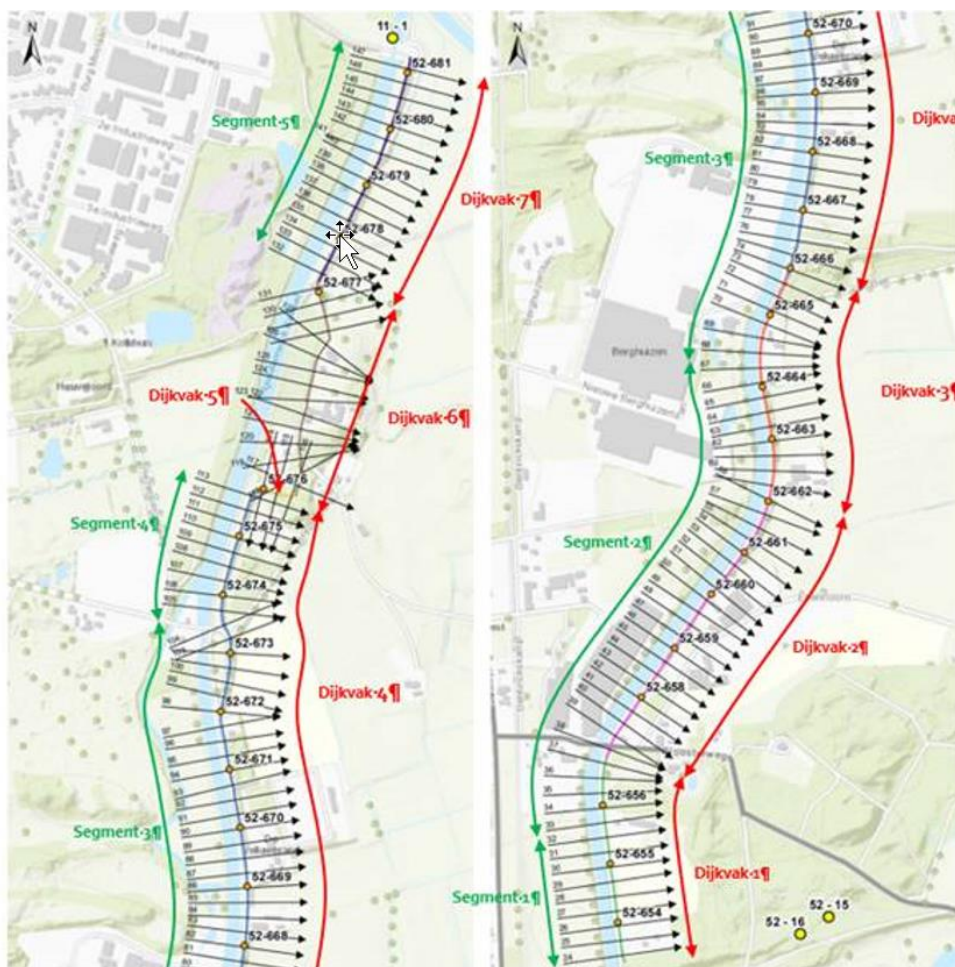


1 Inleiding

In deze memo zijn de resultaten opgenomen van de analyse voor Piping (STPH), Stabiliteit Binnenwaarts (STBI) en Buitenwaarts (STBU) voor segment 2. Langs het kanaal wordt een onverankerde stalen damwand toegepast. Het ontwerp van de damwand is opgenomen in deze memo. Segment 2 ligt tussen de dijkpalen 52.655-3 en 52.664-5.



Figuur 1-1: Indeling segmenten en dijkvakken

2 Relevant grondonderzoek

De volgende sonderingen en boringen zijn relevant voor segment 2:

- DKM011, DKM013 t/m DKM016, PB008 en HB009 uit [5] en [6]
- S-109, S-111, S-304 t/m S-306, B-121 t/m B-128, B-213 t/m B-222, B-305 en B-306 uit [7]
- S417 t/m S424, PB505 t/m PB507 uit [10].

3 Schematisering damwandberekening

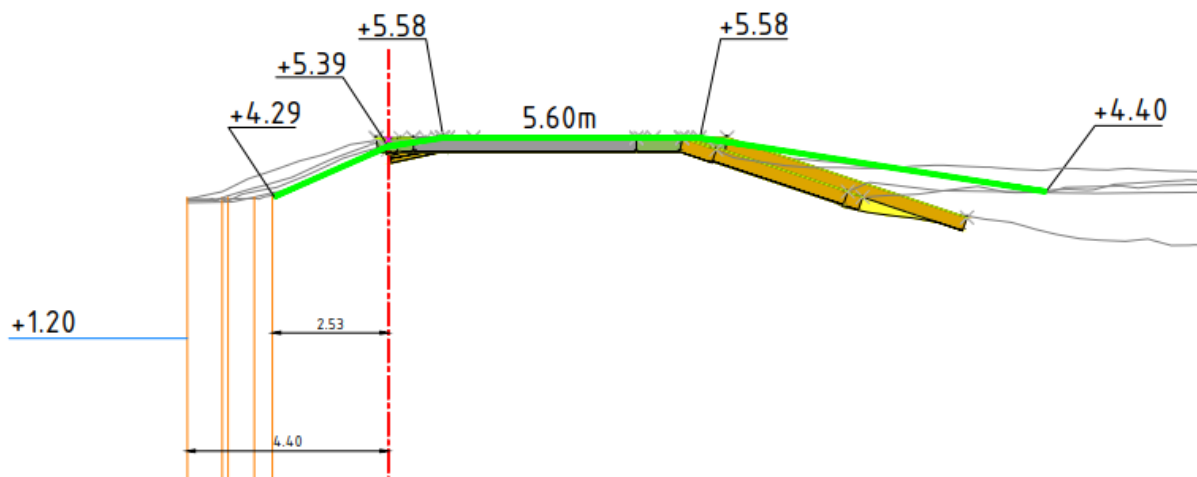
3.1 Uitgangspunten

De berekeningen zijn uitgevoerd met PLAXIS versie 20. In PLAXIS zijn de binnenwaartse geotechnische stabiliteit, de constructieve sterkte van de damwand en de vervormingen getoetst.

Voor de schematiseringsfactor voor constructief falen ($\gamma_{b;str}$) en overige uitgangspunten en randvoorwaarden wordt verwezen naar het uitgangspuntenrapport [2].

3.2 Geometrie

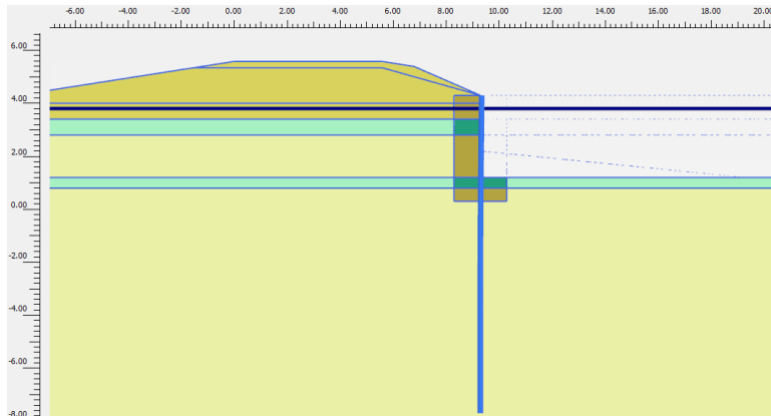
Binnen segment 2 is weinig geometrische variatie. De kruinhoogte, niveau bovenkant damwand en de taludhellingen zijn vergelijkbaar. In onderstaande figuur 3-1 is de toegepaste geometrie weergegeven. De groene lijn representeert de gemodelleerde geometrie. Het onderhoudspeil van de kanaalbodem is NAP +1,2 m.



