



Dijkversterking Stad Tiel

Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 5A

Dijkversterking Stad Tiel

Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 5A

Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland

Referentie: INFR200121-R04

Revisie: 1

Datum: 18 december 2020

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: 1
 Datum: 18 december 2020
 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

Inhoudsopgave

1	Inleiding	6
1.1.	Aanleiding	6
1.2.	Doel	7
1.3.	Revisiebeheer	8
1.4.	Leeswijzer	8
1.5.	Referenties	8
2	Uitgangspunten	10
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
3	Ontwerpresultaten	17
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 ₂ , NO ₂ , etc.)	21
3.8.	Beheer en onderhoud	21
4	Uitvoering	22
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
5	Ontwerptoetsingen	26
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
6	Overdracht DO-fase	31
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
BIJLAGEN		34
A.	Ontwerptoetsingen	34
A.1.	Doorsnede toetsing damwand	34
A.2.	Sterkte verankering	35
A.3.	Sterkte gording	36
A.4.	Verticaal draagvermogen	37
B.	Trillingspredictie	38
B.1.	Archief informatie panden	43
C.	Stijghoogte bepaling	44
D.	Drukcapaciteit damwand	45
E.	Rekenresultaten	46
F.	Review revisie 0	47

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 1) is een conceptversie ter bespreking met Waterschap Rivierenland.

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.

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^e 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, 18 december 2020
- [16] Tauw, Technische uitgangspuntennotitie VO-fase, kenmerk R007-1274666NPL, 18 december 2020
- [17] Tauw. Dijkversterking Stad Tiel: Ontwerpnota VO, kenmerk R006-1274666DGL, 18 december 2020
- [18] Tauw, Technische achtergrondrapportage Waterveiligheid VO-fase, kenmerk R008-1274666NPL, 18 december 2020
- [19] Tauw, 1274666-TE-CIV-VO-00-SIT-0010 blad 1 t/m 8, status concept, 18 december 2020
- [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 00, 25-09-2020
- [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 basalt 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.

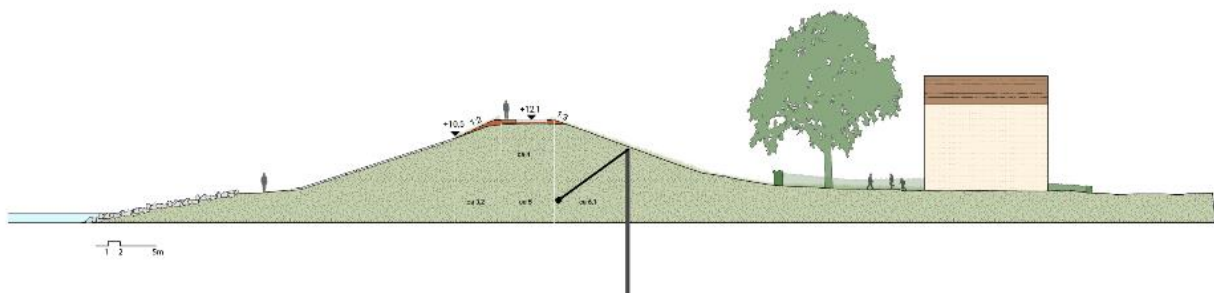


Figuur 2-1: Bovenaanzicht deeltraject 5A

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.

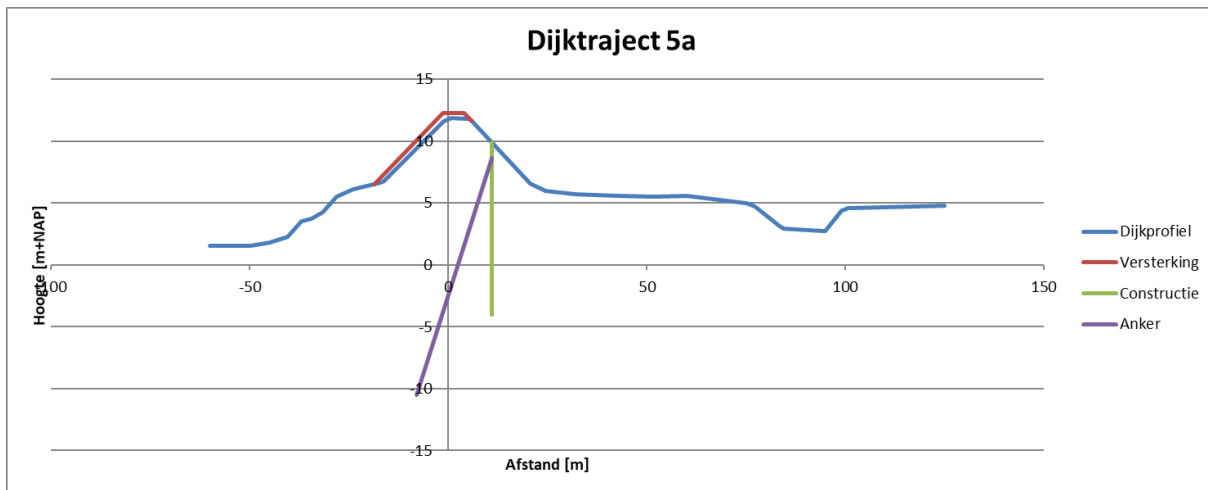
Variant 2: Grond buitenwaarts (1:2 tot basal) met constructie binnenzijde



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: Grondonderzoekpunten 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 ³
4,0	Klei siltig 16-17,5 kN/m ³	3,0	Klei siltig humeus 14-16 kN/m ³
3,0	Klei siltig humeus 14-16 kN/m ³	-0,5	Zand, pleistoceen
-1,5	Zand, pleistoceen		

Grondopbouw voorland	
B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort
Maaiveld	Klei siltig humeus 14-16 kN/m ³
3,0	Zand Holoceen
1,0	Klei siltig 16-17,5 kN/m ³
-0,5	Zand Holoceen
-1,5	Klei siltig 16-17,5 kN/m ³
-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

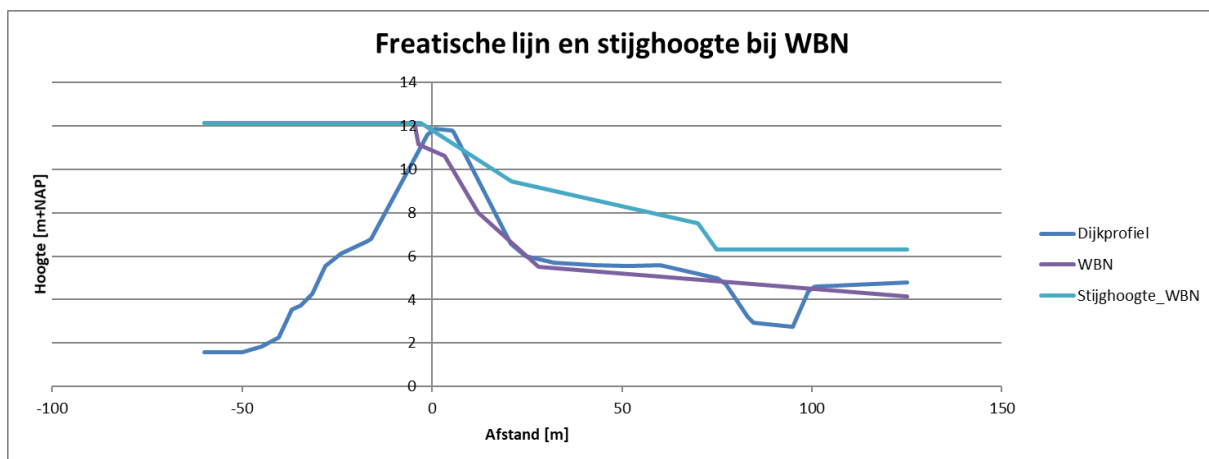
van de langsconstructie wordt niet significant geacht. Doordat de dikte van de humeuze zone in de huidige schematisatie overschat is, is de verwachting dat de sterkte en stijfheid gemiddeld over de lagen vergelijkbaar zal zijn met de opbouw die volgt uit het labonderzoek.

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 kN/m^2 . Ter plaatse van het slootje 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

Totale ankerlengte (incl. groutlichaam)	ca. 24 m
Niveau bovenkant groutlichaam	NAP-2,50 m
Diameter groutlichaam	350 mm
Lengte groutlichaam	10,0 m

Tabel 3-3: Eigenschappen toegepast gordingprofiel

Gording	
Type	HE 260 B
Niveau hart gording	NAP+8,75 m
Staalkwaliteit	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 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) 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 (CO₂, NO₂, 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

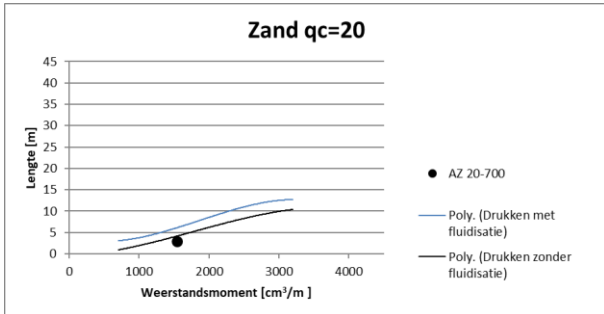
4.2.1. Schadevrij installeren damwand

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:

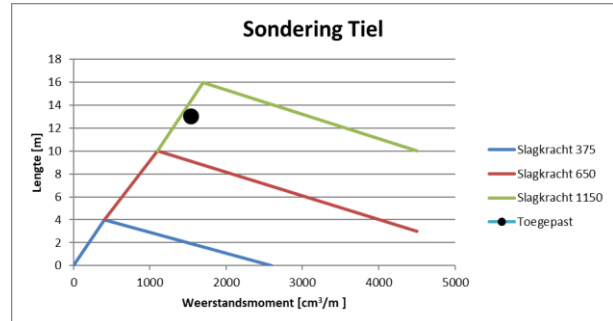
- Grafiek 20 in bijlage B van CUR166 deel 1, Drukken in zand van 20 MPa, installatiediepte bedraagt 3,0 m.
- Grafiek 36 in bijlage B van CUR166 deel 1, Hoogfrequent trillen in Tiel, installatiediepte bedraagt 13,0 m.

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 0,8¹. 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].

¹ 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.

5 Ontwerptoetsingen

5.1. Samenvatting rekenresultaten

In Tabel 5-1 is een samenvatting gegeven van de rekenresultaten. De volledige berekeningsresultaten zijn opgenomen in Bijlage C, in paragraaf 5.2 zijn de ontwerptoetsingen per onderdeel beschreven.

Tabel 5-1: Overzicht rekenresultaten (exclusief schematiseringsfactor of belastingeffectfactor)

Rekenresultaat	Eenheid	Waarde	Maatgevende rekenfase
Stabiliteitsfactor	[-]	1,20	6b
Moment	[kNm/m]	300	6a
Dwarskracht	[kN/m]	125	6a
Normaalkracht	[kN/m]	171	6a
Ankerkracht	[kN/m]	251	6a
Horizontale vervorming constructie	[mm]	47	7c
Horizontale verschilvervorming binnentebuitentent	[mm]	50	7c
Kruindaling	[mm]	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

5.2.1. GEO-1: Stabiliteit binnenwaarts

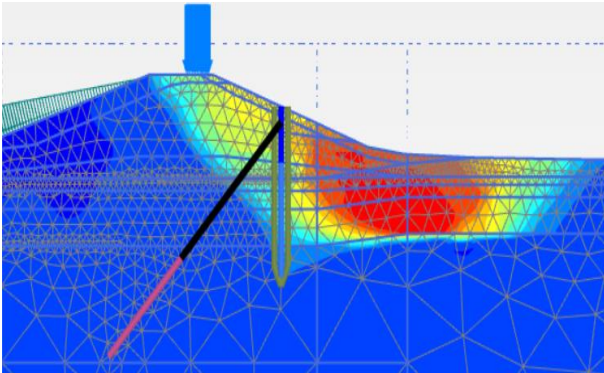
De stabiliteit binnenwaarts is getoetst in de situaties met en zonder significante overslag.

Het maatgevende glijvlak per faalmechanisme is weergegeven in de figuren Figuur 5-1 en Figuur 5-2.

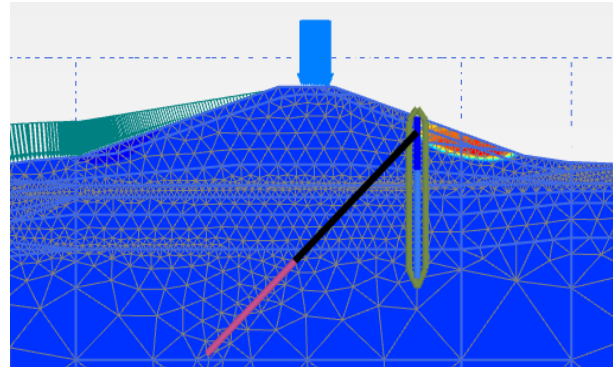
Het verloop van de C-Phi reductie per mechanisme is weergegeven in Figuur 5-3. De berekende stabiliteitsfactoren zijn:

- Geen significant overslag : 1,20
- Significant overslag 1,12

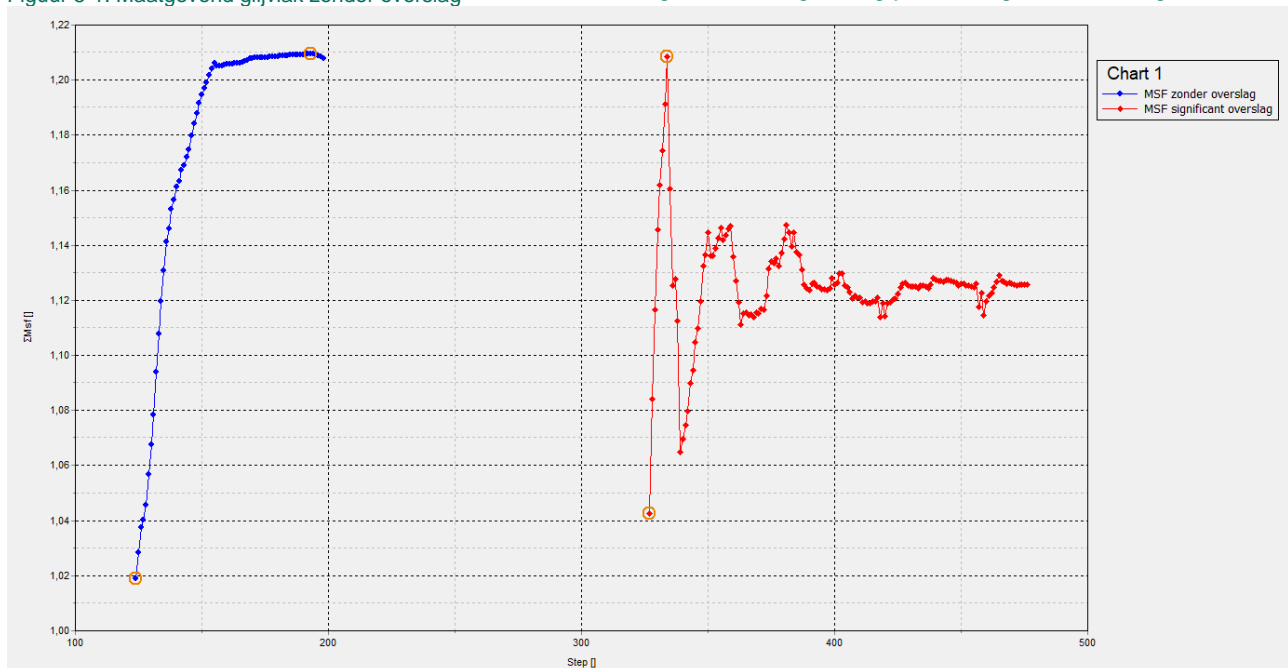
Deze waarde dienen getoetst te worden aan de nog te bepalen schematiseringsfactor. In het VO is het uitgangspunten een schematiseringsfactor kleiner of gelijk aan 1,1 [15]. In de DO-fases wordt de schematiseringsfactor bepaald. Omdat alle stabiliteitsfactor groter zijn dan 1,10, voldoet de binnenwaartse 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:
 - γ_{qc} de correctiefactor voor conusweerstand q_c [-]
 - σ'_i de initiële effectieve spanning [kN/m²]
 - σ'_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/m²
 - σ'_d de effectieve spanning onder extreme omstandigheden [kN/m²]
 - σ'_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/m²
- $\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}} = \sqrt{\frac{102}{164}} = 0,79$

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/anker² 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/m³/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.

