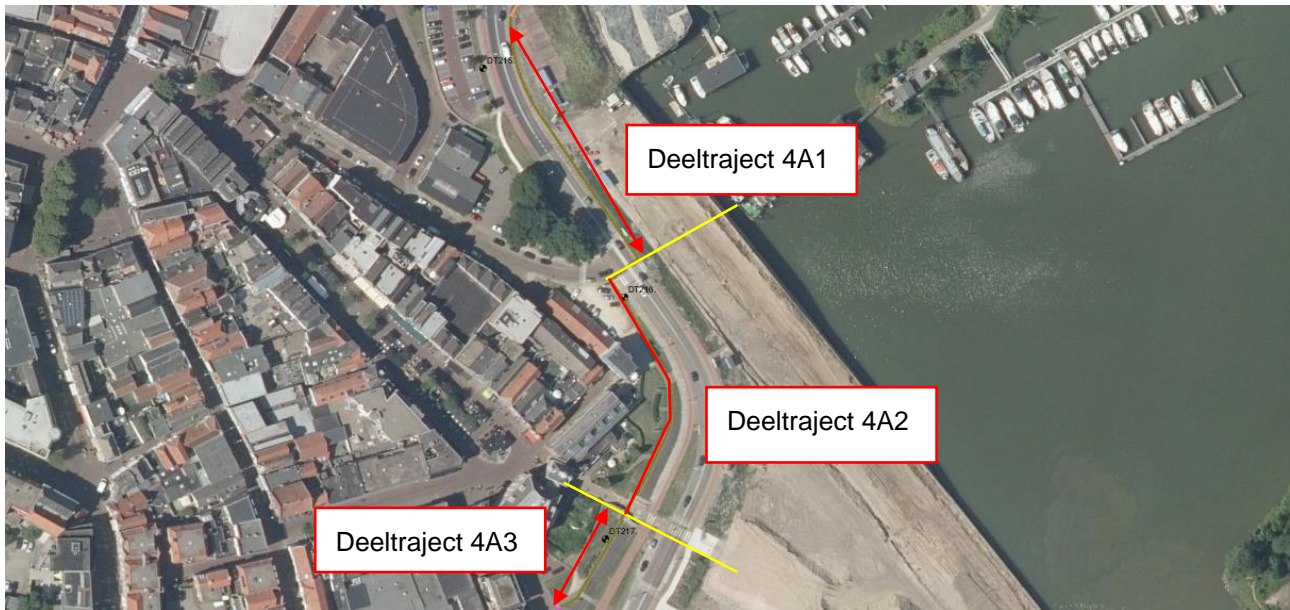
De dijk ter plaatse van deeltraject 4A is een kleidijk. Het buitentalud is in deeltrajecten 4A2 en 4A3 voorzien van basalt bekleding. In het binnentalud is bebouwing aanwezig. Over de kruin van de dijk loopt een verhard voetpad. Langs de buitenteen is een autoweg en fietspad aanwezig. Doorsnedes van het deeltraject zijn weergegeven in. Een bovenaanzicht van het vak is weergegeven in Figuur 2-3. Hierin is de splitsing in trajecten 4A1, 4A2 en 4A3 aangegeven.



Figuur 2-1: Doorsnede traject 4A1 huidige situatie [25]



Figuur 2-2: Doorsnede traject 4A2 en 4A3 huidige situatie [25]



Figuur 2-3: Bovenaanzicht deeltraject 4A

De volgende aandachtspunten gelden voor de bestaande situatie:

- In deeltraject 4A1 tussen DT215+000 en DT215+045 is een cement bentoniet scherm aanwezig in de buitenkruinlijn.
- In deeltraject 4A2 en 3, tussen DT216+005 en DT217+035 is een cement bentoniet scherm aanwezig in de buitenteen.
- In het buitentalud van deeltraject 4A1 en 4A2 is een kadeconstructie aanwezig. Deze kadeconstructie heeft (mogelijk) invloed op de buitenwaartse stabiliteit. In deze rapportage is het uitgangspunt dat de kadeconstructie voldoet aan de eisen ten aanzien van waterveiligheid. De kade is recent geheel vervangen.
- Ter hoogte van DT215+085 m bevindt zich de coupure Waterpoort. Deze coupure is de overgang tussen traject 4A2 en 4A3. De nieuwe damwanden in traject 4A2 en 4A3 dienen aan te sluiten op deze coupure.
- In het buitentalud ter hoogte van de overgang tussen traject 4A3 en 4b bevindt zich een trapconstructie.
- Het dijklichaam bevindt zich in het voormalige tracé van de stadsmuur. Er geldt een verhoogd risico op obstakels in de ondergrond.
- De volgende kabels en leidingen zijn aanwezig volgens de gegevens uit de KLIC:
  - Ter hoogte van coupure Waterpoort is een datakabel aanwezig en een drukriool. Beide bevinden zich in de coupure en kruisen vermoedelijk niet de langsconstructie.
  - Net naast de coupure kruist een laagspanningskabel het dijklichaam.
  - In de buitenkruinlijn, langs het fietspad aan de rivierzijde, is een laagspanningskabel en een rioolvrijverval aanwezig
  - Ter hoogte van DT216 kruist een waterleiding het dijklichaam

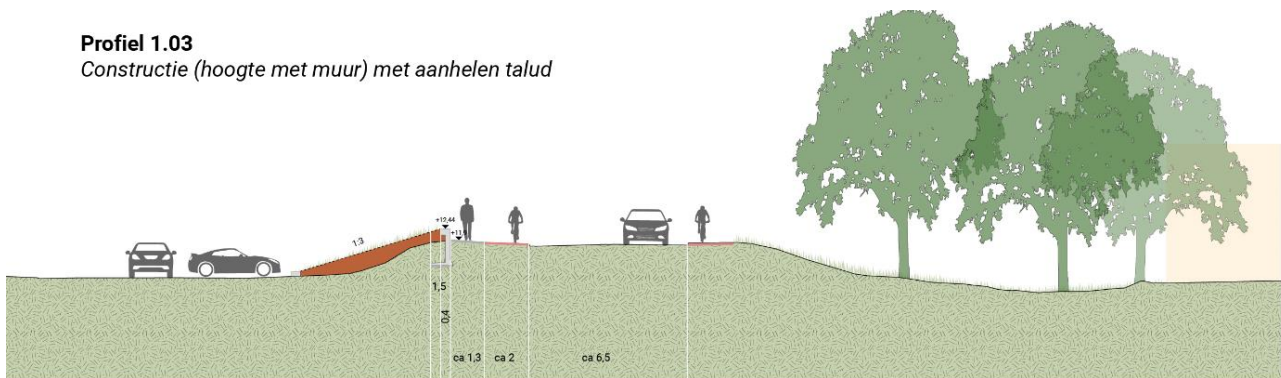
## 2.2. Nieuwe situatie

In de nieuwe situatie wordt de waterkering verhoogd met constructies. In 4A1 betreft dit een L-wand, in 4A2 wordt over een gedeelte een L-wand aangebracht en het resterende deel een damwand. De overgang van L-wand naar damwand is indicatief aangegeven in Figuur 2-4. De exacte locatie wordt in het DO bepaald. In deeltraject 4A3 wordt een damwand aangebracht. De constructies in 4A2 en 4A3 worden over het zichtbare gedeelte voorzien van metselwerk. Daarnaast worden er twee coupures gerealiseerd. Eén coupure voor de toegang tot de Waalplaat en één coupure waar de waterkering de weg kruist ter hoogte van Zoutkeetstraatje. Het ontwerp van de coupures is uitgewerkt in een separate rapportage [22]. De nieuwe situatie is schematisch weergegeven in het bovenaanzicht in Figuur 2-4 en de doorsnedes in Figuur 2-5 en Figuur 2-6.

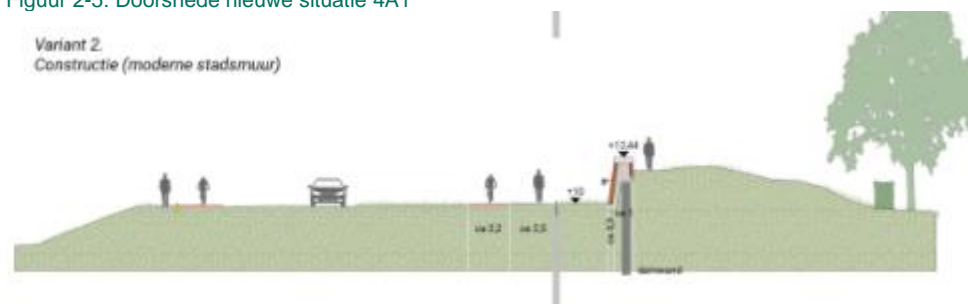


Figuur 2-4: Bovenaanzicht nieuwe situatie 4A

**Profiel 1.03**  
Constructie (hoogte met muur) met aanhelen talud



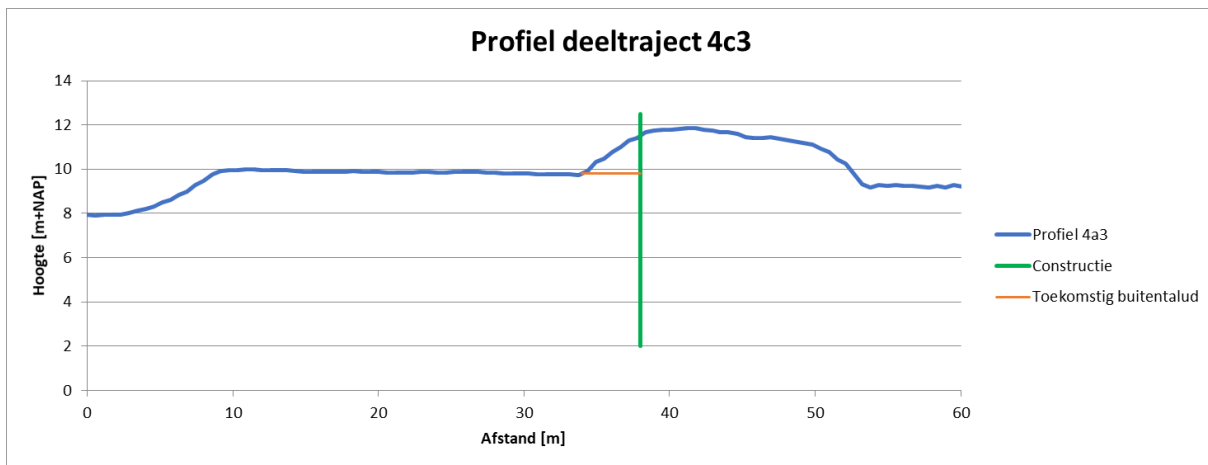
Figuur 2-5: Doorsnede nieuwe situatie 4A1



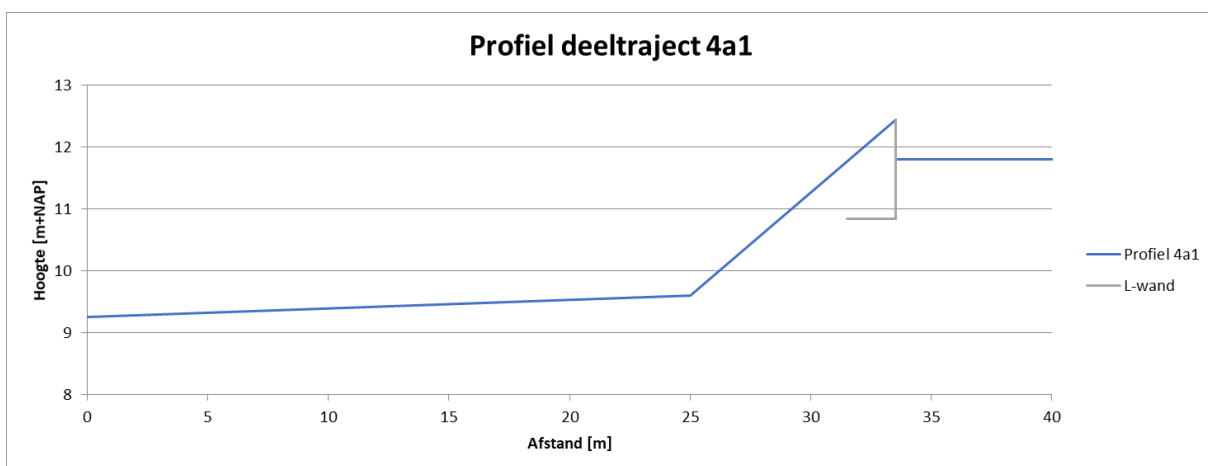
Figuur 2-6: Doorsnede nieuwe situatie 4A2 en 4A3

### 2.3. Geometrie

De kerende hoogte van het dijklichaam (ten opzichte van de weg) is in het deeltraject variabel. Vanaf DT215, waar het dijklichaam een beperkte kerende hoogte heeft, neemt de kerende hoogte toe tot DT217+30. De maatgevende snede voor het ontwerp van de damwand bevindt zich in deeltraject 4A3, ter hoogte van DT217. In het VO is voor de damwand gerekend met één snede ter plaatse van deeltraject DT217. Voor de L-wand is tevens een snede berekend, de maatgevende snede bevindt zich net voor coupure Zoutkeetstraatje in deeltraject 4A1. De L-wand wordt ook toegepast in deeltraject 4A2. In het eerste gedeelte van dit deeltraject is de kerende hoogte beperkt en is de kerende hoogte van de L-wand vergelijkbaar met deeltraject 4A1. De berekening van de L-wand wordt dusdanig uitgevoerd dat de L-wand zowel in 4A1 toegepast kan worden als in het eerste deel van 4A2. De geometrie is weergegeven in Figuur 2-8.



Figuur 2-7: Dijkprofiel 4A3 (maatgevende snede damwand)



Figuur 2-8: Profiel 4A1 (maatgevende snede L-wand)

## 2.4. Veiligheidsbenadering

De constructies moeten gezien hun functie (grondkerende functie en waterkerende functie) voldoen aan de eisen uit zowel het bouwbesluit als de eisen uit de waterwet. Vanuit de waterwet gezien hebben de L-wanden geen stabiliteitsfunctie en alleen een functie voor de hoogte van de waterkering. De damwand heeft zowel een functie voor de hoogte als voor de buitenwaartse stabiliteit. De faalkanseis voor stabiliteit is in de waterwet strenger dan voor hoogte, daarom is onderstaande vergelijking alleen uitgegaan van de eis voor stabiliteit buitenwaarts. Voor dit faalmechanisme geldt een faalkans eis  $1/2.396.500$  per jaar ( $\beta=4,93$  per jaar). Deze faalkanseis is bepaald op basis van:

- Faalkanseis STBI [17]=  $1/23.965.000$  per jaar
- Correctiefactor indirect mechanisme 10%

Omdat voor STBU bezwijken over het algemeen optreedt bij laagwater omstandigheden leidt dit niet direct tot overstromingsgevolgen. Vanwege de relatief hoge ligging van de constructies en een beperkte

kerende hoogte lijkt het tijdig herstellen van de waterkering mogelijk. Hierdoor is een 10% hogere faalkanseis gehanteerde voor STBU.

- Faalkanseis STBU [17]= 1/2.396.500 per jaar
- 

Voor de berekening conform bouwbesluit worden beide constructies, vanwege de locatie in de primaire waterkering, ingedeeld in de gevolgklasse CC3 en bijbehorende betrouwbaarheidsklasse RC3. De constructies dienen conform het bouwbesluit te voldoen aan  $\beta=5,30$  voor een referentieperiode van 1 jaar. Dit komt overeen met een faalkanseis van 1/17.234.822 per jaar. De faalkanseisen vanuit het bouwbesluit zijn in dit geval maatgevend boven de eisen uit de waterwet.

De keuze om te toetsen aan het bouwbesluit heeft daarnaast de volgende gevolgen:

- De damwand wordt ontworpen in D-Sheet-Piling conform de eisen uit [3]
- De L-wand wordt ontwerpen conform de eisen uit [10]
- Voor de sterkteparameters van de grond wordt gerekend met 2% rekparameters uit tabel 2.b in [10]. Er wordt hierbij dus geen gebruik gemaakt van de beschikbare proevenverzameling voor de waterkering. Deze sterkteparameters zijn bij grotere rekken afgeleid.

## 2.5. Geotechnische uitgangspunten

### 2.5.1. Bodemopbouw L-wand

Voor de berekening van de L-wand is alleen de bovenste zone van de bodem relevant. In de berekening is uitgegaan van een toplaag bestaande uit klei-dijksmateriaal. De sondering in het tracé van de L-wand (75629\_DKMP030\_(DT215.+059\_DKMP2\_BUK)) laten in de bovenste zone een pakket met hoge conusweerstand zien. Vermoedelijk is dit de wegfundering. In de berekening is uitgegaan van het funderen van de L-wand op zandbed met een dikte van 0,5 m. Onder dit zandbed is dijksmateriaal aanwezig. Als aanvulmateriaal achter de L-wand wordt uitgegaan van ophoogmateriaal klei. De gehanteerde sterkteparameters zijn opgenomen in Tabel 2-1.

Tabel 2-1: Gehanteerde karakteristieke waarden sterkteparameters

Grondsoort	$\gamma_{dr}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'_{kar}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\phi'_{kar}$ [°]	$c_{ukar}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Dijksmateriaal	18,54	18,54	5,0	22,5	80,0
Ophoogmateriaal klei	17,0	17,0	5,0	17,5	50,0
Zandbed (fundering)	17,0	19,0	0,0	30,0	0,0

Voor het bepalen van de rekenwaarde van de sterkteparameters zijn de volgende partiële factoren toegepast (conform RC3 [10]):

- Hoek van inwendige wrijving  $\gamma\phi'=1,20$  (factor toegepast op  $\tan(\phi)$ )
- Effectieve cohesie  $\gamma c'=1,5$
- Ongedraineerde schuifsterkte  $\gamma c_u=1,5$

### 2.5.2. Bodemopbouw damwand

De representatieve bodemopbouw in het deeltraject bestaat uit kleilig dijksmateriaal tot ca. NAP+7,50 m. Daaronder is er siltige klei aanwezig. Vanaf een niveau van ca. NAP-0,50 m wordt het pleistocene zand aangetroffen. De bodemopbouw is bepaald op basis van [23] en [24], de beschikbare onderzoekspunten zijn opgenomen in Figuur 2-9.



Figuur 2-9: Grondonderzoekspunten deeltraject 4A

De aangehouden grondopbouw is weergegeven in Tabel 2-2. Er is alleen een bodemopbouw afgeleid ter plaatse van de kruin van het dijklichaam. Uit de beschikbare sonderingen is in het voorland van de dijk meer zandig materiaal aanwezig, mogelijk van de wegfundering. Er is uitgegaan van de volgende sondering:

- Kruin: DT217.+000\_DKMP\_BIK

De gehanteerde karakteristieke waarde van de parameters zijn opgenomen in Tabel 2-2.

Tabel 2-2 Gehanteerde grondopbouw en gehanteerde karakteristieke waarden sterkteparameters o.b.v. tabel 2.b uit [10]

Grondsoort	Niveau [m+NAP]		$\gamma_{dr}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'_{kar}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\phi'_{kar}$ [°]	$\delta_{kar}$ [°]	K1 [kN/m <sup>3</sup> ]	K2 [kN/m <sup>3</sup> ]	K3 [kN/m <sup>3</sup> ]
Dijksmateriaal	m.v.	tot 7,50	18,54	18,54	5,0	22,5	16,7	6.000	4.000	2.000
Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>	7,5	tot -0,5	16,82	16,82	0,0	22,5	15,0	4.000	2.000	800
Zand, pleistoceen	-0,5	tot -30	18,0	20,0	0,0	32,5	21,7	40.000	20.000	10.000



### 2.5.3. Impactanalyse labonderzoek

In deeltraject 4A is geen labonderzoek uitgevoerd.

## 2.6. Hydraulische randvoorwaarden

De volgende hydraulische randvoorwaarden zijn van toepassing voor deeltraject 4A:

- WBN NAP+12,21 m (zichtjaar 2125)
- Dagelijkse waterstand NAP+4,70 m
- HBN 2075 NAP+12,44 m
- HBN 2125 NAP+12,67 m

### 2.6.1. Hydraulische randvoorwaarden damwand

Maatgevend voor de damwand is de situatie van een val na hoogwater. In de fasering is eerst een hoogwatersituatie gemodelleerd en daarna de val na WBN. Er is gerekend met de volgende waterstanden:

Hoogwater:

- Waterstanddijklichaam NAP+8,60 m (maaiveldniveau achterland)
- Waterstand voorland NAP+12,21 m (WBN)
- Stijghoogte NAP+12,21 m (er is gerekend met indringingslengte van de stijghoogte gelijk aan 3,0 m)

Val na WBN

- Waterstanddijklichaam NAP+11,80 m (volledig verzadigd)
- Waterstand voorland NAP+9,80 m (volledig verzadigd)
- Stijghoogte NAP+9,80 m (er is gerekend met indringingslengte van de stijghoogte gelijk aan 3,0 m)

Daarnaast zijn in de uiterste grenstoestand de toeslagen op de waterstanden conform CUR166 [3] in rekening gebracht.

### 2.6.2. Hydraulische randvoorwaarden L-wand

Voor de berekening van de L-wand is een waterstandsverschil in rekening gebracht gelijk aan de kerende hoogte van de L-wand. Voor de L-wand in deeltraject 4A1 is een WBN-situatie maatgevend:

- Waterstand buitendijks NAP+12,44 m
- Waterstand binnendijks NAP+11,80 m
- Waterstandsverschil 0,64 m

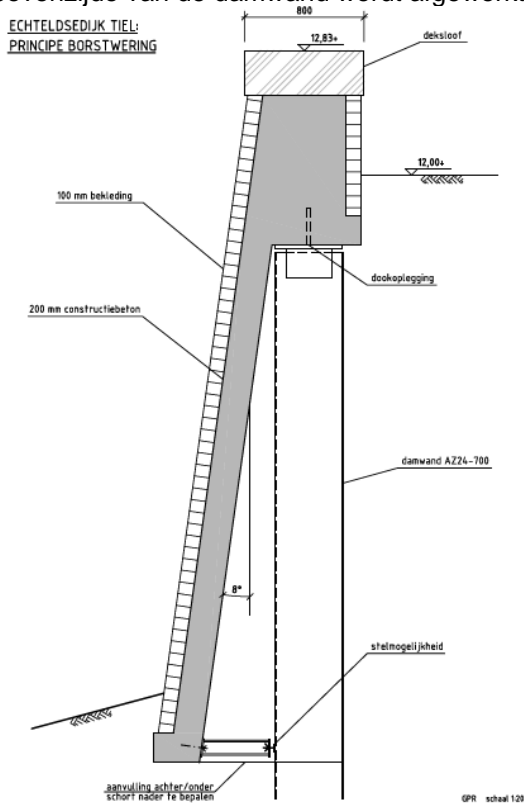
Voor de L-wand in het eerste deel van deeltraject 4A2 is het waterstandsverschil over de L-wand gelijk aan het verschil bij 4A1. In 4A2 geldt echter dat dit waterstandsverschil optreedt bij een val na WBN. In deze situatie treedt er een waterstandsverschil op tussen het maaiveld binnendijks en het maaiveld buitendijks.

## 2.7. Modelleringsdamwand

De volgende aanvullende modelleringskeuzes zijn gemaakt t.o.v. de TUN [17]:

- De damwand is geschematiseerd in D-Sheet Piling (Versie 18.1.1). Met dit model worden de krachtswerking in de constructie en de totale stabiliteit van de damwand berekend.

- Er is een verkeersbelasting in rekening gebracht op de kruin van het dijklichaam. De verkeersbelasting bedraagt 13 kN/m<sup>2</sup> in de fases hoogwater en val na hoogwater. In de dagelijkse situatie is gerekend met een verkeersbelasting van 5 kN/m<sup>2</sup>.
- Er is geen golfbelasting op de langsconstructie gemodelleerd.
- Er is gerekend met de volgende fasering:
  - 1 Aanbrengen damwand
  - 2 Ontgraven buitentalud (tot NAP+9,80 m)
  - 3 Aanbrengen voorhangschort
  - 4 Dagelijkse situatie (gemiddelde waterstand, lage belasting op dijk)
  - 5 Hoogwater
  - 6 Val na hoogwater
- Er is gerekend met veiligheidsklasse RC3 in alle rekenfases (rekenschema B [3]).
- Aan de voorzijde van de damwand wordt een voorhangschort met bekleding aangebracht. De bovenzijde van de damwand wordt afgewerkt met een betonsloof, zie Figuur 2-10.



Figuur 2-10: Principe schets bekleding damwand

Het gewicht van dit schort en sloof bedraagt:

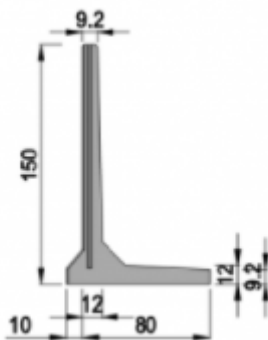
- Sloof (uitgangspunt volledig beton, indicatieve afmetingen= 1,50 m hoog en 1,00 m breed.  
 Uitgangspunt gewicht beton = 25 kN/m<sup>3</sup>  
 Uitgangspunt gewicht metselwerk = 20 kN/m<sup>3</sup>  
 Gewicht=1,50 m \* 1,00 m \* 25,0 m = 38 kN/m

- Schort (uitgangspunt 0,2 m beton, 0,1 m metselwerk, afmeting ca. 3,0 m hoog)  
Gewicht=  $0,2 \cdot 3,0 \cdot 25 + 0,1 \cdot 3,0 \cdot 20 = 21$  kN/m
- Totaal gewicht =  $38$  kN/m +  $21$  kN/m =  $59$  kN/m (het moment ten gevolge van de excentriciteit van het schort is in het VO verwaarloosd). Op deze belasting is een factor 1,35 (permanente belasting) in rekening gebracht, de totale belasting bedraagt  $80$  kN/m.
- De damwand is in D-Sheet Piling gemodelleerd tot de hoogte van het zichtjaar 2125. In werkelijkheid is het bovenste deel een betonnen deksloof.

## 2.8. Modelling L-wand

De L-wand wordt gecontroleerd op draagvermogen, kantelen en het mechanisme schuiven. De berekening wordt uitgevoerd conform EC7, hoofdstuk 6 'Funderingen op staal' [10]. De volgende uitgangspunten zijn aangehouden.

- In het VO is een snede beschouwd in deeltraject 4A1. Deze snede wordt echter dusdanig aangepast dat deze ook representatief is voor de eerste zone in deeltraject 4A2 (tot 64 cm kerende hoogte). Hoewel de L-wand in deeltraject 4A2 andersom aangebracht wordt, geldt dat de kerende hoogte en het waterstandsverschil in de maatgevende situatie gelijk is. In de berekening voor de snede in deeltraject 4A1 is conservatief uitgegaan van een horizontaal maaiveld met verkeersbelasting. De in rekening gebrachte belasting (waterstandsverschil, kerende hoogte en verkeersbelasting) op de L-wand is daarmee voor beide deeltrajecten gelijk. De hier beschouwde L-wand is daarom ook toepasbaar in deeltraject 4A2 tot een kerende hoogte van 64 cm.
- In de berekeningen is uitgegaan van een standaard prefab L-wand. De afmetingen zijn opgenomen in Figuur 2-11. In werkelijkheid zijn de dimensies van L-wand gelijk aan het Figuur 3-1 in paragraaf 3.1. Verschillen zijn o.a. een verbrede kop aan de bovenzijde en een dikkere wand, deze verschillen werken gunstig voor de stabiliteitsberekeningen.

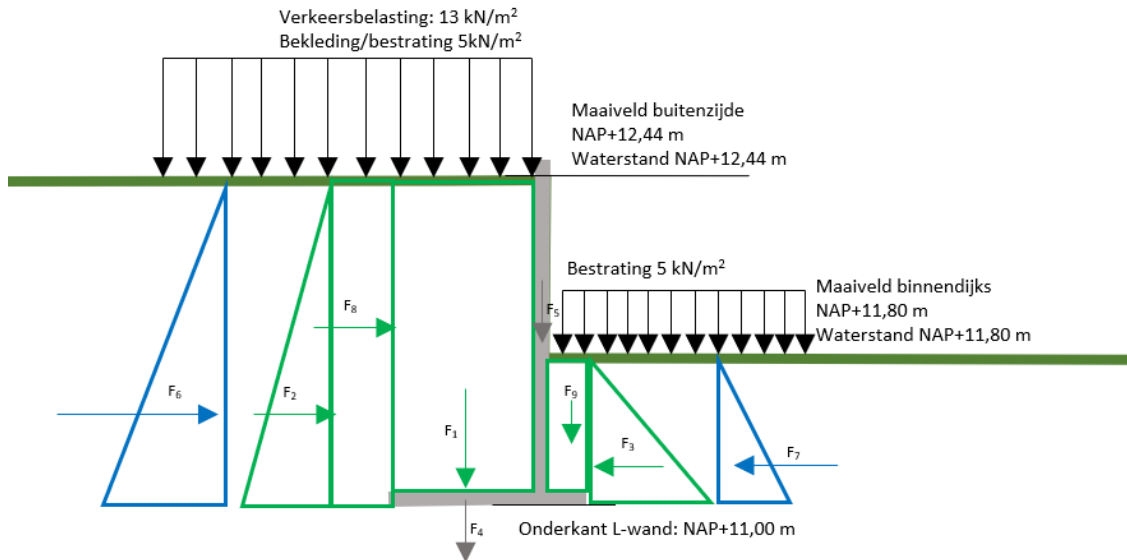


Figuur 2-11: Standaard L-wand type Giro Keerwand

- In het ontwerp van de L-wand is uitgegaan van het zichtjaar 2125. Bij realisatie is de hoogte van de L-wand gelijk aan de vereiste hoogte voor het zichtjaar 2075. In de L-wand worden voorzieningen (nader uit te werken in het DO) aangebracht waardoor de L-wand verhoogd kan worden. De voetplaat wordt voldoende breed gemaakt om deze verhoging mogelijk te maken. Het uitgangspunt hierbij is dat alleen de L-wand verhoogd wordt en het omliggend maaiveld (binnen- en buitenwaarts) niet verhoogd wordt.

- De voet van de L-wand wordt minimaal 80 cm onder maaiveld aangebracht. Bovenzijde L-wand bevindt zich op NAP+12,50 m (zichtjaar 2075), in de L-wand worden voorzieningen aangebracht waarmee de wand te verhogen is tot de vereiste hoogte voor zichtjaar 2125 (NAP+12,67 m).
- Voor de wrijving aan de onderzijde van de L-wand is uitgegaan van een prefab funderingselement uitgegaan (lagere wrijving).
- Er is gerekend met een waterstandsverschil waarbij aan de buitenzijde van de L-wand een waterstand gelijk aan NAP+12,44 m (bovenzijde talud buitenzijde) is gemodelleerd en binnenzijde is de grondwaterstand gemodelleerd gelijk aan maaiveldniveau (=NAP+11,80 m). Hierdoor is er gerekend met een 23 cm hoger waterstand t.o.v. de waterstand bij het zichtjaar 2125. Door deze verhoging is rekening gehouden met de belasting ten gevolge golfoploop op het voorliggende talud.
- Er wordt gerekend met de 'onderwater' gewichten van de grondlagen en het beton.
- Aan de actieve en passieve zijde is gerekend met een variabele verkeersbelasting (13 kN/m<sup>2</sup>) en een permanente belasting voor aanwezige bestrating of bekleding van het talud (5 kN/m<sup>2</sup>)<sup>1</sup>
- Er is gerekend met de volgende maaiveldniveaus:
  - Maaiveld buitendijks NAP+12,44 m (conservatief is uitgegaan van horizontaal maaiveld)
  - Maaiveld binnendijks NAP+11,80 m
- De gehanteerde belastingen voor de toetsing op stabiliteit zijn schematisch weergegeven in Figuur 2-12. De volgende belastingen zijn gehanteerd:
  - Horizontaal:
    - F2: actieve gronddruk als gevolg van aanvulling
    - F3: passieve gronddruk als gevolg van ingraving
    - F6: Waterdruk actieve zijde (in de modellering van de waterdruk is geen rekening gehouden met een verloop aan de onderzijde van de L-wand. Er is conservatief uitgegaan van het volledig waterdrukverschil over de voet van de L-wand.)
    - F7: Waterdruk passieve zijde
    - F8: Actieve gronddruk als gevolg van verkeersbelasting en bekleding/bestrating
  - Verticaal:
    - F1: gewicht grondlichaam boven de L-wand
    - F4: gewicht voetplaat L-wand
    - F5: gewicht voorwand L-wand
    - F9: gewicht grondlichaam op hak L-wand
    - F\_verkeer: verkeersbelasting boven voetplaat L-wand

<sup>1</sup> Gewicht bestrating/bekleding: volumiek gewicht ca. 20 kN/m<sup>3</sup>; laagdikte 0,25 m. Gewicht: ca. 5 kN/m<sup>2</sup>



Figuur 2-12: Belastingen op L-wand

Er is gerekend met de volgende belastingfactoren (conform RC3 [10]):

- Permanent, ongunstig ( $Q/G < 0,2$ )  $\gamma_G$  1.49
- Permanent, ongunstig  $\gamma_{G+\xi}$  1.32
- Permanent, gunstig  $\gamma_{G;stb}$  0.9
- Veranderlijk, ongunstig  $\gamma_{Q;dst}$  1.65
- Veranderlijk, gunstig  $\gamma_{Q;dst}$  0
- Horizontale belasting 1.0

## 3 Ontwerpresultaten

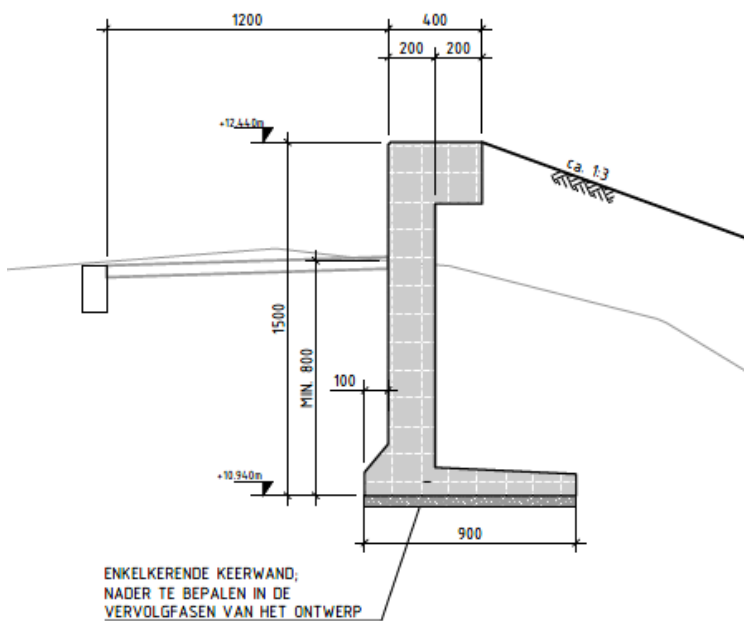
### 3.1. Ontwerp L-wand

In deeltraject 4A1 wordt de opgave voor hoogte opgelost door een betonnen L-wand in de buitenkruinlijn aan te brengen. Bij de realisatie van de L-wand wordt de bovenzijde van de wand aangebracht op NAP+12,44 m (HBN zichtjaar 2075). In deeltraject 4A2 wordt deze L-wand ook toegepast tot een kerende hoogte van 64 cm.

De L-wand wordt gefundeerd op een zandbed met een dikte van 0,5 m. De onderzijde van de L-wand bevindt zich 0,8 m onder maaiveld. Aan de buitendijkse zijde van de L-wand wordt het talud opgebouwd met klei. Hiermee wordt een intredepunt onder de L-wand voorkomen. Er is uitgegaan van een L-wand met de dimensies opgenomen in Figuur 3-1.

In het ontwerp van de L-wand is rekening gehouden met toekomstige uitbreidingen. Het uitgangspunt is dat alleen de L-wand verhoogd wordt, het omliggende maaiveld blijft op hetzelfde niveau. In de L-wand worden voorzieningen aangebracht zodat deze in de toekomst verhoogd kan worden naar NAP+12,67 m (HBN zichtjaar 2125). Deze voorziening zou op hoofdlijnen kunnen bestaan uit het aanbrengen van een staafanker in de L-wand. Dit staafanker kan vervolgens met een stekeind verlengd worden zodat de verhoging gekoppeld is aan de bestaande L-wand.

Het voorlopig ontwerp van de L-wand is opgenomen op de tekeningen met referentie: [21].



Figuur 3-1: Globale dimensies L-wand

### 3.2. Ontwerp damwand

In deeltraject 4A2 en 4A3 wordt de opgave voor hoogte opgelost door een damwand in de buitenkruinlijn aan te brengen. Aan de achterzijde van de damwand (dijkzijde) wordt een gording aangebracht. Op de damwand wordt een deksloof en voorhangschort aangebracht. De deksloof en het schort worden voorzien van metselwerk. Bij de realisatie van de damwand wordt de bovenzijde van de deksloof aangebracht op NAP+12,44 m (HBN zichtjaar 2075). De deksloof is te verhogen naar een hoogte van NAP+12,67 m (HBN zichtjaar 2125). Het damwandprofiel is een AZ20-700 met een lengte van 12,0 m. De eigenschappen van de damwand zijn opgenomen in Tabel 3-1 en de eigenschappen van de gording in Tabel 3-2.

In het ontwerp van de damwand is rekening gehouden met toekomstige uitbreidingen. De deksloof op de damwand is uitbreidbaar zodat deze in de toekomst verhoogd kan worden naar NAP+12,67 m (HBN zichtjaar 2125). Het uitgangspunt is dat alleen de deksloof verhoogd wordt, het omliggende maaiveld blijft op hetzelfde niveau.

Het voorlopig ontwerp van de damwand is opgenomen op de tekeningen met referentie: [21].

Tabel 3-1: Eigenschappen nieuwe damwand

Damwand	
Type	AZ20-700
Staalkwaliteit	S240 GP
Niveau bovenkant deksloof	ca. NAP+12,44 m
Niveau teen damwand	NAP-0,50 m
Planklengte	ca. 12 m

Tabel 3-2: Eigenschappen toegepast gording profiel

Gording	
Type	HE 140 B
Niveau hart gording	NAP+11,3 m
Staalkwaliteit	S355

### 3.3. Ontwerpkeuzes

In het VO zijn voor de damwand de volgende keuzes gemaakt:

- In het ontwerp is uitgegaan van het drukkend installeren van de damwand.
- Om beïnvloeding van de dagelijkse geohydrologische situatie te voorkomen wordt de nieuwe damwand waterdoorlatend gemaakt op het niveau van de dagelijkse freatische lijn. Het detail hiervoor wordt in het DO uitgewerkt.

Voor de L-wand zijn de volgende keuzes gemaakt:

- Er wordt geen bekleding aangebracht op de L-wand in 4A1. In 4A2 wordt een metselwerk bekleding toegepast

### 3.4. Verificatierapport

Het ontwerp van de langconstructies dient te voldoen aan de Klant Eisen Specificatie (KES). Deze verificatie is uitgevoerd in [19].

### 3.5. Risico's

De belangrijkste technische risico's met betrekking tot de realisatie en het ontwerp van de langsconstructie zijn opgenomen in onderstaande tabel. Per risico is aangegeven hoe deze meegenomen is in het huidige ontwerp en/of hoe deze wordt meegenomen in de vervolgfase(n).

Tabel 3-3: Risicotabel langsconstructie

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
1	Obstakels in ondergrond (het tracé van de nieuwe damwand kent een hoog risico op obstakels vanwege mogelijke restanten van de oude stadsmuur)	1) Archiefinformatie niet volledig 2) Onvoorziene obstakels	Damwanden komen niet op diepte	1) Voorprikken of damwand tracé / positie ankers aanpassen 2) Doorboren van obstakels met behulp van speciale boorkop 3) Obstakel opgraven (ondiepe obstakels) 4) Obstakel overkluizen 5) alternatieve oplossing (bijvoorbeeld grote L-wand op staal gefundeerd)
2	Lokaal aanwezige zandlagen met hoge weerstanden	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	Damwanden niet op diepte	1) Voorboren* 2) Fluïderen* 3) Indien mogelijk laatste meters trillend installeren

\* In het VO is nog geen rekening gehouden met de effecten van fluïderen of voorboren op het ontwerp. In het DO wordt onderzocht wat de impact hiervan is op het ontwerp.

### 3.6. Raakvlakken

De geïnventariseerde raakvlakken zijn onderstaand weergegeven. Per raakvlak is aangegeven hoe deze is verwerkt in het huidige ontwerp en/of hoe dit raakvlak in de vervolgfases verwerkt wordt.

Tabel 3-4: Raakvlakken Langsconstructie

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
1	Bestaande constructie	In de buitenteen van DT4A bevindt zich een cement bentonietscherm. Dit scherm conflicteert mogelijk met aan te brengen damwand en L-wand	Mogelijke oplossingen voor de L-wand zijn: scherm gedeeltelijk opgraven en verwijderen Er dient nader onderzocht te worden of dit scherm gedeeltelijk verwijderd mag worden. Het raakvlak met de damwand is nader te onderzoeken in het DO.
2	Kabels en leidingen	De mogelijke conflicterende kabels en leidingen zijn: (1 Net naast de coupure is een laagspanningskabel aanwezig. (2 In de buitenkruinlijn is een	Omgang nader te bepalen in het DO.



Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
3	Aansluitingen coupure Waterpoort	laagspanningskabel en een rioolvrijverval aanwezig (3 Ter hoogte van DT216 kruisteen waterleiding het dijklichaam De damwand dient aangesloten te worden op de bestaande coupure Waterpoort	De aansluitingen worden in het DO uitgewerkt.
4	Aansluitingen nieuwe coupures	In het dijkversterkingsproject worden twee nieuwe coupures gerealiseerd. De L-wand en de damwand dienen hier op aan te sluiten.	De aansluitingen zijn in het VO uitgewerkt, zie VO-tekeningen [20] . Verdere detaillering vindt plaats in het DO.

### 3.7. Veiligheid, gezondheid en milieu

#### 3.7.1. Uitvoeringsfase

De aspecten ten aanzien van veiligheid, gezondheid en milieu (VGM) gedurende de uitvoeringsfases worden nader uitgewerkt in vervolgfases. Aspecten waar in ieder geval rekening mee gehouden wordt:

- Beperking hinder voor omgeving (op het gebied van verkeer, trillingen en geluid)
- Val- en struikelgevaar voorkomen door hoogteverschillen duidelijk zichtbaar te maken, bij grote hoogteverschillen een hekwerk plaatsen.

In de uitvoeringsfase dient rekening gehouden te worden dat verkeer tijdelijk geen gebruik kan maken van de Havendijk.

#### 3.7.2. Gebruiksfase

Er zijn geen nadelige aspecten ten aanzien van VGM in de gebruiksfase.

### 3.8. Duurzaamheid

#### 3.8.1. Materiaalkeuze en hergebruik

In de keuze voor de toegepaste materialen wordt rekening gehouden met een levensduur van 50 (L-wand) en 100 jaar (damwand met schorten).

#### 3.8.2. Beperking uitstoot (CO<sub>2</sub>, NO<sub>2</sub>, etc.)

Om gedurende de uitvoeringsfase de uitstoot zoveel mogelijk te beperken kan in bij de inkoop en realisatie gedacht worden onderstaande maatregelen:

- Bij de keuze voor het toe te passen materieel rekening houden met de uitstoot van het betreffende materieel.
- Grote hoeveelheden materiaal aan te voeren over het water en realisatie van een of meerdere loslocaties;
- Tijdelijke opslag van materialen zoveel mogelijk op een depot in of nabij het projectgebied
- Vervoerbeweging (bijvoorbeeld materiaal van- en naar opslag) zo veel als mogelijk te beperken.

### 3.9. Beheer en onderhoud

Voor zowel de damwand als de L-wand geldt dat deze vrijwel onderhoudsvrij is. Het voornaamste aspect ten behoeve van beheer en onderhoud is de bekleding van de beide objecten. Deze bekleding is gevoelig voor beschadigingen. Er dient rekening gehouden te worden met periodiek herstellen van schades ten gevolge van aanrijding of vorstindringing.

## 4 Uitvoering

---

### 4.1. Fasering damwand

In de VO-fase wordt uitgegaan van de volgende indicatieve fasering: (uitgangspunt is toepassing van Silent Piler)

- 1 Graven ontlast-, heisleuf in buitenkruinlijn
- 2 Aanbrengen damwand (drukkend) en gording
- 3 Verwijderen steenbekleding en ontgraven buitentalud
- 4 Aanbrengen deksloof en voorhangschort
- 5 Herstellen maaiveld voor constructie

### 4.2. Fasering L-wand

In de VO-fase wordt uitgegaan van de volgende indicatieve fasering:

- 1 Ontgraven sleuf ten behoeve van het plaatse van de L-wand (tot ca. 1,3 m onder huidig maaiveld)
- 2 Aanbrengen zandbed (0,5 m dik) + verdichten zandbed
- 3 Aanbrengen en stellen L-wand elementen op verdicht zandbed
- 4 Aanvullen achter L-wand en aanbrengen talud buitendijks
- 5 Herstellen omliggend maaiveld

### 4.3. Installeerbaarheid damwand

In deze paragraaf worden de volgende aspecten beschouwd:

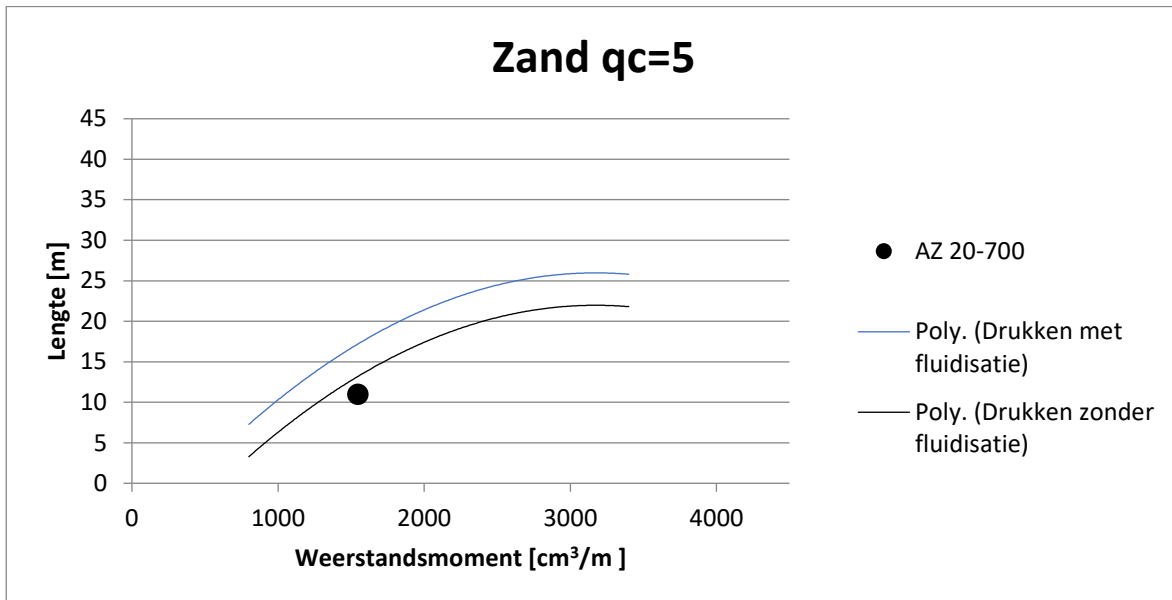
- Schadevrij installeren damwand
- Trillingspredictie
- Indicatie benodigd materieel

Het niet kunnen installeren van de damwand is in dit deeltraject vooral afhankelijk van de aanwezigheid van obstakels. In dit deeltraject geldt een verhoogd risico op aanwezige obstakels vanwege mogelijke restanten van de oude stadsmuur op deze locatie. In het DO wordt nader onderzoek uitgevoerd naar de aanwezigheid van de obstakels en de omgang met obstakels. In onderstaande beschouwing is uitgegaan van een obstakel vrij damwand tracé.

#### 4.3.1. Schadevrij installeren damwand

Voor de bepaling van het schadevrij installeren zijn de CUR NVAF-PSD [3] schadeverwachting grafieken gehanteerd. De maatgevende sondering is DT217.+000\_DKMP\_BIK. In deze sondering is tussen NAP+8 m en NAP+9 m een relatief vaste zandlaag aanwezig. Hierbij zijn conusweerstand met een gemiddelde van 10 MPa gemeten met uitschieters naar 40 MPa. De totale laagdikte van deze zandlaag bedraagt ca. 1,5 m. Tijdens het installeren van de damwand dient deze zandlaag voorgeboord te worden. In het resterende deel zijn conusweerstand met een gemiddelde van ca. 1 MPa gemeten. In de toetsing op inbrengbaarheid is uitgegaan van Grafiek 17 in bijlage B van CUR166 deel 1, Drukken in zand van 5 MPa, installatiediepte bedraagt 11,0 m. De CUR-grafieken zijn gebaseerd op planken van 600 mm breed. Een AZ20-700 profiel is 700 mm breed, het weerstandsmoment van het profiel is hierdoor t.b.v. controle met de grafieken

gecorrigeerd met een factor 0,8<sup>2</sup>. Conform de grafiek, zie Figuur 4-1, zijn de planken schadevrij te installeren. In de grafieken is met de zwarte stip het AZ20-700 profiel aangegeven met gecorrigeerd weerstandsmoment. De damwand blijft hier onder de lijn voor schadeverwachting.



Figuur 4-1: Schadeverwachting drukken in zand (5 MPa)

#### 4.3.2. Trillingspredictie

Omdat de nieuwe damwand op zeer korte afstand van bebouwing aangebracht wordt, is uitgegaan van het drukkend installeren. Hiervoor is geen trillingspredictie uitgevoerd.

#### 4.3.3. Materieel

De voornaamste beperkende factor voor het aanbrengen van de damwanden is de vereiste drukcapaciteit. In de controle op het vereiste materieel wordt daarom vooral ingegaan op dit aspect. In bijlage C is op basis van CUR166 deel 2 paragraaf 5.3.7 een indicatieve berekening uitgevoerd om de benodigde drukcapaciteit te bepalen. De maatgevende sondering is DT217.+000\_DKMP\_BIK, de berekende drukcapaciteit bedraagt 80 ton.

Gangbare drukcapaciteit van een Silent Piler is ca. 100 ton. Het lijkt hiermee haalbaar om de drukkend damwand te installeren. Om tegenvallers in uitvoering (bijvoorbeeld lokaal vastere zandlagen) te kunnen opvangen wordt in het DO de invloed van maatregelen om weerstand te verminderen onderzocht. Hierbij kan gedacht worden aan:

- Toepassen bitumineuze slotvulling om de wrijving in het slot te verminderen
- Fluïderen
- Geheel of gedeeltelijk voorboren (bijvoorbeeld tot het niveau onderzijde van de eerste zandlaag, ca NAP+8,00 m)

<sup>2</sup> Correctiefactor bedraagt  $\left(\frac{600}{700}\right)^{1,5} = 0,8$

Een alternatief is om de damwanden te drukken met een Quattro Piler. Dit materieel beschikt over het algemeen over een hogere drukcapaciteit, maar is lastiger op deze locatie met zeer beperkte ruimte te positioneren.

De enige mogelijkheid voor het aan- en afvoeren van materialen en materieel lijkt vanaf buitendijks. Voor het installeren van de damwand dient daarom rekening gehouden te worden met tijdelijke (mogelijk gedeeltelijke) afsluiting van de Havendijk en het voorliggende fiets/voetpad.

#### 4.4. Aandachtspunten uitvoering

De onderstaande aandachtspunten zijn er voor de uitvoeringsfase:

- Tijdens de uitvoering dient er voldaan te worden aan de eisen opgenomen in [15].

#### 4.5. Monitoring

Het wordt aanbevolen om voorafgaand aan de uitvoering een bouwkundige opnamen van de panden uit te voeren en de trillingen en verplaatsingen tijdens realisatie te monitoren. In het DO wordt nader bepaald voor welke panden dit noodzakelijk is en of er meer aspecten gemonitord dienen te worden.

## 5 Ontwerptoetsingen L-wand en damwand

In dit hoofdstuk worden de ontwerptoetsingen van de L-wand en damwand uitgevoerd. De ontwerptoetsingen van de damwand zijn opgenomen in paragraaf 5.1, van de L-wand in paragraaf 5.2.

### 5.1. Ontwerp toetsingen damwand

#### 5.1.1. Samenvatting rekenresultaten

In Tabel 5-1 is een samenvatting gegeven van de rekenresultaten. De volledige berekeningsresultaten zijn opgenomen in Bijlage D. In onderstaande paragrafen zijn de ontwerptoetsingen per onderdeel beschreven.

Tabel 5-1: Overzicht rekenresultaten (exclusief schematiseringsfactor of belastingeffectfactor)

Rekenresultaat	Eenheid	Deeltraject 4c1	
		Waarde	Maatgevende rekenfase
Stabiliteitsfactor	[-]	3,39	6
Moment	[kNm/m]	141	6
Dwarskracht	[kN/m]	42	6
Normaalkracht	[kN/m]	80	6
Horizontale vervorming constructie	[mm]	26	6

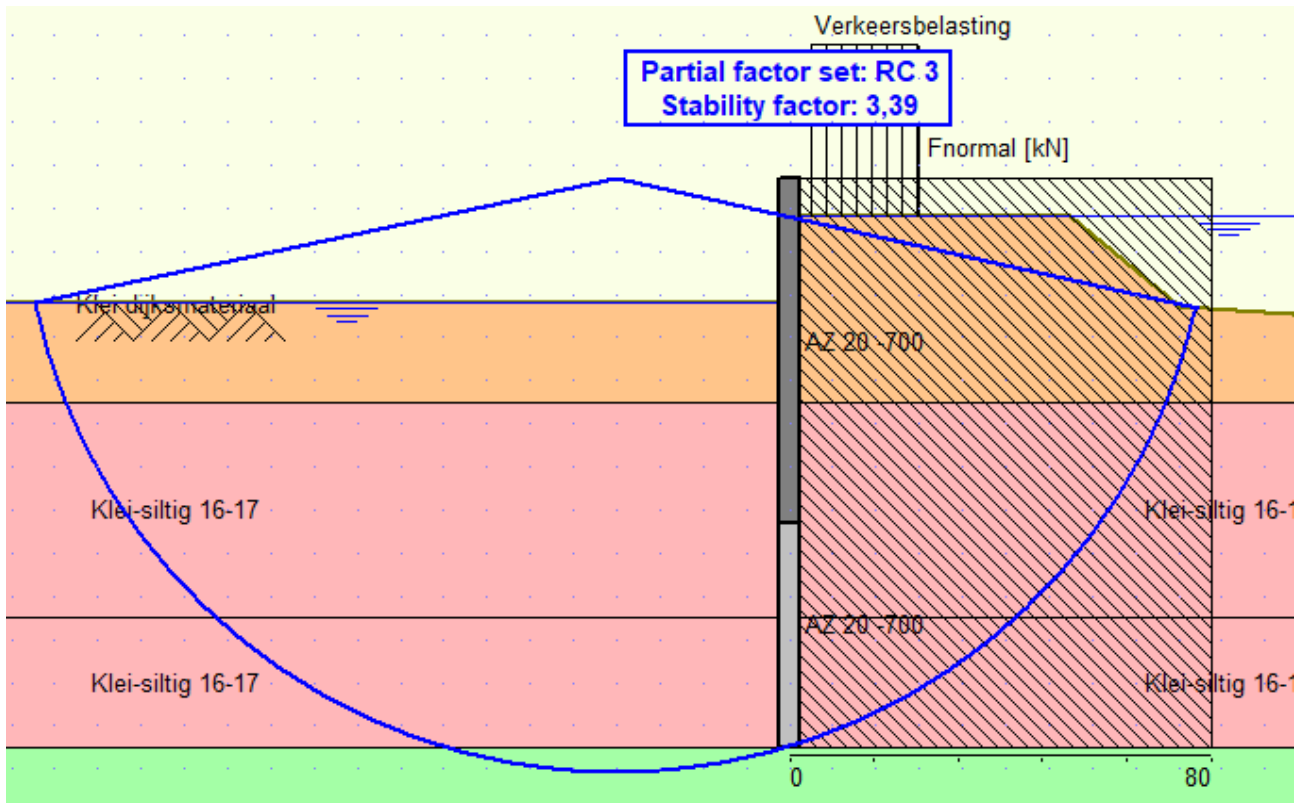
De volgende toetsingen zijn uitgevoerd:

- GEO-1: Algehele stabiliteit paragraaf 5.1.2
- STR-1: Toetsing voorwand (sterkte) paragraaf 5.1.3
- STR-2: Sterkte gording paragraaf 5.1.4
- SSI-1 Lengte langconstructie (incl verticaal draagvermogen) paragraaf 5.1.5
- Vervormingen constructie en dijklichaam paragraaf 5.1.6

Omdat er doorgaande constructies toegepast worden is snijden van grond (GEO-2) geen relevant faalmechanisme, dit mechanisme is daarom niet getoetst.

#### 5.1.2. GEO-1: Algehele stabiliteit constructie

De algehele stabiliteit is getoetst in D-Sheet Piling. De maatgevende fase is fase 6. Het berekende glijvlak is weergegeven in Figuur 5-1. De berekende stabiliteitsfactor is groter dan 1,00 waardoor de algehele stabiliteit voldoet.



Figuur 5-1: Algehele stabiliteit damwand

### 5.1.3. STR-1: Toetsing damwand

De sterkte van de voorwand is getoetst in bijlage A.1. Hierbij is rekening gehouden met het verschil in corrosiesnelheden in de zone tot onder de dagelijkse grondwaterstand en de zone daaronder. De reductiefactor voor de sterkte van het profiel is bepaald in durability [21]. Voor de twee zones resulteert dit in de volgende reductiefactoren:

- Zone A boven en rondom de dagelijkse grondwaterstand
- Zone B permanent onder de grondwaterstand

$$\frac{w_{gecorrodeerd}}{w_{ongecorrodeerd}} = \frac{1040}{1730} = 0,60$$

$$\frac{w_{gecorrodeerd}}{w_{ongecorrodeerd}} = \frac{1355}{1730} = 0,78$$

Er is getoetst aan de volgende krachten:

- Moment
  - Zone A:  $M_{ed} = 141 \text{ kNm/m}$  Maximum in fase 6
  - Zone B:  $M_{ed} = 135 \text{ kNm/m}$  Maximum in fase 6
- Dwarskracht (gelijk in zone A en B)  $V_{ed} = 42 \text{ kN/m}$  Maximum in fase 6
- Normalkracht (gelijk in zone A en B) bestaande uit:

- Eigen gewicht damwand<sup>3</sup>:  $13 \cdot 1,35 = 17$  kN/m (factor 1,35 betreft belastingfactor permanente belasting)
- Gewicht schort en deksloof = 80 kN/m
- Totaal: 97 kN

In de toetsing op knik is uitgegaan van een kniklengte van 7,7 m. De afstand tussen de teen van de damwand en bovenzijde damwand bedraagt 11,0 m. Conform [8] mag er, vanwege de inklemming, gerekend worden met een 70% van deze lengte, de aangehouden kniklengte bedraagt 7,7 m.

In bovenstaande toetsing is de invloed van negatieve kleeft niet meegenomen. De invloed van negatieve kleeft wordt in het DO bepaald. Naar verwachting is dit niet bepalend voor de constructie eigenschappen.

#### 5.1.4. STR-2: Sterkte gording

In het VO is de sterkte van het gordingprofiel niet getoetst. De toetsing wordt uitgevoerd in het DO. Er is in het VO gekozen voor een profiel op basis van ervaring.

#### 5.1.5. SSI-1: Lengte damwand

De lengte van de damwand is gekozen zodat deze met het teenniveau in het pleistocene zand wordt aangebracht. De damwand is onverankerd en met dit teenniveau kan de damwand daarom als zettingsvrij worden beschouwd.

#### 5.1.6. Vervormingen constructie

De vervormingen van de damwand bedragen ca. 4 mm in de dagelijkse situatie (fase 4) en 26 mm in de maatgevende situatie (fase 6). Deze vervormingen zijn dermate klein dat deze acceptabel geacht worden.

## 5.2. Ontwerptoetsingen L-wand

In deze paragraaf is de toetsing van de geotechnische stabiliteit van de L-wand uitgevoerd. De gehanteerde uitgangspunten en belastingen zijn beschreven in paragraaf 2.8. De resultaten van de toetsing zijn beschreven in paragraaf 5.2.1.

### 5.2.1. Toetsingen L-wand

In bijlage B is een indicatieve berekening uitgevoerd conform NEN-EN-1997 [10]. Er zijn twee situaties beschouwd:

- 1 Situatie zonder verkeersbelasting. Hierbij is uitgegaan van neutrale gronddrukken op de L-wand vanwege de naar verwachting beperkte verplaatsingen van de wand in deze situatie.
- 2 Situatie met verkeersbelasting. Hierbij is uitgegaan van actieve en passieve gronddrukken op de L-wand, omdat de verplaatsingen van de wand in deze situatie groter zijn.

---

<sup>3</sup> Het gewicht van een AZ20-700 bedraagt 120 kg/m<sup>2</sup>, de planklengte bedraagt 11,0 m. Resultierend in een belasting van 13 kN/m



De unity checks voor de verschillende toetsingen zijn opgenomen in Tabel 5-2. Alle unity checks zijn kleiner dan 1,0 waardoor de stabiliteit voldoende is. De gedraineerde situatie is beschouwd omdat deze maatgevend is boven de ongedraineerde situatie.

In deze toetsingen is alleen de stabiliteit van de L-wand zelf gecontroleerd. De algehele stabiliteit is hierbij niet getoetst. Het uitgangspunt is dat de L-wand geen verslechtering is van de huidige situatie en dat dus de algehele stabiliteit niet beïnvloed wordt.

Tabel 5-2: Unity checks L-wand

Toetsing	Unity checks: Neutrale gronddruk, zonder verkeersbelasting	Unity checks: Actieve en passieve gronddruk met verkeersbelasting
Kantelstabiliteit	<1,0	<1,0
Verticaal draagvermogen (gedraineerd)	0,32	0,61
Horizontaal afschuiven (gedraineerd)	0,91	0,60

## 6 Overdracht DO-fase

### 6.1. Nader te detailleren

De volgende punten dienen in de DO-fase nader uitgewerkt te worden:

- De sterkte van de L-wand dient te worden aangetoond door de leverancier.
- Het zandbed onder de L-wand dient verdicht te worden.
- De L-wanden dienen onderling gekoppeld te worden om krachten over te dragen en lokale piekbelastingen te kunnen spreiden.
- Aanbrengen meetbouten op de L-wand om het vervormingsgedrag van de L-wand te kunnen monitoren.
- In de DO-fase wordt onderzocht of de damwand vervangen kan worden door een betonnen L-wand.
- De betonnen deksloof en het voorhangschort.
- Het ontwerp van de gording inclusief verbindingen dient nader uitgewerkt te worden.
- De invloed van negatieve kleeft op de damwand in deeltraject 4A1 dient beschouwd te worden.
- De voorzieningen om de L-wand en deksloof van de damwand te verhogen dienen nader uitgewerkt te worden.
- Het detail om beïnvloeding van de damwand op de dagelijkse geohydrologische situatie te voorkomen.
- De aansluiting van de damwand op de coupure Waterpoort en de Tolhuiswal.
- De aansluitingen van de L-wand op de nieuwe coupures Waalkade en Zoutkeetstraatje
- De overgang van L-wand en damwand in deeltraject 4A2.
- De impact van maatregelen om de weerstand van de plank tijdens het installeren te verminderen op het ontwerp onderzoeken.
- Bepalen welke aspecten gemonitord dienen te worden
- Controle verwachte zettingen van L-wand

### 6.2. Niet-beheerste risico's

De volgende risico's zijn van belang in het DO en de voorbereiding/realisatie:

Tabel 6-1: Risicotabel langsonstructie

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
1	Obstakels in ondergrond (het tracé van de nieuwe damwand kent een hoog risico op obstakels vanwege mogelijke restanten van de oude stadsmuur)	1) Archiefinformatie niet volledig 2) Onvoorziene obstakels	Damwanden komen niet op diepte	1) Voorprikken of damwand tracé / positie ankers aanpassen, in het DO wordt nader onderzoek gedaan naar het risico m.b.t obstakels. 2) Doorboren van obstakels met behulp van speciale boorkop 3) Obstakel opgraven (ondiepe obstakels) 4) Obstakel overkluisen 5) alternatieve oplossing

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
2	Lokaal aanwezige zandlagen met hoge weerstanden	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	Damwanden niet op diepte	(bijvoorbeeld grote L-wand op staal gefundeerd) 1) Voorboren* 2) Fluïderen* 3) Indien mogelijk laatste meters trillend installeren

\* In het VO is nog geen rekening gehouden met de effecten van fluïderen of voorboren op het ontwerp. In het DO wordt onderzocht wat de impact hiervan is op het ontwerp.

### 6.3. Openstaande raakvlakken

De volgende raakvlakken zijn van belang in de vervolgfase.

Tabel 6-2: Raakvlakken Langsconstructie

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
1	Bestaande constructie	In de buitenteen van DT4A bevindt zich een cement bentonietscherm. Dit scherm conflicteert mogelijk met aan te brengen damwand en L-wand	Mogelijke oplossingen voor de L-wand zijn: scherm gedeeltelijk opgraven en verwijderen Er dient nader onderzocht te worden of dit scherm gedeeltelijk verwijderd mag worden. Het raakvlak met de damwand is nader te onderzoeken in het DO.
2	Kabels en leidingen	De mogelijke conflicterende kabels en leidingen zijn: (1 Net naast de coupure is een laagspanningskabel aanwezig. (2 In de buitenkruinlijn is een laagspanningskabel en een rioolvrijverval aanwezig (3 Ter hoogte van DT216 kruisteen waterleiding het dijklichaam	Omgang nader te bepalen in het DO.
3	Aansluitingen coupure Waterpoort	De damwand dient aangesloten te worden op de bestaande coupure Waterpoort	De aansluitingen worden in het DO uitgewerkt.
4	Aansluitingen nieuwe coupures	In het dijkversterkingsproject worden twee nieuwe coupures gerealiseerd. De L-wand en de damwand dienen hier op aan te sluiten.	De aansluitingen zijn in het VO uitgewerkt, zie VO-tekeningen [20] . Verdere detaillering vindt plaats in het DO.

#### 6.4. Afgeleide eisen

- Tijdens de uitvoering dient er voldaan te worden aan de eisen opgenomen in [15].

#### 6.5. Risicoreservering DO-fase

In de voorliggende rapportage en bijbehorende berekeningen is nog geen rekening gehouden met het toepassen van maatregelen (bijvoorbeeld voorbereiden of fluïderen) t.b.v. het installeren van de damwand. De invloed van deze maatregelen op ontwerp van de langsconstructie wordt in de DO-fase onderzocht. Er is een risico dat de damwand hierdoor zwaarder en/of langer uitgevoerd moeten worden. Om dit risico te ondervangen wordt voorgesteld om uit te gaan van het volgende damwandprofiel in de VO-raming:

- AZ20-700 S355GP, lengte 14,0 m.

## BIJLAGEN

### A. Ontwerptoetsingen damwand

#### A.1. *Doorsnede toetsing damwand*

## Controle doorsnede damwand

conform NEN-EN 1993-5:2008 + NB:2012 (sheet alleen toepasbaar voor klasse 1, 2 en 3 profielen)



**Project** Dijkversterking Stad Tiel  
**Opdrachtgever** Waterschap Rivierenland  
**Projectnummer Iv-Infra** INFR200121  
**Onderdeel** Damwand deeltraject 4a2 en 4a3  
**Revisie** 1  
**Datum** 18-12-2020

### INVOER

#### Invoer: gegevens damwand

damwandprofiel AZ20-700  
 type damwandprofiel Z-plank  
 staalsoort S 240 GP  
 Toelaatbare staalspanning  $f_y$  240 N/mm<sup>2</sup>  
 elasticiteitsmodulus E 2.10E+05 N/mm<sup>2</sup>  
 kniklengte (NEN-EN 1993-5 fig 5-2)\* I 7.70 m  
 factor scheve buiging (weerstandsmoment)\*\*  $\beta_B$  1.0  
 factor scheve buiging (traagheidsmoment)\*\*  $\beta_D$  1.0

#### Definitie zones damwand

Zone	
A	Boven dagelijkse waterstand
B	Onder dagelijkse waterstand

\* zie tabblad controles (3) voor betreffende figuur/tabel. Indien knik niet van toepassing is vul in: n.v.t.

\*\* bepaald aan de hand van CUR166 (2012)

#### Invoer: corrosie

Boven dagelijkse waterstand 0 mm  
 Onder dagelijkse waterstand 0 mm  
 permanent onder water 0 mm  
 grond 0.0 mm

#### Handmatig opgeven corrosiefactor?\*\*\*

corrosiefactor Zone A 0.65  
 corrosiefactor Zone B 0.81  
 corrosiefactor Zone C 1.00  
 corrosiefactor Zone D 1.00

ja

\*\*\* nee: corrosiefactor = flensdikte gecorrodeerd / flensdikte ongecorrodeerd

ja: gebruik maken van rekensheet / rekenprogramma en factor handmatig invullen

#### Invoer: snedekrachten

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
optredende moment	$M_{ed}$	141	135	0	0 kNm/m
optredende normaalkracht	$N_{ed}$	97	97	0	0 kN/m
optredende dwarskracht	$V_{ed}$	40	40	0	0 kN/m

#### Invoer: partiële veiligheidsfactoren (o.b.v. NB)

$\gamma_{M0}$  1.02  
 $\gamma_{M1}$  1.10  
 $\gamma_{M2}$  1.25

### SAMENVATTING TOETSING DOORSNEDE

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
Moment	U.C.	0.47	0.31	0.00	0.00
Dwarskracht	U.C.	0.11	0.09	0.00	0.00
Normaalkracht	U.C.	0.04	0.03	0.00	0.00
Moment + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Plooi	U.C.	0.12	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Knik	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.

voldoet aan norm

voldoet niet aan norm

niet van toepassing

## B. Ontwerptoetsingen L-wand

# Controle stabiliteit L-wand

EN 1997-1+C2+A1/NB, Nationale bijlage bij NEN-EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp – Deel 1: Algemene regels, 2016.