Figuur 3-1: Verschillende dwarsprofielen ter plaatse van segment 2 (hoogtemeten ten opzichte van NAP)

De gemodelleerde geometrie geeft de grootste belasting op de damwand en is daarom maatgevend. Deze modellering is gehanteerd in de Plaxis berekening voor de berekening van de vervormingen en sterkte van de damwand en de geotechnische stabiliteit binnenwaarts.

In onderstaand figuur is weergegeven hoe de geometrie is opgenomen in het model. Opgemerkt wordt dat de doorsnede in figuur 3-2 gespiegeld is weergegeven ten opzichte van de dwarsprofielen: buitendijks is links en binnendijks is rechts.



Figuur 3-2: Toegepast representatieve geometrie in PLAXIS

3.3 Bodemopbouw en grondparameters

Op basis van het uitgevoerde grondonderzoek is voor segment 2 de volgende (maatgevende) bodemopbouw geschematiseerd:

Tabel 3-1: Bodemopbouw (DKM014) en grondparameters (CSSM gedraineerde grondparameters [4])

Niveau bovenkant laag [m NAP]	Grondlaag	γ_d [kN/m ³]	γ_n [kN/m ³]	Hoek van inwendige wrijving φ [°]
				Karakteristieke waarde
MV (bestaande kruinhoogte)	Zand, matig vast gepakt	18,0	20,0	31,27
+3,4	Klei, medium	17,0	17,0	27,01
+2,8	Zand, los gepakt	17,0	19,0	31,27
+1,2	Klei, medium	17,0	17,0	27,01
+0,8	Zand, matig vast gepakt	17,0	19,0	31,27
n.v.t.	Zand, verstoord	17,0	19,0	21,89

In de berekening is rekening gehouden met de verstoring van de grond als gevolg van het verwijderen van de bestaande damwand (zie ook paragraaf 3.6 Fasering). Deze verstoring is gemodelleerd door uit te gaan van een verlaagde hoek van inwendige wrijving (φ). De φ -waarde is verlaagd met 30% tot 21,89°. Deze sterktereductie is in analogie met de verstoorde zone bij het ontstaan van een restprofiel.

De grondparameters in tabel 3-1 zijn gebaseerd op de Schemateringshandleiding Macrostabiteit (paragraaf 7.5) en het uitgevoerde laboratoriumonderzoek.

In PLAXIS is het materiaal model Hardening Soil (HS) toegepast. In onderstaande tabel zijn de gehanteerde parameters voor het HS-model opgenomen. De stijfheid van de verstoorde zone is gelijk aan de stijfheid van los gepakt zand. Naast onderstaande karakteristieke waarden van de stijfheden is ook gerekend met hoge waarden van de stijfheden (x2,25). De verhoogde stijfheden zijn toegepast in de zone waar de damwand is ingeklemd. Deze verhoogde stijfheden zijn ingevoerd conform POVM Rekentechnieken (PPE).

Tabel 3-2: Bodemopbouw (DKM014) en grondparameters t.b.v. PLAXIS

Niveau bovenkant laag [m NAP]	Grondlaag	Grondtype PLAXIS	$E_{50}^{ref} (= E_{oed}^{ref})$ [kN/m ²]	E_{ur}^{ref} [kN/m ²]	m [-]	v_{ur} [-]
MV (bestaande kruinhoogte)	Zand, matig vast gepakt (boven gws)	HS	30.000	120.000	0,50	0,20
+3,4	Klei, medium	HS	7.500	30.000	0,75	0,20
+2,8	Zand, los gepakt	HS	15.000	60.000	0,50	0,20
+1,2	Klei, medium	HS	7.500	30.000	0,75	0,20
+0,8	Zand, matig vast gepakt	HS	25.000	100.000	0,50	0,20
n.v.t.	Zand, matig vast hoge stijfheid	HS	37.500	150.000	0,50	0,20
n.v.t.	Zand, verstoord	HS	15.000	60.000	0,50	0,20
n.v.t.	Zand, verstoord hoge stijfheid	HS	22.500	90.000	0,50	0,20

De grondparameters in tabel 3.2 zijn gebaseerd op tabel 2.b volgens NEN.

Voor de overige uitgangspunten en randvoorwaarden wordt verwezen naar het uitgangspuntenrapport [2].

3.4 Waterspanningen

In de berekening zijn twee verschillende situaties gemodelleerd. Een hoog water situatie en een laag water situatie in het kanaal.

Hoog water situatie (WBN)	Freatisch	Buitentaludlijn: MHW op NAP +5,34 m Damwand dijkzijde: kopniveau / maaiveldniveau (volledige verzadiging) Damwand kanaalzijde: kanaalpeil op NAP +3,8 m
	Potentiaal	Buitenteenlijn: MHW op NAP +5,34 m Damwand dijk- en kanaalzijde: kanaalpeil op NAP +3,8 m
Extreem laag kanaalpeil	Freatisch	Buitenkruinlijn: GLG (aanname op NAP +4,0 m) Damwand dijkzijde: GLG (aanname op NAP +4,0 m) Damwand kanaalzijde: kanaalpeil laagwater op NAP +3,0 m De waarde voor GLG is een aanname, het laagwaterpeil op het kanaal bedraagt NAP+3,0m. Voor de aanname van GLG is deze lage waarde op het kanaal gecombineerd met een relatief hoge waterstand in de dijk op NAP+4, hetgeen voor de damwand een ongunstige aanname is.
	Potentiaal	Buitenteenlijn: gemiddeld hoogwater op NAP +2,9 m Damwand dijk- en kanaalzijde: kanaalpeil laagwater op NAP +3,0 m

3.5 Eigenschappen damwand

Uitgegaan is van de toepassing van een onverankerd damwandprofiel AZ18-700 met een lengte van 9 m. In onderstaande tabel is een overzicht weergegeven van de gecorrodeerde damwandeigenschappen van het profiel AZ18-700. Er is sprake van een continue wand zonder openingspercentage omdat de damwand grondkerend is.

