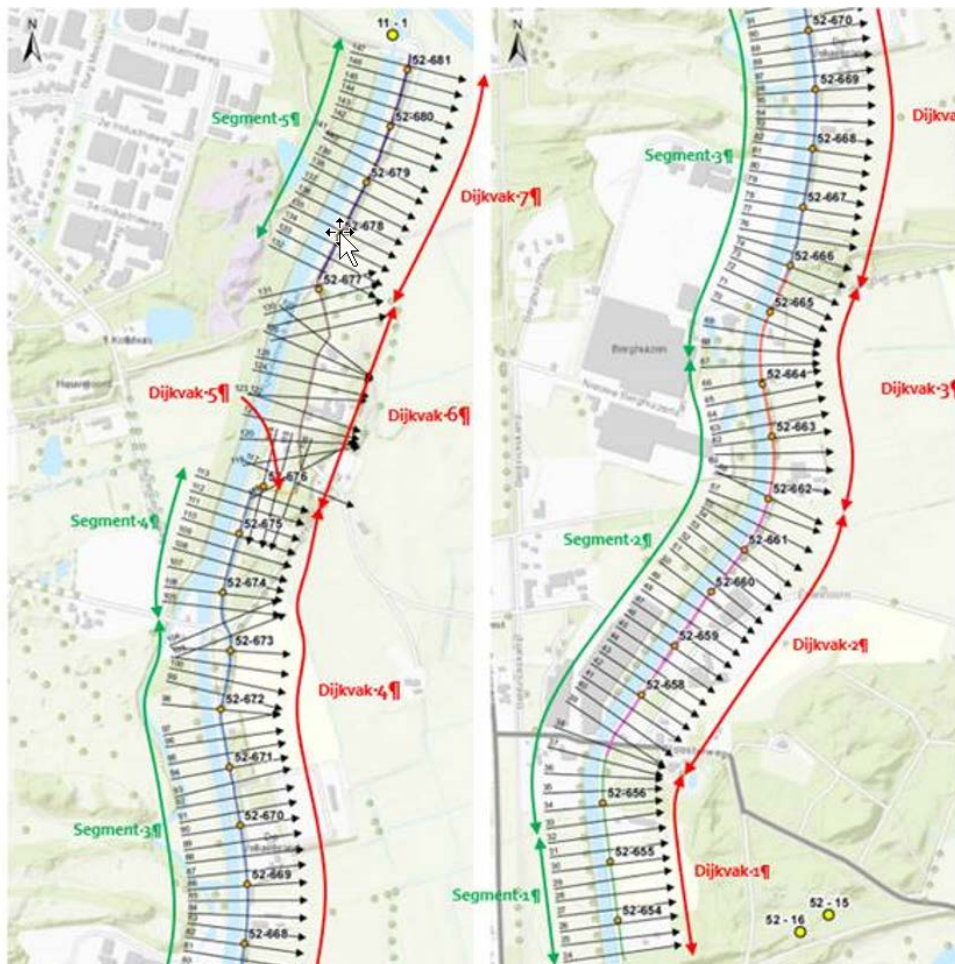


Onderwerp: Memo IJsseldijk Apeldoorns Kanaal, Segment 4 STBI, STBU, STPH

1 Inleiding

In deze memo zijn de resultaten opgenomen van de analyse voor Stabiliteit Binnenwaarts (STBI), Stabiliteit Buitenwaarts (STBU) en Piping (STPH) voor segment 4. Langs het kanaal wordt een onverankerde stalen damwand toegepast. Het ontwerp van de damwand is opgenomen in deze memo. Dit segment ligt tussen de dijkpalen 52.673 en 52.676.



Figuur 1-1: Indeling segmenten en dijkvakken

2 Relevant grondonderzoek

De volgende sonderingen en boringen zijn relevant voor segment 4:

- DKM006 t/m DKM008, PB005 en HB006 uit [5] en [6];
- S-301 en S-302, B-107 t/m B-110, B-203 en B204, B-301 en B-306 uit [7];

- S406 t/m S409 uit [10].

3 Schematisering damwandberekening

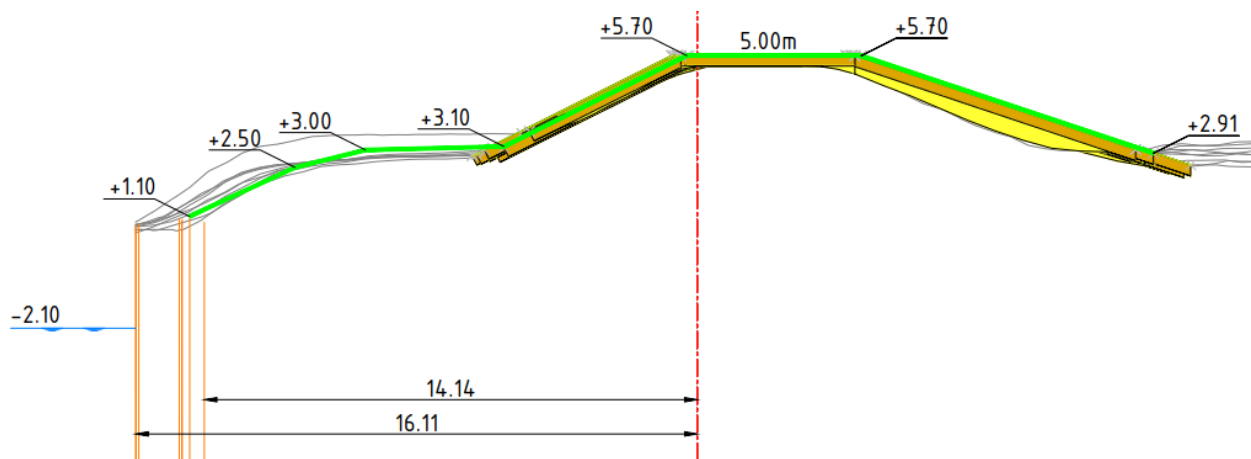
3.1 Uitgangspunten

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].

