


POVM Rekentechnieken

Consequentie analyse

POV

MACRO
STABILITEIT



Auteur: T. Naves
P. Lamens
H.J. Lengkeek

Datum: Mei 2018


Versie: 3.0

POVM Rekentechnieken

Consequentie analyse

POV

MACRO
STABILITEIT



Auteur: T. Naves
P. Lamens
H.J. Lengkeek

Datum: Mei 2018

Versie: 3.0



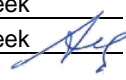
Titel
POVM Rekentechnieken

Project
11201406-002

Kenmerk
11201406-002-GEO-0003

Pagina's
69

Referenties

Versie	Datum	Rapporteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1	Mrt. 2018	ir. P. Lamens		ir. T. Naves		ir. H.J. Lengkeek	
2	Apr. 2018	ir. P. Lamens		ir. T. Naves		ir. H.J. Lengkeek	
3	Mei. 2018	ir. P. Lamens		ir. T. Naves		ir. H.J. Lengkeek	

Status
Definitief

Inhoud

1 Inleiding	1
1.1 Aanleiding	1
1.2 Doelstelling	1
1.3 Scope	1
1.4 Variaties	2
1.5 Uitgangspunten OSPW en BEEM:	3
2 Overzicht cases en variaties	4
2.1 Cases	4
2.1.1 Case A	4
2.1.2 Case B	5
2.1.3 Case C	6
2.1.4 Case D	7
2.1.5 Case E	8
3 Resultaten en aanbevelingen BEEM	9
3.1 Grondparameters: Critical state versus 2% rek waarden	9
3.1.1 Constatering	9
3.1.2 Aanbeveling	15
3.2 Rekenfasering: OSPW vs BEEM	18
3.2.1 Constatering	18
3.2.2 Aanbeveling	19
3.3 Stijfheidseigenschappen grond	20
3.3.1 Constatering	20
3.3.2 Aanbeveling	21
3.4 Toepassing van modelfactor: achteraf i.p.v. in de grond	22
3.4.1 Constatering	22
3.4.2 Aanbeveling	22
3.5 Modelleren dijksmateriaal	23
3.5.1 Constatering	23
3.5.2 Aanbeveling	24
3.6 <i>Interface</i> eigenschappen (BEEM-8 en BEEM-9)	24
3.6.1 Constatering	24
3.6.2 Aanbeveling	25
3.7 Eigenschappen puntveer	26
3.7.1 Constatering	26
3.7.2 Aanbeveling	27
3.8 Rekenfasering A: Gereduceerde sterkte vanaf initiële fase	27
3.8.1 Constatering	27
3.8.2 Aanbeveling	28
3.9 Modelleren bodemdaling	28
3.9.1 Constatering	29
3.9.2 Aanbeveling	30
3.10 Zakkende grond op ankerstangen	32
3.10.1 Constatering	32

30 Mei, definitief 3.0

3.10.2	Aanbeveling	32
4	Conclusie en aandachtspunten	33
4.1	Conclusies en aanbevelingen.	33
4.2	Aandachtspunten	35
4.2.1	Interface SHANSEP NGI-ADP	35
4.2.2	Switch HS model naar SHANSEP NGI-ADP	35
4.2.3	Zakkende grond op ankerstangen	35
Geen inhoudsopgavegegevens gevonden.		
Appendices		
A	Algemene uitgangspunten berekeningen	36
A.1	Berekeningsfasering	36
A.2	Vereiste betrouwbaarheid	38
A.2.1	Factoren conform OSPW	38
A.2.2	Factoren conform BEEM	39
A.2.3	Conclusie vereiste betrouwbaarheid	39
A.3	Constructieve toets	40
A.3.1	Rekenwaarde buigend moment in damwand	40
A.3.2	Rekenwaarde normaalkracht in damwand	40
A.3.3	Rekenwaarde negatieve kleefbelasting (t.b.v. OSPW)	41
A.3.4	Toets constructieve sterkte damwand	41
A.4	Toets vervormingen	42
A.4.1	OSPW	42
A.4.2	BEEM	42
A.5	Toets verticaal draagvermogen	42
A.5.1	OSPW	42
A.5.2	BEEM	42
A.6	Toets verankering	42
A.7	Geometrie	42
A.7.1	Zakkende grond (bodemdaling)	43
A.7.2	Toename ankerkracht als gevolg van zakkende grond	43
A.7.3	Toename Buigend moment als gevolg van zakkende grond op ankers (OSPW)	43
A.8	Waterstanden en stijghoogtes	43
A.9	Grondopbouw en geotechnische parameters	43
A.9.1	Geotechnische parameters	43
A.9.2	Modelleren dijksmateriaal	45
A.10	Bovenbelasting	45
A.11	Mesh	45
B	Case A	46
B.1	Case specifieke uitgangspunten	46
B.2	Resultaten	47
C	Case B	48
C.1	Case specifieke uitgangspunten	48
C.2	Bijzonderheden	48