Tabel 3-3: Eigenschappen damwandprofiel AZ18-700

Eigenschap		Initieel	Gecorrodeerd (2,4 mm)	Eenheid
Doorsnede oppervlakte	A	139,2	108,0	cm ² /m
Elastisch weerstandsmoment	Wel	1.800	1.430	cm ³ /m
Traagheidsmoment	I	37.800	29.850	cm ⁴ /m
Buigstijfheid	EI	79.380	62.685	kNm ² /m
Axiale stijfheid	EA	2.923.200	2.268.000	kN/m

3.6 Fasering

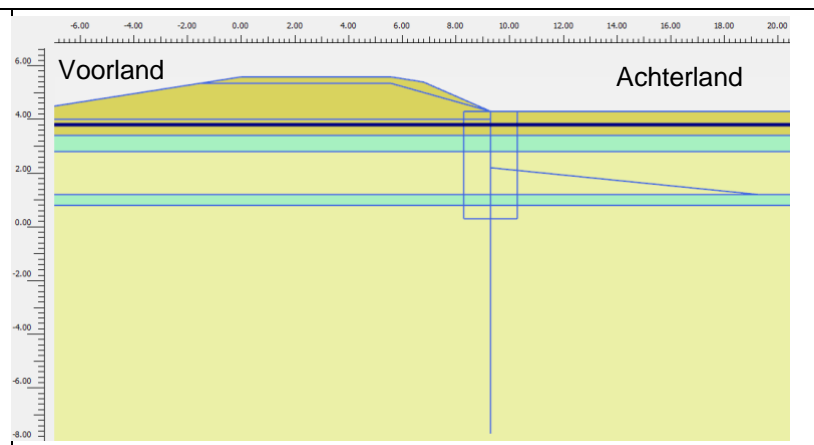
De globale uitvoeringsfasering is als volgt:

- 1) Verwijderen bestaande damwand;
- 2) Installatie nieuwe damwand op dezelfde locatie als de oude damwand;
- 3) Profileren van het binnentalud.

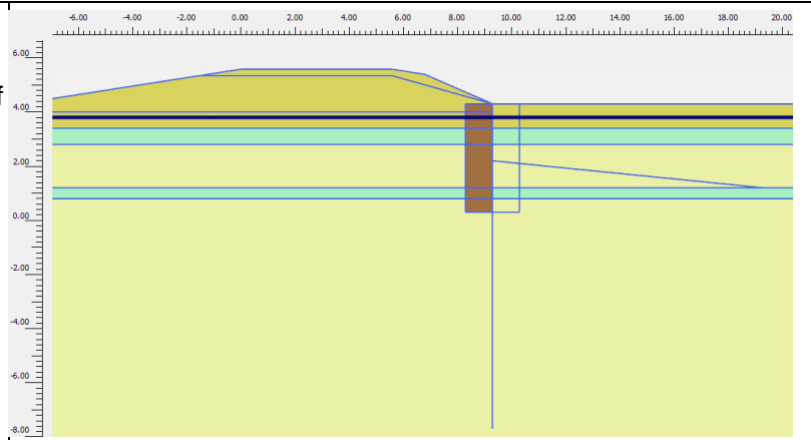
In onderstaande tabel is de fasering weergegeven zoals deze is toegepast in de PLAXIS berekening.

Tabel 3-4: Fasering PLAXIS berekening

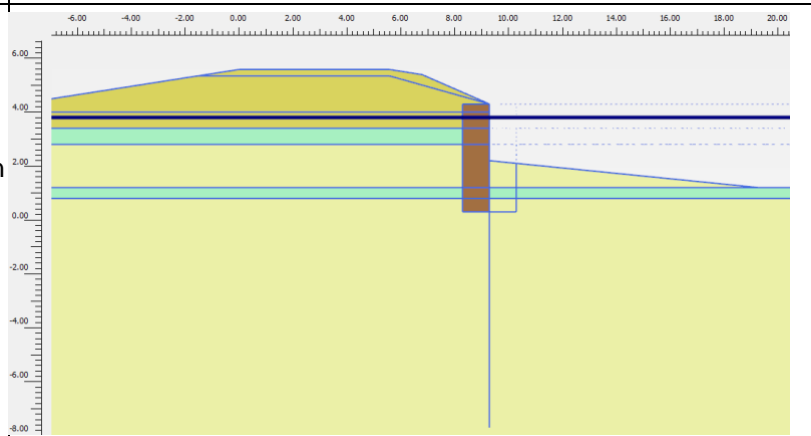
Stap 1a: Voor de grensspanningen is uitgegaan van de situatie voor ontgraven van het kanaal. In deze fase is een k0-procedure uitgevoerd, met daarna een nulbelastingstap ten behoeve van spanningsrotatie.



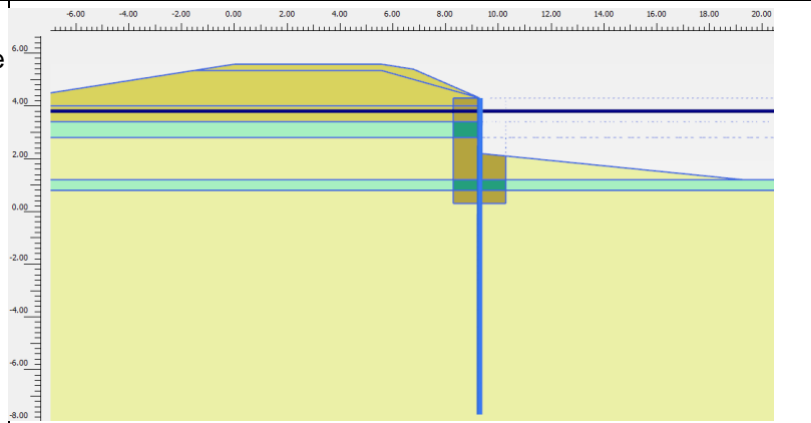
Stap 1b-1: In deze stap is de bestaande damwand aangebracht. De damwand is aangebracht als stijf dummy element met een hoge cohesie. De damwand is gemodelleerd als een 1 m brede strook met een bovenkant gelijk aan NAP +4,3 m en de onderkant gelijk aan NAP +0,3 m (lengte 4 m).



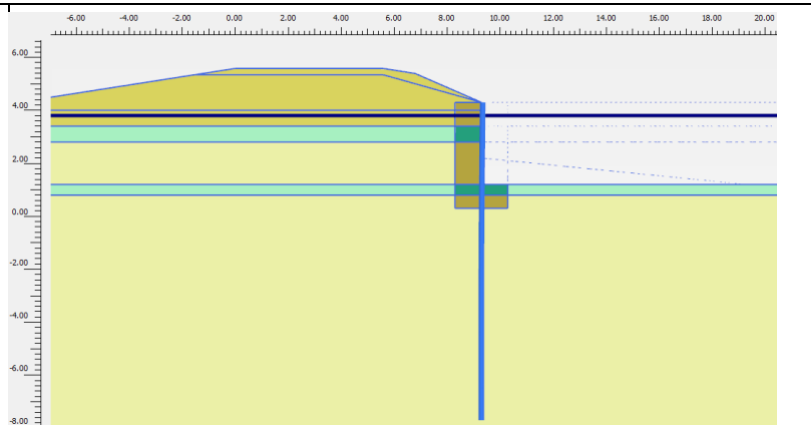
Stap 1b-2: In deze stap is het kanaal ontgraven. De bodemhoogte in het kanaal is ter plaatse van de damwand gelijk aan NAP +2,2 m. De bodem loopt over een lengte van 10 m (halverwege het kanaal) af tot NAP +1,2 m.