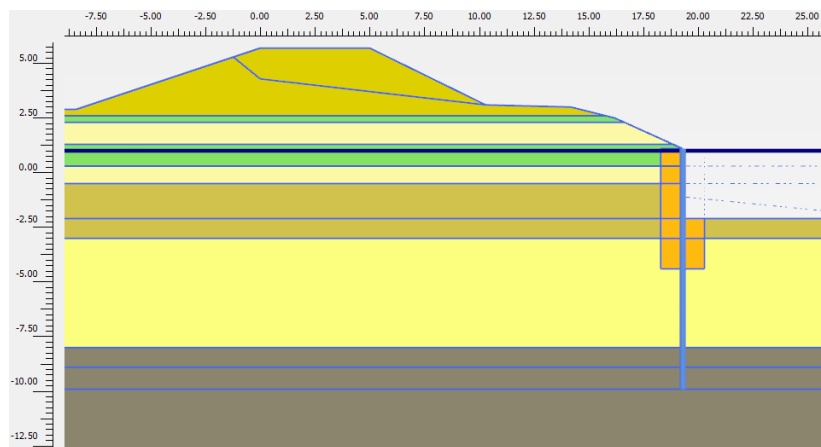
3.2 Geometrie

Binnen segment 4 is weinig geometrische variatie aanwezig. De kruinhoogte en de taludhellingen zijn vergelijkbaar. De bovenkant van de nieuwe damwand varieert van NAP +1,1 tot +0,8 m. In het geschematiseerd dwarsprofiel is de bovenkant van de damwand gelijk genomen aan NAP +1,1 m. In onderstaande figuur 3-1 is de toegepaste geometrie weergegeven. De groene lijn representeert de gemodelleerde geometrie. De geometrie is gelijk aan dwarsprofiel 83. Dit profiel bevindt zich ter plaatse van dijkpaal 52-673+90. Het onderhoudspeil van de kanaalbodem is NAP -2,1 m.



Figuur 3-1: Verschillende dwarsprofielen ter plaatse van segment 4 (hoogtemeten ten opzichte van NAP)

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 4 de volgende (maatgevende) bodemopbouw geschematiseerd:

Tabel 3-1: Bodemopbouw (DKM006 t/m DKM008 t.p.v. kruin, S406 en S407 t.p.v. binnenberm) en grondparameters (CSSM gedraineerde grondparameters [4])

Niveau bovenkant laag [m NAP]	Grondlaag	γ_d [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	Hoek van inwendige wrijving φ [°]
				Karakteristieke waarde
MV (kruinhoogte)	Zand, matig vast gepakt	18,0	20,0	31,27
+2,6	Klei, medium	17,0	17,0	27,01
+2,3	Zand, los gepakt	17,0	19,0	31,27
+1,3	Klei, medium	17,0	17,0	27,01
+0,3	Zand, los gepakt	17,0	19,0	31,27
-0,5	Zand, matig vast gepakt	18,0	20,0	31,27
-3,0	Zand, los gepakt	17,0	19,0	31,27
-8,0	Zand, vast gepakt	18,0	20,0	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°.

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 (in dit geval de onderste 2 meter van de damwand).

Tabel 3-2: Bodemopbouw (DKM006 t/m DKM008 t.p.v. kruin, S406 en S407 t.p.v. binnenberm) 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 [-]	ν_{ur} [-]
MV (bestaande kruinhoogte)	Zand, matig vast gepakt	HS	30.000	120.000	0,50	0,20
+2,6	Klei, medium	HS	7.500	30.000	0,75	0,20
+2,3	Zand, los gepakt	HS	15.000	60.000	0,50	0,20
+1,3	Klei, medium	HS	7.500	30.000	0,75	0,20
+0,3	Zand, los gepakt	HS	15.000	60.000	0,50	0,20
-0,5	Zand, matig vast gepakt	HS	25.000	100.000	0,50	0,20
-3,0	Zand, los gepakt	HS	20.000	80.000	0,50	0,20
-8,0	Zand, vast gepakt	HS	50.000	200.000	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
n.v.t.	Zand, matig vast hoge stijfheid	HS	37.500	150.000	0,50	0,20
n.v.t.	Zand, los gepakt hoge stijfheid	HS	30.000	120.000	0,50	0,20
n.v.t.	Zand, vast gepakt hoge stijfheid	HS	75.000	300.000	0,50	0,20

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 (IJssel) en een laag water situatie (Apeldoorns Kanaal). De stijghoogten (potentialen) zijn gelijkgesteld aan de maatgevende binnen- en buitenwaterstand.