**Project** Dijkversterking Stad Tiel  
**Opdrachtgever** Waterschap Rivierenland  
**Projectnummer Iv-Infra** INFR200121  
**Onderdeel** L-wand deeltraject 4a1  
**Revisie** 0  
**Datum** 4-11-2020



## Eigenschappen materiaal

$\gamma_{\text{klei\_ophoogmateriaal}}$	7 kN/m <sup>3</sup>
$\phi_{\text{klei\_ophoogmateriaal}}$	17.5 graden
$\text{cklei\_ophoogmateriaal}$	5 kN/m <sup>2</sup>
$\phi_{\text{klei\_ophoogmateriaal;d}}$	14.7 graden
$\text{cklei\_ophoogmateriaal;d}$	3.3 kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_{\text{klei\_dijksmateriaal}}$ (naast L-wand)	8.54 kN/m <sup>3</sup>
$\phi_{\text{klei\_dijksmateriaal}}$	22.5 graden
$\text{cklei\_dijksmateriaal}$	5 kN/m <sup>2</sup>
$\text{cuklei\_dijksmateriaal}$	80 kPa
$\phi_{\text{klei\_dijksmateriaal;d}}$	19.0 graden
$\text{cklei\_dijksmateriaal;d}$	3.3 kN/m <sup>2</sup>
$\phi_{\text{zand}}$ (zandbedfundering)	30 graden
$\phi_{\text{zand;d}}$ (zandbedfundering)	25.7 graden
$\gamma_{\text{zand}}$ (zandbedfundering)	9 kN/m <sup>3</sup>
dikte zandbed (zandbedfundering)	0.5 m
$\gamma_{\text{beton}}$	15 kN/m <sup>3</sup>

## Eigenschappen wand

Bovenbelasting	0 kN/m <sup>2</sup>
Bestrating	5 kN/m <sup>2</sup>
Afstand bovenbelasting-voorzijde wand	0 m
Dikte grondlaag boven wand	0 m
Inbedding vloer	0.8 m
Kerende hoogte	0.64 m
Gewicht wand	2.3 kN/m
Gewicht voetplaat	1.35 kN/m
Lengte vloerplaat	1 m
Breedte vloerplaat	0.9 m
dikte vloerplaat	0.1 m
dikte wand	0.1 m
hoogte wand (onder maaiveld)	1.44 m
deel boven maaiveld	0.64 m
breedte hak	0.1 m
Taludhelling (1:n) n=	9999
Maaiveldhelling ( $\beta$ )	0.0 graden
correctiefactor aflopend maaiveld	1

## Belastingfactoren keermuur op staal

		RC3
permanent, ongunstig ( $Q/G < 0,2$ )	$\gamma_G$	1.49
permanent, ongunstig	$\gamma_G * \xi$	1.32
permanent, gunstig	$\gamma_G; \text{stb}$	0.9
veranderlijk, ongunstig	$\gamma_Q; \text{dst}$	1.65
veranderlijk, gunstig	$\gamma_Q; \text{dst}$	0
Horizontale belasting		1.0

## Materiaalfactoren keermuur op staal

		RC3
hoek van inwendige wrijving	$\gamma_{\phi'}$	1.2
effectieve cohesie	$\gamma_{c'}$	1.5
ongedraineerde schuifsterkte	$\gamma_{cu}$	1.5
prisma druksterkte	$\gamma_{qu}$	1.5
volumiek gewicht voor draagvermogen	$\gamma_{\gamma}$	1.1

## Gronddrukcoëfficiënten

Ka	0.746
Kp	0.674



**Korrelspanningen**

ACTIEF		PASSIEF	
$\sigma_v$ ;boven	5 kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_v$ ;boven	5 kN/m <sup>2</sup>
$\sigma_h$ ';boven	0.00 kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_h$ ';boven	6.10 kN/m <sup>2</sup>
$\sigma_v$ ;onder	10.08 kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_v$ ;onder	6.832 kN/m <sup>2</sup>
$\sigma_h$ ';onder	1.76 kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_h$ ';onder	10.07 kN/m <sup>2</sup>

**Horizontale en verticale belastingen**

Kracht		Afstand tot draaipunt (punt voorzijde L-wand)		Moment
F2	1.27 kN	a2	0.48 m	0.61 kNm
F3	-1.59 kN	a3	0.27 m	-0.42 kNm
F3 cohesief	-4.06 kN	a3	0.40 m	-1.63 kNm
F6	10.17 kN	a6	0.48 m	4.88 kNm
F7	-3.14 kN	a7	0.27 m	-0.84 kNm
F8	0.00 kN	a8	0.72 m	0.00 kNm
FR_hor	2.65 kN	aR_hor	0.98 m	2.60 kNm
F1	6.57 kN	a1	0.55 m	3.61 kNm
F4	1.35 kN	a4	0.45 m	0.61 kNm
F5	2.01 kN	a5	0.15 m	0.30 kNm
F9	0.60 kN	a8	0.05 m	0.03 kNm
F_verkeer	0.00 kN	a9	0.45 m	0.00 kNm
FR_ver	10.52 kN	aR_ver	0.43 m	4.55 kNm

**Unity checks**

Kantelen	<1,0	VOLDOENDE
Verticaal draagvermogen (D)	0.32	VOLDOENDE
Horizontaal afschuiven (D)	0.91	VOLDOENDE

# Controle stabiliteit L-wand

EN 1997-1+C2+A1/NB, Nationale bijlage bij NEN-EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp – Deel 1: Algemene regels, 2016.

Project Dijkversterking Stad Tiel  
 Opdrachtgever Waterschap Rivierenland  
 Projectnummer Iv-Infra INFR200121  
 Onderdeel L-wand deeltraject 4a1  
 Revisie 0  
 Datum 4-11-2020



## Eigenschappen materiaal

$\gamma_{\text{klei\_ophoogmateriaal}}$	7 kN/m <sup>3</sup>
$\phi_{\text{klei\_ophoogmateriaal}}$	17.5 graden
$c_{\text{klei\_ophoogmateriaal}}$	5 kN/m <sup>2</sup>
$\phi_{\text{klei\_ophoogmateriaal;d}}$	14.7 graden
$c_{\text{klei\_ophoogmateriaal;d}}$	3.3 kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_{\text{klei\_dijksmateriaal}}$ (naast L-wand)	8.54 kN/m <sup>3</sup>
$\phi_{\text{klei\_dijksmateriaal}}$	22.5 graden
$c_{\text{klei\_dijksmateriaal}}$	5 kN/m <sup>2</sup>
$c_{\text{uklei\_dijksmateriaal}}$	80 kPa
$\phi_{\text{klei\_dijksmateriaal;d}}$	19.0 graden
$c_{\text{klei\_dijksmateriaal;d}}$	3.3 kN/m <sup>2</sup>
$\phi_{\text{zand}}$ (zandbedfundering)	30 graden
$\phi_{\text{zand;d}}$ (zandbedfundering)	25.7 graden
$\gamma_{\text{zand}}$ (zandbedfundering)	9 kN/m <sup>3</sup>
dikte zandbed (zandbedfundering)	0.5 m
$\gamma_{\text{beton}}$	15 kN/m <sup>3</sup>

## Eigenschappen wand

Bovenbelasting	13 kN/m <sup>2</sup>
Bestrating	5 kN/m <sup>2</sup>
Afstand bovenbelasting-voorzijde wand	0 m
Dikte grondlaag boven wand	0 m
Inbedding vloer	0.8 m
Kerende hoogte	0.64 m
Gewicht wand	2.3 kN/m
Gewicht voetplaat	1.35 kN/m
Lengte vloerplaat	1 m
Breedte vloerplaat	0.9 m
dikte vloerplaat	0.1 m
dikte wand	0.1 m
hoogte wand (onder maaiveld)	1.44 m
deel boven maaiveld	0.64 m
breedte hak	0.1 m
Taludhelling (1:n) n=	9999
Maaiveldhelling ( $\beta$ )	0.0 graden
correctiefactor aflopend maaiveld	1

## Belastingfactoren keermuur op staal

		RC3
permanent, ongunstig ( $Q/G < 0,2$ )	$\gamma_G$	1.49
permanent, ongunstig	$\gamma_G \cdot \xi$	1.32
permanent, gunstig	$\gamma_G; \text{stb}$	0.9
veranderlijk, ongunstig	$\gamma_Q; \text{dst}$	1.65
veranderlijk, gunstig	$\gamma_Q; \text{dst}$	0
Horizontale belasting		1.0

## Materiaalfactoren keermuur op staal

		RC3
hoek van inwendige wrijving	$\gamma_{\phi'}$	1.2
effectieve cohesie	$\gamma_{c'}$	1.5
ongedraineerde schuifsterkte	$\gamma_{cu}$	1.5
prisma druksterkte	$\gamma_{qu}$	1.5
volumiek gewicht voor draagvermogen	$\gamma_{\gamma}$	1.1

## Gronddrukcoëfficiënten

Ka	0.594739
Kp	1.968622

**Korrelspanningen**

ACTIEF		PASSIEF	
$\sigma_v$ ;boven	18 kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_v$ ;boven	5 kN/m <sup>2</sup>
$\sigma_h$ ';boven	5.564019 kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_h$ ';boven	14.52003 kN/m <sup>2</sup>
$\sigma_v$ ;onder	23.08 kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_v$ ;onder	6.832 kN/m <sup>2</sup>
$\sigma_h$ ';onder	8.585295 kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_h$ ';onder	22.80346 kN/m <sup>2</sup>

**Horizontale en verticale belastingen**

Kracht		Afstand tot draaipunt (punt voorzijde L-wand)		Moment
F2	2.18 kN	a2	0.48 m	1.044153 kNm
F3	-3.31 kN	a3	0.27 m	-0.88357 kNm
F3 cohesief	-10.21 kN	a3	0.40 m	-4.08518 kNm
F6	10.17 kN	a6	0.48 m	4.882084 kNm
F7	-3.14 kN	a7	0.27 m	-0.83712 kNm
F8	8.01 kN	a8	0.72 m	5.768775 kNm
FR_hor	3.69 kN	aR_hor	1.59 m	5.889147 kNm
F1	6.57 kN	a1	0.55 m	3.6113 kNm
F4	1.35 kN	a4	0.45 m	0.6075 kNm
F5	2.01 kN	a5	0.15 m	0.3015 kNm
F9	0.5978 kN	a8	0.05 m	0.02989 kNm
F_verkeer	11.7 kN	a9	0.45 m	5.265 kNm
FR_ver	22.22 kN	aR_ver	0.44 m	9.81519 kNm

**Unity checks**

Kantelen	<1,0	VOLDOENDE
Verticaal draagvermogen (D)	0.61	VOLDOENDE
Horizontaal afschuiven (D)	0.60	VOLDOENDE

## C. Drukcapaciteit damwand

# Berekening benodigde drukcapaciteit damwand

bron: CUR166(2012), Damwandconstructies - 6e herziene druk, deel 2 paragraaf 5.3.7



**Project** Tiel  
**Opdrachtgever** Waterschap Rivierenland  
**Projectnummer Iv-Infra** INFR200121  
**Onderdeel** DT4a  
**Versie** 0  
**Datum** 30-10-2020

## Gegevens

Sondering	75629_DKMP034_(DT218.+102_DKMP2)	Verfoppervlak damwand (enkele plank)	1.86 m <sup>2</sup> /m
Type damwand	AZ20-700	Niveau heisleuf	11.0 m+NAP
Lengte damwand	11 m	Bovenkant damwand	11 m+NAP
Slotwrijving	20 kN/m	Inheinniveau damwand	-0.5 m+NAP
Reductiefactor slotwrijving	1.0	verknedingsfactor	0.6
Puntoppervlak damwand (enkele plank)	106.4 cm <sup>2</sup>		

o.k. laag [m+NAP]	$q_{c, gem}$ [MPa]	$\alpha_w$ [%]	$f_{plank}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	schachtwrijving [kN]	slotwrijving [kN]	wrijving cum. [kN]	puntweerstand [kN]	totaal [kN]
11.00	-	-	-	-	-	-	-	-
10.50	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	21.16	10.64	31.80
10.00	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	42.32	10.64	52.96
9.50	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	63.48	10.64	74.12
9.00	10.00	1.00	0.10	55.80	10.00	129.28	106.40	235.68
8.50	20.00	1.00	0.20	111.60	10.00	250.88	212.80	463.68
8.00	10.00	1.00	0.10	55.80	10.00	316.68	106.40	423.08
7.50	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	337.84	10.64	348.48
7.00	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	359.00	10.64	369.64
6.50	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	380.16	10.64	390.80
6.00	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	401.32	10.64	411.96
5.50	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	422.48	10.64	433.12
5.00	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	443.64	10.64	454.28
4.50	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	464.80	10.64	475.44
4.00	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	485.96	10.64	496.60
3.50	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	507.12	10.64	517.76
3.00	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	528.28	10.64	538.92
2.50	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	549.44	10.64	560.08
2.00	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	570.60	10.64	581.24
1.50	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	591.76	10.64	602.40
1.00	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	612.92	10.64	623.56
0.50	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	634.08	10.64	644.72
0.00	1.00	2.00	0.02	11.16	10.00	655.24	10.64	665.88
-0.50	8.00	1.00	0.08	44.64	10.00	709.88	85.12	795.00

**Benodigde drukcapaciteit 80 ton**

## D. Rekenresultaten

Deze bijlage betreft het rekenmodel in D-Sheet Piling van de damwand. Naam van het model is:

“INFR200121 B-013 201218 Moderne stadsmuur vak 4A2+3\_rev1.a”

Dit bestand is meegeleverd in de oplevermap.

**E.** Review revisie 0

<b>Project</b>	VKA Stad Tiel deeltraject 4a
<b>Documenten</b>	
<b>Datum levering</b>	4-11-2020
<b>Datum review</b>	16-11-2020

Input	Input beschrijving	Opmerking	Onderbouwing opmerking	Reactie Iv	Reactie WSRL
Geometry	Bron				
$\gamma_{water}$	9,81 kN/m <sup>3</sup>				
Soil	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Materiaal set HS laag kar.</li> <li>- Materiaal set SSC (juiste POP waarden) laag kar.</li> <li>- Materiaal set SHASEP NGI ADP laag kar.</li> <li>- Indien onverankerd hoge stijfheid t.h.v. verkregen inklemming (HS)</li> </ul>		-		
Soil layers	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Scheiding drained undrained</li> <li>- Onderbouwing modelering</li> <li>- Detailniveau grondonderzoek bodemschematisering</li> <li>- Detailniveau grondonderzoek groutlichaam</li> </ul>				
Plate	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Type damwand:</li> <li>- Corrosie:</li> <li>- Openingspercentage:</li> <li>- EA en EI:</li> <li>- Gewicht (w)</li> <li>- f;open en 0,9 x w in controle</li> <li>- prevent punching uit</li> </ul>				
Anchor	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Type Anker</li> <li>- Corrosie(bescherming):</li> <li>- h.o.h.:</li> <li>- EA:</li> </ul>				
Embedded beam row	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Type</li> <li>-Diameter groutlichaam</li> <li>-Lengte groutlichaam</li> </ul>				
Anchor_puntveer	<ul style="list-style-type: none"> <li>- EA</li> <li>- Lspacing</li> </ul>				
Mesh	Fine global mesh				



Coarseness Mesh grond t.h.v. maatgevend glijvlak	0.25				
Coarseness Mesh constructieve elementen	0.125				
Flow conditions	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Situatie dagelijkse omstandigheden</li> <li>- Effect installatie damwand waterspanningen</li> <li>- Situatie WBN</li> <li>- Situatie opdrijven</li> <li>- Verloop waterspanningen over aanwezige lagen</li> </ul>				
Vergelijking D-stability uitgevoerd	Aanwezig of niet				



<b>Project</b>	VKA Stad Tiel deeltraject 4a
<b>Documenten</b>	
<b>Datum levering</b>	4-11-2020
<b>Datum review</b>	16-11-2020

Naam	Omschrijving	Waarde	Eis	Beoordeling	Onderbouwing	Reactie	Reactie
GEO-1	Geotechnische stabiliteit		1.1				
GEO-2	Snijden		n.v.t.				
STR-1	Moment+Normaalkracht		UC<1,00				
STR-1	Dwarskracht		UC<1,00				
STR-1	Knik		UC<1,00				
STR-2	Sterkte ankerstang		UC<1,00				
STR-2	Sterkte gording		UC<1,00				
SSI-1	Verticaal evenwicht		UC<1,00				
SSI-2	Overschreiden houdkracht		UC<1,00				
Vervorming	$u_{vert,kruin,SLS}$		-0.1				
Vervorming	$u_{hor,BIT-BUT,SLS}$		0.1				
Vervorming	$u_{hor,SLS}$		-0.1				
Algemeen							

Project	VKA Stad Tiel deeltraject 4a
Documenten	INFR200121 201104 R-09 VO-rapportage langconstructie 4a_rev0
Datum levering	4-11-2020
Datum review	16-11-2020

Nr.	Verwijzing	Tekstdeel / passage	Opmerking OG	Reactie ON op opmerkingen OG	Reactie OG
1		Algemeen	Dijkvak 4a is een complexe sectie die vanaf begin van de beoordeling en ontwerp veel aandacht heeft gevraagd. Het opstellen van het VO heeft verschillende afwegingen gekend met name t.a.v. ruimtelijke inpassing. Met name de hoogte is moeilijk inpasbaar gezien de kruin zich op de rijbaan bevindt. De oplossing van de hoogte opgave in de vorm van een constructie (Damwand en L-Wand) lijkt hiermee vanuit ruimtelijke inpassing gewenst. Een belangrijk aandachtspunt zit nu met name in de onderbouwing t.a.v. de veiligheid voor het spoor hoogte i.r.t. tot de gekozen oplossingsrichting. In basis kan de hoogte alleen in grond met constructie worden opgelost indien sprake is van een kruinbreedte groter dan 3,0m. Of indien sprake is van een zelfstandig kerende constructie. Het huidige VO lijkt nog onvoldoende onderbouwing te bezitten in enerzijds gehanteerde veiligheidsfilosofie (NEN?PPL) en standaard eisen aan kruinhoogte i.r.t. beoogde constructie.	De onderbouwing van de gekozen oplossing is opgenomen in de nota VKV van Tawu. Hier wordt in ontwerp naar verwezen.	
2		1.2	De koppeling met overige sporen lijkt hier te ontbreken (integraliteit). Zijn sporen als STPH/Heave bekleding gedekt/gecontroleerd i.c.m. het huidige VO? Van belang om deze punten op te nemen in begin van ontwerpnota en hoe deze worden geadresseerd.	In de rapportage zijn verwijzingen toegevoegd voor deze controles.	
		2.3	De waalkade heeft invloed op het aanwezig maaiveld t.b.v. STBU. Een onderbouwing van de stabiliteit van deze kade is van belang indien van de gegeven maaiveld hoogte wordt uitgegaan. Gezien de recent versterking lijkt dit een waardevolle toevoeging.	Het uitgangspunt dat dit beschouwd zou moeten zijn in de beoordelingsronde is toegevoegd.	
		2.4	De eis lijkt gebaseerd op 1/1000 pf.inst voor STBU exclusief een factor 3 op het lengte effect conform PPL? Dit dient nader te worden onderbouwd omdat het niet logisch lijkt voor de locatie met Damwand 4a2. Conform PPL moet hier een factor 3 op het lengte effect worden aangehouden. Voor de L wand geldt tevens dat herstel o.b.v. 1/1000 pf.inst mogelijk discutabel is omdat bij buitenwaarts falen de kruinhoogte die wordt voorzien door de L-wand nadelig kan worden beïnvloed. Zie ook opmerking algemeen	De onderbouwing van de veiligheidsfilosofie is aangescherpt.	
			Constructies die voorzien in de hoogte dienen in de basis als zelfstandig waterkerende constructie te worden gezien omdat de aanwezig kruinbreedte kleiner is dan 3,0m bij rivierdijken (zie PPL) welke onderbouwing is aanwezig voor het gehanteerde VO voor beide ontwerpoplossingen?	De onderbouwing van de gekozen oplossing is opgenomen in de nota VKV van Tawu. Hier wordt in ontwerp naar verwezen.	
		Tabel 2-1	Tevens opnemen te hanteren partiële factoren omdat deze niet genoemd zijn in de TUN	Is toegevoegd.	
3		2.6.2	Titel lijkt onjuist (L-wand i.p.v. Damwand)	Is aangepast.	
4		2,7 bullit 5	Nader toelichten/onderbouwen waarom er met verschillende RC klassen wordt gerekend.	Is toegevoegd.	
5		2.8 bullit 3	Levensduur L-wand dit dient integraal in het ontwerp van coupures te worden beschouwd en aansluiting op tohuuswal en damwand dijkhuisen (aanpalende secties)	Te hanteren levensduur is 100 jaar zoals besproken in middagstart 18-11.	
6		2.8	Visualisatie model uitgangspunten L-wand opnemen	Is toegevoegd.	
			Een deel van de L-wand zit in 4a2 is dit ruimtelijk wenselijk maar ook qua aansluiting op coupure en damwand ?	Uitgangspunt is dat L-wand en damwand visueel op elkaar aansluiten. Detail nader te ontwerpen. E.e.a. afhankelijk van de variant die uiteindelijk gekozen wordt door het projectteam.	
7		3.3	De effecten van de opening zullen in negatieve zin bijdragen aan de opname capaciteit van de damwand	Dit is een aandachtspunt voor het DO. Is opgenomen in het lijstje nader te detailleren.	
8		4.1	2 aanbrengen damwand en gording	Gording is toegevoegd.	
9		figuur 5-2	Wat is de bron van 5kN/m2 voor bestrating?	Onderbouwing voor deze waarde is toegevoegd.	
10			Wat wordt bedoeld met de waarde van <1,0 voor kantel stabiliteit?	Besproken in overleg. Dit betreft de som van de momenten. De waarde kleiner dan <1,0 houdt in dat er een netto moment overblijft waarbij geen trekspanningen in de ondergrond berekend worden.	
		Tabel 5-1	In plaxis wordt een bodemdalingfase gemodelleerd om o/ a. negatieve kleeft op de wand te modelleren hoe wordt dit gedaan in D-sheetpiling? De normale kracht lijkt alleen op basis van het voorhangschort?	De negatieve kleeft dient berekend te worden in D-Foundations. Omdat er geen verankering toegepast is, is draagvermogen naar verwachting niet maatgevend. Voor de volledigheid wordt dit aspect in het DO getoetst.	

11		Tabel 5-2	Is STBI en STBU onder de L-wand door ook beschouwd? Bij definitief opstellen VO deze integraliteit borgen tussen alle mechanisme	Voorlopig uitgangspunt is dat de L-wand de huidige situatie voor STBU en STBI niet nadelig beïnvloeden. In het DO wordt een integrale toets uitgevoerd.	
12		5.1.4.	Dient het teenniveau i.r.t. beschikbaar onderzoek niet minder scherp tew worden gekozen in het VO?	In overleg besproken. In risico reservering een overlength meenemen.	
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					
21					
22					
22					



Waarderweg 40  
2031 BP Haarlem  
Nederland

Pettelaarpark 10-15  
5216 PD 's-Hertogenbosch  
Nederland

Fultonbaan 30  
3439 NE Nieuwegein  
Nederland

**iv-Infra b.v.**  
Trapezium 322  
3364 DL Sliedrecht  
Nederland

Telefoon +31 88 943 3200

Trompstraat 36a  
9190 Stekene  
België

Westervoortsedijk 73  
Gebouw CB  
6827 AV Arnhem  
Nederland

Postbus 135  
3360 AC Sliedrecht  
[www.iv-infra.nl](http://www.iv-infra.nl)



## Dijkversterking Stad Tiel

Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 5B- maatwerk Ophemertsedijk 16

# Dijkversterking Stad Tiel

Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 5B- maatwerk  
Ophemertsedijk 16

Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland

Referentie: INFR200121-R-10

Revisie: 2

Datum: 19 maart 2021

**iv-Infra b.v.**

Ingenieursbureau met Passie voor Techniek



Titel document: Dijkversterking Stad Tiel  
 Ondertitel document: Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 5B- maatwerk  
 Ophemertsedijk 16  
 Referentie: INFR200121-R-10  
 Revisie: 2  
 Datum: 19 maart 2021  
 Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland  
 Projectnummer opdrachtgever:  
 Project: INFR200121

Revisie	Status	Datum	Auteur(s)	Gecontroleerd	Goedgekeurd	Omschrijving
0	Concept	20-11-2020	H.J. Wolters	N. den Adel	H.J. Wolters	Ter bespreking met WSRL
1	Concept	18-12-2020	N. den Adel	H.J. Wolters	H.J. Wolters	Ter bespreking met WSRL
2	Definitief	19-03-2021	N. den Adel	H.J. Wolters	H.J. Wolters	Opmerkingen WSRL verwerkt

## Inhoudsopgave

<b>1</b>	<b>Inleiding</b>	<b>6</b>
1.1.	Aanleiding	6
1.2.	Doel	7
1.3.	Revisiebeheer	8
1.4.	Leeswijzer	8
1.5.	Referenties	8
<b>2</b>	<b>Uitgangspunten</b>	<b>10</b>
2.1.	Bestaande situatie	10
2.2.	Nieuwe situatie	11
2.3.	Geometrie	12
2.4.	Geotechnische uitgangspunten	12
2.4.1.	Bodemopbouw	12
2.4.2.	Stijfheid zandlagen	14
2.4.3.	Impactanalyse labonderzoek	14
2.5.	Hydraulische randvoorwaarden	14
2.6.	Modellering	15
<b>3</b>	<b>Ontwerpresultaten</b>	<b>18</b>
3.1.	Ontwerp langsconstructie	18
3.2.	Aansluiting grondoplossing deeltraject 5B	19
3.3.	Ontwerpkeuzes	19
3.4.	Verificatierapport	20
3.5.	Risico's	20
3.6.	Raakvlakken	21
3.7.	Veiligheid, gezondheid en milieu	22
3.7.1.	Uitvoeringsfase	22
3.7.2.	Gebruiksfase	22
3.8.	Duurzaamheid	22
3.8.1.	Materiaalkeuze en hergebruik	22
3.8.2.	Beperking uitstoot (CO <sub>2</sub> , NO <sub>2</sub> , etc.)	22
3.9.	Beheer en onderhoud	22
<b>4</b>	<b>Uitvoering</b>	<b>23</b>
4.1.	Fasering	23
4.2.	Installeerbaarheid	23
4.3.	Aandachtspunten uitvoering	24
4.4.	Monitoring	24
<b>5</b>	<b>Ontwerptoetsingen</b>	<b>25</b>



<b>5.1.</b>	Samenvatting rekenresultaten	25
<b>5.2.</b>	Ontwerptoetsingen	25
5.2.1.	GEO-1: Stabiliteit binnenwaarts	25
5.2.2.	STR-1: Toetsing damwand/combiwand	27
5.2.3.	STR-2 en SSI-2: Sterkte en houdkracht verankering	27
5.2.4.	STR-2: Sterkte gording	29
5.2.5.	SSI-1: Lengte langsconstructie	29
5.2.6.	Vervormingen constructie en dijklichaam	30
<b>6</b>	<b>Overdracht DO-fase</b>	<b>31</b>
6.1.	Nader te detailleren	31
6.2.	Niet-beheerste risico's	31
6.3.	Openstaande raakvlakken	32
6.4.	Afgeleide eisen	32
6.5.	Risicoreservering DO-fase	33
<b>BIJLAGEN</b>		<b>34</b>
<b>A.</b>	Ontwerptoetsingen	34
A.1.	Doorsnede toetsing damwand	34
A.2.	Sterkte verankering	35
A.3.	Sterkte gording	36
A.4.	Verticaal draagvermogen	37
<b>B.</b>	Archiefgegevens pand	38
<b>C.</b>	Bepaling stijghoogte	39
<b>D.</b>	Rekenresultaten	40
<b>E.</b>	Review revisie 0	41

# 1 Inleiding

---

## 1.1. Aanleiding

Een groot deel van de waterkering bij Tiel is in de derde toetsronde afgekeurd. Een deel van dit traject is recent versterkt binnen het project Fluvia Tiel. De versterking van de overige waterkeringen rondom Tiel wordt op orde gebracht met de dijkversterking Stad Tiel. Deze dijkversterking is opgenomen in het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP). Een overzicht van het projectgebied is opgenomen in Figuur 1-1.

Waterschap Rivierenland (WSRL) heeft voor de waterkering binnen het projectgebied van de dijkversterking Stad Tiel een nadere veiligheidsanalyse uitgevoerd waarbij de scope is vastgelegd met inachtneming van de nieuwe norm uit de Waterwet en de laatste rekenregels uit het Ontwerpinstrumentarium 2014 (OI2014).

In 2019 heeft Tauw, met partners H+N+S en Iv-Infra, de verkenningsfase voor deze dijkversterking doorlopen. Hieruit is het voorkeursalternatief (VKA) van de versterking vastgesteld. In de huidige fase van het project wordt het VKA verder uitgewerkt tot een voorlopig ontwerp (VO), met als doel de benodigde vergunningen, zoals Projectplan Waterwet, monumentenvergunning, etc. aan te vragen.

Voorliggende rapportage betreft de VO-rapportage van de langsconstructie ter plaatse van Ophemertsedijk 16. De langsconstructie is een maatwerkoplossing als onderdeel van deeltraject 5B. De keuze voor deze oplossing is onderbouwd in [16]. In dit deeltraject wordt aan de binnenzijde van de waterkering een steunberm aangebracht. Ter plaatse van Ophemertsedijk 16 is geen ruimte om deze steunberm in te passen en wordt daarom een langsconstructie aangebracht in het binnentalud. De maatwerkoplossing bevindt zich tussen TG007 en TG008. In Figuur 1-1 is dit aangegeven met de rode pijl.



Figuur 1-1: Bovenaanzicht projectgebied dijkversterking Stad Tiel

## 1.2. Doel

Het doel van deze ontwerprapportage is het beschrijven van het ontwerp van de langsconstructie ter plaatse van Ophemertsedijk 16 en het vastleggen van de gemaakte ontwerpkeuzes. Het ontwerp is uitgewerkt op het niveau van een voorlopig ontwerp (VO). In opvolging van het VO wordt nog de fase definitief ontwerp (DO) en de contractfase doorlopen. Het doel van het VO is het maken van keuzes m.b.t. principeoplossingen en het vaststellen van de hoofdconstructie onderdelen voor een representatieve doorsnede in het deeltraject, dit zijn:

- Damwandtype en planklengte;
- Indicatie verankeringstype en dimensies;
- Indicatie anker Gording.

In de navolgende fase (DO) worden de verbindingen tussen de onderdelen en de aansluitingen op de naastgelegen deeltrajecten uitgewerkt.

Deze rapportage behandelt uitsluitend het ontwerp van de langsconstructie. Voor het integrale ontwerp van de dijkversterking in dijktraject 5B en de beoordeling van overige faalmechanismen wordt verwezen naar [18] en [19].

### 1.3. Revisiebeheer

De huidige revisie (revisie 2) is de definitieve versie van deze rapportage.

Tabel 1-1: Revisietabel

Revisie document	Omschrijving
0	Conceptversie ter controle
1	Conceptversie, waarin opmerkingen WSRL op revisie 0 zijn verwerkt. Een overzicht van de opmerkingen en de verwerking is opgenomen in bijlage E.
2	Definitieve versie.

### 1.4. Leeswijzer

In paragraaf 1.5 worden de gebruikte documenten en normen aangegeven. Hoofdstuk 2 beschrijft de locatie specifieke uitgangspunten of uitgangspunten die afwijken van de algemene Technische Uitgangspuntennota TUN [16]. De ontwerpresultaten zijn beschreven in hoofdstuk 3. In dit hoofdstuk zijn de ontwerpkeuzes, aandachtspunten ten aanzien van veiligheid, gezondheid, milieu, duurzaamheid en beheer en onderhoud opgenomen. Uitgangspunten voor de uitvoeringsfase zijn beschreven in hoofdstuk 4. De ontwerpvoetsingen zijn opgenomen in hoofdstuk 5. Als laatste hoofdstuk 6, waarin aandachtspunten voor de volgende fases zijn beschreven.

### 1.5. Referenties

De gehanteerde referenties zijn onderstaand opgenomen.

#### *Normen en Richtlijnen*

- [1] Deltares, POV-M Publicatie Stabiliteitsverhogende langsconstructies in primaire waterkeringen, maart 2020
- [2] Deltares, POV-M Publicatie Eindige Elementen Methode, maart 2020
- [3] CUR-publicatie 166, Damwandconstructies, 6<sup>e</sup> herziene druk, 2012
- [4] Rijkswaterstaat, Afronding onderzoek vermindering corrosietoetslag damwanden, 2 december 2015
- [5] Kennisplatform Risicobenadering, KPR Factsheet werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag OI2014v4, 8 maart 2018.
- [6] SBRCURnet, Trillingsrichtlijn A: Schade aan bouwwerken, 2017
- [7] SBRCURnet, Omgevingsbeïnvloeding inbrengen en trekken van damwanden, 2017
- [8] NEN-EN 1993-5:2008/NB:2012, Nationale bijlage bij Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies - Deel 5: Palen en damwanden
- [9] EN 1997-1+C2+A1/NB, Nationale bijlage bij NEN-EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp – Deel 1: Algemene regels, 2016.
- [10] CUR-publicatie 236; Ankerpalen, november 2011

#### *Informatie waterschap Rivierenland*

- [11] Waterschap Rivierenland, Peilbesluit Alblasserwaard, 13 juli 2018
- [12] Waterschap Rivierenland, Geotechnische parameterset 18 mei 2020

- [13] Waterschap Rivierenland, Memo: Modelling dijksmateriaal voorstel uniforme beschrijving in materiaalgedrag, en waterspanningen bij macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts, 20 november 2019
- [14] Waterschap Rivierenland, Dijkversterking: Veiligheid tijdens de uitvoering en werken in het gesloten seizoen, 19 augustus 2014.

*Overige referenties*

- [15] Tauw, Dijkversterking Stad Tiel, Technische Achtergrondrapportage verkenningfase, 27 februari 2020
- [16] Tauw, Nota voorkeursvariant (Nota VKV) Dijkversterking Stad Tiel, kenmerk R005-1274666DGL, 19 maart 2021
- [17] Tauw, Technische uitgangspuntennotitie VO-fase, kenmerk R007-1274666NPL, 19 maart 2021
- [18] Tauw, Dijkversterking Stad Tiel: Ontwerpnota VO, kenmerk R006-1274666DGL, 19 maart 2021
- [19] Tauw, Technische achtergrondrapportage Waterveiligheid VO-fase, kenmerk R008-1274666NPL, 19 maart 2021
- [20] Tauw, 1274666-TE-CIV-VO-00-SIT-0010 blad 1 t/m 8, status definitief, 5 februari 2021
- [21] Sterk, <https://www.sterk.eu/nl/materieel/drukstellingen/> geraadpleegd op 01-10-2020
- [22] Dieseko Group, Product range Piling Rigs, Woltman 90DR
- [23] ArcelorMittal Sheet Piling, Durability 3.5.2, juli 2017.
- [24] Iv-Infra b.v., Dijkversterking Stad Tiel, Geotechnisch Lengteprofiel tekeningnr 601, versie 01, 08-01-2021
- [25] MOS grondmechanica, Resultaten grondonderzoek en labonderzoek project "Dijkversterking deeltraject stad Tiel", Definitieve rapportage, R1701863-06, 13 december 2017
- [26] Wiertsema en partners, Geotechnisch onderzoek 2020 (concept).

## 2 Uitgangspunten

De uitgangspunten voor het ontwerpen van de langsconstructies zijn opgenomen in [16]. In dit hoofdstuk zijn alleen de afwijkingen, aanvullingen of locatie specifieke uitgangspunten beschreven.

### 2.1. Bestaande situatie

De dijk ter plaatse van de maatwerkoplossing is een kleidijk. De kern van de dijk is opgebouwd uit klei. Het buitentalud is voorzien van grasbeton bekleding. Op ca. 10 m aan de binnenzijde van de binnenteen is het pand aanwezig. Tussen de binnenteen en het pand is een rij bomen aanwezig. Op de kruin bevindt zich een fiets- en voetpad. Een bovenaanzicht van het vak is weergegeven in Figuur 2-1.

De volgende aandachtspunten gelden voor de bestaande situatie:

- Het pand is gefundeerd op staal.
- Er bevindt zich onder een gedeelte van het pand een kelder met onderzijde op maaiveld minus 2,22 m. Deze kelder bevindt zich aan de voorzijde (dijkzijde) van de woning. De kelder heeft een breedte (haaks op de dijk) van ca. 5 m en een lengte (parallel aan de dijk) van ca. 2,5 m. Een tekening van het pand is opgenomen in bijlage B.
- Er is een trapconstructie aanwezig op het binnentalud ter hoogte van het pand.
- In de binnenkruinlijn is een laagspanningskabel aanwezig t.b.v. de lichtmasten die hier staan.



Figuur 2-1: Bovenaanzicht maatwerklocatie Ophemertsedijk 16

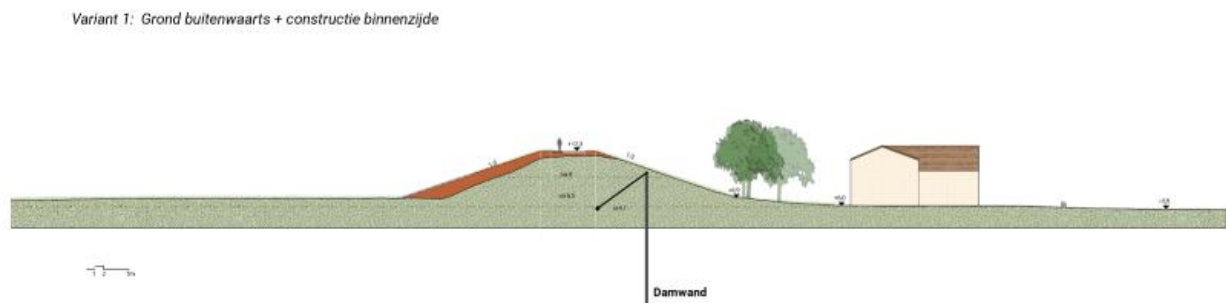




Figuur 2-2: Situatie Ophemertsedijk 16

## 2.2. Nieuwe situatie

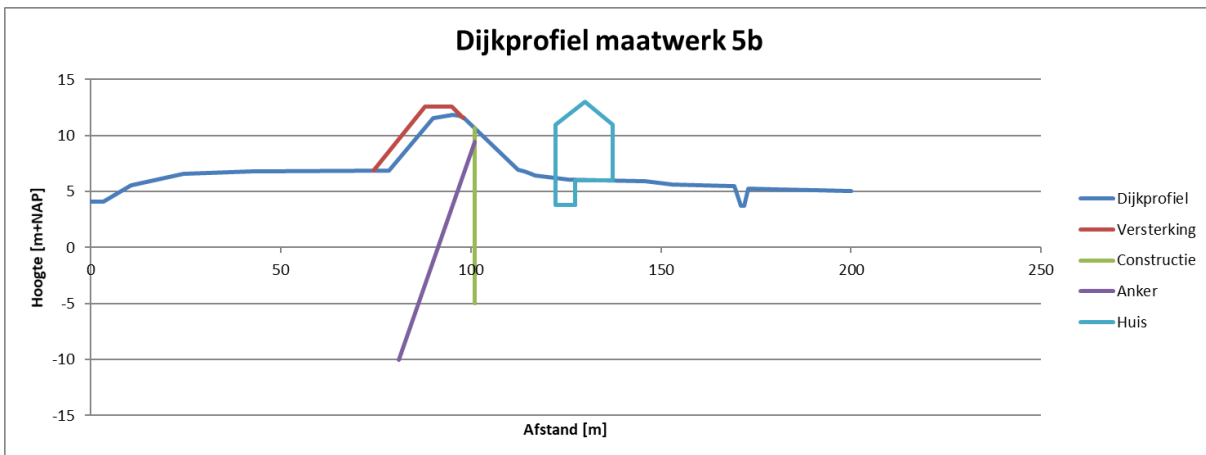
In de nieuwe situatie wordt de kruin van de dijk opgehoogd. Gezien de beperkte ruimte aan de binnenzijde wordt de kruin richting de buitenzijde opgehoogd. In het binnentalud wordt een verankerde damwandconstructie aangebracht ten behoeve van stabiliteit en piping. De langsconstructie wordt onder maaiveld afgewerkt. Een doorsnede van de nieuwe situatie is opgenomen in Figuur 2-3.



Figuur 2-3: Doorsnede nieuwe situatie

## 2.3. Geometrie

Omdat het een relatief korte strekking betreft is er weinig variatie in geometrie. Er is een snede gekozen ter hoogte van het aanwezige pand. Vanwege de beperkte afmetingen van de kelder onder het pand en de afstand tot de binnenteen van de dijk wordt geconcludeerd worden dat deze NWO verwaarloosbare invloed heeft op de stabiliteit van de waterkering. Het profiel van de dijk, inclusief versterking en de locatie van het pand, is weergegeven in Figuur 2-4.

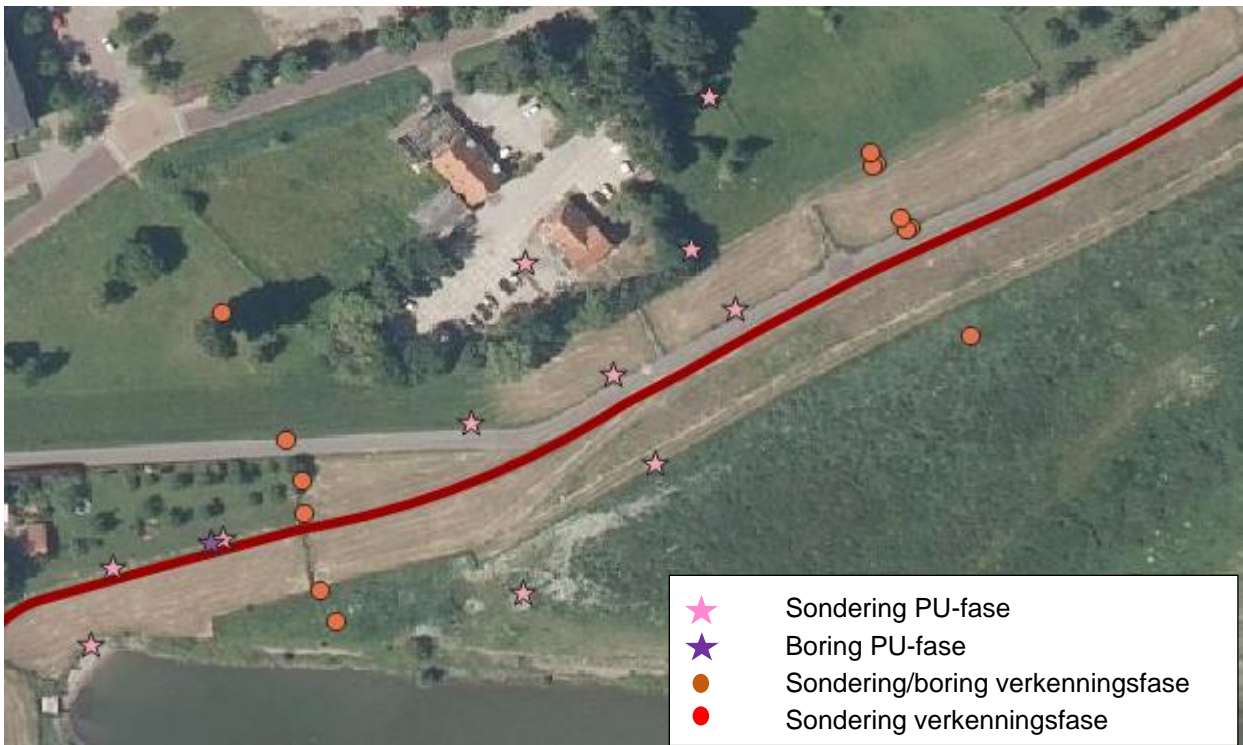


Figuur 2-4: Dijkprofiel maatwerk Ophemertsedijk 16

## 2.4. Geotechnische uitgangspunten

### 2.4.1. Bodemopbouw

De representatieve bodemopbouw in het deeltraject bestaat uit kleilig dijksmateriaal tot ca. NAP+5,00 m. Daaronder is er afwisselend siltige tot humeuze klei aanwezig. Binnendijks is een dunne veenlaag aanwezig. Vanaf een niveau van ca. NAP-2,00 m wordt het pleistocene zand aangetroffen. De bodemopbouw is bepaald op basis van [25] en [26], de beschikbare onderzoekspunten zijn opgenomen in Figuur 2-5.



Figuur 2-5: Grondonderzoekpunten deeltraject 5A

De aangehouden grondopbouw is weergegeven in Tabel 2-1. Er is uitgegaan van de volgende sonderingen en boringen.

- Kruin: 75629\_DKMP058\_(TG007.+045\_DKMP2\_BIK)
- Achterland: 75629\_DKMP057\_(TG007.+046\_DKMP2\_BIT & TG007.+000\_B\_BIT)
- Voorland: 75629\_DKMP061\_(TG007.+081\_DKMP2\_BUT)

Tabel 2-1: Gehanteerde grondopbouw

Grondopbouw kruin		Grondopbouw achterland	
B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort	B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort
Maaiveld	Dijkmateriaal	Maaiveld	Dijkmateriaal
5,0	Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>	5,0	Klei siltig humeus 14-16 kN/m <sup>3</sup>
-2,0	Zand, pleistoceen	3,5	Veen kleilig 11 kN/m <sup>3</sup>
		2,5	Klei siltig humeus 14-16 kN/m <sup>3</sup>
		-0,5	Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>
		-2,5	Zand, pleistoceen

Grondopbouw voorland	
B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort
Maaiveld	Dijkmateriaal
5,5	Zand Holoceen
3,8	Klei siltig 16-17,5 kN/m <sup>3</sup>
2,0	Klei siltig humeus 14-16 kN/m <sup>3</sup>
-1,0	Zand Pleistoceen

#### 2.4.2. Stijfheid zandlagen

In de TUN [16] is opgenomen dat de stijfheidswaarden van de zandlagen afgeleid worden op basis van de lokaal gemeten conusweerstand. In sondering "75629\_DKMP058\_(TG007.+045\_DKMP2\_BIK)" is in het pleistocene pakket een gemiddelde conusweerstand van 14 MPa gemeten. De conusweerstand in sondering 75629\_DKMP06\_(TG007.+077\_DKMP2\_BIK) zijn fors hoger. Hier worden conusweerstand gemeten tussen de 30 en 50 MPa. Deze sondering is maatgevend voor de uitvoerbaarheid, maar wordt niet meegenomen in de ontwerpberekening.

Daarnaast bevindt zich een holocene zandlaag in het buitentalud. De gemiddelde conusweerstand van deze laag bedraagt 7 MPa. Voor verankerde langsconstructies wordt gerekend met alleen de lage karakteristieke stijfheid. De volgende stijfheidsparameters zijn bepaald:

Tabel 2-2: Gehanteerde stijfheidsparameters zandlagen

Laag	Q <sub>c</sub> gemiddeld	E <sub>oed;gem</sub>	E <sub>oed;kar;laag</sub>	E <sub>50</sub>	E <sub>oed</sub>	E <sub>ur</sub>
Pleistoceen vanaf (NAP-3,00 m)	14	48	32,0	32,0	32,0	96
Holoceen (buitentalud)	7	28	18,6	18,6	18,6	56

#### 2.4.3. Impactanalyse labonderzoek

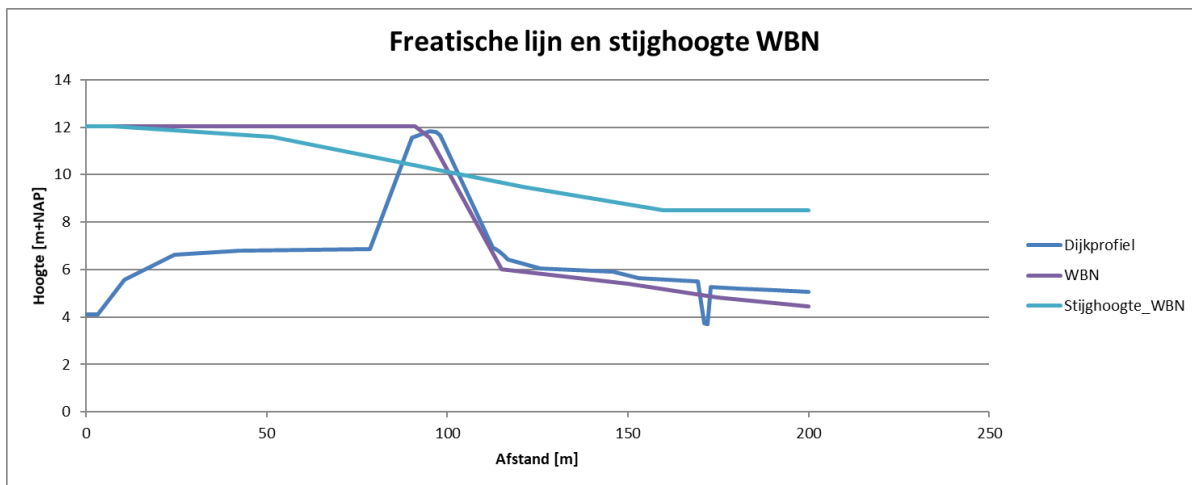
Ter plaatse van de maatwerkoplossing is geen labonderzoek uitgevoerd.

### 2.5. Hydraulische randvoorwaarden

De volgende hydraulische randvoorwaarden zijn van toepassing voor deeltraject 5B:

- WBN NAP+12,05 m (zichtjaar 2125)
- WBN significante overslag NAP+12,05 m (zichtjaar 2125)
- HBN NAP+12,57 m (zichtjaar 2125 – 10 l/m/s overslag)
- Dagelijkse waterstand NAP+4,43 m

De modellering van de freatische lijn en stijghoogte is conform de TUN [16]. De modellering voor is weergegeven in Figuur 2-6. De bepaling van de stijghoogte is opgenomen in bijlage C.



Figuur 2-6: Freatische lijn en stijghoogte bij WBN

## 2.6. Modelling

De volgende aanvullende modelleringskeuzes zijn gemaakt t.o.v. de TUN [16]:

- Het rekenkundig aangrijpingsniveau van de verankering is aangehouden op 1,3 m onder maaiveld. Voor deze langsconstructie betreft dit een niveau van NAP+9,43 m. Het rekenkundig aangrijpniveau van de verankering betreft het niveau tussen het hart van de gording en het hart van het werkelijke aangrijpniveau van het anker in de damwand.
- De schadefactor voor de toetsing op significant overslag is onderstaand bepaald:

- Faalkanseis voor macro-instabiliteit gegeven significante overslag:

$$P_{T,eis,LC,q} = P_{eis,i;LC} / P(q \geq 1l/m/s) = \frac{1}{23.965.500} / \frac{1}{10.797} = \frac{1}{2219}$$

- Bijbehorende betrouwbaarheidsindex:

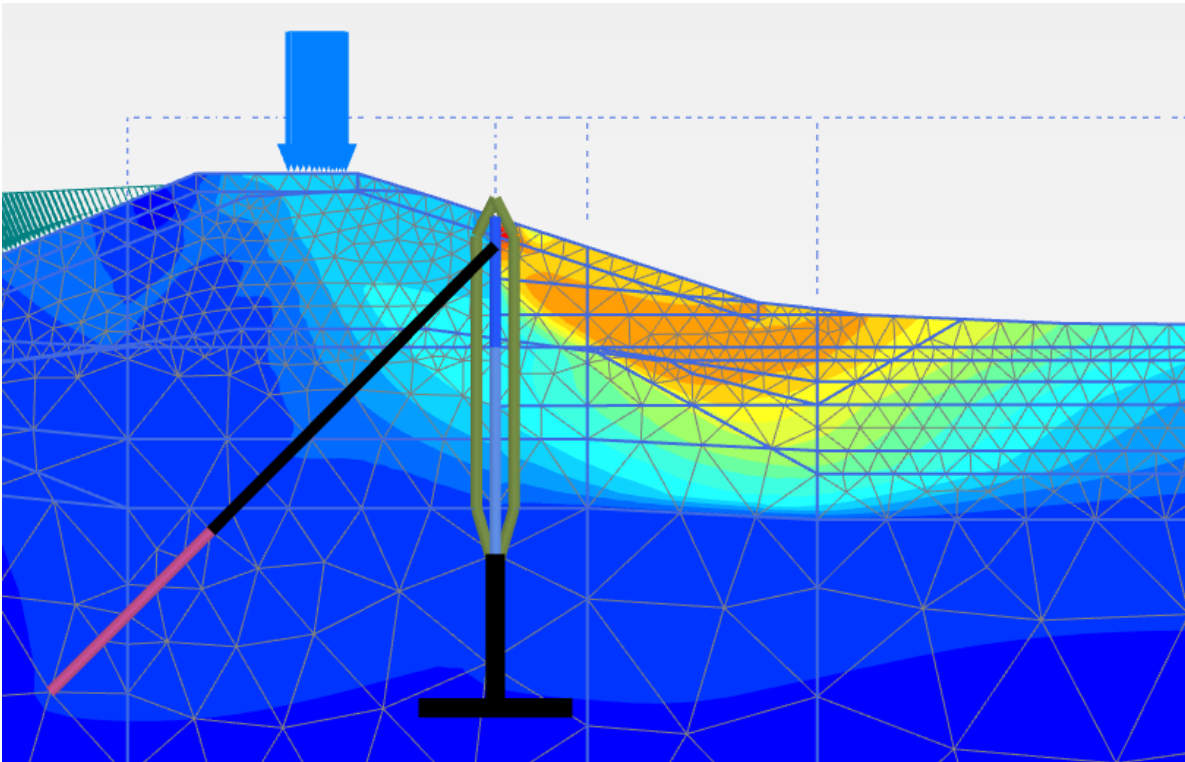
$$\beta_{T,eis,LC,q} = -\Phi^{-1}(P_{T,eis,LC,q}) = 3,32$$

- De bijbehorende schadefactor is:

$$\gamma_{T,n;LC,q} = 0,15 \cdot \beta_{T,eis,LC,q} + 0,41 = 0,91$$

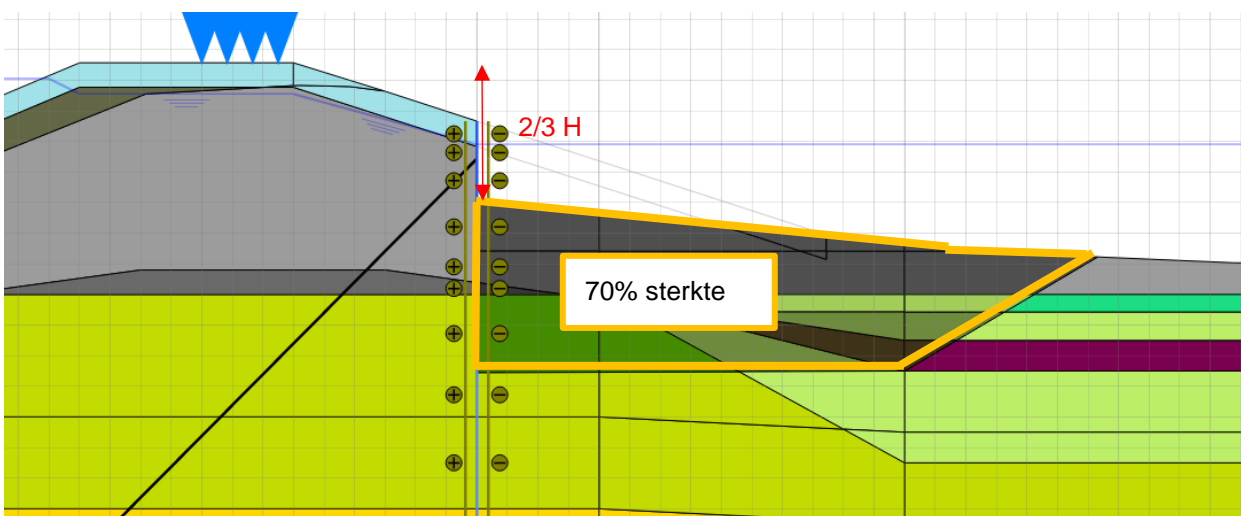
Omdat het product van de schadefactor (0,91) met de modelfactor (1,06) kleiner is dan 1,00, is uitgegaan van een partiele factor van 1,00 voor de toetsing significante overslag.

- Voor de toetsing van de binnenwaartse stabiliteit treedt een niet-kritische instabiliteit op achter de damwand in fase 5 en 8, zie het glijvlak in Figuur 2-7.



Figuur 2-7: Niet kritische instabiliteit in rekenfase 5

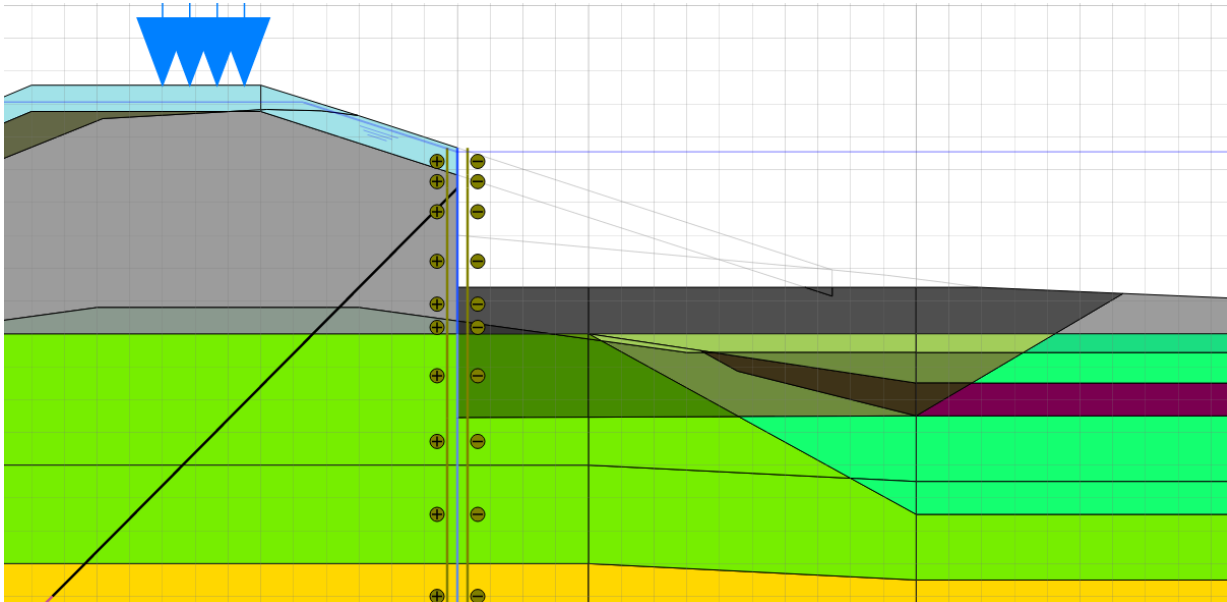
Om deze reden is er in de fases 5, 6, 8 en 9 gerekend met een restprofiel. De modellering van het restprofiel is opgenomen in Figuur 2-8. Er is gerekend met een kruinzakking van  $\frac{2}{3}$  van de hoogte. De freatische lijn is gemodelleerd op de bovenzijde van het restprofiel. Daarnaast is in de zone waar het glijvlak optreedt gerekend met 70% van de schuifsterkte.



Figuur 2-8: Modellering restprofiel STBI beperkte overslag

Omdat de niet kritische instabiliteit ontstaat in fase 5 (nadat de partiele factoren in rekening gebracht

worden) hoeft er conform de TUN [16] niet gerekend te worden met een erosiekuil. Voor de situatie met significante overslag is het restprofiel en de freatische lijn echter wel verder verlaagd omdat het restprofiel anders instabiel blijft. De modellering is opgenomen in Figuur 2-9.



Figuur 2-9: Modellering restprofiel STBI significante overslag

## 3 Ontwerpresultaten

### 3.1. Ontwerp langsconstructie

De aan te brengen langsconstructie bestaat uit een AZ24-700 damwand profiel. De damwand wordt aangebracht in het binnentalud op een afstand van ca. 3,0 m uit de bestaande binnenkruinlijn [20]. Iedere 2,80 m wordt de damwand verankerd door schroefinjectieankers. Om de belasting vanuit de damwand gelijkmatig over de verankering te verdelen wordt een gording HE 280 B toegepast. De kop van de damwand wordt op 0,8 m onder het maaiveld afgewerkt. De eigenschappen van damwand, verankering en gording zijn opgenomen in Tabel 3-1, Tabel 3-2 en Tabel 3-3.

Naast het aanbrengen van een constructie wordt ook de kruin verhoogd. De nieuwe kruinhoogte wordt NAP+12,32 m, dit is de vereiste kruinhoogte voor het zichtjaar 2075. In het ontwerp van de langsconstructie is rekening gehouden met toekomstige uitbreidingen. Voor de controle op sterkte en stabiliteit is rekening gehouden met de randvoorwaarden voor het zichtjaar 2125. De kruinhoogte kan hierdoor na 2075 evt. nog verhoogd worden tot NAP+12,57 m. Deze kruinverhoging dient buitenwaarts aangebracht te worden. De totale verhoging van de kruin bedraagt ca. 0,8 m (tot aan 2125). Het nieuwe buitentalud wordt met een taludhelling van 1:3 aangebracht, zoals in de bestaande situatie aanwezig.

Het voorlopig ontwerp van de langsconstructie is opgenomen op de tekeningen met referentie: [20].

Tabel 3-1: Eigenschappen damwand

Damwand	
Type	AZ24-700
Staalkwaliteit	S240 GP
Niveau bovenkant damwand	ca. NAP+10 m (variabel)*
Niveau teen damwand	NAP-4,50 m
Planklengte	ca 15,0 m

\* Bovenkant damwand is een variabel niveau, de kop wordt aangebracht op ca. 80 cm onder huidig maaiveld.

Tabel 3-2: Eigenschappen verankering (ongecorrodeerd)

Verankering	
Ankerstang (buitendiameter x wanddikte)	101,6 mm x 17,5 mm
Hart-op-Hart afstand	2,80 m
Aangrijpniveau verankering	NAP+9,28 m
Staalkwaliteit	E-470
Ankerhoek (met horizontaal)	45 graden
Totale ankerlengte (incl. groutlichaam)	ca. 26 m
Niveau bovenkant groutlichaam	NAP-3,0 m*
Diameter groutlichaam	380 mm
Lengte groutlichaam	8,0 m*

\* Niveaus en lengte zijn minimaal benodigd voor de vereiste houdkracht. Ter voorkoming van kwel wordt een langer groutlichaam toegepast tot 1,0 m in het holoceen.



Tabel 3-3: Eigenschappen toegepast gordingprofiel

Gording	
Type	HE 280 B
Niveau hart gording	NAP+9,58 m
Staalkwaliteit	S355

### 3.2. Aansluiting grondoplossing deeltraject 5B

Ter plaatse van het perceel Ophemertsedijk 16 is lokaal een zwakkere bodemopbouw aanwezig. Ter plaatse van de woning wordt dit ondervangen door het stabiliteitsscherm. Ter hoogte van de perceelgrens geldt dat in deze zone de steunberm lokaal langer uitgevoerd zou moeten worden. Om deze lokale afwijking in de steunberm te voorkomen is gekozen om het stabiliteitsscherm ca. 28 m langer door te zetten. Dit is weergegeven in Figuur 3-1. Het scherm (oranje lijn) is hier aanwezig tot ruim voorbij de bovenzijde van de steunberm. Om een kwelweg te voorkomen wordt het stabiliteitsscherm in het slot aangesloten op het heavescherm in deeltraject 5B.



Figuur 3-1: Bovenaanzicht aansluiting stabiliteitsconstructie en steunberm deeltraject 5B

### 3.3. Ontwerpkeuzes

In het VO zijn de volgende keuzes gemaakt:

- In hoofdstuk 4 is de installeerbaarheid van de damwanden beschreven. Gezien de zeer zware grondslag waarin de damwanden moeten worden aangebracht (conusweerstand 30 tot 60 MPa) is op voorhand nog niet te zeggen met welke maatregelen de damwanden aangebracht gaan worden. Dit is

onderwerp van nadere studie in de DO fase. In het ontwerp is voor nu daarom uitgegaan dat de planken zowel trillend als drukkend installeerbaar moeten zijn.

- Omdat de reikwijdte van drukstellingen (quattro piler) beperkt is, is de locaties van de damwand zo gekozen dat deze bereikbaar is. Om zoveel mogelijk afstand van het pand te bewaren is uitgegaan van het uitvoeren vanaf de kruin. Eventueel kan de kruin hierbij wat afgegraven worden om meer werkruimte te creëren.
- Om beïnvloeding van de dagelijkse geohydrologische situatie te voorkomen wordt de damwand op het niveau van de dagelijkse freatische lijn waterdoorlatend gemaakt. Dit detail wordt in het DO-nader uitgewerkt.
- De damwand wordt uit het zicht (onder het maaiveld) afgewerkt. De dekking boven de damwand bedraagt 80 cm. Deze dekking is voldoende ruim om te voorkomen dat de damwand zichtbaar wordt tijdens de levensduur. De bovenzijde van de damwand wordt daarom niet afgewerkt met een deksloof.
- Om de invloed van zettingen op de ankerstaven zoveel mogelijk te beperken, worden de ankerkoppen scharnierend aan de damwand bevestigd. Het detail voor deze bevestiging is nader uit te werken. Daarnaast dient er in het detail waar de ankerstaaf door de damwand wordt gevoerd, voldoende bewegingsruimte zijn voor de ankerstaaf
- Om de verticale kracht in de damwandconstructie te verspreiden over de damwandplanken worden alle niet-geponste sloten afgelast. De laslengte en lasdikte wordt in het DO bepaald.
- Om kwel langs de ankerbuis te voorkomen, wordt het groutlichaam aangebracht tot 1,0 m in de holocene lagen.

### 3.4. Verificatierapport

Het ontwerp van de langsconstructies dient te voldoen aan de Klant Eisen Specificatie (KES). Deze verificatie is uitgevoerd in [18].

### 3.5. Risico's

De belangrijkste technische risico's met betrekking tot de realisatie en het ontwerp van de langsconstructie zijn opgenomen in onderstaande tabel. Per risico is aangegeven hoe deze meegenomen is in het huidige ontwerp en/of hoe deze wordt meegenomen in de vervolgfase(n).

Tabel 3-4: Risicotabel langsconstructie

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
1	Obstakels in ondergrond De Voor deze maatwerkoplossing geldt een verhoogd risico. De twee meest nabije sonderingen zijn beide afgebroken door ofwel obstakel of te hoge zandweerstand.	1) Archiefinformatie niet volledig 2) Onvoorziene obstakels	Damwanden of ankers komen niet op diepte	1) Voorprikken of damwand tracé / positie ankers aanpassen 2) Doorboren van obstakels met behulp van speciale boorkop 3) Obstakel opgraven (ondiepe obstakels) 4) obstakel overkluisen (aandachtspunt is controle op heave)

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
2	Te hoge weerstand in zandlaag	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	Damwanden niet op diepte	1) Analyse m.b.t. inbrengbaarheid van de damwandplanken 2) Fluïderen*
3	Houdkracht ankers niet voldoende na controleproef	1) Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek 2) Obstakel geraakt	Anker onbruikbaar of onvoldoende belastbaar	1) Aanvullend grondonderzoek uitvoeren voorafgaand aan uitvoering 2) Nieuw anker plaatsen
4	Binnentalud instabiel tijdens aanbrengen damwand	1) Te hoge wateroverspanningen tijdens trillend installeren 2) Te zwaar materieel op de dijk / ondeugdelijke kraanopstelling	1) Bezwijken talud 2) Schade aan omgeving en materieel 3) Slachtoffers	1) Analyse mbt installeerbaarheid uitvoeren 2) Stabiliteit dijklichaam met materieel toetsen (evt. maatregelen nemen om belasting te spreiden)

\* In het VO is nog geen rekening gehouden met de effecten van fluïderen op het ontwerp. In het DO wordt onderzocht wat de impact hiervan is op het ontwerp.

### 3.6. Raakvlakken

De geïnventariseerde raakvlakken zijn onderstaand weergegeven. Per raakvlak is aangegeven hoe deze is verwerkt in het huidige ontwerp en/of hoe dit raakvlak in de vervolgfasen verwerkt wordt.

De geïnventariseerde raakvlakken zijn onderstaand weergegeven. Per raakvlak is aangegeven hoe deze is verwerkt in het huidige ontwerp en/of hoe dit raakvlak in de vervolgfasen verwerkt wordt.

Tabel 3-5: Raakvlakken Langsconstructie

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
1	Kabels en leidingen	De aanwezige kabels en leidingen zijn benoemd in paragraaf 2.1	De omgang met de kabels en leidingen wordt bepaald in het DO.
2	Trapconstructies	In het binnentalud bevindt zich een trapconstructie	Deze trap dient tijdens uitvoering tijdelijk verwijderd te worden en na realisatie teruggeplaatst te worden en verhoogd te worden om aan te sluiten bij de nieuwe kruinhoogte. Dit dient nader uitgezocht te worden in het DO.
3	Aansluiting op deeltraject 5B en deeltraject 6	Ter plaatse van TG007 sluit de maatwerkoplossing aan op de reguliere versterking in deeltraject 5B. In dit deeltraject wordt een steunberm aangebracht in het binnentalud.  Ter plaatse van TG008 sluit de maatwerkoplossing aan op de	De aansluiting of overgang tussen deze twee constructie types wordt in het DO verder uitgewerkt.  Voor de aansluiting op de steunberm in deeltraject 5B is een principe beschreven in paragraaf 3.2.

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
		versterking in dijktraject 6. Hier wordt een verankerde damwandconstructie in het binnentalud uitgevoerd.	

### 3.7. Veiligheid, gezondheid en milieu

#### 3.7.1. Uitvoeringsfase

De aspecten ten aanzien van veiligheid, gezondheid en milieu (VGM) gedurende de uitvoeringsfasen worden nader uitgewerkt in vervolgfases. Aspecten waar in ieder geval rekening mee gehouden wordt:

- Beperking hinder voor omgeving (op het gebied van verkeer, trillingen en geluid)
- Val- en struikelgevaar voorkomen door hoogteverschillen duidelijk zichtbaar te maken, bij grote hoogteverschillen een hekwerk plaatsen.

In de uitvoeringsfase dient rekening gehouden te worden dat fietsers en voetgangers tijdelijk geen gebruik kunnen maken van de Ophemertsedijk.

#### 3.7.2. Gebruiksfase

Doordat de damwand volledig onder de grond afgewerkt wordt, zijn er geen obstakels in het binnentalud aanwezig in de eindfase. Ten aanzien van VGM worden er geen nadelige effecten t.o.v. de huidige situatie verwacht.

### 3.8. Duurzaamheid

#### 3.8.1. Materiaalkeuze en hergebruik

In de keuze voor de toegepaste materialen wordt rekening gehouden met een levensduur van 100 jaar.