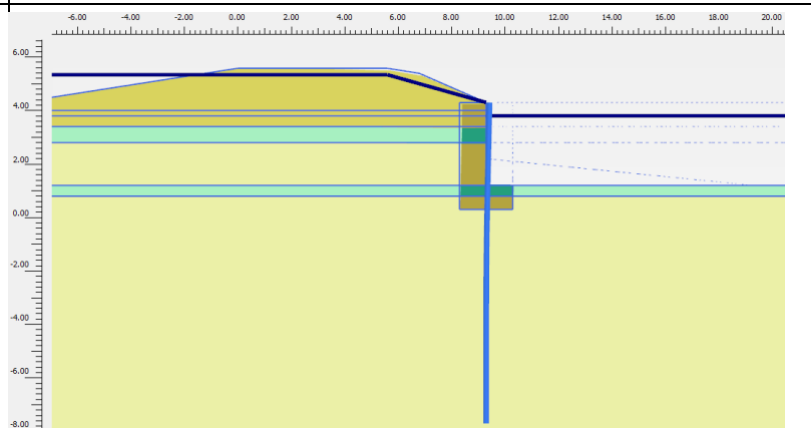
Stap 2b-1: Met de voorgaande stappen is de grondspanning van de huidige situatie vastgelegd. In deze stap wordt de bestaande damwand verwijderd en de nieuwe damwand geïnstalleerd. Omdat bij het verwijderen van de bestaande damwand de grond wordt verstoord is er een verstoringzone rond de nieuwe damwand gemodelleerd (1 m aan weerszijden tot diepte NAP +0,3 m).



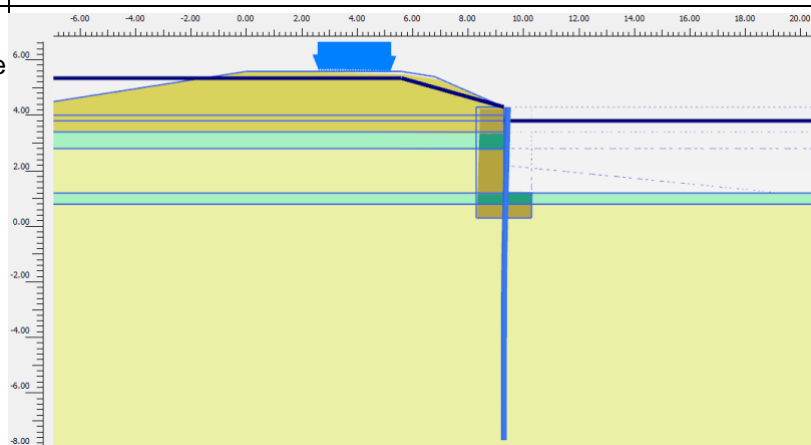
Stap 2b-2: In deze stap wordt het talud in het kanaal afgegraven en is in het hele kanaal de bodem gelijk aan NAP +1,2 m. Dit is gelijk aan het onderhoudsniveau van het kanaal.



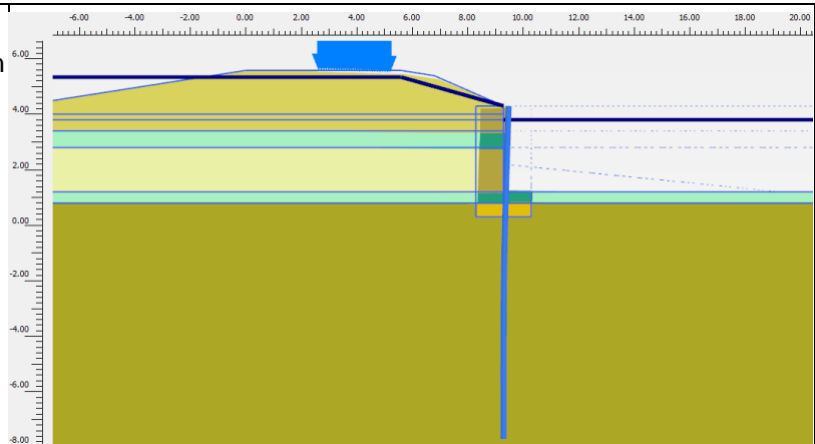
Stap 4a: In deze stap wordt de waterstand verhoogd tot WBN.



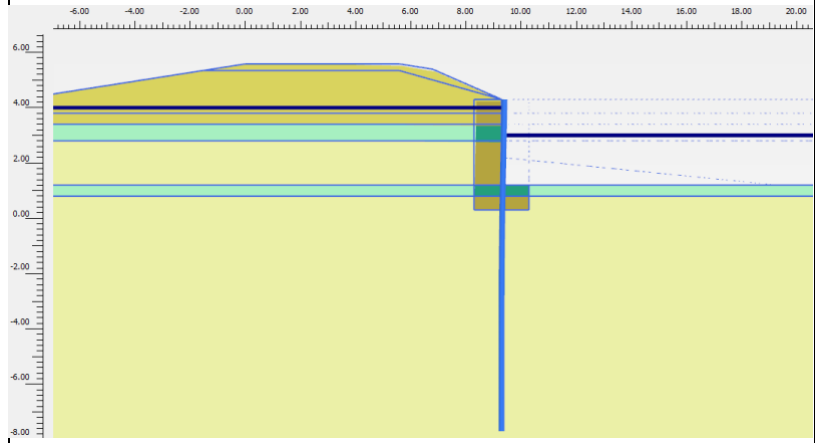
Stap 4b: De bovenbelasting wordt toegevoegd. In deze stap worden de vervormingen uitgelezen.



Stap: 5 en 6: In deze stappen wordt de stijfheid in het zandpakket waarin de damwand wordt ingeklemd verhoogd. In stap 5 worden partiële factoren toegepast op de sterkteparameters en worden de krachten in de damwand uitgelezen. In stap 6 wordt door middel van een phi-c reductie de geotechnische stabiliteit bepaald.



Stap 4a t/m 6 zijn ook uitgevoerd voor een situatie met een lage waterstand in het kanaal i.c.m. een relatief hoge waterstand in de dijk.



4 Berekeningsresultaten en toetsingen

In de volgende paragrafen is het damwandprofiel AZ18-700 getoetst op:

- Vervormingen (stap 4);
- Constructieve sterkte damwand (stap 5);
- Geotechnische stabiliteit (stap 6).

Er zijn resultaten van 4 berekeningen gepresenteerd. Twee berekeningen met verschillende hydraulische uitgangspunten en twee berekeningen om de invloed van het verhogen van de stijfheid te bepalen. De stijfheid is verhoogd in de grondlagen waarin de damwand is ingeklemd. Het gaan om de volgende berekeningen:

1. WBN-situatie (hoge waarde van de stijfheid alleen in fase 5 en 6);
2. Laag water situatie (hoge waarde van de stijfheid alleen in fase 5 en 6);
3. Laag water situatie met een laag karakteristieke waarde van de stijfheid in alle rekenfases;
4. Laag water situatie met een hoge waarde van de stijfheid in alle rekenfases.