² 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:

- γ_{qc} de correctiefactor voor conusweerstand q_c [-]
- σ'_i de initiële effectieve spanning [kN/m²]
 σ'_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'.
 $\sigma'_i = 182 \text{ kN/m}^2$
- σ'_d de effectieve spanning onder extreme omstandigheden [kN/m²]
 σ'_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/mm²
 elasticiteitsmodulus E 2.10E+05 N/mm²
 kniklengte (NEN-EN 1993-5 fig 5-2)* I 9.45 m
 factor scheve buiging (weerstandsmoment)** β_B 1.0
 factor scheve buiging (traagheidsmoment)** β_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)

γ_{M0} 1.00
 γ_{M1} 1.10
 γ_{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

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

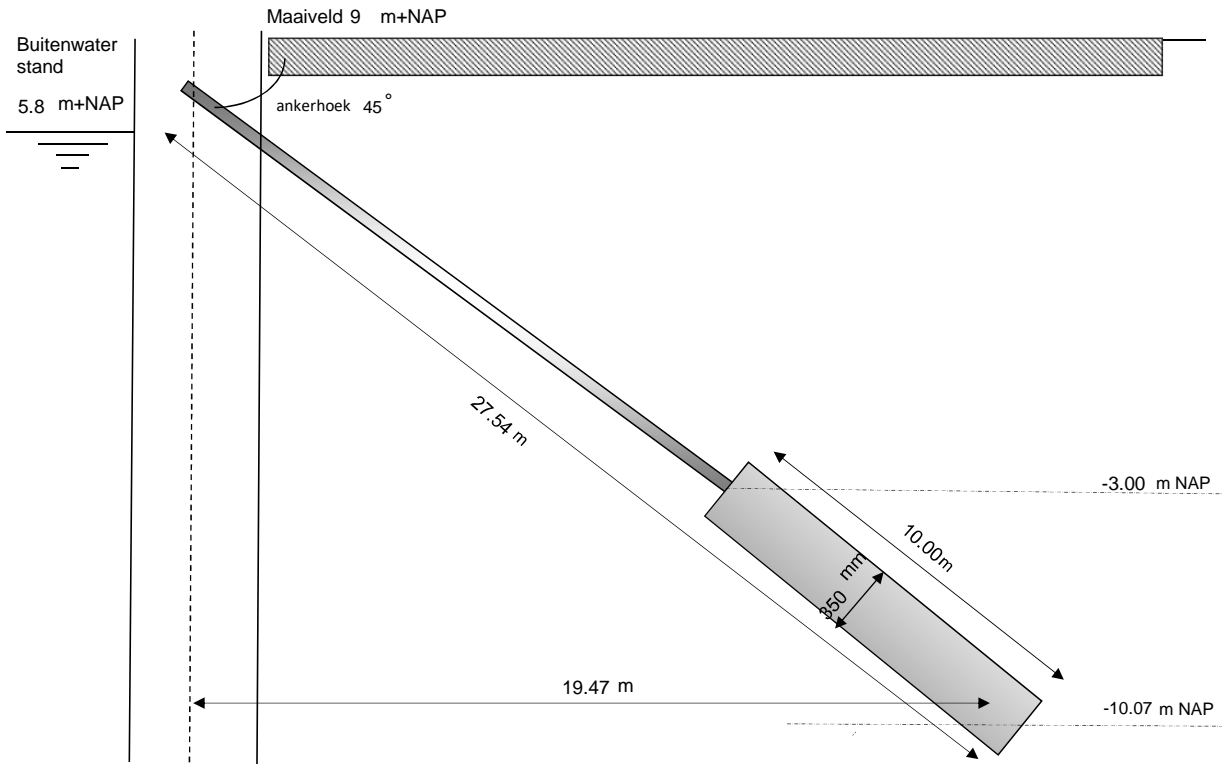
Project	Dijkversterking Stad Tiel
Opdrachtgever	Waterschap Rivierenland
Projectnummer Iv-Infra	INFR200121
Onderdeel	Voorlopig ontwerp schroefinjectie anker deeltraject 5a
Revisie	1
Datum	18-12-2020

**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 ²	
Gecorrigeerde diameter t.p.v. schroefdraad	81.88	mm ²	
Corrosietoeslag	0.060	mm/jr	100 jaar
Rekenkundige doorsnede (Abuis;corr)	2458	mm ²	
Staalkwaliteit	E470		
Vloei spanning (fy)	500.00	N/mm ²	
Breukspanning (ft)	700.00	N/mm ²	
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 ³	

Gehanteerde factoren

CUR 166 deel 2 art 4.9.6	0.015 α_t	CUR 166 deel 2 art 4.9.6 α_t
Reductiefactor	1.00 ξ_a	CUR 166 deel 1 art 7.2.2 ξ_a
Partiële materiaalfactor	1.20 γ_a	CUR 166 deel 1 art 7.2.2 γ_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	$(R_{t;break;d}/1,4)$
$R_{vloe;rep}$	1229 kN	$A_{buis} * fy$
$R_{vloe;d}$	1229 kN	$R_{r:vloe;rep}/1,0$
$F_{r;d}$	1229 kN	min. $(R_{t;break;rep}/1,4)$; $(R_{r:vloe;rep}/1)$
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 γ_{sc}	0.79 [-]	
Afsnuiting 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 _{a,min,d}	1064 kN
Diameter groutlichaam	350.00 mm
L _{grout}	10.00 m
q _c	7.74
τ _{grout/grond}	0.10

0,3 N/mm² τ_{grout/grond}
 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 _{a,min,d}	1064 kN
diameter staal	82.50 mm
L _{grout}	10.00 m
τ _{grout/staal}	0.41
τ _{max}	1,5/2,2 (glad/geribd)

1,5/2,2 τ_{grout/staal}
 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

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 deeltraject 5a
Revisie	1
Datum	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	α_{anker}	45 [graden]
Lengte anker tussen opleggingen	L	15.0 [m]
Buigstijfheid damwand (gecorrodeerd) per meter	EI_{damwand}	55356 [kNm ²]
Maatgevende ankerkracht	F	165 [kN]
Eigen gewicht ankerbuis	q_{eg}	30.631 [kg/m]
Oppervlakte anker (ongecorrodeerd)	A_{anker}	3.93E-03 [m ²]
Rekstijfheid ankerdoorsnede (ongecorrodeerd)	EA	824668 [kN]
Buigstijfheid ankerstaaf (ongecorrodeerd)	EI_{anker}	4.44E+02 [kNm ²]

Zakking

Materiaal rond ankerstang		PPL:KLEI/VEEN
Horizontale beddingsconstante ondergrond per meter	c	10000 [kN*m/m ³]
PPL:KLEI/VEEN		
Ongedraineerde schuifsterkte	S_u	40.8 [kPa]
	α	9 [-]
Representatieve bovengrens netto conusweerstand	$q_{\text{net,max}}$	0.5 [MPa]
laag karakteristieke waarde correlatiecoëfficiënt	Nkt,laag	20 [-]
Alpha Shanshep	α	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	β (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	λ	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	ΔF	70 [kN]
Ankerkracht per anker	F	165 [kN] +
Maatgevende totale ankerkracht	$F_{s,staaf}$	<hr/> 235 [kN]

Invoer Plaxis

Toeslag zakkende grond	88 kN
------------------------	-------

Toeslag kruip (ankerkracht fase 3a)	165 kN
-------------------------------------	--------

Totaal (invoer Prestress fase 3b)	253 kN
-----------------------------------	--------

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	$\gamma_{M0} = 1.0$	
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

$F_{A,d} = 276$ [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 profielseigenschappen tussen haakjes)

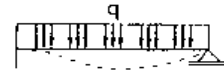
h = 255.6 mm (260 mm)	$A_{resterend} = 8566$ mm ² = 72 % van: (11840 mm ²)
b = 255.6 mm (260 mm)	$A_{corrosie} = 3274$ mm ²
$t_w = 5.6$ mm (10.0 mm)	$A_v = 2629$ mm ² = 70 % van: (3759 mm ²)
$h_w = 177$ mm (177 mm)	$I_y = 11120$ cm ⁴ = 75 % van: (14919 cm ⁴)
$t_t = 13.1$ mm (17.5 mm)	$W_{y,el} = 870$ cm ³ = 76 % van: (1148 cm ³)
r = 26.2 mm (24 mm)	$W_{pl,y*} = 950$ cm ³ = 74 % van: (1283 cm ³)
$i_y = 113.9$ mm (112 mm)	

==> 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
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}	=	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)
Formules bij 6.2 Weerstand van doorsneden			
Doorsnedeklasse 1 en 2		Reductie op momentcapaciteit	
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 ³
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}	=	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)
Vervorming ligger (doorlopend over meer dan drie steunpunten)			
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

$$p = (2 * V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)2 = 0.3658 \text{ reductie } [1 - r]$$

$$W_{pl,V} = W_{pl,y} - [(p * A_w2)/(4 * t_w)] = 933745 \text{ mm}^3$$

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:

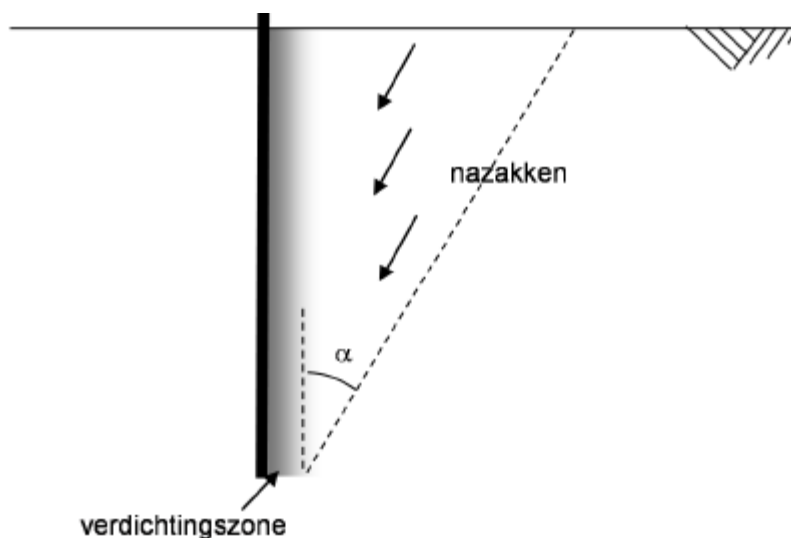
- Voor de analyse wordt uitgegaan van gebouwen die zijn ingedeeld in constructie categorie 2:
Onderdelen van de draagconstructie van een gebouw indien deze bestaan uit metselwerk.
- Bouwkundige staat: de predictie is uitgevoerd voor zowel een normale als een gevoelige bouwkundige staat omdat gegevens 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 kN³.

³ 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.

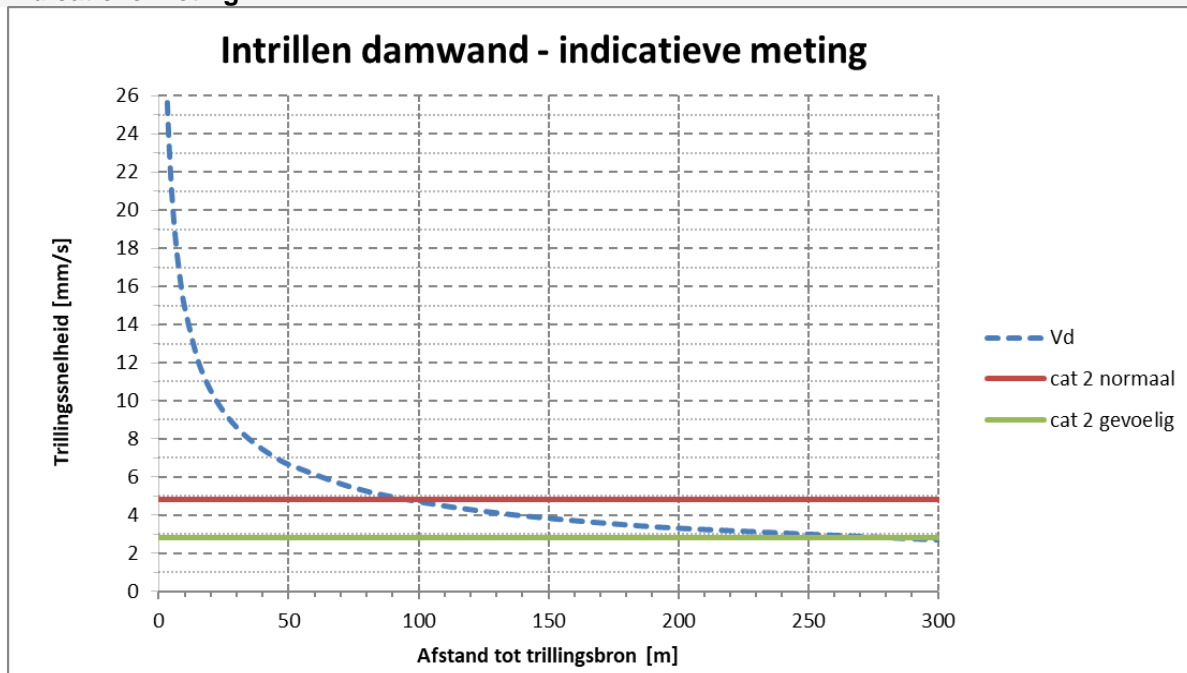
Mogelijk oplossingsrichtingen om de damwanden zonder schade aan te brengen :

- 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.