Hoog water situatie (WBN) Freatisch Buitentaludlijn: MHW op NAP +5,29 m
 Buitenkruinlijn: NAP +4,29 m
 Overgang binnentalud-binnenberm: gelijk aan maaiveldniveau: NAP +3,10 m

		Waterstand kanaalzijde: kanaalpeil op NAP +3,00 m
	Potentiaal	Buitenteenlijn: MHW op NAP +5,29 m Damwand dijk- en kanaalzijde: kanaalpeil op NAP +3,00 m
Extreem laag kanaalpeil	Freatisch	Buitenkuinlijn: NAP +1,0 m (GLG) Damwand dijkzijde: NAP +1,0 m (GLG) Damwand kanaalzijde: kanaalpeil laagwater op NAP -0,4 m
	Potentiaal	Buitenteenlijn: NAP +1,0 m (GLG) Damwand dijk- en kanaalzijde: kanaalpeil laagwater op NAP -0,4 m

Uitgangspunt is dat het hoogwaterpeil in het kanaal samenvalt met hoogwater op de IJssel. Het 6^e kanaalpand staat in verbinding met de IJssel en volgt dat peil. Bij een peil van NAP +3,0 m sluit de keersluis Bastion, waardoor het pand de stijging niet verder volgt. Het maatgevend verval blijft beperkt tot 2,29 meter.

3.5 Eigenschappen damwand

Uitgegaan is van de toepassing van een onverankerd damwandprofiel AZ18-700 met een lengte van 11 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

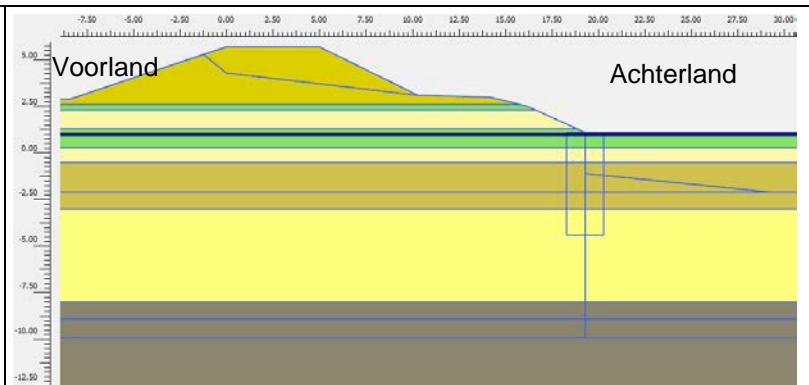
De globale uitvoeringsfasering is als volgt:

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

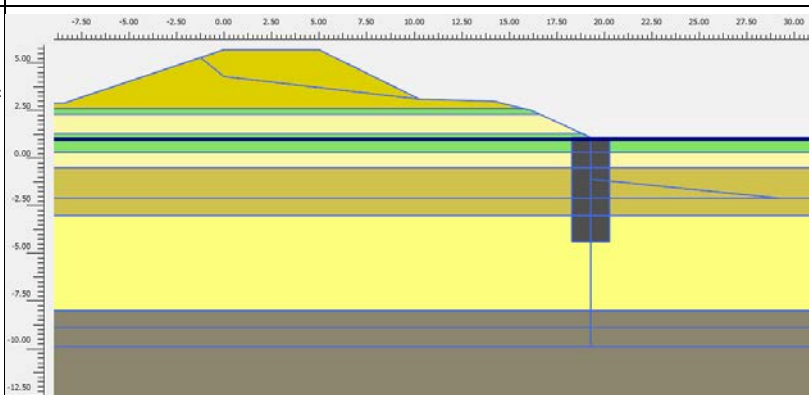
In onderstaande tabel is de fasering weergegeven zoals deze is toegepast in de PLAXIS-berekening.

Tabel 3-4: Fasering PLAXIS-berekening

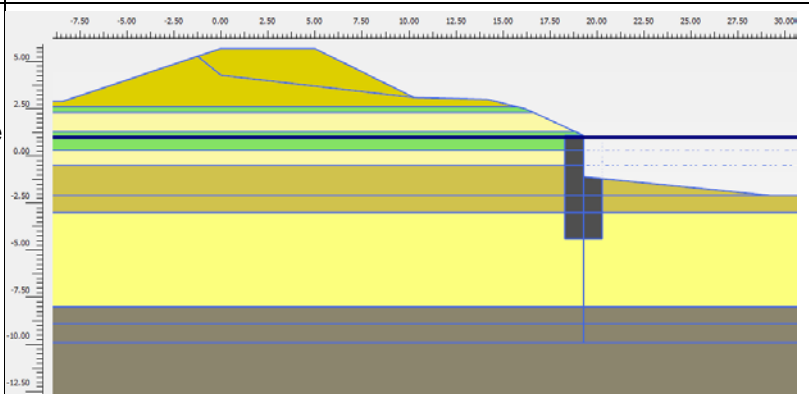
Stap 1a: Voor de grensspanningen is uitgegaan van de situatie voor ontgraven van het kanaal. In deze fase is een k0-procedure uitgevoerd, met daarna een nulbelastingstap ten behoeve van spanningsrotatie.