4.1 Vervormingen

In onderstaande tabel is de toets op kruinzakking opgenomen. In geen van de berekende situaties is de kruinzakking groter dan de maximaal vereiste 0,1 m. Verder valt op dat de variatie in stijfheden geen noemenswaardige invloed heeft op de kruinzakking.

Tabel 4-1: Oordeel kruinzakking bij toepassing damwandprofiel AZ18-700 met 9 m lengte

	WBN situatie	Laag water situatie	Laag water, Lage stijfheid	Laag water, Hoge stijfheid
Kruinzakking plaxis [m]	0,029	0,042	0,042	0,041
Modelfactor [-]	1,30	1,30	1,30	1,30
Kruinzakking rekenwaarde [m]	0,04	0,06	0,06	0,05
Kruinzakking eis [m]	0,10	0,10	0,10	0,10
Oordeel kruinzakking (unity check) [-]	0,4	0,6	0,6	0,5

In onderstaande tabel is de horizontale vervorming aan de kop van de damwand weergegeven. Omdat de damwand is gemodelleerd in de teen van de dijk is het vervormingsverschil tussen binnen- en buitenteen gelijk aan de waarden in de tabel. Er is sprake van een beperkte vervorming van maximaal 0,08 m. Net als bij de kruinzakking heeft de variatie in stijfheden geen invloed op de horizontale vervormingen. De berekende horizontale vervorming heeft geen invloed op het waterkerende vermogen van de dijk.

Tabel 4-2: Resultaten uitbuiging kop damwand bij toepassing damwandprofiel AZ18-700 met 9 m lengte

	WBN situatie	Laag water situatie	Laag water, Lage stijfheid	Laag water, Hoge stijfheid
Uitbuiging PLAXIS [m]	0,05	0,06	0,06	0,06
Modelfactor [-]	1,30	1,30	1,30	1,30
Uitbuiging rekenwaarde [m]	0,07	0,08	0,08	0,08

4.2 Constructieve sterkte damwand

In onderstaande tabellen zijn de berekende momenten en normaalkrachten opgenomen. Er wordt geen noemenswaardig verschil gevonden bij variatie van de stijfheden.

Tabel 4-3: Afleiding rekenwaarde buigend moment bij toepassing damwandprofiel AZ18-700 met 9 m lengte

	WBN situatie	Laag water situatie	Laag water, Lage stijfheid	Laag water, Hoge stijfheid
Ms;max;EEM [kNm/m]	171	188	190	191
Yb;str [-]	1,1	1,1	1,1	1,1
Yadd;dw [-]	1,0	1,0	1,0	1,0
Ms;d [kNm/m]	188	207	209	211

Ms;max;EEM: moment uit de PLAXIS berekening;

Yb;str: schematiseringsfactor constructief falen;

Yadd;dw: belastingeffect factor buigend moment;

Ms;d: rekenwaarde buigend moment.

Tabel 4-4: Afleiding rekenwaarde normaalkracht bij toepassing damwandprofiel AZ18-700 met 9 m lengte

	WBN situatie	Laag water situatie	Laag water, Lage stijfheid	Laag water, Hoge stijfheid
Ns;max;EEM [kN/m]	18,0	18,5	18,7	10,0
Yb;str [-]	1,1	1,1	1,1	1,1
Yadd;dw [-]	1,0	1,0	1,0	1,0
Ns;d [kN/m]	20	20	21	11

Ns;max;EEM: normaalkracht uit de PLAXIS berekening;

Ns;d: rekenwaarde normaalkracht.

In onderstaande tabel is de controle op staalspanningen opgenomen. Bij een profiel AZ18-700 zijn de rekenwaarden van de staalspanning lager dan staalspanning van 240 N/mm² voor de staalkwaliteit S240.

Tabel 4-5: Afleiding rekenwaarde staalspanning bij toepassing damwandprofiel AZ18-700 met 9 m lengte

	WBN situatie	Laag water situatie	Laag water, Lage stijfheid	Laag water, Hoge stijfheid
$\sigma_s;dw;d$ [MPa]	133	147	148	148
$f;y;dw;d$ [MPa]	240	240	240	240
Oordeel staalspanning (unity check) [-]	0,55	0,61	0,62	0,62

$\sigma_s;dw;d$: rekenwaarde van de berekende staalspanning

$f;y;dw;d$: staalkwaliteit.

4.3 Geotechnische stabiliteit

Voor de toets op de geotechnische stabiliteit is in stap 6 gecontroleerd of de stabiliteitsfactor M_{sf} uit de Safety Analyse groter is dan de schematiseringsfactor van 1,1.

In onderstaande tabel zijn de resultaten van de analyse weergegeven. In alle situaties wordt voldaan aan de eis van 1,1.

Tabel 4-6: Resultaten geotechnische stabiliteit bij toepassing damwandprofiel AZ18-700 met 9 m lengte

	WBN situatie	Laag water situatie	Laag water, Lage stijfheid	Laag water, Hoge stijfheid
M_{sf} PLAXIS [-]	1,17	1,15	1,14	1,15
Yb;geo [-]	1,10	1,10	1,10	1,10
Unity check [-]	0,94	0,96	0,96	0,95

Voor STBI bij grote overslag is uitgegaan van een volledig verzadigde dijk. De veiligheidsfactor γ_d dient nog nader vastgesteld te worden aan de hand van de overschrijdingskans van overslag >1 l/s/m.

Voor STBI bij extreem laag kanaalpeil is een grondwaterstand op NAP +4,0 m aangehouden bij een laag kanaalpeil op NAP +3,0 m.

5 Conclusie damwandberekening

Uit de PLAXIS berekening volgt dat er een damwandprofiel nodig is met minimaal de volgende eigenschappen:

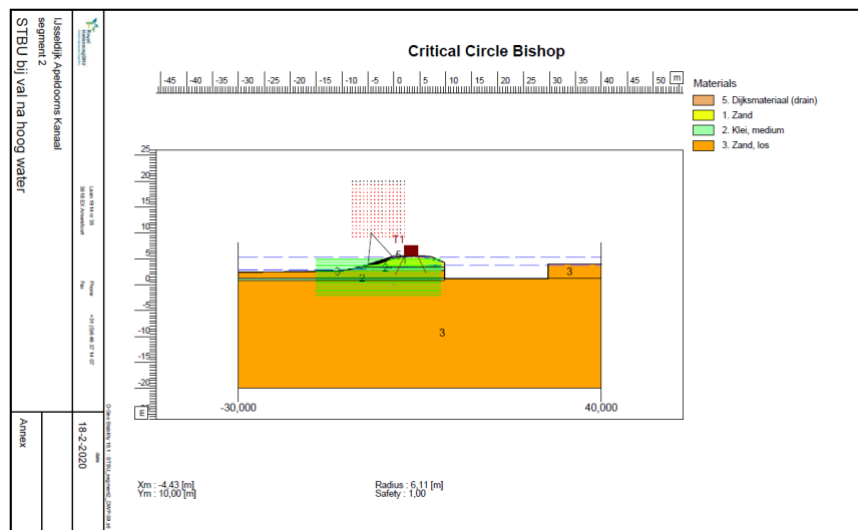
- Type: AZ18-700;
- Lengte: 9 m (kopniveau op NAP +4,3 m en puntniveau op NAP -4,7 m);
- Staalkwaliteit: S240.