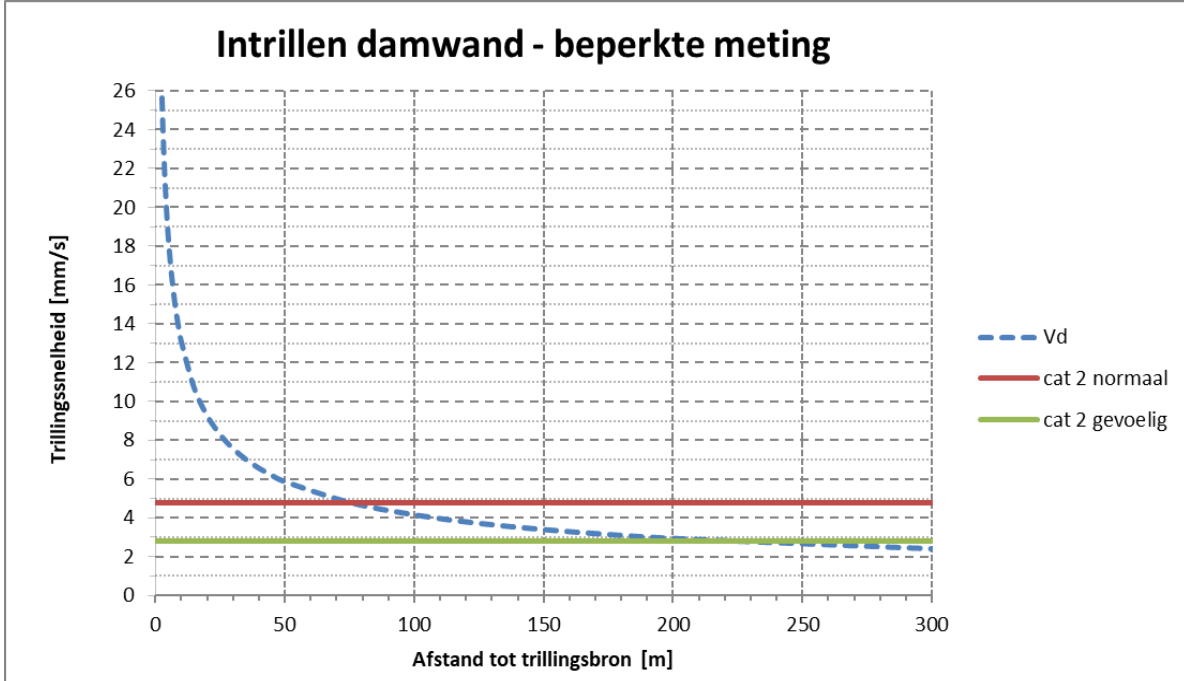
1% Grenswaarde (schade)

Indicatieve meting

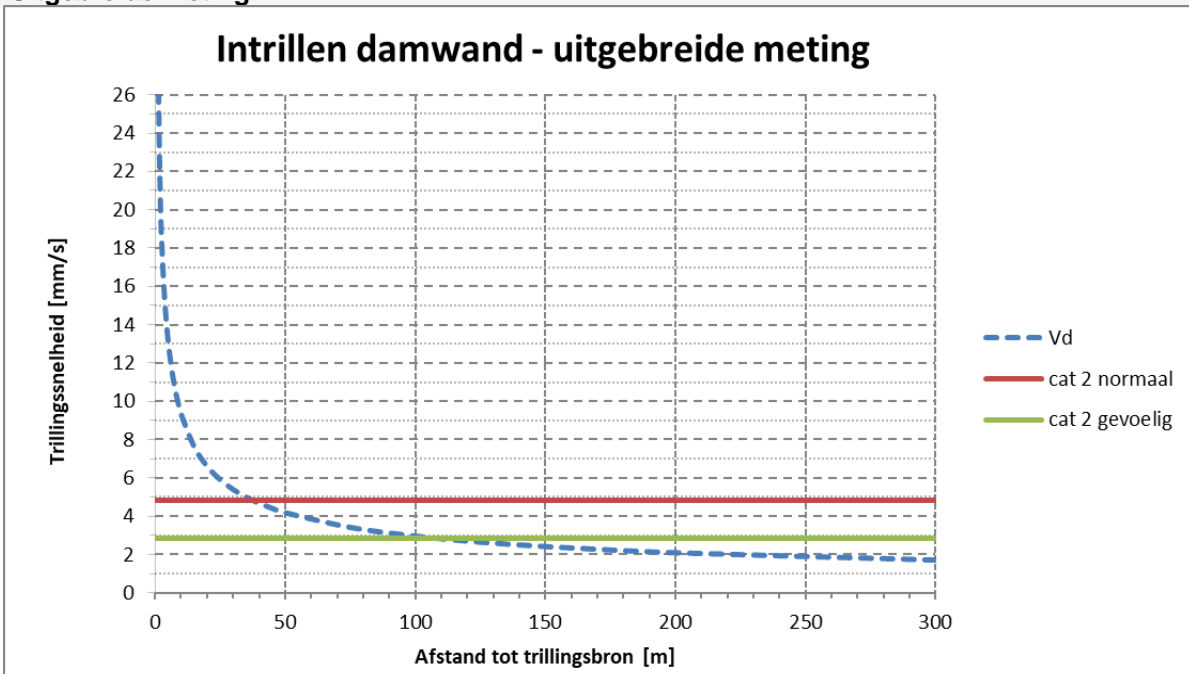


1% Grenswaarde (schade)