#### 3.8.2. Beperking uitstoot (CO<sub>2</sub>, NO<sub>2</sub>, etc.)

Om gedurende de uitvoeringsfase de uitstoot zoveel mogelijk te beperken kan in bij de inkoop en realisatie gedacht worden onderstaande maatregelen:

- Bij de keuze voor het toe te passen materieel rekening houden met de uitstoot van het betreffende materieel.
- Grote hoeveelheden materiaal aan te voeren over het water en realisatie van een of meerdere loslocaties;
- Tijdelijke opslag van materialen zoveel mogelijk op een depot in of nabij het projectgebied
- Vervoerbeweging (bijvoorbeeld materiaal van- en naar opslag) zo veel als mogelijk te beperken.

### 3.9. Beheer en onderhoud

Voor de langsconstructie geldt dat deze vrijwel onderhoudsvrij is. Aandachtspunt tijdens de visuele inspecties van de waterkering is om alert te zijn op 'kuilen' of scheurvorming in de zone rondom de langsconstructie. Indien dergelijke schadevormen aangetroffen worden is het aan te bevelen om lokaal de constructie op te graven en te inspecteren.

## 4 Uitvoering

---

### 4.1. Fasering

In de VO-fase wordt uitgegaan van de volgende indicatieve fasering:

- 1 Werkplateau maken op de kruin (mogelijk dient de kruin verlaagd te worden om meer ruimte te creëren voor materieel)
- 2 Graven heisleuf in binnentalud
- 3 Aanbrengen damwand (drukkend) vanaf de kruin
- 4 Aanbrengen verankering (vanaf de kruin over de kop)
- 5 Aanbrengen gording
- 6 Afspannen ankers (afspankracht bedraagt 100 kN per anker)
- 7 Aanbrengen kruinverhoging
- 8 Aanbrengen nieuw fiets/voetpad op de kruin

### 4.2. Installeerbaarheid

Ter hoogte van de maatwerklocatie zijn de omstandigheden echter sterk afwijkend ten opzichte van de reguliere trajecten. Sondering 75629\_DKMP060\_(TG007.+077\_DKMP2\_BIK) laat in het pleistoceen zeer hoge conusweerstand zien tussen de 35 en 50 MPa met enkele uitschieters tot 60 MPa. In de andere sondering die beschikbaar is in de binnenkruin en ook op andere locaties rondom de maatwerklocatie worden dergelijke hoge waarden niet aangetroffen. Ter plaatse van de maatgevende sondering moet de damwand ca. 4 m in dit zandpakket geplaatst worden.

Met de beschikbare literatuur is op voorhand niet te onderbouwen met welke maatregelen deze damwanden schadevrij op diepte kunnen komen en welke slagkracht hiervoor nodig is. Het is daarom niet zinvol om voor deze situatie een dergelijke analyse uit te voeren. Er wordt verwacht dat maatregelen noodzakelijk zijn om de damwanden schadevrij op diepte te krijgen. Dit kunnen een of meerdere van de volgende maatregelen zijn:

- Fluïderen
- Voorboren
- Toepassen zwaardere damwandplank
- Trillen (indien toelaatbaar i.v.m. met aanwezige belending)
- Toepassen bitumineuze slotvulling om de wrijving in het slot te verminderen

Deze maatregelen worden in de DO fase, eventueel in overleg met een uitvoerende partij, nader onderzocht. Daarbij moet ook gekeken worden naar de invloed van de installatie op het pand Ophemertsedijk 16. Voor de naastgelegen dijktrajecten 5A en 6 is een trillingspredictie uitgevoerd waaruit kan worden geconcludeerd dat voor de maatwerklocatie 5B naar verwachting ook maatregelen noodzakelijk zijn om de trillingen te reduceren.

### 4.3. Aandachtspunten uitvoering

De onderstaande aandachtspunten zijn er voor de uitvoeringsfase:

- Op alle ankers dient een controleproef uitgevoerd te worden en op minimaal 5% van alle ankers een geschiktheidsproef.
- De afspankracht van de ankers bedraagt 100 kN.
- Tijdens de uitvoering dient er voldaan te worden aan de eisen opgenomen in [14].

### 4.4. Monitoring

Het wordt aanbevolen om voorafgaand aan de uitvoering een bouwkundige opnamen van Ophemertsedijk 16 uit te voeren en de achterliggende gebouwen. In het DO wordt nader bepaald voor welke objecten dit noodzakelijk is en of er meer aspecten gemonitord dienen te worden.

## 5 Ontwerptoetsingen

### 5.1. Samenvatting rekenresultaten

In Tabel 5-1 is een samenvatting gegeven van de rekenresultaten. De volledige berekeningsresultaten zijn opgenomen in Bijlage D, in paragraaf 5.2 zijn de ontwerptoetsingen per onderdeel beschreven.

Tabel 5-1: Overzicht rekenresultaten (exclusief schematiseringsfactor of belastingeffectfactor)

Rekenresultaat	Einheid	Waarde	Maatgevende rekenfase <sup>1</sup>
Stabiliteitsfactor	[-]	1,22	6b
Moment	[kNm/m]	237	6a
Dwarskracht	[kN/m]	156	9a
Normaalkracht	[kN/m]	221	8
Ankerkracht	[kN/m]	294	9a
Horizontale vervorming constructie	[mm]	20	7c
Horizontale verschilvervorming binnentent-buitentent	[mm]	75	7c
Kruindaling	[mm]	nihil	7c

De volgende toetsingen zijn uitgevoerd:

- GEO-1: Stabiliteit binnenwaarts paragraaf 5.2.1
- STR-1: Toetsing voorwand (sterkte) paragraaf 5.2.2
- STR-2 en SSI-2 Sterkte en houdkracht verankering paragraaf 5.2.3
- STR-2: Sterkte gording paragraaf 5.2.4
- SSI-1 Lengte langconstructie (incl. verticaal draagvermogen) paragraaf 5.2.5
- Vervormingen constructie en dijklichaam paragraaf 5.2.6

Omdat er doorgaande constructies toegepast worden is snijden van grond (GEO-2) geen relevant faalmechanisme, dit mechanisme is daarom niet getoetst.

### 5.2. Ontwerptoetsingen

#### 5.2.1. GEO-1: Stabiliteit binnenwaarts

De stabiliteit binnenwaarts is getoetst in de situaties met en zonder significante overslag.

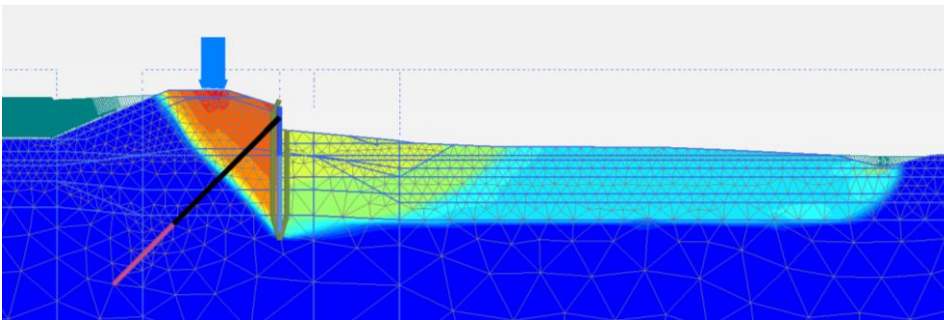
Het maatgevende glijvlak per faalmechanisme is weergegeven in de figuren Figuur 5-1 en Figuur 5-2.

Het verloop van de C-Phi reductie per mechanisme is weergegeven in Figuur 5-3. De berekende stabiliteitsfactoren zijn:

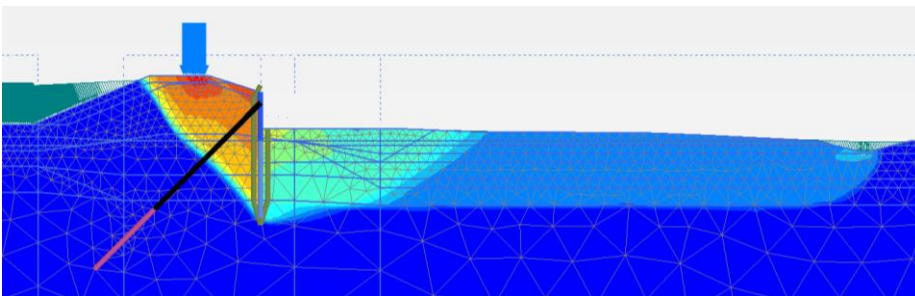
<sup>1</sup> In principe is het niet noodzakelijk om de maatgevende snedekrachten uit verschillende rekenfasen te combineren. Aangezien de verschillen beperkt zijn is gekozen om voor de verschillende rekenkrachten de maatgevende te hanteren, ongeacht in welke rekenfase dit optreedt.

- Geen significant overslag : 1,22
- Significant overslag 1,41

Deze waarde dienen getoetst te worden aan de nog te bepalen schematiseringsfactor. In het VO is het uitgangspunten een schematiseringsfactor kleiner of gelijk aan 1,1 [16]. In de DO-fases wordt de schematiseringsfactor bepaald. Omdat alle stabiliteitsfactor groter zijn dan 1,10, voldoet de binnenwaartse stabiliteit aan deze schematiseringsfactor.

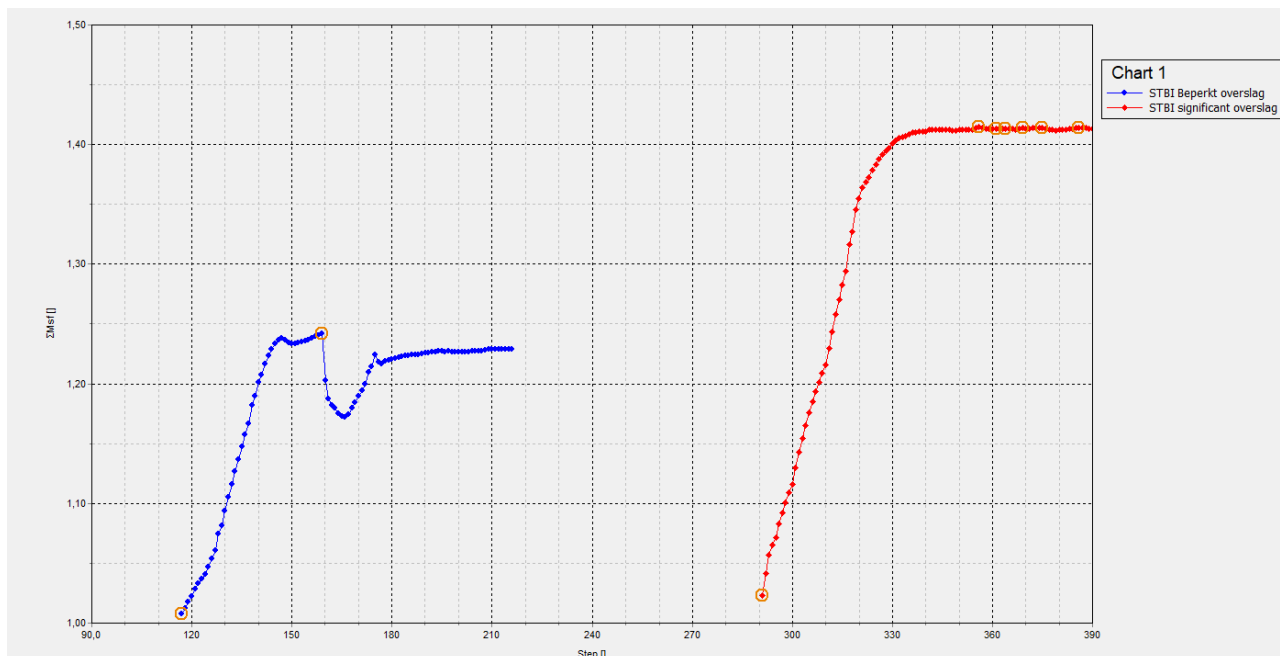


Figuur 5-1: Maatgevend glijvlak zonder overslag



Figuur 5-2: Maatgevend glijvlak met significante overslag





Figuur 5-3: Berekende geotechnische stabiliteitsfactor

### 5.2.2. STR-1: Toetsing damwand/combiwand

De sterkte van de voorwand is getoetst in bijlage A.1. Hierbij is rekening gehouden met het verschil in corrosiesnelheden in de zone tot onder de dagelijkse grondwaterstand en de zone daaronder. De reductiefactor voor de sterkte van het profiel is bepaald in durability [23]. Voor de twee zones resulteert dit in de volgende reductiefactoren:

- Zone A boven en rondom de dagelijkse grondwaterstand  $\frac{W_{\text{gecorrodeerd}}}{W_{\text{ongecorrodeerd}}} = \frac{1815}{2430} = 0,68$
- Zone B permanent onder de grondwaterstand  $\frac{W_{\text{gecorrodeerd}}}{W_{\text{ongecorrodeerd}}} = \frac{2175}{2430} = 0,85$

Er is getoetst aan de volgende krachten (i.c.m.  $\gamma_{MO}=1,1$ ). Aangezien de verschillen in snedekrachten tussen zone A en B beperkt zijn is alleen controle in zone A gemaakt, uitgaande van de maximale snedekrachten in de wand.

- Moment:  $M_{ed} = 237 * 1,1 = 261 \text{ kNm/m}$  Maximum in fase 6a
- Dwarskracht:  $V_{ed} = 156 * 1,1 = 172 \text{ kN/m}$  Maximum in fase 9a
- Normalkracht:  $N_{ed} = 221 * 1,1 = 243 \text{ kN/m}$  Maximum fase 8

De damwand voldoet ruim op sterkte. Er is echter gekozen om de damwand niet op sterkte te optimaliseren vanwege de risico's m.b.t. inbrengbaarheid, zie hoofdstuk 4.

### 5.2.3. STR-2 en SSI-2: Sterkte en houdkracht verankering

De verankering is getoetst in bijlage A.2 Er is gerekend met de volgende maatgevende ankerkrachten:

- $P_{\max}=294*1,1=323$  kN/m berekend in fase 9a
- $P_{\max}$  voor ankeruitval= $176*1,1=194$  kN/m berekend in fase 7c

De maatgevende sondering is de sondering “75629\_DKMP061\_(TG007.+081\_DKMP2\_BUT)”. Er is een gemiddelde conusweerstand van ca. 12 MPa in de zone van het groutlichaam bepaald. De bepaling van de gemiddelde conusweerstand is opgenomen in bijlage A.2. In de bepaling van de gemiddelde conusweerstand zijn de gemeten conusweerstand groter dan 15 MPa afgesloten op 15 MPa, conform [10] voor schroefinjectieankers. Daarnaast is de conusweerstand (voorafgaand aan afsnuiting) als gevolg van de hoge grondwaterstand onder extreme omstandigheden gereduceerd. Deze reductie bedraagt 8%. De reductie is als volgt bepaald:

- $\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}}$ : waarin:
  - $\gamma_{qc}$  de correctiefactor voor conusweerstand qc [-]
  - $\sigma'_i$  de initiële effectieve spanning [kN/m<sup>2</sup>]
  - $\sigma'_i$  is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van het hart van het groutlichaam in fase 2a. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met ‘dagelijkse omstandigheden’.
  - $\sigma'_i = 188$  kN/m<sup>2</sup>
  - $\sigma'_d$  de effectieve spanning onder extreme omstandigheden [kN/m<sup>2</sup>]
  - $\sigma'_d$  is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van het hart van het groutlichaam in fase 4a. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met de WBN-situatie.
  - $\sigma'_d = 159$  kN/m<sup>2</sup>
  - $\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}} = \sqrt{\frac{159}{188}} = 0,92$

De unity checks zijn kleiner dan 1,0 waarmee de verankering voldoet.

In de bovenstaande berekende maximale ankerkracht is het effect van zakkende grond op de ankerstangen in rekening gebracht. De toename van de ankerkracht is berekend conform de methode uit CUR166 [3] met de aanpassingen zoals beschreven in de TUN [16]. De berekening van de ankerkracht toename is opgenomen in bijlage A.2. Er is een berekende toeslag ten gevolge van zakkende grond van 92 kN/anker<sup>2</sup> bepaald. Daarnaast is ten gevolge van kruip een toeslag van 100 kN per anker bepaald (= ankerkracht in fase 3a). De totale toename bedraagt: 92+100=192 kN per anker. Als voorspanning in fase 3b in Plaxis is 214 kN/anker (inclusief modelfactor 1,25) ingevoerd.

Een aantal van de uitgangspunten die de grootste invloed hebben op de berekening is onderstaand benoemd:

- De ongecorrodeerde doorsnede van de ankerbuis.
- De horizontale beddingsconstante voor het materiaal achter de damwand is conservatief hoog ingeschat. Er is uitgegaan van een waarde gelijk aan 10.000 kN/m<sup>3</sup>/m, dit komt overeen met ‘vaste klei’.

<sup>2</sup> Toeslag is inclusief modelfactor  $\gamma_{zb} = 1,25$ .

- De inrekening gebrachte zakking bedraagt 0,03 m. Dit is de verwachte zakking ten gevolge van autonome bodemdaling. Deze zakking is conservatief nog niet omgerekend naar een loodrechte zakking op de ankerbuis en is over gehele lengte van de ankerstang constant verondersteld.

#### 5.2.4. STR-2: Sterkte gording

In het VO is het ontwerp van de gording gebaseerd op basis van vereenvoudigde formules. Het gordingprofiel is daarmee indicatief. In het DO wordt een gedetailleerder ontwerp van de gording en verbindingen gemaakt. De gordingberekening is opgenomen in bijlage A.3. Er is getoetst aan de volgende krachten:

- $P_{\max}=294*1,1=323$  kN/m berekend in fase 9a
- $P_{\max}$  voor ankeruitval= $176*1,1=194$  kN/m berekend in fase 7c

De unity checks zijn kleiner dan 1,0 waarmee de gording voldoet.

#### 5.2.5. SSI-1: Lengte langsconstructie

De lengte van de langsconstructie is bepaald op basis van de maximale waarde van:

- 1 Teenniveau 2 m in het pleistocene zand
- 2 Teenniveau o.b.v. heave criterium
- 3 Teenniveau o.b.v. toetsing verticaal draagvermogen

- 1 Teenniveau 2 m in het pleistocene zand

- De bovenzijde van het pleistoceen bevindt zich in het traject op een niveau van NAP-2,0 m (sondering "75629\_DKMP058\_(TG007.+045\_DKMP2\_BIK)") of hoger. Met het teenniveau van NAP-4,5 m, is voldaan aan de eis om de constructie 2,0 m in het pleistocene zand te plaatsen.

- 2 Teenniveau o.b.v. heave criterium

Het vereiste teenniveau o.b.v. het heave criterium is bepaald in [19] en bedraagt NAP-2,23 m. Met het teenniveau van NAP-4,5 m, wordt voldaan aan het heave criterium.

- 3 Teenniveau o.b.v. toetsing verticaal draagvermogen

Het verticaal draagvermogen is getoetst in D-Foundations, de resultaten zijn opgenomen in bijlage A.4. De maatgevende sondering is "75629\_DKMP058\_(TG007.+045\_DKMP2\_BIK)". De damwand voldoet op draagvermogen bij een inheinniveau van NAP-4,5 m (draagvermogen 218 kN/m). Er is getoetst aan de waarde van de normaalkracht net onder de ankergording. De maximale waarde op dit niveau bedraagt 205 kN/m en is berekend in fase 8. In de toetsing van het verticaal draagvermogen is rekening gehouden met de volgende reducties:

- 30% reductie van de conusweerstand ten gevolge van het trillend installeren van de damwanden (in principe wordt uitgegaan van drukkend installeren, in de toetsing op draagvermogen is echter rekening gehouden met de situatie dat de laatste meters van de damwand getrild worden)
- reductie van de conusweerstand als gevolg van de hoge grondwaterstand onder extreme omstandigheden. Deze reductie bedraagt 8%. De reductie is als volgt bepaald:

$$\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}} \text{ waarin:}$$

- $\gamma_{qc}$  de correctiefactor voor conusweerstand  $q_c$  [-]
- $\sigma'_i$  de initiële effectieve spanning [kN/m<sup>2</sup>]
- $\sigma'_i$  is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van de teen van de damwand in fase 2a. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met 'dagelijkse omstandigheden'.  
 $\sigma'_i = 168 \text{ kN/m}^2$
- $\sigma'_d$  de effectieve spanning onder extreme omstandigheden [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\sigma'_d$  is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van de teen van de damwand in fase 4a. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met de WBN-situatie.  
 $\sigma'_d = 141 \text{ kN/m}^2$

$$\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}} = \sqrt{\frac{141}{168}} = 0,92$$

De totale reductie op de conusweerstand bedraagt  $(1 - 0,7 * 0,92) * 100\% = 36\%$

Met het teenniveau van NAP-4,5 m is aan alle bovenstaande criteria voldaan. Opgemerkt wordt dat het verticaal draagvermogen maatgevend is in de bepaling van de damwandlengte. Vanuit de faalmechanismen binnenwaartse stabiliteit van de waterkering en heave bezien is een korter scherm toelaatbaar.

### 5.2.6. Vervormingen constructie en dijklichaam

Conform de PPL dient er aan de volgende eisen voldaan te worden:

- 1 De kruindaling mag niet meer dan 0,1 m bedragen;
- 2 De horizontale vervorming van de binnenteen t.o.v. de buitenteen mag niet meer dan 0,1 m bedragen;
- 3 De horizontale vervorming van de constructie mag niet meer dan 0,1 m bedragen;

In de toetsing van de vervormingseisen dient gerekend te worden met een schematiseringsfactor van 1,3 [1]. Onderstaand wordt per eis aangegeven of hier aan voldaan is.

- De berekende daling van de kruin in fase 7c is nihil. Hiermee is voldaan aan eis 1.
- De berekende verschilvervorming tussen de binnenteen en buitenteen in fase 7c bedraagt 0,07 m. Inclusief schematiseringsfactor bedraagt dit 0,09 m. Hiermee is voldaan aan eis 2.
- De berekende horizontale vervorming van de constructie in fase 7c bedraagt 0,02 m, inclusief schematiseringsfactor is dit 0,03 m. Hiermee is voldaan aan eis 3.

## 6 Overdracht DO-fase

### 6.1. Nader te detailleren

De volgende punten dienen in de DO-fase nader uitgewerkt te worden:

- Het ontwerpen van de anker Gording en de verbinding tussen damwand en Gording.
- De lasverbinding van de niet geponste damwand sloten.
- De constructieve en geotechnische schematiseringsfactor dient afgeleid te worden.
- De aansluiting van de langsconstructie op versterking in deeltraject 6 en op de steunberm in dijktraject 5B.
- Controleren van de uitvoeringsstabiliteit van het dijklichaam
- Het verwerken van de uitkomsten van het geotechnisch labonderzoek in het ontwerp..
- Bepalen welke aspecten gemonitord dienen te worden (bouwkundige opname, etc)
- Het detail om beïnvloeding van de damwand op de dagelijkse geohydrologische situatie te voorkomen.
- Modelcontroles uit de PPL[1] en PPE [2] uitvoeren in DO;
  - Gekozen meshfijnheid controleren
  - Controle: vergelijking glijvlakberekening en eindige-elementenberekening
  - Toegepaste tolerantie controleren
  - Invloed modelgrenzen controleren

### 6.2. Niet-beheerste risico's

Voor de vervolgfase gelden de volgende niet beheerste risico's :

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
1	Obstakels in ondergrond De Voor deze maatwerkoplossing geldt een verhoogd risico. De twee meest nabije sonderingen zijn beide afgebroken door ofwel obstakel of te hoge zandweerstand.	1) Archiefinformatie niet volledig 2) Onvoorziene obstakels	Damwanden of ankers komen niet op diepte	1) Voorprikken of damwand tracé / positie ankers aanpassen 2) Doorboren van obstakels met behulp van speciale boorkop 3) Obstakel opgraven (ondiepe obstakels) 4) obstakel overkluisen (aandachtspunt is controle op heave)
2	Te hoge weerstand in zandlaag	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	Damwanden niet op diepte	1) Analyse m.b.t. inbrengbaarheid van de damwandplanken 2) Fluïderen*
3	Houdkracht ankers niet voldoende na controleproef	1) Grondopbouw wijkt af van het beschikbare	Anker onbruikbaar of onvoldoende	1) Aanvullend grondonderzoek uitvoeren voorafgaand aan

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
4	Binnentalud instabiel tijdens aanbrengen damwand	onderzoek 2) Obstakel geraakt 1) Te hoge wateroverspanningen tijdens trillend installeren 2) Te zwaar materieel op de dijk / ondeugdelijke kraanopstelling	belastbaar  1) Bezwijken talud 2) Schade aan omgeving en materieel 3) Slachtoffers	uitvoering 2) Nieuw anker plaatsen 1) Analyse mbt installeerbaarheid uitvoeren 2) Stabiliteit dijklichaam met materieel toetsen (evt. maatregelen nemen om belasting te spreiden)

\* In het VO is nog geen rekening gehouden met de effecten van fluideren op het ontwerp. In het DO wordt onderzocht wat de impact hiervan is op het ontwerp.

### 6.3. Openstaande raakvlakken

Voor de vervolgfase gelden de volgende openstaande raakvlakken:

Tabel 6-1: Raakvlakken Langsconstructie

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
1	Kabels en leidingen	De aanwezige kabels en leidingen zijn benoemd in paragraaf 2.1	De omgang met de kabels en leidingen wordt bepaald in het DO.
2	Trapconstructies	In het binnentalud bevindt zich een trapconstructie	Deze trap dient tijdens uitvoering tijdelijk verwijderd te worden en na realisatie teruggeplaatst te worden en verhoogd te worden om aan te sluiten bij de nieuwe kruinhoogte. Dit dient nader uitgezocht te worden in het DO.
3	Aansluiting op deeltraject 5B en deeltraject 6	Ter plaatse van TG007 sluit de maatwerkoplossing aan op de reguliere versterking in deeltraject 5B. In dit deeltraject wordt een steunberm aangebracht in het binnentalud.  Ter plaatse van TG008 sluit de maatwerkoplossing aan op de versterking in dijktraject 6. Hier wordt een verankerde damwandconstructie in het binnentalud uitgevoerd.	De aansluiting of overgang tussen deze twee constructie types wordt in het DO uitgewerkt.  Voor de aansluiting op de steunberm in deeltraject 5B is een principe beschreven in paragraaf 3.2.

### 6.4. Afgeleide eisen

- Op alle ankers dient een controleproef uitgevoerd te worden en op minimaal 5% van alle ankers een geschiktheidsproef.
- De afspankracht van de ankers bedraagt 100 kN.
- Tijdens de uitvoering dient er voldaan te worden aan de eisen opgenomen in [14].

## 6.5. Risicoreservering DO-fase

In de voorliggende rapportage en bijbehorende berekeningen is nog geen rekening gehouden met het toepassen van maatregelen (bijvoorbeeld voorbereiden of fluïderen) t.b.v. het installeren van de damwand. De invloed van deze maatregelen op ontwerp van de langsconstructie wordt in de DO-fase onderzocht. Er is een risico dat de damwand hierdoor zwaarder en/of langer uitgevoerd moeten worden. Om dit risico te ondervangen wordt voorgesteld om uit te gaan van het volgende damwandprofiel in de VO-raming:

- AZ28-700 S355GP, lengte 17 m.



## BIJLAGEN

### A. Ontwerptoetsingen

#### A.1. *Doorsnede toetsing damwand*



# Controle doorsnede damwand

conform NEN-EN 1993-5:2008 + NB:2012 (sheet alleen toepasbaar voor klasse 1, 2 en 3 profielen)



**Project** Dijkversterking Stad Tiel  
**Opdrachtgever** Waterschap Rivierenland  
**Projectnummer Iv-Infra** INFR200121  
**Onderdeel** Maatwerk 5B controle doorsnede damwand  
**Revisie** 1  
**Datum** 18-12-2020

## INVOER

### Invoer: gegevens damwand

damwandprofiel AZ24-700  
 type damwandprofiel Z-plank  
 staalsoort S 240 GP  
 Toelaatbare staalspanning  $f_y$  240 N/mm<sup>2</sup>  
 elasticiteitsmodulus E 2.10E+05 N/mm<sup>2</sup>  
 kniklengte (NEN-EN 1993-5 fig 5-2)\* I 9.40 m  
 factor scheve buiging (weerstandsmoment)\*\*  $\beta_B$  1.0  
 factor scheve buiging (traagheidsmoment)\*\*  $\beta_D$  1.0

### Definitie zones damwand

Zone	
A	Boven dagelijkse waterstand
B	Onder dagelijkse waterstand

\* zie tabblad controles (3) voor betreffende figuur/tabel. Indien knik niet van toepassing is vul in: n.v.t.

\*\* bepaald aan de hand van CUR166 (2012)

### Invoer: corrosie

Boven dagelijkse waterstand 0 mm  
 Onder dagelijkse waterstand 0 mm  
 permanent onder water 0 mm  
 grond 0.0 mm

### Handmatig opgeven corrosiefactor?\*\*\*

corrosiefactor Zone A 0.68  
 corrosiefactor Zone B 0.82  
 corrosiefactor Zone C 1.00  
 corrosiefactor Zone D 1.00

ja

\*\*\* nee: corrosiefactor = flensdikte gecorrodeerd / flensdikte ongecorrodeerd

ja: gebruik maken van rekensheet / rekenprogramma en factor handmatig invullen

### Invoer: snedekrachten

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
=	$M_{ed}$	261	0	0	0 kNm/m
optredende normaalkracht	$N_{ed}$	172	0	0	0 kN/m
optredende dwarskracht	$V_{ed}$	243	0	0	0 kN/m

### Invoer: partiële veiligheidsfactoren (o.b.v. NB)

$\gamma_{M0}$  1.00  
 $\gamma_{M1}$  1.10  
 $\gamma_{M2}$  1.25

## SAMENVATTING TOETSING DOORSNEDE

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
Moment	U.C.	0.66	0.00	0.00	0.00
Dwarskracht	U.C.	0.51	0.00	0.00	0.00
Normaalkracht	U.C.	0.06	0.00	0.00	0.00
Moment + Dwarskracht	U.C.	0.56	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Plooi	U.C.	0.51	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Knik	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.

voldoet aan norm

voldoet niet aan norm

niet van toepassing

**A.2. Sterkte verankering**

**Berekening ankerkracht incl. bijdrage zakkende grond**

bronnen: CUR166 (2012), Damwandconstructies - 6e herziene druk, deel 2 paragraaf 4.9.13  
 POV-M Publicatie stabiliteitsverhogende langsconstructies, Deltares, maart 2020



<b>Project</b>	Dijkversterking Stad Tiel
<b>Opdrachtgever</b>	Waterschap Rivierenland
<b>Projectnummer Iv-Infra</b>	INFR200121
<b>Onderdeel</b>	Voorlopig ontwerp schroefinjectie maatwerk 5B
<b>Revisie</b>	1
<b>Datum</b>	18-12-2020

**Gegevens doorsnede**

Type voorwand	AZ24-700
Type anker	Ankerbuis 101,6/17.5
Methode	PPL

**Invoer constructie**

Type anker	-	Ankerbuis
Diameter ankerbuis	$D_0$	0.102 [m]
Corrosiebescherming ankerbuis (rondom)	-	0.000 [m]
Wanddikte ankerbuis	t	0.018 [m]
Hart-op-hart afstand verankering	a	2.80 [m]
Ankerhoek met horizontaal	$\alpha_{\text{anker}}$	45 [graden]
Lengte anker tussen opleggingen	L	17.7 [m]
Buigstijfheid damwand (gecorrodeerd) per meter	$EI_{\text{damwand}}$	79800 [kNm <sup>2</sup> ]
Maatgevende ankerkracht	F	100 [kN]
Eigen gewicht ankerbuis	$q_{\text{eg}}$	36.064 [kg/m]
Oppervlakte anker (ongecorrodeerd)	$A_{\text{anker}}$	4.62E-03 [m <sup>2</sup> ]
Rekstijfheid ankerdoorsnede (ongecorrodeerd)	EA	970964 [kN]
Buigstijfheid ankerstaaf (ongecorrodeerd)	$EI_{\text{anker}}$	8.96E+02 [kNm <sup>2</sup> ]

**Zakking**

Materiaal rond ankerstang		PPL:KLEI/VEEN
Horizontale beddingsconstante ondergrond per meter	c	10000 [kN*m/m <sup>3</sup> ]
PPL:KLEI/VEEN		
Ongedraineerde schuifsterkte	$S_u$	42.5 [kPa]
	$\alpha$	9 [-]
Representatieve bovengrens netto conusweerstand	$q_{\text{net,max}}$	0.5 [MPa]
laag karakteristieke waarde correlatiecoëfficiënt	Nkt,laag	20 [-]
Alpha Shanshep	$\alpha$	0.34 [-]
Effectieve verticale korrelspanning	$\sigma'_{v,z;\text{gem}}$	125 [kPa]
Belasting zakkende grond	$q_{\text{lloodrecht,gem}}$	30.53 [kN/m]
Amplitude sinusvormige belasting	$q_0$	39.33 [kN/m]
Gemiddelde grondzakking op ankerstang	$w_{\text{grond,gem;lloodrecht}}$	0.0300 [m]

**CUR166 geval 1: "Loodrecht belaste ankerstang"**

Modelfactor	$\beta$ (factor conform PPL)	24.0 [-]
-------------	------------------------------	----------

$$\alpha(1 + \alpha)^2 = \left(\frac{q_0 * L}{F}\right)^2 * \frac{1}{\beta} * \frac{EA}{F} * \frac{1}{1 + \frac{EA}{\alpha * c * \lambda * L}}$$

0

$$\left(\frac{q_0 * L}{F}\right)^2 * \frac{1}{\beta} * \frac{EA}{F} * \frac{1}{1 + \frac{EA}{\alpha * c * \lambda * L}} =$$

10712.0670 [-]

Dus moet gelden dat:

$$\alpha(1 + \alpha)^2 =$$

3.1193 [-]

Hieruit volgt:

$\alpha =$		21.38246 [-]
golf lengte	$\lambda$	2.38 [m]
doorbuiging anker	$y_0$	0.556 [m]

**Doorbuiging anker groter dan de zakking van de ondergrond, rekenen met geval 2.****CUR166 geval 2: "Verhinderde doorbuiging"**Indien doorbuiging anker ( $y_0$ ) groter is dan zakking ondergrond ( $w_{\text{grond;gem;loodrecht}}$ ) dan geldt:

$$\alpha_n^2(1 + \alpha_n) = \alpha^2(1 + \alpha) \left(\frac{1}{n^3}\right)$$

$$\alpha^2(1 + \alpha) \left(\frac{1}{n^3}\right) =$$

1.6048 [-]

Dus moet gelden dat:

$$\alpha_n^2(1 + \alpha_n) =$$

1.6048 [-]

Hieruit volgt:

$\alpha_n =$		0.915344626 [-]
factor	$n$	18.54 [-]

**Bereken de ankerkrachten incl. effect zakkende grond (geval 1 en geval 2)**

Additionele ankerkracht	$\Delta F$	92 [kN]
Ankerkracht per anker	F	100 [kN] +
Maatgevende totale ankerkracht	$F_{s,staaf}$	<hr/> 192 [kN]

Invoer Plaxis

Toeslag zakkende grond	114 kN
Toeslag kruip (ankerkracht fase 3a)	100 kN
Totaal (invoer Prestress fase 3b)	214 kN

**Bijlage X****Controle zelfborende ankers en schroefinjectieankers**

bron: CUR166 (2012), Damwandconstructies - 6e herziene druk, deel 2 paragraaf 4.9.5 en 4.9.6 en NEN 9997-1+C2:2017 NL

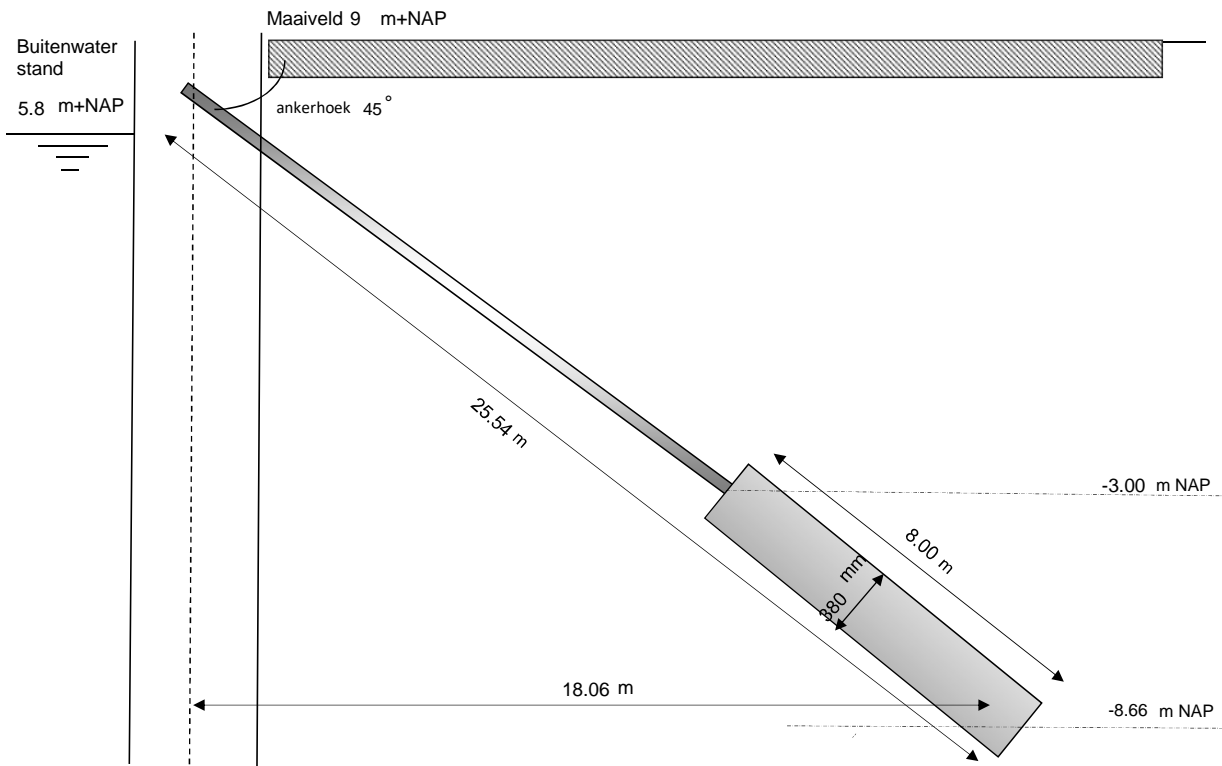
<b>Project</b>	Dijkversterking Stad Tiel
<b>Opdrachtgever</b>	Waterschap Rivierenland
<b>Projectnummer Iv-Infra</b>	INFR200121
<b>Onderdeel</b>	Ontwerp schroefinjectieanker maatwerk 5b
<b>Revisie</b>	1
<b>Datum</b>	18-12-2020

**Algemene gegevens**

Sondering	75629_DKMP061_(TG007.+081_DKMP2_BUT)		
Ankersysteem	S Schroefinjectieanker		
Type anker	Ø101,6x17,5	mm	
Buitendiameter	101.60	mm	
Wanddikte	17.50	mm	
Rekenkundig drsn. (Abuis)	4578	mm <sup>2</sup>	
Gecorrigeerde diameter t.p.v. schroefdraad	100.77	mm <sup>2</sup>	
Corrosietoeslag	0.060	mm/jr	100 jaar
Rekenkundige doorsnede (Abuis;corr)	2792	mm <sup>2</sup>	
Staalkwaliteit	E470		
Vloei spanning (fy)	500.00	N/mm <sup>2</sup>	
Breukspanning (ft)	700.00	N/mm <sup>2</sup>	
Diameter groutlichaam	380	mm	omtrek 1194 mm
H-o-h afstand	2800	mm	
h.o.h. afstand ankers (uitgedrukt in D)	7.37	Deq	
Insteekniveau	9.40	m NAP	
Bovenkant grout	-3.00	m NAP	onderkant -8.66 m NAP
Lengte prop	8.00	m	hart -5.83 m NAP
Ankerhoek	45	°	
Totale ankerlengte	25.54	m	
Fictieve ankerlengte	22	m	
Massa totale ankerstang	912	kg	
Groutlichaam hoeveelheid	0.84	m <sup>3</sup>	

**Gehanteerde factoren**

CUR 166 deel 2 art 4.9.6	0.015 $\alpha_t$	CUR 166 deel 2 art 4.9.6 $\alpha_t$
Reductiefactor	1.00 $\xi_a$	CUR 166 deel 1 art 7.2.2 $\xi_a$
Partiële materiaalfactor	1.20 $\gamma_a$	CUR 166 deel 1 art 7.2.2 $\gamma_a$
Correctiefactor lengte-effect groutlichaam	1.00	
Correctiefactor onderlinge beïnvloeding	1.00	NEN 9997-1+C2: 2017 NL



	Ankergegevens				Sluitfactoren CUR166		Rekenwaarde ankerkracht	
	Axiaal $P_{:max:axiaal:Dsheets}$ (kN/m1)	Axiaal $P_{:max:Dsheets}$ (kN/m1)	Afstand h-o-h (m)	$P_{:max}$ kN/anker	Houdkracht $Y_{gr}$ (-)	Doorsnede $Y_{drsn}$ (-)	Houdkracht $P_{d:gr}$ (kN/anker)	Doorsnede $P_d$ (kN/anker)
Ankerkrachten								
stap 6.1	323	323	2.80	906	1.10	1.25	996	1132
stap 6.2	323	323	2.80	906	1.10	1.25	996	1132
stap 6.3	323	323	2.80	906	1.10	1.25	996	1132
stap 6.4	323	323	2.80	906	1.10	1.25	996	1132
stap 6.5 x 1,2	194	194	2.80	543	1.10	1.25	598	679
Anker uitval								
Stap 6,5 (representatief)	162	162	4.20	679	1.00	1.00	679	679

### Controle ankerstang [B2.1]

$R_{t;break;rep}$	1954 kN	$(A_{buis:corr} * ft)$
$R_{t;break;d}$	1396 kN	$(R_{t;break;d}/1,4)$
$R_{vloei;rep}$	1396 kN	$A_{buis} * fy$
$R_{vloei;d}$	1396 kN	$R_{r:vloei;rep}/1,0$
$F_{r;d}$	1396 kN	min. $(R_{t;break;rep}/1,4)$ ; $(R_{r:vloei;rep}/1)$
$P_d$	1132 kN	

CUR166 deel 1 paragraaf 7.2.1

$$R_{t;d} > P_d$$

$$1396 > 1132$$

Unity Check 0.81

### Controle grondmechanische houdkracht [B2.2]

$Q_{c:gem}$	12 MPa	75629_DKMP061_(TG007.+081_DKMP2_BUT)
Correctiefactor conusweerstand $\gamma_{sc}$	0.92 [-]	
Afknijping conusweerstand op	15 MPa	
$R_{a:min}$	1707 kN	$(Q_{c:gem} * O * L_a * \alpha_l)$
$R_{a:min;d}$	1422 kN	$(R_{a:min} * \xi_s / \gamma_a)$
$P_d$	996 kN	Max rekenwaarde ankerkracht

CUR166 deel 1 paragraaf 7.2.2

$$R_{a:min;d} > P_d$$

$$1422 > 996$$

Unity check 0.70

**Controle bezwijken grout-grond [B2.3]**

R <sub>a,min,d</sub>	1422 kN
Diameter groutlichaam	380.00 mm
L <sub>grout</sub>	8.00 m
q <sub>c</sub>	11.92
τ <sub>grout/grond</sub>	0.15

0,3 N/mm<sup>2</sup>      τ<sub>grout/grond</sub>  
 0.30 > 0.15  
 Unity check      **0.50**

$$\tau_{grout/grond} = \frac{R_{a,min,d}}{\varnothing_{grout} \pi L_{grout}} \leq 0,2 * q_c \leq 0,3 \text{ N/mm}^2$$

**Controle bezwijken grout-staal [B2.4]**

R <sub>a,min,d</sub>	1422 kN
diameter staal	101.60 mm
L <sub>grout</sub>	8.00 m
τ <sub>grout/staal</sub>	0.56
τ <sub>max</sub>	1,5/2,2 (glad/geribd)

1,5/2,2      τ<sub>grout/staal</sub>  
 1.50 > 0.56  
 Unity check      **0.37**

$$\tau_{grout/staal} = \frac{R_{a,min,d}}{\varnothing_{staal} \pi L_{grout}} \leq \tau_{max} = \frac{1,5}{2,2} \left( \frac{glad}{geribd} \right)$$

**Gegevens sonderingen**

	Bovenkant groutlichaam [m+NAP]	Onderkant groutlichaam [m+NAP]	Gemiddelde conusweerstand [MPa]	Lengte groutlichaam [m]
75629_DKMP058_(TG007.+045_DKMP2_BIK)	-3.00	-8.66	13.47	8.00
75629_DKMP060_(TG007.+077_DKMP2_BIK)	-3.00	-8.66	14.66	8.00
75629_DKMP061_(TG007.+081_DKMP2_BUT)	-3.00	-8.66	11.92	8.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00

**A.3. Sterkte gording**



**Controle gording verankerde damwand**

Bron: NEN-EN 1993 (sheet alleen toepasbaar voor klasse 1 en 2).



**Project** Dijkversterking Stad Tiel  
**Opdrachtgever** Waterschap Rivierenland  
**Projectnummer Iv-Infra** INFR200121  
**Onderdeel** VO-ontwerp gording Maatwerk 5B  
**Revisie** 1  
**Datum** 18-12-2020

**BEREKENING Gording doorsnedeklasse: 1, 2**

versie

1

**Uitgangspunten:**

De krachtsverdeling is bepaald op basis van een doorlopende ligger over meer dan drie steunpunten. De gordingen worden hierbij doorgekoppeld.

Bij gordingen (vaak vrij lage, gedrongen profielen (HEB)) zal gezien de geringe ongesteunde kiplengte (gording wordt tpv elke plank bevestigd) de reductie van de momentcapaciteit gering zijn en dus kip niet maatgevend zijn. Vandaar dat deze toetsing niet in het hoofdblad is opgenomen. Indien kip wel maatgevend is, dienen maatregelen getroffen te worden, zoals toepassing van kipsteunen (schotjes) of een zwaardere gording.

In de toetsing is alleen uitgegaan van belasting uit ankerkrachten. Deze ankerkrachten zijn een direct gevolg van de grond en waterdrukken tegen de damwand. Samen vormen deze een evenwicht. Overige belastingen zijn niet meegenomen (eigen gewicht, gewicht van bovenliggende grond, vulbelasting)

**Invoer gegevens gording**

gekozen profiel:	HE 280 B	$f_{y,d} = 355$ Mpa	
staalkwaliteit	S 355	$E_d = 210,000$ Mpa	
corrosie (rondom)	2.2 mm	$\gamma_{MO} = 1.0$	
Ankerhoek met horizontaal	$\alpha = 45$ graden		
h.o.h. afstand ankers	2.8 m	n: enkele gording (1); dubbele gording (2):	1 gording
buiging om welke as	sterke		

**Axiale ankerkrachten per strekkende meter**

$F_{A,d} =$	323 [kN/m]	ULS	$F_{A,d} \implies$	Overeenkomstig CUR166 art. 4.9.11
$F_{A,rep} =$	323 [kN/m]	SLS		
$F_{A,d} =$	194 [kN/m]	CAL, ankeruitval		

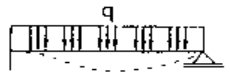
**Profiel eigenschappen met reductie a.g.v. corrosie (oorspronkelijke profiëleigenschappen tussen haakjes)**

h =	275.6 mm ( 280 mm)	$A_{resterend} =$	9604 mm <sup>2</sup> =	73 % van:	( 13140 mm <sup>2</sup> )
b =	275.6 mm ( 280 mm)	$A_{corrosie} =$	3536 mm <sup>2</sup>		
$t_w =$	6.1 mm ( 10.5 mm)	$A_v =$	2904 mm <sup>2</sup> =	71 % van:	( 4109 mm <sup>2</sup> )
$h_w =$	196 mm ( 196 mm)	$I_y =$	14484 cm <sup>4</sup> =	75 % van:	( 19270 cm <sup>4</sup> )
$t_t =$	13.6 mm ( 18.0 mm)	$W_{y,el} =$	1051 cm <sup>3</sup> =	76 % van:	( 1376 cm <sup>3</sup> )
r =	26.2 mm ( 24 mm)	$W_{pl,y^*} =$	1146 cm <sup>3</sup> =	75 % van:	( 1534 cm <sup>3</sup> )
$i_y =$	122.8 mm ( 121 mm)				

==> NEN-EN 1993-1-1 art. 5.5.2

**Doorsnedeklasse**

lijfcontrole	$\frac{c}{t} = \frac{196}{6.1} = 32.1$	$\leq 72 \epsilon = 59$	==> Doorsnedeklasse	1
flenscontrole	$\frac{c}{t} = \frac{109}{13.6} = 8.0$	$\leq 10 \epsilon = 8$	==> Doorsnedeklasse	2
druk	$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$			

Horizontale belasting op gording				
$P_{g,d}$	=	251 [kN/m]	$F_{A,d} \times \cos(\alpha) \times 1,1$	$P_{g,d}$ ==> Overeenkomstig CUR166 art. 4.9.11
$P_{g,rep}$	=	251 [kN/m]	$F_{A,rep} \times \cos(\alpha) \times 1,1$	
$P_{g,d}$	=	137 [kN/m]	$F_{A,d} \times \cos(\alpha)$	
$M_{s,g,d}$	=	197 [kNm]	ULS: $M_{s,g,d} = 1/10 \times P_{g,d} \times l^2/n$	
$V_{s,g,d}$	=	422 [kN]	ULS: $V_{s,g,d} = 6/10 \times P_{g,d} \times l/n$	
$M_{s,g,d,cal}$	=	269 [kNm]	CAL: $M_{s,g,d,cal} = 1/16 \times P_{g,d} \times (2l)^2/n$	Ankeruitval
$V_{s,g,d,cal}$	=	461 [kN]	CAL: $V_{s,g,d,cal} = 6/10 \times P_{g,d} \times 2l/n$	Ankeruitval
Toetsing weerstand doorsnede op dwarskracht ULS				
NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.6 Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2 <span style="float: right;">sterke as</span>				
$V_{Ed}$	=	422 kN	$V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{2904 \times 205}{1.0}$	= 595 kN
toetsing:				
6.2.6: $V_{Ed} / V_{c,Rd} =$ dwarskracht $422 / 595 = 0.71 > 0.5$				
<span style="background-color: #90EE90;">0.71</span> $\leq 1.0$ (6.17)				
Formules bij 6.2 Weerstand van doorsneden <span style="float: right;">Reductie op momentcapaciteit</span>				
Doorsnedeklasse 1 en 2				
Buiging en dwarskracht				
Reductie nodig als $V_{Ed}/V_{c,Rd} > 0,5$				
nodig				
$p = (2 * V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)2 =$ <b>0.1751</b> reductie [1 - p]				
$W_{pl,V} =$ $W_{pl,y} - [(p * A_w2)/(4 * t_w)] =$ 1135593 mm <sup>3</sup>				
Toetsing weerstand doorsnede op buigend moment ULS				
NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.5 Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2 <span style="float: right;">sterke as</span>				
$M_{Ed}$	=	197 kNm	$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,V} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1136 \times 355}{1.0}$	= 403 kNm
*reductie $W_{pl}$ doordat dwarskracht $> 0,5 V_{c,Rd}$ conform NEN-EN 1993-1-1+C2-6.2.8				
toetsing:				
6.2.8: $M_{Ed} / M_{y,V,Rd} =$ buiging + dwarskracht $197 / 403 =$ <span style="background-color: #90EE90;">0.49</span> $\leq 1.0$ (6.30)				
Vervorming ligger (doorlopend over meer dan drie steunpunten)				
				
Vervorming:	$w = \frac{2}{384} \frac{qL^4}{Ely}$	=	$\frac{2}{384} \frac{251 \times 2800^4}{210000 \times 1.45E+08}$	
		=	3 mm	

**Toetsing weerstand doorsnede CAL Ankeruitval**

NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.6 Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2

$$V_{Ed} = 461 \text{ kN} \quad V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{2904 \times 205}{1.0} = 595 \text{ kN}$$

toetsing

$$6.2.6: V_{Ed}/V_{c,Rd} = \text{dwarskracht} \quad 461 / 595 = 0.77 > 0.5$$

$$0.77 \leq 1.0 \quad (6.17)$$

Reductie nodig als  $V_{Ed}/V_{c,Rd} > 0.5$ 

nodig

$$p = (2 * V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)2 = 0.3014 \text{ reductie } [1 - r]$$

$$W_{pl,V} = W_{pl,y} - [(p * A_w2)/(4 * t_w)] = 1128194 \text{ mm}^3$$

NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.5 Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2

$$M_{Ed} = 269 \text{ kNm} \quad M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,V} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1146 \times 355}{1.0} = 407 \text{ kNm}$$

toetsing:

$$6.2.8: M_{Ed} / M_{y,V,Rd} = \text{buiging + dwarskracht} \quad 269 / 407 = 0.66 \leq 1.0 \quad (6.30)$$

**Toetsing kipweerstand, unity checks**normale situatie 0.49  
calamiteit 0.72

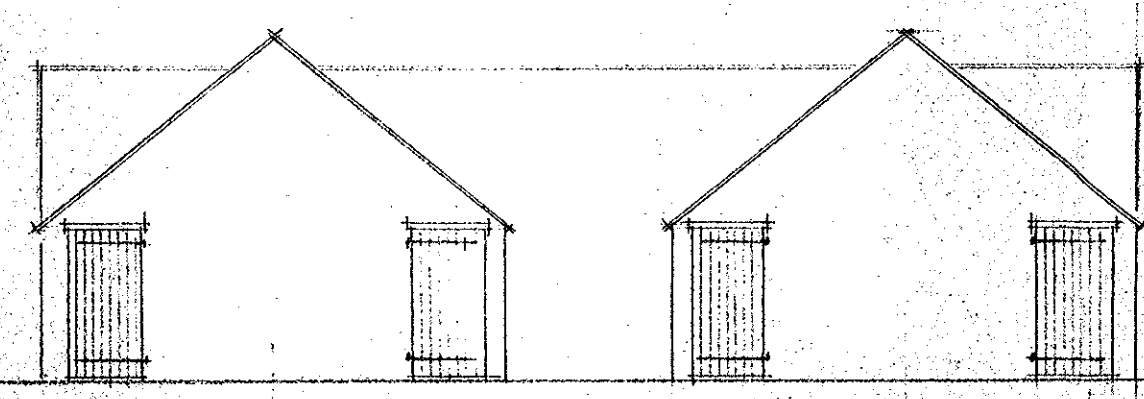
#### **A.4. Verticaal draagvermogen**

Deze bijlage betreft het D-Foundations rekenmodel "INFR200121 B-010 201218 Draagvermogen damwand rev1". Dit bestand is meegeleverd in de oplevermap.

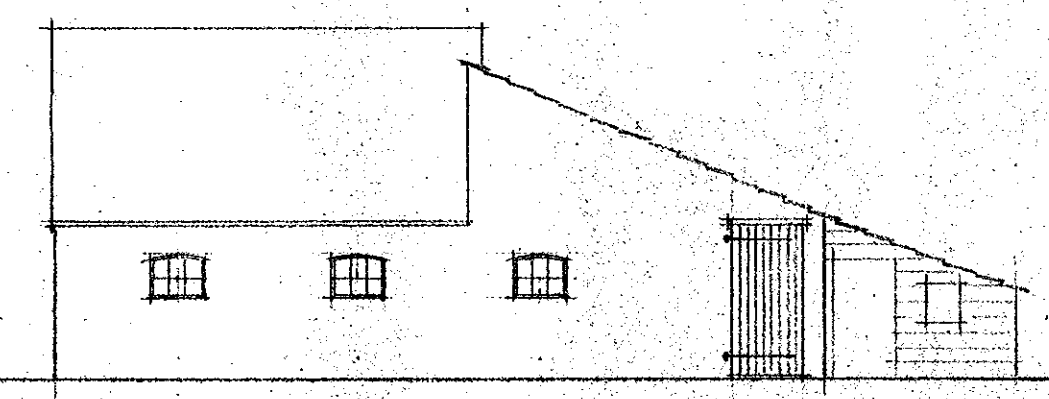
## B. Archiefgegevens pand

Behoort bij besluit van Burgemeester en Wethouders van TIEL dd. 8 September 1950 No. 76  
 Df. Secretaris.

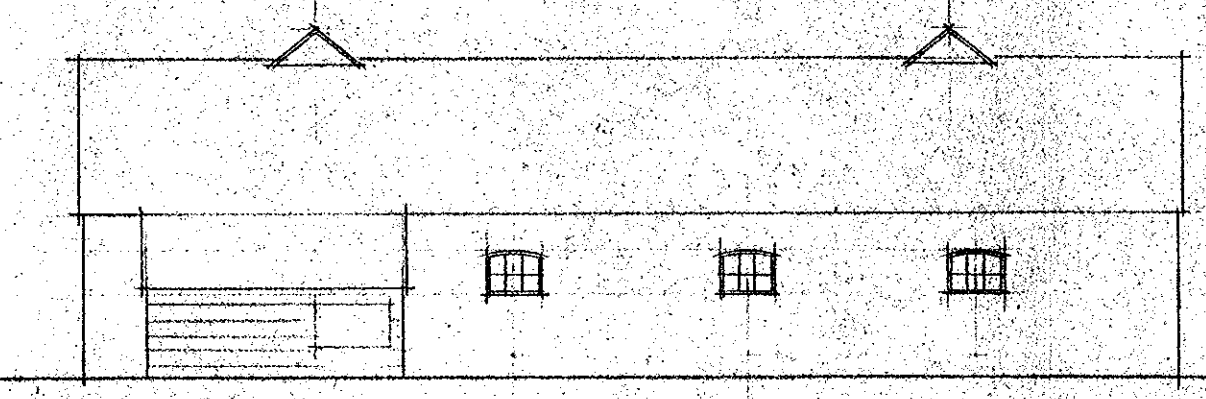
1.398.511  
 GEMEENTE TIEL  
 INGEKOMEN  
 28 JUNI 1950  
 No. 27.460.



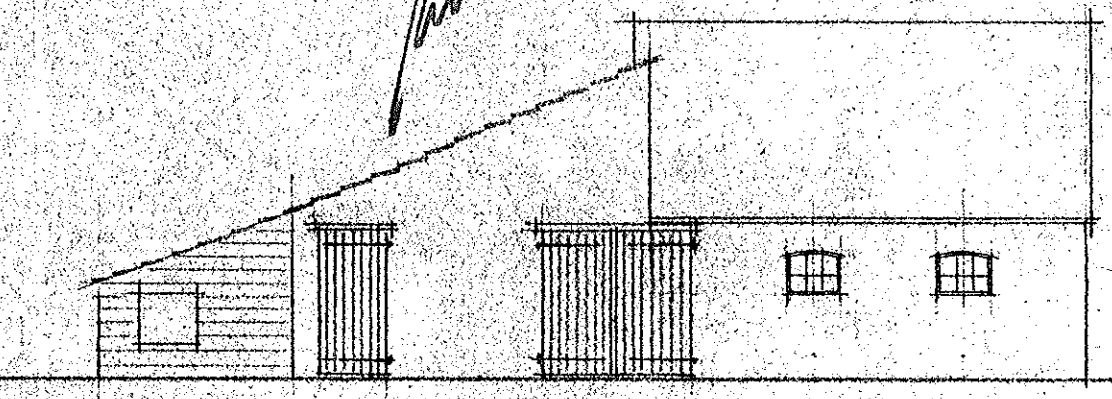
Voorgevel



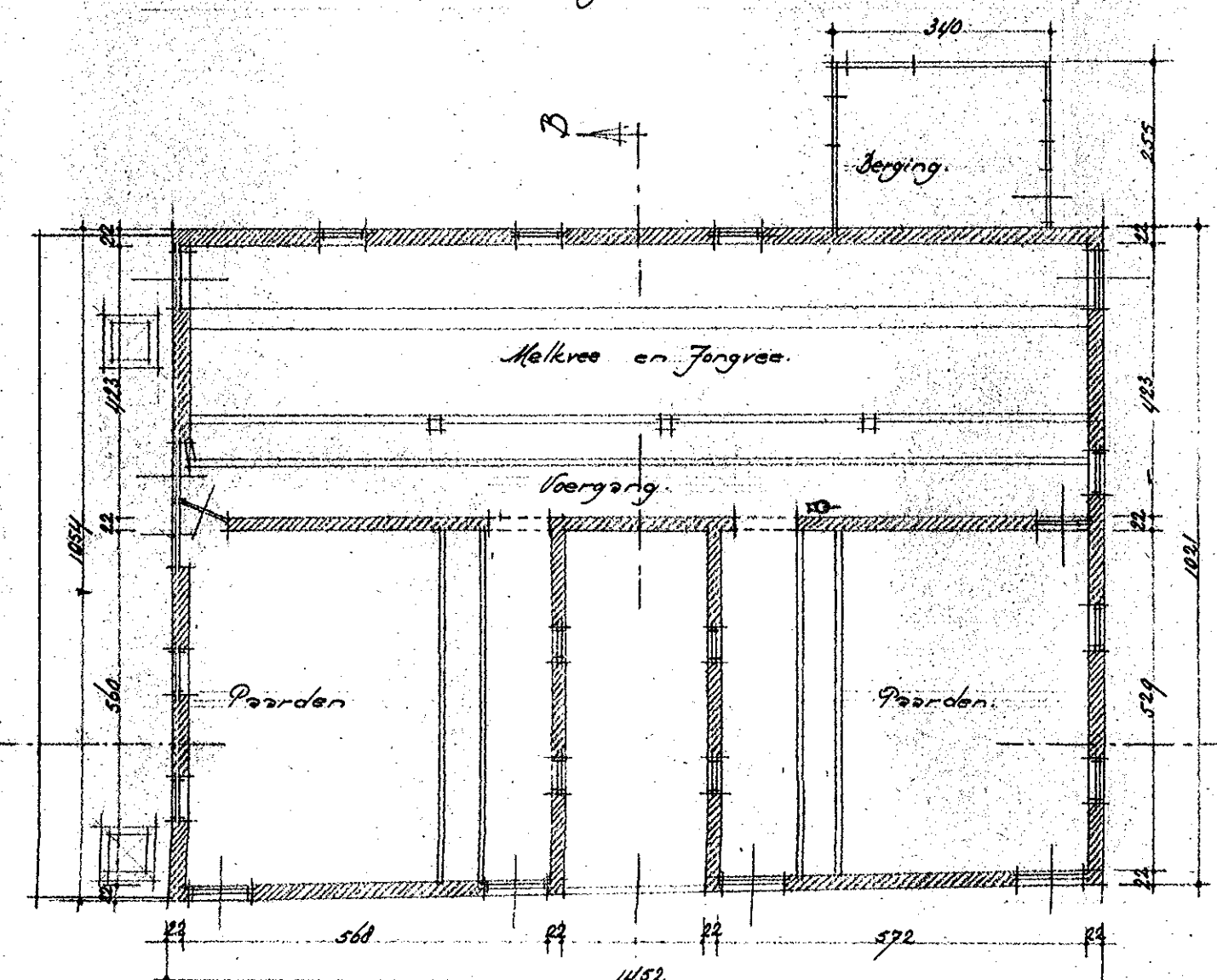
Rechterzijgevel



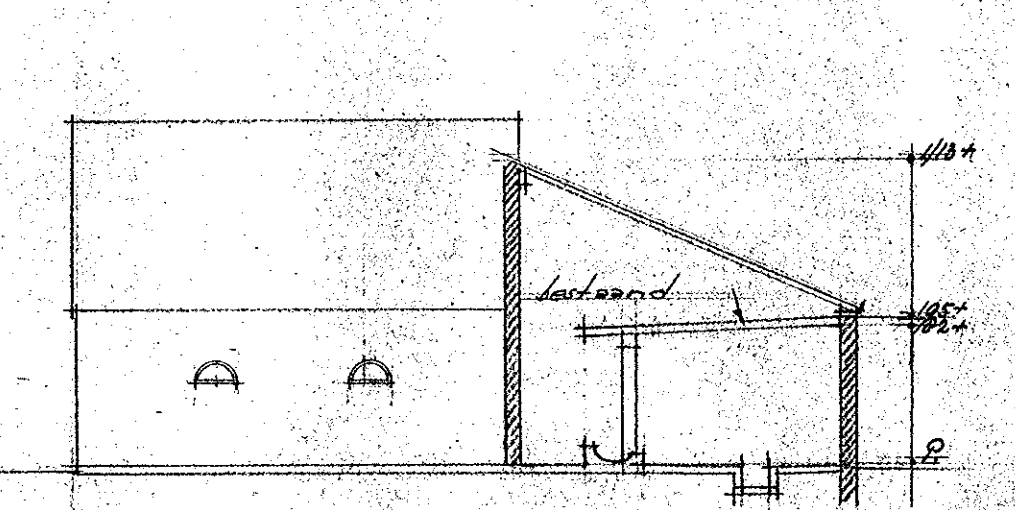
Achtergevel



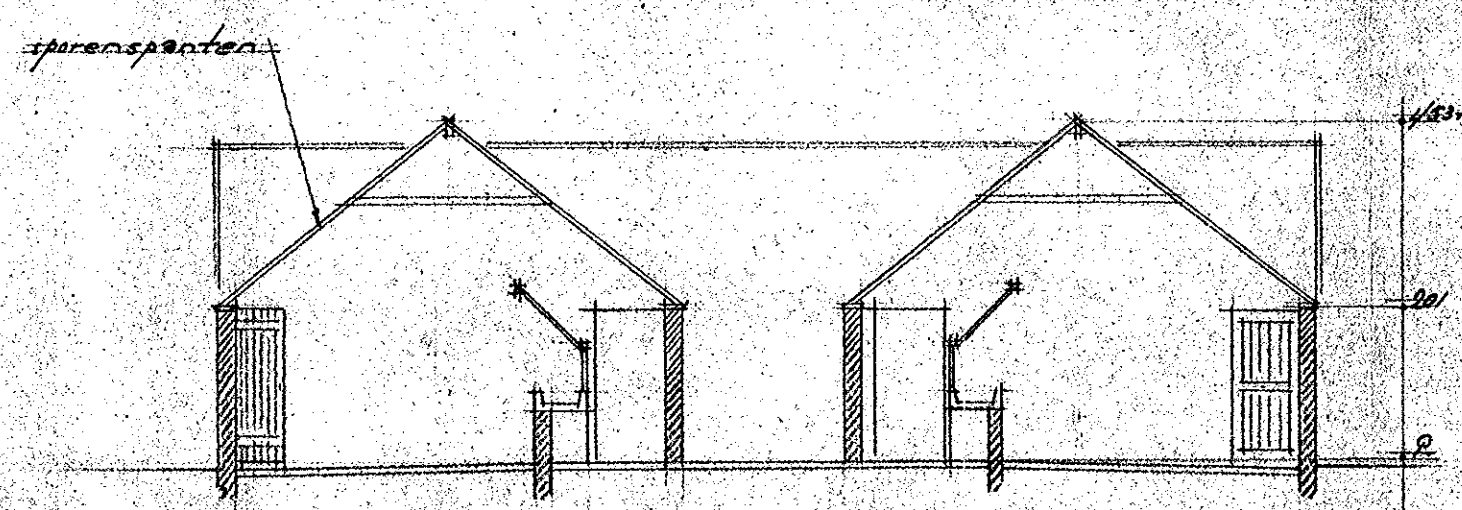
Linkerzijgevel



Plattgrond



Doorsnede A-B



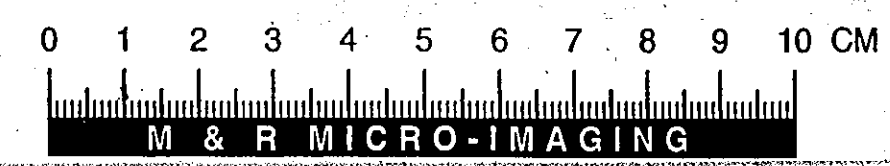
Doorsnede C-D

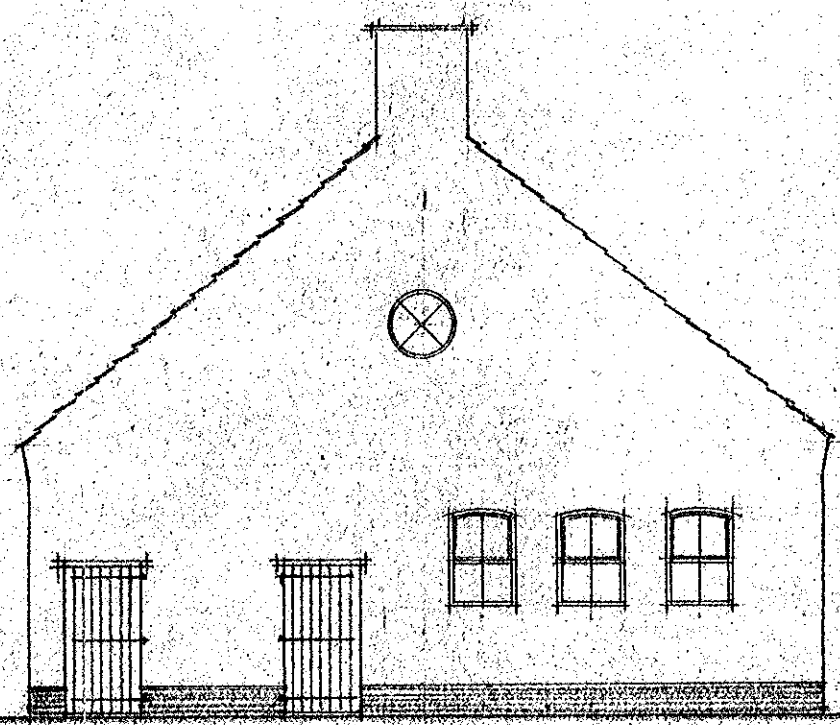
district: Arnhem	bouw n <sup>o</sup> : Tiel 3.
eigenaar: W. Visser	bestek: Arnhem n <sup>o</sup> : 390
Architectenbureau J. d. v. Ommen Grobbeweg 6a-62 Phonen tel. 320.	
Plan v.h. bouwen en boerderij en het verbouwen en definitief herstellen van een schuur te Tiel.	aantal bladen: 3.
Bestaande bestand schuur	blad n <sup>o</sup> : 1.
schaal: 1:100	gevestigd door: op
datum: 15-4-50	
getekend: J. P. N.	
gecontroleerd: D.	
de architect: N. N.	
opmerkingen:	