6 Stabiliteit STBU en STBI bij grote overslag

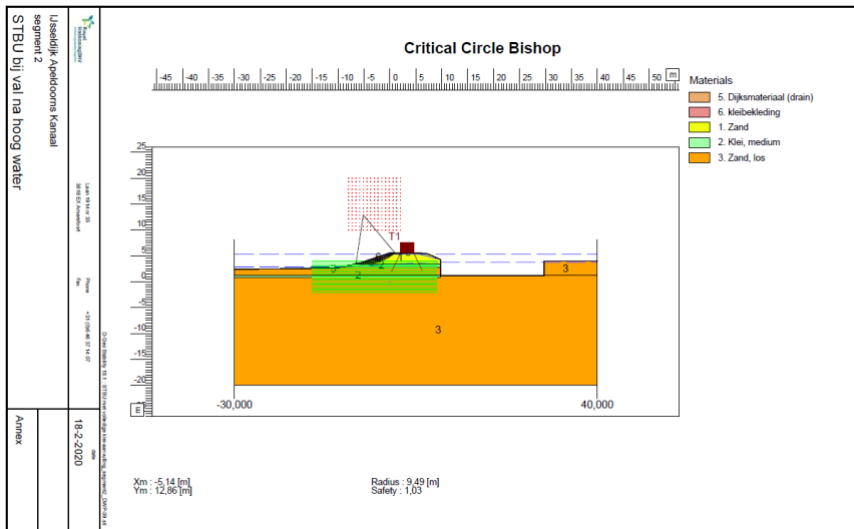
Stabiliteit Buitenwaarts STBU bij val na hoogwater en stabiliteit Binnenwaarts STBI bij grote overslag zijn berekend met het programma D-Geo Stability.

Bij STBU is een val van de buitenwaterstand naar gemiddeld hoogwater op NAP +2,9 m aangehouden, waarbij de freatische waterstand vervolgens verloopt naar MHW op NAP +5,34 m ter plaatse van de buitenkruinlijn. De modellering van het nieuwe buitentalud zonder cohesie volgens CSSM geeft aanleiding tot lokale instabiliteit op het buitentalud. Derhalve is voor het nieuw aan te brengen dijksmateriaal op het buitentalud een kleibekleding aangehouden met een cohesie van 5 kN/m².

In de volgende figuren is de berekende stabiliteitsfactor voor STBU bij val na hoog water weergegeven. Zonder cohesieve kleibekleding op het buitentalud leidt dit tot lokale instabiliteit op het buitentalud, waarmee niet wordt voldaan aan de vereiste stabiliteitsfactor van 1,01. Met een cohesieve kleibekleding op het buitentalud wordt wel voldaan aan de vereiste stabiliteitsfactor van 1,01. Deze stabiliteitsfactor is verantwoord in paragraaf 9.2 van de uitgangspuntennota en heeft er mee te maken dat de faalkanseis een factor 100 hoger is ten opzichte van binnenwaarts, omdat buitenwaartse stabiliteit niet is gecorreleerd aan hoogwater.



Figuur 6-1: Stabiliteitsanalyse Buitenwaarts STBU bij val na hoog water zonder kleibekleding, berekende veiligheidsfactor $\gamma_d = 1,00 < 1,01$

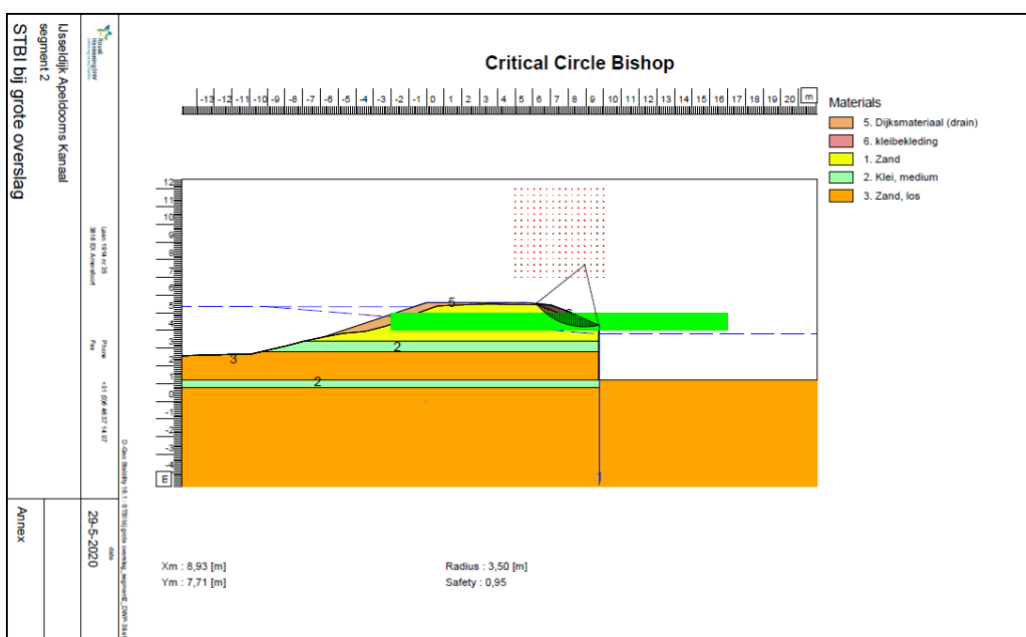


Figuur 6-2: Stabiliteitsanalyse Buitenwaarts STBU bij val na hoog water met kleibekleding, berekende veiligheidsfactor $\gamma_d = 1,03 > 1,01$

Voor STBI bij grote overslag is uitgegaan van een volledig verzadigde dijk. De veiligheidsfactor γ_d is vastgesteld aan de hand van de overschrijdingskans van overslag >1 l/s/m.

Voor Stabiliteit Binnenwaarts STBI met grote overslag is de schadefactor bij een grote overslag bepaald op basis van de benadering in [11]. De overschrijdingskans op overslag ≥ 1 l/s/m is bepaald op 1/1200 aan de hand van verschil in herhalingstijd van waterstanden waarbij 1 l/s/m en 5 l/s/m optreedt. De schadefactor bedraagt 0,74. De veiligheidsfactor γ_d bedraagt dan 0,86.

In de volgende figuur is het resultaat gepresenteerd voor Stabiliteit Binnenwaarts STBI bij grote overslag.