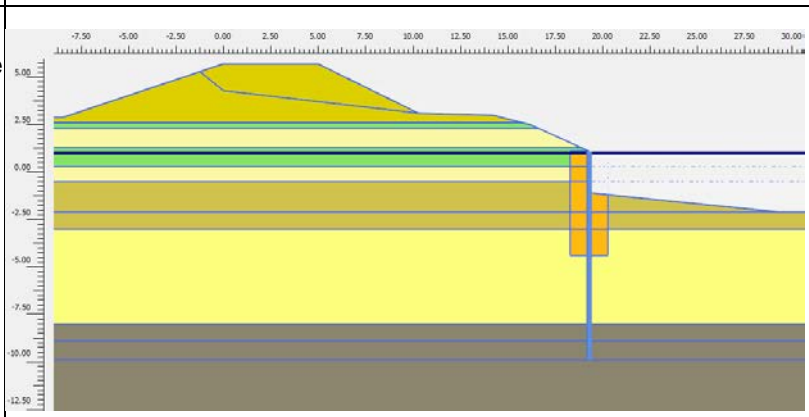
Stap 1b-1: In deze stap is de bestaande damwand aangebracht. De damwand is aangebracht als stijf dummy element met een hoge cohesie. De damwand is gemodelleerd als een 1 m brede strook met een bovenkant gelijk aan NAP +1,1 m en de onderkant gelijk aan NAP -4,4 m (lengte 5,5 m).



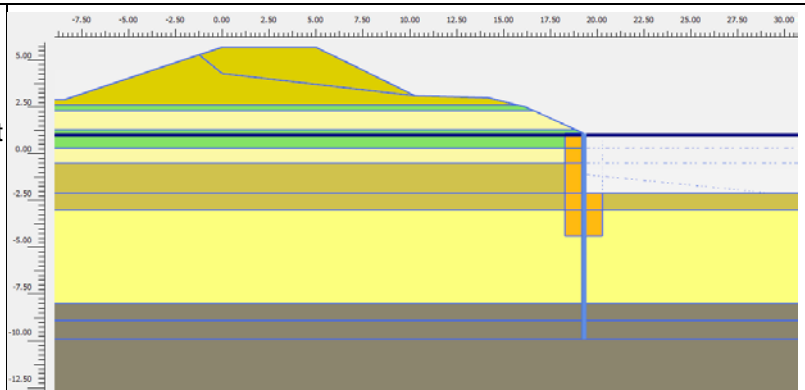
Stap 1b-2: In deze stap is het kanaal ontgraven. De bodemhoogte in het kanaal is ter plaatse van de damwand gelijk aan NAP -1,1 m. De bodem loopt over een lengte van 10 m (halverwege het kanaal) af tot NAP -2,1 m.



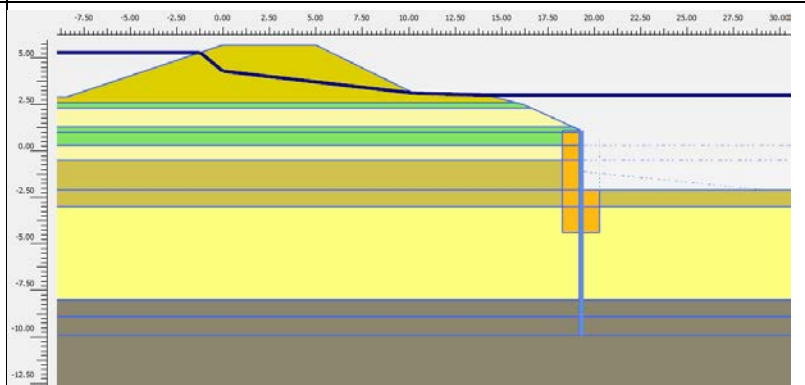
Stap 2b-1: Met de voorgaande stappen is de grondspanning van de huidige situatie vastgelegd. In deze stap wordt de bestaande damwand verwijderd en de nieuwe damwand geïnstalleerd. Omdat bij het verwijderen van de bestaande damwand de grond wordt verstoord is er een verstoringzone rond de nieuwe damwand gemodelleerd (1 m aan weerszijden tot diepte NAP -4,4 m).



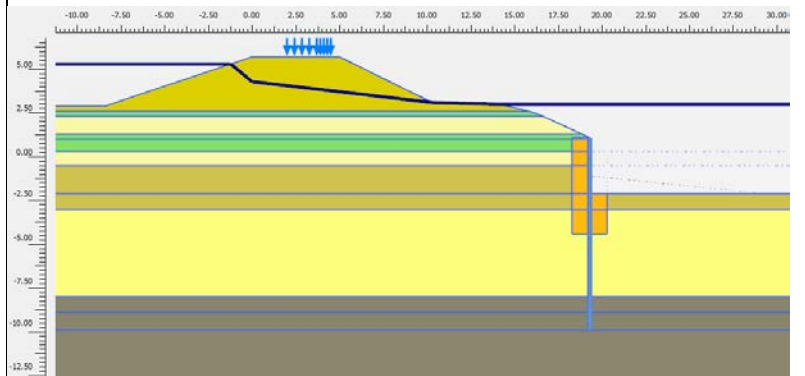
Stap 2b-2: In deze stap wordt het talud in het kanaal afgegraven en is in het hele kanaal de bodem gelijk aan NAP -2,1 m. Dit is gelijk aan het onderhoudsniveau van het kanaal.