Vergadering B. en W.  
 5 SEP 1950

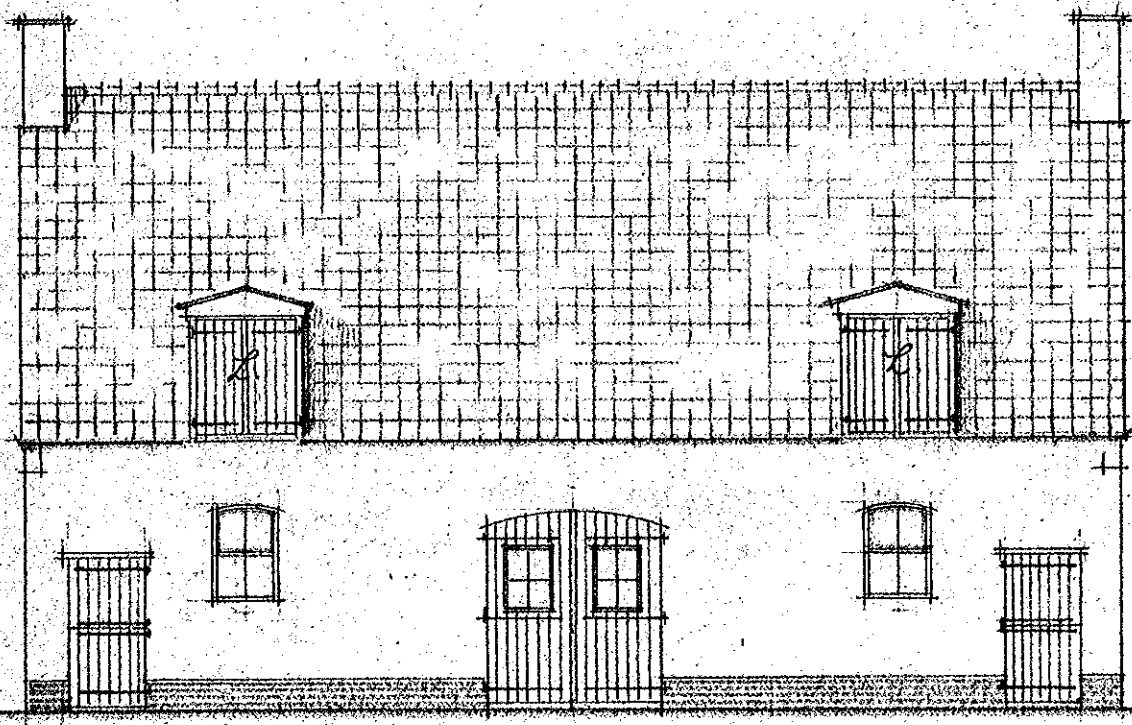
BOUW EN WONINGTOEZICHT  
 INGEKOMEN  
 30 JUN 1950  
 No. 50

Hoofd Bouw- en Woningtoezicht  
 TIEL

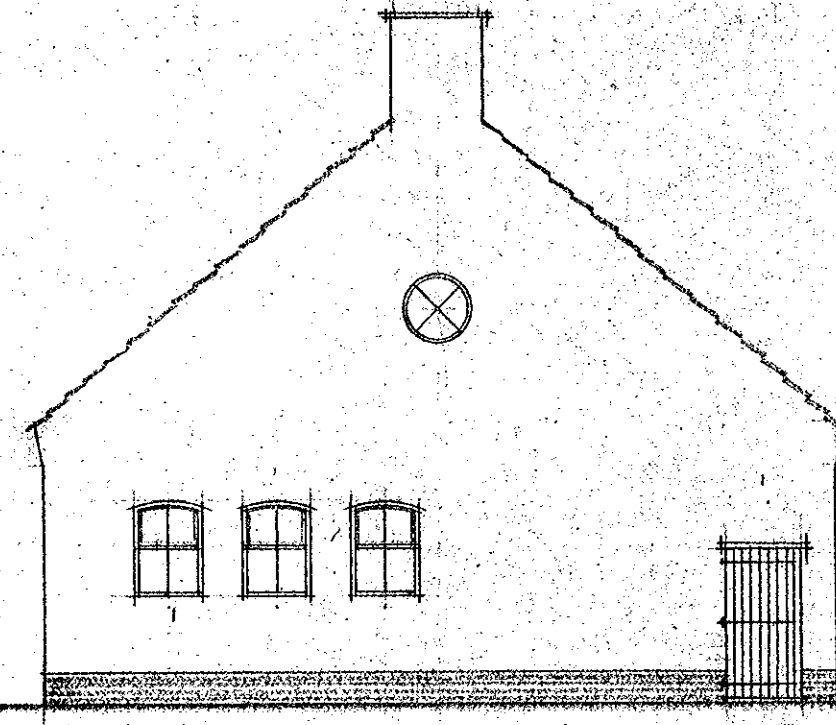




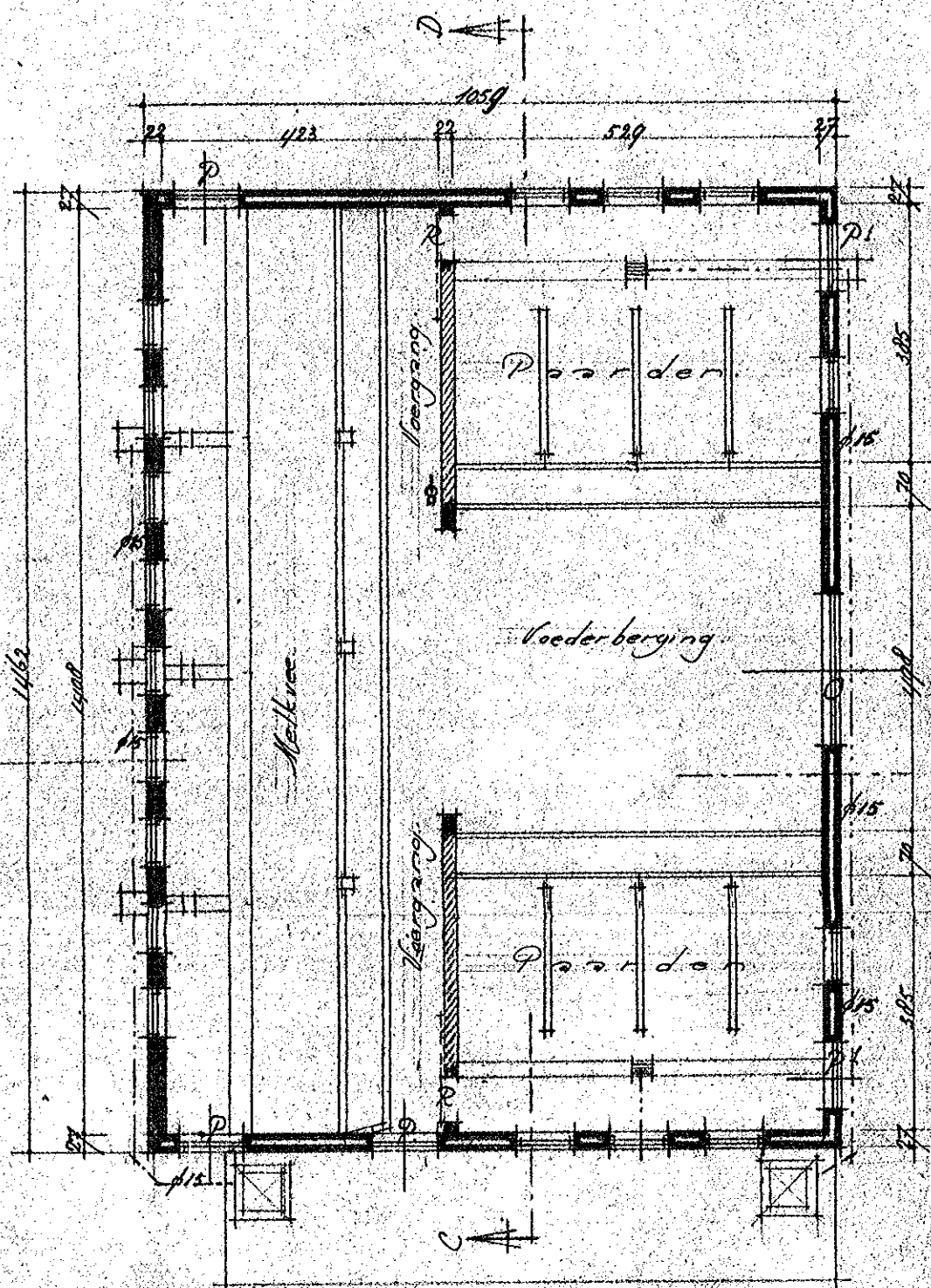
Voorgevel



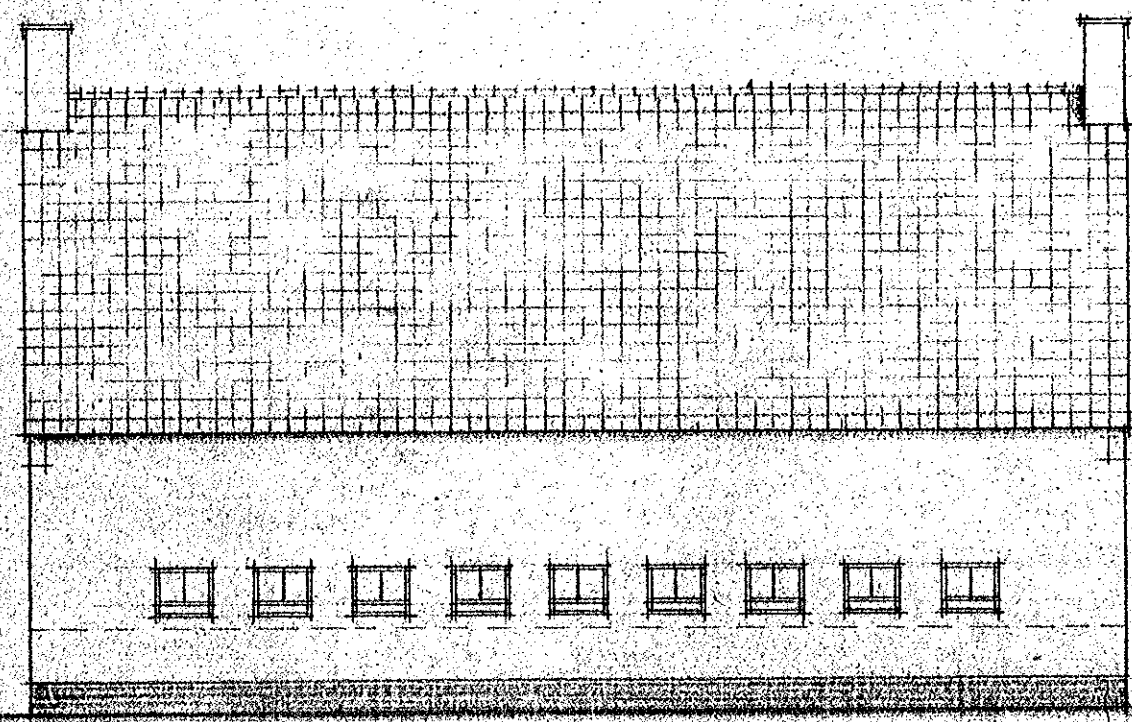
Rechterzijgevel



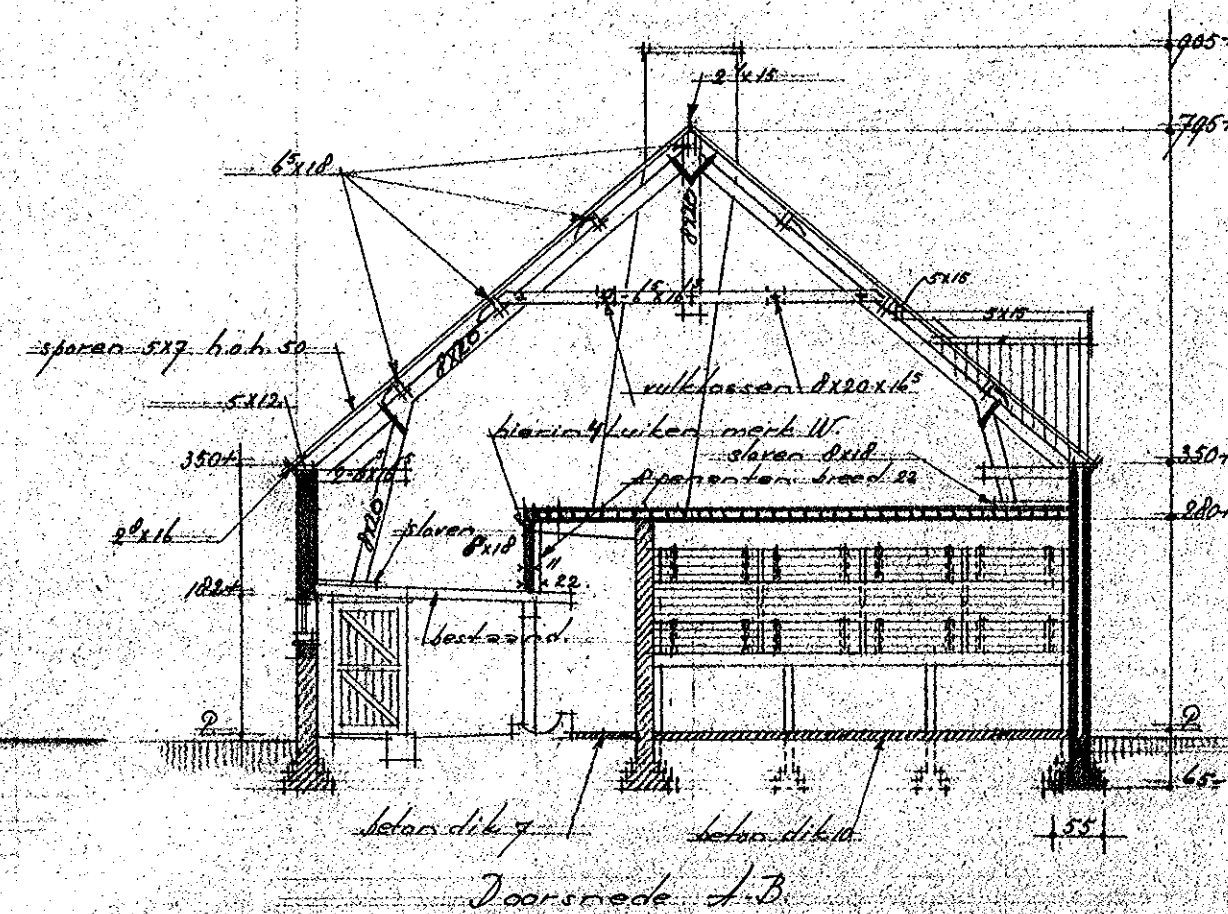
Achtergevel



Plattegrond

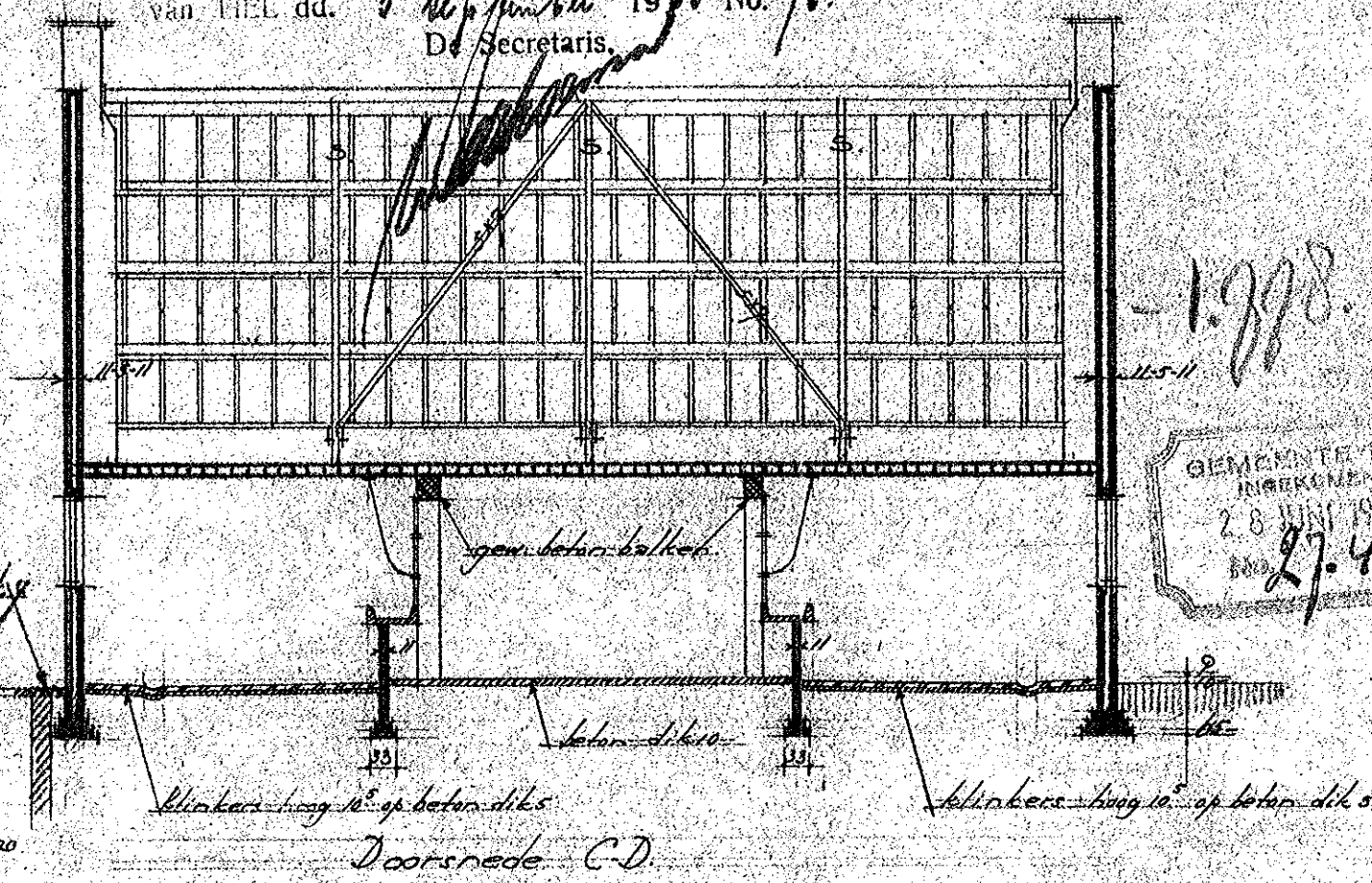


Linkerzijgevel



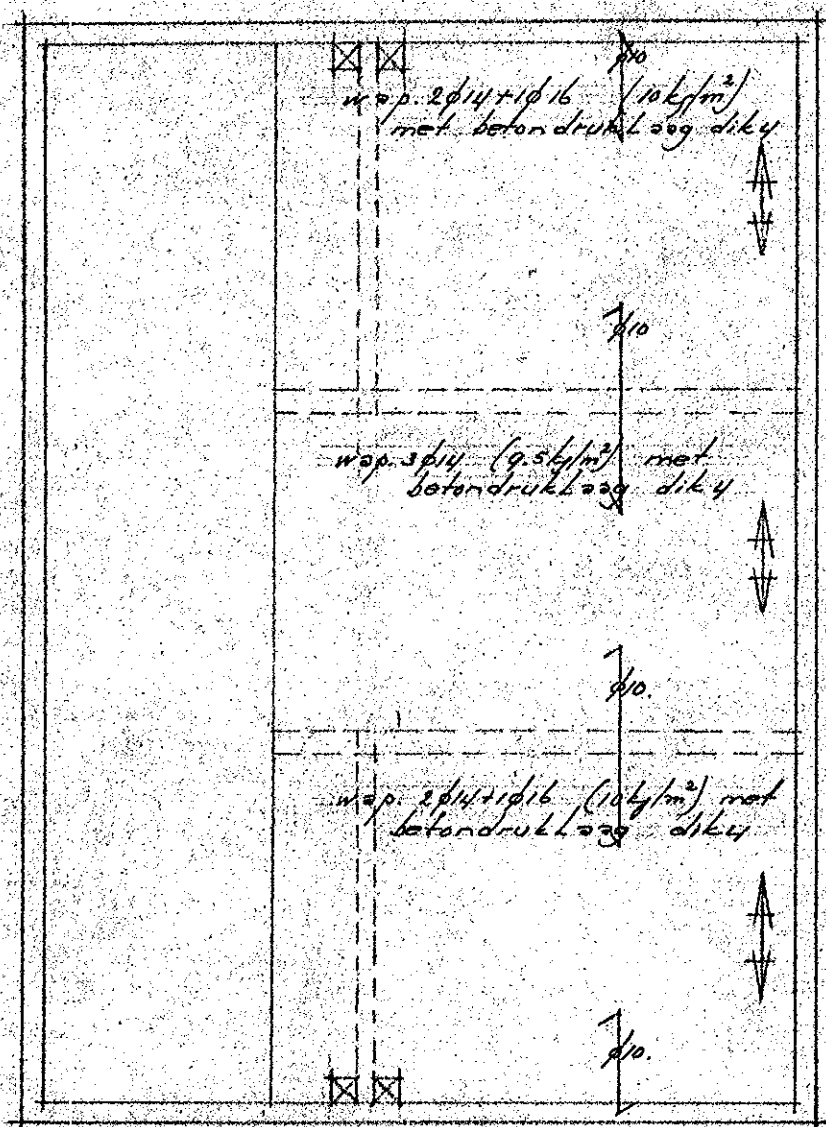
Doarsnede A-B

Behoort bij besluit van Burgemeester en wethouders van TIEL dd. 5 Mei 1950 No. 76. De Secretaris.

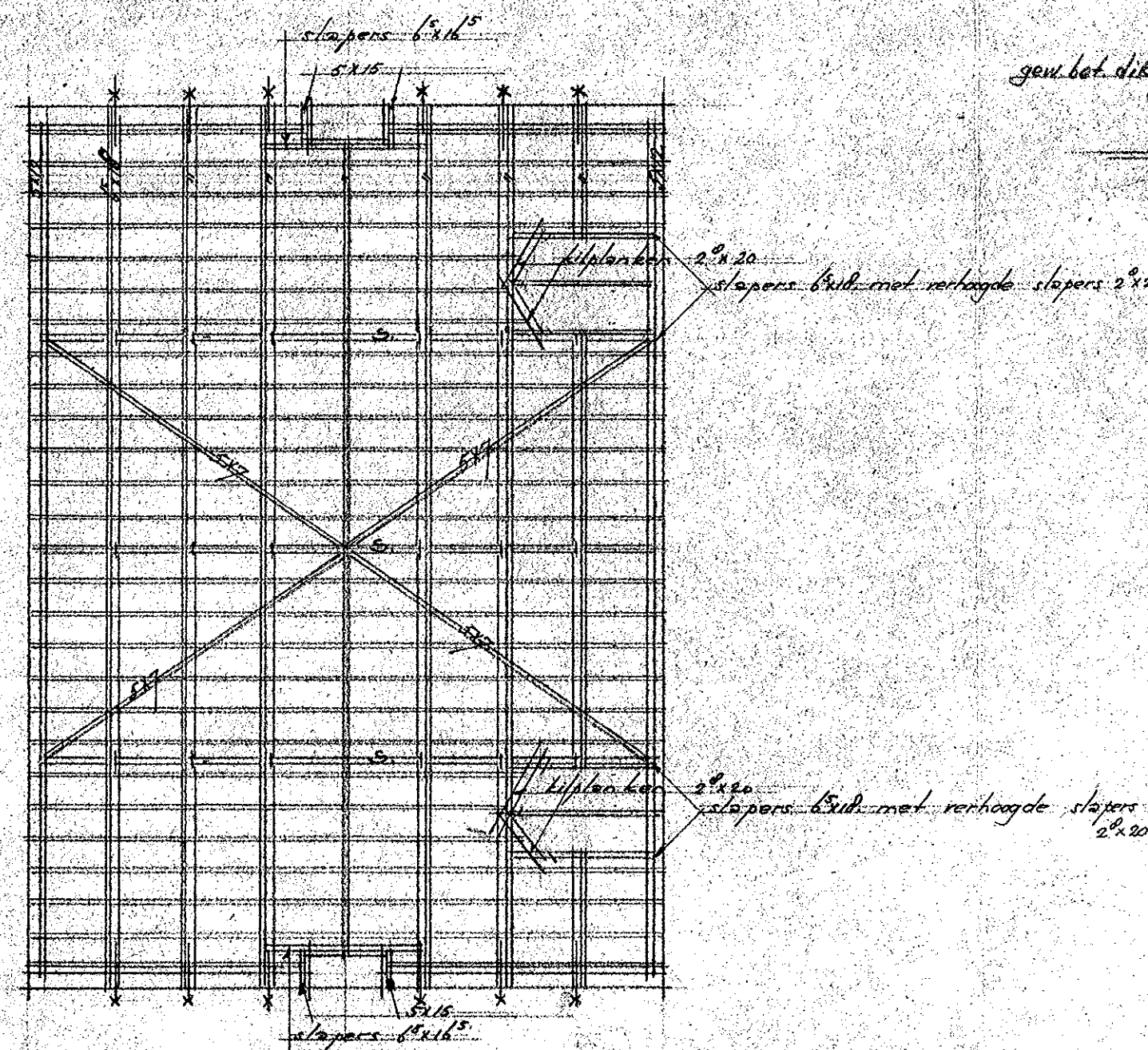


Doarsnede C-D

- handuidlagen
- bestaand metselwerk
- nieuw
- beton
- gew. beton
- gew. betonvloer, Perfor. dik 15
- rankers
- D. spand



Zolderlaar



Kopplan

district: Anhern	baunr: 30	Tiel 30
eigenaar: W. Wissers	bestel: Anhern: 390	
Architectenbureau A. d. v. Ommen, Grootweg 60-62 Rhenen tel. 320.		
Plan v.h. bouwen v.e. boerderij en het verbouwen en definitief herstellen v.e. schuur te Tiel.		aantal bladen: 3
Verbouwd: toestand v.d. schuur		blad nr: 2
schaal: 1:100	gevestigd door: op	
datum: 5-5-50		
getekend: J. J. J.		
gecontroleerd: H.		
de Architect: M. J.		
opmerkingen:		

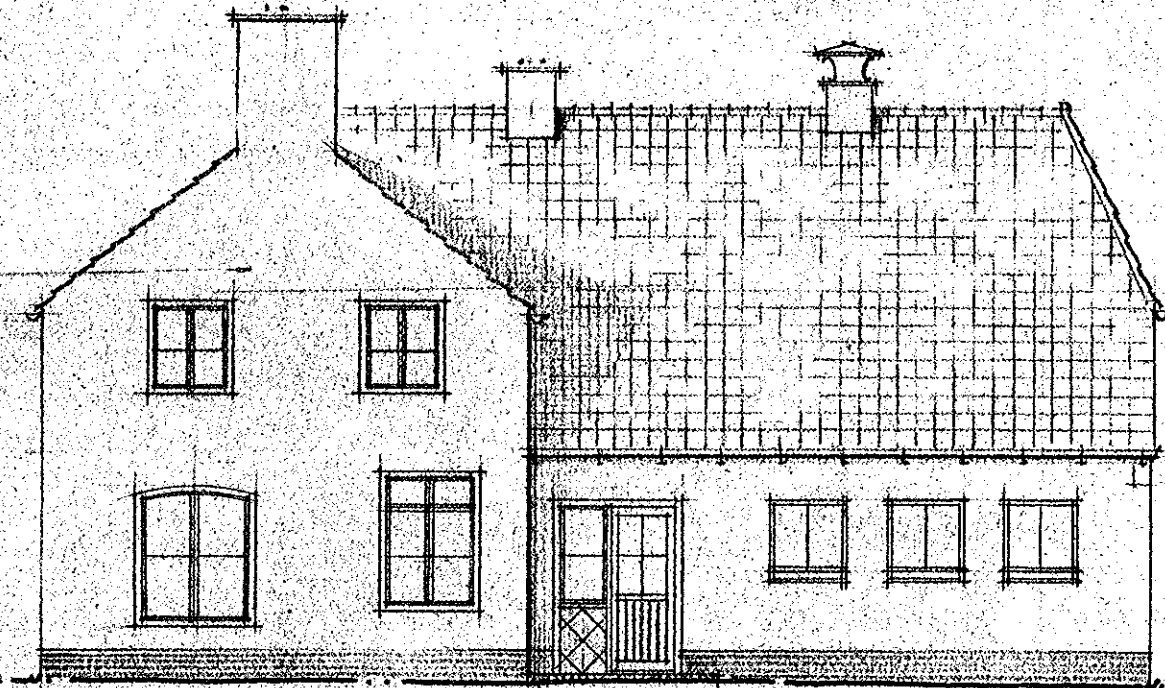
Vergadering B. en W. 5 SEP. 1950 76

INGEKOMEN 30 JUN. 1950 No. 68

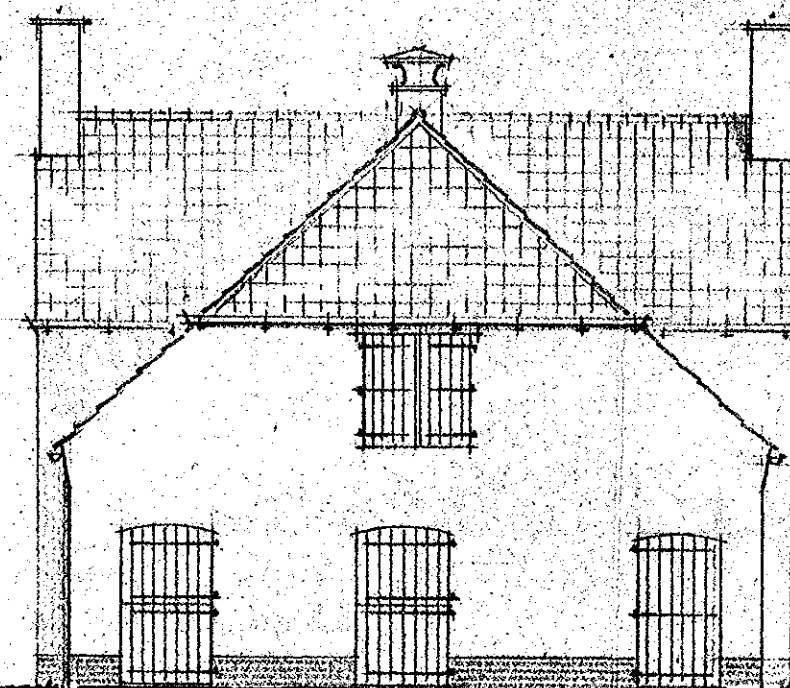
Hoofd-Bouw- en Woningtoezicht TIEL



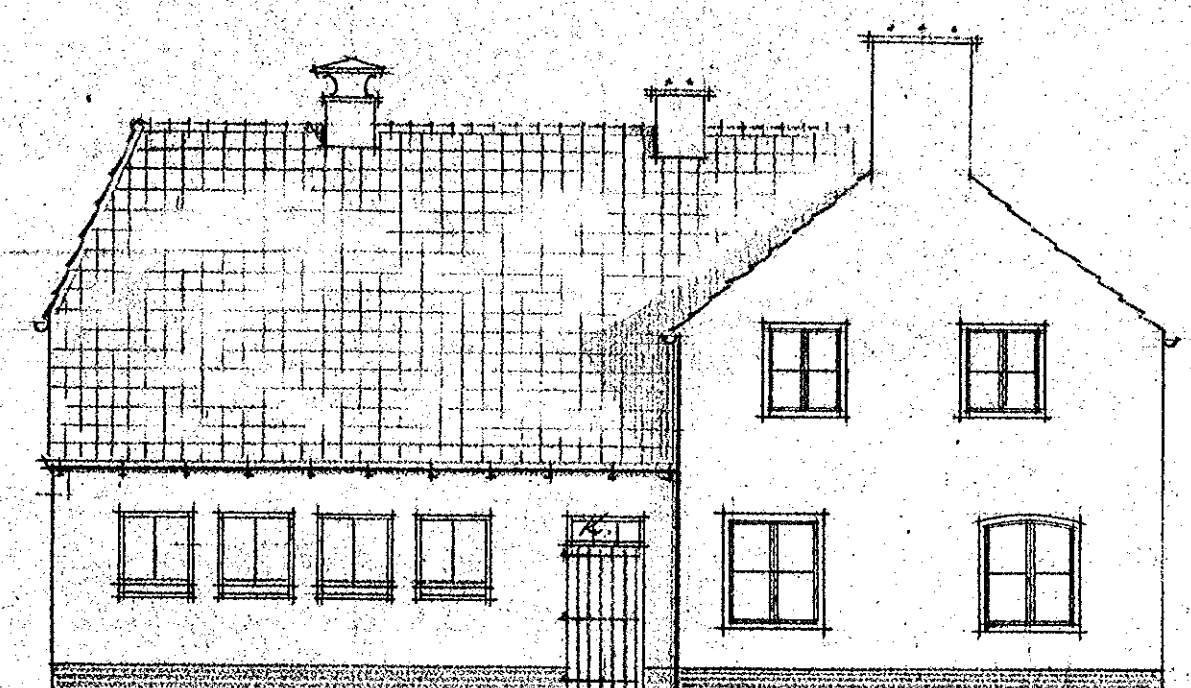
Voorgevel



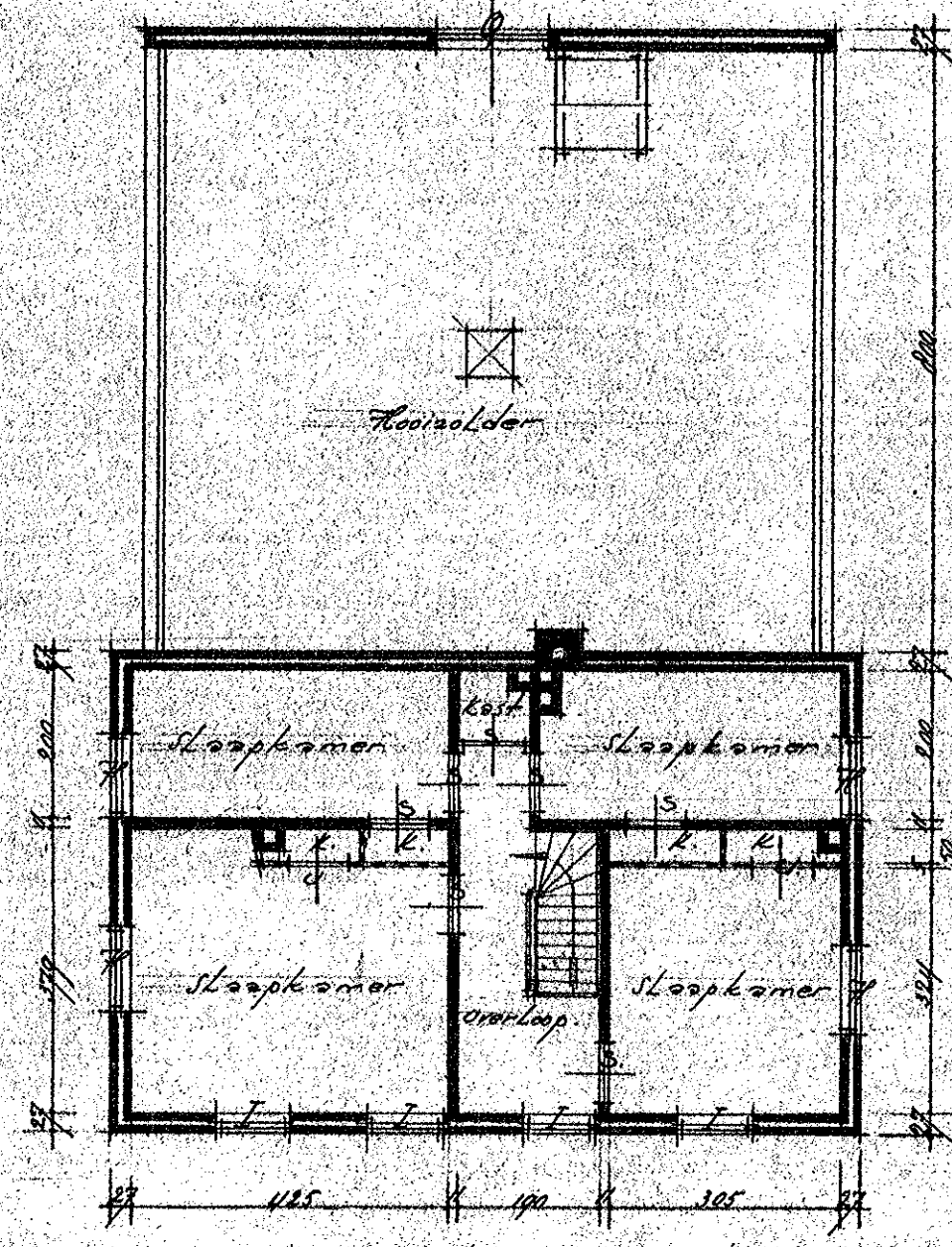
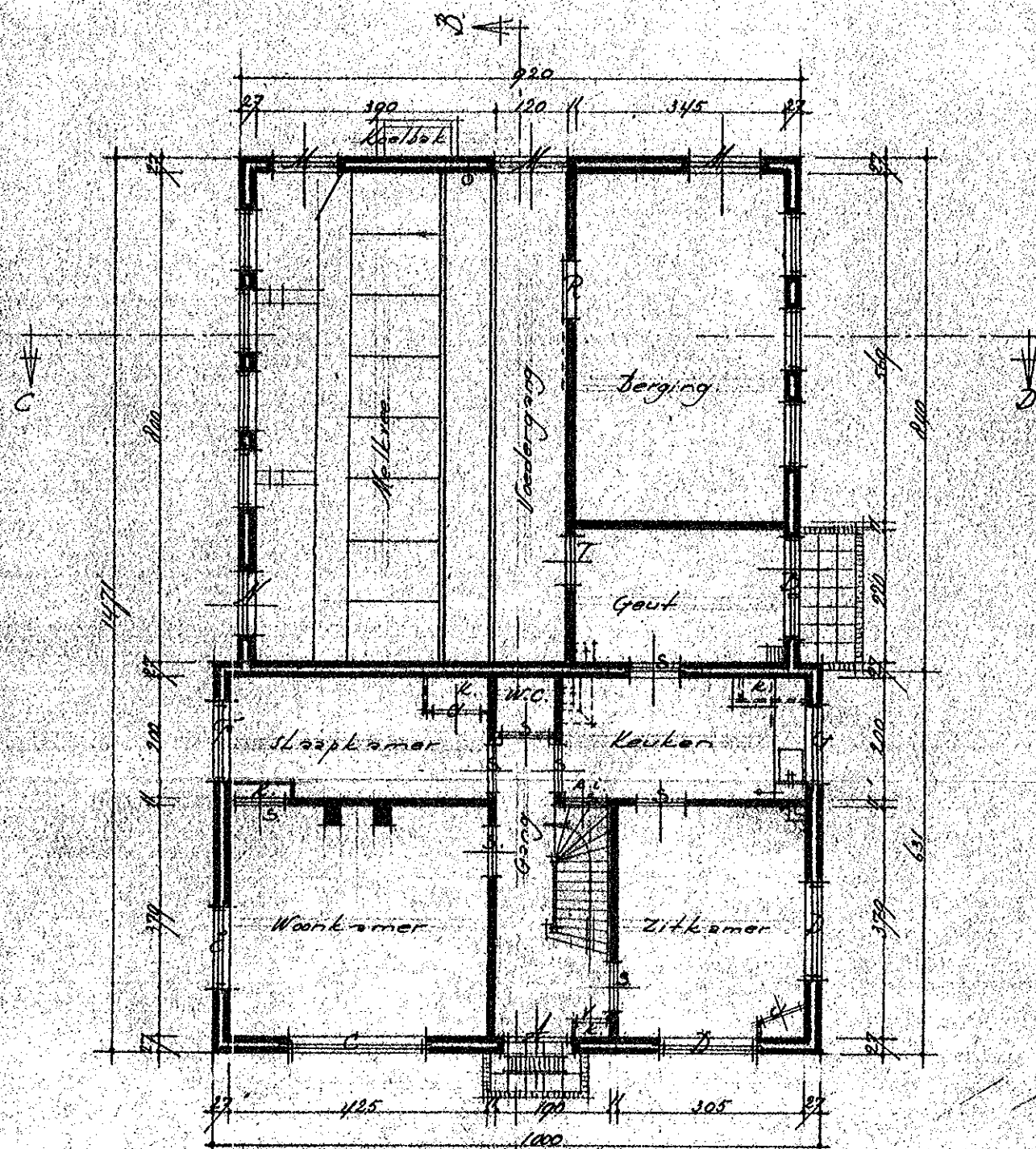
Rechterzijgevel



Linkerzijgevel



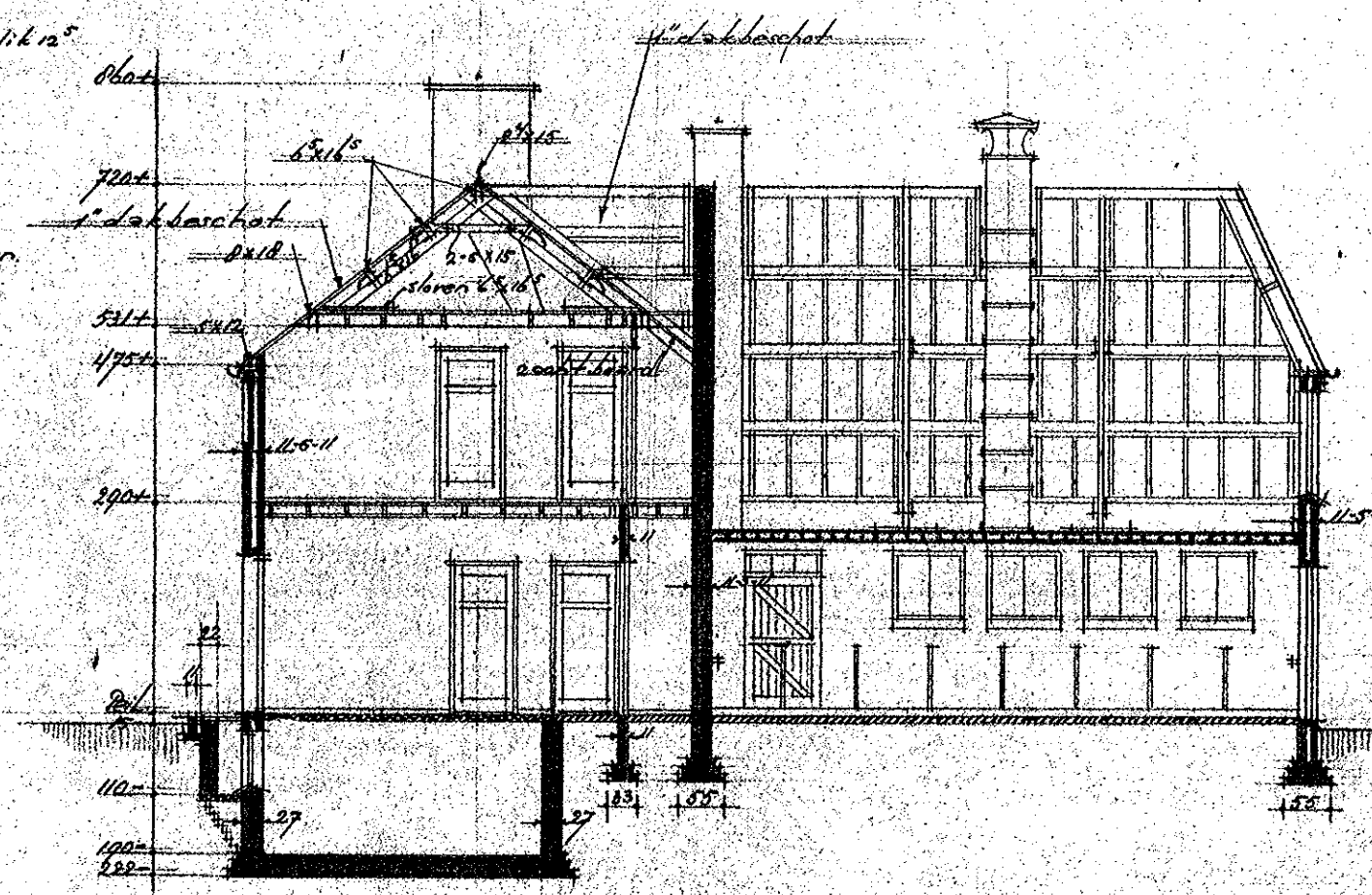
Achtergevel



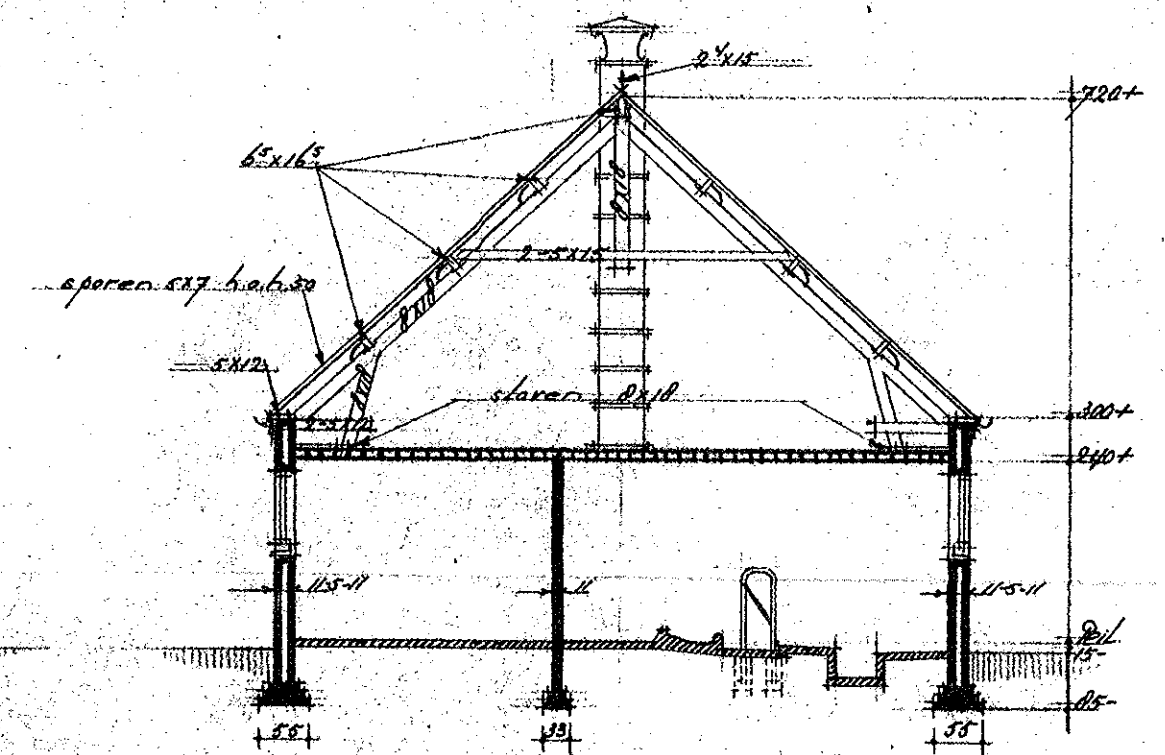
Handtekening: met stempel van gemeentewerk "Rijswijk" d.d. 1950



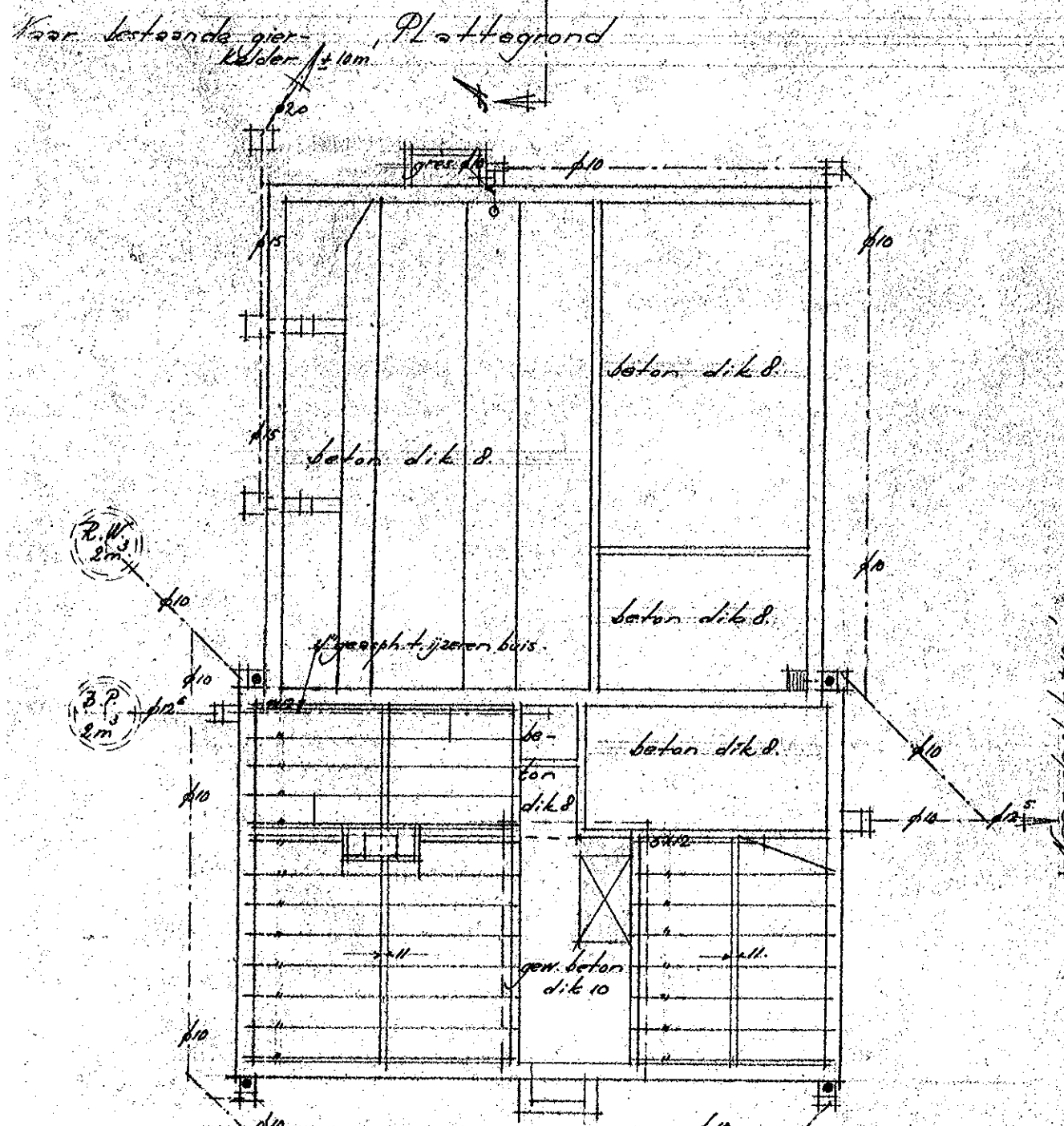
Detailplan



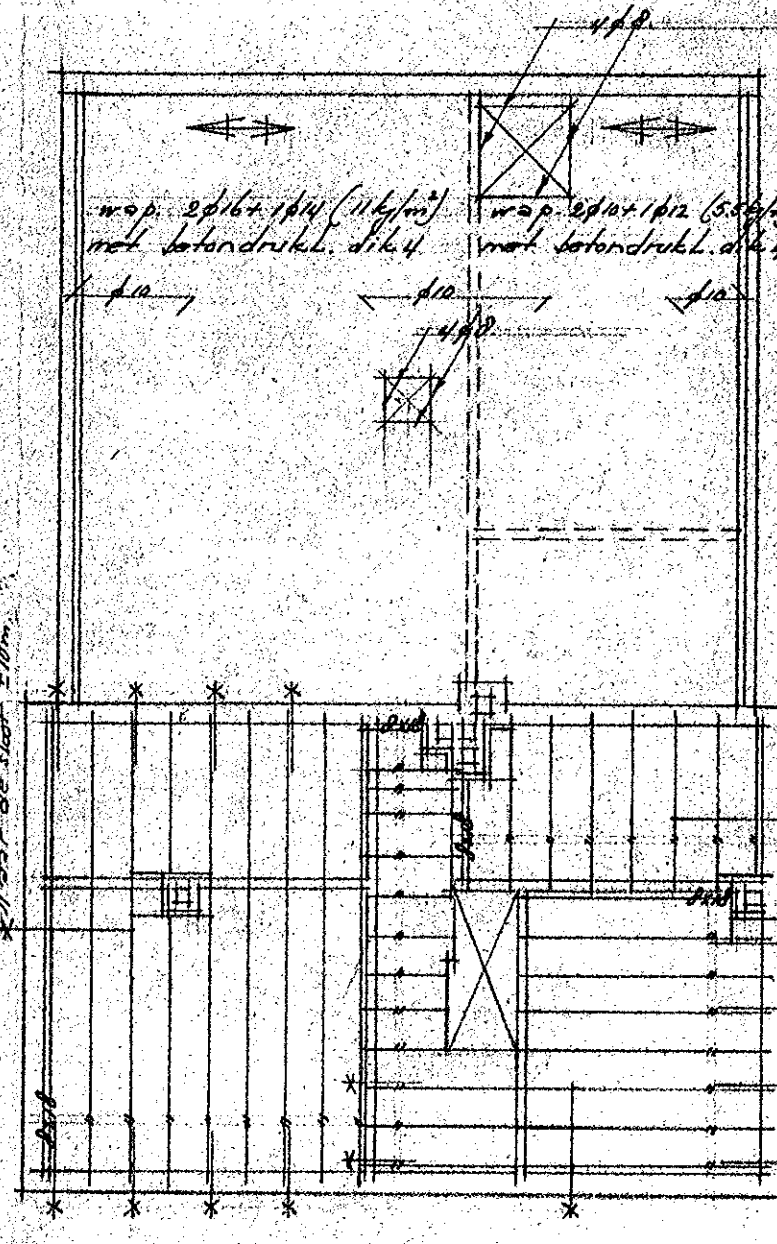
Doorsnede A-B



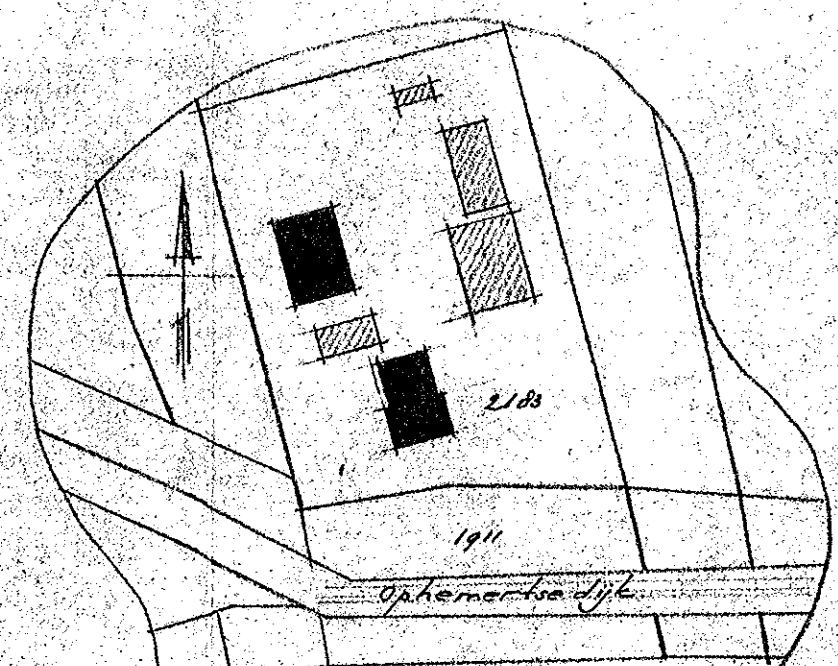
Doorsnede C-D



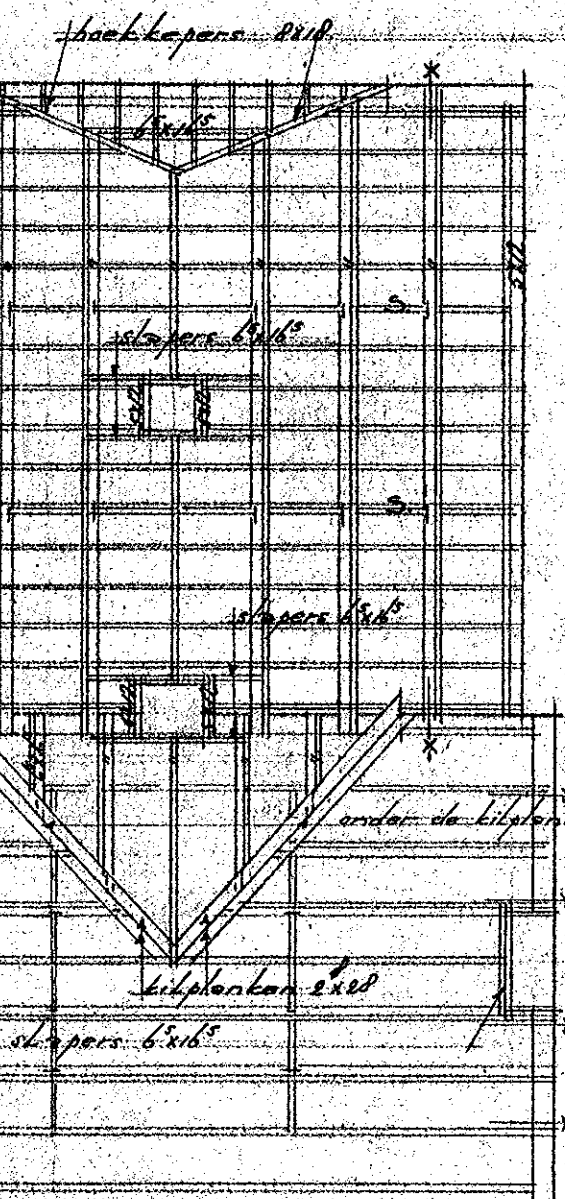
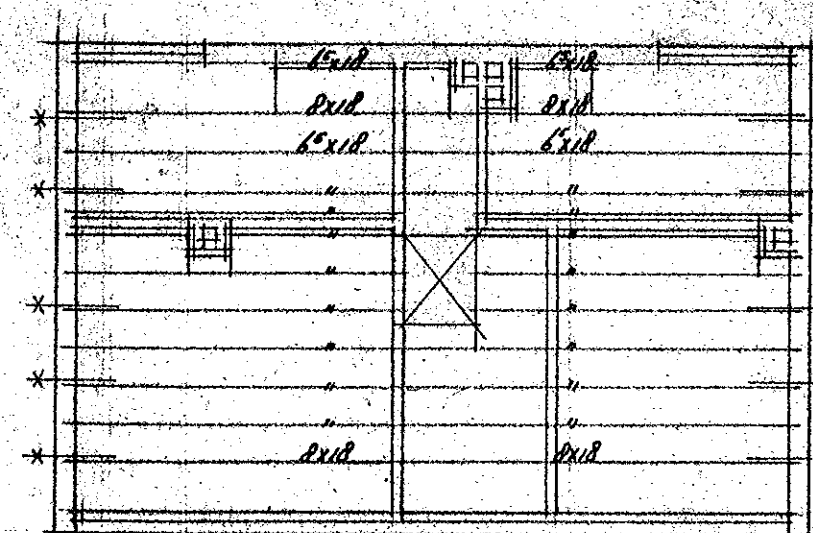
1e balkvloer - beg. gr. vloeren



2e balkvloer - verd. vloeren



3e balkvloer (vloering)



Dakplan

Behoort bij besluit van Burgemeester en Wethouders van TIEL dd. 5 April 1950 No. 76. De Secretaris.

Handwritten number: 1.798.511

Stamp: Vergadering B. en W. 5 SEP. 1950 76

district: Arnhem	bouw n <sup>o</sup> : Tiel 3.
eigenaar: W. Visser	bestel n <sup>o</sup> : 396.
Architectenbureau: A. v. Ommen	Gravelweg 60-62. Rheden tel. 380.
Plan n <sup>o</sup> . bouwen re. boerderij en het versouwen en definitief herstellen re. schuur te Tiel.	voortel. vloeren: 3.
Texttektoering v.d. boerderij	voortel. vloeren: 3.
schaal: 1:100	gevestigd op: op
datum: 8.5.50	
getekend: J. v. Ommen	
gecontroleerd: J. v. Ommen	
de architect: J. v. Ommen	
opmerkingen:	

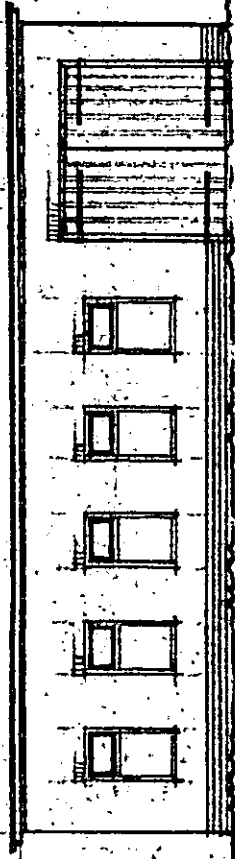




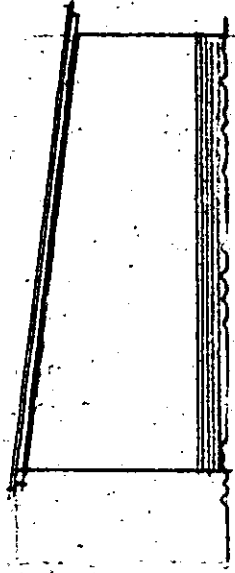
GEMEENTE TIEL  
 INKOMEN  
 14 DEC. 1957  
 No. 0111

Vergoeding  
 B. en W.  
 17 DEC. 1957

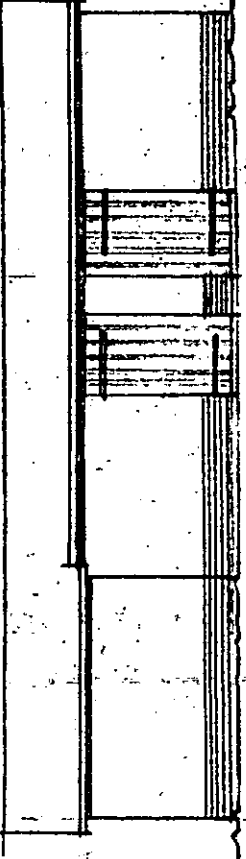
-14751



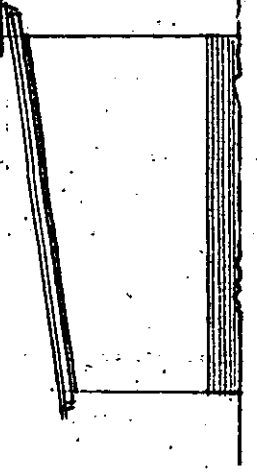
Voorgevel



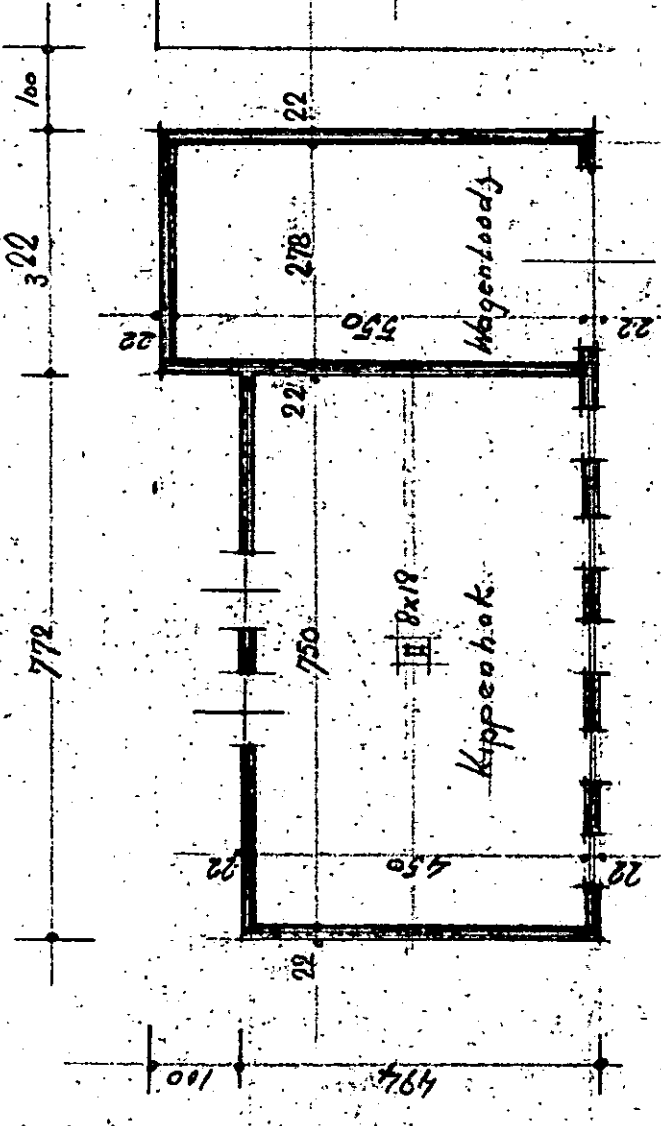
R. zijgevel



Achtergevel

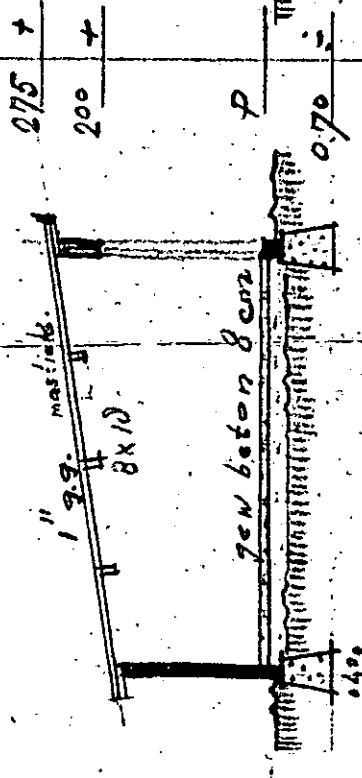


L. zijgevel



Plattegrond

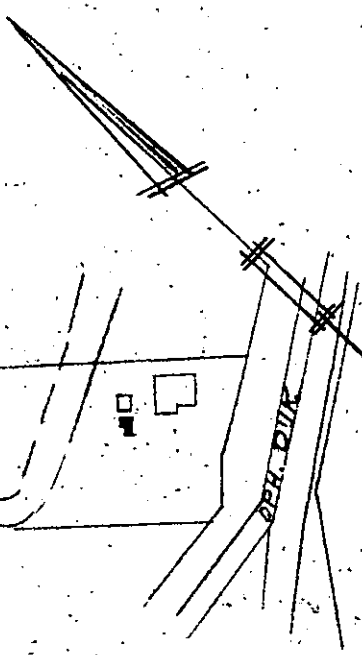
Best-schaar



deur 8x18. A B

deur 8x18. C D

BOUW- en VERINGENING TIEL  
 INGELIJKEN  
 11 JUNI 1957  
 No. 157



Hydraulische Sectie D-nr 3867

W. Visser

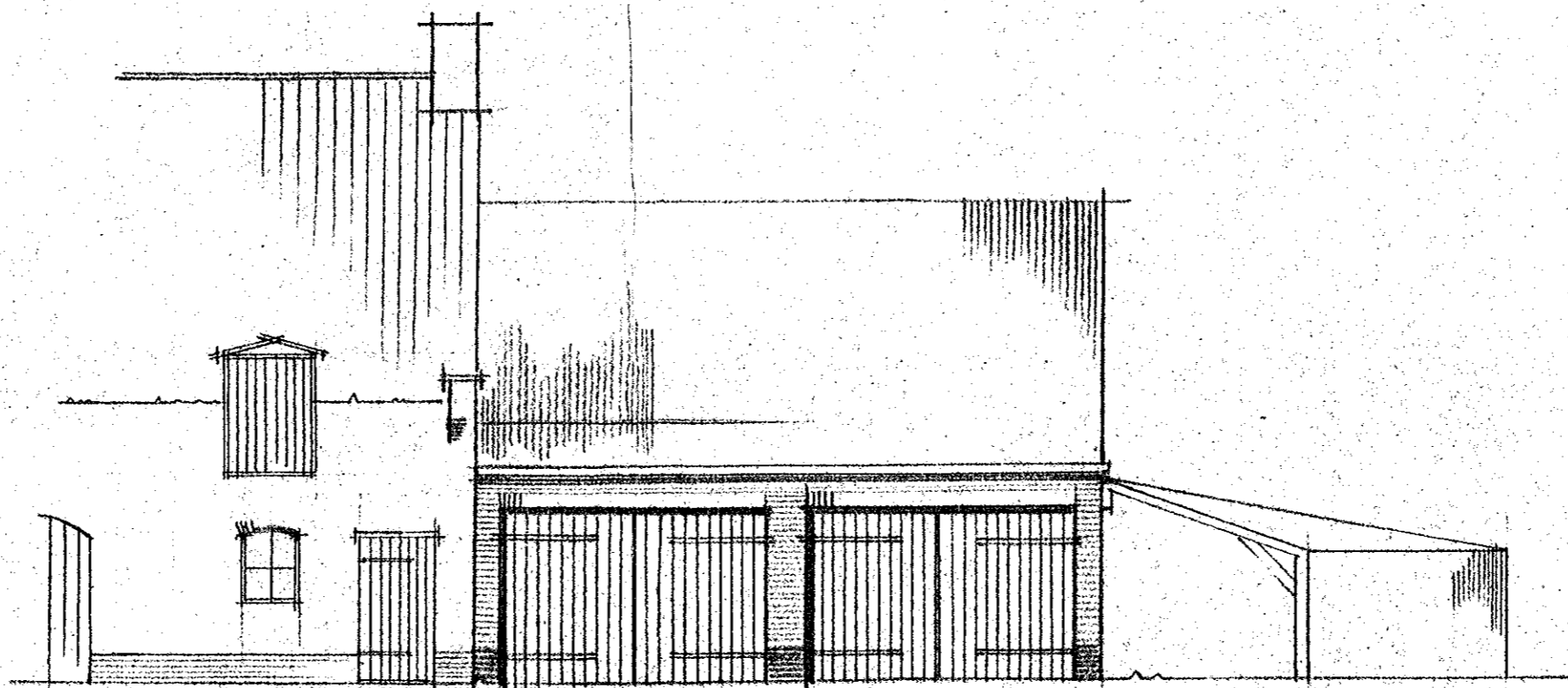
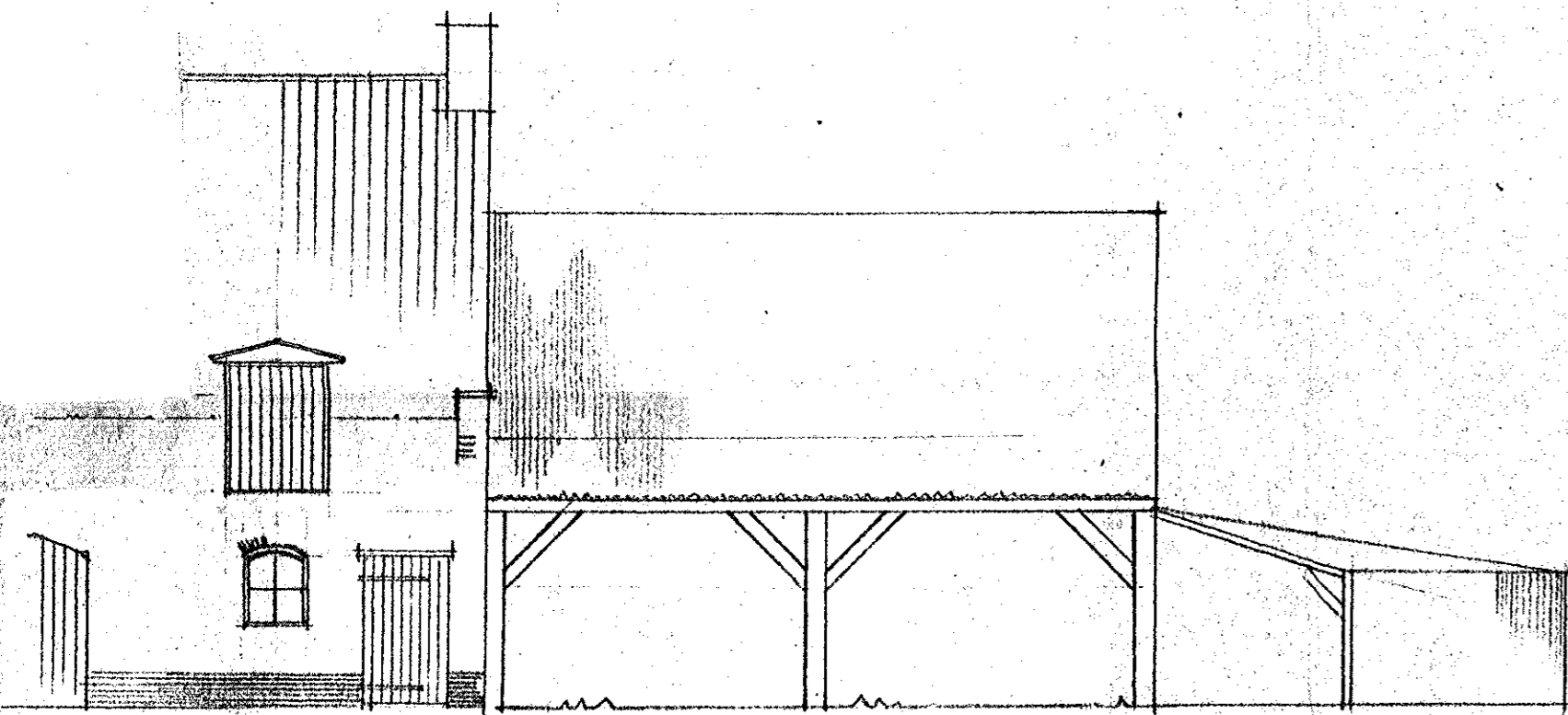
eig. W. VISSERS. C.S.