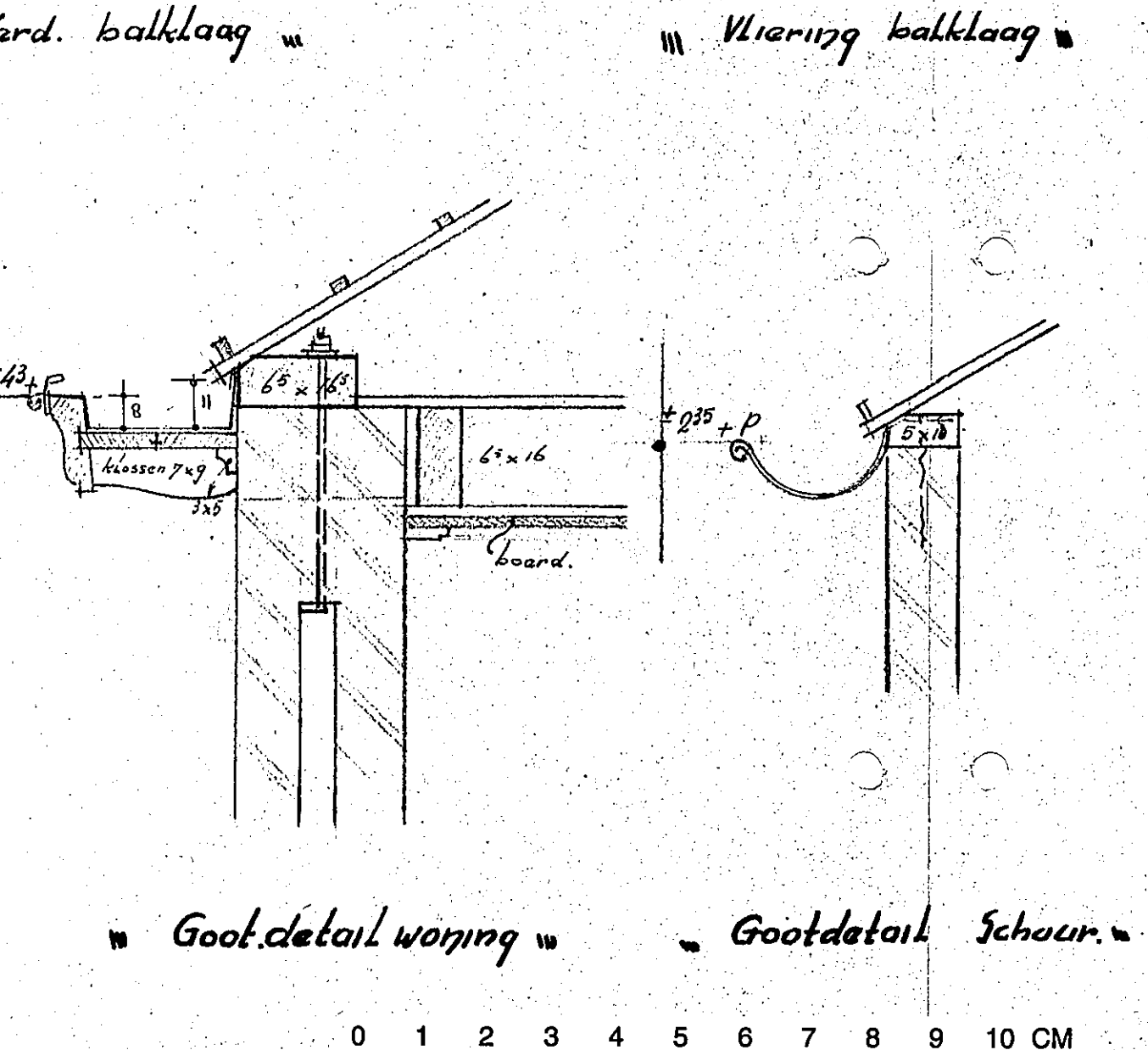
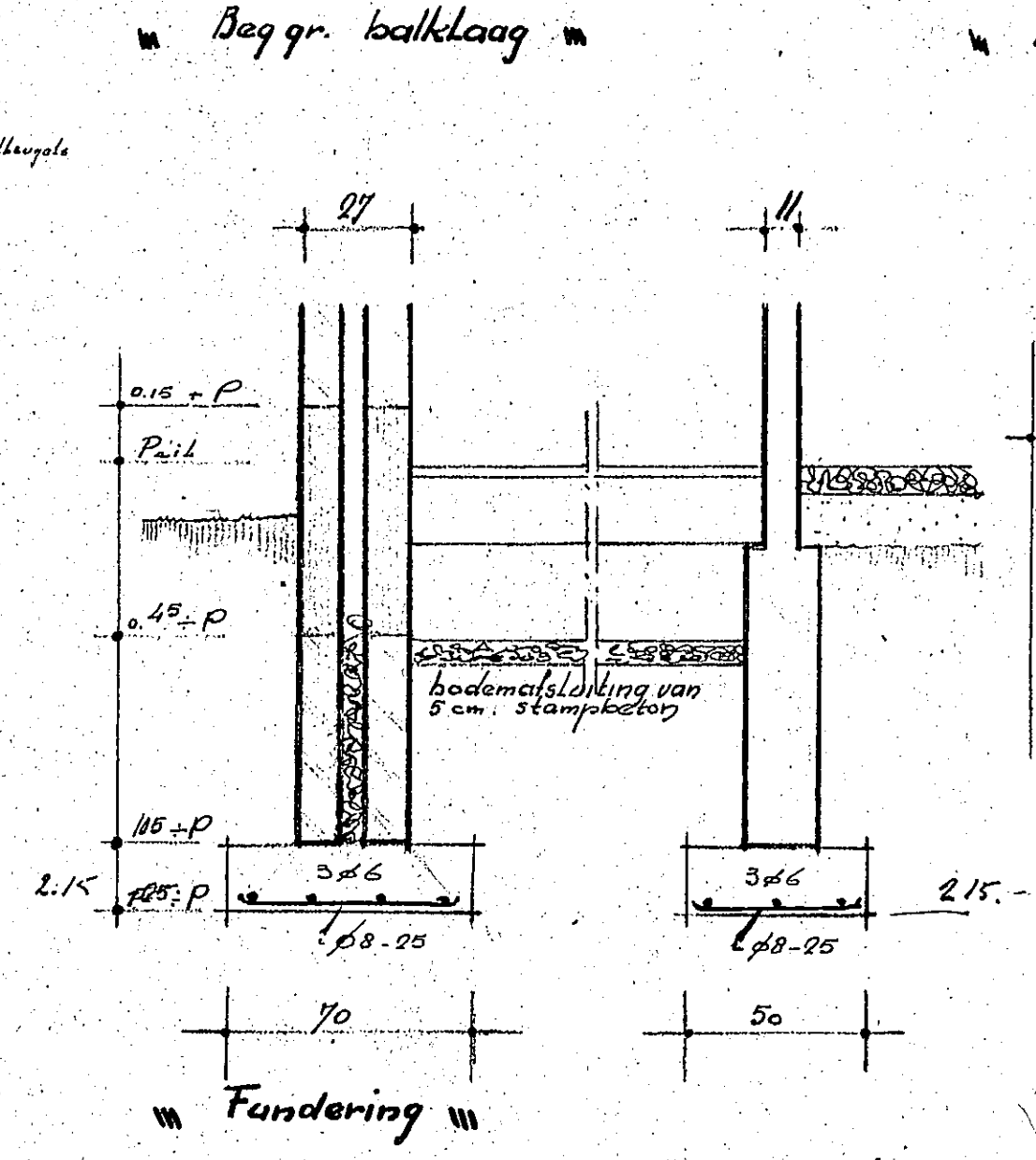
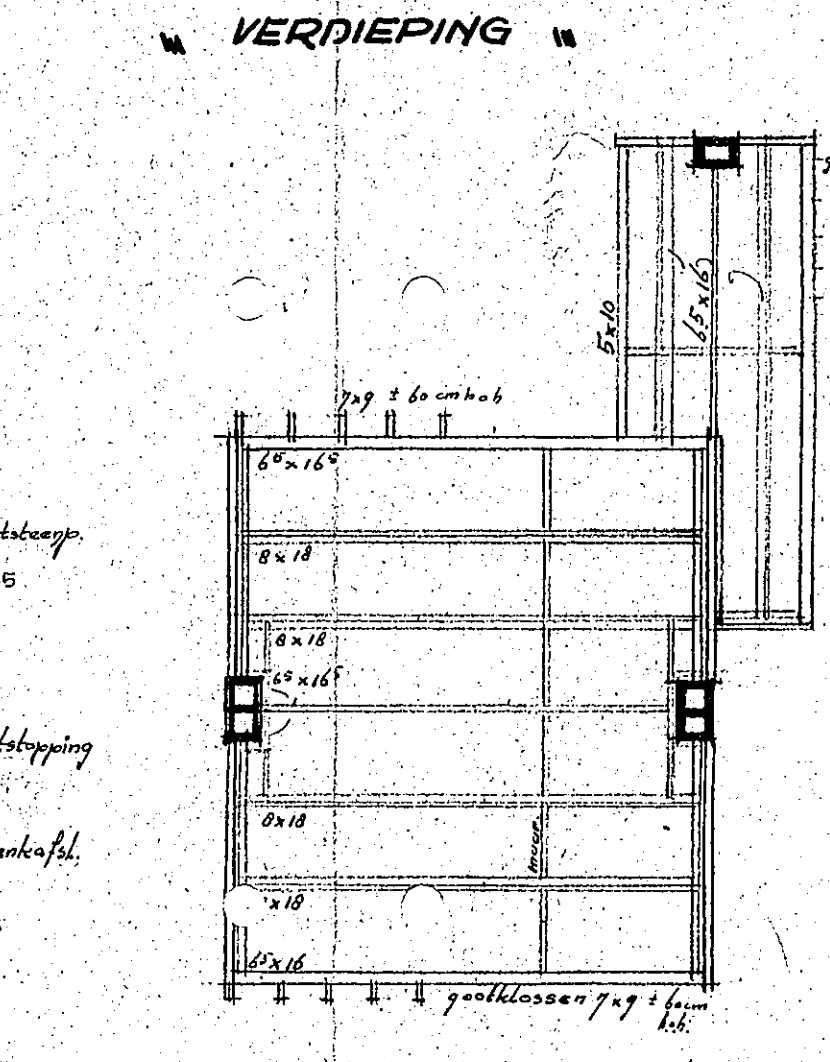
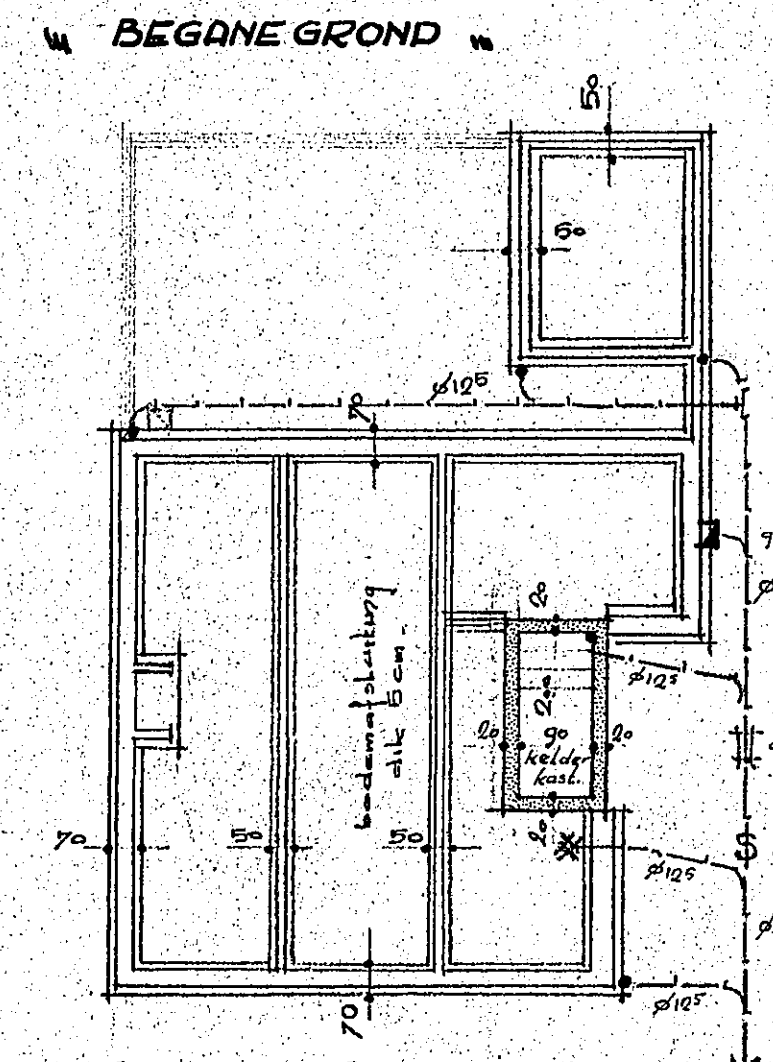
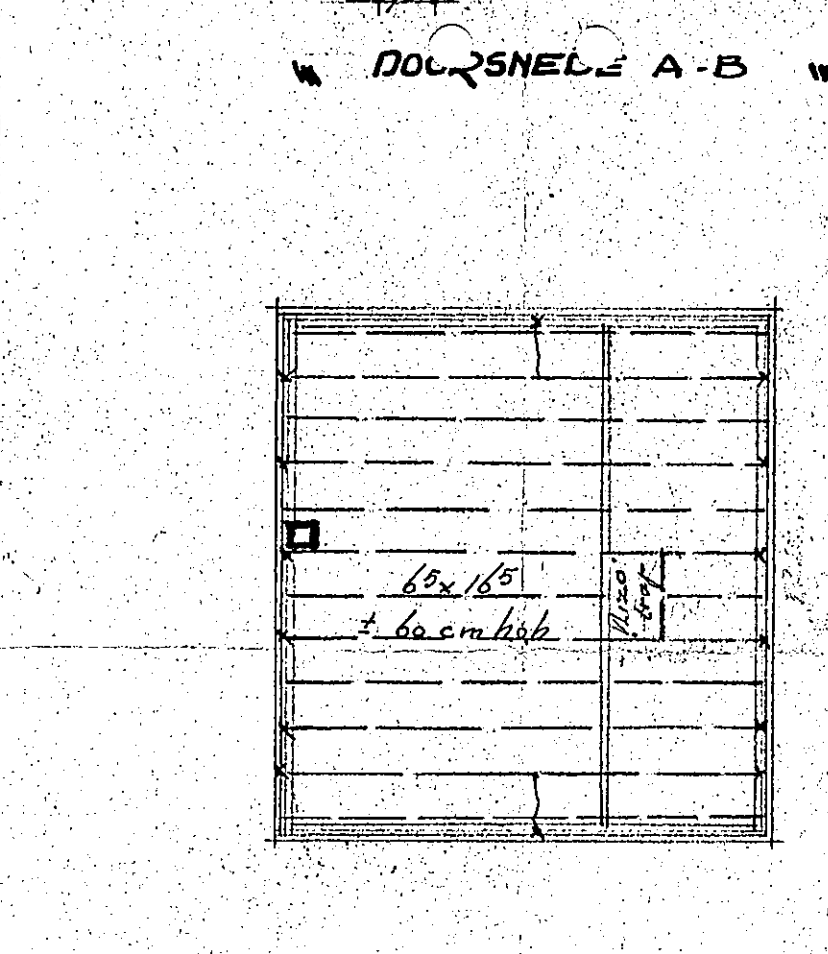
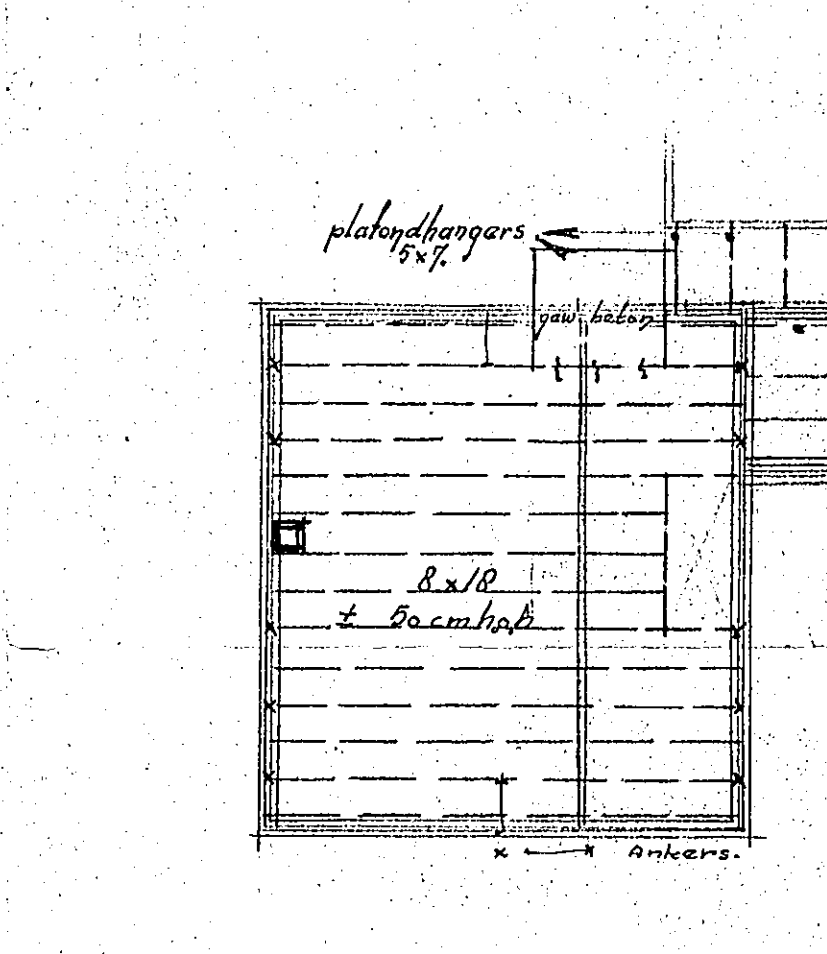
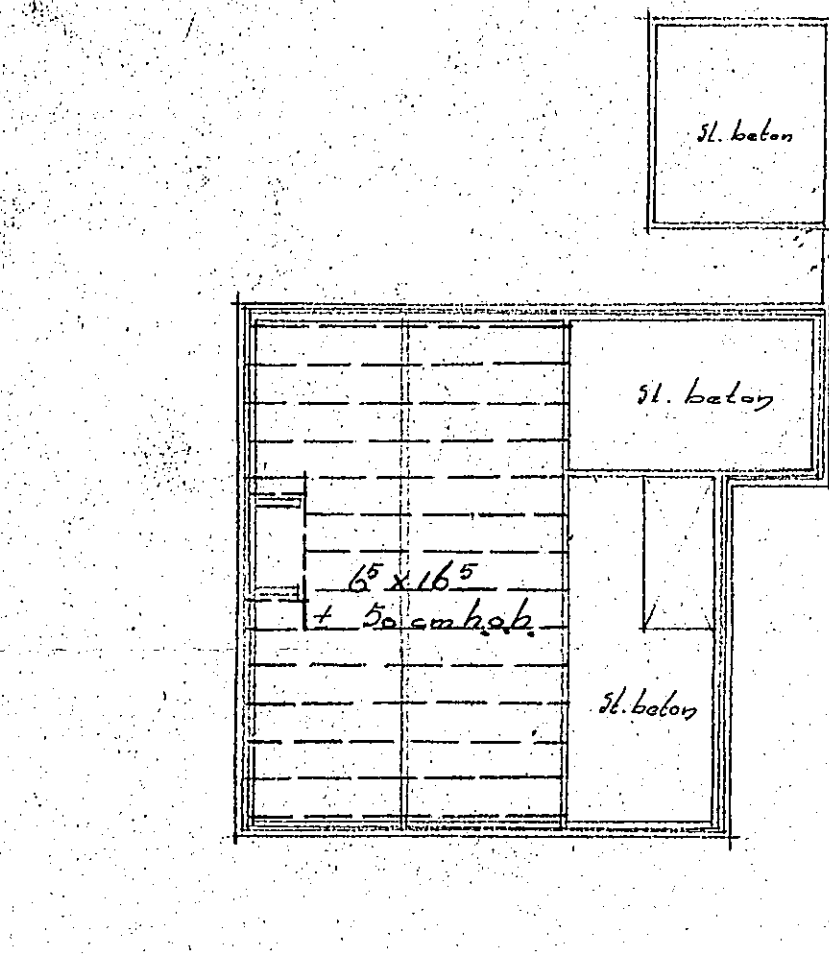
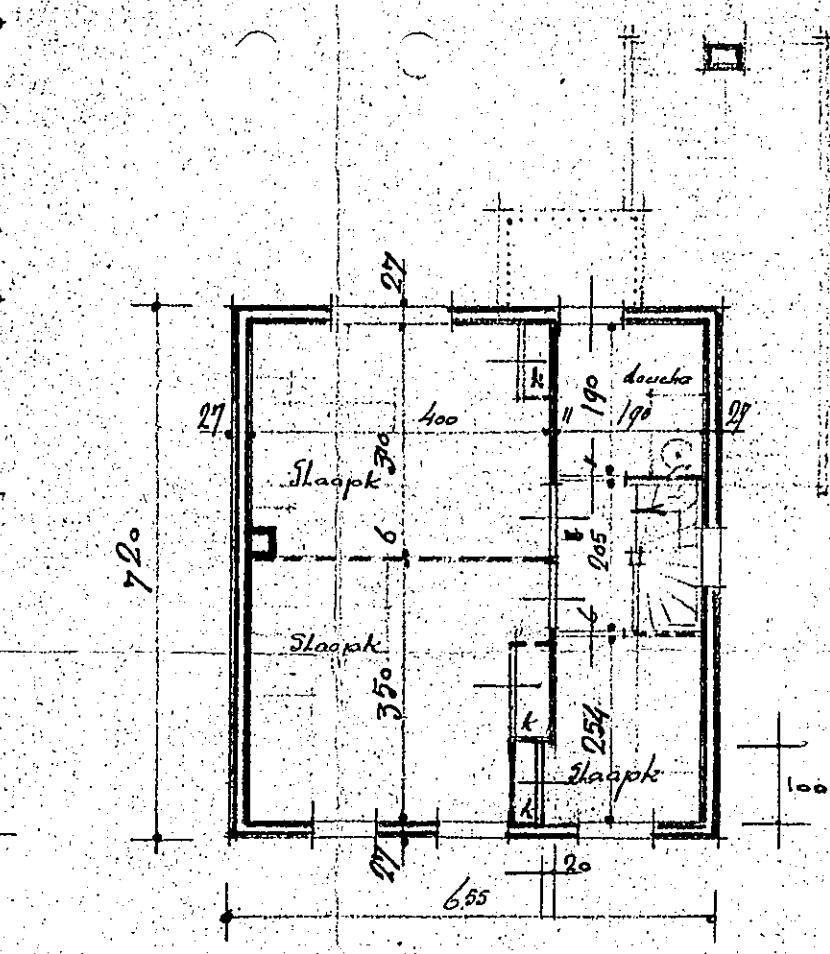
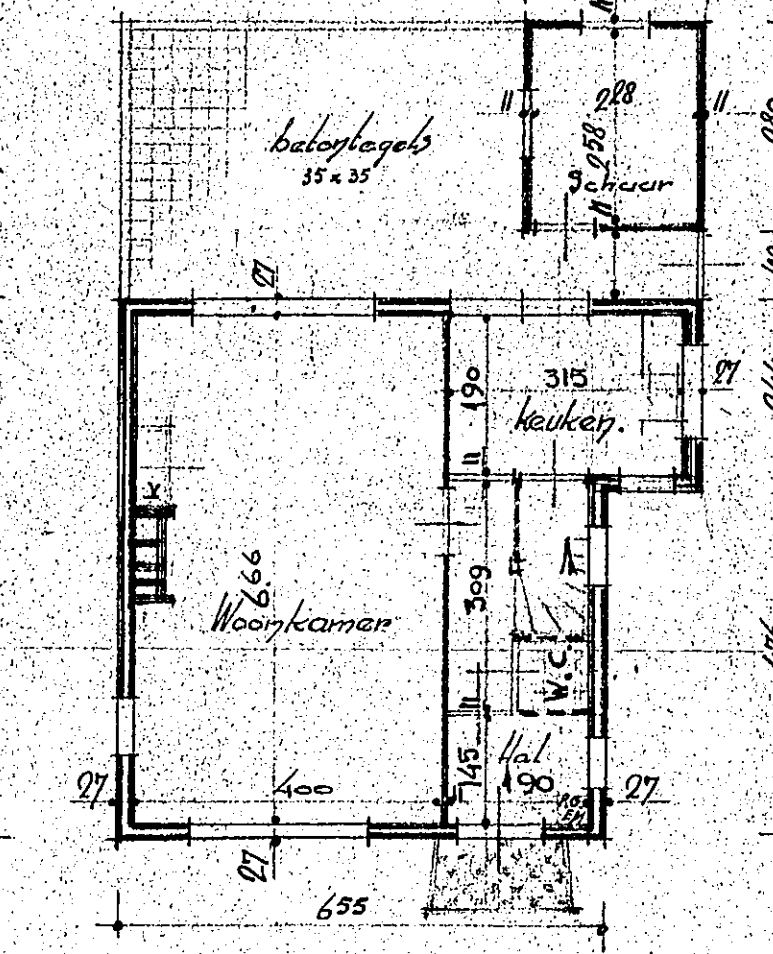
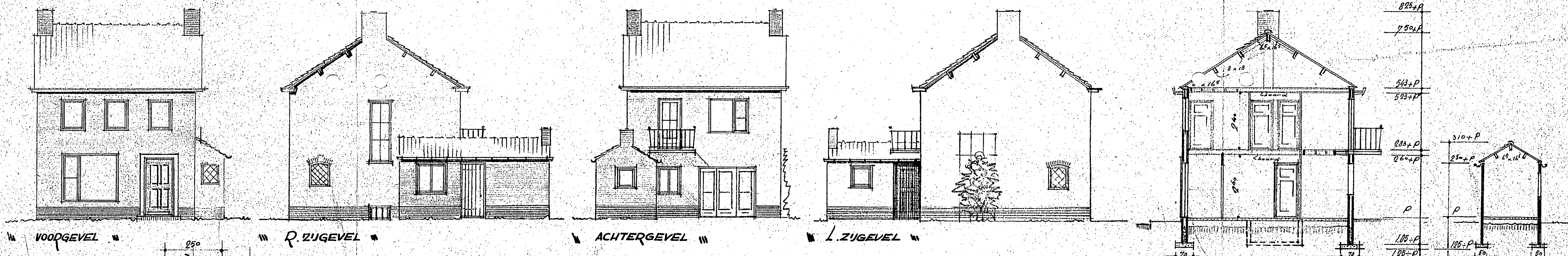
Beperkte meting



Uitgebreide meting



B.1. *Archief informatie panden*



GEMEENTE TIEL
INGEKOMEN
- 9 MEI 1955
No. 6622

behoort bij besluit van Burgemeester en Wethouder van TIEL dd. 10 Mei 1955 No. 76.
De Secretaris.

Vergadering
B. en W.
10. MEI 1955

BOUW- en WONINGTOEZICHT TIEL
INGEKOMEN
7 APR. 1955
No. 103 1954

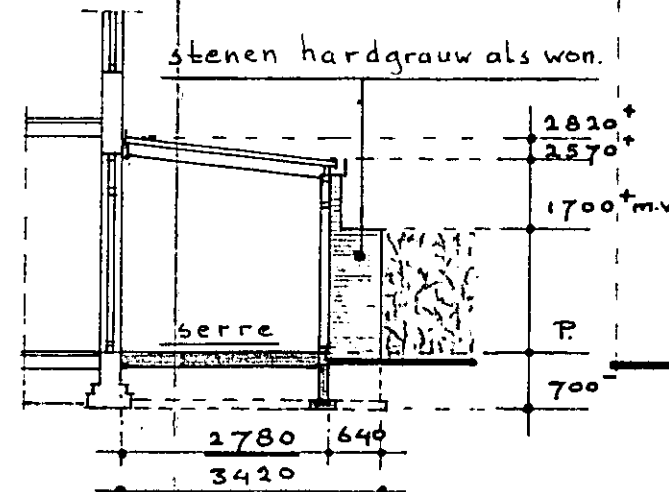
BESTEKENING WONING VOOR dhr H. Th. van BAAL TE TIEL
 SCHAAL 1:100 1:20 1:10
 GETEKEND door opmerkingen
 DATUM 22-11-54
 GEZIEN
 GEC. principaal
 H. Th. van Baal
 aangenemer.
 ARCHITECTENBUREAU J. de VREE TIEL



Gewaarmerkt als behorende bij besluit
 van Burgemeester en Wethouders van
 Tiel d.d. 28 APR. 1994
 medewerker afd. Bouw- en Woningtoezicht.