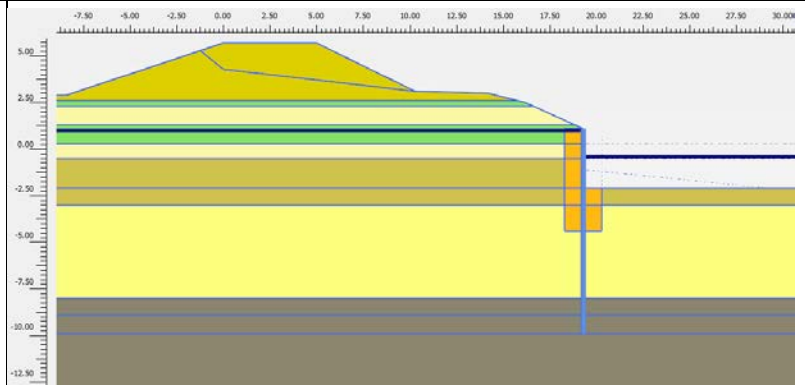
Stap 4a: In deze stap wordt de waterstand verhoogd tot WBN.



Stap 4b: De bovenbelasting wordt toegevoegd. In deze stap worden de vervormingen uitgelezen. 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 3 berekeningen gepresenteerd. Twee berekeningen met verschillende hydraulische uitgangspunten en een berekening 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 met een laag karakteristieke waarde van de stijfheid in alle rekenfases;
2. Laag water situatie met een laag karakteristieke waarde van de stijfheid in alle rekenfases;
3. 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. Hierbij zijn alleen de aspecten die de waterkering in gevaar brengen beschouwd. Effecten van vervormingen op nabijgelegen infrastructuur zoals het fietspad en de bekleding tussen damwand en fietspad wordt nader beschouwd in het uitvoeringsontwerp. In geen van de berekende situaties is de kruinzakking groter dan de maximaal vereiste 0,1 m. Verder valt op dat een hogere stijfheid beperkte invloed heeft op de kruinzakking.

Tabel 4-1: Oordeel kruinzakking bij toepassing damwandprofiel AZ18-700 met 11 m lengte

	WBN situatie	Laag water situatie	Laag water, Hoge stijfheid
Kruinzakking plaxis [m]	0,004	0,032	0,032
Modelfactor [-]	1,30	1,30	1,30
Kruinzakking rekenwaarde [m]	0,00	0,04	0,04
Kruinzakking eis [m]	0,10	0,10	0,10
Oordeel kruinzakking (unity check) [-]	0,0	0,4	0,4

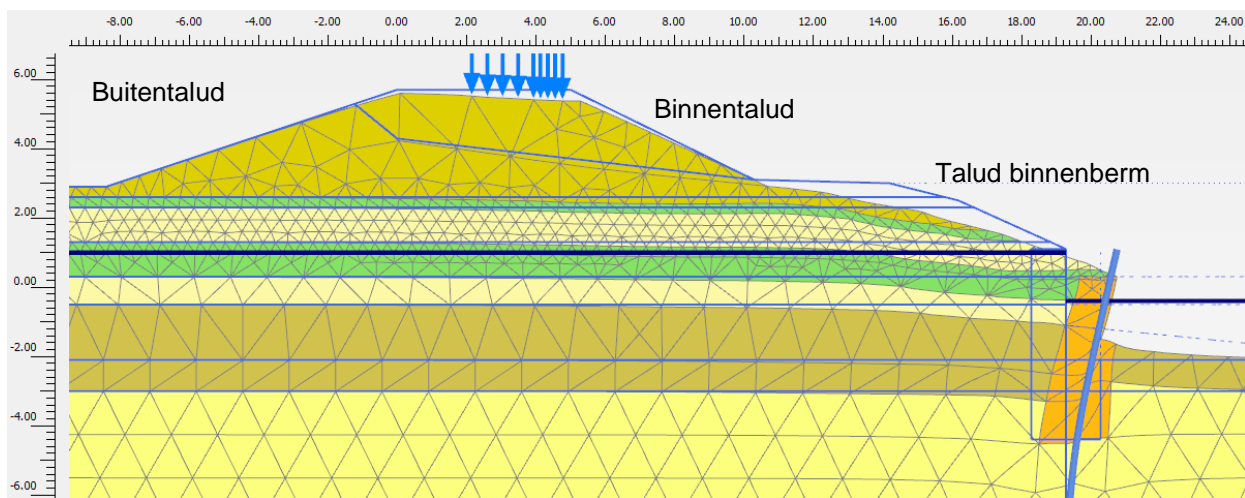
In onderstaande tabel is de horizontale vervorming aan de kop van de damwand weergegeven. Omdat de damwand is gemodelleerd in de teen van de dijk is het vervormingsverschil tussen binnen- en buitenteen gelijk aan de waarden in de tabel.