Behoort bij besluit van Burgemeester en Wethouders  
 van TIEL dd. 17 december 1957 No. 42  
 De Secretaris

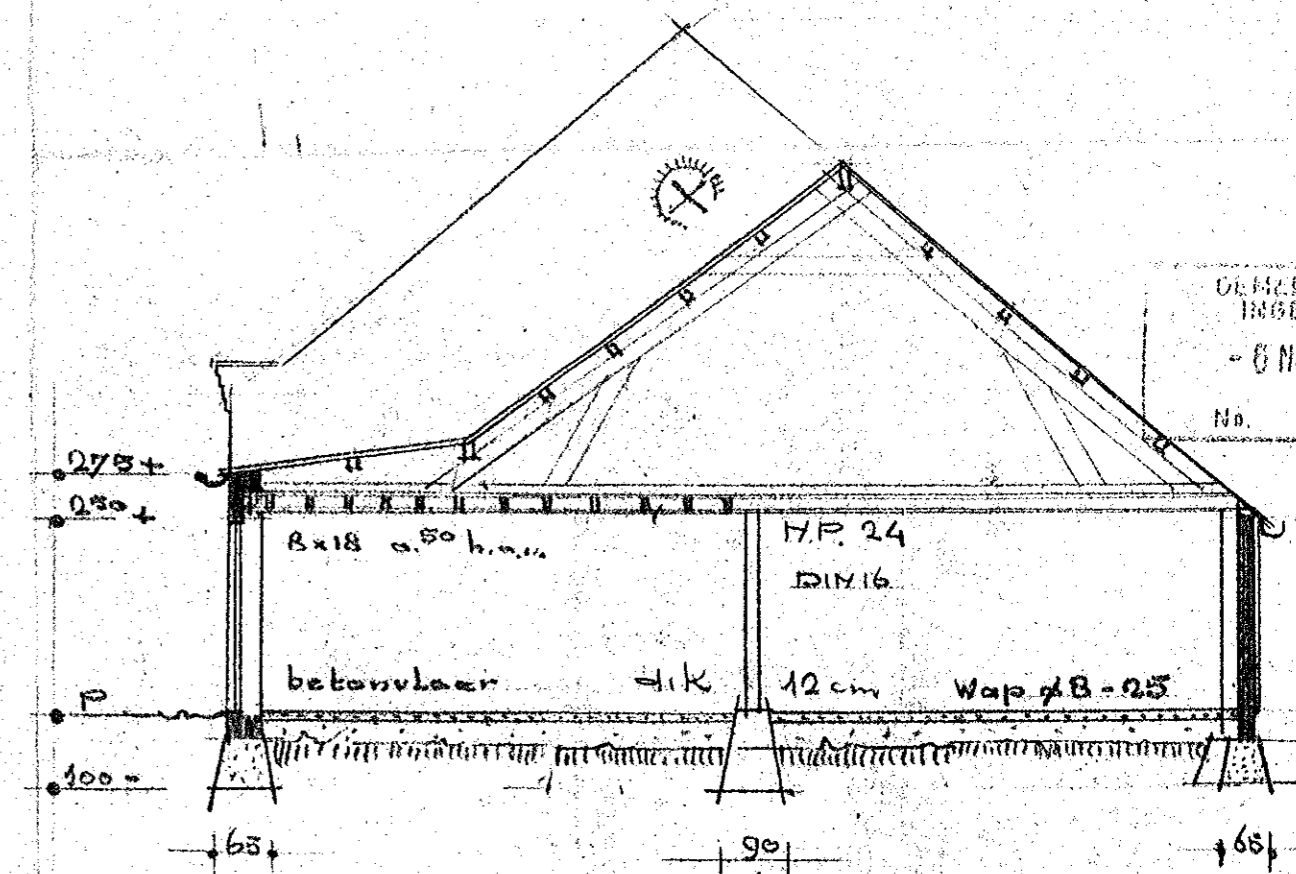
PLAN TOT HET BOUWEN VAN WAGENLOODS - KIPPENHOK 7/4. OPHIEMERTSEDIJK 16 TE TIEL. School 1:100  
 arch. J. de VREE Tiel



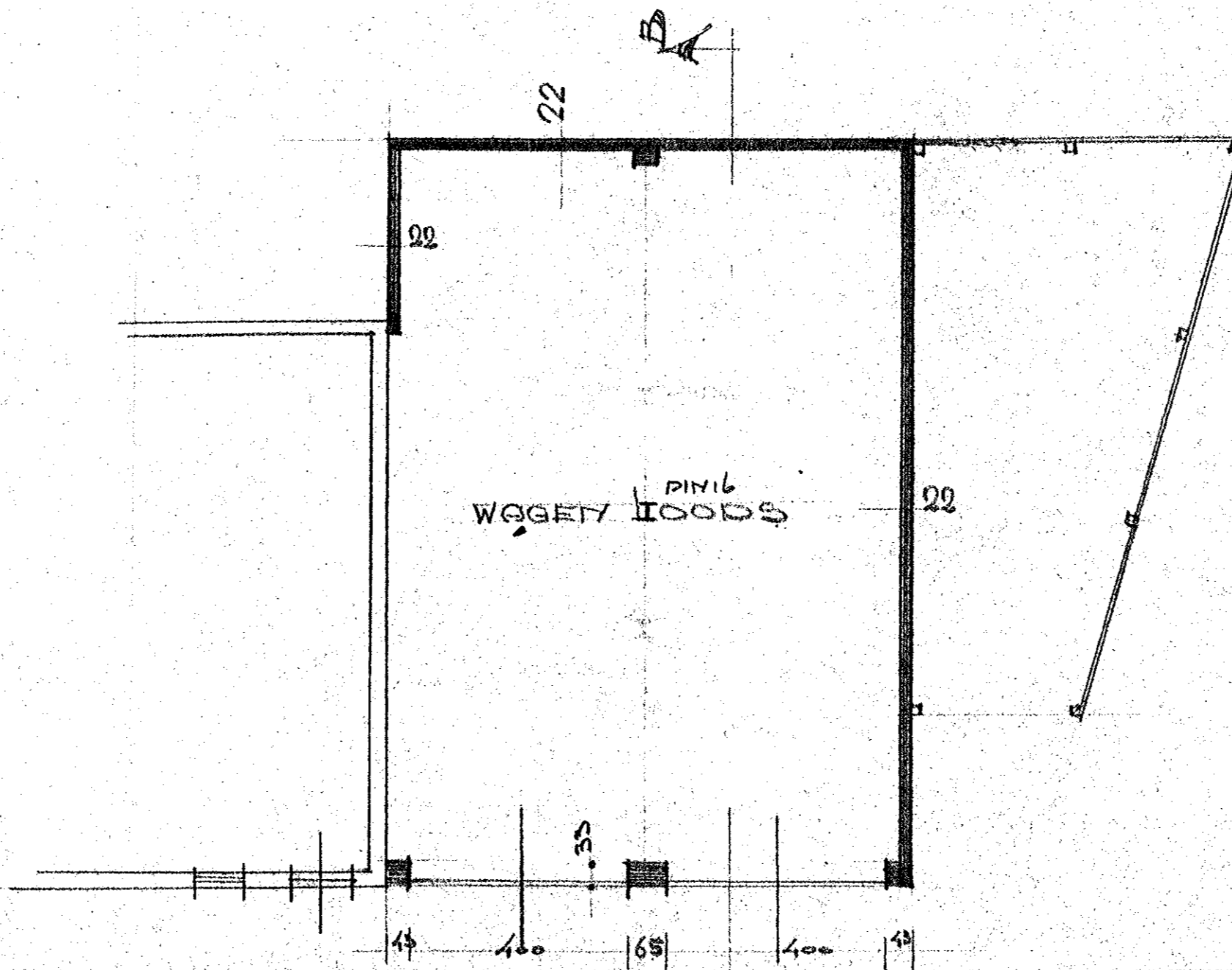
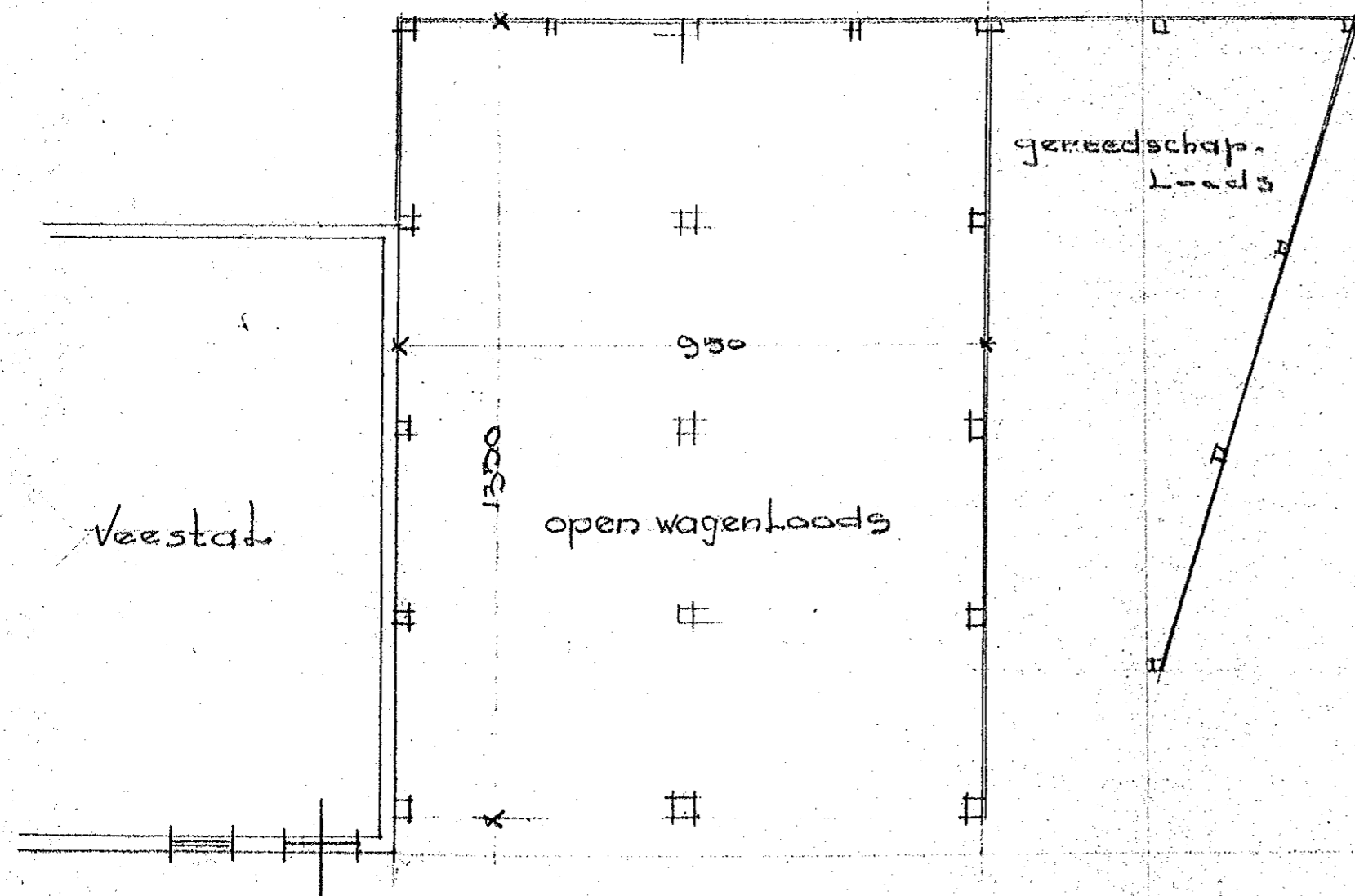
Bestaand Wijziging.



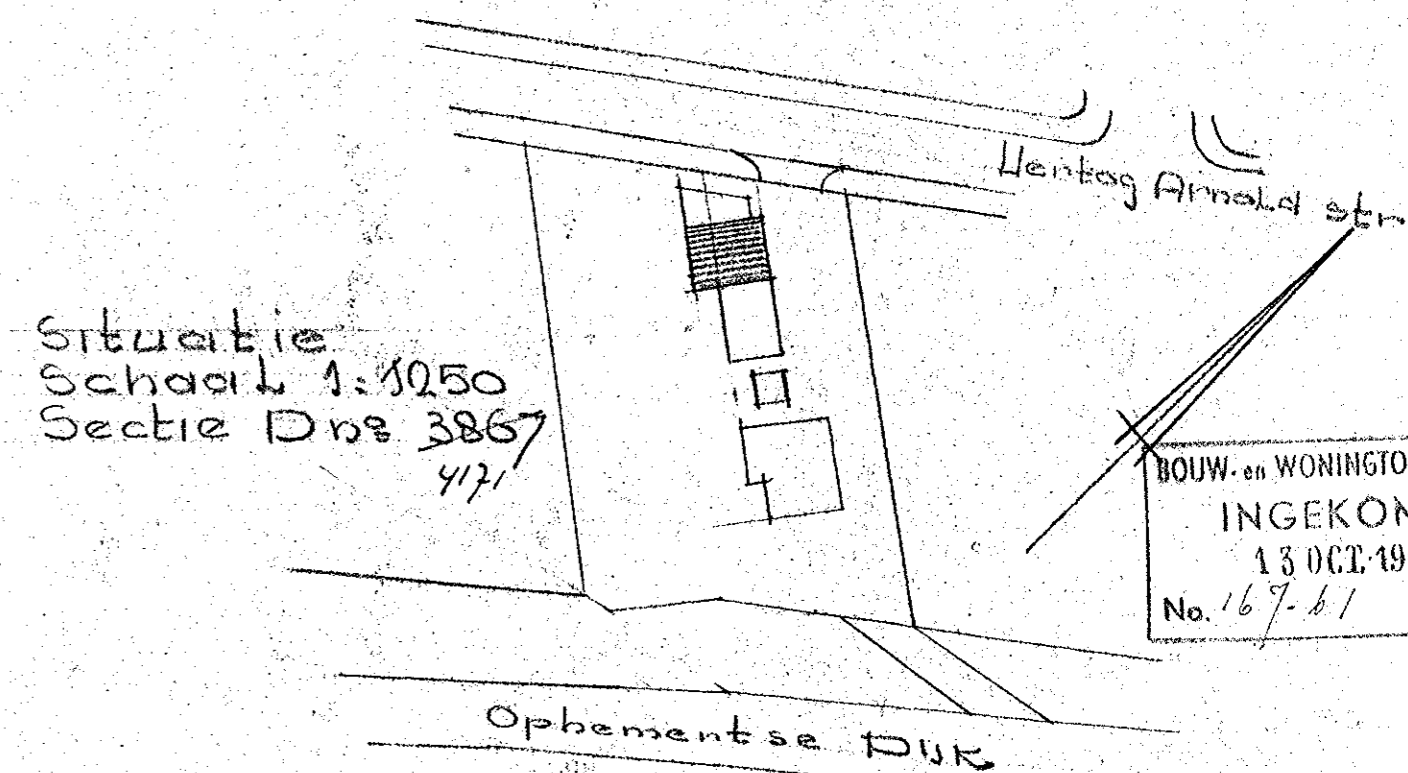
gevel aanzicht



doorsnede A-B



platte grond



Situatie  
Schaal 1:1050  
Sectie Dn 3867  
471

BOUW- en WONINGTOEZICHT TIEL  
INGEKOMEN  
13 OCT. 1961  
No. 167-61 1389

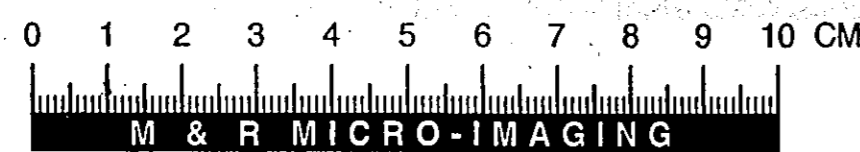
Gewaarmerkt als behorende bij besluit  
van Burgemeester en Wethouders van  
Tiel dd. 14 NOV. 1961 No. 65/33824  
De Secretaris van Tiel,

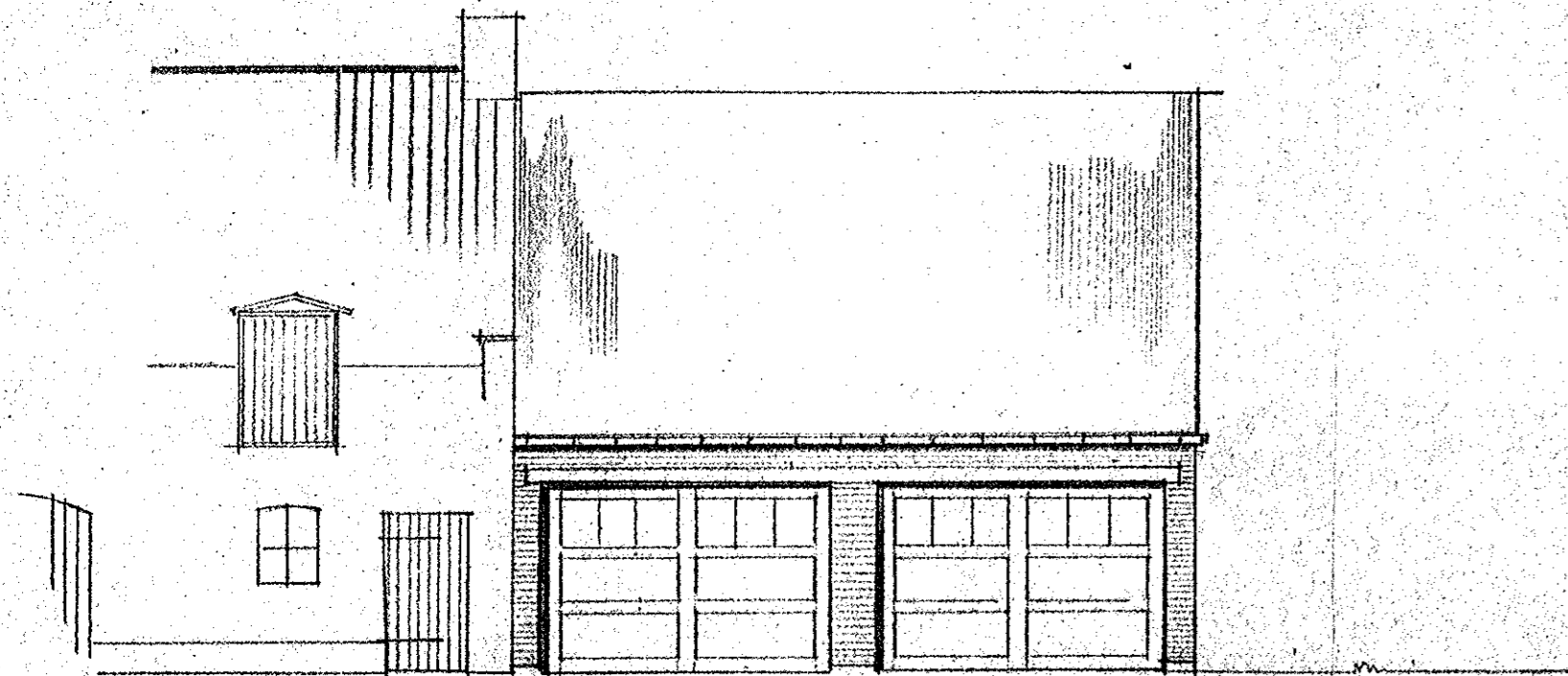
eigenaar: W. VISSER C.S.

*W. Visser*

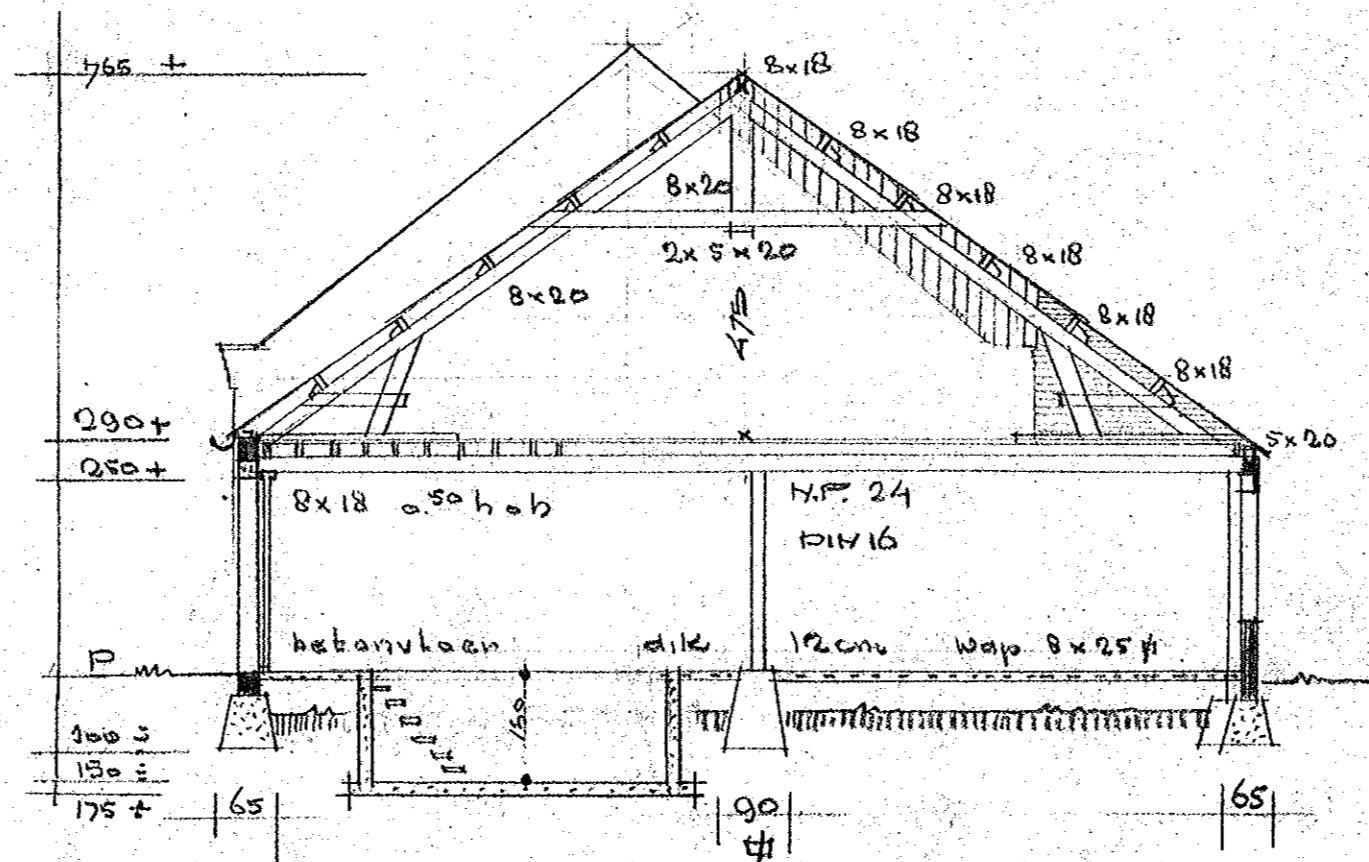
VERBETERING WAGENLOODS ACHTER PAND OPHEERTSE  
DUK 16 TIEL Schaal 1:100

arch. Job de VREE & Zn Tiel

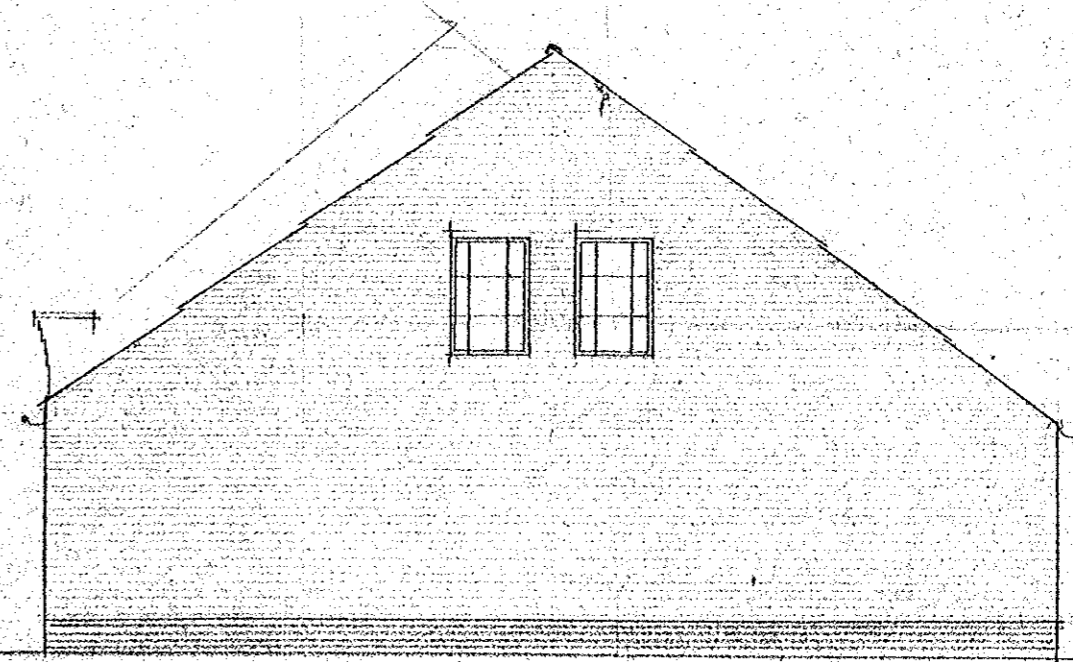




VOORAAZICHT

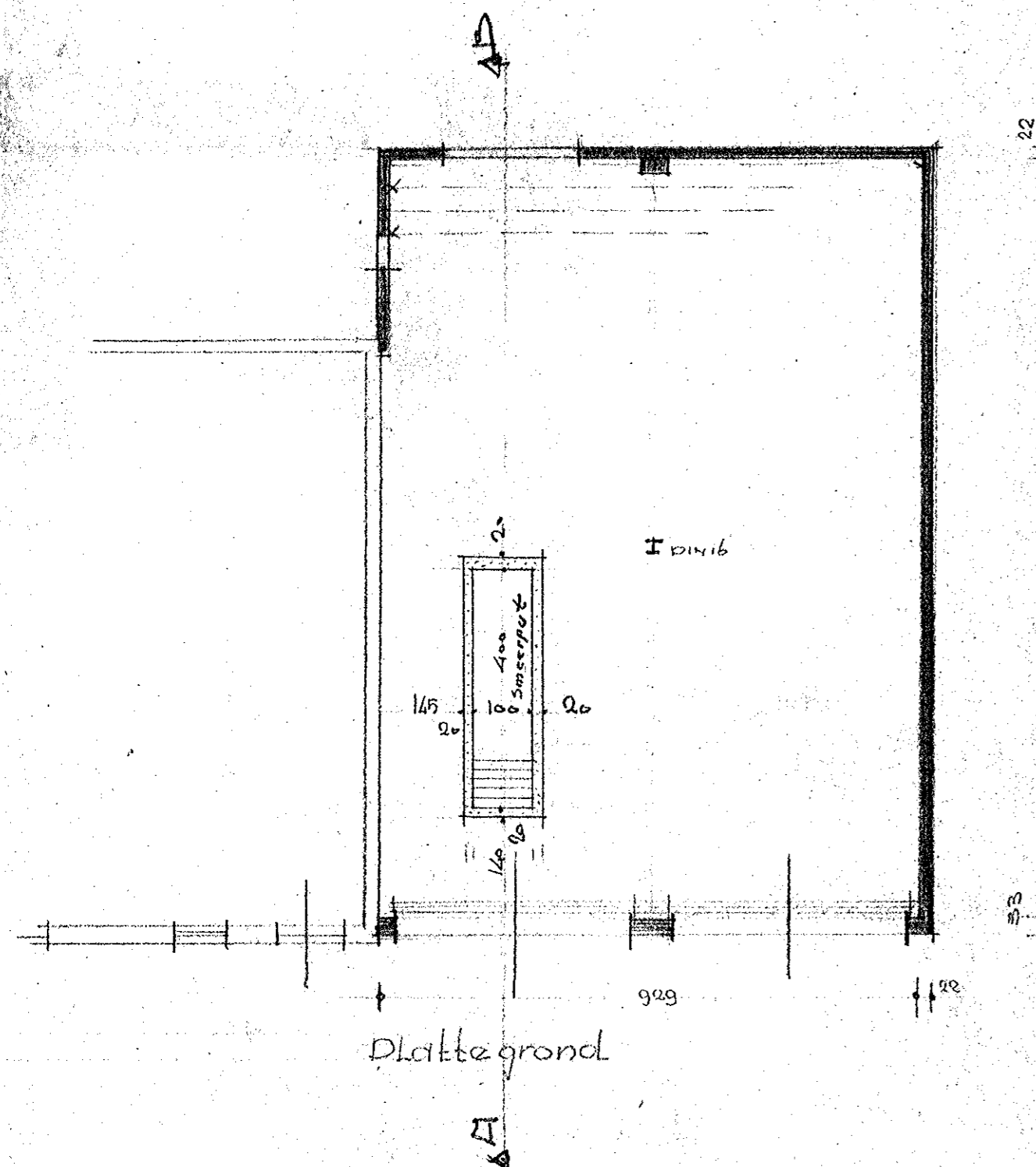


DOORSNEDEN A-B

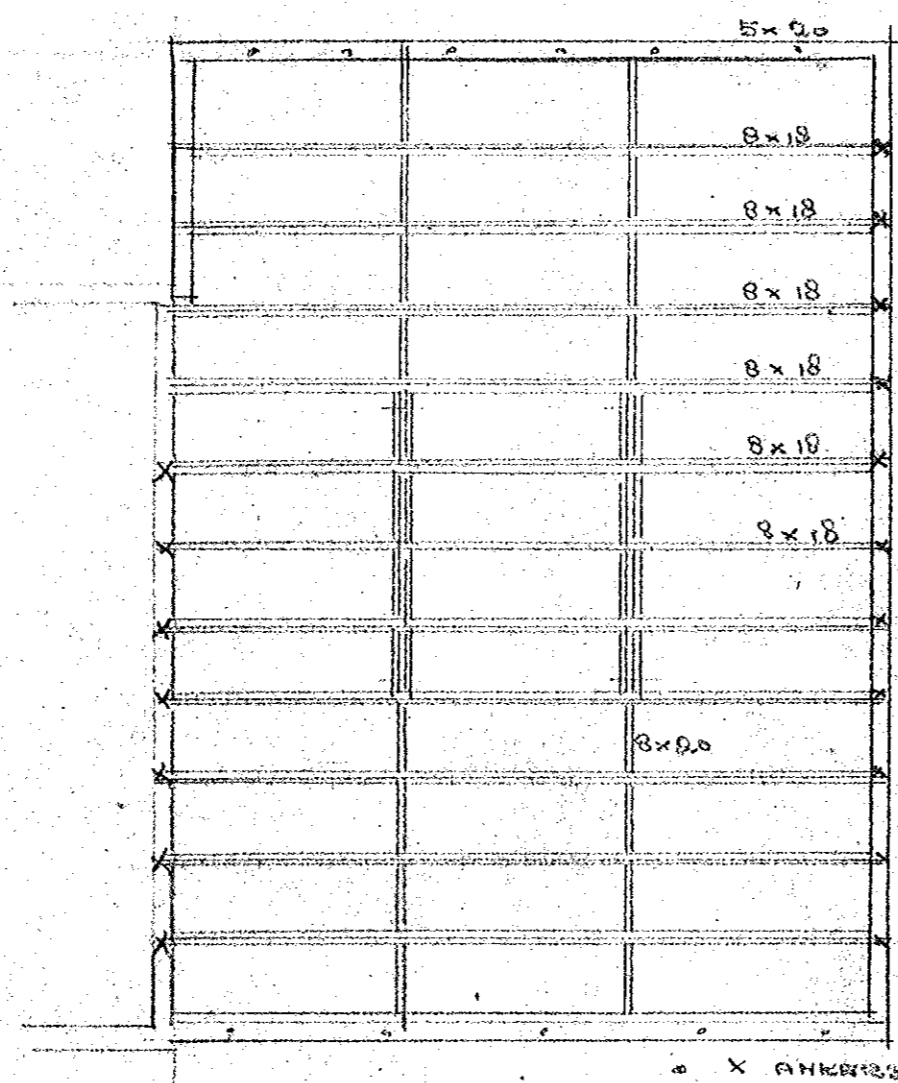


ZIJGEVEL

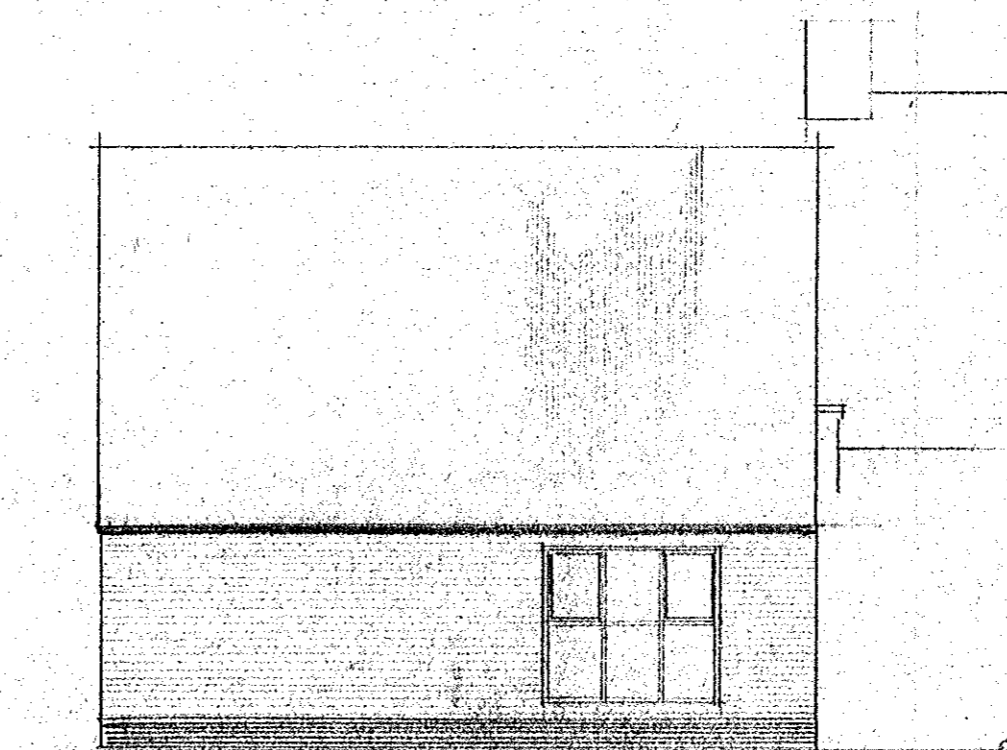
BOUW- en WONINGTOEZICHT TIJL  
 INGEKOMEN  
 22 FEB. 1952  
 No. 167-61 2187



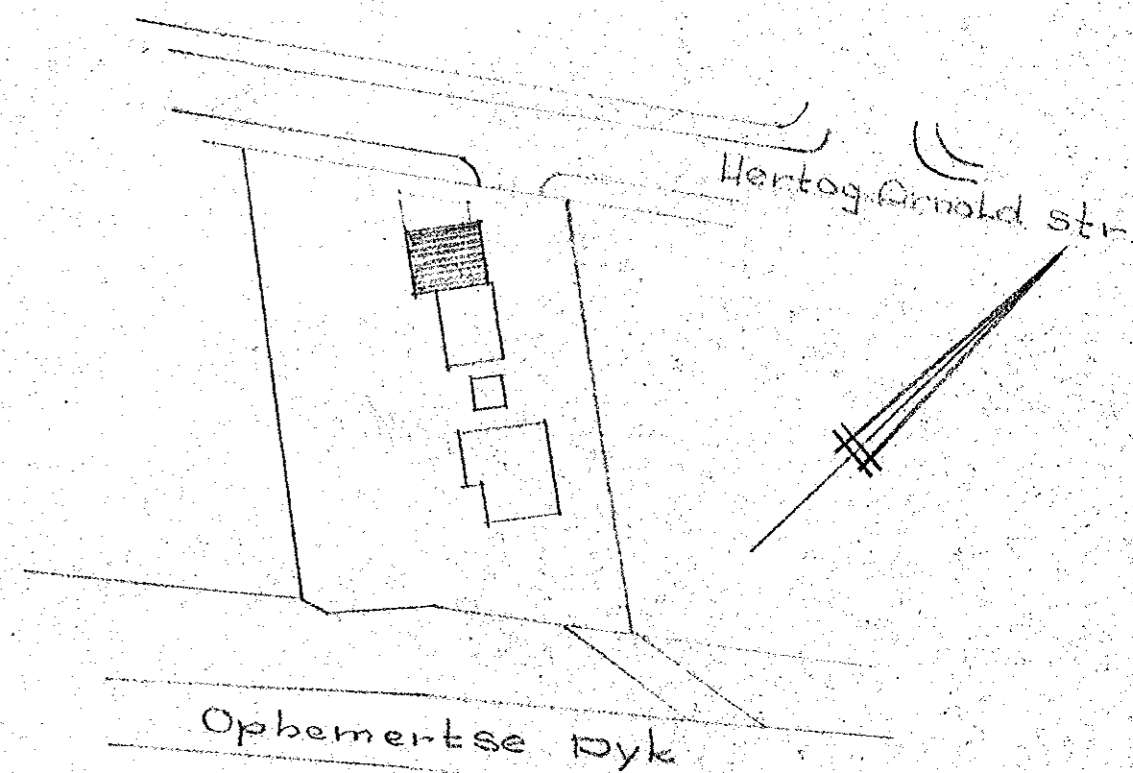
Dakplaat grond



Dak



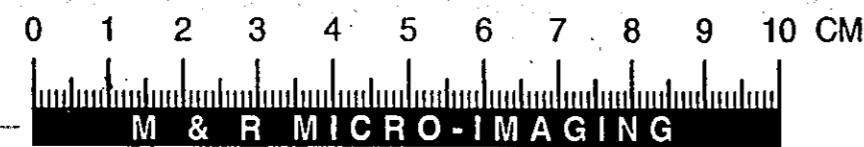
ACHTERGEVEL



Situatie Schaal 1:1250 Sectie D 386  
 Gemeente als behorende bij besluit  
 van Burgemeester en Wethouders van  
 Tiel dd. 27 maart 62 no. 89/38064  
 De Secretaris van Tiel,

eigenaar W. VISSER c.s.

*W. Visser*



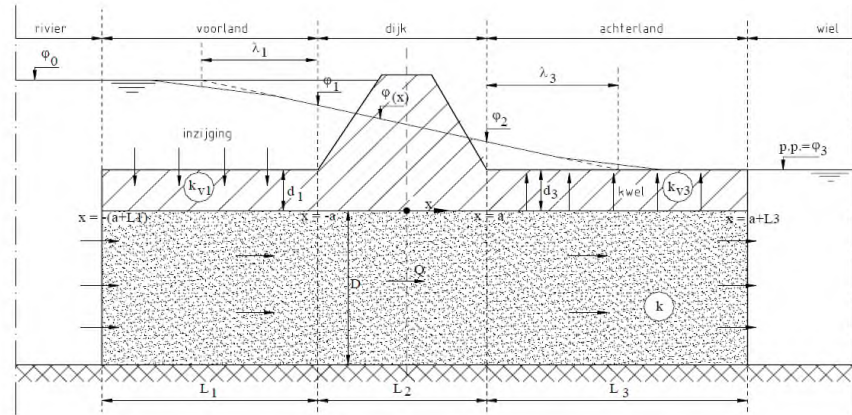
WIZIGING WAGENLOODS ACHTER PAND OPHEMERTSE DYK 16  
 TIJL Schaal 1:100

arch. Jsh. de Vries & Zn. Tiel

## C. Bepaling stijghoogte

nr	profiel	overstroming	betreft	[m+NAP]	D [m]	d <sub>1</sub> [m]	d <sub>3</sub> [m]	k <sub>v1</sub> [m/d]	k <sub>v3</sub> [m/d]	k <sub>zand</sub> [m/s]	k <sub>d</sub> [dagen]	C1	C2	L <sub>1</sub> [m]	L <sub>2</sub> [m]	L <sub>3</sub> [m]	a	φ <sub>0</sub> [m+NAP]	φ <sub>3</sub> [m+NAP]	φ <sub>1</sub> [m+NAP]	φ <sub>2</sub> [m+NAP]	φ <sub>3</sub> [m+NAP]	φ <sub>3</sub> [m+NAP]															
TG007	opbarstpunt bij sloot			-2,5	20	4,8	6,23	0,01	0,01	0,00075231	65	1300	480	623	80	40	60	2000	12,05	3,7	16,6	9,8	1,2	789,9	899,9	7,99	0	1	11,38	10,63	9,47	8,18	0,8					
								0,01	0,01	0,00075231	65	1300	20	650				20		6	16,5	10	1,2	161,2	919,2	10,25	0	1	11,89	11,47	11,05	10,43	0,9					
								0,01	0,01	0,00049769	43	0	0	0				0	4,59	9,8	1,2	0	0	0,00	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###			
								0,01	0,01	0,00049769	43	0	0	0				0	4,59	9,8	1,2	0	0	0,00	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###			
								0,01	0,01	0,00049769	43	0	0	0				0	4,59	9,8	1,2	0	0	0,00	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###		
								0,01	0,01	0,00049769	43	0	0	0				0	4,59	9,8	1,2	0	0	0,00	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	
								0,01	0,01	0,00049769	43	0	0	0				0	4,59	9,8	1,2	0	0	0,00	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	
								0,01	0,01	0,00049769	43	0	0	0				0	4,59	9,8	1,2	0	0	0,00	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###

invoeren  
 formule  
 standaard waarde



De stijghoogte van het grondwater in het zand ter plaatse van de binnenteen van de dijk volgt dan uit:

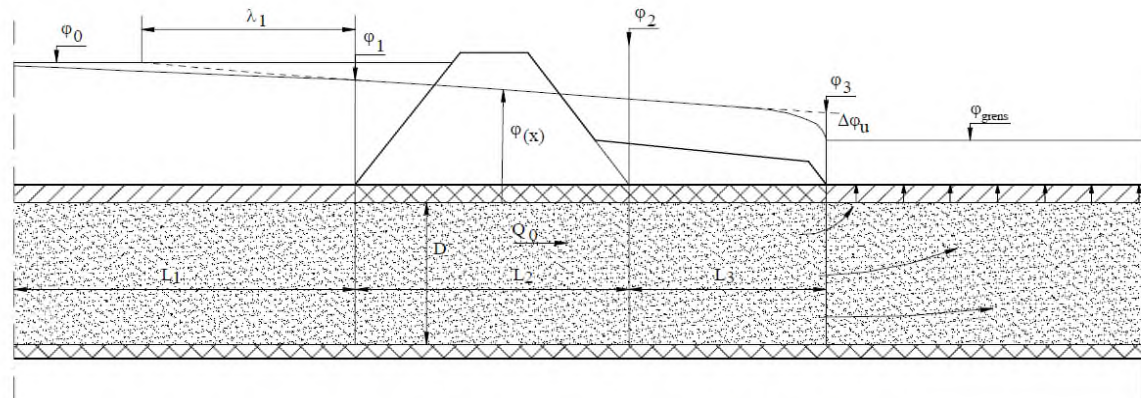
$$\varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{W_3}{\Sigma W} = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{\lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}{\lambda_1 \tanh \frac{L_1}{\lambda_1} + L_2 + \lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}$$

Voor de stijghoogte aan de buitenteen geldt:

$$\varphi_1 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{W_2 + W_3}{\Sigma W} = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{L_2 + \lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}{\lambda_1 \tanh \frac{L_1}{\lambda_1} + L_2 + \lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}$$

Figuur b4.4 Schematisering van grondwaterstroming ter plaatse van een kleidijk

Model 4C in geval van opbarsten



Figuur b4.10 Optreden van de grenspotentiaal bij een situatie met een slecht doorlatende laag in het voorland

Het totale stijghoogteverschil is  $(\varphi_0 - \varphi_{grens})$ . De geschematiseerde stijghoogte aan het einde van de berm volgt dan uit:

$$\varphi_3 = \varphi_{grens} + \Delta\varphi_u = \varphi_{grens} + (\varphi_0 - \varphi_{grens}) \frac{0,44D}{\lambda_1 \tanh \left( \frac{L_1}{\lambda_1} \right) + L_2 + L_3 + 0,44D}$$

De stijghoogte aan de binnenteen wordt gegeven door:

$$\varphi_2 = \varphi_{grens} + (\varphi_0 - \varphi_{grens}) \frac{L_3 + 0,44D}{\lambda_1 \tanh \left( \frac{L_1}{\lambda_1} \right) + L_2 + L_3 + 0,44D}$$

## D. Rekenresultaten

Deze bijlage betreft het rekenmodel in Plaxis van de langsconstructie. Naam van het model is: "INFR200121-B-010 201218 Maatwerk 5B\_rev1". Dit bestand is meegeleverd in de oplevermap.

**E.** Review revisie 0



<b>Project</b>	VKA Stad Tiel deeltraject 5b
<b>Documenten</b>	INFR200121-B-010 201120 Maatwerk 5B_rev0
<b>Datum levering</b>	20-11-2020
<b>Datum review</b>	23-11-2020

Input	Input beschrijving	Opmerking	Onderbouwing opmerking	Reactie lv	Reactie WSRL
Geometry	Bron	AHN3	o.b.v. maatgevende snede t.h.v. locatie		
$\gamma_{water}$	9,81 kN/m <sup>3</sup>	10kN/m <sup>3</sup>	Staat op 10kNm/3		
Soil	- Materiaal set HS laag kar. - Materiaal set SSC (juiste POP waarden) laag kar. - Materiaal set SHASEP NGI ADP laag kar. - Indien onverankerd hoge stijfheid t.h.v. verkregen inklemming (HS)	- add 1/3 O.b.v. WSRL PVVZ E lokaal bepaald t.b.v. zand - add 4 onverankerd niet van toepassing	-		
Soil layers	- Scheiding drained undrained - Onderbouwing modelering - Detailniveau grondonderzoek bodemschematisering - Detailniveau grondonderzoek groutlichaam	-add 1 Akkoord voorstel scheiding grens dijsmateriaal verkennen bij schematiseringsfactoren + eventueel effect - add 2 onderbouwd in rapportage - add 3 akkoord aandachtspunt weerstand zand lokaal maar ook obstakels i.v.m. inbrengbaarheid			
Plate	- Type damwand: - Corrosie: - Openingspercentage: - EA en EI: - Gewicht (w) - f;open en 0,9 x w in controle - prevent punching uit	- add 1 AZ24-700 - add 2 zone op NAP -5,40 t.p.v. kruising opbolling dagelijks - add 3 Nog niet meegenomen betreft aandachtspunt DO - add 4 EA 2,48E6/79,56E3 is o.b.v. reductiefactor van Wel bepaald deze is echter minder groot dan voor A (zie durability) - add 5 - add 6 n.v.t. - add 7 staat uit			
Anchor	- Type Anker - Corrosie(bescherming): - h.o.h.: - EA:	- add 1 101,6x17,5mm - add 2 6,0mm - add 3 2,8m - add 4 586,3E^3			
Embedded beam row	-Type -Diameter groutlichaam -Lengte groutlichaam	- add 1 massive circular beam - add 2 350mm - add 3 10,0m			
Anchor_puntveer	- EA - Lspacing	- add 1 10E^5 - add 2 1,0m			
Mesh	- Fine global mesh - Quality	- add 1 medium - add 2 kwaliteit algemeen oke echter paar scherpe wiggen aanwezig die voor lokaal lagere kwaliteit zorgen			
Coarseness Mesh grond t.h.v. maatgevend glijvlak	0.25	- add 1 0,25			
Coarseness Mesh constructieve elementen	0.125	- add 1 0,125			

Flow conditions	- Situatie dagelijkse omstandigheden - Effect installatie damwand waterspanningen - Situatie WBN - situatie Overslag - Situatie opdrijven - Verloop waterspanningen over aanwezige lagen	- add 1 conform TUN - add 2 geen effect gemodeleerd aandachtspunt EA damwand in DO - add 3 akkoord - add 4 PL 1 volgt niet maaiveld 0,1m onder kruin - add 4 Spanningen t.h.v. drukstaaf groter dan >0kN/m2 - add 5 conform TUN			
Verkeesbelasting	- STBI WBN 13kN/m2 - STBI Overslag 0kN/m2 -STBU 6kN/m2	- add 1 13kN/m2 - add 2 0kN/m2 - add 3 n.v.t.			
Vergelijking D-stability uitgevoerd	Aanwezig of niet	Niet aanwezig actie DO			



<b>Project</b>	VKA Stad Tiel deeltraject 5b
<b>Documenten</b>	INFR200121 201119 R-10 VO-rapportage maatwerk 5B_rev0
<b>Datum levering</b>	20-11-2020
<b>Datum review</b>	23-11-2020

Naam	Omschrijving	Waarde	Eis	Beoordeling	Onderbouwing	Reactie	Reactie
GEO-1	Geotechnische stabiliteit STBI WBN	1.17	1.1				
GEO-1	Geotechnische stabiliteit STBI overslag	1.33	1.0				
GEO-1	Geotechnische stabiliteit STBU val WBN	n.v.t.	n.v.t.				
GEO-2	Snijden	n.v.t.	n.v.t.	Controle bij toepassen openingen conform PPL			
STR-1	Moment+Normaalkracht		UC<1,00				
STR-1	Dwarskracht		UC<1,00				
STR-1	Knik		UC<1,00				
STR-2	Sterkte ankerstang		UC<1,00				
STR-2	Sterkte gording		UC<1,00				
SSI-1	Verticaal evenwicht		UC<1,00				
SSI-2	Overschreiden houdkracht		UC<1,00				
Vervorming	$u_{vert;kruin;SLS}$		-0.1				
Vervorming	$u_{hor;BIT-BUT;SLS}$		0.1				
Vervorming	$u_{hor;SLS}$		-0.1				
Algemeen				Opnemen check PPL methode en CUR166 methode i.v.m. wijzigingen lokaal			

Project	VKA Stad Tiel deeltraject 5b
Documenten	INFR200121 201119 R-10 VO-rapportage maatwerk 5B_rev0
Datum levering	20-11-2020
Datum review	23-11-2020

Nr.	Verwijzing	Tekstdeel / passage	Opmerking OG	Reactie ON op opmerkingen OG	Reactie OG
1	2.4.1	T.b.v. VO 5a groene dijk afstemmen Barbera Bouwan van Tauw hoe om is gegaan met de bodempopbouw met name t.h.v. het pand lijken meer organische lagen voor te komen. Van belang is dat voor 5a een representatieve opbouw wordt gekozen.	Dit punt is met Tauw besproken, ook de overgangen zijn op elkaar afgestemd.		
2	2.5	Ook hier afstemmen aanpak groene dijk en integrale aanpak i.v.m. overgangen en modelering waterspanningen/bodempopbouw	Aanpak is afgestemd.		
3	2.6	Is de positie van de damwand en keuze onverankerd ook nog beschouwd lager in het profiel met i.r.t. ontstaan restprofiel? deze afweging mede i.r.t. realisatie is goed om toe te voegen in het ontwerp	Locatie damwand is gekozen o.b.v. bereikbaarheid met een Quatro Piler vanaf de kruin. Hiervoor is ca. 3 m vanaf binnenkruinlijn aangehouden.		
4	3.1	In VO opnemen som met configuratie die voldoet op basis van verticaal draagvermogen	Is verwerkt.		
5	3.2	Effecten hydrologie i.r.t. damwand in DO verderbeschouwen heeft mogelijk impact op ontwerp	Wordt verwerkt in het DO.		
6	tabel 3-4	Effect fluideren is niet meegenomen in ontwerp kan gevolgen hebben voor vervolg fase en benodigde configuratie	Hiervoor wordt een risicoreservering opgenomen (bv in raming uitgaan van langere plank of zwaarder profiel).		
7	tabel 3-5	Voorstel om overgang LC/Groene dijk te hanteren conform PPL bijlage C	Is verwerkt.		
8	5.2.5	Er wordt aangegeven dat er hoge conus weerstanden aanwezig zijn t.h.v. het betreffende deel hoe verhoudt dit zich tot het niet direct meenemen van effecten van fluideren voorboren in het ontwerp? De kans is immers groot dat maatregel nodig zijn zoals beschreven 4.2	Er is gekozen om hetzelfde detailniveau te hanteren als voor de overige berekeningen. De maatregelen voor inbrengbaarheid worden voor alle constructies in het DO beschouwd.		
9	Ankercontrole	Qc t.b.v. groutlichaam lijkt ongecorrigeerde waarde dit moet t.b.v. MHW worden aangepast net zoals bij verticaal draagvermogen	Deze correctie is wel meegenomen, factor wordt toegevoegd op het printbereik van de rekensheets.		



Waarderweg 40  
2031 BP Haarlem  
Nederland

Pettelaarpark 10-15  
5216 PD 's-Hertogenbosch  
Nederland

Fultonbaan 30  
3439 NE Nieuwegein  
Nederland

**iv-Infra b.v.**  
Trapezium 322  
3364 DL Sliedrecht  
Nederland

Telefoon +31 88 943 3200

Trompstraat 36a  
9190 Stekene  
België

Westervoortsedijk 73  
Gebouw CB  
6827 AV Arnhem  
Nederland

Postbus 135  
3360 AC Sliedrecht  
[www.iv-infra.nl](http://www.iv-infra.nl)

**Bijlage 7****Achterloopsheid bij langsconstructies**

## Notitie

**Contactpersoon** Frank Smorenborg  
**Tweede lezer** Nander van der Plicht  
**Datum** 19 februari 2021  
**Kenmerk** N005-1274666FJS-V01

## Stad Tiel - Achterloopsheid bij constructies

### 1 Aanleiding

Aan het uiteinde van constructies kan een kwelstroom om de constructie heen stromen door het verval over de kering, dit is achterloopsheid. Door de constructie te verlengen kan dit voorkomen worden. Op 5 locaties is berekend tot waar de constructie doorgetrokken moet worden om achterloopsheid te voorkomen, deze locaties zijn weergegeven in Figuur 1.1. Onderloopsheid is in deze notitie niet beschouwd.



Figuur 1.1 Risicovolle locaties voor achterloopsheid



## 2 Methodiek

Bij de bepaling van de benodigde damwandlengte ter voorkoming van achterloopsheid is, conform WOWK [1], onderscheid gemaakt tussen 3 kwelwegsituaties. Deze situaties zijn als volgt:

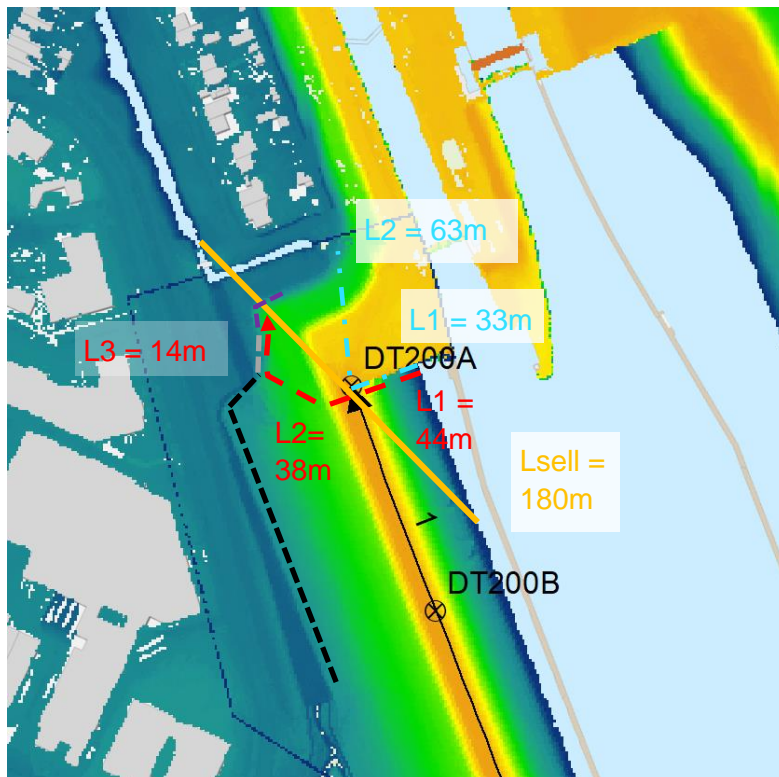
- Zuivere horizontale kwelweg, in één richting → Methode van Sellmeijer
- Zuiver horizontale kwelweg, in meerdere richtingen → Methode van Bligh
- Zowel horizontale als verticale kwelwegen → Methode van Lane

Voor verdere toelichting over de verschillende rekenmethodes wordt verwezen naar Werkwijzer ontwerpen waterkerende kunstwerken (WOWK) [1].

## 3 Ontwerp achterloopsheidlengtes

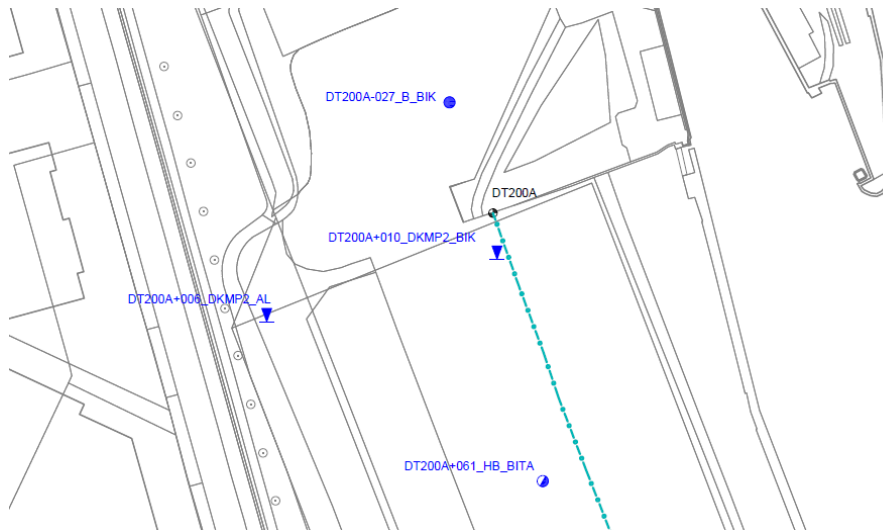
### 3.1 Deeltraject 1: Aansluiting Deeltraject 1 - schutsluis

Ter voorkoming van piping is aan de noordzijde van deeltraject 1 een filterscherm ontworpen, de locatie van het filterscherm is weergegeven als zwarte stippellijn in Figuur 3.1. Om achterloopsheid tegen te gaan wordt het filterscherm doorgetrokken in noordelijke richting (grijze stippellijn in Figuur 3.1).



Figuur 3.1 Situatie aan noordzijde van deeltraject 1

De schematisatie van de ondergrond is bepaald op basis van DT200A+006\_DKMP2\_AL en DT200A+010\_DKMP2\_BIK [7], de locaties van de sonderingen is weergegeven in Figuur 3.2. De ondergrond in het achterland bestaat uit veen- en kleilagen van maaiveld tot NAP +0,0m, onder deze deklaag ligt het watervoerend pakket (WVP).



Figuur 3.2 Grondonderzoek noordzijde deeltraject 1 [7]

De geschematiseerde kwelweg is weergegeven in Figuur 3.1. Het intredepunt ligt in de voorhaven, tegen de vleugelwand van de schutsluis aan. Er zijn geen gegevens bekend zijn over het onderwatertalud in het kanaal, daarom is conservatief is aangenomen dat het kanaal op de waterlijn insnijdt in het WVP, er is geen verticale kwelweglengte opgenomen om tot hoogte o.k. deklaag (NAP +0,0m) te komen noch is de horizontale kwelweglengte verlengd tot aan diepte insnijding WVP. Vanaf het intredepunt gaat een horizontale kwelweg langs de vleugelwand. Vanaf het uiteinde van de vleugelwand gaat de kwelstroom richting achterliggende sloot waar het verwachte uitredepunt ligt. Om achterloopsheid tegen te gaan, is het filterscherm doorgezet langs de binnenteen van de dijk zodat geen uitredepunt mogelijk is aan rivierzijde van het filter. Aan het einde van het filterscherm is een verticale kwelweg aanwezig, door de deklaag, naar het uitredepunt in de sloot. De slootbodem ligt op hoogte NAP +4,5m. In Tabel 3.1 is de benodigde lengte voor achterloopsheid bepaald.

Er zijn zowel horizontale als verticale componenten aanwezig in de kwelweg, de verticale component is zeer klein in verhouding met de horizontale componenten en loopt van o.k. deklaag naar het uitredepunt, daarom is gebruik gemaakt met de methode van Bligh. Boring DT200A-027-B-BIK geeft als classificatie van het zand "middelgrof", conservatief is uitgegaan van creepfactor 15.

Tabel 3.1 Parameters en resultaat damwandlengte

Parameter	Eenheid	Waarde
Creepfactor	-	15
Ontwerppeil	NAP +m	12,34

Parameter	Eenheid	Waarde
Polderpeil	NAP +m	5,3
o.k. deklaag	NAP +m	0,0
Hoogte uittredepunt	NAP +m	4,5
Verval - 0,3D (incl. schematisatiefactor 1,1)	m	6,40
Horizontale kwelweglengte intredepunt – sloot (L1)	m	82
Extra benodigde horizontale afstand (L3)	m	14

De benodigde verlenging van de horizontale kwelweglengte conform de methode van Bligh is 14m. Het filterscherm wordt doorgetrokken langs de binnenteen van de dijk (L3), weergegeven met grijze lijn in Figuur 3.1. Hierdoor treedt mogelijk kwel op maar kan geen pipe doorgroeien.

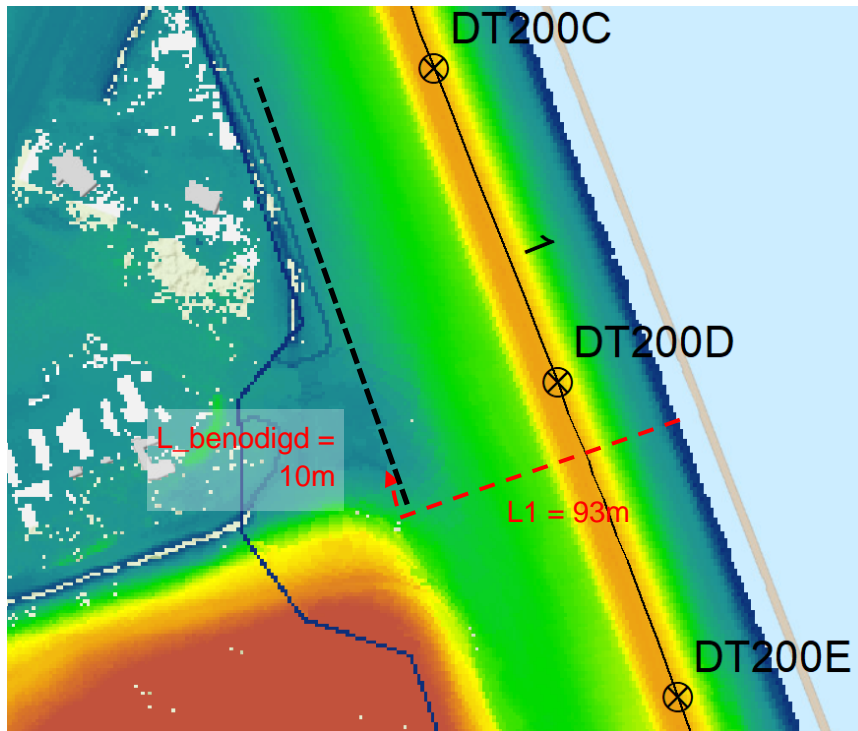
Vervolgens is een controleberekening uitgevoerd met de methode van Sellmeijer waarbij de kwelweg geschematiseerd is als een horizontale lijn in één richting. De invoerwaarden voor de berekening met de methode van Sellmeijer zijn overgenomen uit de berekening in de Nadere Veiligheidsanalyse [5]. De benodigde kwelweglengte is 180m, deze kwelweg is weergegeven als oranje lijn in Figuur 3.1. Om piping te voorkomen wordt het filterscherm doorgetrokken tot ca. 10m voorbij de oranje lijn, dit is weergegeven met de paarse lijn in Figuur 3.1. In deze situatie treedt mogelijk kwel op maar kan door het aanwezige filterscherm geen pipe doorgroeien.

Het filterscherm moet vanaf de afbuiging van de sloot, ca. 45m doorlopen langs de binnenteen van de dijk, om achterloopsheid te voorkomen. Dit is weergegeven met de grijze en paarse stippellijn in Figuur 3.1.

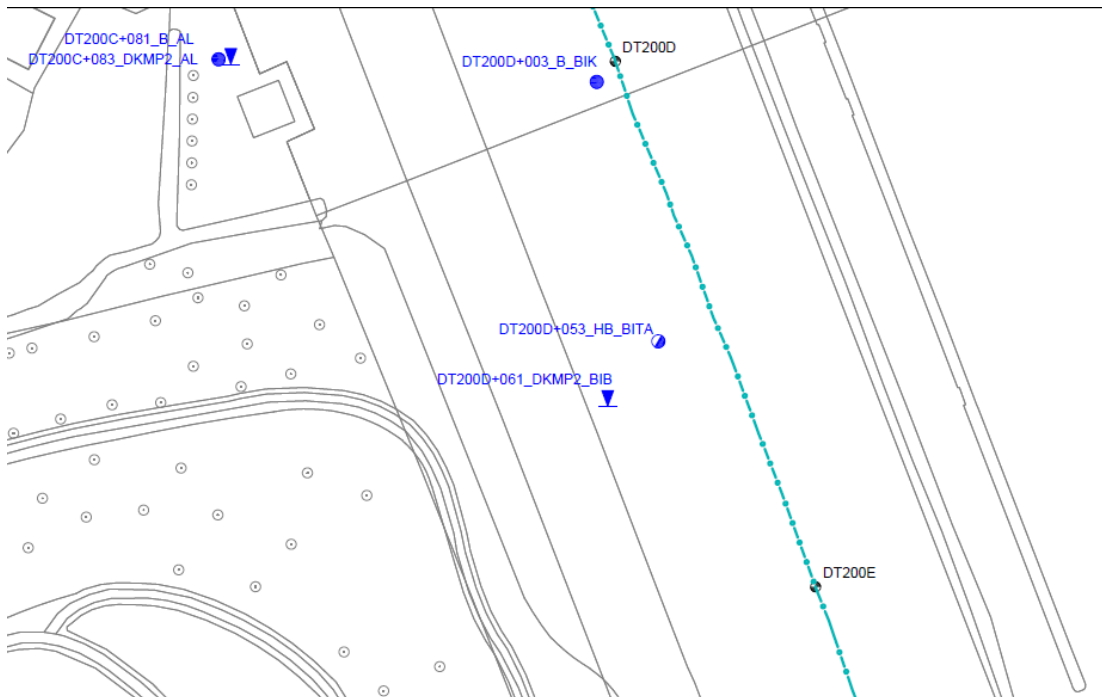
Aandachtspunt aangaande de kwelwegen rondom sluiscomplex: een mogelijk maatgevende kwelweg is aanwezig vanaf het uiteinde van de vleugelwand, langs het sluiscomplex. De kwelweg is weergegeven als turquoise lijn in Figuur 3.1. De kwelweg valt buiten de scope van dijkversterkingsopgave Stad Tiel.