30 Mei, definitief 3.0

C.3 Resultaten	50
D Case C	51
D.1 Case specifieke uitgangspunten	51
D.2 Resultaten	52
E Case D	53
E.1 Case specifieke uitgangspunten	53
E.2 Bijzonderheden	53
E.3 Resultaten	55
F Case E	56
F.1 Case specifieke uitgangspunten	56
F.2 Bijzonderheden	56
F.3 Resultaten	58
G Resultaten Groene dijk	59
G.1 CASE A	59
G.2 CASE B	60
G.3 Case C	62
G.4 Case D	63
H Gebruik SSC bij modelleren bodemdaling	65
H.1 Aanpak	65
H.2 Basissom	66
H.3 Variatie 1	67
H.4 Variatie 2	67
H.5 Variatie 3a	68
H.6 Variatie 3b	69
H.7 Samenvatting	69
H.8 Gevoeligheid voor tijdsduur	70
I Berekeningsfasering PLAXIS	71

1 Inleiding

1.1 Aanleiding

Met de ontwikkeling van het *Basisrapport Eindige-Elementenmethode* (BEEM) ontstaat er behoefte aan inzicht in de gevolgen van keuzes en aanpassingen die worden gedaan ten opzichte van de huidige ontwerprichtlijn, *Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen* (OSPW).

Een vijftal cases, gebaseerd op werkelijke dijkversterkingsprojecten, wordt gebruikt om dit inzicht te verschaffen.

1.2 Doelstelling

Het doel van dit rapport is om inzicht te krijgen in de gevoeligheden en consequenties van het maken van bepaalde keuzes binnen het BEEM. Daarmee wordt het mogelijk om op onderbouwde manier af te wijken van de huidige ontwerpmethodiek, OSPW.

1.3 Scope

Binnen deze consequentieanalyse zullen, voor een vijftal cases, vergelijkende eindige elementen (PLAXIS) berekeningen gemaakt worden. De cases zijn op hoofdlijnen gebaseerd op bestaande dijkversterkingsprojecten. Echter zijn de uitgangspunten geharmoniseerd: de grondparameters en de veiligheidsfilosofie zijn voor alle cases hetzelfde. De grondopbouw, geometrie en waterstanden blijven case-specifiek.

Om de consequenties inzichtelijk te maken ligt de focus van de resultaten op:

- stabiliteitsfactor en maatgevend glijvlak;
- krachten en momenten in de damwand;
- krachten in het anker;
- vervormingen van de kruin, damwand en anker als gevolg van hoogwaterbelasting.

In totaal zijn er meer dan 100 definitieve PLAXIS sommen gemaakt. De uitvoer is per case weergegeven in Bijlage B t/m F middels tabellen en grafieken.