Tabel 4-2: Resultaten uitbuiging kop damwand bij toepassing damwandprofiel AZ18-700 met 11 m lengte

	WBN situatie	Laag water situatie	Laag water, Hoge stijfheid
Uitbuiging PLAXIS [m]	0,05	0,15	0,15
Modelfactor [-]	1,30	1,30	1,30
Uitbuiging rekenwaarde [m]	0,06	0,19	0,19

Er is sprake van een vervorming van maximaal 0,19 m. De vervormingen zijn in onderstaande figuur weergegeven. De invloed van deze vervorming op het waterkerend vermogen van de dijk is als volgt beoordeeld:

- **Bekleding buitentalud:** De vervormingen van het buitentalud zijn gering. De horizontale en verticale vervormingen blijven beperkt tot 0,01 m.
- **Bekleding binnentalud:** De maximale vervormingen van het binnentalud zijn gering en blijven beperkt tot 0,05 m horizontaal en 0,04 m verticaal (rekenwaarden).
- **Kruinhoogte:** Zoals in Tabel 4-1 is te zien resulteert de horizontale vervorming in een beperkte kruinzakking van 0,04 m.
- **Piping:** De vervormingen hebben geen invloed op het faalmechanisme piping, de aanwezige kwelweglengte wordt niet verkort.



Figuur 4-1: Maatgevende vervormingen in de berekening "Laag water" (10x vergroot)

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 11 m lengte

	WBN situatie	Laag water situatie	Laag water, Hoge stijfheid
Ms;max;EEM [kNm/m]	117	315	320
Yb;str [-]	1,1	1,1	1,1
Yadd;dw [-]	1,0	1,0	1,0
Ms;d [kNm/m]	128	346	352

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 11 m lengte

	WBN situatie	Laag water situatie	Laag water, Hoge stijfheid
Ns;max;EEM [kN/m]	12	20	6
Yb;str [-]	1,1	1,1	1,1
Yadd;dw [-]	1,0	1,0	1,0
Ns;d [kN/m]	13	22	7

$N_s;max;EEM$: normaalkracht uit de PLAXIS berekening;
 $N_s;d$: rekenwaarde normaalkracht.

In onderstaande tabel is de controle op staalspanningen opgenomen. Bij een profiel AZ18-700 zijn de rekenwaarden van de staalspanning lager dan de staalspanning van 270 N/mm² voor de staalkwaliteit S270.

Tabel 4-5: Afleiding rekenwaarde staalspanning bij toepassing damwandprofiel AZ18-700 met 11 m lengte

	WBN situatie	Laag water situatie	Laag water, Hoge stijfheid
$\sigma_s;dw;d$ [MPa]	91	244	247
$f_y;dw;d$ [MPa]	270	270	270
Oordeel staalspanning (unity check) [-]	0,34	0,90	0,91

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

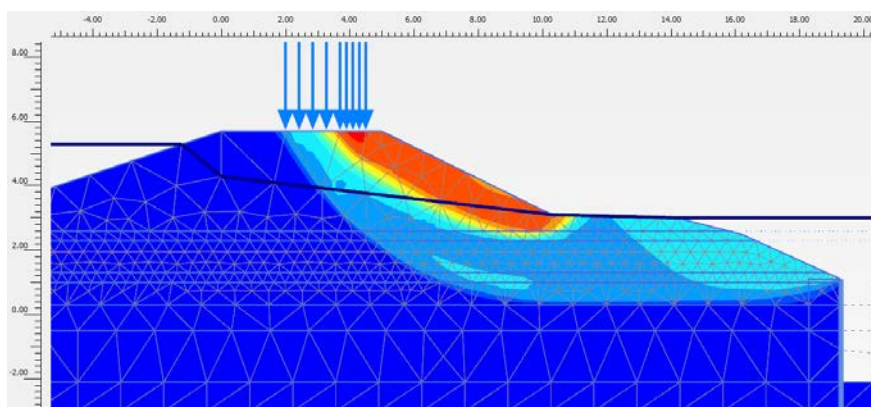
4.3 Geotechnische stabiliteit

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 11 m lengte

	WBN situatie	Laag water situatie	Laag water, Hoge stijfheid
M_{sf} PLAXIS [-]	1,13	1,22	1,19
$Y_b;geo$ [-]	1,10	1,10	1,10
Unity check [-]	0,98	0,90	0,92



Figuur 4-2: Vorm van het maatgevend glijvlak (berekening "Laag water")

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 $\geq 1l/s/m$ 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.

Uit berekeningen met het programma D-Geo Stability blijkt dat STBU bij grote overslag niet voldoet aan de vereiste veiligheidsfactor γ_d van 0,86. Bij een volledig verzadigd binnentalud wordt een veiligheidsfactor berekend van 0,60.

Het is daarom noodzakelijk een drainageconstructie in de teen en/of een voldoende dichte kleibekleding of andere vorm van afdichting aan te brengen om verzadiging van de zandkern te voorkomen. Dit moet nog verder worden uitgewerkt. Een aanzet voor het ontwerp van een drainageconstructie is weergegeven in hoofdstuk 8.