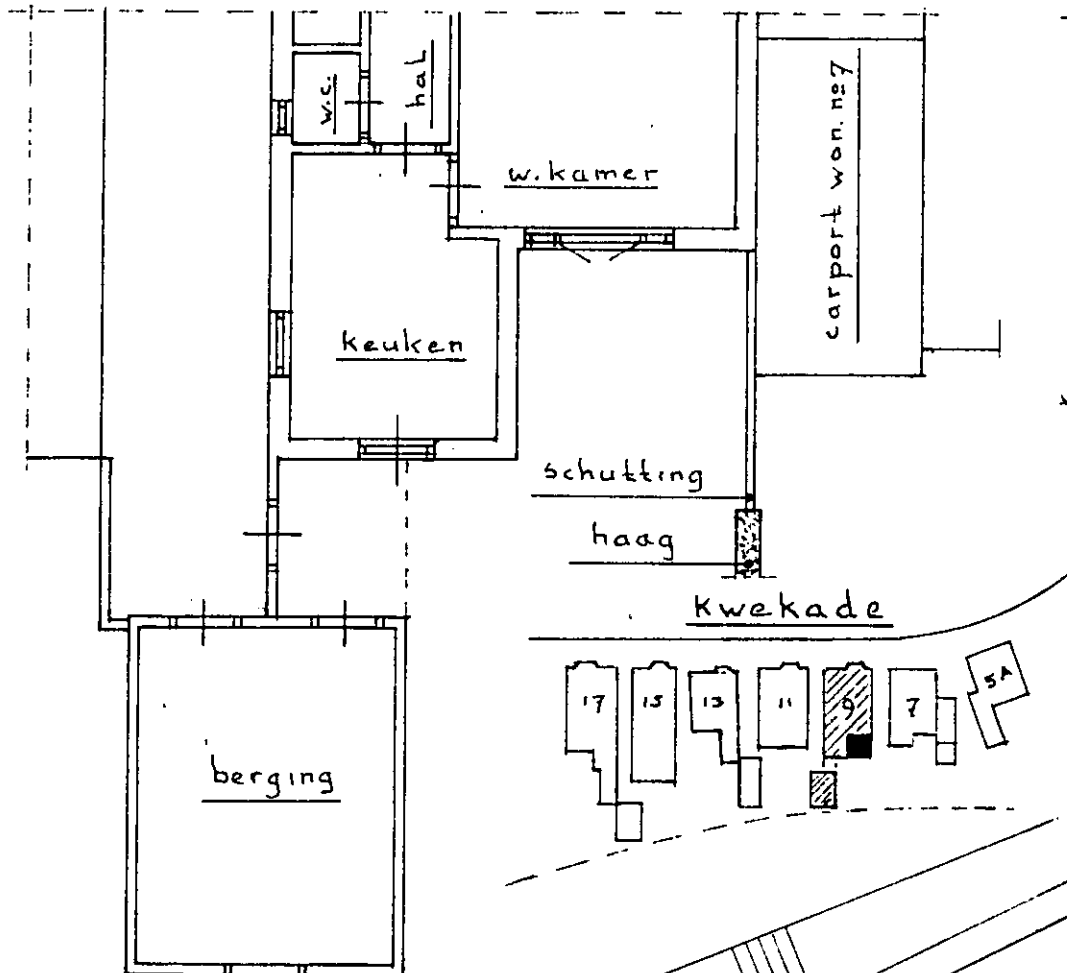
bestaande achtergevel



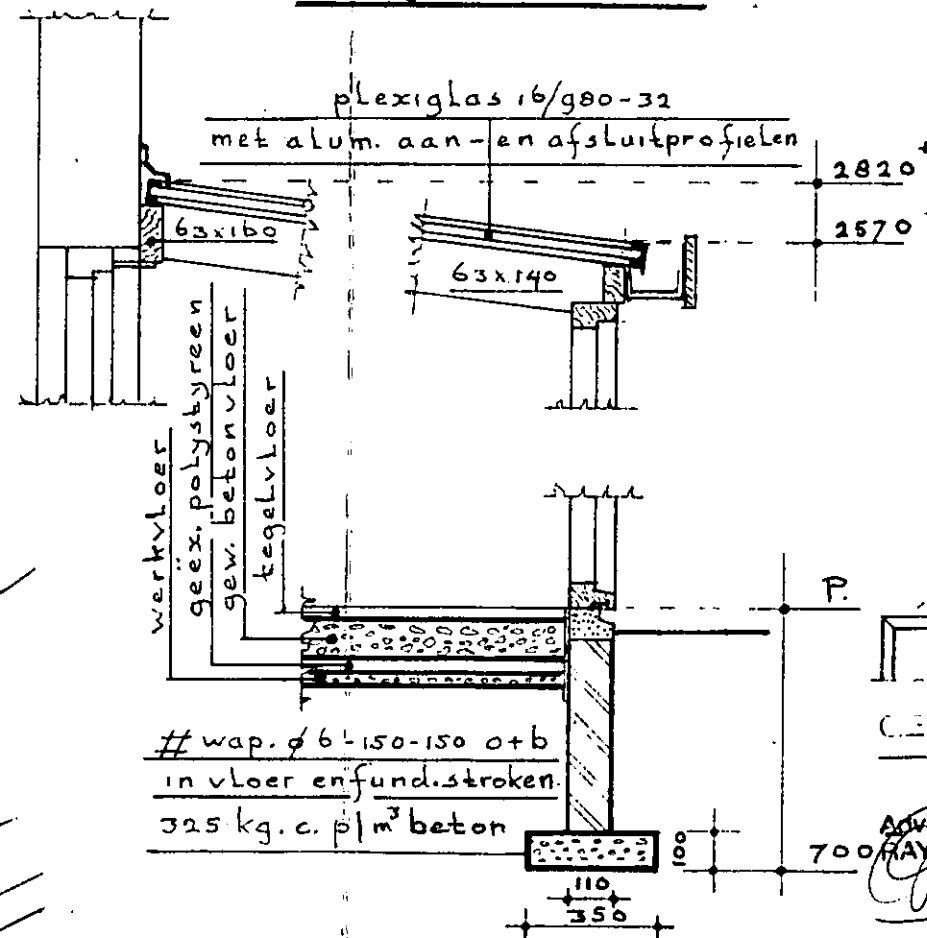
hoogte drs. A-B



gewijzigde achtergevel

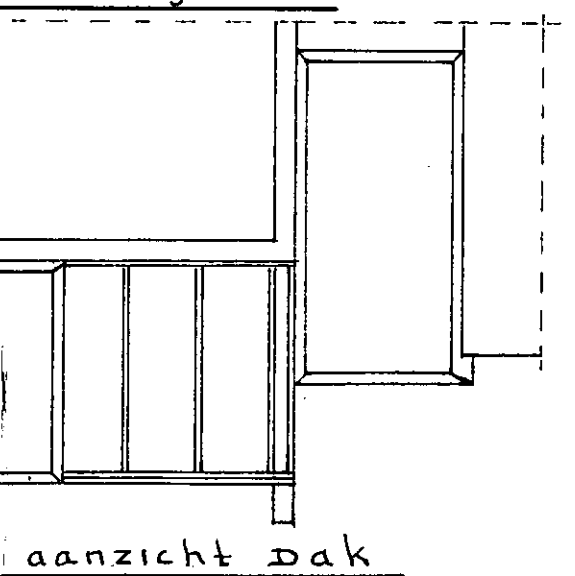


bestaande plattegrond



GELDERS GEMEENTENRAD
 GEEN BEZWAAR

Advies d.d. 10.4.94
 HAYN ARCHITEKT.



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

Behoort bij besluit van Burgemeester en Wethouders
van TIEL dd. 11 September 1933 No. 31
De Secretaris.

[Handwritten signature]



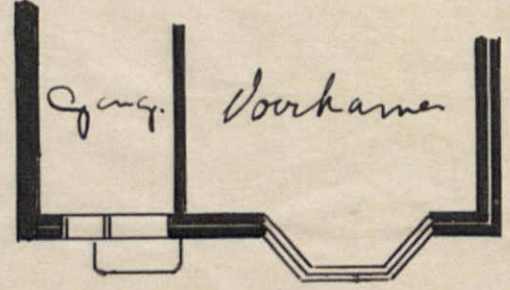
A.F.D. IC
GEMEENTE TIEL
INGEKOMEN:
1 SEP. 1933
A.G. No. 3402

GEMEENTEWERKEN
TIEL
INGEKOMEN 8 SEP 1933
No. 1521

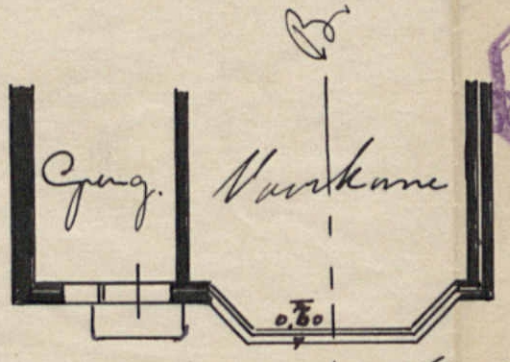
VERGAD. 3. W.
1 SEP. 1933

Tiel, 30 aug 33

Ondergetekende, Albert
Doornbal, Kavelkade 13 te Tiel
leens eigenaar van genoemd
pand heeft de eer thierby beleefde
doch dingen te verrassen, ten
voorgevel van zijn pand zoodanig
te mogen veranderen, de op deze
tekening is aangegeven.
Hoogachtend
Mede de dienaar
[Signature]



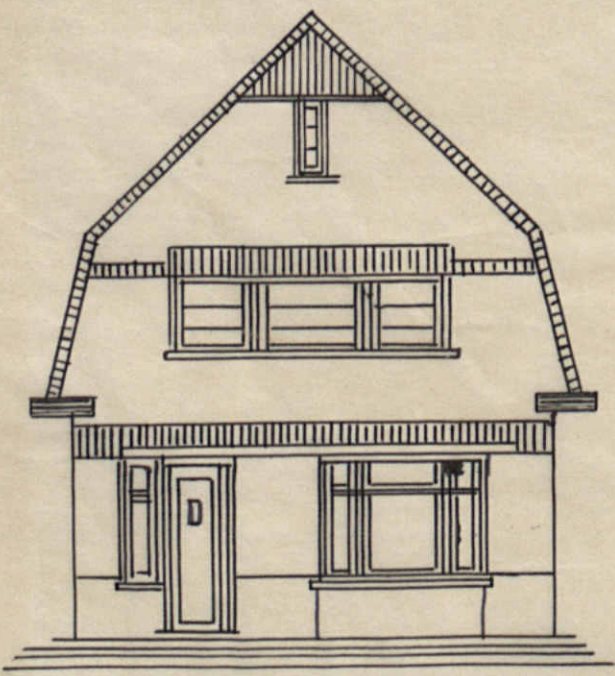
Bestaan Liker



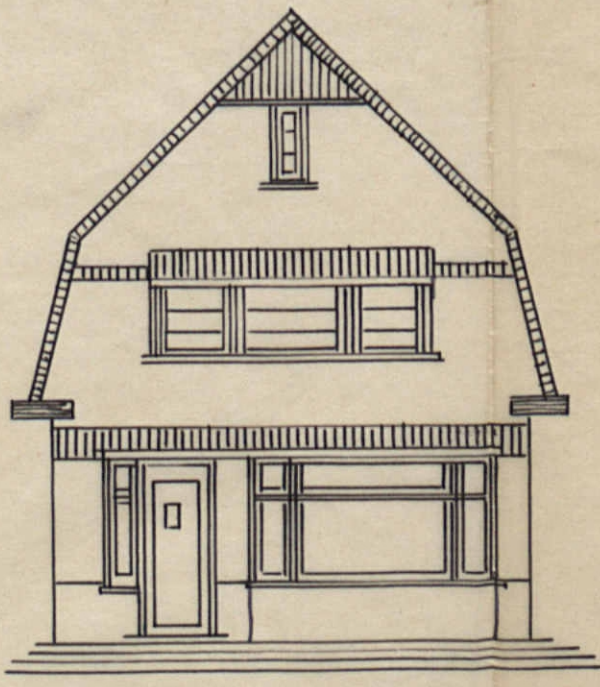
met nieuw Liker

aan Burg. en Weth.
te Tiel

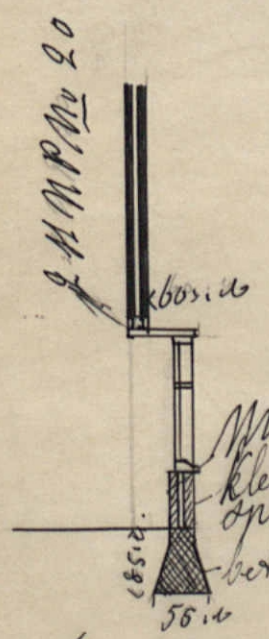
Gedone om advies van
den
GEMEENTE-ARCHITECT
op 1 September 1933



Bestaan de Gevel.