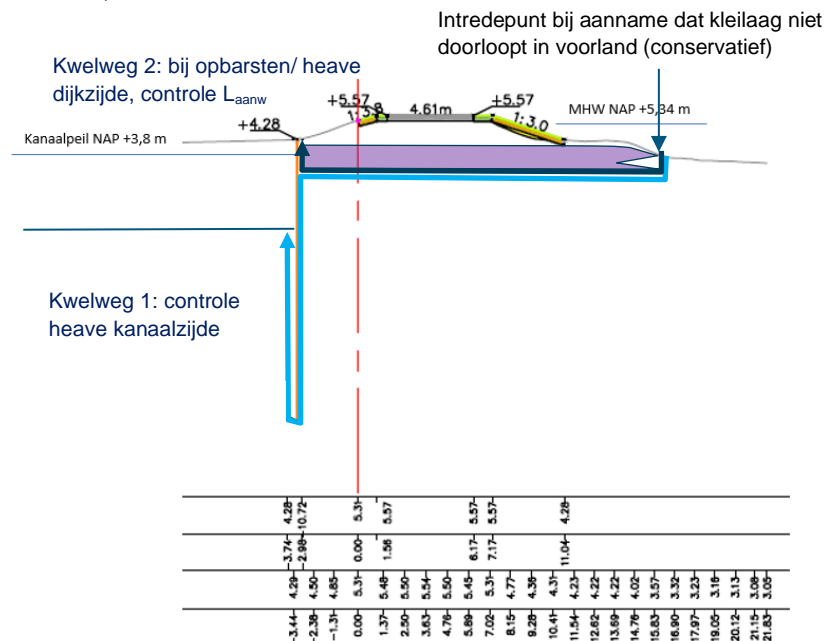
Figuur 6-3: Stabiliteitsanalyse Binnenwaarts STBI bij grote overslag, berekende veiligheidsfactor $\gamma_d = 0,95 > 0,86$

7 Piping STPH

7.1 Schematisatie

Voor piping (STPH) in segment 2 is de volgende basisschematisatie aangehouden:

Plaatsing stalen damwand langs Apeldoorns Kanaal in combinatie met beperkte ophoging ter plaatse van kruin en binnen- en buitentalud volgens figuur 7-1. Het kopniveau van de damwand bedraagt NAP +4,28 m.



Figuur 7-1: Damwand met beperkte kruinophoging

Opgemerkt wordt dat de doorsnede in figuur 4-1 gespiegeld is weergegeven ten opzichte van de doorsneden in de berekeningsmodellen.

Ten behoeve van de beoordeling op piping zijn twee scenario's onderscheiden, namelijk:

- 1) Heave controle ter plaatse van de kanaalzijde van de damwand;
- 2) Opbarsten van de deklaag aan de dijkzijde van de damwand.

7.1.1 Heave kanaalzijde damwand

De lengte van de damwand is gedimensioneerd op heave ter plaatse van de kanaalzijde van de damwand. Hieruit volgt een puntniveau van minimaal NAP -3,22 m (damwandlengte 7,5 m). Uit de damwandberekening volgt een puntniveau van minimaal NAP -4,7 m (damwandlengte 9,0 m), zodat aan de minimale lengte voor heave wordt voldaan.

MHW 2070	m tov NAP	5,34
bk zand	m tov NAP	2,80
berm	m tov NAP	4,28
teen	m tov NAP	1,20
vloerpeil	m tov NAP	
bk scherm	m tov NAP	4,28
ok scherm	m tov NAP	-3,22
L (Lane)	m	20,00
lengte scherm	m	7,50
n		0,38
γp		26
γw		10
γ'		9,92
$ic = \gamma' / \gamma w$		0,992
$\phi 0$		5,34
$h p$		3,80
x		4,42
$\phi 0 - h p$		1,54
verticaal verhang		0,48
γ heave		1,07
γb (schematisering)		1,3

Figuur 7-2: Heave controle ter plaatse van kanaalzijde damwand

7.1.2 Horizontale kwelweglengte

Aan de dijkzijde treedt opbarsten van de deklaag op. In de Sellmeijer beoordeling zijn de volgende (conservatieve) uitgangspunten gehanteerd:

- Er is een maatgevende bodemopbouw gehanteerd volgens sondering DKM014 met aanwezigheid kleilaag tussen NAP +2,8 en +3,4 m. Deze bodemopbouw is relevant voor de dwarsprofielen DWP-21 t/m DWP-33. Gelet op de overige sonderingen en boringen in segment 2 is het niet waarschijnlijk dat de kleilaag tussen NAP +2,8 en +3,4 m over een grote trajectlengte aanwezig is.
- Het intredepunt is gekozen aan de buitenteen van de dijk op het snijpunt buitentalud – voorland ter plaatse van bovenkant kleilaag op NAP +3,4 m. Er zijn onvoldoende aanwijzingen voor de aanwezigheid van een (aaneengesloten) kleilaag in het voorland. Het voorland wordt niet meegenomen in de pipingberekening. Dit is een conservatief uitgangspunt.
- Het uittredepunt is gekozen ter plaatse van de damwand. Het verval over de kering is berekend ten opzichte van kopniveau damwand op NAP +4,28 m. De weerstand van de deklaag is meegenomen in de Sellmeijerberekening.

- De dikte van het watervoerend pakket is conform de Veiligheidsanalyse [1] op 50 m aangehouden. Dit is een conservatief uitgangspunt. Voor de zandkarakteristieken (waterdoorlatendheid k en korrelverdeling D_{70}) zijn de rekenwaarden zoals afgeleid in de Veiligheidsanalyse [1] aangehouden. Volgens het DINO loket is er geen onderscheid in zandlagen in de bovenste 50cm. Voor de zandkarakteristieken (waterdoorlatendheid en korrelverdeling D_{70}) zijn de rekenwaarden aangehouden zoals afgeleid in Bijlage VI van de veiligheidsanalyse. Een controleberekening met een kleinere D_{70} is niet noodzakelijk en niet maatgevend.
- Gezien de conservatief gekozen uitgangspunten bij de Sellmeijer beoordeling (o.a. keuze maatgevende bodemopbouw en intredepunt ter plaatse van bovenkant kleilaag) wordt in afwijking van het uitgangspunten rapport [2] een schematiseringsfactor van 1,1 verantwoord geacht.

De minimale horizontale kwelweglengte bedraagt 19,5 m uitgaande van DWP-33. Deze lengte voldoet bij de Sellmeijerberekening volgens figuur 7-3.