5 Conclusie damwandberekening

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

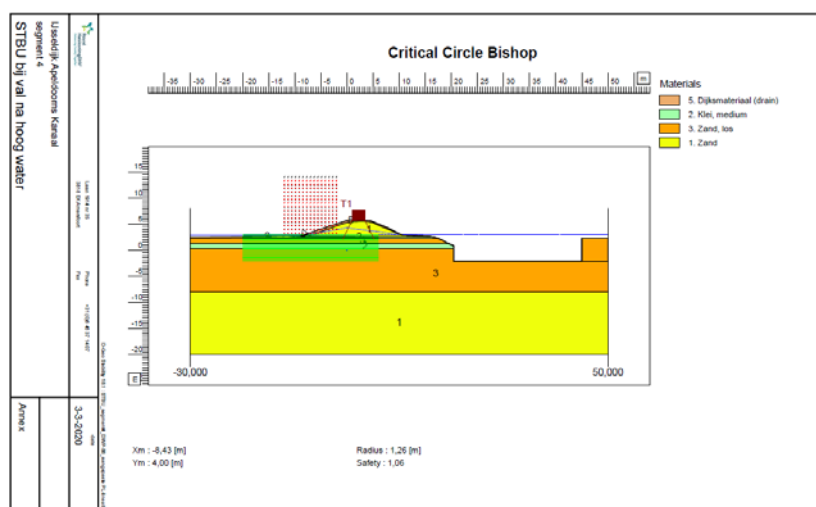
- Type: AZ18-700;
- Lengte: 11 m (kopniveau op NAP +1,1 m en puntniveau op NAP -9,9 m);
- Staalkwaliteit: S270.

6 Stabiliteit STBU

Stabiliteit Buitenwaarts STBU bij val na hoogwater is 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 minus 1 m op NAP +4,29 m ter plaatse van de buitenkruinlijn.

In de volgende Figuur 6-1 is de berekende stabiliteitsfactor voor STBU bij val na hoog water weergegeven. Er wordt voldaan aan de vereiste stabiliteitsfactor van 1,01.

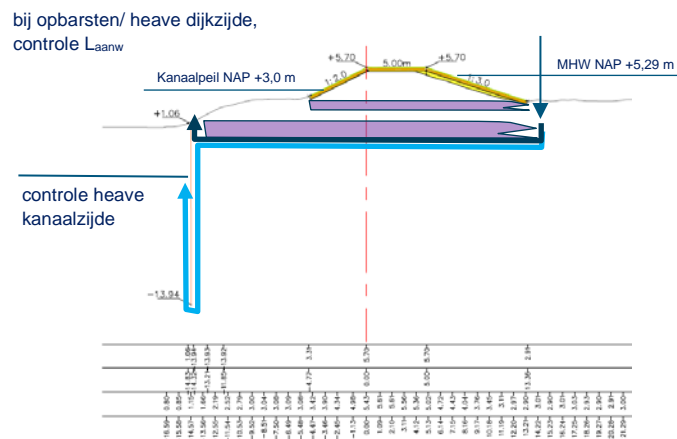


Figuur 6-1: Stabiliteitsanalyse Buitenwaarts STBU bij val na hoog water, berekende veiligheidsfactor $\gamma_d = 1,06 > 1,01$

7 Piping STPH

Voor piping (STPH) is de volgende basisschematisatie aangehouden:

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



MHW 2070	m tov NAP	5,29
MHW 2070	m tov NAP	5,29
bk zand	m tov NAP	0,30
berm	m tov NAP	2,70
teen	m tov NAP	-2,10
vloerpeil	m tov NAP	
bk scherm	m tov NAP	1,00
ok scherm	m tov NAP	-6,50
L (Lane)	m	24,00
lengte scherm	m	7,50
		2,40
n		0,38
γ_p		26
γ_w		10
γ'		9,92
$i_c = \gamma' / \gamma_w$		0,992
ϕ_0		5,29
h_p		3,80
x		4,40
$\phi_0 - h_p$		1,49
verticaal verhang		0,47
γ_{heave}		1,07
γ_b (schematisering)		1,3

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

7.1.2 Horizontale kwelweglengte

Ter plaatse van de binnenberm is een kleilaag aanwezig tussen circa NAP +0,3 en +1,3 m (sonderingen S406 en S407). Deze kleilaag loopt waarschijnlijk niet door tot onder de kruin en het buitentalud van de dijk. Ter plaatse van de (kruin van de) dijk is een kleilaag aanwezig tussen circa NAP +2,3 en +2,6 m (sonderingen DKM006 t/m DKM008).

Er zijn onvoldoende aanwijzingen voor de aanwezigheid van een (aaneengesloten) kleilaag in het voorland. Het voorland wordt niet meegenomen in de pipingberekening.

De aanwezigheid van kleilagen leidt tot een piping probleem in segment 4. Indien de bovenste kleilaag tussen circa NAP +2,3 en +2,6 m alleen onder de dijk aanwezig is en de onderste kleilaag tussen NAP +0,3 en 1,3 m alleen ter plaatse van de binnenberm, dan leidt de bovenste kleilaag tot een kwelweglengte-tekort.

Indien de onderste kleilaag volledig doorloopt vanaf de damwand tot buitenteen, is er ook een kwelweglengte-tekort. Een overzicht van de resultaten van de Sellmeijerberekening voor laatstgenoemde situatie is opgenomen in Figuur 7-3, waarbij het intredepunt ter plaatse van de buitenteen op het snijpunt buitentalud – voorland is aangenomen en het uitredepunt ter plaatse van de damwand. Op basis van de Sellmeijer beoordeling kan voor segment 4 niet worden voldaan aan de minimaal benodigde kwelweglengte.