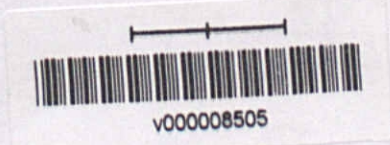
de maker Voorgevel



Daarom A B

Muske Kluis
kleuring klinker
opent 1 cement 3 Land
beton 1 cement 2 wand 3 behels

Shaal 1:100

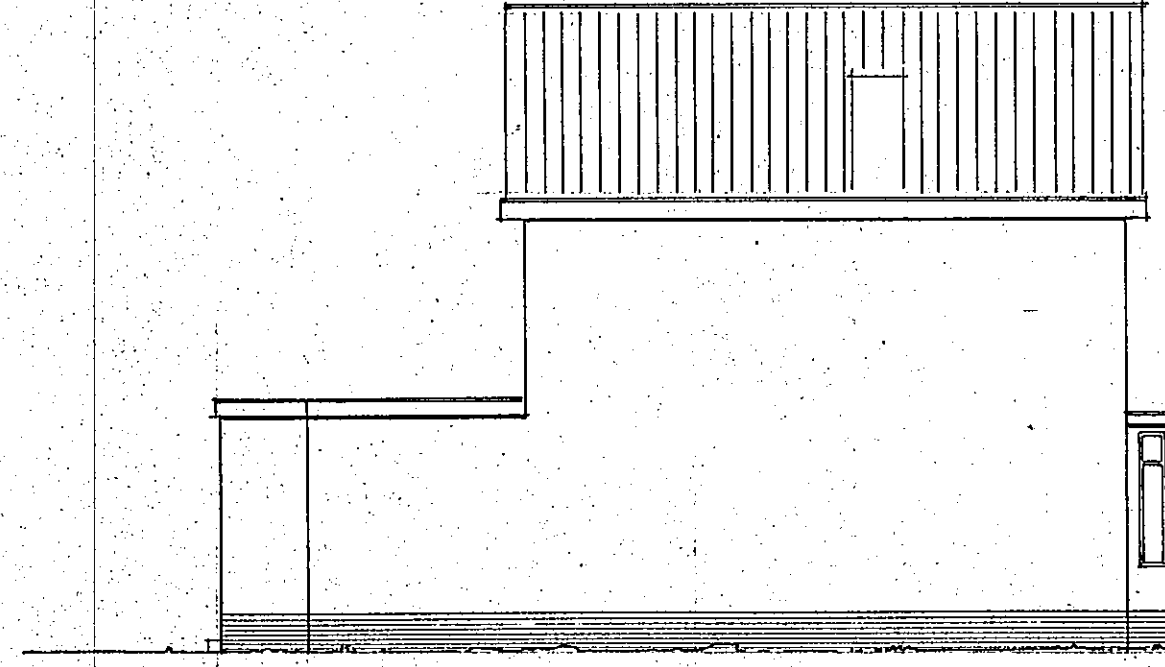




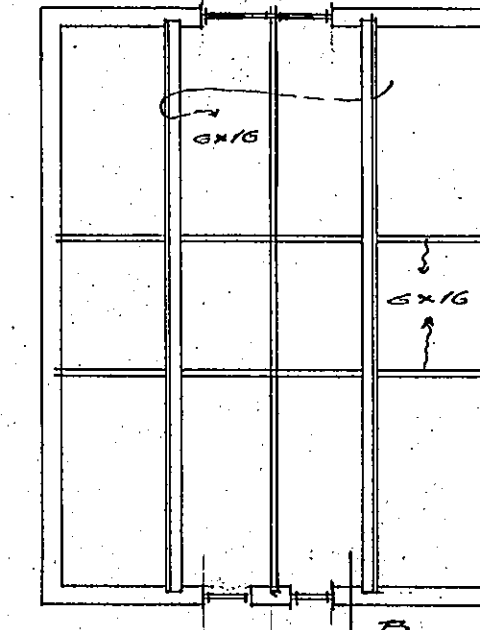
ACHTERGEVEL



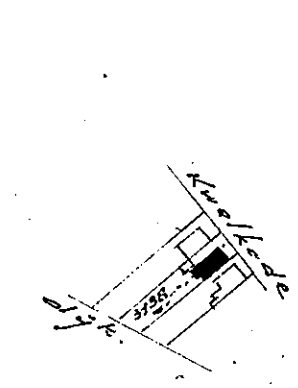
VOORGEVEL



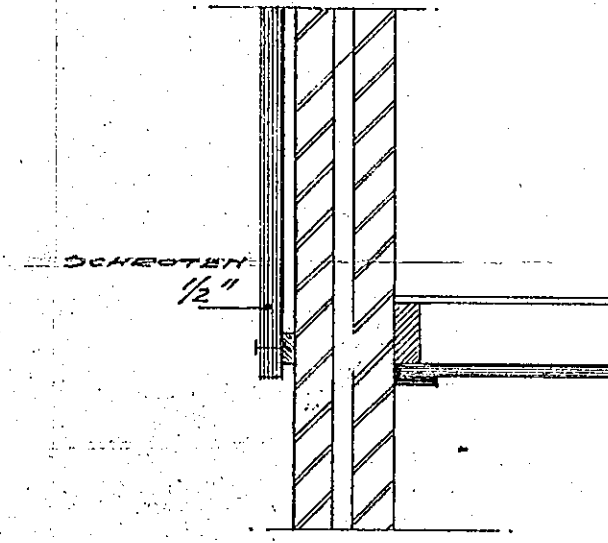
LINKER ZIGEVEL



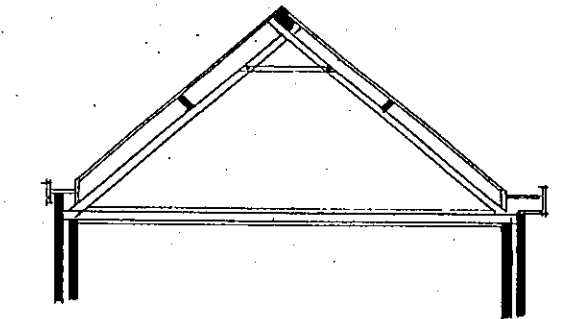
ZOLDER-DAKPLAN



SITUATIE:
KAD. GEM. 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,

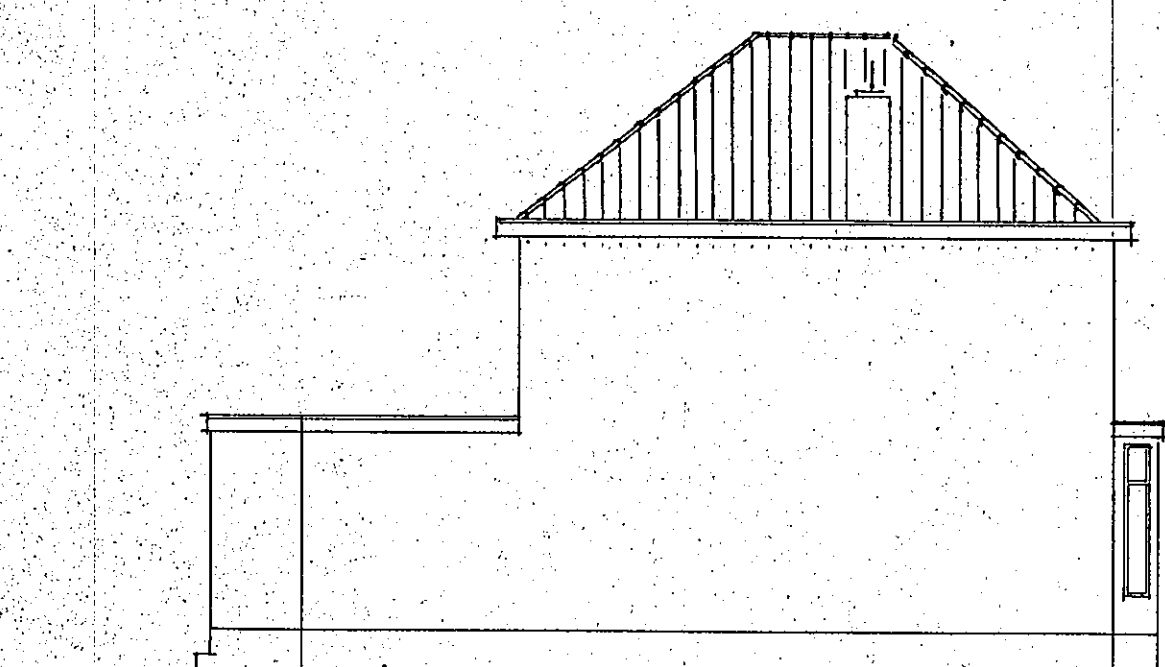
GEMEENTE TIEL
INGEKOMEN
- 8 SEP 1967
No. 37251



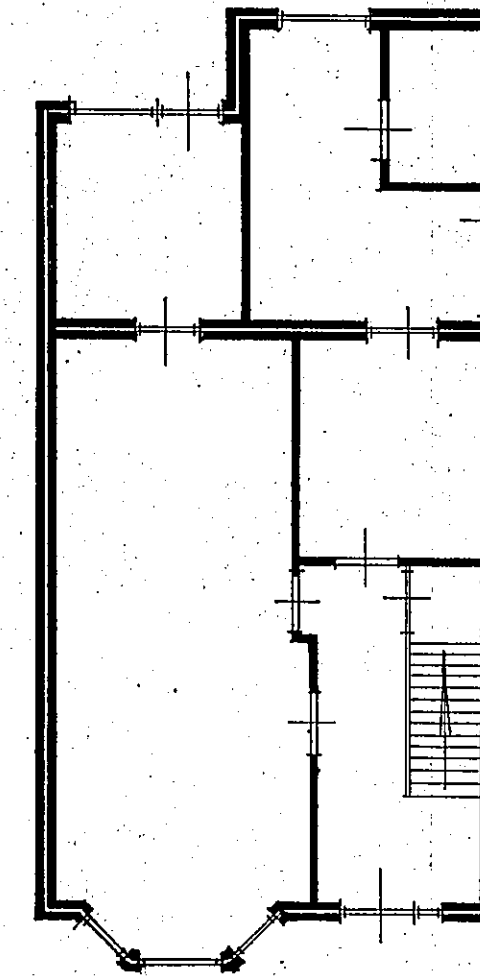
ACHTERGEVEL



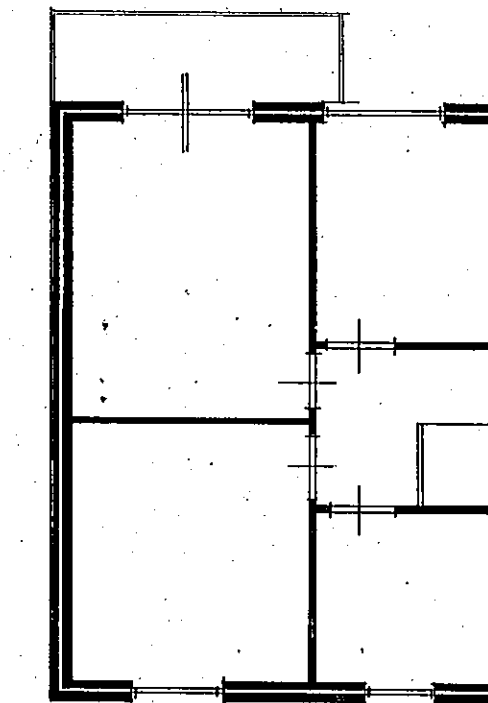
VOORGEVEL



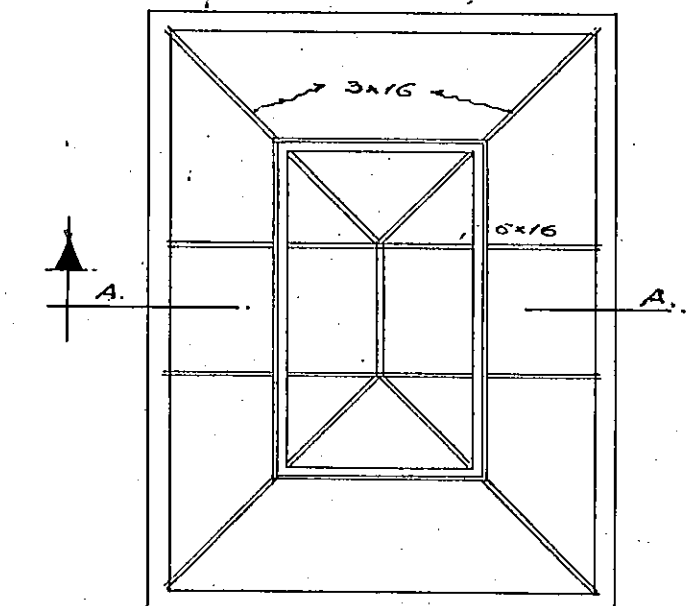
LINKER ZIGEVEL



PLATTE GROND

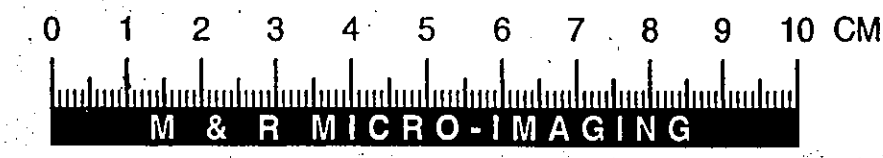


VERDIEPING

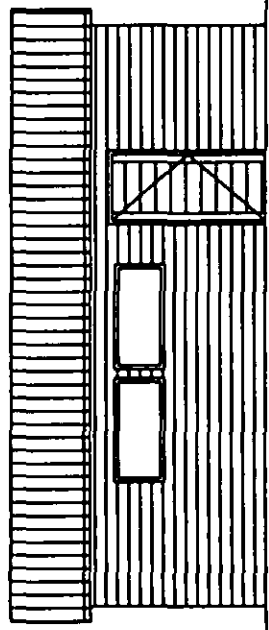


ZOLDER-KAPPLAN

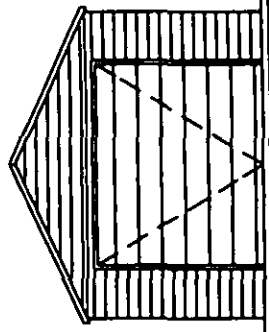
WOONTOEGEZICHT
INGEKOMEN
15 AUG 1967
No. 151-67



PLAN VERHIEUWING KAP VAN PERCEEL KWELKADE 12
VAN DE HEER H. J. LOGGEE 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.

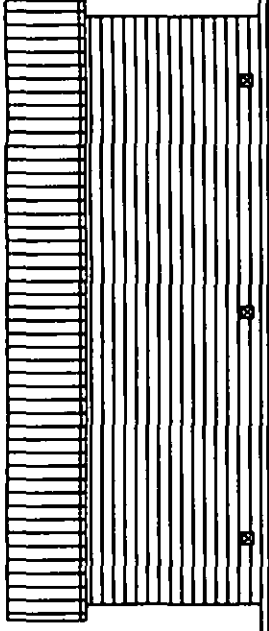


LINKERGEVEL

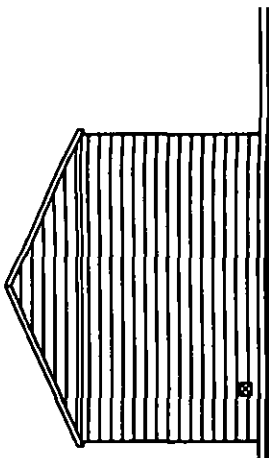


VOORGEVEL

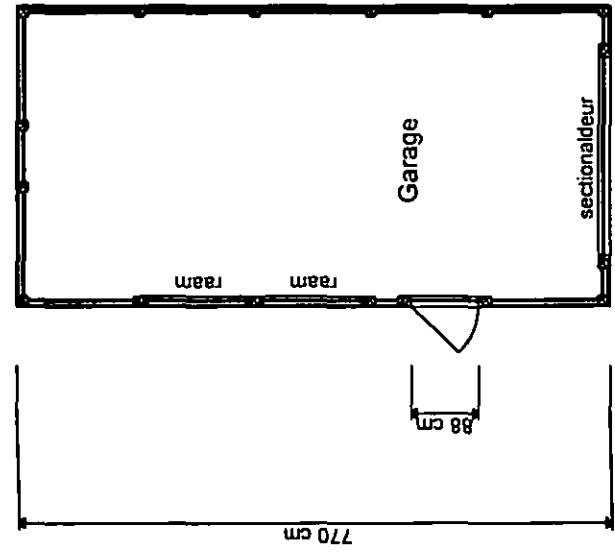
aan voor- en achtergevel
ca. 30 cm overstek
4 ventilatieroosters 15 x 15 cm
ca. 10 cm boven 0-peil