### 3.2 Deeltraject 1: Aansluiting op voormalige vuilstort

Ter voorkoming van piping is in deeltraject 1 een kwelscherm ontworpen, de locatie van het kwelscherm is schematisch weergegeven als zwarte stippellijn in Figuur 3.3. Om achterloopsheid tegen te gaan wordt het filterscherm doorgetrokken in zuidelijke richting.



Figuur 3.3 Situatie aan zuidzijde van deeltraject 1



Figuur 3.4 Grondonderzoek zuidzijde deeltraject 1 [7]

De schematisatie van de ondergrond is bepaald op basis van DT200D+061\_DKMP2\_BIB [7], de locaties van de sondering is weergegeven in Figuur 3.2. De ondergrond in het achterland bestaat

uit kleilagen van maaiveld tot NAP +1,5m. Van NAP +1,5m tot NAP -1,0m is zand aanwezig. Van NAP -1,0m tot NAP -1,5m in een dunne kleilaag aanwezig waardoor het bovenliggend zandpakket mogelijk wordt afgesloten. Onder NAP -1,5m liggen zandlagen. Er is aangenomen dat het dunne zandpakket van NAP +1,5m tot NAP -1,0m, dikte 2,5m, watervoerend is.

De geschematiseerde kwelweg is weergegeven in Figuur 3.3. Het intredepunt ligt in het kanaal. Er zijn geen gegevens bekend zijn over het onderwatertalud in het kanaal, daarom is conservatief is aangenomen dat het kanaal op de waterlijn insnijdt in het WVP, er is geen verticale kwelweglengte opgenomen om tot hoogte o.k. deklaag (NAP +1,5m) te komen noch is de horizontale kwelweglengte verlengd tot aan diepte insnijding WVP. De kwelstroom gaat vanaf het intredepunt onder de deklaag onder het dijklichaam door en buigt na het einde van de damwand richting het uittredepunt. Het uittredepunt is het laagste punt van een lokale laagte achter de dijk. De maaiveldhoogte van de laagte ligt op NAP +4,5m. In Tabel 3.2 is de benodigde lengte is van het achterloopsheidscherm bepaald.

Er zijn zowel horizontale als verticale componenten aanwezig in de kwelweg, de verticale component is zeer klein in verhouding met de horizontale componenten en loopt van o.k. deklaag naar het uittredepunt, daarom is gebruik gemaakt met de methode van Bligh. Boring DT200D-003-B-BIK geeft als classificatie van het zand “middelgrof”, conservatief is uitgegaan van creepfactor 15.

*Tabel 3.2 Parameters en resultaat damwandlengte*

Parameter	Eenheid	Waarde
Creepfactor	-	15
Ontwerppeil	NAP +m	12,34
Polderpeil	NAP +m	5,3
o.k. deklaag	NAP +m	1,5
Hoogte uittredepunt	NAP +m	4,5
Verval - 0,3D (incl. schematisatiefactor)	m	6,84
Horizontale afstand intredepunt – binnenteen	m	93
Verticale afstand o.k. deklaag - uittredepunt	m	3,5
Extra benodigde horizontale afstand	m	10

Om achterloopsheid te voorkomen dient het filterscherm ca. 10m doorgetrokken te worden in zuidelijke richting parallel aan het dijklichaam.

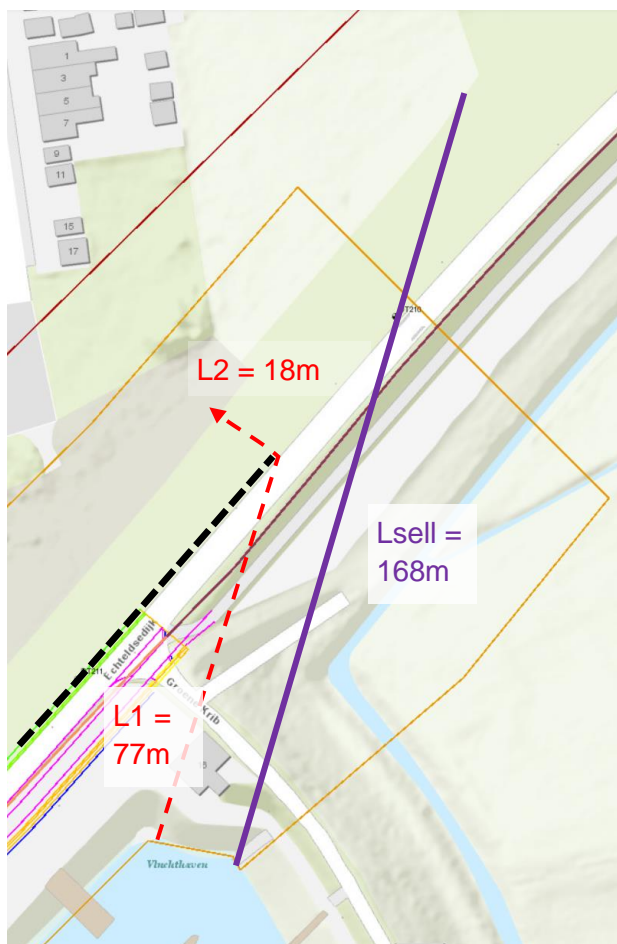
### 3.3 Deeltraject 3: Aansluiting deeltraject 2 - deeltraject 3

In deeltraject 3 is als versterkingsmaatregel een kistdam ontworpen, er is bepaald tot welke afstand een kwelscherm door moet lopen in deeltraject 2 om achterloopsheid om de constructie

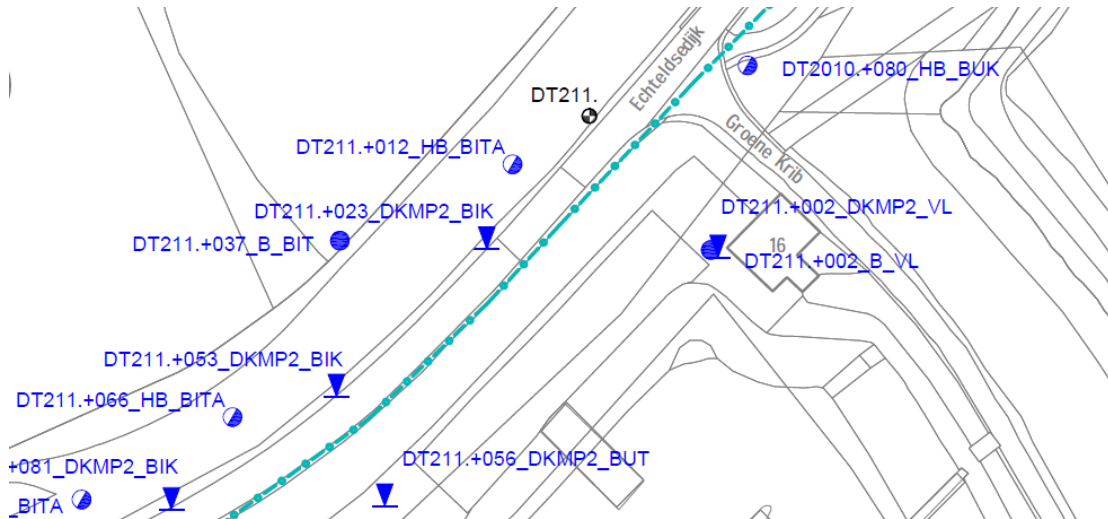
heen te voorkomen. Het type constructie wordt nader bepaald in het DO. De situatie bij de overgang van deeltraject 2 naar deeltraject 3 is gegeven in Figuur 3.5.

Er is aangenomen dat bij het intredepunt in de oostelijke havenkom geen deklaag aanwezig is en direct ingesneden wordt in het WVP. Vanaf het intredepunt gaat de kwelweg onder de deklaag (o.k. deklaag NAP +4,5m) naar einde constructie, deze lengte is bepaald op 121m vanaf intredepunt. Vanaf einde damwand gaat de kwelweg naar het uitredepunt, aan de binnenteen van de dijk. Maaiveldhoogte ter plaatse van de binnenteen is NAP +6,6m.

Er zijn zowel horizontale als verticale componenten aanwezig in de kwelweg, de verticale component is zeer klein in verhouding met de horizontale componenten en loopt van o.k. deklaag naar het uitredepunt, daarom is gebruik gemaakt met de methode van Bligh. Boring DT211.+037\_B\_BIT geeft als classificatie van het zand "middelgrof", conservatief is uitgegaan van creepfactor 15.



Figuur 3.5 Situatie aan noordoostzijde van deeltraject 3



Figuur 3.6 Grondonderzoek noordoostzijde deeltraject 3 [7]

De bovenkant van het watervoerend pakket (WVP) is gesteld op NAP +4,5m o.b.v. de volgende sonderingen:

- DT211.+023\_DKMP2\_BIK
- DT211.+053\_DKMP2\_BIK
- DT211.+056\_DKMP2\_BUT

Tabel 3.3 Parameters en resultaat damwandlengte

Parameter	Eenheid	Waarde
Creepfactor	-	15
Ontwerppeil	NAP +m	12,28
Polderpeil	NAP +m	6,0
o.k. deklaag	NAP +m	4,5
Hoogte uittredepunt	NAP +m	6,6
Verval - 0,3D (incl. schematisatiefactor)	m	6,28
Horizontale kwelweglengte L2	m	18
Extra benodigde horizontale kwelweg	m	77

Om achterloopsheid te voorkomen dient de constructie, o.b.v. berekening met de methode van Bligh, doorgetrokken te worden in noordwestelijke richting tot ca. dijkpaal DT210+040.

Vervolgens is beschouwd of bij deze lengte ook wordt voldaan aan een berekening met de methode van Sellmeijer. Hierbij is de kwelweg geschematiseerd als een horizontale lijn in één richting. Deze kwelweg is weergegeven als parse lijn in Figuur 3.5. De invoerwaarden voor de berekening met de methode van Sellmeijer zijn overgenomen uit de berekening in de Nadere

Veiligheidsanalyse [5]. De benodigde kwelweglengte van een horizontale kwelweg in één richting is 168 meter. De aanwezige kwelweglengte bij een constructie tot dijkpaal DT210+040, als berekend met de methode van Bligh, is 119m. De aanwezige kwelweglengte bij een constructie tot dijkpaal DT210+040 is kleiner dan de berekende benodigde kwelweglengte met de methode van Sellmeijer. Om te voldoen aan de methode van Sellmeijer moet de constructie doorlopen tot ca. dijkpaal DT210+001.

Het kwelscherm moet van deeltraject 3 doorlopen tot dijkpaal DT210+001, gelegen in deeltraject 2, om te voldoen aan de rekenregel van zowel Bligh als Sellmeijer.

### 3.4 Deeltraject 3: Aansluiting deeltraject 3 - deeltraject 4

Door de aanwezigheid van bestaande damwanden en andere constructieve elementen, zoals bentonietmatten en ankerschermen, is de situatie bij aansluiting deeltraject 3 – deeltraject 4 complex. Om de situatie inzichtelijk te krijgen is deze aansluiting uitgebreider beschreven dan voorgaande paragrafen.

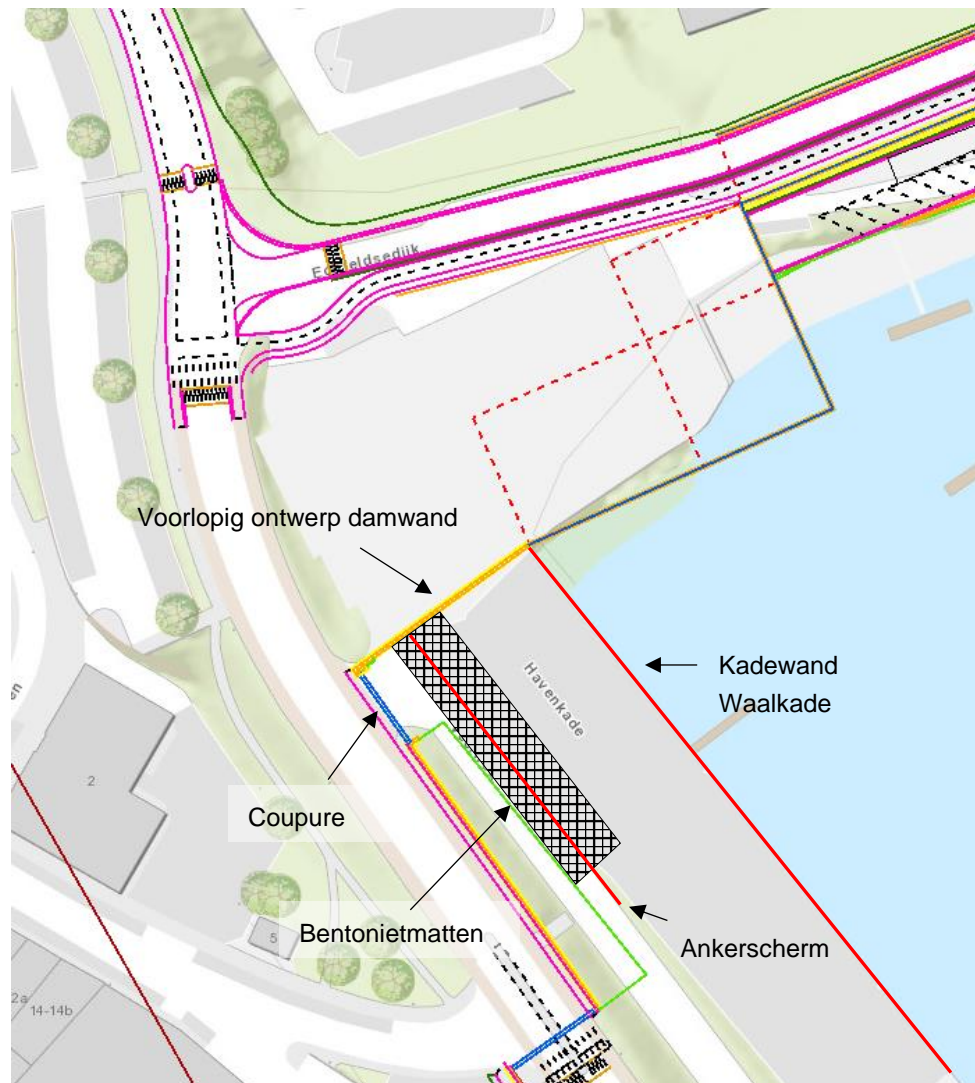
#### 3.4.1 Beschrijving situatie

Aan de westzijde van deeltraject 3b sluit het deeltraject aan op deeltraject 4, ter hoogte van dijkpaal DT214 +050m. In deeltraject 3 vind een gebiedsontwikkeling plaats aan buitendijkse zijde tussen de Echteldsedijk en Havendijk **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden..** Daarop aansluitend in deeltraject 4 liggen de Havenkade en de Veerweg, zie Figuur 3.7. In het gebied op de grens van deeltraject 3 en deeltraject 4 zijn meerdere damwanden aanwezig in de huidige situatie en wordt in het kader van de dijkversterking een nieuwe damwand ontworpen. In Figuur 3.7 **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.** zijn de aanwezige damwanden en te ontwerpen damwand is aangegeven. De locatie en afmetingen van de te ontwerpen damwand in het kader van de dijkversterking worden in een later stadium bepaald.

Een kwelstroom is mogelijk vanaf de Havenkade naar het lager gelegen achterland in deeltraject 3b, zie Figuur 3.8. Om achterloopsheid op dit gedeelte te voorkomen wordt de damwand verder doorgetrokken naar het westen. Over welke lengte de damwand doorgetrokken moet worden is in navolgende paragrafen bepaald. Door de hogere ligging van het achterland en aanwezige kwelweglengte is in deeltraject 4a geen pipingrisico [6].

De huidige kadewand van de Waalkade is verankerd door middel van een ankerscherm, zie rode damwanden in Figuur 3.7 **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden..** Dit scherm ligt ca. 19m achter de kadewand. Bovenop het ankerscherm liggen bentonietmatten, weergegeven als geruit vlak in Figuur 3.7 en Figuur 3.8 **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden..** Tussen de bentonietmatten en de kadewand ligt een afstand van ca. 14m, de breedte van de bentonietmat is ca. 9m zie Figuur 3.8.





Figuur 3.7 Bovenaanzicht deeltraject 3b en deeltraject 4a met voorlopig ontwerp

### 3.4.2 Bodemopbouw

In november 2017 is grondonderzoek uitgevoerd door Lankelma [7]. Hier zijn 10 sonderingen uitgevoerd, 5 sonderingen langs de buitenteen van de dijk en 5 sonderingen aan binnenzijde van de kadewand. Het grondonderzoek laat zien dat aan de buitenteen een veenlaag aanwezig is van ca. NAP +8m tot NAP +3,5m. De sonderingen nabij de kadewand geven los gepakt zand met soms dunne verstoringslagen. Het vermoeden bestaat dat bij de aanleg van de kadewand de ruimte achter de damwand is opgevuld met zandig materiaal. Het is niet bekend tot waar de veenlaag als aangetroffen in het grondonderzoek doorloopt onder de kade. Daarom is ervan uitgegaan dat de veenlaag niet doorloopt waardoor een intredepunt op de kade niet uitgesloten kan worden.

Er wordt uitgegaan van matig fijn zand, conform de TUN [4]. Dit geeft een creepfactor voor Lane van 7 en een creepfactor van Bligh van 15 [2].

### 3.4.3 Schematisatie

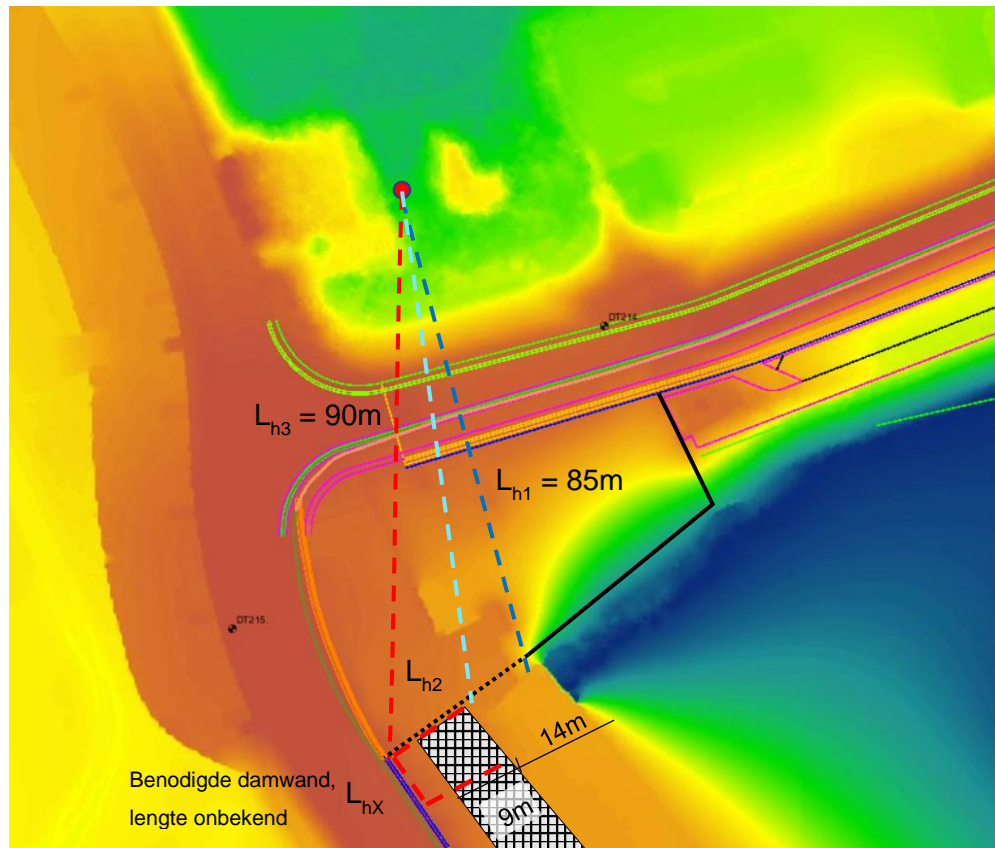
Uitgangspunt is dat door de lengte van de kadewand langs de haven geen maatgevend intredepunt aanwezig aan havenzijde van de kadewand. Bepaling van de benodigde inheidiepte van de damwand voor deeltraject 3b (zwarte doorgetrokken lijn in Figuur 3.8) is geen onderdeel van deze notitie.

Bij de bepaling van de benodigde damwand ter voorkoming van achterloopsheid (zwarte stippellijn in Figuur 3.8) zijn twee mogelijke kwelwegen beschouwd:

1. Intredepunt net achter de kadewand, blauwe stippellijn in Figuur 3.8. De locatie van het intredepunt kan verschuiven langs de stippellijn tot aan de bentonietmatten, de turquoise stippellijn. De aanwezige kwelweglengte van de blauwe en turquoise stippellijnen wordt als gelijk beschouwd. Ter plaatse van de bentonietmatten is geen intredepunt mogelijk. De kwelweg gaat vanaf het intredepunt op de kade verticaal naar onderzijde gestippelde damwand, gaat onder deze damwand door, gaat verticaal ophoog tot onderzijde deklaag, horizontaal richting uittredepunt en treedt bij uittredepunt verticaal uit.
2. Kwelweg volgt de rode stippellijn als weergegeven in Figuur 3.8. Het intredepunt ligt ter hoogte van het einde van de bentonietmat, op de kade. De kwelweg gaat verticaal tot onderzijde deklaag, NAP +3,5m (zie par. 3.4.2), volgt vervolgens horizontaal de gestippelde damwand tot aan het einde van de damwand. Vanaf het einde van de damwand gaat de kwelweg naar het uittredepunt in deeltraject 3 en treedt daar verticaal uit.

Beiden kwelwegen zijn een combinatie van horizontale en verticale kwelwegen, daarom is de methode van Lane toegepast. De maaiveldhoogte ter plaatse van het intredepunt wordt als gelijk verondersteld tussen de blauwe en turquoise stippellijn, op NAP +10,4m.

Bij schematisatie 1 wordt de benodigde inheidiepte van de damwand berekend. Bij schematisatie 2 wordt bepaald hoe ver de damwand door moet lopen landinwaarts.



Figuur 3.8 Aansluiting deeltraject 3b op deeltraject 4, hoogteligging o.b.v. AHN3

Tabel 3.4 Parameters en resultaat damwandlengte

Parameter	Eenheid	Waarde
Creepfactor	-	7
Ontwerppeil	NAP +m	12,28
Polderpeil	NAP +m	6,0
o.k. deklaag	NAP +m	3,5
Hoogte intredepunt	NAP +m	10,4
Hoogte uitredepunt	NAP +m	6,2

**Schematisatie 1:**

De schematisatie van de kwelwegen is weergegeven in Figuur 3.8, in dit figuur is schematisatie 1 weergegeven als de blauwe stippellijn.

Tabel 3.5 Kwelweglengtes schematisatie 1

Parameter	Kwelweglengte horizontaal [m]	Kwelweglengte verticaal [m]
Intredepunt tot o.k. damwand ( $L_{v1}$ )		10,4 – o.k. damwand

Parameter	Kwelweglengte horizontaal [m]	Kwelweglengte verticaal [m]
O.k. damwand tot o.k. deklaag ( $L_{v2}$ )		3,5 - o.k. damwand
Horizontale afstand damwand tot uittredepunt ( $L_{h1}$ )	85	
O.k. deklaag tot uittredepunt ( $L_{v3}$ )		2,7
Extra benodigde verticale afstand		15,8

De extra benodigde verticale kwelweglengte is 15,8 meter. Hieruit volgt dat de onderkant van de damwand op NAP -1,0m ligt.

### Schematisatie 2:

De schematisatie van de kwelwegen is weergegeven in Figuur 3.8, in dit figuur is schematisatie 2 weergegeven als de rode stippellijn. Als de damwand langs het dijklichaam wordt doorgetrokken omdat meer kwelweglengte benodigd is, zal de kortst kwelstroom vanaf de kade onder de deklaag onder de bentonietmatten door maatgevend zijn. Hierdoor schuift het intredepunt mee met de lengte van de damwand. Dit is uitgebeeld door 2 stippellijnen over de bentonietmatten weer te geven.

Tabel 3.6 Kwelweglengtes schematisatie 2

Parameter	Kwelweglengte horizontaal [m]	Kwelweglengte verticaal [m]
Intredepunt tot o.k. deklaag ( $L_{v1}$ )		6,9
Horizontale afstand havenzijde bentoniet tot aan dijklichaam ( $L_{h2}$ )	16	
Horizontale afstand langs dijklichaam ( $L_{hx}$ )	Te bepalen	
Horizontale afstand damwand tot uittredepunt ( $L_{h3}$ )	90	
O.k. deklaag tot uittredepunt ( $L_{v3}$ )		2,7
Extra benodigde horizontale afstand	6	

De extra benodigde horizontale kwelweglengte langs de dijk is 6 m. Hierdoor komt de damwand tot onder de ontworpen coupure Waalkade, de dubbele blauwe lijn onderzijde Figuur 3.8. Dat de berekende damwand stopt gedeeltelijk onder de coupure, wordt beoordeeld als niet wenselijk door het risico op ongelijke zettingen. Daarom loopt de damwand door tot het zuidelijke uiteinde van coupure Waalkade. Dit resulteert in een damwandlengte langs het dijklichaam van ca. 12m, gelijk aan de breedte van de coupure.

### 3.4.4 Conclusie

Uit schematisatie 1 blijkt dat de onderkant van de damwand tot minimaal NAP -1,0m gaat. Om achterloopsheid te voorkomen dient de damwand over een lengte van 6 meter langs het dijklichaam door te lopen. Door mogelijk negatieve effecten op de stabiliteit van coupure

Waalgade wordt de damwand doorgetrokken tot einde coupure waardoor de damwandlengte langs het dijklichaam ca. 12m is.

De diepte van de onderkant van de damwand kan vanaf de havenzijde van de bentonietmatten verkleind worden onder een verhouding 1:3 (V:H). De inheidiepte ter hoogte van de aansluiting van de damwand op de dijk is NAP +2,5m. De damwand wordt op deze hoogte doorgezet onder de gehele breedte van de coupure.

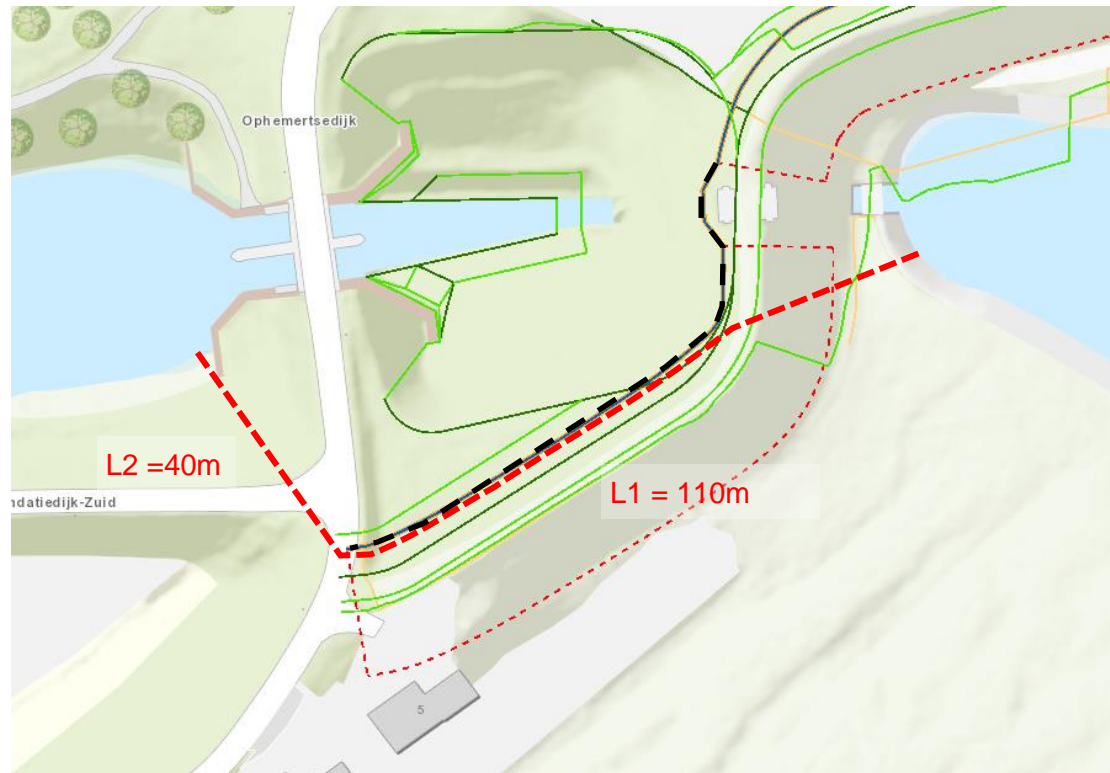
### **3.5 Deeltraject 6: Aansluiting deeltraject 6 - TiWa**

In deeltraject 6 is als versterkingsmaatregel een damwand ontworpen, er is bepaald tot welke lengte een constructie door moet lopen in dijkversterking Tiel-Waardenburg (TiWa) om achterloopheid te voorkomen. De situatie bij de overgang van deeltraject 6 naar TiWa is gegeven in Figuur 3.9.

Er is aangenomen dat bij het intredepunt in het oorspronkelijke toevoerkanaal van de inundatiesluis geen deklaag aanwezig is en direct ingesneden wordt in het WVP. Vanaf het intredepunt gaat de kwelweg onder de deklaag (o.k. deklaag NAP -1,0m) langs de damwand tot het einde van het kwelscherm. De lengte tot waar het kwelscherm komt is bepaald op basis van de waarden als gegeven in Tabel 3.7. Vanaf het einde van het kwelscherm gaat de kwelweg, via de onderkant van de deklaag naar het uittredepunt, in het inundatiekanaal. De bodemhoogte van het inundatiekanaal ter plaatse van het uittredepunt is NAP +0,3m.

Er zijn zowel horizontale als verticale componenten aanwezig in de kwelweg, de verticale component is zeer klein (1,3m) in verhouding met de horizontale componenten (150m) en loopt van o.k. deklaag naar het uittredepunt, daarom is gebruik gemaakt met de methode van Bligh.

Een uittredepunt in het gebied tussen de zuidwestzijde van Inundatiedijk-Zuid en de Ophemersedijk is beschouwd als niet maatgevend. Het optredend verval tussen het Inundatiekanaal en de Waal significant groter dan het verval tussen de Waal en het betreffende achterland, daarnaast is de hoogte van het uittredepunt significant lager in het Inundatiekanaal (ca. 5 m lager).

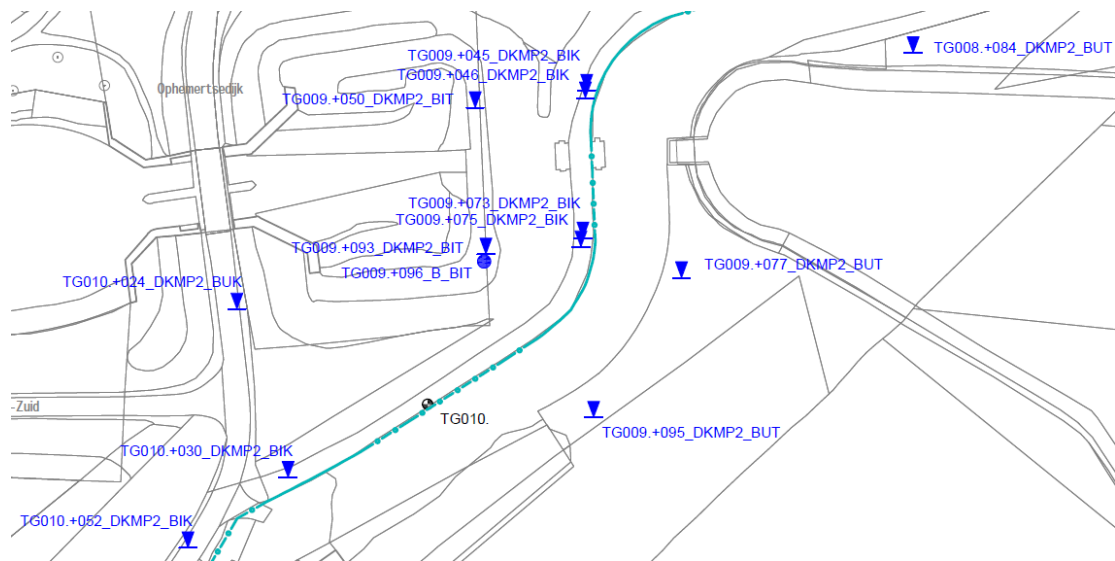


*Figuur 3.9 Situatie aansluiting deeltraject 6 op TIWa*

De onderkant van de deklaag is gesteld op NAP -1,0m o.b.v. de volgende sonderingen:

- TG009.+075\_DKMP2\_BIK
- TG009.+095\_DKMP2\_BUT
- TG009.+093\_DKMP2\_BIT
- TG010.+030\_DKMP2\_BIK
- TG010.+052\_DKMP2\_BIK

Boringen TG008.+082\_B\_BIK en TG009.+096\_B\_BIT geven als classificatie van het zand "middelgrof", conservatief is uitgegaan van creepfactor 15.


**Tabel 3.7 Parameters en resultaat damwandlengte**

Parameter	Eenheid	Bligh
Creepfactor	-	15
Ontwerppeil	NAP +m	12,04
Polderpeil	NAP +m	3,5
o.k. deklaag	NAP +m	-1,0
Hoogte uitredepunt	NAP +m	0,34
Verval - 0,3D (incl. schematisatiefactor)	m	9,06
Lengte intredepunt-dijk (L1)	m	110
Lengte dijk-uitredepunt (L3)	m	40
Verticale kwelweglengte uitredepunt	m	1,3
Benodigde extra horizontale afstand	m	0

### Conclusie

Op basis van de berekening met de methode van Bligh is geen extra kwelweglengte benodigd, naast de aanwezige kwelweglengte van rivier tot aan Ophemertsedijk en van Ophemertsedijk tot Inundatiekanaal. Er is geen constructie benodigd ter voorkoming van achterloopsheid ter plaatse van de aansluiting van deeltraject 6 op dijkversterkingsproject TiWa.

## 4 Literatuur

- [1] Werkwijzer Ontwerpen Waterkerende Kunstwerken, RWS-WVL, 1-11-2018
- [2] Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen, Deltares, 2012
- [3] Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken, TAW, 1-9-2004
- [4] TUN Verkenningfase\_aanpassingenVO\_1.1, TAUW, 27-11-2020
- [5] Technische Achtergrondrapportage Verkenningfase Dijkversterking Stad Tiel, TAUW, 27-2-2020
- [6] N002-1274666FJS-V01-nda Pipinganalyse Stad Tiel deeltrajectken 4a en 5b, TAUW, 6-8-2020
- [7] Grondonderzoek Wiertsema en Partners, opdr. nr. VN-756029-1, 30-6-2020
- [8] Grondonderzoek Lankelma, opdr. nr. 1719763, 8-11-2017





**Kenmerk**

R008-1274666NPL-V01-mdg-NL

**Bijlage 8**

**Ontwerp nieuwe coupures**



## Dijkversterking Stad Tiel

Voorlopig ontwerp coupures deeltraject 3A en 4A en deksloof deeltraject 4C

# Dijkversterking Stad Tiel

Voorlopig ontwerp coupures deeltraject 3A en 4A en deksloof  
deeltraject 4C

Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland

Referentie: INFR200121-R11

Revisie: 1

Datum: 19 maart 2021

**Iv-Infra b.v.**

Ingenieursbureau met Passie voor Techniek

Titel document: Dijkversterking Stad Tiel  
 Ondertitel document: Voorlopig ontwerp coupures deeltraject 3A en 4A en deksloof deeltraject 4C  
 Referentie: INFR200121-R11  
 Revisie: 1  
 Datum: 19 maart 2021  
 Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland  
 Projectnummer opdrachtgever:  
 Project: INFR200121

Revisie	Status	Datum	Auteur(s)	Gecontroleerd	Goedgekeurd	Omschrijving
0	Concept	18-12-2020	N. den Adel	H.J. Wolters	H.J. Wolters	Ter bespreking met WSRL
1	Definitief	19-03-2021	N. den Adel	H.J. Wolters	H.J. Wolters	Opmerkingen WSRL verwerkt

## Inhoudsopgave

<b>1</b>	<b>Inleiding</b>	<b>6</b>
1.1.	Aanleiding	6
1.2.	Doel	8
1.3.	Revisiebeheer	9
1.4.	Leeswijzer	9
1.5.	Referenties	9
<b>2</b>	<b>Uitgangspunten</b>	<b>11</b>
<b>3</b>	<b>Ontwerpresultaten</b>	<b>12</b>
3.1.	Ontwerp coupures Nieuwe Havendijk en Groene Krib (deeltraject 3A)	12
3.2.	Ontwerp coupures Havendijk en Waalkade (deeltraject 4A)	12
3.3.	Deksloof met demontabele kering deeltraject 4C	12
3.4.	Toekomstige uitbreiding constructies	12
3.5.	Verificatierapport	12
3.6.	Risico's	13
3.7.	Raakvlakken	13
3.8.	Veiligheid, gezondheid en milieu	13
3.8.1.	Uitvoeringsfase	13
3.8.2.	Gebruiksfase	13
3.9.	Duurzaamheid	14
3.9.1.	Materiaalkeuze en hergebruik	14
3.9.2.	Beperking uitstoot (CO <sub>2</sub> , NO <sub>2</sub> , etc.)	14
3.10.	Beheer en onderhoud	14
<b>4</b>	<b>Uitvoering</b>	<b>15</b>
<b>5</b>	<b>Ontwerptoetsingen</b>	<b>16</b>
5.1.	Coupures Nieuwe Havendijk en Groene Krib (deeltraject 3A)	16
5.1.1.	Hoogte	16
5.1.2.	Constructief falen	16
5.1.3.	Betrouwbaarheid sluiting	16
5.1.4.	Piping	16
5.2.	Coupures Havendijk en Waalkade (deeltraject 4A)	16
5.2.1.	Hoogte	16
5.2.2.	Constructief falen	17
5.2.3.	Betrouwbaarheid sluiting	17
5.2.4.	Piping	17
5.3.	Demontabele kering deeltraject 4C	17
5.3.1.	Hoogte	17

5.3.2.	Constructief falen	17
5.3.3.	Betrouwbaarheid sluiting	17
5.3.4.	Piping	17
<b>6</b>	<b>Overdracht DO-fase</b>	<b>18</b>
6.1.	Nader te detailleren	18
6.2.	Niet-beheerste risico's	18
6.3.	Openstaande raakvlakken	18
6.4.	Afgeleide eisen	19
<b>BIJLAGEN</b>		<b>20</b>
A.	Funderingsberekening nieuwe coupures Havendijk en Waalkade	20
B.	Schetsontwerp nieuwe coupures Havendijk, Waalkade, Nieuwe Havendijk en Groene Krib	21
C.	Beschouwing deklsoof deeltraject 4c	22
D.	Beoordeling betrouwbaarheid sluiting nieuwe coupures	23

# 1 Inleiding

---

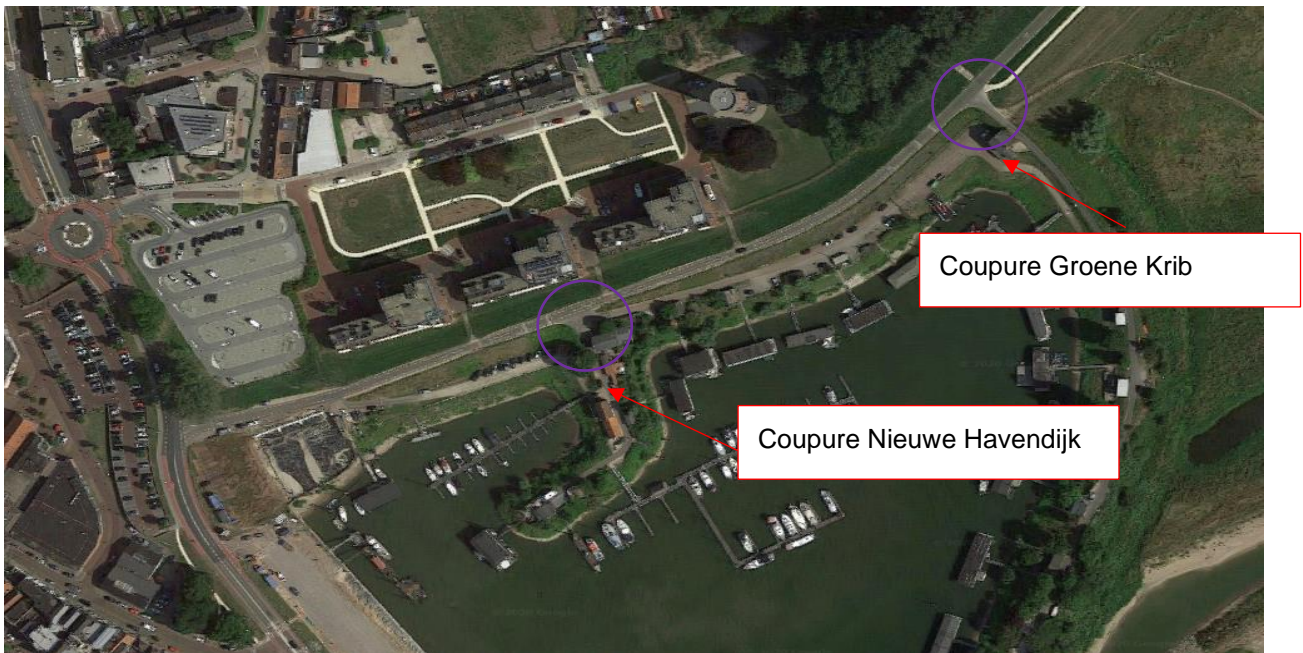
## 1.1. Aanleiding

Een groot deel van de waterkering bij Tiel is in de derde toetsronde afgekeurd. Een deel van dit traject is recent versterkt binnen het project Fluvia Tiel. De versterking van de overige waterkeringen rondom Tiel wordt op orde gebracht met de dijkversterking Stad Tiel. Deze dijkversterking is opgenomen in het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP). Een overzicht van het projectgebied is opgenomen in Figuur 1-2.

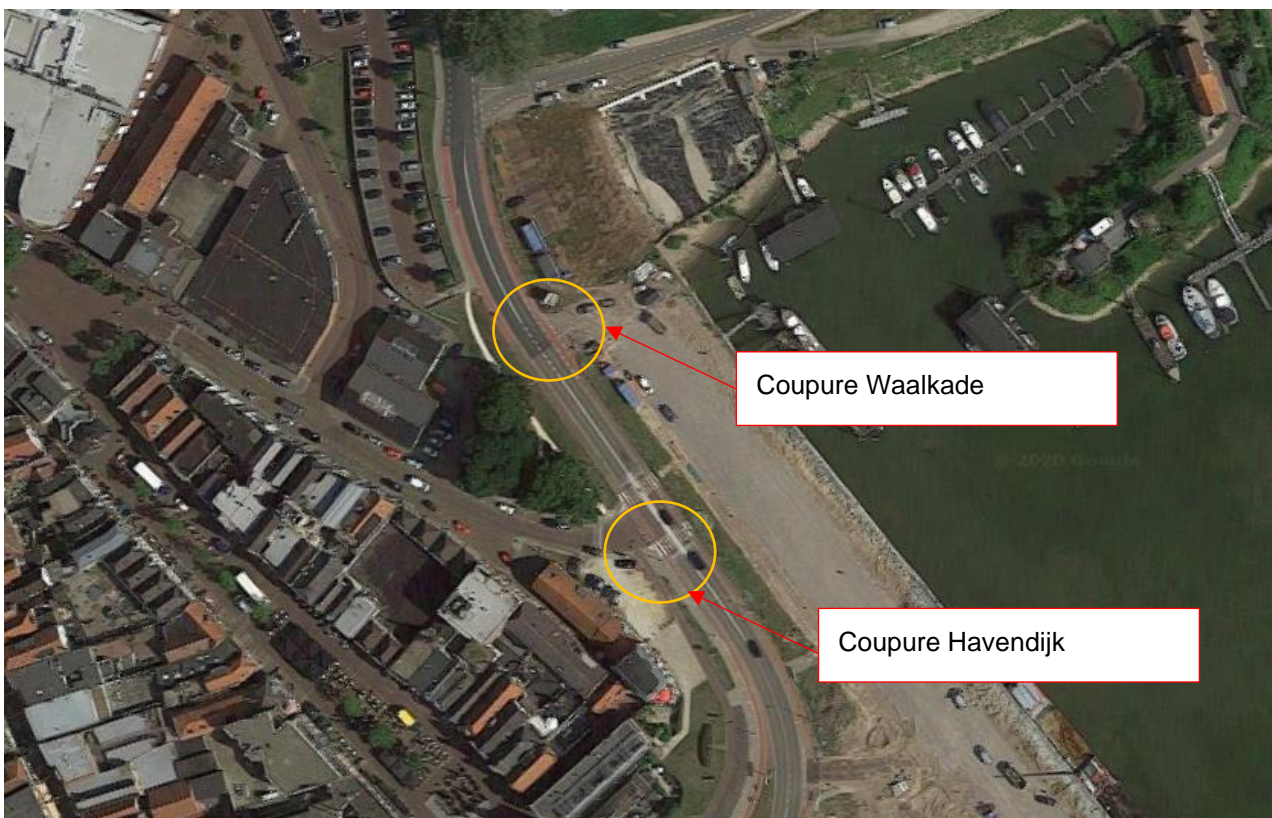
Waterschap Rivierenland (WSRL) heeft voor de waterkering binnen het projectgebied van de dijkversterking Stad Tiel een nadere veiligheidsanalyse uitgevoerd waarbij de scope is vastgelegd met inachtneming van de nieuwe norm uit de Waterwet en de laatste rekenregels uit het Ontwerpinstrumentarium 2014 (OI2014).

In 2019 heeft Tauw, met partners H+N+S en Iv-Infra, de verkenningsfase voor deze dijkversterking doorlopen. Hieruit is het voorkeursalternatief (VKA) van de versterking vastgesteld. In de huidige fase van het project wordt het VKA verder uitgewerkt tot een voorlopig ontwerp (VO), met als doel de benodigde vergunningen, zoals Projectplan Waterwet, monumentenvergunning, etc. aan te vragen.

Voorliggende rapportage betreft de VO-rapportage van de vier nieuwe coupures in deeltraject 3A en 4A en de controleberekening van de deksloof in deeltraject 4c. Deze bestaande deksloof dient tijdens de dijkversterking voorzien te worden van een demontabele kering. De verschillende onderdelen uit deze rapportage zijn uitgewerkt in separate notities. Voorliggend document is een overkoepelende rapportage waarin verwezen wordt naar de verschillende onderliggende notities, die eveneens als bijlage van deze rapportage zijn opgenomen. De locaties van de verschillende objecten zijn aangegeven in Figuur 1-1, Figuur 1-2 en Figuur 1-3.



Figuur 1-1: Locatie nieuwe coupures deeltraject 3A



Figuur 1-2: Locatie nieuwe coupures deeltraject 4A





Figuur 1-3: Locatie deksloof met demontabele kering deeltraject 4C (rood = bestaande deksloof; blauw = nieuwe deksloof)

## 1.2. Doel

Het doel van deze ontwerprapportage is het beschrijven van het ontwerp van de coupures en de controle van de bestaande deksloof in deeltraject 4C. Het ontwerp is uitgewerkt op het niveau van een voorlopig ontwerp (VO). In opvolging van het VO wordt nog de fase definitief ontwerp (DO) en de contractfase doorlopen. Het doel van het VO is het maken van keuzes m.b.t. principeoplossingen en het vaststellen van de hoofdconstructie onderdelen voor een representatieve doorsnede in het deeltraject, dit zijn:

- Principe oplossingen nieuwe coupures en bepalen globale afmetingen constructie en fundering;
- Controleberekening bestaande deksloof deeltraject 4C met demontabele kering.;

In de navolgende fase (DO) worden de constructies verder uitgewerkt en worden de aansluitingen op de naastgelegen deeltrajecten uitgewerkt.

Deze rapportage behandelt uitsluitend het ontwerp van de coupures en deksloof in 4C. Voor het integrale ontwerp van de dijkversterking en de beoordeling van overige faalmechanismen wordt verwezen naar [10] en [11].

### 1.3. Revisiebeheer

De huidige revisie (revisie 1) is de definitieve versie van deze rapportage.

Tabel 1-1: Revisietabel

Revisie document	Omschrijving
0	Conceptversie ter controle
1	Definitieve versie.

### 1.4. Leeswijzer

In paragraaf 1.5 worden de gebruikte documenten en normen aangegeven. Hoofdstuk 2 beschrijft de locatie specifieke uitgangspunten of uitgangspunten die afwijken van de algemene Technische Uitgangspuntennota TUN [9]. De ontwerpresultaten zijn beschreven in hoofdstuk 3. In dit hoofdstuk zijn de ontwerpkeuzes, aandachtspunten ten aanzien van veiligheid, gezondheid, milieu, duurzaamheid en beheer en onderhoud opgenomen. Uitgangspunten voor de uitvoeringsfase zijn beschreven in hoofdstuk 4. De ontwerpvoetsingen zijn opgenomen in hoofdstuk 5. Als laatste hoofdstuk 6, waarin aandachtspunten voor de volgende fases zijn beschreven.

### 1.5. Referenties

De gehanteerde referenties zijn onderstaand opgenomen.

#### *Informatie waterschap Rivierenland*

- [1] Waterschap Rivierenland, Dijkversterking: Veiligheid tijdens de uitvoering en werken in het gesloten seizoen, 19 augustus 2014.

#### *Overige referenties*

- [2] Iv-Infra, Tekening Voorontwerp coupures deeltraject 3 Echteldsedijk situatie, bovenaanzicht, vooraanzichten en doorsneden, 12744666-TE-COU-VO-3\_HAV-0001, versie 2, 03-02-2021
- [3] Iv-Infra, Tekening Voorontwerp coupures deeltraject 4a Havendijk situatie, bovenaanzicht, vooraanzichten en doorsneden, 12744666-TE-COU-VO-4a\_SWH-0001, versie 2, 02-03-2021
- [4] Iv-Infra, Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 3A, INFR200121-R05, revisie 2, 19 maart 2021
- [5] Iv-Infra, Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 4A, INFR200121-R09, revisie 2, 19 maart 2021
- [6] Iv-Infra, Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 4C, INFR200121-R-08, revisie 2, 19 maart 2021
- [7] Tauw, Dijkversterking Stad Tiel, Technische Achtergrondrapportage verkenningfase, 27 februari 2020
- [8] Tauw, Nota voorkeursvariant (Nota VKV) Dijkversterking Stad Tiel, kenmerk R005-1274666DGL, 19 maart 2021
- [9] Tauw, Technische uitgangspuntennotitie VO-fase, kenmerk R007-1274666NPL, 19 maart 2021
- [10] Tauw, Dijkversterking Stad Tiel: Ontwerpnota VO, kenmerk R006-1274666DGL, 19 maart 2021
- [11] Tauw, Technische achtergrondrapportage Waterveiligheid VO-fase, kenmerk R008-1274666NPL, 19 maart 2021
- [12] Tauw, Integrale veiligheidsanalyse, met kenmerk R006-1266919NPL-V01, februari 2020

[13] HKV, Hydraulische randvoorwaarden Stadshart Tiel (detailering hoogteopgave Tiel), december 2018

## 2 Uitgangspunten

De uitgangspunten voor het ontwerpen van de nieuwe coupures en de demontabele kering op de deksloof in deeltraject 4C zijn opgenomen in de TUN [9]. De overige specifieke uitgangspunten staan beschreven in de onderliggende notities bij deze rapportage. Dit zijn:

Bijlage A: Funderingsberekening nieuwe coupures Havendijk en Waalkade

Bijlage B: Schetsontwerp nieuwe coupures Havendijk, Waalkade, Nieuwe Havendijk en Groene Krib

Bijlage C: Beschouwing deklsoof deeltraject 4C

Bijlage D: Beoordeling betrouwbaarheid sluiting nieuwe coupures

De hydraulische randvoorwaarden die opgenomen zijn in de TUN [9] zijn bepaald met de 'standaard' OI-database. Specifiek voor dijkversterking Stad Tiel is door HKV [13] een aangepaste database gemaakt voor het bepalen van de hydraulische randvoorwaarden. In het VO is uitgegaan van de randvoorwaarden bepaald met deze database. In Tabel 2-1 zijn de maatgevende randvoorwaarden gehanteerd voor de coupures weergegeven. In de tabel zijn de waarden voor de situatie met een dominante vervalbelasting weergegeven. Deze situatie is maatgevend voor de coupures. De aanpak voor het afleiden van de randvoorwaarden is beschreven in de TUN [9].

Tabel 2-1: Hydraulische randvoorwaarden coupures

Coupures:	Randvooraardenpunt	Maatgevende belasting 2125			
		HBN 2125 [m+NAP]	Waterstand [m+NAP]	Golfhoogte [m]	Golfpiekperiode [s]
DT3A: Groene krib	Dkr 43 Waal km 914-915 Loc 5_158896_433377	12,83	11,97	0,64	3,02
DT3A: Nieuwe Havendijk	Dkr 43 Waal km 914-915 Loc 6_158806_433335	12,83	11,97	0,60	2,94
DT4A: Havendijk	Tiel_extra_loc15_158738_433162	12,67	11,97	0,54	2,83
DT4A: Waalkade	Tiel_extra_loc1_158669_433253	12,67	11,97	0,39	2,34
DT4C1 Demontabele kering	Dkr 43 Waal km 914-915 Loc 11_158544_432972	12,63	11,92	0,50	2,74
DT4C2,3 Demontabele kering	Dkr 43 Waal km 914-915 Loc 12_158515_432877	12,63	11,92	0,60	2,93

## 3 Ontwerpresultaten

---

### 3.1. Ontwerp coupures Nieuwe Havendijk en Groene Krib (deeltraject 3A)

De coupures Nieuwe Havendijk en Groene Krib worden geïntegreerd in de kistdamconstructie die separaat is uitgewerkt in [2]. Ter plaatse van de coupure wordt de damwand aan de buitenzijde onder het maaiveld doorgezet en wordt het schort en de muur die bevestigd is op de damwand onderbroken. De damwand wordt onder maaiveld voorzien van een betonnen balk met verankeringspunten ten behoeven van het aanbrengen van tussensteunpunten voor het DPS 2000 systeem. In bijlage B is een nadere toelichting op het ontwerp gegeven.

### 3.2. Ontwerp coupures Havendijk en Waalkade (deeltraject 4A)

De coupures Havendijk en Waalkade worden ingepast tussen een dijkversterking bestaande uit L-wanden. Deze L-wanden zijn separaat uitgewerkt in [5]. Ter plaatse van de coupure wordt een betonnen T-balk aangebracht als funderingselement met verankeringspunten voor het DPS 2000 systeem op maaiveldniveau. Onder de T-balk wordt een kort damwandscherm geplaatst om voldoende weerstand tegen afschuiven te genereren. Vanwege achterloopsheid van deeltraject 3 wordt de damwand onder coupure Waalkade langer uitgevoerd. De damwanden worden hier aangebracht tot NAP-1,0 m [11]. In bijlage B is een nadere toelichting op het ontwerp gegeven en in bijlage A is de ontwerpberekening van de fundering opgenomen.

### 3.3. DekslAAF met demontabele kering deeltraject 4C

In bijlage C is een beschouwing opgenomen van de bestaande deksloof in deeltraject 4C. Hierin is geconstateerd dat de bestaande deksloof de belasting als gevolg van de toekomstige hoogwaterstand tegen de demontabele kering op kan nemen. Er is ook gekeken naar mogelijke bevestigingen van de ankerplaten en schroefdraadbussen van het DPS 2000 systeem in de bestaande deksloof. De vastgestelde opties moeten in de DO fase besproken worden met de leverancier van het DPS 2000 systeem. Indien de voorgestelde opties niet mogelijk zijn zal de bestaande deksloof vervangen moeten worden door een nieuwe deksloof waarin de ankerplaten en schroefdraadbussen zijn opgenomen. De deksloof voor de nieuwe damwand in deeltraject 4c1 wordt in het DO uitgewerkt.

### 3.4. Toekomstige uitbreiding constructies

In het ontwerp van de coupures en de beschouwing van de deksloof in deeltraject 4C is rekening gehouden met de situatie voor 2125. Er is gerekend met de hydraulische randvoorwaarden voor het zichtjaar 2125. Bij realisatie betreft de aanleghoogte de vereiste hoogte voor het zichtjaar 2075. De constructies kunnen uitgebreid worden naar het zichtjaar 2125. Hiervoor dienen de sponningen verhoogd te worden en is extra sluitingsmateriaal noodzakelijk. Het uitgangspunt is dat het omliggende maaiveld niet aangepast wordt.

### 3.5. Verificatierapport

Het ontwerp van de coupures en demontabele kering dient te voldoen aan de Klant Eisen Specificatie (KES). Deze verificatie is uitgevoerd in [10].

### 3.6. Risico's

De belangrijkste technische risico's met betrekking tot de realisatie en het ontwerp van de coupures en deksloof met demontabele kering zijn opgenomen in onderstaande tabel. Per risico is aangegeven hoe deze meegenomen is in het huidige ontwerp en/of hoe deze wordt meegenomen in de vervolgfase(n).

Tabel 3-1: Risicotabel kunstwerken

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
1	Verankering DPS2000 systeem niet mogelijk in bestaande deksloof (DT4C2, en DT4C3)	Hoogte deksloof onvoldoende. *	Bestaande deksloof kan niet hergebruikt worden.	Vervangen van de bestaande deksloof.

\* In het VO zijn de specificaties van de verankering niet bekend. Hierdoor kan deze beschouwing niet volledig uitgevoerd worden. In het DO worden de specificaties opgevraagd en kan dit risico nader vastgesteld worden.

### 3.7. Raakvlakken

De geïnterpreteerde raakvlakken zijn onderstaand weergegeven. Per raakvlak is aangegeven hoe deze is verwerkt in het huidige ontwerp en/of hoe dit raakvlak in de vervolgfases verwerkt wordt.

Tabel 3-2: Raakvlakken kunstwerken

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
1	Aansluitingen coupures DT4A	De coupures Havendijk en Waalkade dienen aangesloten te worden op de gekozen versterkingsvariant in deeltraject 4A.	In bijlage B is een principe van de aansluiting weergegeven. Deze aansluiting dient in het DO nader uitgewerkt te worden.
2	Aansluitingen demontabele kering op bestaande coupures	De demontabele kering in deeltraject 4C dient aangesloten te worden op coupures Waalstraat en Bellevue.	Deze aansluiting wordt in het DO nader uitgewerkt.

### 3.8. Veiligheid, gezondheid en milieu

#### 3.8.1. Uitvoeringsfase

De aspecten ten aanzien van veiligheid, gezondheid en milieu (VGM) gedurende de uitvoeringsfases worden nader uitgewerkt in vervolgfases. Aspecten waar in ieder geval rekening mee gehouden wordt:

- Beperking hinder voor omgeving (op het gebied van verkeer, trillingen en geluid)
- Val- en struikelgevaar voorkomen door hoogteverschillen duidelijk zichtbaar te maken, bij grote hoogteverschillen een hekwerk plaatsen.

In de uitvoeringsfase dient rekening gehouden te worden dat verkeer tijdelijk geen gebruik kan maken van de Havendijk en de Echteldsedijk.

#### 3.8.2. Gebruiksfase

Ten aanzien van VGM worden er geen nadelige effecten t.o.v. de huidige situatie verwacht.

### 3.9. Duurzaamheid

#### 3.9.1. Materiaalkeuze en hergebruik

In de keuze voor de toegepaste materialen wordt rekening gehouden met een levensduur van 100 jaar.

#### 3.9.2. Beperking uitstoot (CO<sub>2</sub>, NO<sub>2</sub>, etc.)

Om gedurende de uitvoeringsfase de uitstoot zoveel mogelijk te beperken kan in bij de inkoop en realisatie gedacht worden onderstaande maatregelen:

- Bij de keuze voor het toe te passen materieel rekening houden met de uitstoot van het betreffende materieel.
- Grote hoeveelheden materiaal aan te voeren over het water en realisatie van een of meerdere loslocaties;
- Tijdelijke opslag van materialen zoveel mogelijk op een depot in of nabij het projectgebied
- Vervoerbeweging (bijvoorbeeld materiaal van- en naar opslag) zo veel als mogelijk te beperken.

#### 3.10. Beheer en onderhoud

Voor het beheer en onderhoud van de kunstwerken gelden de onderstaande aandachtspunten. Deze aandachtspunten zijn gebaseerd op het verlagen van de faalkans voor het faalmechanisme betrouwbaarheid sluiting:

- Het jaarlijks oefenen van de mobilisatie en sluiting coupures. Hierbij hoeven niet jaarlijks alle coupures gesloten worden. Er kan volstaan worden met het sluiten van één van de kunstwerken die een vergelijkbaar sluitproces hebben. Als voorbeeld zou jaarlijks: één van de bestaande coupures, één van de nieuwe coupures en één sectie van de demontabele kering gesloten moeten worden. Er dient wel jaarlijks een ander kunstwerk (met een vergelijkbaar sluitproces) gesloten te worden. Daarnaast is het een vereiste dat ieder kunstwerk in ieder geval één keer per vijf jaar gesloten wordt.
- Tweemaal per jaar de coupures en keermiddelen inspecteren en waar nodig maatregelen nemen.
- De keermiddelen en reserve elementen op verschillende plaatsen opslaan.

## 4 Uitvoering

---

De aan te brengen coupures en demontabele kering zijn van relatief kleine omvang ten opzichte van de overige werkzaamheden die in deze dijktrajecten zijn voorzien. Vanwege de kleine omvang zijn er geen specifieke aandachtspunten ten aanzien van de uitvoering gesignaleerd in de VO-fase.



## 5 Ontwerptoetsingen

---

In dit hoofdstuk wordt per object aangegeven hoe er wordt voldaan aan de eisen voor de verschillende faalmechanismen. Hierbij wordt verwezen naar de verschillende notities en rapporten.

### 5.1. Coupures Nieuwe Havendijk en Groene Krib (deeltraject 3A)

#### 5.1.1. Hoogte

De coupures worden ontworpen op een toekomstige aanleghoogte behorende bij het zichtjaar 2125. Voor de coupures in deeltraject betreft deze ontwerphoogte NAP+12,83 m [9]. In eerste instantie worden de coupures aangelegd op een hoogte behorende bij zichtjaar 2075. Dit betreft het niveau NAP+12,58 m. Dit is dezelfde hoogte als de aan weerszijde aangebrachte muur op de kistdam.

#### 5.1.2. Constructief falen

De stabiliteit van de coupure wordt gewaarborgd door de kistdam waarin deze is geïntegreerd. De stabiliteit en sterkte van de kistdam is beschreven in [2]. De sterkte van de betonnen constructieonderdelen (balk, wanden en sponningen) wordt in de DO fase verder gecontroleerd. Voor de keermiddelen wordt gebruik gemaakt van een standaard systeem DPS2000. De sterkte van de aluminium schotten wordt aangetoond door de leverancier.

#### 5.1.3. Betrouwbaarheid sluiting

De toetsing op het faalmechanisme betrouwbaarheid sluiting is beschreven in de notitie in bijlage D. Deze notitie gaat zowel in op de nieuwe als de bestaande coupures in het dijktraject. Voor de nieuwe coupures wordt geconcludeerd dat kan worden voldaan aan de eis voor betrouwbaarheid sluiting mits een aantal aanpassingen in het sluitprotocol en de procedure wordt gedaan. Dit zijn:

- Jaarlijks oefenen van de mobilisatie en sluiting coupures. Hierbij kan voor kunstwerken met een vergelijkbaar sluitproces volstaan worden met het sluiten van één van de kunstwerken.
- Tweemaal per jaar de coupures en keermiddelen inspecteren en waar nodig maatregelen nemen.
- De keermiddelen en reserve keermiddelen op twee verschillende plaatsen opslaan.

#### 5.1.4. Piping

De damwanden van de kistdam waar de coupure in aangebracht wordt zijn getoetst op heave. Deze controle is opgenomen in [11] Hiermee wordt voor de coupure voldaan op dit faalmechanisme.

### 5.2. Coupures Havendijk en Waalkade (deeltraject 4A)

#### 5.2.1. Hoogte

De coupures worden ontworpen op een toekomstige aanleghoogte behorende bij het zichtjaar 2125. Voor de coupures in deeltraject betreft deze ontwerphoogte NAP+12,67 m [9]. In eerste instantie worden de coupures aangelegd op een hoogte behorende bij zichtjaar 2075. Dit betreft het niveau NAP+12,44 m. Dit is dezelfde hoogte als de aan weerszijde aangebrachte L-wand.

### 5.2.2. Constructief falen

De stabiliteit van de fundering is getoetst in bijlage A. De sterkte van de betonnen constructieonderdelen (balk, wanden en sponningen) wordt in de DO fase verder gecontroleerd. Voor de keermiddelen worden gebruik gemaakt van een standaard systeem DPS2000. De sterkte van de aluminium schotten wordt aangetoond door de leverancier.

### 5.2.3. Betrouwbaarheid sluiting

Voor het faalmechanisme betrouwbaarheid sluiting gelden de aandachtspunten beschreven in paragraaf 5.1.3.

### 5.2.4. Piping

In dijktraject 4a is geen pipingopgave. De damwand onder de fundering waarborgt dat er geen nieuwe kwelweg kan ontstaan aan de onderzijde van de T-balk. Hiermee wordt voor de coupure voldaan op dit faalmechanisme.

## 5.3. Demontabele kering deeltraject 4C

### 5.3.1. Hoogte

De demontabele kering is ontworpen op een toekomstige aanleghoogte behorende bij het zichtjaar 2125. Voor de demontabele kering betreft deze ontwerphoogte NAP+12,63 m [9]. In eerste instantie wordt de kering op een hoogte aangelegd behorende bij zichtjaar 2075. Dit betreft het niveau NAP+12,37 m.

### 5.3.2. Constructief falen

De stabiliteit van de kering wordt gewaarborgd door langsconstructie waarin deze is geïntegreerd. De stabiliteit en sterkte van de langsconstructie is beschreven in [6]. De sterkte van de betonnen deksloof wordt in de DO fase verder gecontroleerd. Voor de keermiddelen worden gebruik gemaakt van een standaard systeem DPS2000. De sterkte van de aluminium schotten wordt aangetoond door de leverancier.

### 5.3.3. Betrouwbaarheid sluiting

Voor het faalmechanisme betrouwbaarheid sluiting gelden de aandachtspunten beschreven in paragraaf 5.1.3.

### 5.3.4. Piping

In deeltraject 4C1 voldoet het dijklichaam aan het faalmechanisme piping [12]. De aan te brengen langsconstructie i.c.m. demontabele kering zorgt niet voor een extra intredepunt. In deeltraject 4C1 wordt daarom voldaan aan dit faalmechanisme. In deeltraject 4C2 en 4C3 is de damwand waar de demontabele kering op aangevraagd getoetst op heave. Deze controle is opgenomen in [11]. Hiermee wordt voor de coupure voldaan op dit faalmechanisme.

## 6 Overdracht DO-fase

### 6.1. Nader te detailleren

De volgende punten dienen in de DO-fase nader uitgewerkt te worden:

- De aansluitingen van de kunstwerken op de naastgelegen dijkversterking. Voor de coupures Waalkade en havendijk betreft dit op de aansluiting op de betonnen L-wand. De demontabele kering dient aangesloten te worden op de bestaande coupures Bellevue en Waalstraat.
- De exacte afmetingen en specificaties van het DPS2000 systeem dient bij de leverancier opgevraagd te worden.
- De nieuwe deksloof in deeltraject 4C1 dient uitgewerkt te worden
- In het VO zijn de afmetingen van de betonnen onderdelen veelal bepaald op basis van ervaring. In het DO dienen deze afmetingen onderbouwd te worden.
- De aandachtspunten voor het faalmechanisme betrouwbaarheid sluiting dienen opgenomen te worden in het hoogwaterdraaiboek. Daarnaast dient er een sluitingsprotocol opgesteld te worden voor de nieuwe kunstwerken.

### 6.2. Niet-beheerste risico's

De volgende risico's zijn van belang in het DO en de voorbereiding/realisatie:

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
1	Verankering DPS2000 systeem niet mogelijk in bestaande deksloof (DT4C2, en DT4C3)	Hoogte deksloof onvoldoende. *	Bestaande deksloof kan niet hergebruikt worden.	Vervangen van de bestaande deksloof.

\* In het VO zijn de specificaties van de verankering niet bekend. Hierdoor kan deze beschouwing niet volledig uitgevoerd worden. In het DO worden de specificaties opgevraagd en kan dit risico nader vastgesteld worden.

### 6.3. Openstaande raakvlakken

De volgende raakvlakken zijn van belang in de vervolgfase.

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
1	Aansluitingen coupures DT4A	De coupures Havendijk en Waalkade dienen aangesloten te worden op de gekozen versterkingsvariant in deeltraject 4A.	In bijlage B is een principe van de aansluiting weergegeven. Deze aansluiting dient in het DO nader uitgewerkt te worden.
2	Aansluitingen demontabele kering op bestaande coupures	De demontabele kering in deeltraject 4C dient aangesloten te worden op coupures Waalstraat en Bellevue.	Deze aansluiting wordt in het DO nader uitgewerkt.

#### 6.4. Afgeleide eisen

- Tijdens de uitvoering dient er voldaan te worden aan de eisen opgenomen in [1].