30 Mei, definitief 3.0

1.4 Variaties

Voor het vijftal cases zijn een aantal basisommen opgesteld, alsmede variaties op deze sommen, De variaties geven inzicht in de consequenties van bepaalde schematiseer- en modellerkeuzes. In Tabel 1.1 is een overzicht gegeven van alle variaties:

Tabel 1.1 Overzicht uitgevoerde variaties

Naam variatie	Case(s)	Hoofdstuk	Omschrijving variatie
OSPW-1	A-E	3.1	Basissom conform OSPW.
OSPW-1a	A-E	3.1	Basissom conform OSPW met materiaalfactoren van 1,0 op de sterkte (c' , ϕ').
OSPW-2	A-E	3.1-3.2	Als OSPW-1 met overstap van M1 naar CSSM sterkteparameters i.p.v. naar M2 sterkteparameters.
OSPW-2a,b	A-E	3.1	Als OSPW-2 met gereduceerde sterkte toename exponent ($m = 0,4$ en $m=0$)
BEEM-1	A-E	3.2	Basissom conform BEEM. OSPW-1 als uitgangspunt voor geometrie en lengte damwand. Rekenvariant B; Hardening Soil en SHANSEP NGI-ADP (user-defined) als constitutieve modellen.
BEEM-2	A-E	3.2	Als BEEM-1 met geoptimaliseerde damwandlengte. Lengte damwand bepaald op basis van te behalen stabiliteit.
BEEM-2a	C-E	3.1	Als BEEM-2 met initiële overconsolidatie $POP=0\text{kPa}$ / $OCR=1$
BEEM-3 / 4	A-E	3.3	Als BEEM-2, met hoge / lage karakteristieke waarden voor stijfheidsparameters.
BEEM-5	A-E	3.4	Als BEEM-2, met de modelfactor achteraf opgelegd i.p.v. in de grond verdisconteerd.
BEEM-6 / 7	A-E	3.5	Als BEEM-2. Dijksmateriaal boven de freatische lijn gemodelleerd met SHANSEP NGI-ADP met $S_{u,\min}=10\text{ kPa}$ of HS model met ϕ , c 2%-rek waarden.
BEEM- 8 / 9	A-E	3.6	Als BEEM-2 met lage $R_{\text{inter}} = 0,5$ voor alle kleilagen / lage $R_{\text{inter}} = 0,8$ voor alle diepe zandlagen
BEEM- 10 / 11	C+D+E	3.7	Als BEEM-2 met hoge / lage elastoplastische waarden voor de puntveer en draagvermogen. Bij hoge waarden: $q_c = 15\text{ MPa}$ en 1cm indrukking. Bij lage waarden $q_c = 5\text{ MPa}$ en 5 cm indrukking. Toegepast binnen de geotechnische vervormingstoets én de constructieve toets
BEEM-12	A+B+E	3.8	Als BEEM-2, met rekenfasering conform variant A (grondsterktereductie al -deels- vóór damwandinstallatie).
BEEM-13 / 14a,b	A-E	3.9	BEEM-2 met variaties op modellering bodemdaling: (1) enkel volumecontractie maar mét <i>updated mesh</i> (2) Soft-Soil Creep (SSC) fase.
BEEM-15	C, D, E	3.10	Als BEEM-2, rekening houdend met verhoging van de ankerkracht na bodemdaling t.g.v. zakkende grond op ankers.

30 Mei, definitief 3.0

1.5 Uitgangspunten OSPW en BEEM

In bijlage A zijn de uitgangspunten en berekeningsmethodiek toegevoegd die voor de basissom van alle cases voor zowel de OSPW als BEEM zijn aangehouden.

De cases (zie paragraaf 2.1) zijn gebaseerd op werkelijke situaties waarbij er 1 geharmoniseerde parameterset is gebruikt. In elke case zijn verschillende geotechnische lagen geïdentificeerd, al dan niet voorzien van een complete geotechnische parameterset. De ontbrekende parameters zijn aangevuld met Tabel 2.b van NEN9997 en Tabel 7-2 van Schematiseringshandleiding macrostabiliteit. Aan de hand van de geotechnische eigenschappen zijn verschillende lagen uit verschillende cases samengenomen en is één parameterset opgesteld die is toegepast in alle cases. Daarbij is gecontroleerd of per case de geotechnische stabiliteitsfactor op basis van de karakteristieke waarden voor de OSPW en BEEM berekening tot enigszins vergelijkbare uitkomsten leidt.