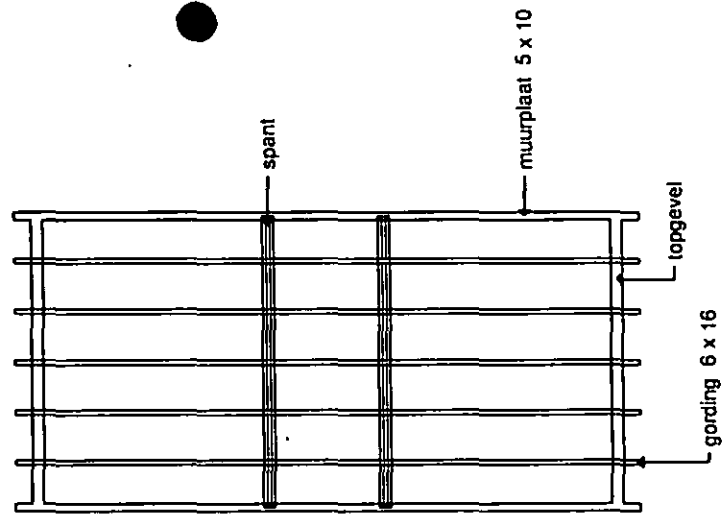
RECHTERGEVEL



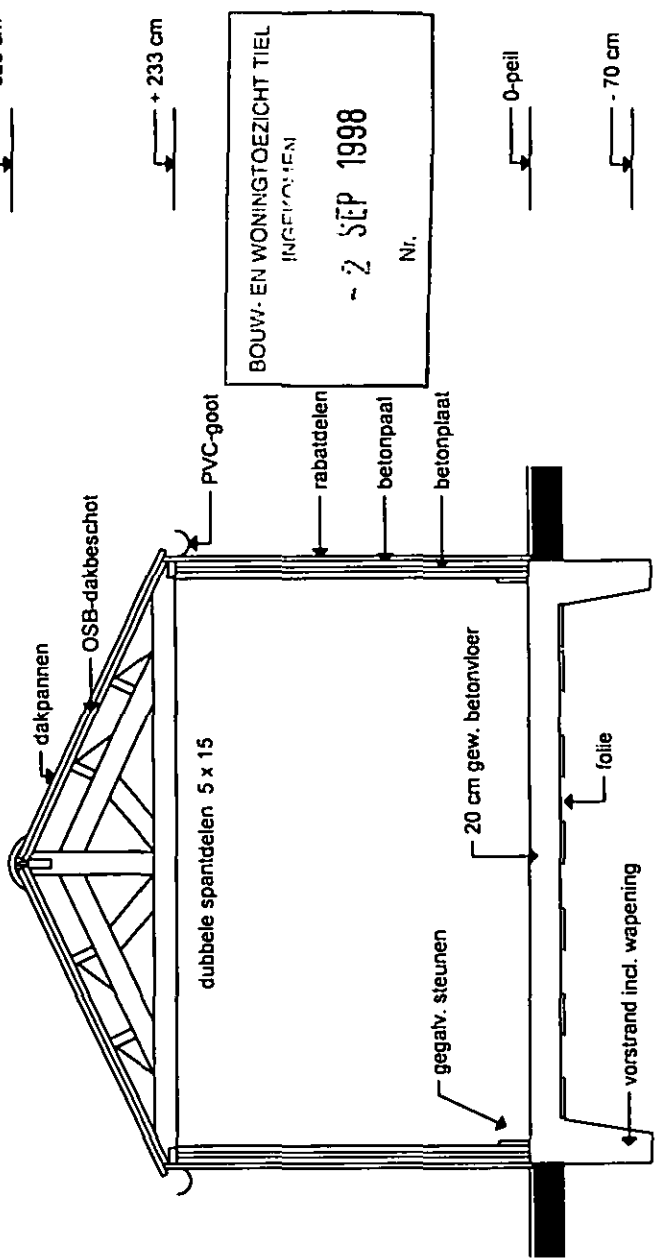
ACHTERGEVEL



PLATTEGROND



KAPPLAN



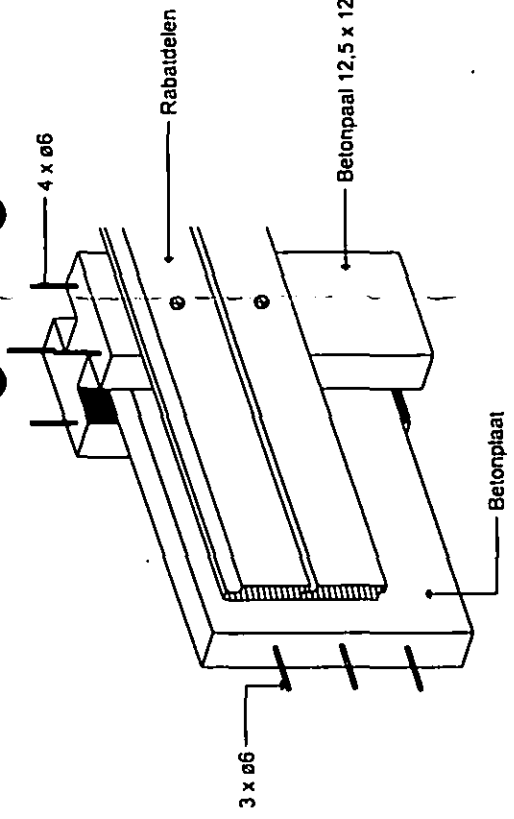
DOORSNEDE

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,


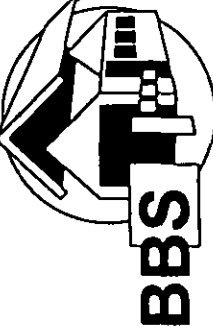
Ing. J.G. van Rijsbergen.

9 8 3 5 5 6 9

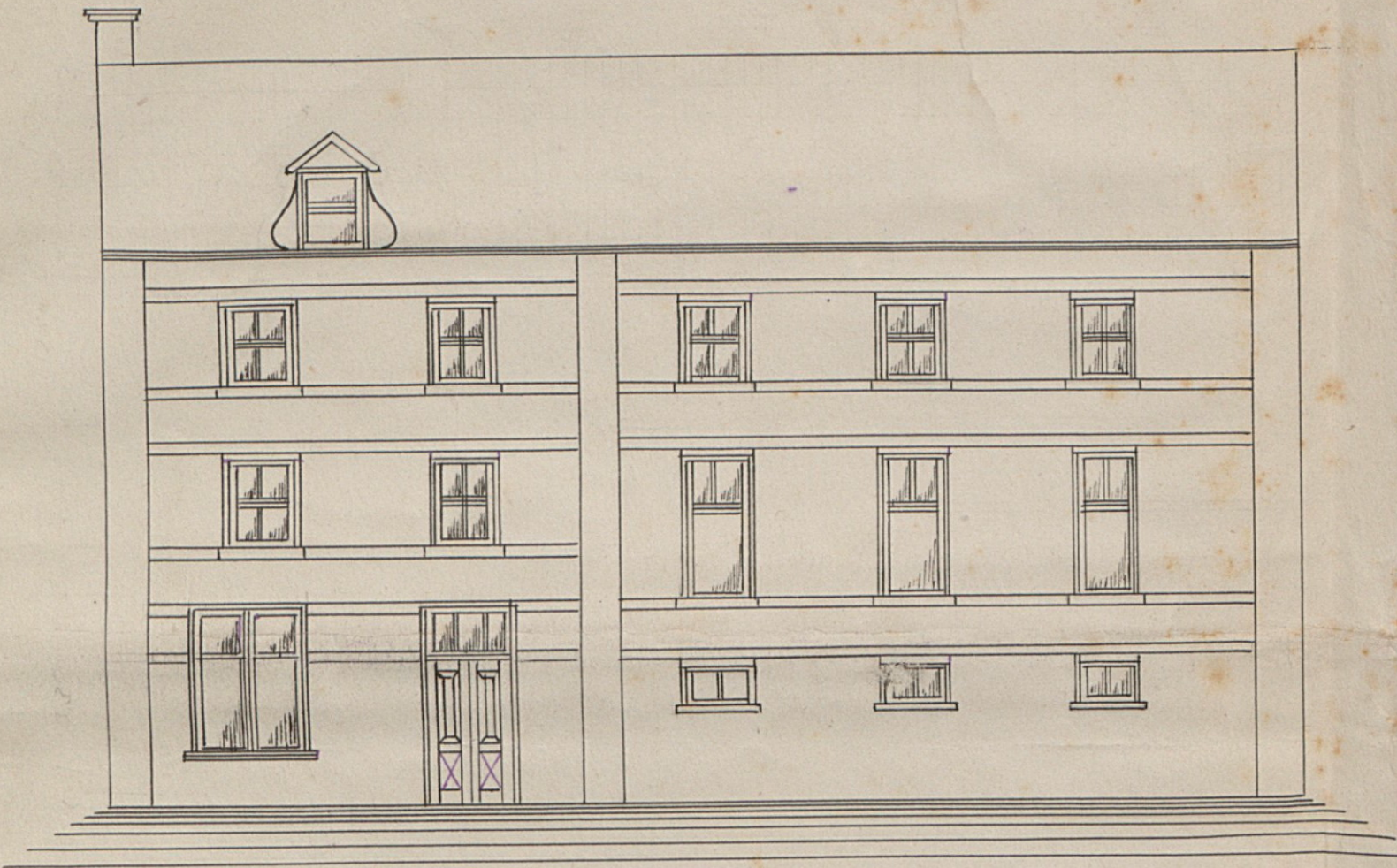
BOUW- EN WONINGTOEZICHT TIEL
INGEVOERDEN
- 2 SEP 1998
Nr.



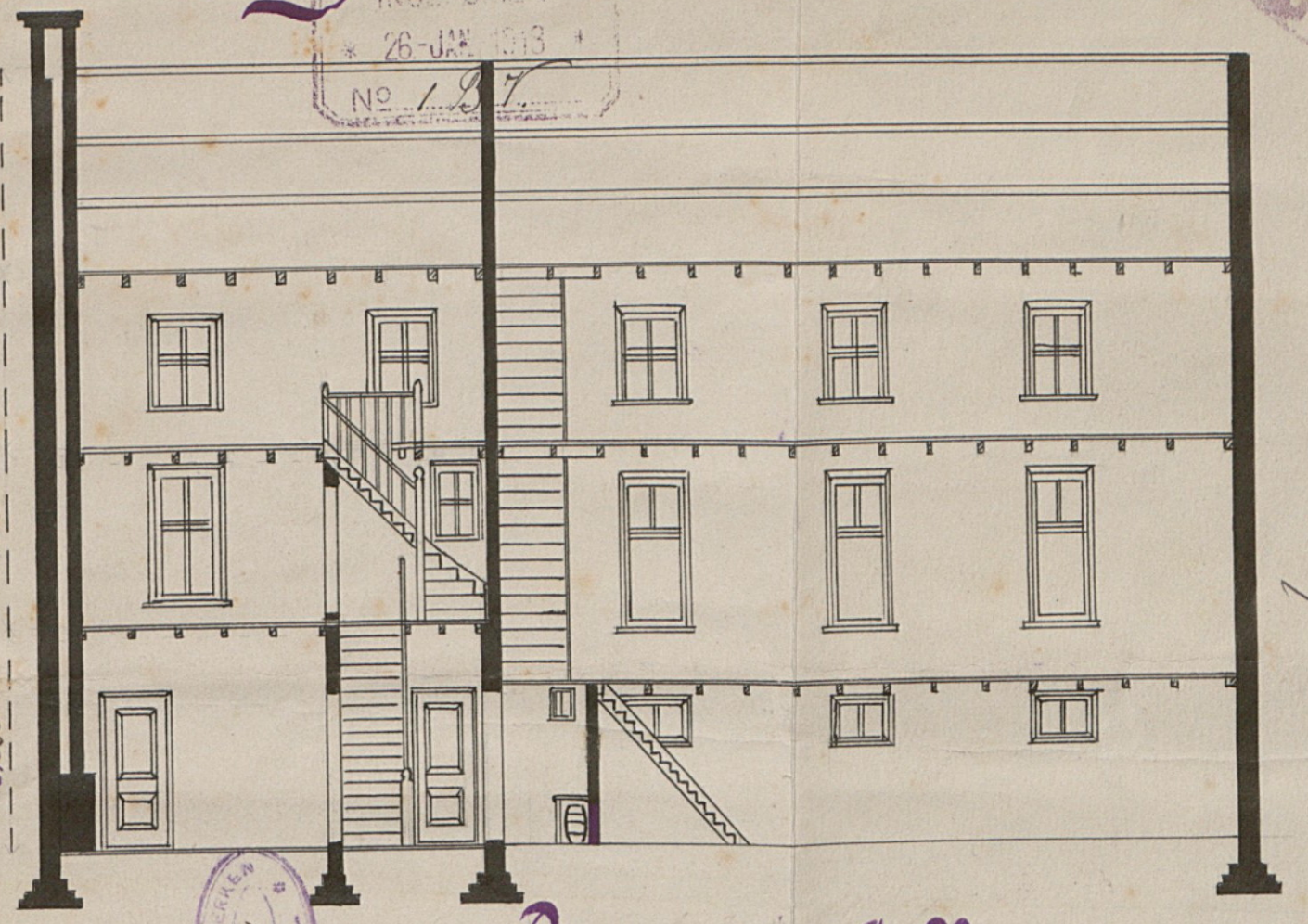
DETAIL
DUBBELWANDIG
RABAT

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	

Plan tot verbouwing voor Stoombootrederij 1/6 J. Cl. vd. Schuyt. Tiel.



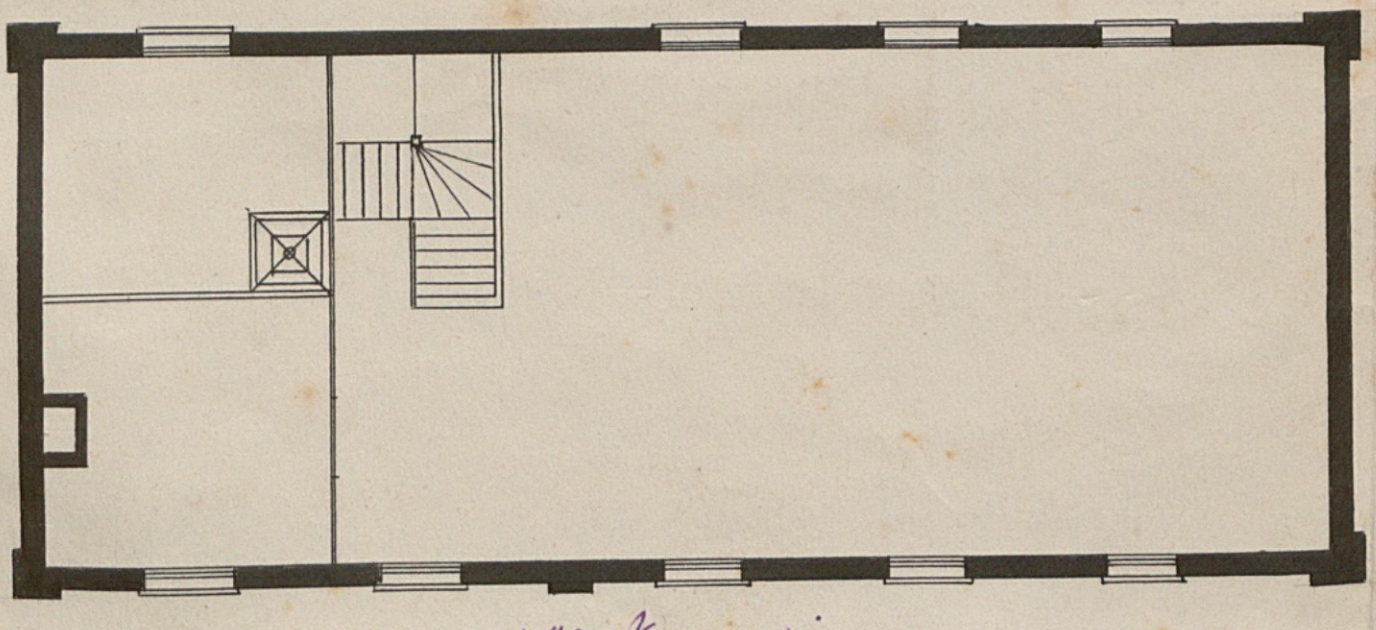
Voorgevel.