## BIJLAGEN

### A. Funderingsberekening nieuwe coupures Havendijk en Waalkade



## Memo

Voor: Kees Jan van der Wilt  
Van: Folkert Hekman  
Bedrijf: Iv-Infra b.v.  
Datum: 17 november 2020  
Referentie: Coupures Havenkade en Waalkade  
Onderwerp: VO Fundering demontabele waterkering

---

### Inhoudsopgave

<b>1</b>	<b>INLEIDING .....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>UITGANGSPUNTEN ALGEMEEN .....</b>	<b>3</b>
2.1.	NORMEN EN RICHTLIJNEN.....	3
2.2.	DOCUMENTEN .....	3
<b>3</b>	<b>ONTWERP UITGANGSPUNTEN .....</b>	<b>4</b>
3.1.	GRONDONDERZOEK EN BODEMOPBOUW .....	4
3.2.	MAATGEVENDE SITUATIES .....	5
3.3.	GRONDWATERSTAND ACHTER DE WATERKERING .....	5
3.4.	OVERIG.....	6
<b>4</b>	<b>FUNDERINGSONTWERP - VO.....</b>	<b>7</b>
4.1.	FUNDERINGSWIJZE .....	7
4.2.	MODELLERING EN UITGANGSPUNTEN .....	8
4.2.1.	<i>Uitgangspunten Maatgevend Hoog Water (situatie 1 par 3.2) .....</i>	<i>8</i>
4.2.2.	<i>Uitgangspunten dagelijkse omstandigheden (situatie 2 par 3.2).....</i>	<i>9</i>
4.3.	BEREKENINGSRESULTAAT .....	10
4.3.1.	<i>Maatgevend Hoog Water .....</i>	<i>10</i>
4.3.2.	<i>Dagelijkse gebruikssituatie .....</i>	<i>12</i>
4.4.	SAMENVATTING DIMENSIES .....	12

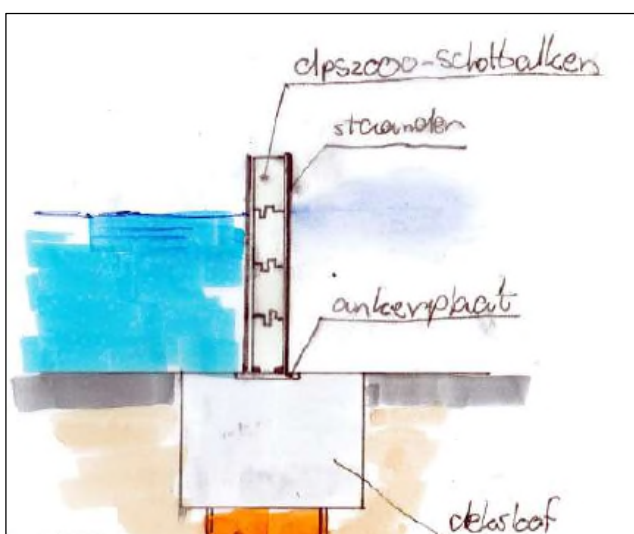


# 1 Inleiding

---

In deze memo is de fundering van de demontabele waterkering ter plaatse van de coupures Havendijk en Waalkade nader beschouwd en zijn de dimensies voor het VO globaal uitgewerkt.

De coupure wordt voorzien van een betonnen deksloof op wegniveau waarop een demontabele waterkering van het type DPS2000 kan worden aangebracht. Deze kering bestaat uit staanders (h.o.h. 3 m), waartussen aluminium schotbalken worden aangebracht die op de deksloof worden aangespannen.



Figuur 1 Principe doorsnede demontabele waterkering



## 2 Uitgangspunten algemeen

---

### 2.1. Normen en richtlijnen

- [1] NEN 9997-1+C2, Eurocode 7 Geotechnisch ontwerp, deel 1 algemene regels, 2017.
- [2] Rijkswaterstaat, Afronding onderzoek vermindering corrosietoeslag damwanden, 2 december 2015.
- [3] CUR 166, damwanden, 6<sup>e</sup> druk, juli 2012.

### 2.2. Documenten

#### Rapport

- [4] Technische uitgangspuntennota, Voorontwerp Dijkversterking Stad Tiel, d.d. 1 juni 2020.
- [5] Schetsontwerp nieuwe coupures, d.d. 27 augustus 2020.
- [6] Grondonderzoek van diverse partijen:
  - a. MOS Grondmechanica, Definitieve rapportage 1 , veld- en laboratoriumonderzoek, R1701863-06, d.d. 13 december 2017
  - b. Wiertma & Partners, Dijkverbetering Stad Tiel, geotechnisch Terrein- en laboratoriumonderzoek, VN-75629-1, uitgevoerd medio april-mei 2020.
  - c. Lankelma, Grondonderzoek stad Tiel, d.d.21-01-2019.

#### Tekening

- [7] Coupures Deeltraject 4a Havendijk, VO, d.d. 30-10-2020.

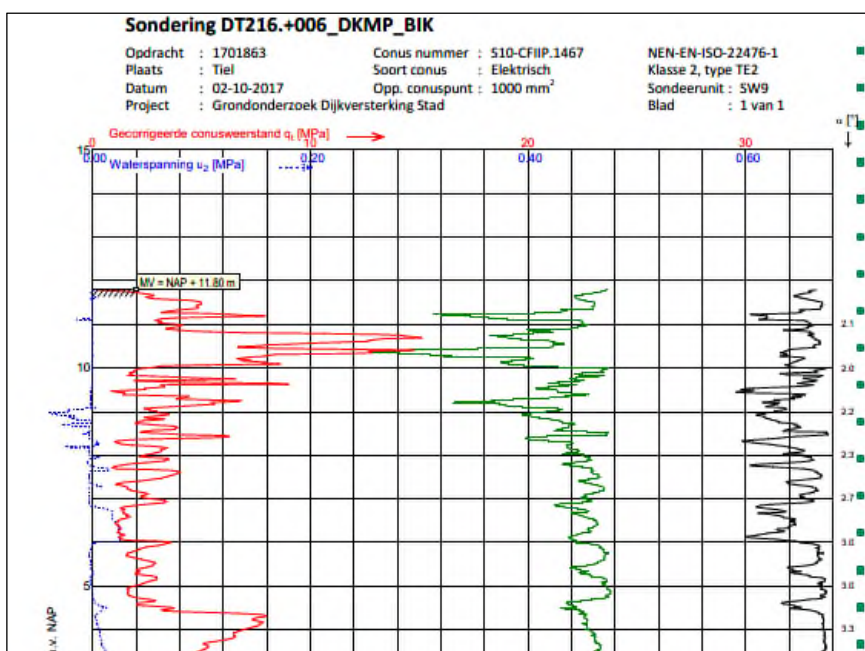


## 3 Ontwerp uitgangspunten

### 3.1. Grondonderzoek en bodemopbouw

Er is sprake van een per sondering sterk variërende bodemopbouw, in de toplagen bestaande uit afwisselend zandlagen en zandige kleilagen of kleiige zandlagen.

Vanwege de beperkte diepte van de constructie wordt voor het VO volstaan met een vereenvoudigde bodemopbouw, bestaand uit 2 bodemlagen. Omdat de coupure in de bestaande weg wordt aangelegd wordt een wegverhardingsconstructie van 1,0 m dikte verondersteld, gemodelleerd door een losgepakte zandlaag. Daaronder is uitgegaan van 'Dijkmateriaal'. Voor de volumegewichten is uitgegaan van de waarden uit de TUN, voor de sterkteparameters is uitgegaan van waarden volgens tabel 2.B (EC7).



Figuur 2 Karakteristiek sondeerbeeld nabij de coupures

Grondsoort	Diepte [m tov NAP]	$\gamma$ (droog) [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ (nat) [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ (kar) [°]	$c'$ (kar) [kN/m <sup>2</sup> ]	$C_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$k_1$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$k_3$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$k_3$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Zand, los (wegfundering)	11,65    10,65	18,00	20,00	30,00	0,00	nvt	12000	6000	3000
Dijkmateriaal	10,65	18,54	18,54	22,50	2,5	80,00	6000	4000	2000

Tabel 1 Vereenvoudigde bodemopbouw en grondparameters

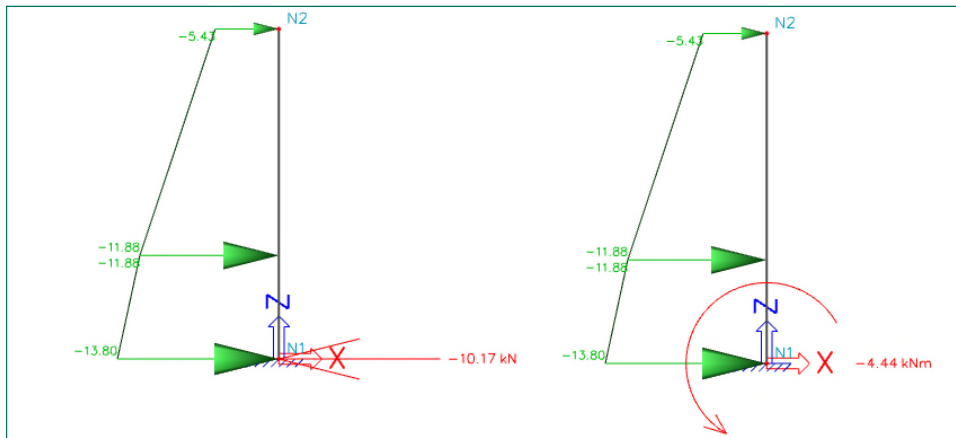


### 3.2. Maatgevende situaties

Beschouwd zijn 2 situaties:

1. Maatgevende situatie tijdens hoog water, met maximale waterstand tegen de tijdelijke waterkering. Volgens opgave van de constructeur bedraagt de horizontale waterdruk op het maaiveldniveau  $10,17 \text{ kN/m}^2$  (rekenwaarde) en het moment  $4,44 \text{ kNm/m}^2$  (rekenwaarde), uitgaande van hydrostatische druk met golfloop.

Op basis van [7] is aangenomen dat de hoogte van de tijdelijke waterkering  $12,65 \text{ m} + \text{NAP}$  bedraagt (met geringe marge) en het maaiveldniveau  $11,65 \text{ m} + \text{NAP}$  (laagste maaiveldniveau, zie [7]).



Figuur 3 Belasting op de tijdelijke waterkering

Onder het maaiveldniveau wordt de hydrostatische waterdruk verondersteld.

2. Maatgevende situatie onder dagelijkse omstandigheden, een belasting van  $F_{\text{vert,verkeer}} = 300 \text{ kN/m}^2$  (rekenwaarde, LM2, conform NEN-EN1991-2) als gevolg van vrachtverkeer op de betonsloof.

### 3.3. Grondwaterstand achter de waterkering

- Voor belastinggeval 1 is achter de waterkering een grondwaterstand aangehouden gelijk met maaiveld, dit levert in de berekeningen een maatgevende situatie.
- Voor belastinggeval 2 is uitgegaan van een waterstand van  $1 \text{ m}$  – maaiveld gelijk met de onderkant van de fundering (conservatief).



### 3.4. Overig

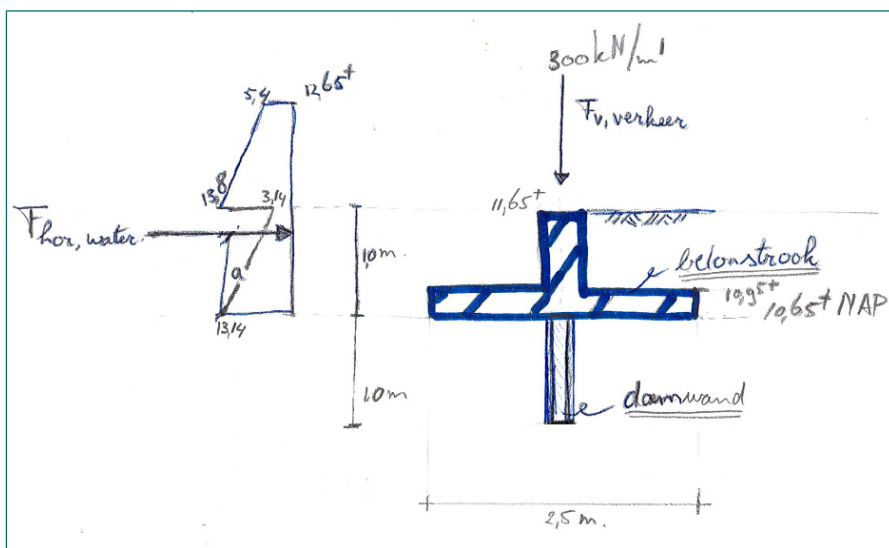
- Voor de berekeningen is uitgegaan van klasse CC3/RC3.
- Levensduur van de constructie bedraagt 100 jaar.
- Voor het aanlegniveau van de fundering is uitgegaan van 1 m – maaiveld.
- Volumiek gewicht beton: 24 kN/m<sup>3</sup>.
- Volumiek gewicht zand (onder water) 10 kN/m<sup>3</sup>.
- Corrosie staal conform [4].

## 4 Funderingsontwerp - VO

### 4.1. Funderingswijze

Uitgangspunt is een fundering op staal (strokenfundering van beton), bijvoorbeeld als bij de coupure Bellevue. Voor de bepaling van de afmetingen is volgens de Eurocode 7 een controle uitgevoerd op het draagvermogen en het mechanisme schuiven en kantelen.

Bij de belastingsituatie 1 (par. 3.2) blijkt de horizontale belasting op de funderingsstrook dusdanig groot ten opzichte van de verticale belasting dat de horizontale draagkracht en kantelstabiliteit van de fundering niet voldoet. Passieve weerstand is daarbij ten dele in rekening gebracht om te grote horizontale vervormingen van de fundering te voorkomen. Om de horizontale krachten op te kunnen nemen wordt daarom een (korte) damwand onder de funderingsstrook toegepast waarmee de passieve weerstand voldoende kan worden vergroot.



Figuur 4 Schets funderingsplaat met damwand (re) en horizontale waterdruk (li)

Het draagvermogen van de betonnen strokenfundering is berekend met D-Foundations en de inbeddingsdiepte van de damwand en het profieltype is berekend met D-Sheetpiling.



## 4.2. Modelling en uitgangspunten

### 4.2.1. Uitgangspunten Maatgevend Hoog Water (situatie 1 par 3.2)

Zie Figuur 4

- Funderingsbreedte (strook) : 2,5 m
- Maaiveldniveau : 11,65 m + NAP
- Aanlegdiepte fundering : 10,65 m + NAP (1 m – maaiveld, aanname)
- Dikte betonnen funderingsstrook : 0,3 m
- Dikte zand op de funderingsstrook : 0,7 m
  
- Kop van de staanders (ca.) : 12,65 m + NAP [7]
- Hart op hart afstand staanders : 3,0 m
  
- Hor. Waterdruk kering  $F_{hor,d,waterkering}$  : 10,17 kN/m' (opgave constructeur)
- Resultante hor. waterdruk  $F_{hor,d,water}$  :  $10,17 + 3,14 \cdot 1,0 + (13,14 - 3,14) \cdot 1,0 \cdot 0,5 = 18,31$  kN/m'  
Dit is de waterdruk op de waterkering inclusief de waterdruk vanaf maaiveld tot onderkant fundering.  
Zie Figuur 4
- Arm hor.waterdruk t.o.v. OK fundering :  $a = (10,17 \cdot 1,44 + 3,14 \cdot 0,5 + 5 \cdot 0,33) / 18,31 = 0,98$  m
- Vert.belasting  $F_{vert,kar, EG}$  (onder water) :  $0,3 \cdot (24 - 10) \cdot 2,5 + 0,7 \cdot 10 \cdot 2,5 = 28$  kN/m'  
 $F_{vert,d,EG}$  laag :  $0,9 \cdot 28 = 25,2$  kN/m' (maatgevend voor draagvermogen)
- Waterstand binnen de waterkering : 11,65 m + NAP (maaiveldniveau, dit is maatgevend)
  
- Damwandtype : AZ18-700, minimaal S240
- Meewerkende breedte damwand : De betonsloof verdeelt de belasting op de staanders zodanig dat de damwand over de volledige lengte van de sloof wordt gemobiliseerd.
- Randvoorwaarde kop damwand : Verende inklemming, berekend wordt 1x volledig ingeklemd, 1x zonder inklemming.

Gecontroleerd is of het moment als gevolg van de resultante horizontale waterdruk opneembaar is door de funderingsstrook en of de horizontale waterdruk op de waterkering opneembaar is door de damwand + fundering.

#### D-Foundations:

De verticale belasting bedraagt  $F_{vert,d,laag} = 25,2$  kN/m'.

Het door de fundering op te nemen moment als gevolg van de waterdruk bedraagt:

$$F_{hor,d,water} \cdot a = 18,31 \cdot 0,98 = 17,86 \text{ kNm/m'}$$

De excentriciteit van de verticale belasting volgt daarmee uit:

$$17,86 / F_{vert,d,EG \text{ laag}} = 0,71 \text{ m}$$



#### D-Sheetpiling:

De door de damwand op te nemen horizontale belasting op de onderkant van de fundering (10,65 m + NAP) bedraagt:

$$F_{\text{hor,d,waterkering}} = 10,17 \text{ kN/m'}$$

Vanwege de zijdelingse spreiding in de balk wordt er van uitgegaan dat de damwand over de volledige lengte van de sloof wordt geactiveerd.

#### **4.2.2. Uitgangspunten dagelijkse omstandigheden (situatie 2 par 3.2)**

Zie Figuur 4.

- Geometrie volgens situatie 1
- Verkeersbelasting  $F_{\text{vert,d}}$  : 300 kN/m'

#### D-Foundations:

Gecontroleerd is of de verticale (centrische) belasting is op te nemen door de funderingsstrook.



### 4.3. Berekeningsresultaat

#### 4.3.1. Maatgevend Hoog Water

##### D-Foundations:

Uit de onderstaande berekeningsresultaten blijkt dat de fundering op draagvermogen voldoet.

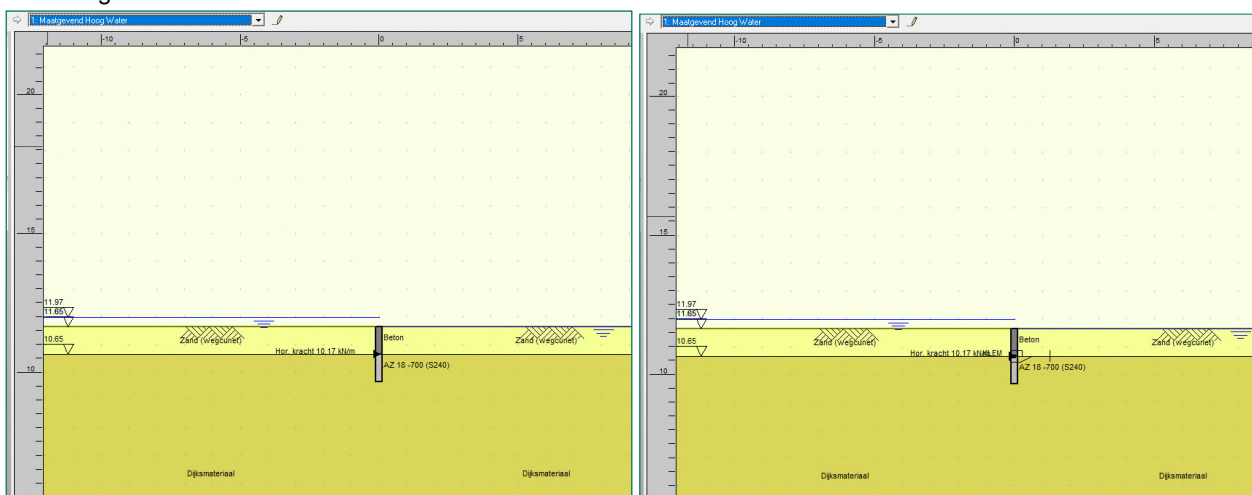
Fund. elem. naam	Berekenings-geval	Vd [kN]	Rd [kN]	Rd (Squeeze) [kN]	Ftrek [kN]	Resultaat toetsing
Situatie 1	Geval C	25.20	329.07	0.00	0.00	VOLDOET

Fund. elem. naam	Berekenings-geval	Vd [kN]	Rd [kN]	Vd (Pons) [kN]	Rd (Pons) [kN]	Resultaat toetsing
Situatie 1	Geval C	25.20	39.98	25.20	40.00	VOLDOET

Tabel 2 Toetsing draagvermogen ongedraineerd (boven) en gedraineerd (onder)

##### D-Sheetpiling:

In onderstaande figuur zijn de 2 beschouwde gevallen weergegeven, met en zonder inklemming in de fundering.



Figuur 5 Damwand zonder inklemming in de fundering (li) en met inklemming (re)



Fase nr.	Verificatie type	Verplaatsing [mm]	Moment [kNm]	Dwarskracht [kN]	Mob. perc. moment [%]	Mob. perc. weerstand [%]	Verticaal evenwicht
1	EC7(NL)-Stap 6.1		1.96	<b>-8.15</b>	<b>0.0</b>	<b>53.4</b>	---
1	EC7(NL)-Stap 6.2		1.96	<b>-8.15</b>	<b>0.0</b>	<b>53.4</b>	---
1	EC7(NL)-Stap 6.3		1.96	<b>-8.15</b>	<b>0.0</b>	<b>53.4</b>	---
1	EC7(NL)-Stap 6.4		1.96	<b>-8.15</b>	<b>0.0</b>	<b>53.4</b>	---
1	EC7(NL)-Stap 6.5	<b>1.9</b>	1.68	5.25	<b>0.0</b>	33.5	---
1	EC7(NL)-Stap 6.5 * 1.350		<b>2.27</b>	7.09			
<b>Max</b>		<b>1.9</b>	<b>2.27</b>	<b>-8.15</b>	<b>0.0</b>	<b>53.4</b>	---

Tabel 3 Berekeningsresultaat niet ingeklemde damwand

Fase nr.	Verificatie type	Verplaatsing [mm]	Moment [kNm]	Dwarskracht [kN]	Mob. perc. moment [%]	Mob. perc. weerstand [%]	Verticaal evenwicht
1	EC7(NL)-Stap 6.1		<b>5.64</b>	<b>-10.98</b>	<b>42.2</b>	<b>50.1</b>	---
1	EC7(NL)-Stap 6.2		5.62	-10.97	42.1	<b>50.1</b>	---
1	EC7(NL)-Stap 6.3		<b>5.64</b>	<b>-10.98</b>	<b>42.2</b>	<b>50.1</b>	---
1	EC7(NL)-Stap 6.4		5.62	-10.97	42.1	<b>50.1</b>	---
1	EC7(NL)-Stap 6.5	<b>0.8</b>	3.18	-6.39	25.1	32.3	---
1	EC7(NL)-Stap 6.5 * 1.350		4.30	-8.62			
<b>Max</b>		<b>0.8</b>	<b>5.64</b>	<b>-10.98</b>	<b>42.2</b>	<b>50.1</b>	---

Tabel 4 Berekeningsresultaat ingeklemde damwand

Het maximale inklemmoment ter plaatse van de fundering bedraagt 4,5 kNm/m' (rekenwaarde).

Het berekende moment ligt ruim lager dan het opneembare moment van een damwand AZ18-700 ( $M_{r, kar, S240} = 432 \text{ kNm/m'}$  exclusief corrosie) en de damwand voldoet.

De berekende maximale horizontale vervorming bedraagt ca. 2 mm en is minimaal en acceptabel.





#### 4.3.2. Dagelijkse gebruikssituatie

##### D-Foundations:

Uit de onderstaande berekeningsresultaten blijkt dat de fundering op draagvermogen voldoet.

Fund. elem. naam	Berekeningsgeval	Vd [kN]	Rd [kN]	Rd (Squeeze) [kN]	Ftrek [kN]	Resultaat toetsing
Situatie 2	Geval C	300.00	804.22	0.00	0.00	VOLDOET

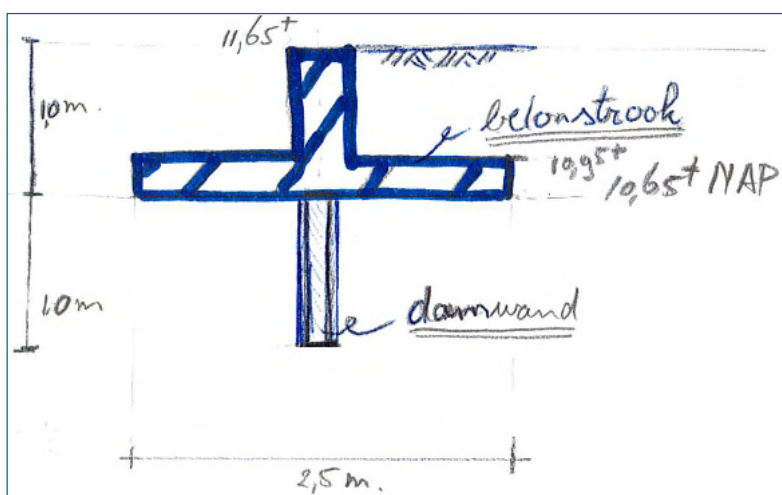
  

Fund. elem. naam	Berekeningsgeval	Vd [kN]	Rd [kN]	Vd (Pons) [kN]	Rd (Pons) [kN]	Resultaat toetsing
Situatie 2	Geval C	300.00	381.30	300.00	405.56	VOLDOET

Tabel 5 Toetsing draagvermogen ongedraineerd (boven) en gedraineerd (onder)

#### 4.4. Samenvatting dimensies

- Funderingsbreedte (strook) : 2,5 m
- Dikte betonstrook : 0,3 m
- Maaiveldniveau : 11,65 m + NAP
- Aanlegdiepte fundering : 10,65 m + NAP (1 m – maaiveld)
- Kop damwand : 10,65 m + NAP, de damwand dient te worden opgenomen in betonnen funderingsstrook.
- Voet damwand : 9,65 m + NAP
- Damwandlengte onder fundering : 1,0 m,
- Damwandtype : AZ18-700 S240



Figuur 6 Dimensies fundering en damwand

**B.** Schetsontwerp nieuwe coupures Havendijk, Waalkade, Nieuwe Havendijk en Groene Krib



## Notitie

Voor: Waterschap Rivierenland  
Van: C.J.A. van der Wilt  
Bedrijf: Iv-Infra b.v.

Datum: 27 augustus 2020  
Referentie:  
Onderwerp: Schetsontwerp nieuwe coupures

### 1 Inleiding

In deze notitie wordt het schetsontwerp van de nieuwe coupures in dijktraject 4C binnen het project Stad Tiel nader uitgewerkt. In totaal zijn 4 coupures voorzien, waarvan 2 coupures in de Echteldsedijk (2 en 3), 1 ter plaatse van Zoutkeetstraatje (1) en 1 ter plaatse van de Waalkade (4). In Figuur 1 zijn de locaties van de coupures weergegeven.



Figuur 1 Plattegrond met locaties coupures (in rood)

Vanuit de autocad-tekening [1] zijn globaal de breedtes van de weg overgenomen. Voor de breedtes van de coupures wordt uitgegaan van een systeemlengte van de schotbalken van 3 meter. De coupures hebben

daarom een lengte, die een veelvoud van 3 meter zijn. Voor de hoogte van de coupures wordt uitgegaan van de projectie van 2125. De lengtes en vereiste hoogtes van de coupures zijn gegeven in de Tabel 1.

Tabel 1 Afmetingen coupures

Coupure	Lengte coupure [m]	Kruinhoogte [m NAP]	Hoogte dijk 2125 [m NAP]	Hoogte coupure [m]
Echteldsedijk 1	15	+11.93	+12.83	0.90
Echteldsedijk 2	12	+11.93	+12.83	0.90
Zoutkeetstraatje	15	+11.93	+12.67	0.74
Waalkade	12	+11.93	+12.67	0.74

## 2 DPS2000-systeem

Voor de coupures, is gekozen om het DPS2000-systeem [2] toe te passen. Het DPS2000-systeem is een demontabele waterkering, die aangebracht wordt wanneer hoog water wordt verwacht. In de coupure wordt een systeemwand geplaatst, bestaande uit aluminium staanders met daartussen aluminium schotbalken (zie Figuur 2). De schotbalken hebben een speciale vertanding met een afdichtingsprofiel, waardoor nauwelijks waterlekage optreedt tussen de schotbalken (zie Figuur 2).



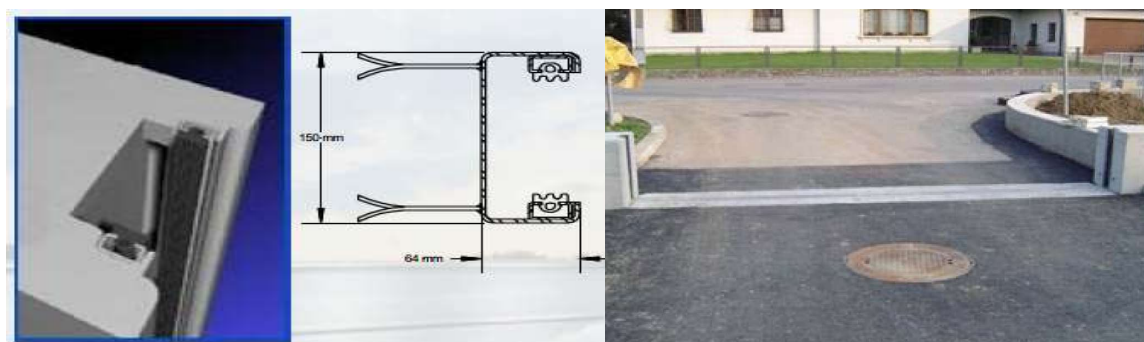
Figuur 2 Links: Coupure met DPS2000 en rechts: speciale vertanding schotbalken.

De schotbalken en staanders worden op locatie in elkaar gezet (Figuur 3). De staanders worden vastgezet op een stalen ankerplaat, die in een betonnen deksloof is opgenomen (zie Figuur 3 voor een principe-detail). De detaillering voor de coupures is in hoofdstuk 3 nader uitgewerkt.



Figuur 3 Links: opbouwen systeemwand en rechts: ankersplaat staanders

Ter plaatse van de dijk wordt een wandaansluiting gemaakt. Dit betreft een wand met een sponning, waar de schotbalken in worden gezet. Het wandaansluitingsdetail wordt in het beton verankerd.



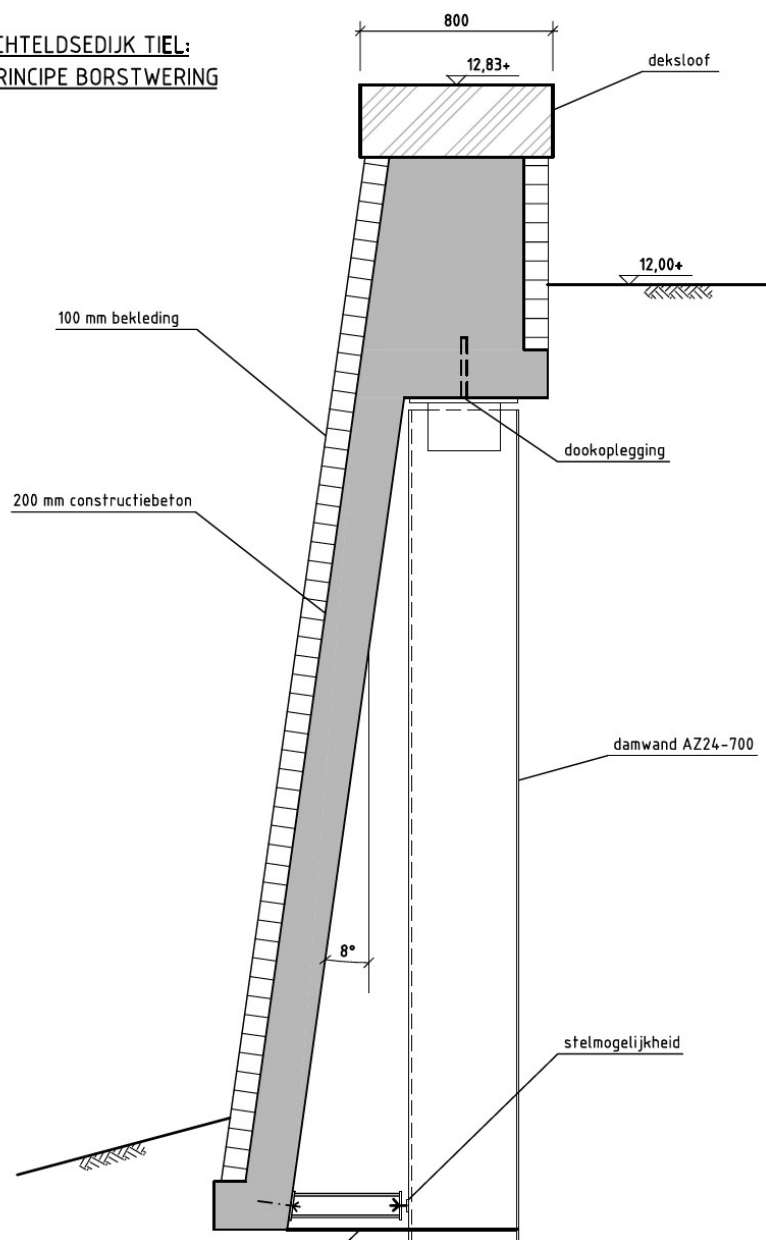
Figuur 4 Links: Sponning ter plaatse van wandaansluiting en rechts: voorbeeld coupure met DPS2000

In de brochure van de fabrikant [2] zijn niet alle afmetingen gegeven. Een standaardlengte van een schotbalk is 3 meter en de hoogte van een balk is 0.2 meter. De breedte van de balk is echter niet terug te vinden. Op basis van de documentatie zou dit ca. 0.1 meter moeten zijn. In een vervolgfase worden de technische specificaties bij de fabrikant opgevraagd.

### 3 Schetsontwerp coupures Echteldsedijk

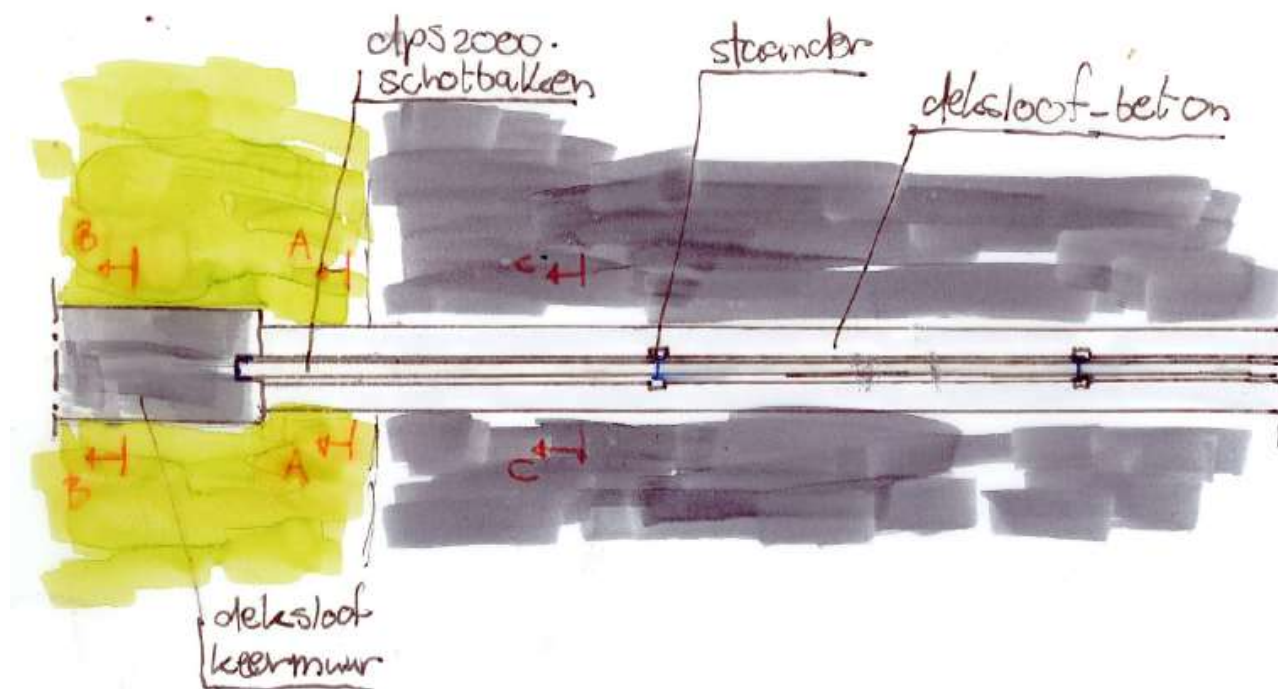
2 coupures bij de Echteldsedijk sluiten aan op een damwand met een borstwering. De damwand is onderdeel van de nieuwe waterkering en tevens onderloopsscherm. Op de damwand wordt een borstwering aangebracht (zie Figuur 5). De wanden van de coupure en de funderingsbalk sluiten op dit detail aan.

ECHTELSEDIJK TIEL:  
PRINCIPE BORSTWERING



Figuur 5 Principe borstwering / damwandkering

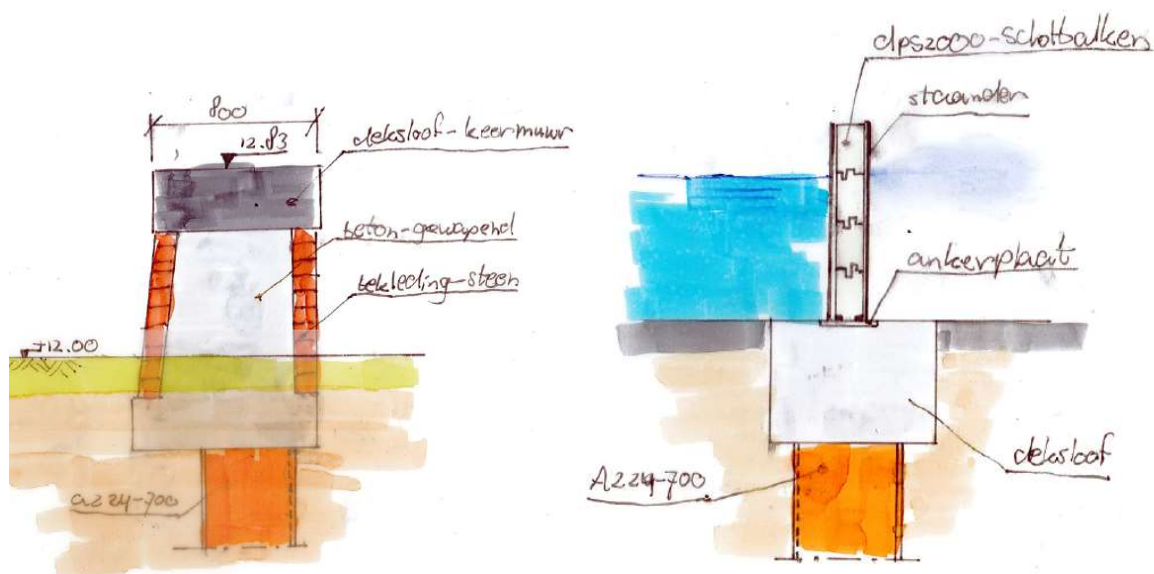
In Figuur 6 is het bovenaanzicht van de keermuur gegeven. In deksloof van de borstwering/kering wordt een sponning opgenomen. De sponning is nodig om de eerste rij schotbalken in te plaatsen. De volgende rijen schotbalken bevinden zich tussen staanders. De staanders worden geplaatst op een betonnen deksloof en zullen in de normale situatie (wanneer waterniveau niet kritisch is) niet aanwezig zijn. De betonnen deksloof is aan de bovenzijde gelijk aan het maaiveld. Aan de onderzijde wordt deze sloof op de damwand geplaatst.



Figuur 6 Helft bovenaanzicht aansluiting keermuur/borstwering

Ter plaatse van de coupure is de wand van de borstwering lager aangezien het maaiveld aan beide zijden van de wand ongeveer gelijk is. Om constructief de coupure te maken wordt aansluiting uitgevoerd als een gewapend wand met aan beide zijde bekleding. Aan de onderzijde staat deze wand op een deksloof, die op de damwand wordt gestort (verankerd). Dit detail is weergegeven in Figuur 7 links (In Figuur 6 is dit snede B-B).

In Figuur 7 rechts is snede C-C gegeven. In het wegverharding loopt de betonnen deksloof door. In de betonnen deksloof zijn de ankerplaten van het DPS-2000 opgenomen. Op de ankerplaten kunnen de staanders worden gezet en de schotbalken worden aangebracht. Bij hoog water ontstaat dan de situatie, zoals in Figuur 7 rechts is weergegeven.



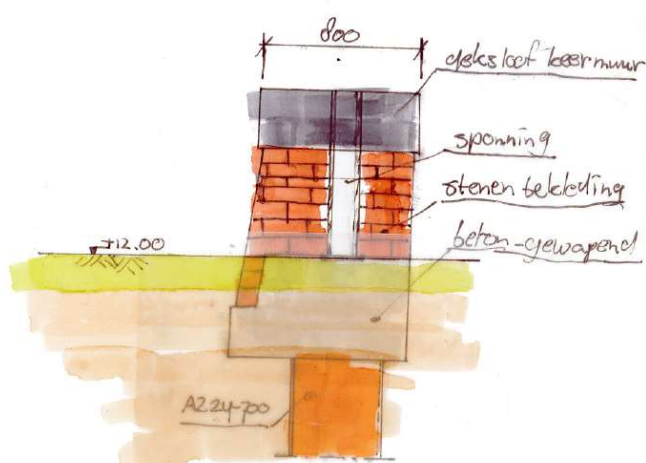
Figuur 7 links: Snede B-B aansluiting borstwering op de coupure en rechts: snede C-C deksloof met schotbalken

Voor de aansluiting met de keermuur / borstwering zijn 2 varianten geschetst:

- Variant A: Aansluiting uitgevoerd in metselwerk;
- Variant B: Aansluiting uitgevoerd als betonnen wand.

#### Variant A: Aansluiting uitgevoerd in metselwerk

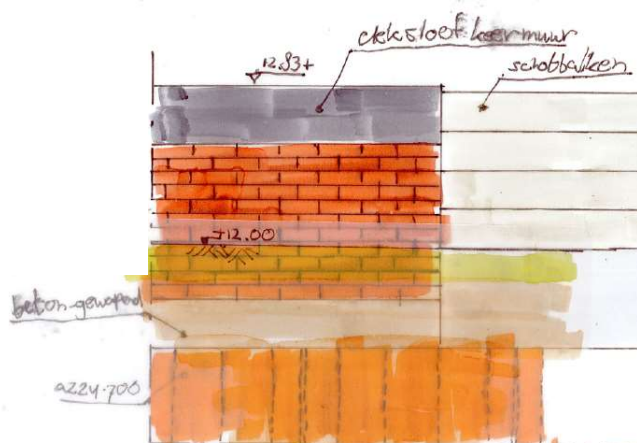
In Figuur 8 is een vooraanzicht (ter plaatse van snede A-A, zie Figuur 6) van de aansluiting van de keermuur gegeven. Aan de bovenzijde bevindt zich de deksloof, die ook op de borstwering wordt geplaatst. De bekleding van de borstwering loopt om de 'hoek' door tot de sponning. De sponning wordt verder naar achter geplaatst, waardoor het profiel van het DPS2000-systeem volledig opgenomen is in de betonnen binnenwand. De wand is aan de onderzijde gefundeerd op een gewapend betonnen sloof.



Figuur 8 Vooraanzicht variant A (t.p.v. snede A-A)



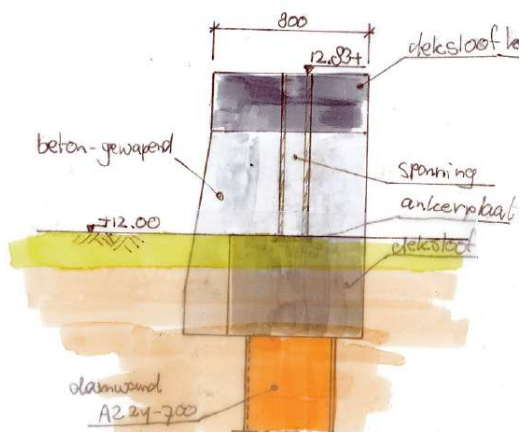
In Figuur 9 is het zijaanzicht van variant A gegeven. De schotbalken (rechts) zijn aan de uiteinden opgenomen in de betonnen keerwand. Vanaf deze zijde is de betonnen binnenwand niet zichtbaar, omdat de bekleding volledig doorloopt.



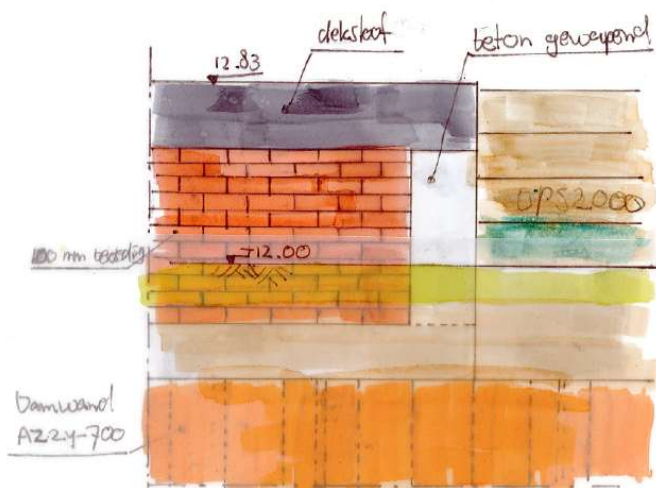
Figuur 9 Zijaanzicht variant A

### Variant B: Aansluiting uitgevoerd als betonnen wand

In Figuur 10 is het vooraanzicht (t.p.v. snede A-A) van variant B gegeven. In deze variant wordt de aansluiting volledig in beton uitgevoerd. In de wand wordt de sponning van het DPS2000-systeem opgenomen. De sloof op de keermuur wordt gelijk uitgevoerd als de borstwering. Alleen gaat de wand over op een betonnen wand. In Figuur 11 is het bijbehorende zijaanzicht gegeven. Op de damwand wordt een betonnen deksloof aangebracht, die doorloopt door het wegdek. De keermuur is uitgevoerd van beton met bekleding. Ter plaatse van de aansluiting van de keermuur op de schotbalken wordt dit deel ook uitgevoerd in beton.



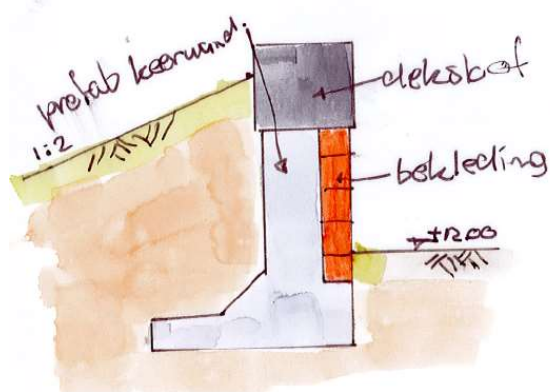
Figuur 10 Vooraanzicht variant B-B (t.p.v. snede A-A)



Figuur 11 Zijaanzicht variant B

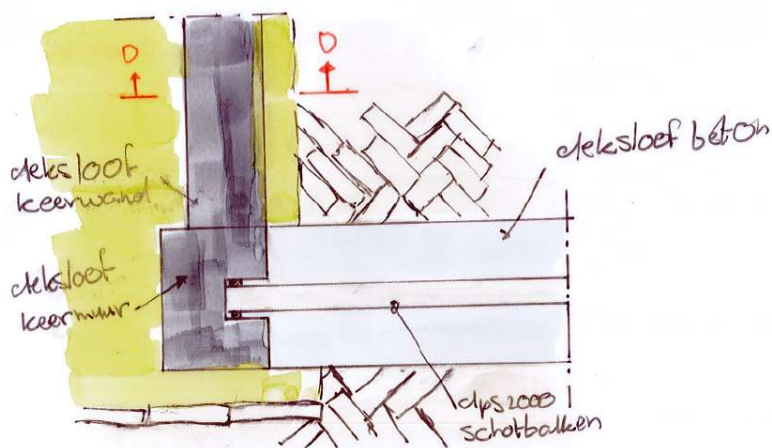
## 4 Schetsontwerp Coupures Zoutkeetstraatje en Waalkade

Bij het traject nabij de haven is de voorkeursvariant om een prefab betonnen keerwand toe te passen. In dit traject bevinden zich de coupures van het Zoutkeetstraatje en de Waalkade. Het type prefab keerwand is nog niet gekozen en afhankelijk van de prefab leverancier. Voor de schetsen worden de afmetingen ingeschat. In Figuur 12 is een dwarsdoorsnede van een prefab keerwand met bekleding gegeven. Aan de achterzijde is nu een talud getekend. Optioneel zou deze zijde ook met bekleding uitgevoerd kunnen worden. Dit zorgt wel voor een gewichtstoename ter plaatse van de voorzijde van de keerwand. In overleg met een prefab leverancier dient nagegaan te worden of dit mogelijk is.



Figuur 12 Dwarsdoorsnede keerwand (doorsnede D-D)

De deksloef op de keerwand is smaller (ca. 300 mm) dan de minimaal benodigde breedte van de aansluiting van de coupure (ca. 400 mm). Een principe-bovenaanzicht van de hoekaansluiting van de Waalkade is weergegeven in Figuur 13.



Figuur 13 Bovenaanzicht aansluiting coupure op keerwand t.p.v. de Waalkade

Prefab keerwanden zijn in verschillende uitvoeringen mogelijk. Elke leverancier hanteert eigen modellen en dus ook andere afmetingen. Het bovenstaande principe is gebaseerd op de keerwanden van Romein Beton. Optioneel zouden de keerwanden in het zicht met een patroon of een andere kleursamenstelling uitgevoerd kunnen worden. 2 voorbeelden zijn weergegeven in Figuur 14.



Figuur 14 Wandbekleding door prefab leveranciers

## 5 Openstaande zaken

Onderstaand zijn de belangrijkste zaken vermeld, die nog uitgezocht dienen te worden:

- De lengte en de exacte locaties van de coupures dient nog verder uitgezocht te worden. De afmetingen in Tabel 1 zijn nog niet definitief. Dit is tevens afhankelijk de locatie van het dijklichaam.
- Van het DPS2000-systeem is een handleiding te vinden, echter zijn de exacte specificaties niet bekend. Bij de fabrikant dient nog de exacte afmetingen, specificaties van de onderdelen, etc. opgevraagd te worden.
- In eerdere rapportages is geconstateerd dat ter plaatse van de coupure Zoutkeetstraatje het dijklichaam voldoet op onderlooptheid (piping). In dit geval wordt geen damwand aangebracht. Nog nagegaan dient



te worden hoe de coupure wordt gefundeerd. Dit dient in het vervolg van het VO nader beschouwd te worden.

## 6 Literatuurlijst

---

[1] Autocad-tekening plattegrond Tiel

[2] Brochure 6\_DPS2000\_NL – Gesellschaft für Hochwasserschutz mbH

## C. Beschouwing deklsoof deeltraject 4c

## Notitie

Voor: Waterschap Rivierenland  
Van: C.J.A. van der Wilt  
Bedrijf: Iv-Infra b.v.

Datum: 04 november 2020  
Referentie: -  
Onderwerp: INFR200212 Beschouwing deksloof 4C v1

### 1 Inleiding

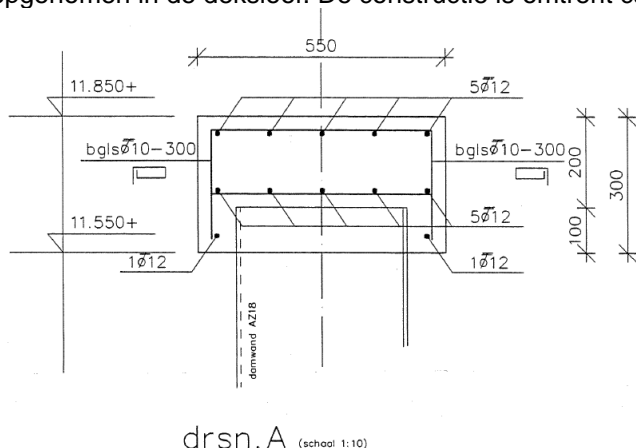
Binnen het dijktraject 4C, onderdeel van het project 'Stad Tiel' bestaat een deel van de kering uit een damwandconstructie. Op de damwand is een gewapend betonnen deksloof aangebracht. In Figuur 1 is dit traject in 'oranje' gemarkeerd. De totale lengte van dit 'oranje' traject is ca. 125 m. Onderdeel van de dijkverhoging is dat op de damwand een demontabele kering aangebracht wordt om het water te keren bij hoogwater. In deze memo wordt onderzocht of het haalbaar is om een demontabele kering op de bestaande deksloof aan te brengen. In het geval dat de deksloof niet in staat is om als onderdeel van de demontabele kering te fungeren, wordt een eerste aanzet voor het ontwerp van een nieuwe deksloof gemaakt.



Figuur 1 Plattegrond met locaties coupures (in rood)

## 2 Omschrijving constructie

De damwand in dijktraject 4C betreft een AZ18-profiel met een planklengte van 13 meter. Op de damwand is een gewapend betonnen deksloof met een breedte van 550 mm en een hoogte van 300 mm aangebracht. In Figuur 2 is een dwarsdoorsnede van de damwand met deksloof gegeven. De damwand is voor 100 mm opgenomen in de deksloof. De constructie is omtrent ca. 1996 aangebracht.



Figuur 2 Dwarsdoorsnede damwand met deksloof [2]

Zoals weergegeven in Figuur 2 is de wapening van de deksloof niet verankerd aan de damwand. In de berekening [1] is uitgegaan dat de sloof alleen verticaal wordt belast. Horizontale belastingen zijn in de berekening niet meegenomen.

### 3 Demontabele kering op damwand

Voor de toekomstige situatie (zichtjaar 2075 en 2125) is in het geval van hoogwater een hogere waterstand voorzien. De huidige kering voldoet bij een waterstand van 11.85 m NAP. De projectie voor de toekomst is dat de waterstand bij hoogwater boven het niveau van de huidige kering uitkomt. In de onderstaande tabel zijn de niveaus per zichtjaar gegeven

Tabel 1 Afmetingen coupures

	Huidig [m NAP]	Zichtjaar 2075 [m NAP]	Zichtjaar 2125 [m NAP]
Traject 4C	+11.85	+12.36	+12.63

Om de toekomstige hogere waterstand te kunnen keren is een demontabele kering voorzien. Voor de demontabele kering wordt het DPS2000-systeem [4] toegepast. Op de deksloof wordt een systeemwand geplaatst, bestaande uit aluminium staanders met daartussen aluminium schotbalken (zie Figuur 3). De schotbalken hebben een speciale vertanding met een afdichtingsprofiel, waardoor nauwelijks waterlekage optreedt tussen de schotbalken (zie Figuur 3).



Figuur 3 Links: Coupure met DPS2000 en rechts: speciale vertanding schotbalken.

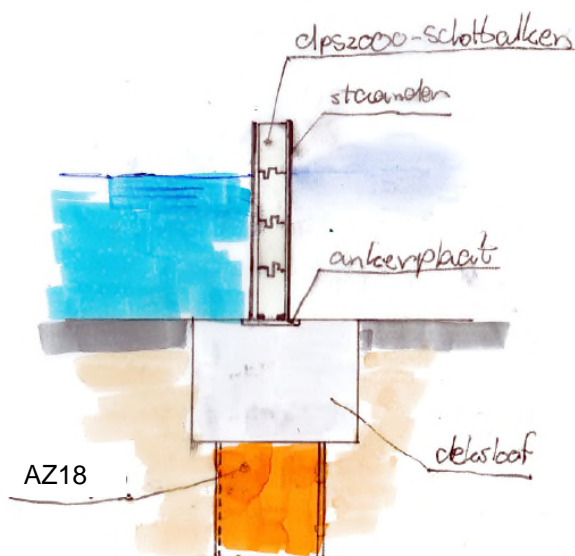
De schotbalken en staanders worden op locatie in elkaar gezet (Figuur 3). De staanders worden vastgezet op een stalen ankerplaat, die in de betonnen deksloof is opgenomen (zie Figuur 4 voor een principe-detail).





Figuur 4 Links: opbouwen systeemwand en rechts: ankerplaat standers

In Figuur 5 is een principedetail van de demontabele kering op de deksloof gegeven. De kerende hoogte bij hoogwater is t.g.v. golfslag in 2125 maximaal 0.78 m (=12.63 m NAP+11.85m NAP). Een standaardlengte van de schotbalken is 3 meter en de hoogte is 0.2 meter. De breedte van de balk is echter niet terug te vinden. Op basis van de documentatie zou dit ca. 0.1 meter moeten zijn. In de vervolgfase (DO) worden de technische specificaties bij de leverancier opgevraagd.



Figuur 5 Principe-detail deksloof met schotbalken

Ten gevolge van de waterdruk wordt de deksloof en de damwand belast in horizontale richting en door een moment. In de hoofdstukken 4 en 5 wordt de controle uitgevoerd of de bestaande deksloof de horizontale belasting en het moment ten gevolge van het hoogwater op kan nemen.

Indien de bestaande deksloof voldoet, wordt beschouwd of de ankerplaten van het DPS2000-systeem (zie Figuur 4) geïntegreerd kunnen worden. Dit wordt in hoofdstuk 6 nader uitgewerkt.



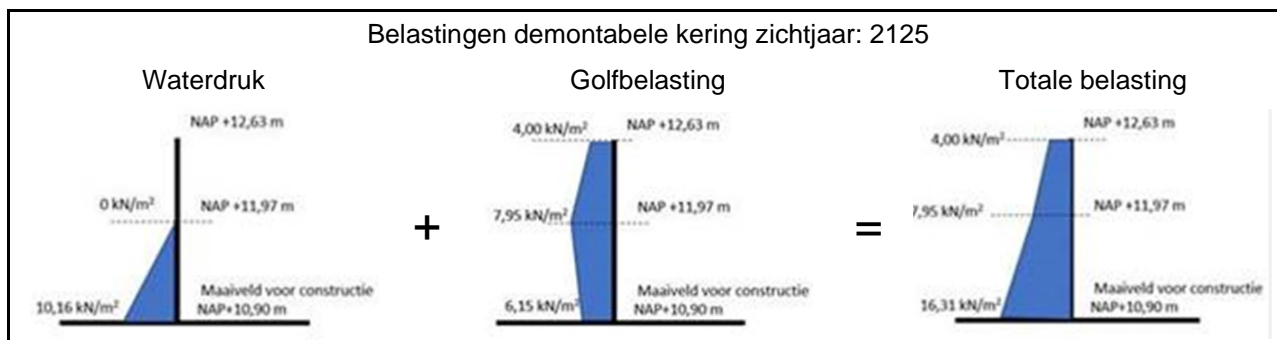
## 4 Belastingen en belastingscombinaties

De volgende belastingen zijn van toepassing:

- Permanente belasting ten gevolge van eigen gewicht (verticaal);
- Veranderlijke bovenbelasting door personen (verticaal);
- Veranderlijke belasting bij hoog water (horizontaal).

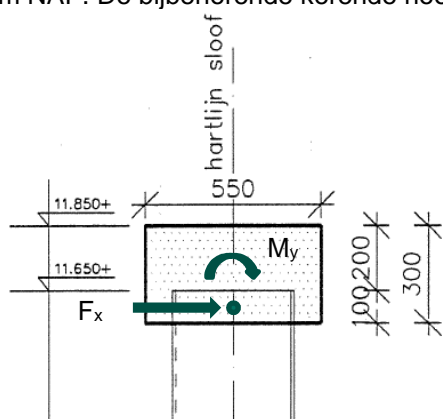
Ter bepaling van de afmetingen van de deksloof wordt alleen de waterbelasting meegenomen.

In het zichtjaar 2125 neemt, in het geval van golven, de waterstand toe tot 12.63 m NAP. De belasting ten gevolge van hoog water is gegeven in Figuur 6. De bovenkant van de huidige sloof ligt op 11.85 m NAP. In de berekening wordt vanuit gegaan dat de bovenkant van de nieuwe sloof op dezelfde hoogte komt.



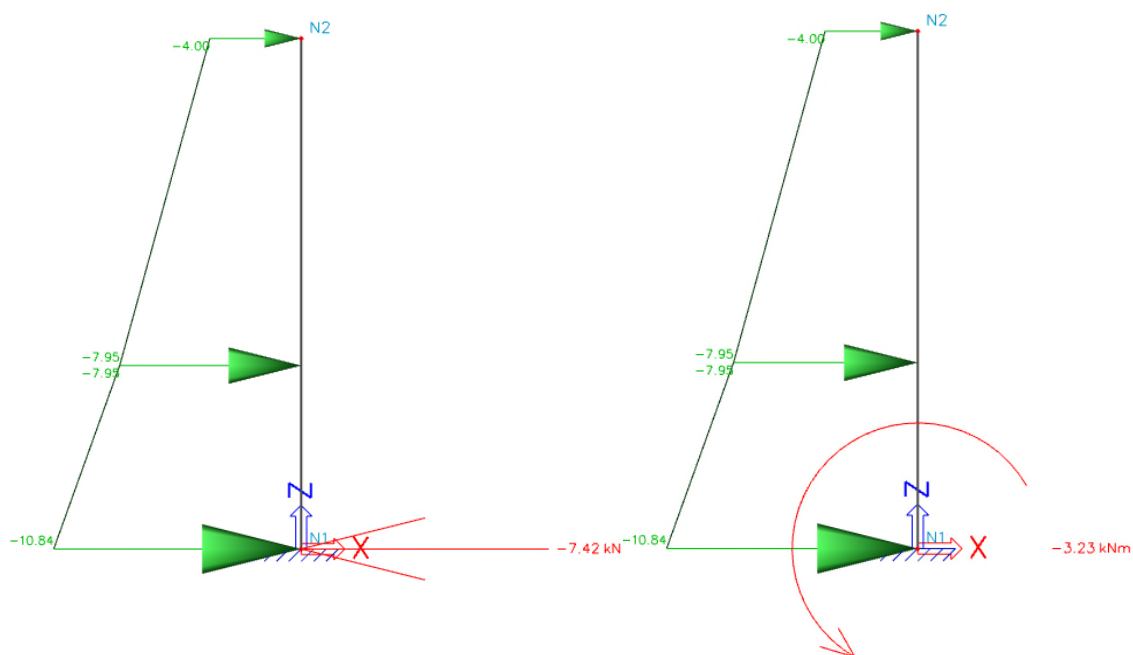
Figuur 6 Hydraulische belasting, rekenwaarden

Met behulp van een staafmodel zijn de horizontale kracht en het moment bepaald (zie Figuur 8). Het momentennulpunt wordt 50 mm onder de bovenkant van de damwand genomen. Dit is  $11.65 - 0.05 = 11.60$  m NAP. De bijbehorende kerende hoogte is dan voor zichtjaar 2125:  $12.63 - 11.60 = 1.03$  m.



Figuur 7 doorsnede deksloof

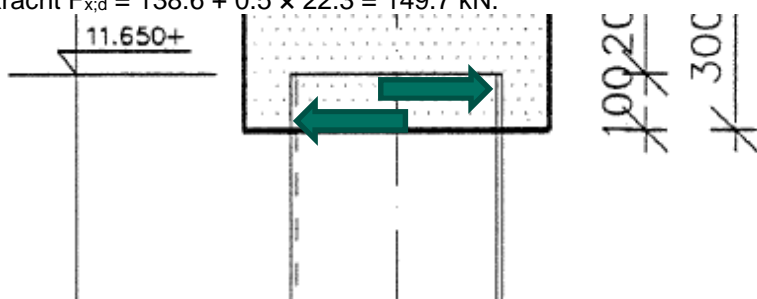
In Figuur 8 zijn de horizontale belasting van  $7.40 \text{ kN/m}^1$  en het moment van  $3.2 \text{ kNm/m}^1$  ter plaatse van het momentencentrum gegeven. Het betreft rekenwaarden.



Figuur 8 Links:  $R_x$  is een horizontaal kracht per meter en rechts:  $M_y$  is het moment per moment t.g.v. de waterbelasting

## 5 Beschouwing bestaande deksloof

De verbinding tussen de bestaande deksloof en de damwand wordt gecontroleerd op de horizontale belasting en het moment door hoogwater. De staanders, waarin de schotbalken worden aangebracht, worden h.o.h. 3 meter geplaatst. Het maximaal moment t.p.v. de staander is dan  $M_{yd} = 3.2 \times 3 = 9.7 \text{ kNm}$  en maximale horizontale kracht  $R_{x;d} = 7.4 \times 3 = 22.3 \text{ kN}$ . De krachten worden door 'wrikken' overgedragen, zoals in Figuur 9 is weergegeven. In de berekening wordt uitgegaan van een arm van 0.07 m. De kracht  $F_{x;My}$  is  $9.7 / 0.07 = 138.6 \text{ kN}$ . Bij deze kracht wordt de helft van de horizontale kracht  $R_{x;d}$  opgeteld. Dit geeft een kracht  $F_{x;d} = 138.6 + 0.5 \times 22.3 = 149.7 \text{ kN}$ .



Figuur 9 Principe dwarsdoorsnede deksloof

Gecontroleerd wordt of het beton de kracht op kan nemen. Voor het gebied waar de kracht op werkt wordt de breedte van een dubbele damwandplank à 1.26 meter aangehouden. Er wordt een bijbehorende hoogte van 0.03 meter aangehouden. De drukspanning  $\sigma_{Ed} = 149.7 \times 10^3 / (30 \times 1260) = 4.0 \text{ N/mm}^2$ . De capaciteit van het beton  $f_{cd} = 28 / 1.5 = 18.7 \text{ N/mm}^2$  voor C28/35. Uit de controle volgt dat de verbinding voldoet:  $4.0 / 18.7 = 0.21$ .

In de bestaande deksloof is als beugelwapening  $\varnothing 10-300$  toegepast (zie Figuur 2). Het wringingsmoment (T):  $0.5 \times M_{yD} = 0.5 \times 9.7 = 4.8 \text{ kNm}$ . In bijlage A is de doorsnede gecontroleerd. De u.c. = 0.15, waarmee de doorsnede voldoet.



## 6 Ontwerp ankerplaten bestaande deksloof

Onderdeel van het DPS2000-systeem zijn de ankerplaten bovenop de betonnen deksloof (zie Figuur 4 rechts). De staanders worden met ankers vastgezet in schroefdraadbussen, die zijn opgenomen in het beton. Uitgegaan wordt dat de ankers M12 zijn een met staalkwaliteit 10.9. Dit dient in de vervolgfase afgestemd te worden met de leverancier. In een globale berekening worden de benodigde ankers bepaald. In Figuur 4 is te zien dat 3 ankers worden aangebracht: 2 aan de zijde van het water en 1 aan de droge zijde. Uitgegaan wordt dat de ankerafstand 150 mm is.

Globaal worden de ankerbelasting bepaald. De ankers wordt belast door (bovengrensbenadering):

- Een trekkracht t.g.v. het moment verdeeld over 2 ankers:  $F_t = 0.5 \times 9.7 (M_{yD}) / 0.150 (a) = 32.3 \text{ kN}$ .
- Een afschuifkracht t.g.v. de horizontale kracht verdeeld over 3 ankers:  $F_v = 22.3 (R_{x;d}) / 3 = 7.4 \text{ kN}$ .

Voor de bouten M12 ( $A_s=84.6 \text{ mm}^2$ ) geldt de volgende capaciteit conform EC3:

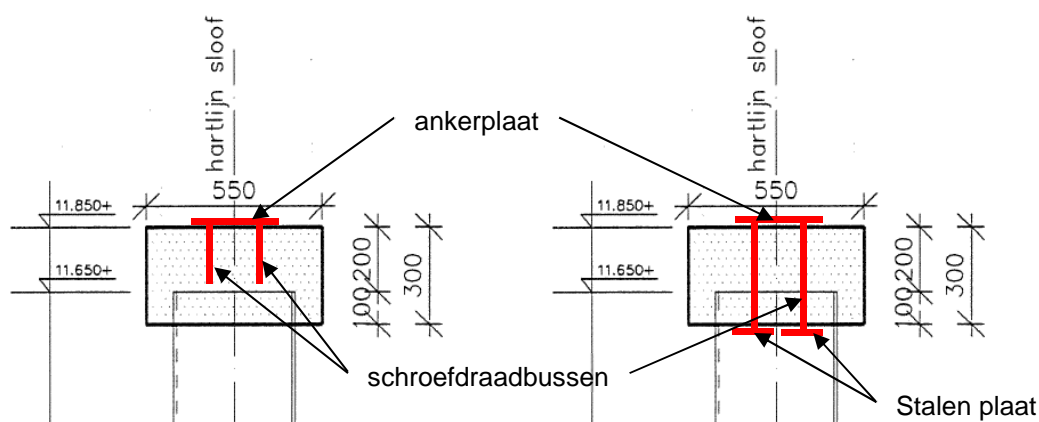
- Capaciteit trekkracht:  $F_{t;Rd} = 0.9 f_{ub} * A_s / \gamma_M = (0.9 \times 900 \times 84.6) / 1.25 = 68.5 \text{ kN}$
- Capaciteit trekkracht:  $F_{v;Rd} = 0.6 f_{ub} * A_s / \gamma_M = (0.9 \times 900 \times 84.6) / 1.25 = 45.7 \text{ kN}$

Uit de controle op een combinatie van trek en afschuiving volgt dat:

$$32.3 / 68.5 + 1.4 \times 7.4 / 45.7 = 0.70 \text{ (voldoet)}$$

Met ankers M12 is de belasting op te nemen. In deze beschouwing is niet meegenomen dat de ankers bij het DPS2000-systeem worden voorgespannen, waardoor afschuiving plaats vindt tussen de schotbalken en de ankerplaten.

In het beton worden schroefdraadbussen opgenomen. De exacte specificaties van de ankerplaten en de schroefdraadbussen zijn bepaald door de leverancier van het DPS2000-systeem. In de vervolgfase met de leverancier afgestemd moeten worden of en hoe de schroefdraadbussen in de bestaande deksloof opgenomen kunnen worden. Aangezien de bestaande deksloof en beperkte hoogte heeft, voldoen ingelijmde schroefdraadbussen mogelijk niet. Hierbij zou gekeken kunnen worden of de schroefdraadbussen volledig doorgevoerd kunnen en aan de onderzijde door middel van een stalen plaat vastgezet kunnen worden. De stalen platen zou eventueel aan de damwand vastgelast kunnen worden. Een andere optie kan zijn om de ankerafstanden te vergroten en zo de ankerkrachten te reduceren. In Figuur 10 zijn twee opties weergegeven.



Figuur 10 Links: Variant met ingelijmde schroefdraadbussen en rechts: Variant met stalen platen aan onderzijde

## 7 Conclusie

In deze memo is de bestaande deksloof beschouwd. Hierbij is gecontroleerd of de demontabele kering op de bestaande deksloof aangebracht kan worden. In hoofdstuk 5 is geconstateerd dat de bestaande deksloof de belasting ten gevolge van de waterdruk kan opnemen.