γ_p	16,00	default
γ_w	9,81	default
θ	0,65	default
n	0,25	default
k-waarde	2,04E-04	korrelverdeling
κ	2,75E-11	berekend
d_{70}	3,04E-04	korrelverdeling
d_{70m}	2,08E-04	default
D	50,00	berekening
L	19,50	aanwezig
Fresistance	0,31	berekend
Fscale	0,298	berekend
Fgeometry	0,964	berekend
$\Delta H_c =$	1,721	berekend
γ_n	1,28	default
γ_b	1,10	UGP rapport
$\Delta H_c / \gamma_n * \gamma_b$	1,22	
d	1,48	aanwezig
MHW	5,34	UGP rapport
pp/mv	4,28	teen
$\Delta H =$	0,62	berekend
toets	voldoet	

Figuur 7-3: Sellmeijer beoordeling DWP-33

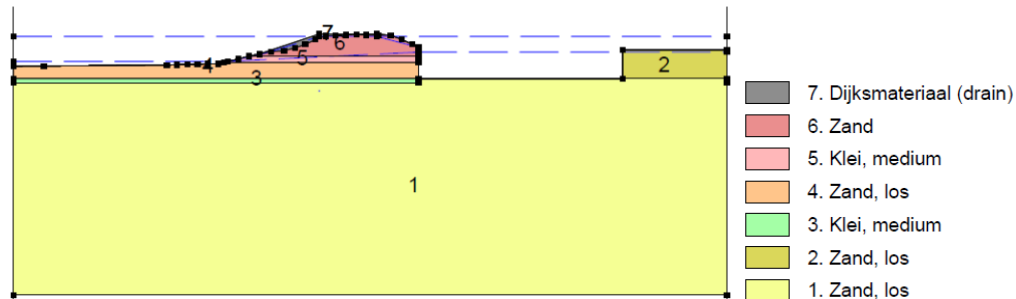
7.1.3 Microstabiliteit (STMI – GEKB – GABI)

Bij afwezigheid van kleilagen wordt microstabiliteit van het zandige binnentalud beschouwd.

De uitgangspunten voor de analyse microstabiliteit zijn als volgt:

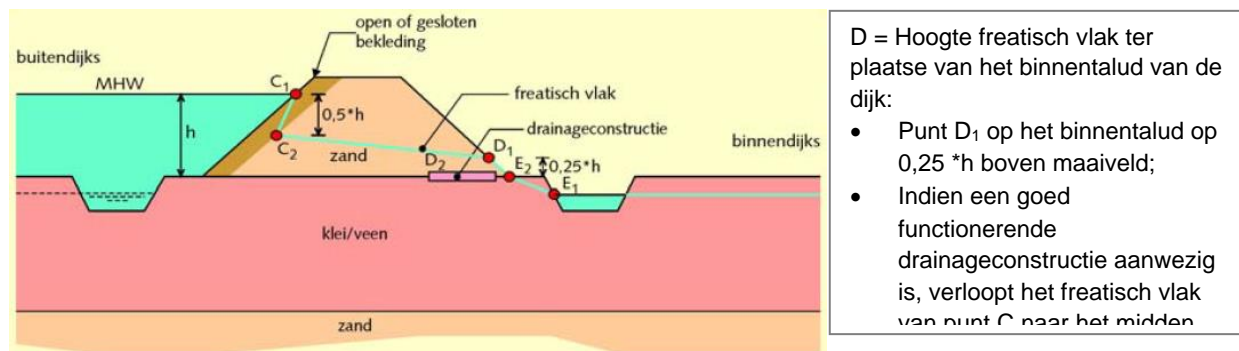
- De beoordeling voor microstabiliteit is uitgevoerd voor een situatie met een overslagdebiet van maximaal 0,1 l/s/m conform [3]. Voor een verhoogd overslagdebiet van 5 l/s/m waarmee bij dit project

door afschuiven van de grasbekleding (GABI) niet volledig worden uitgesloten. De gedetailleerde beoordeling moet worden uitgevoerd aan de hand van een nadere hydrologische schematisering.



Figuur 7-6: Schematisering segment 2 met zandig binnentalud boven damwand taludhelling 1:2

Segment 2 wordt gekenmerkt door een zanddijk op een zandige ondergrond waarin mogelijk (horizontale) kleistorlaagjes of veenlagen aanwezig zijn. Door de mogelijke aanwezigheid van deze waterremmende lagen, wordt de infiltratie naar de ondergrond beperkt, waardoor mogelijk opbolling van de freatische lijn in de binnenteen plaats vindt. Conform het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken (TRWD) wordt voor de schematisering uitgegaan van geval 2A¹: zandkern en samendrukbare ondergrond (**Error! Reference source not found.**). In de uitleg naast de figuur is aangegeven wanneer naar punt D₁ of naar punt D₂ geschematiseerd wordt.



Figuur 7-7: Freatisch vlak geval 2A (bron: TRWD)

Aangezien in beide segmenten geen drainageconstructie voorzien is, treedt het freatisch vlak uit op punt D₁ (sijpelpunt).

In segment 2 ligt de dijk direct achter de damwand die vrij hoog in het profiel zit. Het binnentalud is hierdoor relatief kort, het hoogteverschil tussen bovenzijde damwand en MHW (hoogte h in figuur 7.7) bedraagt hooguit 1,0 m, waarmee punt D₁ maximaal 0,25 m boven de bovenzijde van de damwand ligt. Ook gezien de beperkte lengte van dit talud (hoogteverschil tussen bovenzijde damwand en kruin is maximaal 1,5 m), wordt de kans op afschuiven van de bekleding zeer klein geacht².

Ook vormt de bovenzijde van de damwand een dwangpunt voor erosie. De kruinbreedte bedraagt ruim 6 m, zodat er na erosie tot een gemiddeld talud van 1:5 meer dan 1,5 m restkruinbreedte over blijft. De kans op een overstroming is hiermee voldoende klein, zodat voldaan wordt aan de norm en geen aanvullende maatregelen voor GABI nodig zijn.

¹ Opgemerkt wordt dat schematisering van geval 2B: zandkern op een zandondergrond, in een vergelijkbare schematisering van het freatisch vlak in de binnenteen resulteert.

² Het berekenen van een exacte faalkans voor dit mechanisme is echter niet mogelijk.

8 Referenties

- [1] Veiligheidsanalyse Dijkverbetering IJsseldijk Apeldoorns Kanaal, documentnummer WATBE5115R0006F01, RHDHV, 31 oktober 2016.
- [2] Rapport Technische Uitgangspunten MIRT3, RHDHV, mei 2020.
- [3] Schematiseringshandleiding Microstabiliteit WBI 2017, Rijkswaterstaat, versie 2.0, 1 december 2016.
- [4] Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit WBI 2017, Rijkswaterstaat, versie 2.1, 1 december 2016.
- [5] Geotechnisch onderzoek waterkering Apeldoorns Kanaal, Dijkkring 52 te Hattem, projectnummer VN-60903-1, Wiertsema & Partners, 10 november 2014.
- [6] Geotechnisch laboratoriumonderzoek verbetering waterkering Apeldoorns Kanaal, Dijkkring 52 te Hattem, projectnummer VN-60903-2, Wiertsema & Partners, 25 november 2014.
- [7] Geotechnisch onderzoek betreffende verbetering IJsseldijk Apeldoornskanaal, opdrachtnummer 1316-0208-000, Fugro, 23 augustus 2016.
- [8] Geotechnisch onderzoek Apeldoornskanaal, boringen, opdrachtnummer 1318-0268-231, Fugro, december 2018.
- [9] Rapportage laboratoriumonderzoek, Geotechnisch onderzoek Apeldoornskanaal, opdrachtnummer 1318-0268-171, Fugro, 29 januari 2019.
- [10] Geotechnisch onderzoek Apeldoornskanaal Hattem, opdrachtnummer 1318-0268-000, Fugro, 8 januari 2019.
- [11] Voorlopige werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag OI2014v4, Kennisplatform Risicobenadering, maart 2017.