De parameterset omvat parameters voor zowel Hardening Soil, Soft Soil Creep en SHANSEP NGI-ADP model. De parameterset is vooraf getest in de Plaxis Soiltest module om de consistentie in onderlinge verhoudingen te controleren.

30 Mei, definitief 3.0

2 Overzicht cases en variaties

2.1 Cases

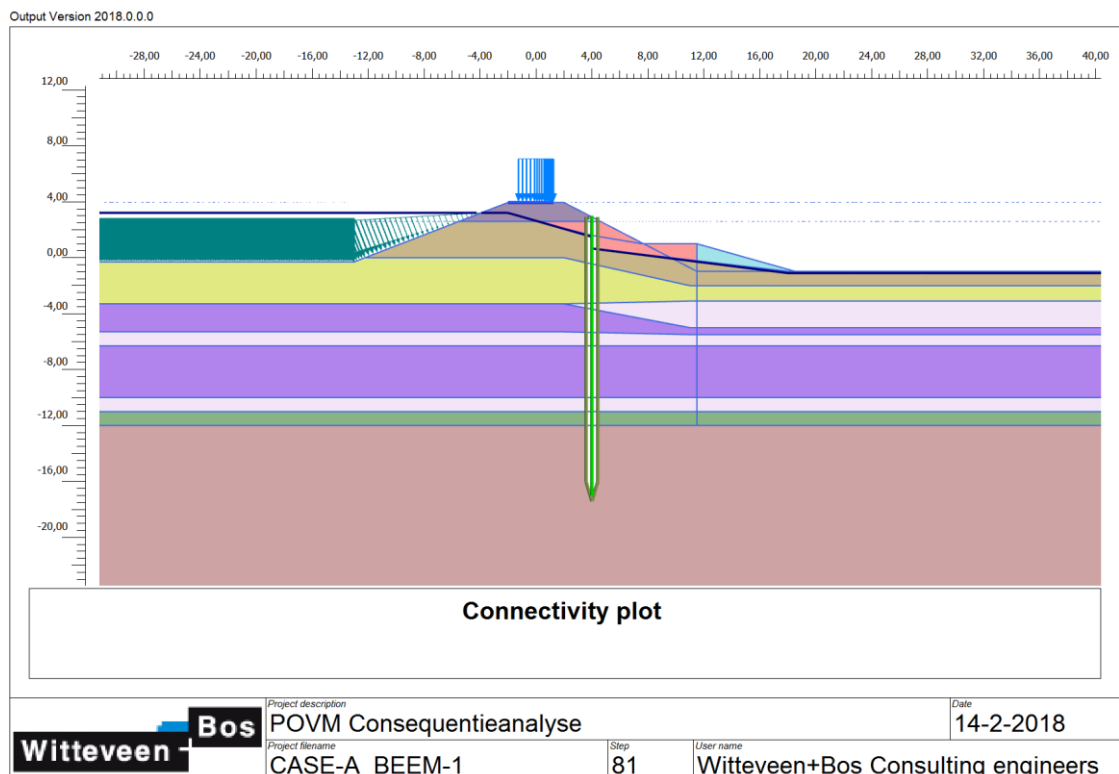
2.1.1 Case A

Case A betreft een dijk op een relatief dik slappe lagen pakket waarbij opbarsten of opdrijven geen rol speelt. De toegepaste versterkingsoplossing is hier een onverankerde wand die gepositioneerd wordt in de binnen kruinlijn. In onderstaande tabel is een overzicht van alle eigenschappen weergegeven. In bijlage B is deze case verder uitgewerkt.