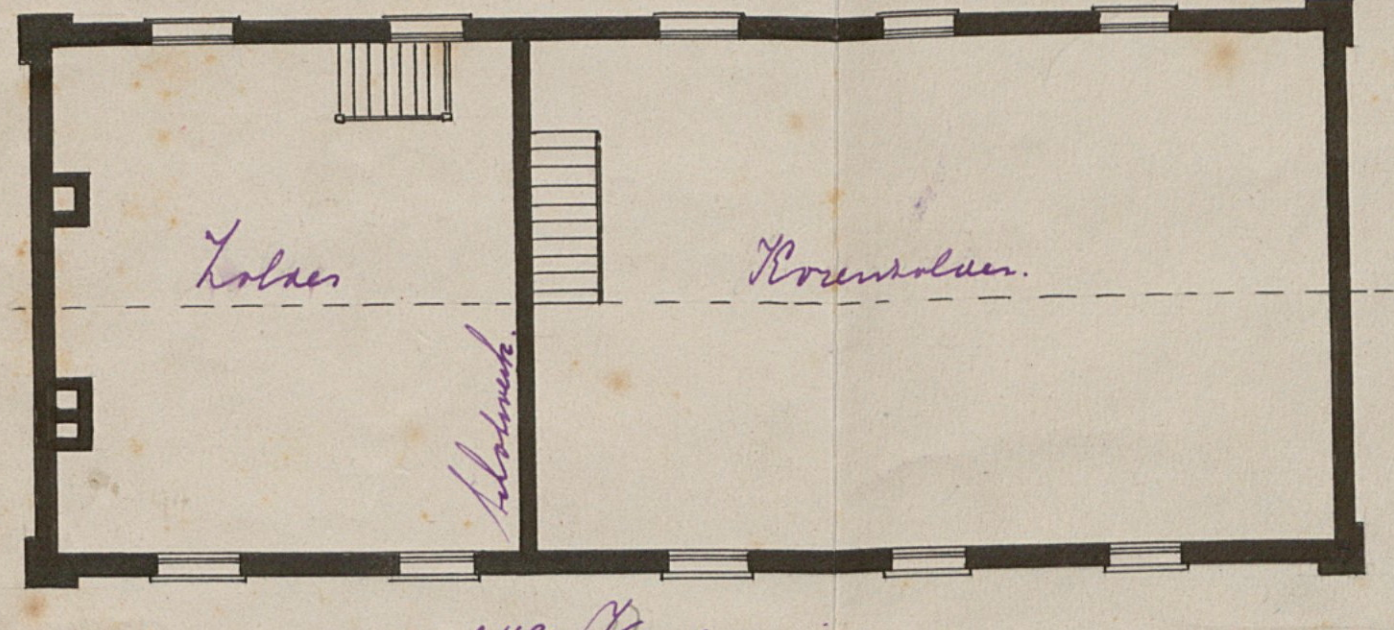
Doorsnede A. 73.



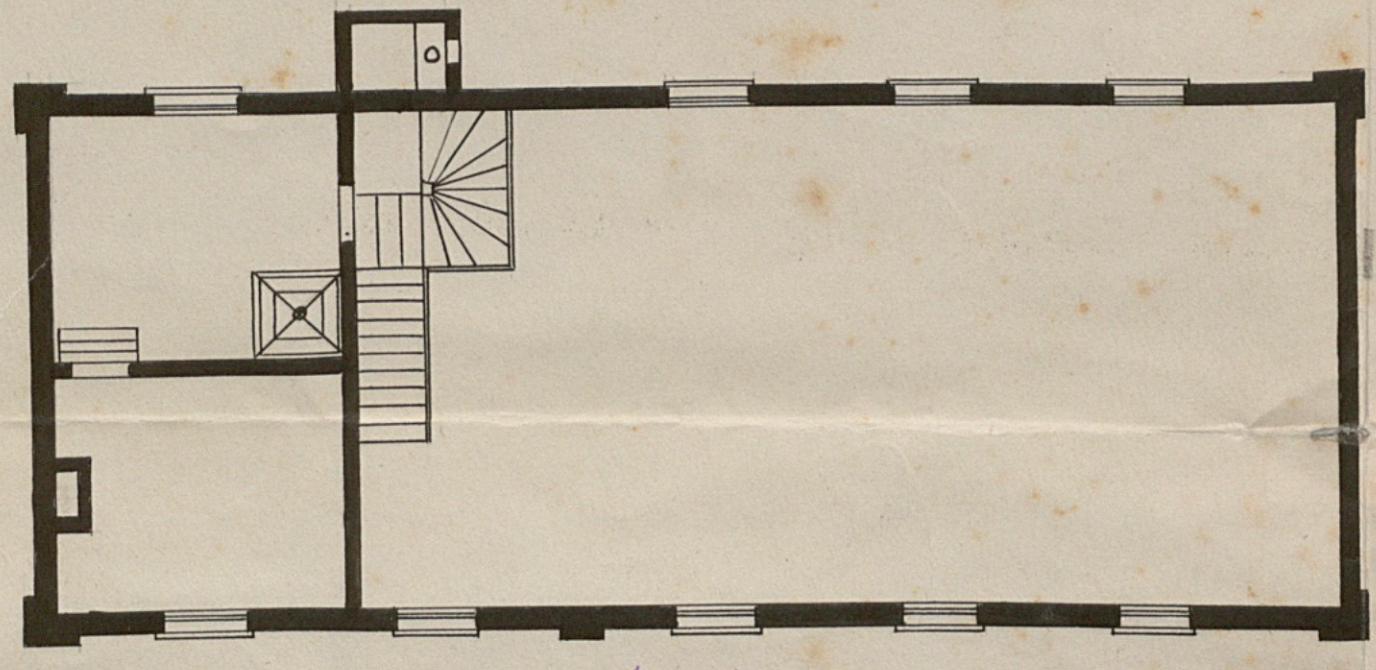
Gemeente Tiel
 No. 1.87
 28 JAN 1913
 181



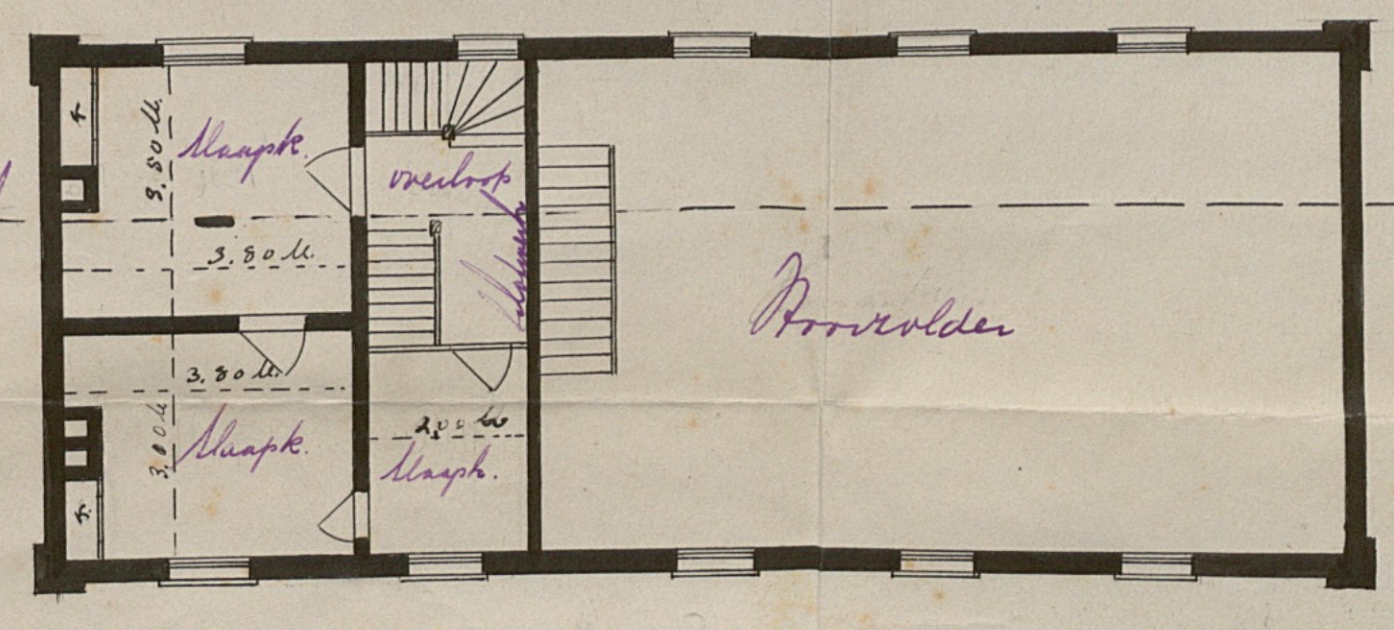
2de verdieping



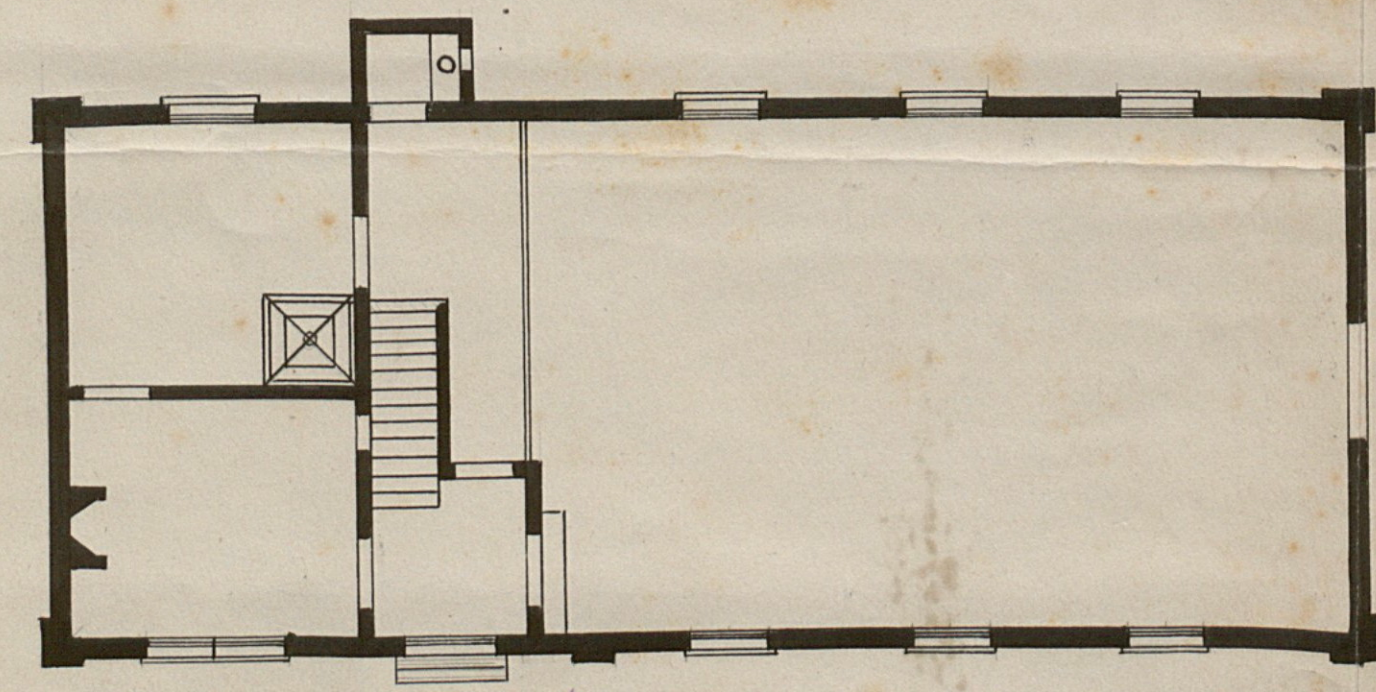
2de verdieping



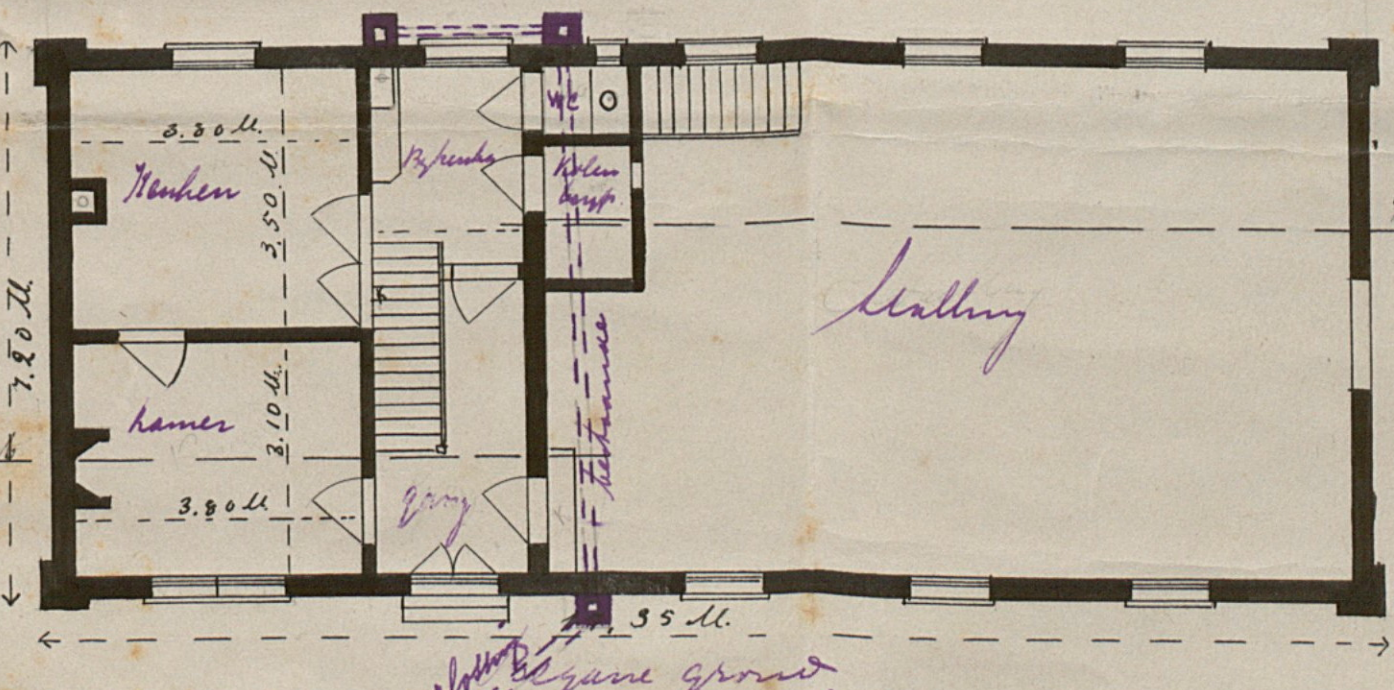
1ste verdieping



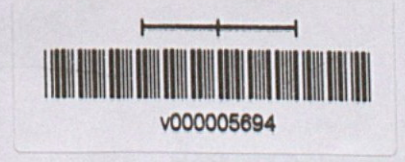
1ste verdieping



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 m²/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 cm² verknedingsfactor 0.6

o.k. laag [m+NAP]	q _{cgem} [MPa]	α _w [%]	f _{plank} [kN/m ²]	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 dagelijkse 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	Allen 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	-Toevoegen bepaling waarde Tskin -Grijpt nu aan op 0,5m onder deklaag kan worden aangegeven waarom dit niet op 1,0m is gehanteerd? - Indien o.b.v. aanvullend grondonderzoek een laag met $Q_c < 5 \text{ MPa}$ aanwezig is lijkt het verstandig het groutlichaam vanaf het draagkrachtige zand te laten starten. Wat is jullie ervaring op dit gebied?	- Afstemmen hoe om te gaan met ankerontwerp in het VO. - Ankniveau is aangehouden op 1,3 m onder maaiveld. Conform memo Technische uitgangspunten nota (TUN) PU-fase stad Tiel (11 mei 2020) - Eens, punt is nader te detaileren afhankelijk van wel/geen ankerontwerp maken in het VO.	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			- 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 - In ontwerp rapport openemen hoe PL1 wordt bepaald in plaxis (model 4c en invloed spanningspreiding plaxis t.a.v. opbarstpunt en grenspotentiaal). - 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? - 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.	- Bespreekpunt voor wel/geen sprong t.p.v. damwand - 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. - Ligging PL1 opnemen in rapportage - Ligging PL2 bespreekpunt voor integraal overleg Tauw/lv	akkoord	

Project	VKA Stad Tiel deeltraject 5a
Documenten	INFR200121 B-006 201001 Dijkvak 5a_rev0.p2dx
Datum levering	2-10-2020
Datum review	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