In hoofdstuk 6 is de bevestiging van de ankerplaten en de schroefdraadbussen van het DPS2000-systeem op de bestaande deksloof beschouwd. Hierbij zijn 2 mogelijke varianten gegeven. De gekozen variant dient in samenspraak met de leverancier van het DPS2000-systeem bepaald te worden. Indien beide varianten, of een alternatief hierop, niet mogelijk zijn, zal de bestaande deksloof vervangen moeten worden voor een nieuwe deksloof, waarin de ankerplaten en de schroefdraadbussen in de deksloof zijn opgenomen.

## 8 Literatuurlijst

- [1] B101 – Berekening betonwerk deksloven – versie 2 – 12-02-1996
- [2] W101 – Betonsloof op damwanden tussen coupure Waalstraat en coupure Bellevue – versie A – 12-02-1996
- [3] DW100 – Damwanden tussen coupure Waalstraat en coupure Bellevue – versie B – 09-01-1996
- [4] Brochure 6\_DPS2000\_NL – Gesellschaft für Hochwasserschutz mbH



**A.** Doornedeontroler bestaande deksloof

Project: Dijkversterking Tiel  
Projectnr.:  
Auteur: --- Niet gedefinieerd ---

## Inhoudsopgave

- 1 Projectgegevens
- 2 Snedecontroles
- 2.1 Snede S 1
- 3 Lijst met Staafmacro's
- 4 Lijst met gewapende doorsnedes
- 5 Lijst met gebruikte materialen

## 1 Projectgegevens

Projectnaam	Dijkversterking Tiel
Omschrijving	Bestaande deksloof 4C
Auteur	--- Niet gedefinieerd ---
Aanmaakdatum	15-10-2020

### Nationale Norm

Nationale Norm	EN 1992-1-1:2014-12, NEN:2011/NB:2016-11
Ontwerp levensduur	50 jaar

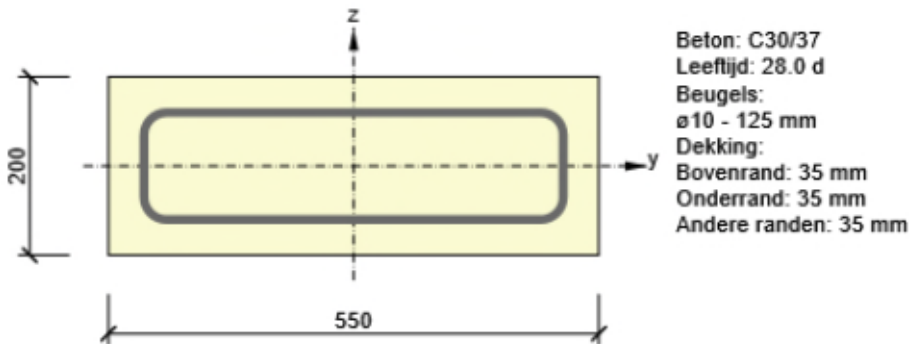


## 2 Snedecontroles

### 2.1 Snede S 1

#### 2.1.1 Extreem S 1 - E 1

Staafmacro	M 1
Gewapende doorsnede	R 1



##### 2.1.1.1 Lasteffecten - snedekrachten

Lasttype	Combinatie type	N [kN]	V <sub>y</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	T [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]
Totaal	Fundamenteel UGT	0.0	0.0	0.0	4.8	0.0	0.0
Totaal	Karakteristiek	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Totaal	Frequent	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Totaal	Quasi-blijvend	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

##### 2.1.1.2 Compleet

Maatgevende controle	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Waarde [%]	Controle
Wringing					4.8	14.7	Oké

Grenswaarde van de uitnutting van de controle: 100.0 %

##### Meldingen

Geen foutmeldingen
--------------------

##### 2.1.1.3 Wringing

Resultaten weergegeven voor combinatie :Fundamenteel UGT

$T_{Ed}$ [kNm]	$T_{Rd}$ [kNm]	Waarde [%]	Grens [%]	Controle
4.8	33.0	14.7	100.0	Oké

**Rekenwaarde en weerstand van de wringmomenten**

$T_{Ed}$ [kNm]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	$T_{Rd,s}$ [kNm]	$T_{Rd}$ [kNm]
4.8	12.0	46.8	33.0	33.0

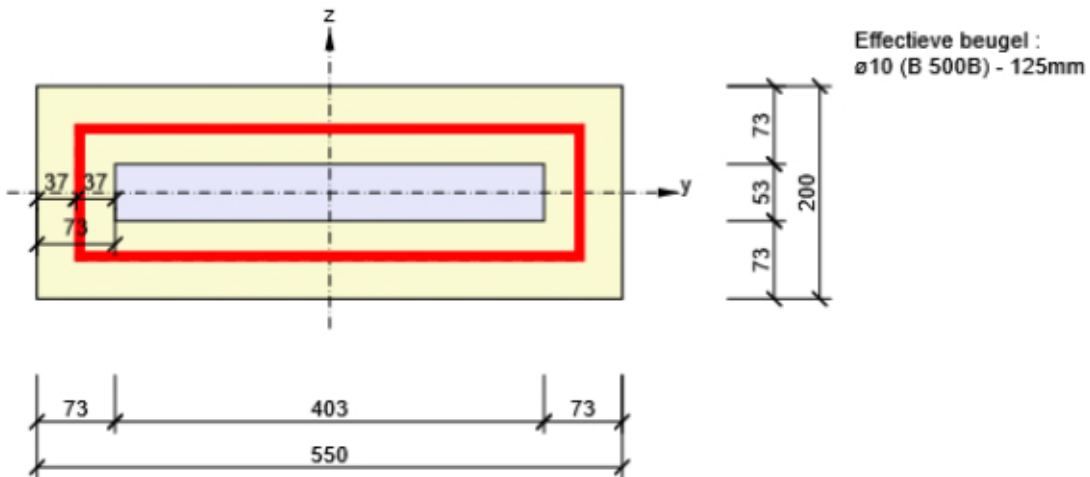
**Invoerwaarden en tussenresultaten van de wringcontrole**

$A_k$ [mm <sup>2</sup> ]	$u_k$ [mm]	$t_{eff}$ [mm]	$a_{sw}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{sl}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{sp}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\theta$ [°]
60378	1207	73	628	0	0	45.0

**Meldingen**

Geen foutmeldingen
--------------------

**Effectieve dunwandige doorsnede voor wringcontrole**



## Verklaring

Symbool	Verklaring
$T_{Ed}$	Rekenwaarde van het toegepaste wringmoment
$T_{Rd}$	Maatgevende waarde van de wringweerstand
Waarde	Berekende waarde van de uitnutting van de doorsnede of een -onderdeel (bv. wapeningstaaf) t.o.v. de grenswaarde
Grens	Grenswaarde van de uitnutting van de controle
Controle	Resultaat van de controle
$T_{Rd,c}$	Rekenwaarde scheurmoment t.g.v. wringing
$T_{Rd,max}$	De rekenwaarde van de wringweerstand
$T_{Rd,s}$	De rekenwaarde van de wringweerstand, die kan worden geleverd door het vloeien van de wringwapening
$A_k$	Vlak omsloten door de hartlijnen van de verbonden wanden, inclusief de ingesloten holle delen.
$u_k$	De perimeter van het oppervlak $A_k$
$t_{eff}$	De effectieve wanddikte
$a_{sw}$	De hoeveelheid beugelwapening dat gebruikt wordt voor de wringcontrole
$A_{sl}$	De hoeveelheid langswapening binnen de beugel, dat effectief aanwezig is voor de wringweerstand
$A_{sp}$	Oppervlak van de voorspanwapening binnen de beugel, die effectief werkzaam is voor de wringweerstand
$\theta$	Hoek tussen de betondrukdiagonaal en de staafas loodrecht op de dwarskracht

### 3 Lijst met Staafmacro's

#### Staafmacro M 1

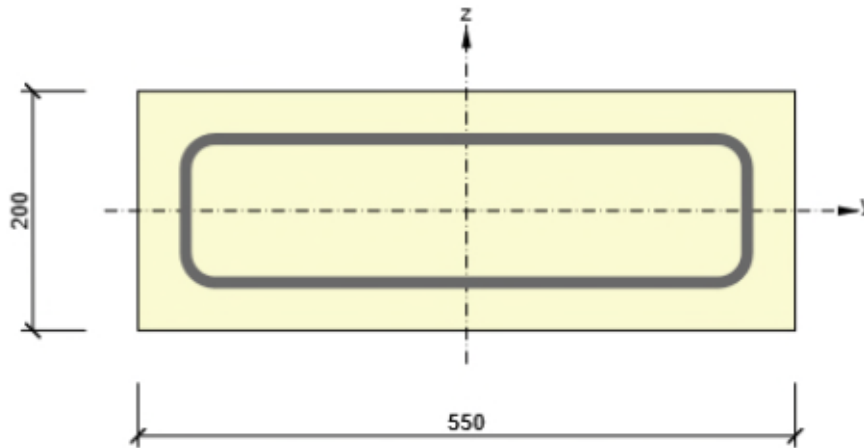
Staaftype	Ligger
Milieuklasse	XC3, XD1
Relatieve vochtigheid	65 %
$\Phi_{inf}$	Berekend
Belangrijkheid van rekenstaaf	Belangrijk
Coëfficiënt $k_x$ (7.3.1(5))	1.00

#### Buig slankheid gegevens

Vrije ruimte tussen de dagzijdes van de steunpunten (5.3.2.2 (1)) m	Breedte van het steunpunt (5.3.2.2 (1))		Ondersteuningsomstandigheid	
	Links mm	Rechts mm	Links	Rechts
1.00	400	400	Niet-doorgaande ligger	Niet-doorgaande ligger

## 4 Lijst met gewapende doorsnedes

### Gewapende doorsnede R 1



#### Doorsnede-onderdelen

Rechthoekige doorsnede (550 / 200mm), Materiaal: C30/37

#### Doorsnede-eigenschappen

A [mm <sup>2</sup> ]	S <sub>y</sub> [mm <sup>3</sup> ]	S <sub>z</sub> [mm <sup>3</sup> ]	I <sub>y</sub> [mm <sup>4</sup> ]	I <sub>z</sub> [mm <sup>4</sup> ]	C <sub>gy</sub> [mm]	C <sub>gz</sub> [mm]	i <sub>y</sub> [mm]	i <sub>z</sub> [mm]
110000	0	0	366666667	2772916667	0	0	58	159

#### Betondekking gerelateerd aan de doorsnederanden

Bovenrand	35 mm		
Onderrand	35 mm		
Andere randen	35 mm		
Langswapening [kg/m]	Beugels [kg/m]	Totale massa [kg/m]	Wapening / m <sup>3</sup> beton [kg/m <sup>3</sup> ]
0	6	6	53

#### Beugels

Beugel	Ø [mm]	Materiaal	Afstand [mm]	Gesloten	Dwarskrachtcontrole	Wringcontrole	Doorndiameter
1	10	B 500B	125	Ja	Ja	Ja	4.00
Beugel			Punt		Y [mm]	Z [mm]	
1			1		-235	60	
1			2		-235	-60	
1			3		235	-60	
1			4		235	60	

## 5 Lijst met gebruikte materialen

### Beton

Naam	$f_{ck}$ [MPa]	$f_{cm}$ [MPa]	$f_{ctm}$ [MPa]	$E_{cm}$ [MPa]	$\mu$ [-]	Eenheidsmassa [kg/m <sup>3</sup> ]
C30/37	30.0	38.0	2.9	32836.6	0.20	2500
$\epsilon_{c2} = 20.0 \cdot 10^{-4}$ , $\epsilon_{cu2} = 35.0 \cdot 10^{-4}$ , $\epsilon_{c3} = 17.5 \cdot 10^{-4}$ , $\epsilon_{cu3} = 35.0 \cdot 10^{-4}$ , Exponent - n: 2.00, Korrelgrootte toeslagmateriaal = 16 mm, Cementklasse: R (s = 0.20), Type diagram: Parabolisch						

### Verklaring

Symbol	Verklaring
$f_{ck}$	Karakteristieke cilindrische betondruksterkte bij 28 dagen
$f_{cm}$	Gemiddelde waarde van de cilindrische druksterkte van beton
$f_{ctm}$	Gemiddelde axiale treksterkte van beton
$E_{cm}$	Secant elasticiteitsmodulus van beton
$\epsilon_c$	Betondrukrek bij piekspanning $f_c$
$\epsilon_{cu}$	Uiterste drukrek in het beton

### Wapeningstaal

Naam	$f_{yk}$ [MPa]	$f_{tk}$ [MPa]	$E$ [MPa]	$\mu$ [-]	Eenheidsmassa [kg/m <sup>3</sup> ]
B 500B	500.0	540.0	200000.0	0.20	7850
$f_{tk}/f_{yk} = 1.08$ , $\epsilon_{uk} = 500.0 \cdot 10^{-4}$ , Type: Staven, Staafooppervlak: Geribd, Klasse: B, Vervaardiging: Warmgewalst, Type diagram: Bi-lineair met oplopende tak					

### Verklaring

Symbol	Verklaring
$f_{yk}$	Karakteristieke vloeisterkte van de wapening
$f_{tk}$	Karakteristieke treksterkte van de wapening
$E$	Elasticiteitsmodulus van wapeningstaal
$\epsilon_{uk}$	Karakteristieke rek van de wapening of voorspanstaal bij de maximale belasting

**D.** Beoordeling betrouwbaarheid sluiting nieuwe coupures



## Notitie

Voor: Waterschap Rivierenland  
Van: N. den Adel  
Bedrijf: Iv-Infra b.v.

Datum: 25 september 2020  
Referentie: INFR200121-N-02  
Revisie: 1  
Onderwerp: Beoordeling betrouwbaarheid sluiting coupures

In deze notitie is voor de primaire waterkering rond Tiel een nadere uitwerking van de beoordeling van het faalmechanisme betrouwbaarheid sluiting (BSKW) voor de bestaande coupures, de nieuwe coupures en de demontabele keringen uitgevoerd. In de eerste versie is onderzocht of op basis van de maximale score uit de scoretabellen een voldoende lage faalkans behaald kan worden. Een van de maatgevende onderdelen in de faalkans is de faalkans voor de faalcomponent technisch falen. In deze revisie is daarom aanvullend de faalkans voor de faalcomponent technisch falen met een foutenboom analyse aangescherpt.

Revisie document	Omschrijving
0	Conceptversie ter bespreking
1	Conceptversie ter bespreking, wijzigingen zijn: <ul style="list-style-type: none"><li>- Berekenen hydraulische randvoorwaarden met HKV-database</li><li>- Gedetailleerde analyse technische falen toegevoegd</li></ul>

### Samenvatting

Vanwege het relatief grote aantal coupures dat gerealiseerd wordt binnen het dijkversterkingsproject stad Tiel is de faalkanseis per kunstwerk ten aanzien van Betrouwbaarheid Sluiting streng. Uit de analyse in deze notitie volgt dat de faalkans die is bepaald op basis van het huidige sluitingsprotocol voor zowel de bestaande als de nieuwe coupures te hoog is. Door het hoogwaterdraaiboek en bijbehorende sluitingsprotocol aan te scherpen kan voor de nieuwe coupures en de demontabele keringen een voldoende lage faalkans behaald worden. Dit geldt echter niet voor de bestaande coupures.

Aanvullend is voor de bestaande coupures een gedetailleerde analyse voor de faalcomponent technisch falen opgesteld. Dit leidt echter nog niet tot een voldoende lage faalkans. Er is vervolgonderzoek noodzakelijk om de faalkans voor mobilisatie en bediening te kunnen aanscherpen. Een andere optie is om de haalbaarheid van een herstelmaatregel (in geval de coupures niet gesloten kunnen worden) te onderzoeken.





## Faalkanseis betrouwbaarheid sluiting kunstwerk

De faalkanseis voor het faalmechanisme betrouwbaarheid sluiting is bepaald met onderstaande formule.

$$P_{eis;KW,bskw} = \frac{P_{norm} * \omega_{KW,bskw}}{N}$$

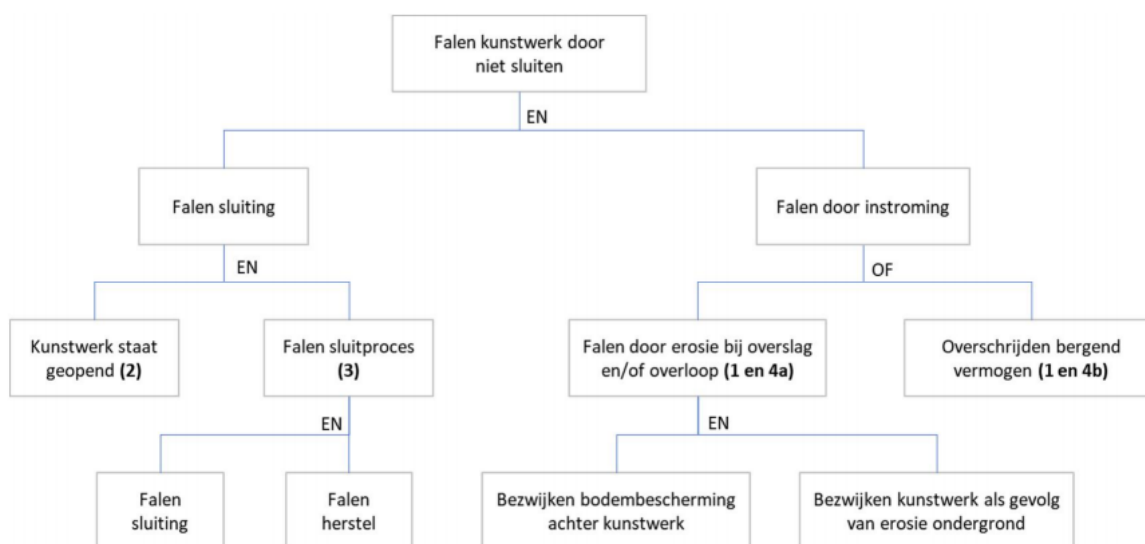
Waarin:

- $P_{eis,KW,bskw}$  Faalkanseis voor het faalmechanisme betrouwbaarheid sluiting per individueel kunstwerk per jaar
- $P_{norm}$  Faalkanseis voor gehele dijktraject (normtraject), voor dijktraject 43-6 is dit:  $P_{norm} = \frac{1}{10.000}$  per jaar
- $\omega_{KW,bskw}$  Faalkansruimtefactor voor het faalmechanisme betrouwbaarheid sluiting bedraagt 0,04 [-] [2]
- $N$  Lengte-effectfactor voor het faalmechanisme betrouwbaarheid sluiting is afhankelijk van het aantal kunstwerken dat een bijdrage heeft aan dit faalmechanisme. In het voorlopig ontwerp wordt conform het OI2014 uitgegaan van de maximale waarde van 10 [-].<sup>1</sup>

$$P_{eis;KW,bskw} = \frac{P_{norm} * \omega_{KW,bskw}}{N} = \frac{1}{10000} * 0,04 = \frac{1}{2.500.000} \text{ per jaar}$$

## Faalkans betrouwbaarheid sluiting

De foutenboom voor het faalmechanisme betrouwbaarheid sluiting is opgenomen in Figuur 1.



Figuur 1: Foutenboom faalmechanisme betrouwbaarheid sluiting [1]

<sup>1</sup> In de bestaande situatie zijn er in ieder geval 5 kunstwerken die bijdragen aan dit faalmechanisme. Het aantal nieuwe coupures is nog onzeker, op het moment van schrijven wordt uitgegaan van 6 nieuwe coupures. Het totale aantal relevante kunstwerken bedraagt 11. Er dient daarom uitgegaan te worden van de maximale waarde voor de lengte effect factor, N=10.



Uit de foutenboom volgt de onderstaande formule voor het bepalen van de faalkans:

$$P_{f,KW,NS} = P_{open} * P_{ns} * P_{f,herstel} * P(\{Z_{NS1} < 0 \text{ EN } Z_{NS2} < 0\} \text{ OF } Z_{NS3} < 0)$$

Hierin is:

- $P_{f,KW,NS}$  Kans op overstroming na niet-sluiten [per jaar]
- $P_{open}$  Kans op open kering bij een sluitvraag [-]
- $P_{ns}$  Kans op falen sluiting bij een sluitvraag [1/vraag]
- $P_{f,herstel}$  Kans op falen herstel van gefaalde sluiting [-]
- $P(Z_{NS1} < 0)$  Kans op bezwijken bodembescherming [-]
- $P(Z_{NS2} < 0)$  Kans op bezwijken kunstwerk in geval van een bezwijken bodembescherming [-]
- $P(Z_{NS3} < 0)$  Kans op overschrijden van het kombergend vermogen [-]

De bijdragen van de componenten bodembescherming en komberging is naar verwachting gering. Vanwege de ligging van de coupures in het bebouwd gebied is er bij een gering instromend debiet al sprake van 'overlast' door overstromingsgevolgen. In deze beoordeling wordt de formule daarom vereenvoudigd tot:

$$P_{f,KW,NS} = P_{open} * P_{ns} * P_{f,herstel} * N$$

Waarin N het aantal sluitvragen per jaar betreft. Het aantal sluitvragen per jaar is bepaald op basis van onderstaande faaldefinitie:

*De coupures 'falen' op betrouwbaarheid sluiting wanneer de waterstand boven het drempelniveau komt en de coupures niet gesloten zijn. Vanaf dat moment treedt instroom op. Het uitgangspunt is dat er minimaal of geen instroom toelaatbaar is vanwege de ligging van de coupures in bebouwd gebied*

Het uitgangspunt bij deze faaldefinitie is dat eventuele instroom door golfoploop tot aan de drempelhoogte door de achterliggende kom geborgen kan worden en de bodembescherming niet bezwijkt. Onderstaand worden de invoerparameters voor het bepalen van de faalkans van de bestaande coupures toegelicht.

$P_{open}$  Kans op open kering bij een sluitvraag [-]

De coupures hebben als functie om de waterkering passeerbaar te maken onder normale omstandigheden. Vanuit deze functie zijn de coupures dus altijd geopend,  $P_{open} = 1$ .

$P_{f,herstel}$  Kans op falen herstel van gefaalde sluiting [-]

In de huidige sluitingsprotocollen is als herstelmaatregel het plaatsen van Big Bags opgenomen. Conform [3] is de kerende hoogte, waarbij een herstelmaatregel met Big-Bags toepasbaar is, beperkt tot 1,5 m. Aangezien de kerende hoogte voor de zichtjaren 2075 en 2125 meer dan 1,5 m bedraagt, is deze manier van herstellen niet meer realistisch. In deze voorlopige beoordeling wordt deze herstelmaatregel niet meegenomen en bedraagt  $P_{f,herstel} = 1$ .

$N$  het aantal sluitvragen per jaar betreft [1/jaar].



Om het aantal sluitvragen per jaar te bepalen is de overschrijdingsfrequentie behorend bij het drempelniveau van de coupures bepaald. Deze overschrijdingsfrequentie is gelijk aan het aantal sluitvragen per jaar vanuit de hoogwaterkerende functie. In HydraNL is de overschrijdingsfrequentie van dit niveau bepaald. Hiervoor is gebruik gemaakt van de aangepaste hydraulische database ter plaatse van Tiel [11]. Hierin zijn meerdere randvoorwaardepunten<sup>2</sup> beschikbaar waardoor er per coupure een overschrijdingsfrequentie van het drempelniveau is bepaald.

Tabel 1: Aantal sluitvragen per jaar per coupure

Coupures:	Drempelniveau [m+NAP]	Aantal sluitvragen [1/jaar]			
		2050	2075	2100	2125
DT3: Groene krib (nieuw)	11,60	1/4755	1/2106	1/869	1/470
DT3: Haven (nieuw)	11,60	1/4755	1/2106	1/853	1/462
DT4a: Zoutkeetstraatje (nieuw)	11,65	1/5764	1/2443	1/967	1/554
DT4a: Waalplaat (nieuw)	11,65	1/5764	1/2434	1/949	1/545
Waterpoort (bestaand)	9,75	1/17	1/12	1/8	1/6
DT4c1 Demontabele kering (nieuw)	11,85	1/17921	1/9546	1/2576	1/969
Waalstraat (bestaand)	9,54	1/13	1/9	1/7	1/5
DT4c2 en 4c3 Demontabele kering (nieuw)	11,85	1/17921	1/9546	1/2576	1/969
Bellevue (bestaand)	9,50	1/13	1/8	1/6	1/5

Op basis van bovenstaand overschrijdingskansen dient de kans op falen van de sluiting bij een sluitvraag ( $P_{ns}$ ) minimaal de onderstaande kansen te bedragen:

- Nieuwe coupures (coupure DT3 haven is maatgevend)  $\frac{2.500.000}{462} = 5411 \rightarrow P_{ns} < \frac{1}{5411}$
- Bestaande coupures (Bellevue en Waalstraat maatgevend)  $\frac{2.500.000}{5} = 500.000 \rightarrow P_{ns} < \frac{1}{500.000}$

$P_{ns}$  Kans op falen sluiting bij een sluitvraag [-]

De kans op falen van de sluiting bij een sluitvraag wordt bepaald op basis van de 'standaard' scoretabellen.

De kans op falen sluiting bij een sluitvraag is onderstaand bepaald voor twee situaties:

- 1 De huidige situatie, de faalkans wordt bepaald op basis van de nu beschikbare sluitingsprotocollen.
- 2 De toekomstige situatie, in de toekomstige situatie wordt aangenomen dat de sluitingsprotocollen en het hoogwaterdraaiboek op een aantal aspecten aangescherpt worden. Hierdoor kan de faalkans per sluitvraag verlaagd worden.

### $P_{ns}$ op basis van huidige situatie

Voor het bepalen van  $P_{ns}$  in de huidige situatie is gebruik gemaakt van de volgende referenties:

- Sluiting Coupure Waalstraat (034852); d.d. 14-07-2017, Waterschap Rivierenland
- Sluiting Coupure Waterpoort (034853); d.d. 14-07-2017, Waterschap Rivierenland
- Invullingscoretabellen beoordelingsrapportages Movares:<sup>3</sup>

<sup>2</sup> In de OI-database zijn slechts twee uitvoerpunten beschikbaar ter plaatse van Tiel.

<sup>3</sup> Movares heeft voor de invulling van de scoretabellen een beheersdersinterview afgenomen. Hierin is aanvullende informatie t.o.v. de sluitingsprotocollen beschikbaar. Voor het ontwerp dient de informatie uit het interview nog geverifieerd te worden.



- Veiligheidsanalyse stad Tiel, Beoordelingsrapportage KW11, Coupure Waterpoort, 17-04-19, versie 2.0
- Veiligheidsanalyse stad Tiel, Beoordelingsrapportage KW17, Coupure Waalstraat, 12-03-19, versie 2.0
- Veiligheidsanalyse stad Tiel, Beoordelingsrapportage KW20, Coupure Bellevue, 04-02-19, versie 2.0

De invulling van deze scoretabellen is opgenomen in bijlage A. Hierin is per vraag het antwoord onderbouwd en op basis van welke bron dit antwoord bepaald is.

Op basis van het huidige sluitingsprotocol is een faalkans van 0,11 (1 x per 9 sluitvragen) bepaald, zie Tabel 2. Op het element alarmering na, zijn de faalkansen per element zeer hoog. Deze faalkansen zijn voornamelijk zo hoog doordat de mobilisatie en sluiting slechts eens per vijf jaar wordt geoefend. Op basis van deze hoge faalkans per sluitvraag voldoen zowel de nieuwe als de bestaande coupures niet.

Tabel 2: Faalkans per sluitvraag op basis van huidige sluitingsprotocollen

Element	Symbol	Faalkans	
Faalkans falen alarmering	$P_{ns,alarmering}$	0.0000001	1/ 1E+07
Faalkans falen mobilisatie	$P_{ns,mobilisatie}$	0.1	1/ 10
Faalkans falen bediening	$P_{ns,bediening}$	0.01	1/ 100
Faalkans technisch falen	$P_{ns,technisch\ falen}$	0.003162278	1/ 316
Totale faalkans niet sluitert	$P_{ns}$	0.111817678	1/ 9

### $P_{ns}$ op basis van toekomstige situatie

Op basis van de huidige situatie kan er geen voldoende lage faalkans uit de scoretabellen behaald worden. Er wordt daarom voorgesorteerd op aanpassingen in het hoogwaterdraaiboek. Deze aanpassingen dienen in de PU-fase met Waterschap Rivierenland (en gemeente Tiel) afgestemd te worden. Voorgestelde maatregelen om de faalkans te verlagen zijn:

- Jaarlijks oefenen van de mobilisatie en sluiting coupures. Hierbij hoeven niet jaarlijks alle coupures gesloten worden. Er kan volstaan worden met het sluiten van één van de kunstwerken die een vergelijkbaar sluitproces hebben. Als voorbeeld zou jaarlijks: één van de bestaande coupures, één van de nieuwe coupures en één sectie van de demontabele kering gesloten moeten worden. Er dient wel jaarlijks een ander kunstwerk (met een vergelijkbaar sluitproces) gesloten te worden. Daarnaast is het een vereiste dat ieder kunstwerk in ieder geval één keer per vijf jaar gesloten wordt.
- Tweemaal per jaar de coupures en keermiddelen inspecteren en waar nodig maatregelen nemen.
- De keermiddelen en reserve elementen op twee verschillende plaatsen opslaan.

Indien bovenstaande wijzigingen worden doorgevoerd in het hoogwaterdraaiboek neemt de faalkans per sluitvraag af tot 1 x per 8327 sluitvragen, zie Tabel 3. De invulling van de scoretabellen in de nieuwe situatie is opgenomen in bijlage B. De faalkans per sluitvraag is hierdoor kleiner dan  $P_{ns} < \frac{1}{5411}$ , dit betekent dat met aanpassingen van het hoogwaterdraaiboek voor de nieuwe coupures voldaan kan worden aan de faalkanseis. De faalkans per sluitvraag is voor de bestaande coupures nog steeds te hoog. De maatgevende component in de faalkans is nu de component technisch falen. Voor deze component wordt daarom onderstaand een gedetailleerdere analyse uitgevoerd.



Tabel 3: Faalkans per sluitvraag met aangenomen aanscherpingen in hoogwaterdraaiboek

Element	Symbol	Faalkans	
Faalkans falen alarmering	$P_{ns,alarmering}$	0.0000001	1/ 1E+07
Faalkans falen mobilisatie	$P_{ns,mobilisatie}$	0.00001	1/ 100000
Faalkans falen bediening	$P_{ns,bediening}$	0.00001	1/ 100000
Faalkans technisch falen	$P_{ns,technisch\ falen}$	0.0001	1/ 10000
Totale faalkans niet sluiten	$P_{ns}$	0.000120098	1/ 8327

### Aanscherping faalkans technisch falen

Met de voorgestelde wijzigingen in het hoogwaterdraaiboek neemt de faalkans voor mobilisatie en bediening aanzienlijk af. De component technisch falen is nu het maatgevende onderdeel. Voor dit faalmechanisme is een gedetailleerdere beoordeling uitgevoerd met behulp van een foutenboom. Deze foutenboom is specifiek opgesteld voor de bestaande coupures<sup>4</sup>: Waalstraat, Waterpoort en Bellevue. De foutenboom is opgenomen in bijlage C. De gehanteerde faalkansen zijn onderbouwd in het bijgevoegd logboek, deze faalkansen zijn grotendeels gebaseerd op de referentiedocumenten:

- Betrouwbaarheidsanalyse coupure Berkelkade, status: Definitief, 1 november 2017, Rijkswaterstaat
- Betrouwbaarheidsanalyse coupure Den Oever, status: Definitief, 1 november 2017, Rijkswaterstaat

Op basis van deze gedetailleerdere faalkansanalyse neemt de faalkans voor de component technische falen af naar 1 x per 230.743 sluitvragen. Een overzicht van faalkansen per component is opgenomen in Tabel 4. De totale faalkans per sluitvraag neemt af naar 1x per 40.927 sluitvragen.

Tabel 4: Faalkans per sluitvraag met aanscherpingen in hoogwaterdraaiboek en gedetailleerde analyse technisch falen

Element	Symbol	Faalkans	
Faalkans falen alarmering	$P_{ns,alarmering}$	0.0000001	1/ 1E+07
Faalkans falen mobilisatie	$P_{ns,mobilisatie}$	0.00001	1/ 100000
Faalkans falen bediening	$P_{ns,bediening}$	0.00001	1/ 100000
Faalkans technisch falen	$P_{ns,technisch\ falen}$	0.0000043	1/ 230743
Totale faalkans niet sluiten	$P_{ns}$	0.0000244	1/ 40927

In Tabel 5 is per zichtjaar de berekende faalkans weergegeven. Alle faalkansen zijn hoger dan de faalkanseis (1/2.500.000). Het aanscherpen van het element technisch falen leidt nog niet tot een voldoende beoordeling van de bestaande coupures. Het tekort bedraagt een factor 5 in 2050 en loopt op tot ca. 13 in 2125. De afstand tot de norm per coupure en per zichtjaar is opgenomen in Tabel 5.

<sup>4</sup> Voor de nieuwe coupures kan op basis van de scoretabellen en aanscherping van het hoogwaterdraaiboek tot een voldoende lage faalkans gekomen worden. Deze gedetailleerdere analyse is daarom niet uitgevoerd voor de nieuwe coupures.



Tabel 5: Aantal sluitvragen per jaar per coupure

Coupures	Aantal sluitvragen [1/jaar]	Faalkans per sluiting [1/vraag]	Faalkans* [1/jaar]	Tekort ** [1/jaar]
<b>Zichtjaar 2050</b>				
Waalstraat	1/17	1/40.927	1/713.471	1/3,5
Waterpoort	1/13	1/40.927	1/543.358	1/4,6
Bellevue	1/13	1/40.927	1/513.339	1/4,9
<b>Zichtjaar 2075</b>				
Waalstraat	1/12	1/40.927	1/484.172	1/5,2
Waterpoort	1/9	1/40.927	1/357.819	1/7,0
Bellevue	1/8	1/40.927	1/343.787	1/7,3
<b>Zichtjaar 2100</b>				
Waalstraat	1/8	1/40.927	1/337.648	1/7,4
Waterpoort	1/7	1/40.927	1/268.996	1/9,3
Bellevue	1/6	1/40.927	1/259.094	1/9,6
<b>Zichtjaar 2125</b>				
Waalstraat	1/6	1/40.927	1/253.953	1/9,8
Waterpoort	1/5	1/40.927	1/203.057	1/12,3
Bellevue	1/5	1/40.927	1/197.316	1/12,7

\* Product van aantal sluitvragen en faalkans per sluitvraag

\*\* De faalkanseis gedeeld door de faalkans

## Conclusie

In deze notitie is voor drie situaties de faalkans van de coupures bepaald. De volgende situaties zijn beschouwd:

- 1 Bepaling faalkans per sluitvraag op basis van de huidige situatie
- 2 Bepaling faalkans per sluitvraag met aanpassingen in het hoogwaterdraaiboek
- 3 Bepaling faalkans per sluitvraag met gedetailleerde analyse voor de component technisch falen

Per situatie zijn de resultaten weergegeven:

- 1 Bepaling faalkans per sluitvraag op basis van huidige situatie  
De faalkans per sluitvraag die bepaald is op basis van de huidige beschikbare informatie is onvoldoende laag om te voldoen aan de faalkanseis voor betrouwbaarheid sluiting. Dit geldt voor zowel de bestaande als de nieuwe coupures.
- 2 Bepaling faalkans per sluitvraag met aanpassingen in hoogwaterdraaiboek  
Voorgestelde maatregelen om de faalkans te verlagen zijn:
  - Jaarlijks oefenen van de mobilisatie en sluiting coupures. Hierbij hoeven niet jaarlijks alle coupures gesloten worden. Er kan volstaan worden met het sluiten van één van de kunstwerken die een vergelijkbaar sluitproces hebben. Als voorbeeld zou jaarlijks: één van de bestaande coupures, één van de nieuwe coupures en één sectie van de demontabele kering gesloten moeten worden. Er dient wel jaarlijks een ander kunstwerk (met een vergelijkbaar sluitproces) gesloten te worden.



Daarnaast is het een vereiste dat ieder kunstwerk in ieder geval één keer per vijf jaar gesloten wordt.

- Tweemaal per jaar de coupures en keermiddelen inspecteren en waar nodig maatregelen nemen.
- De keermiddelen en reserve elementen op verschillende plaatsen opslaan.

Indien bovenstaande wijzigingen worden doorgevoerd in het hoogwaterdraaiboek voldoen de nieuwe coupures aan de faalkanseis. De faalkans per sluitvraag is voor de bestaande coupures nog steeds te hoog.

### 3 Bepaling faalkans per sluitvraag met gedetailleerde faalkansanalyse voor de component technisch falen.

Het uitvoeren van een gedetailleerder analyse voor de component technische falen reduceert de faalkans met een factor 5. Dit is echter nog niet voldoende om de bestaande coupures te laten voldoen aan de faalkanseis. Het tekort bedraagt een factor 5 in 2050 en loopt op tot ca. een factor 13 in 2125.

## Aanbevelingen vervolgonderzoek

De meest kansrijke opties om de faalkans te kunnen aanscherpen zijn:

- **Herstelmaatregel falen sluiting**  
Indien een geschikte herstelmaatregel beschikbaar is, kan de faalkans met een factor 10 verlaagd worden. Dit is voldoende om betrouwbaarheid sluiting tot aan 2100 te kunnen goedkeuren. In de huidige sluitingsprotocollen is een herstelmaatregel met big-bags opgenomen. Echter, [3] stelt dat bij kerende hoogtes groter dan 1,5 m het niet realistisch is om uit te gaan van een herstelmaatregel. De haalbaarheid van deze herstelmaatregel dient nader onderzocht te worden.
- **Gedetailleerdere faalkansanalyse mobilisatie en bediening**  
In deze notitie is op basis van een foutenboom de faalkans voor technisch falen onderbouwd verlaagd t.o.v. de waarde die is bepaald uit de scoretabel. Door deze optimalisatie zijn de faalelementen mobilisatie en bediening maatgevend geworden voor de faalkans. Indien voor deze componenten een foutenboom- of gebeurtenissenanalyse uitgevoerd wordt, is aanscherping mogelijk.

Een aandachtspunt voor de vervolgfase is het verifiëren van de onderbouwing voor de faalkans per sluitvraag bij de dijkbeheerder en/of het crisisteam. Om meer inzicht te krijgen in het sluitproces en de gemaakte keuzes bij het invullen van de scoretabellen en in de onderbouwing voor de faalkans technische falen wordt voorgesteld een interview met de beheerder en/of het crisisteam te plannen.

## Referenties

- [1] Werkwijzer ontwerpen van waterkerende kunstwerken, RWS, 2018
- [2] Handreiking ontwerpen met overstromingskansen (OI2014v4), RWS, status Definitief, februari 2017
- [3] Schematiseringshandleiding betrouwbaarheid sluiting kunstwerk, Rijkswaterstaat, status Definitief, 28 november 2019
- [4] Sluiting Coupure Waalstraat (034852); d.d. 14-07-2017, Waterschap Rivierenland
- [5] Sluiting Coupure Waterpoort (034853); d.d. 14-07-2017, Waterschap Rivierenland



- [6] Veiligheidsanalyse stad Tiel, Beoordelingsrapportage KW11, Coupure Waterpoort, 17-04-19, versie 2.0, Movares
- [7] Veiligheidsanalyse stad Tiel, Beoordelingsrapportage KW17, Coupure Waalstraat, 12-03-19, versie 2.0, Movares
- [8] Veiligheidsanalyse stad Tiel, Beoordelingsrapportage KW20, Coupure Bellevue, 04-02-19, versie 2.0, Movares
- [9] Betrouwbaarheidsanalyse coupure Berkelkade, status: Definitief, 1 november 2017, Rijkswaterstaat
- [10] Betrouwbaarheidsanalyse coupure Den Oever, status: Definitief, 1 november 2017, Rijkswaterstaat
- [11] Hydraulische randvoorwaarden Stadshart Tiel (HKV), 01-12-2018





**A.** Invulling scoretabel coupures huidige situatie

## Scoretabellen BSKW

<b>Alarmering</b>					
Onderdeel	Vraag	Antwoord	Score	Toelichting	
	a	Wordt het contact met Rijkswaterstaat tenminste jaarlijks geverifieerd?	Ja	4	Uit de beoordelingsrapportage volgt dat er een jaarlijkse controle is van het contact met Rijkswaterstaat over de (hoog)waterstanden.
	b	Is er een tweede methode voor hoogwateralarmering?	Ja	2	Ja, in het sluitprotocol is als tweede methode een visuele waarneming vermeld.
	c	Is er een mogelijkheid dat de bevolking tijdig waarschuwt?	Ja	1	Alle coupures liggen in bebouwd gebied, dus het is aannemelijk dat bewoners tijdig waarschuwen.
E1	Kunstwerk niet sluiten door falen Alarmering		a+b+c	7	
<b>Mobilisatie</b>					
Onderdeel	Vraag	Antwoord	Score	Toelichting	
	a1	Is er een schriftelijk vastgelegde up-to-date mobilisatieregeling inclusief stand-by regeling en terugmeldingssysteem?	Ja		Ja, het uitgangspunt is dat een mobilisatieregeling aanwezig is. Voor de nieuwe coupures en demontabele kering dient deze nog opgesteld te worden. Het uitgangspunt is dat dit gereed is voordat de coupures gerealiseerd zijn. (bron: beoordelingsrapportage, nader te verifiëren in PU-fase)
	a2	Wordt de mobilisatie jaarlijks geoefend?	Nee		Nee, een oefening op mobilisatie en sluiting vindt slechts één keer per vijf jaar plaats.
	a3	Worden de ervaringen van de oefening en mobilisaties teruggekoppeld en verbeteringen doorgevoerd in de mobilisatieregeling?	Ja		Het waterschap heeft (OTO-plan) logboek waarin ervaringen opgenomen worden. De resultaten van de mobilisatieoefening worden geëvalueerd en waar nodig wordt de mobilisatieregeling aangepast. (bron: beoordelingsrapportage, nader te verifiëren in PU-fase)
	a4	Tussenscore: Zijn de vragen a1 - a3 allemaal met ja beantwoord?	Nee	0	
	b	Zijn er mogelijkheden tot herstel en zijn die opgenomen in de mobilisatieregeling? NB1: als vraag a1, a2 of a3 met 'nee' is beantwoord dan is ook geen herstel mogelijk. NB2: voor een kunstwerk in het kust- of merengebied alleen van toepassing als er een permanent keermiddel aanwezig is.	Ja	1	Er zijn in ieder geval twee waakvlamcontracten afgesloten. Hierdoor kan er een tweede ploeg gemobiliseerd worden. (bron: beoordelingsrapportage, nader te verifiëren in PU-fase)
	c	Indien coupure zonder permanent keermiddel: zijn de kerende elementen op dezelfde plaats opgeslagen als de reserve elementen?	Nee	0	N.v.t.
E2	Kunstwerk niet sluiten door falen Mobilisatie		a4+b+c	1	

Bediening				
Onderdeel	Vraag	Antwoord	Score	Toelichting
	a1	Is een sluitprocedure aanwezig?	Ja	Ja, zie antwoord vraag Mobilisatie 1.
	a2	Wordt de sluitprocedure minstens eenmaal per jaar geoefend?	Nee	Nee, een oefening op mobilisatie en sluiting vindt slechts één keer per vijf jaar plaats.
	a3	Worden de ervaringen van de oefening en bediening teruggekoppeld en verbeteringen doorgevoerd in de sluitprocedure?	Ja	Ja, deze worden vastgelegd in een logboek en geëvalueerd. Waar nodig worden aanpassingen aan de sluitprocedure gedaan.
	a4	Tussenscore: Zijn de vragen a1 - a3 allemaal met ja beantwoord?	Nee	0
	b	Zijn er mogelijkheden tot herstel en zijn die opgenomen in de sluitprocedure? NB1: als vraag a1, a2 of a3 met 'nee' is beantwoord dan is ook geen herstel mogelijk. NB2: voor een kunstwerk in het kust- of merengebied alleen van toepassing als er een permanent keermiddel aanwezig is.	Ja	2
	E3	Kunstwerk niet sluiten door falen Bediening	a4+b	2

Technisch falen					
Onderdeel	Vraag	Antwoord	Score	Toelichting	
A	a1	Is er een onderhoudsplan voor het keermiddel en wordt dat nageleefd?	Ja	0.5	Er is een onderhoudsplan voor alle kunstwerken en dit wordt nageleefd. Tevens worden ieder jaar de schotbalken op de gemeentewerf geïnspecteerd en zonodig vervangen. ((bron: beoordelingsrapportage, nader te verifiëren in PU-fase))
A	a2	Wordt het primaire en indien van toepassing het secundaire keermiddel minstens tweemaal per jaar gecontroleerd en de sluiting minstens eenmaal per jaar getest, inclusief alle behorende 'aandrijfmechanismen'.	Nee	0	Er vindt een jaarlijkse inspectie plaats van de kunstwerken en keermiddelen. De sluiting wordt echter niet jaarlijks geoefend.
A	a3	Worden de ervaringen van de controles, test en daadwerkelijke sluitingen teruggekoppeld en verbeteringen doorgevoerd in de mobilisatiemaatregeling en bedieningsprotocol of zodanig aan het sluitmiddel zelf?	Ja	0.5	Ja, resultaten van de proefsluitingen worden opgenomen in een logboek. Zonodig wordt de procedure aangepast. (bron: beoordelingsrapportage, nader te verifiëren in PU-fase)
Aandrijving	c	Is het afsluitmiddel op handkracht te sluiten?	Ja	0.5	Ja, de keermiddelen worden gesloten met schotbalken. Deze zijn met handkracht te sluiten.
Aandrijving	b1	Is er een tweede aandrijfsysteem?	Ja	1	Gemeente Tiel heeft tenminste 2 aannemers gecontracteerd. Indien de sluiting door eerste aannemer mislukt, wordt de tweede aannemer ingeschakeld. ((bron: beoordelingsrapportage, nader te verifiëren in PU-fase))
Aandrijving	d	Aandrijving faalt (tussen score)	c+b1	1.5	
Aandrijving	e	Is er een risico van merkbaar falen van het keermiddel van betekenis?	Nee	1.5	Nee, aanvaring en aanrijden niet relevant. Wegen worden afgesloten en coupures liggen relatief ver van de vaarweg.
Aandrijving	f	Is er een risico van niet-merkbaar falen van het keermiddel van betekenis?	Nee	1.5	De keermiddelen bestaan uit relatief weinig onderdelen en zijn op handkracht te sluiten. De faalkans is om deze reden relatief gering.
Aandrijving	g	Is er een risico van betekenis op belemmering waardoor de sluiting faalt?	Nee	1	In de sluitprocedure is onder stap 1 (Gereed maken: controle en voorbereiding sluiting) opgenomen dat de coupure wordt gecontroleerd ter voorbereiding op de sluiting. Bij deze actie worden mogelijke belemmering opgemerkt
Aandrijving	b2	Is er een sluitprotocol geanticipeerd op dit risico van belemmering?	Ja	0.5	Zie bovenstaand
Aandrijving	h	Falen tijdens sluiten: belemmering (tussenscore)	g+b2	1.5	
Aandrijving	i	Keermiddel 1 faalt (tussenscore)	min(e,f,h)	1.5	
Sluiting 1e keermiddel	j	Sluiting keermiddel 1 faalt (tussenscore)	min(d,i)	1.5	
Sluiting 2e keermiddel	b3	Is er een tweede onafhankelijk keermiddel, dat operationeel is indien het eerst keermiddel niet gesloten kon worden? Indien ja: beantwoord de vragen k en l voor het tweede keermiddel.	Nee	0	Een deel van de kunstwerken heeft slechts een rij schotbalken om af te sluiten. Hier is geen herstelbaarheid. Voor de coupures met twee rijen schotbalken is het zeer aanmerkelijk dat indien de eerste rij niet lukt, de tweede ook niet geplaatst kan worden.
Keermiddel	k	Is er een risico van falen van het keermiddel van betekenis?	Nee	0.25	N.v.t.
Aandrijving	l	Is dit tweede afsluitmiddel op handkracht te sluiten?	Nee	0	N.v.t.
Sluiting 2e keermiddel	m	Keermiddel 2 faalt (tussenscore)	min(b3+k, b3+l)	0	
	E4	Kunstwerk niet sluiten door technisch falen en falen herstelactie.	a1+a2+a3+j+m	2.5	

## Resultaten

Element	Symbool	Faalkans	
Faalkans falen alarmering	P <sub>ns,alarmering</sub>	0.0000001	1/ 1E+07
Faalkans falen mobilisatie	P <sub>ns,mobilisatie</sub>	0.1	1/ 10
Faalkans falen bediening	P <sub>ns,bediening</sub>	0.01	1/ 100
Faalkans technisch falen	P <sub>ns,technisch falen</sub>	0.003162278	1/ 316
Totale faalkans niet sluiten	P <sub>ns</sub>	0.111817678	1/ 9



**B.** Invulling scoretabel coupures nieuwe situatie

## Scoretabellen BSKW

<b>Alarmering</b>					
Onderdeel	Vraag	Antwoord	Score	Toelichting	
	a	Wordt het contact met Rijkswaterstaat tenminste jaarlijks geverifieerd?	Ja	4	Uit de beoordelingsrapportage volgt dat er een jaarlijkse controle is van het contact met Rijkswaterstaat over de (hoog)waterstanden.
	b	Is er een tweede methode voor hoogwateralarmering?	Ja	2	Ja, in het sluitprotocol is als tweede methode een visuele waarneming vermeld.
	c	Is er een mogelijkheid dat de bevolking tijdig waarschuwt?	Ja	1	Alle coupures liggen in bebouwd gebied, dus het is aannemelijk dat bewoners tijdig waarschuwen.
E1	Kunstwerk niet sluiten door falen Alarmering		a+b+c	7	
<b>Mobilisatie</b>					
Onderdeel	Vraag	Antwoord	Score	Toelichting	
	a1	Is er een schriftelijk vastgelegde up-to-date mobilisatieregeling inclusief stand-by regeling en terugmeldingssysteem?	Ja		Ja, het uitgangspunt is dat er een mobilisatieregeling aanwezig is. Voor de nieuwe coupures en demontabele kering dient deze nog opgesteld te worden. Het uitgangspunt is dat dit gereed is voordat de coupures gerealiseerd zijn. (bron: beoordelingsrapportage, nader te verifiëren in PU-fase)
	a2	Wordt de mobilisatie jaarlijks geoefend?	Ja		Uitgangspunt is in de toekomstige situatie in ieder geval jaarlijks één van de coupures met een vergelijkbaar sluitproces te sluiten. Bijvoorbeeld jaarlijks sluiten van één bestaande coupure, één nieuwe coupure en een sectie van de demontabele kering. Hierbij wordt de mobilisatie en bediening van de kunstwerken geoefend.
	a3	Worden de ervaringen van de oefening en mobilisaties teruggekoppeld en verbeteringen doorgevoerd in de mobilisatieregeling?	Ja		Het waterschap heeft (OTO-plan) logboek waarin ervaringen opgenomen worden. De resultaten van de mobilisatieoefening worden geëvalueerd en waar nodig wordt de mobilisatieregeling aangepast. (bron: beoordelingsrapportage, nader te verifiëren in PU-fase)
	a4	Tussenscore: Zijn de vragen a1 - a3 allemaal met ja beantwoorde?	Ja	4	
	b	Zijn er mogelijkheden tot herstel en zijn die opgenomen in de mobilisatieregeling? NB1: als vraag a1, a2 of a3 met 'nee' is beantwoord dan is ook geen herstel mogelijk. NB2: voor een kunstwerk in het kust- of merengebied alleen van toepassing als er een permanent keermiddel aanwezig is.	Ja	1	Er zijn in ieder geval twee waakvlamcontracten afgesloten. Hierdoor kan er een tweede ploeg gemobiliseerd worden. (bron: beoordelingsrapportage, nader te verifiëren in PU-fase)
	c	Indien coupure zonder permanent keermiddel: zijn de kerende elementen op dezelfde plaats opgeslagen als de reserve elementen?	Nee	0	Uitgangspunt is in de toekomstige situatie de keermiddelen en reserve elementen op twee verschillende plaatsen worden opgeslagen.
E2	Kunstwerk niet sluiten door falen Mobilisatie		a4+b+c	5	

Bediening				
Onderdeel	Vraag	Antwoord	Score	Toelichting
	a1	Is een sluitprocedure aanwezig? Wordt de sluitprocedure minstens eenmaal per jaar geoefend?	Ja	Ja, zie antwoord vraag Mobilisatie 1.
	a2	Worden de ervaringen van de oefening en bediening teruggekoppeld en verbeteringen doorgevoerd in de sluitprocedure?	Ja	Uitgangspunt is in de toekomstige situatie in ieder geval jaarlijks één van de coupures met een vergelijkbaar sluitproces te sluiten. Bijvoorbeeld jaarlijks sluiten van één bestaande coupure, één nieuwe coupure en een sectie van de demontabele kering. Hierbij wordt de mobilisatie en bediening van de kunstwerken geoefend.
	a3	Tussenscore: Zijn de vragen a1 - a3 allemaal met ja beantwoord?	Ja	3
	b	Zijn er mogelijkheden tot herstel en zijn die opgenomen in de sluitprocedure? NB1: als vraag a1, a2 of a3 met 'nee' is beantwoord dan is ook geen herstel mogelijk. NB2: voor een kunstwerk in het kust- of merengebied alleen van toepassing als er een permanent keermiddel aanwezig is.	Ja	2
	E3	Kunstwerk niet sluiten door falen Bediening	a4+b	5
Technisch falen				
Onderdeel	Vraag	Antwoord	Score	Toelichting
A	a1	Is er een onderhoudsplan voor het keermiddel en wordt dat nageleefd?	Ja	0.5
A	a2	Wordt het primaire en indien van toepassing het secundaire keermiddel minstens tweemaal per jaar gecontroleerd en de sluiting minstens eenmaal per jaar getest, inclusief alle behorende 'aandrijfmechanismen'.	Ja	1.5
A	a3	Worden de ervaringen van de controles, test en daadwerkelijke sluitingen teruggekoppeld en verbeteringen doorgevoerd in de mobilisatiemaatregeling en bedieningsprotocol of zodanig aan het sluitmiddel zelf?	Ja	0.5
Aandrijving	c	Is het afsluitmiddel op handkracht te sluiten?	Ja	0.5
Aandrijving	b1	Is er een tweede aandrijfsysteem?	Ja	1
Aandrijving	d	Aandrijving faalt (tussen score)	c+b1	1.5
Aandrijving	e	Is er een risico van merkbaar falen van het keermiddel van betekenis?	Nee	1.5
Aandrijving	f	Is er een risico van niet-merkbaar falen van het keermiddel van betekenis?	Nee	1.5
Aandrijving	g	Is er een risico van betekenis op belemmering waardoor de sluiting faalt?	Nee	1
Aandrijving	b2	Is er een sluitprotocol geanticipeerd op dit risico van belemmering?	Ja	0.5
Aandrijving	h	Falen tijdens sluiten: belemmering (tussenscore)	g+b2	1.5
Aandrijving	i	Keermiddel 1 faalt (tussenscore)	min(e,f,h)	1.5
Sluiting 1e keermiddel	j	Sluiting keermiddel 1 faalt (tussenscore)	min(d,i)	1.5
Sluiting 2e keermiddel	b3	Is er een tweede onafhankelijk keermiddel, dat operationeel is indien het eerst keermiddel niet gesloten kon worden? Indien ja: beantwoord de vragen k en l voor het tweede keermiddel.	Nee	0
Keermiddel	k	Is er een risico van falen van het keermiddel van betekenis?	Nee	0,25
Aandrijving	l	Is dit tweede afsluitmiddel op handkracht te sluiten?	Nee	0
Sluiting 2e keermiddel	m	Keermiddel 2 faalt (tussenscore)	min(b3+k,b3+l)	0
	E4	Kunstwerk niet sluiten door technisch falen en falen herstelactie.	a1+a2+a3+j+m	4

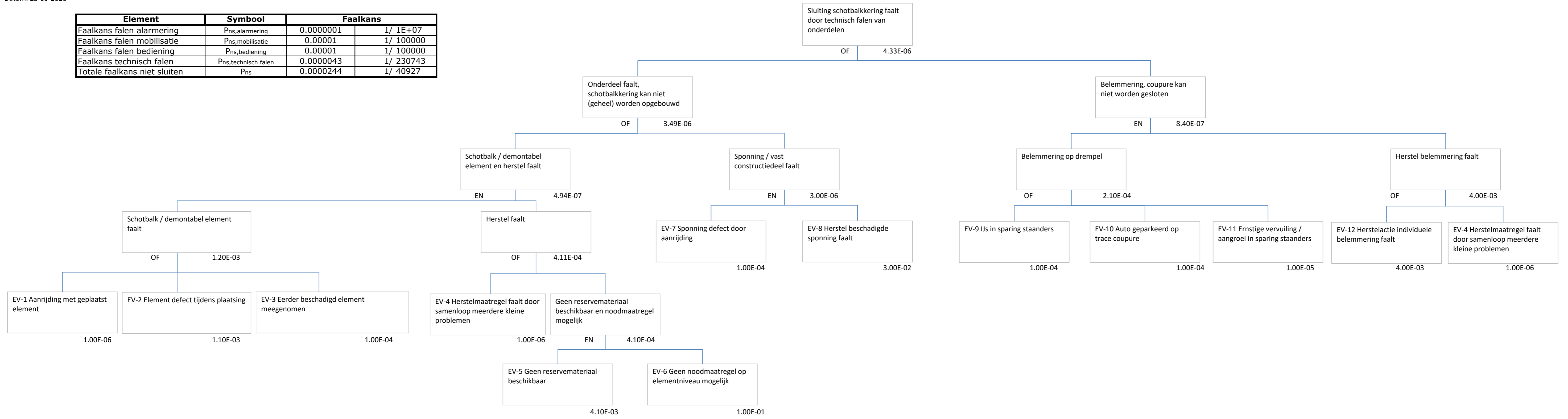
## Resultaten

Element	Symbool	Faalkans	
Faalkans falen alarmering	Pns.alarmering	0.0000001	1/ 1E+07
Faalkans falen mobilisatie	Pns.mobilisatie	0.00001	1/ 100000
Faalkans falen bediening	Pns.bediening	0.00001	1/ 100000
Faalkans technisch falen	Pns.technisch falen	0.0001	1/ 10000
Totale faalkans niet sluiten	Pns	0.000120098	1/ 8327



## C. Foutenboom technisch falen

Element	Symbol	Faalkans	
Faalkans falen alarmering	Pns,alarmering	0.0000001	1/ 1E+07
Faalkans falen mobilisatie	Pns,mobilisatie	0.00001	1/ 100000
Faalkans falen bediening	Pns,bediening	0.00001	1/ 100000
Faalkans technisch falen	Pns,technisch falen	0.0000043	1/ 230743
Totale faalkans niet sluiten	Pns	0.0000244	1/ 40927





Code	Gebeurtenis (event)	Faalkans (per vraag)	Onderbouwing inschatting faalkans	Bron	Aandachtspunt ter afstemming met beheer/input voor protocollen.	Aandachtspunt voor ontwerp
EV-1	Aanrijding met geplaatst element	1.00E-06	Wordt voorkomen door plaatsen wegafzetting (big-bags) voor coupure. Kans betreft de kans dat de plaatsing van de wegafzetting wordt vergeten i.c.m. de kans dat de geplaatste schotbalken vervolgens zodanig hard worden aangeregen dat ze falen. Hiervoor is een botsing met forse snelheid nodig. Inschatting is dat deze gecombineerde kans erg klein is.	Den Oever & Berkelkade	Plaatsen wegafzetting/ bigbags om aanrijding te voorkomen.	Verifiëren dat er big-bags of andere afzetting voor coupure geplaatst wordt. Tevens dit opnemen in protocol
EV-2	Element defect tijdens plaatsing	1.10E-03	In de situatie bij Den Oever worden de volgende afwegingen gemaakt: schotbalken kunnen beschadigd raken doordat ze uit de kraan vallen met zodanige schade dat de schotbalk niet meer te plaatsen is. Betreft dus de kans dat het schot uit de kraan valt tijdens plaatsing (geschat: 1,0E-2) i.c.m. de kans dat de beschadiging zodanig is dat het niet meer geplaatst kan worden (geschat: 1,0E-1), totaal 1,0E-3. Bovendien moet dit meerdere malen gebeuren, anders ontbreken alleen de bovenste balken. De kans dat er een zodanig groot aantal balken beschadigd raakt tijdens plaatsing dat de waterstand hoger wordt dan de kerende hoogte en de kerende hoogte dus tekort schiet is verwaarloosbaar klein (Pf=0). Bij de Berkelkade wordt ook gewerkt met staanders. De staanders kunnen alleen beschadigd worden tijdens plaatsing als het schot uit de kraan valt op de staander. Het moet dan gaan om een zodanige beschadiging dat de staander zodanig vervormt dat het schot niet meer te plaatsen is. De kans dat het schot uit de kraan valt, is geschat op 1,0E-2 (net als bij Den Oever), de kans dat die precies op de staander valt op 1,0E-1 en de kans dat de staander vervolgens zodanig beschadigd dat het schot niet meer past eveneens op 1,0E-1. Totaal 1,0E-4. De totale faalkans wordt 1,1E-3. Voor de bestaande coupures (Waalstraat, Waterpoort en Bellevue) wordt ook gebruik gemaakt van een kraan voor het plaatsen van de schotbalken. Deze faalkans wordt daarom overgenomen.	Den Oever & Berkelkade		Verifiëren sluiting met kraan.
EV-3	Eerder beschadigd element meegenomen	1.00E-04	Bij Den Oever wordt deze faalkans niet meegenomen. Berkelkade: Elementen worden bij terugkomst en voorafgaand aan uitgifte gecontroleerd. Enkel mogelijk bij controlefout, beschadiging in loods of ongeval tijdens transport. Kans betreft de kans op een beschadiging tijdens de vorige missie of in de loods zelf i.c.m. de kans op controlefout. De kans op een niet-opgemerkte beschadiging tijdens de vorige missie betreft feitelijk niet-merkbaar (dormant) falen, er is echter geen goede indicatie van kans/uur dus daarom is een kans/vraag gehanteerd. Als voor kans op beschadiging tijdens vorige missie / beschadiging in de loods tijdens uitgifte 1E-2 wordt aangehouden en voor de kans op het maken van een controlefout ook dan resulteert een faalkans van 1E-4. Dit wordt in de situatie bij deze coupures in Tiel ook aangehouden. Door de elementen door twee personen onafhankelijk te controleren, kan de faalkans nog kleiner en de situatie daarmee nog robuster worden gemaakt.	Berkelkade	Evt controle van teruggekeerde elementen onafhankelijk controleren door 2 personen, waardoor de faalkans in werkelijkheid nog lager is dan hier meegenomen.	
EV-4	Herstelmaatregel faalt door samenloop meerdere kleine problemen	1.00E-06	In overleg met de beheerder moet er een sluitpeil gekozen worden, waarbij voldoende tijd beschikbaar is tussen het sluitpeil en het overschrijden van het drempelniveau door de buitenwaterstand. Op basis daarvan kan de faalkans door een samenloop van kleine gebeurtenissen als verwaarloosbaar klein verondersteld.	Berkelkade	Sluitpeil kiezen met voldoende tijd tussen sluiten en overschrijden drempelniveau.	
EV-5	Geen reservemateriaal beschikbaar	4.10E-03	Zoals beschreven bij de Berkelkade, zijn er twee mogelijkheden waarom reservemateriaal niet (tijdig) beschikbaar is: 1) Reserveonderdeel wordt niet geleverd, er gaat iets mis met communicatie met loods (menselijk handelen). Dit is menselijk handelen en de faalkans daarvan is bij de Berkelkade bepaald met het OPSCHep-model (zie meer info over het OPSCHep-model in Bijlage memo), hiervoor wordt dezelfde faalkans aangehouden als voor herstel na falen levering materiaal (4,1E-3). 2) De reserve-onderdelen zijn "op", omdat er bij meerdere coupures elementen beschadigd zijn geraakt. Vanwege de kleine kans hierop zal het eerste aspect maatgevend zijn en is daarom meegenomen in de analyse, mits voor voldoende reserve-elementen wordt gezorgd. Een eis vanuit beheer en onderhoud is dat er van elk element (schotbalk en staander) in ieder geval één reserve element aanwezig is.	Berkelkade	Bepalen hoeveelheid reservemateriaal	

EV-6	Geen noodmaatregel op elementniveau mogelijk	1.00E-01	Bij falen op elementniveau ontstaat vaak inventiviteit bij de bedienaars om toch tot sluiting van de coupure te komen: indien de staander beschadigd raakt, kan bij een staalbedrijf een stalen profiel besteld worden en worden toegepast en een beschadigd schot kan worden vervangen door een stapeling van op maat gezaagde houten balken. Omdat bij de bestaande coupures twee rijen schotbalken geplaatst worden, is het onwaarschijnlijk dat beide rijen beschadigd zijn. Een noodmaatregel die toepasbaar is, is om slechts een rij te plaatsen. De coupure is dan (op lekkages na) waterdicht. Voor het herstellen van de tweede rij is dan meer tijd beschikbaar voordat er 'overstromingsgevolgen' optreden. Vanwege deze dubbele rij is een kans van 1/10 voor deze herstelmaatregel in rekening gebracht.	Berkelkade		
EV-7	Sponning defect door aanrijding	1.00E-04	Bekend is dat er af en toe een sponning wordt beschadigd. Deze worden over het algemeen ook vrij snel gerepareerd mits de beschadiging gemeld wordt. Er is daarnaast nog een kans op niet-merkbaar falen, maar, zoals beschreven bij de Berkelkade, is er geen goede indicatie van kans/uur dus er ontbreekt data voor toepassing van het model. Bij de Berkelkade is een kans aangehouden van 1,0E-2 per vraag die is gebaseerd op een risicosessie voor de demontabele keringen in Limburg [1]. Echter, bij Den Oever wordt uitgegaan van 1E-3 op basis van robuustere uitvoering. Voor de coupures Tiel ligt de faalkans gevoelsmatig dichterbij de situatie van Den Oever, omdat de sponning halverwege een vleugelmuur zit en niet op een hoek zoals bij de Berkelkade het geval is. Daarnaast geldt dat aanrijding alleen een rol speelt voor coupure Bellevue. De overige coupures zijn niet toegankelijk voor verkeer. Voor de situatie bij Bellevue geldt dat er eerst een fietspad en trottoir aanwezig is voordat de sponningen aangereden kunnen worden. Aanrijding zou hierdoor alleen plaats kunnen vinden bij het verliezen van de macht over het stuur. Gevoelsmatig is dit risico niet heel groot doordat er geen hoge snelheden behaald kunnen worden ivm de rotonde net voor en scherpe bocht net na de coupure. Aanvullend hierop geldt dat aanrijding niet volledig haaks op de sponning zal zijn, de kans op aanzienlijk schade neemt hierdoor af.  Vanwege bovenstaande argumentatie wordt de faalkans in ieder geval een factor 10 lager ingeschat dat coupure Den Oever.	Berkelkade/Den Oever/inschatting Stadsdijken		
EV-8	Herstel beschadigde sponning faalt	3.00E-02	Berkelkade: Voorafgaand aan hoogwater worden coupures geïnspecteerd. Indien een beschadigde sponning wordt waargenomen, wordt deze direct hersteld. Reparatie is eenvoudig (vervangen sponning) en betreft een 'standaard' maatregel. Indien sponning wordt aangereden tussen moment van inspectie en plaatsen coupure (kleine kans) dan is het nodig om voldoende hersteltijd te hebben. Bij de Berkelkade is een faalkans berekend van 3,0E-2 op basis van het OPSCHep-model, deze faalkans wordt overgenomen. Aandachtspunt is de beschikbare tijd voor herstel.	Berkelkade	Het is van belang te kiezen voor relatief eenvoudig te vervangen sponningen. Ook moeten voldoende reservesponningen (voldoende lengte voor coupure met grootste kerende hoogte) op voorraad zijn in de opslag.	
EV-9	Ijs in sparing staanders	1.00E-04	In coupure Waalstraat en Waterpoort hoeven geen staanders geplaatst te worden. Voor coupure Bellevue geldt dat er afdekplaten aanwezig zijn. De situatie dat de straatpot waarin de staander wordt geplaatst helemaal vol met ijs zit komt alleen voor na strenge vorst. De kans dat dit gelijktijdig optreedt met hoog water is klein. <i>Inschatting obv Berkelkade: 1,0E-4.</i>	Berkelkade		
EV-10	Auto geparkeerd op trace coupure	1.00E-04	De coupures Waalstraat en Waterpoort zijn niet bereikbaar voor verkeer. Voor coupure Bellevue geldt dat deze onderdeel is van een relatief drukke doorgaande weg. vormen Voor alle coupures is het daarom uiterst onlogisch om hier te parkeren. <i>Inschatting: 1,0E-4.</i>	Berkelkade		
EV-11	Ernstige vervuiling / aangroei in sparing staanders	1.00E-05	In coupure Waalstraat en Waterpoort hoeven geen staanders geplaatst te worden. Voor coupure Bellevue geldt dat er afdekplaten aanwezig zijn. Daarnaast wordt er geïnspecteerd voorafgaand aan hoogwater. Kans bestaat dus uit kans op optreden vervuiling (zodanig dat hierdoor staander niet geplaatst kan worden) i.c.m. kans dat dit tijdens inspectie gemist wordt. <i>Inschatting obv Berkelkade: 1,0E-3*1,0E-2=1,0E-5.</i>	Berkelkade		
EV-12	Herstelacties individuele belemmering faalt	4.00E-03	Ijs in straatpot kan eenvoudig worden verwijderd door uit te hakken/boren/wegbranden/ wegsmelten met water. Auto kan eenvoudig worden weggesleept/weggeduwd doordat materiaal wordt aangevoerd met groot materieel en anders door gemaakte afspraken met afsleepdiensten door beheerder. Vervuiling kan worden weggeschraapt of weggebrand. Alle herstelmaatregelen zijn eenvoudige maatregelen. De faalkans voor Berkelkade is bepaald met OPSCHep-model op 4,0E-3 (herstel na bedienfout). Dat lijkt hier ook realistisch.	Berkelkade	Herstelacties vastleggen in draaiboek, incl eventueel benodigd materieel	





Waarderweg 40  
2031 BP Haarlem  
Nederland

Pettelaarpark 10-15  
5216 PD 's-Hertogenbosch  
Nederland

Fultonbaan 30  
3439 NE Nieuwegein  
Nederland

**iv-Infra b.v.**  
Trapezium 322  
3364 DL Sliedrecht  
Nederland

Telefoon +31 88 943 3200

Trompstraat 36a  
9190 Stekene  
België

Westervoortsedijk 73  
Gebouw CB  
6827 AV Arnhem  
Nederland

Postbus 135  
3360 AC Sliedrecht  
[www.iv-infra.nl](http://www.iv-infra.nl)