γ_p	16,00	default
γ_w	9,81	default
ϵ	0,65	default
n	0,25	default
k-waarde	2,04E-04	korrelverdeling
kappa	2,75E-11	berekend
d70	3,04E-04	korrelverdeling
d70m	2,08E-04	default
D	50,00	berekening
L	28,00	aanwezig
Fresistance	0,31	berekend
Fscale	0,264	berekend
Fgeometry	0,969	berekend
$\Delta H_c =$	2,201	berekend
γ_n	1,28	default
γ_b	1,10	UGP rapport
$\Delta H_c / \gamma_n * \gamma_b$	1,56	
d	0,70	aanwezig
MHW	5,29	UGP rapport
pp/mv	3	waterpeil kanaal
$\Delta H =$	2,08	berekend
toets	voldoet niet	

Figuur 7-3: Sellmeijer beoordeling segment 4 bij doorlopende kleilaag tussen NAP +0,3 en +1,3 m

Een oplossing voor het kwelweglengte-tekort is het aanbrengen van een grondverbetering met drainagezand onder de binnenteen. In het cohesie-loze zand kan zich namelijk geen (doorgaand) erosiekanaal vormen. De grondverbetering dient onder de binnenteen en naastliggend binnentalud uitgevoerd te worden over een breedte van minimaal 2 meter over de gehele trajectlengte van segment 4. Afhankelijk van de aanwezige kleilagen ter plaatse van de binnenteen dient de grondverbetering uitgevoerd te worden tot een diepte van circa NAP +0,0 m of NAP +2,0 m. Omdat het verloop van de kleilagen en daarmee de benodigde diepte van de grondverbetering op basis van het huidige grondonderzoek niet duidelijk is, worden ter plaatse van de binnenteen (hand)boringen tot circa 4 meter diepte uitgevoerd. Voor segment 4 met een trajectlengte van circa 250 m kan worden volstaan met 8 (hand)boringen. In het UO zullen de resultaten van de boringen beschouwd worden en wordt de definitieve diepte van de grondverbetering bepaald.

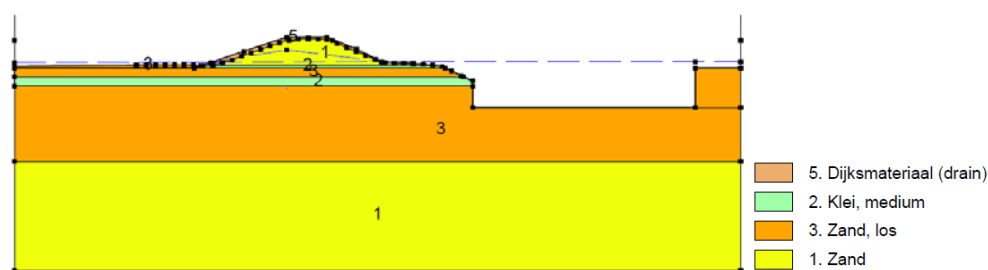
8 Verhoogde overslag en toetsing STMI (GEBK /GABI)

In verband met het verhoogde overslagdebiet van 5 l/s/m moeten eventueel benodigde maatregelen worden overwogen.

Segment 4 beschikt niet over een breed profiel, maar wordt gevormd door een bestaande dijk met een fietspad op de binnenberm. Omdat in dit segment piping een mogelijk probleem vormt, is voorzien in een zandsleuf in de binnenteen van de dijk, mogelijk in combinatie met een drainage. Hierdoor worden de waterdrukken in het zandige binnentalud beheerst en is GABI voldoende. Geconcludeerd wordt dat in dit segment geen aanvullende maatregelen noodzakelijk zijn.

In hoeverre een drainageconstructie noodzakelijk is, dient nog nader te worden geanalyseerd. Een drainageconstructie kan gecombineerd met de grondverbetering worden uitgevoerd. De drainage kan bestaan uit een met polypropreen omhulde kunststof ribbedrain die op een diepte van circa NAP +2,5 m wordt aangelegd in het draineerzand van de grondverbetering. De benodigde draindiameter dient berekend te zijn op de afvoer van het verhoogde overslagdebiet van 5 l/s/m. De drain is niet altijd met water gevuld en is daardoor gevoelig voor verstopping. Regulier onderhoud is noodzakelijk. Hiervoor dienen voldoende doorspuit-/inspectieputten aangebracht te worden. De hart op hart afstand, afstand bedraagt maximaal 50 meter. De doorspuit-/inspectieputten worden voorzien van uitstroompunten die afwateren op het Apeldoorns Kanaal.

Opgemerkt wordt dat een drainageconstructie onder maatgevende omstandigheden met MHW op NAP +5,29 m een beperkte drainerende werking heeft tot het kanaalpeil op NAP +3,0 m.



Figuur 7-1: Schematisering segment 4 met fietspad op binnenberm

9 Referenties

- [1] Veiligheidsanalyse Dijkverbetering IJsseldijk Apeldoorns Kanaal, documentnummer WATBE5115R0006F01, RHDHV, 31 oktober 2016.
- [2] Rapport Technische Uitgangspunten MIRT3, RHDHV, 21 november 2019.
- [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.