Tabel 2.1 Kenmerken Case A

kruinhoogte	+3,95	m+NAP
hoogte Achterland	-1,0	m+NAP
helling binnentalud	1:2	-
GHW	0.0	m+NAP
MHW	+3,1	m+NAP
opdrijven/opbarsten	nee	
versterkingsoplossing	onverankerde wand t.p.v. binnenkruin	
bodemopbouw	kleidijk, slappe lagen tot circa -12m+NAP	

Afbeelding 2.1 Case A



30 Mei, definitief 3.0

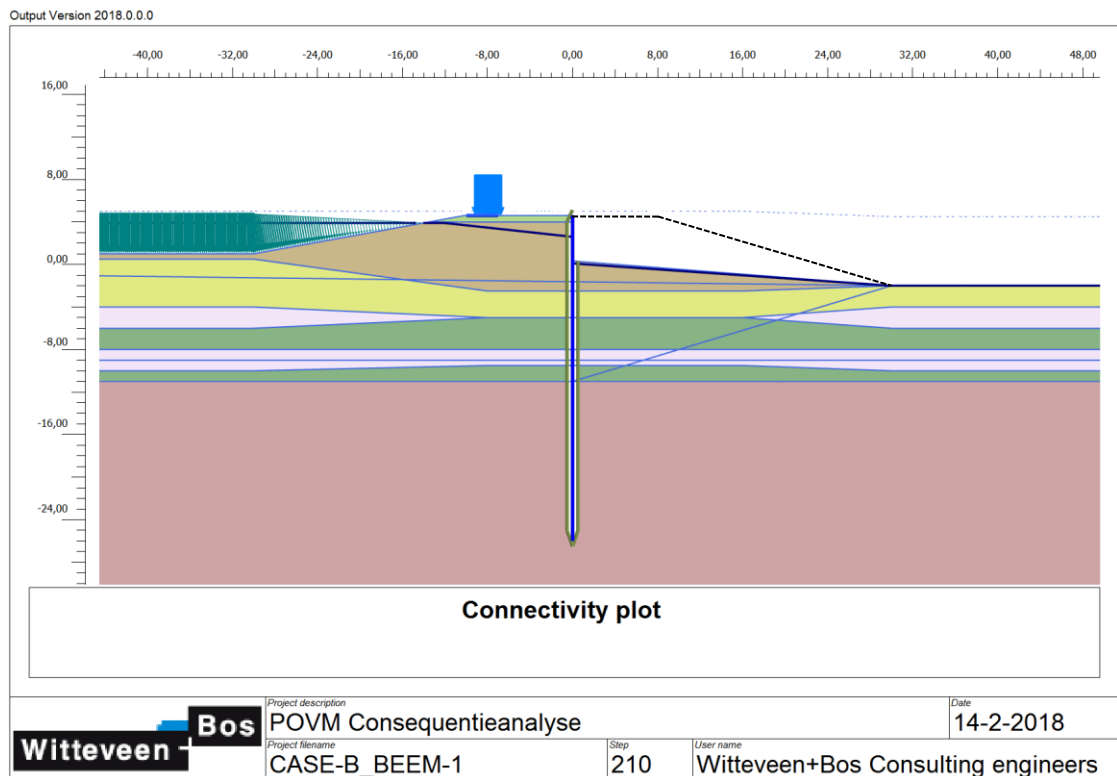
2.1.2 Case B

Case B betreft een dijk op een relatief dik slappe lagen pakket waarbij er in het achterland sprake is van opdrijven. De toegepaste versterkingsoplossing is hier een onverankerde wand die gepositioneerd wordt in het midden van de kruin. In onderstaande tabel is een overzicht van alle eigenschappen weergegeven. In bijlage C is deze case verder uitgewerkt.

Tabel 2.2 Kenmerken Case B

kruinhoogte	+5,0	m+NAP
hoogte Achterland	-2,0	m+NAP
helling binnentalud	1:3	-
GHW	+0,85	m+NAP
MHW	+4,0	m+NAP
opdrijven/opbarsten	opdrijven	
versterkingsoplossing	onverankerde wand in het midden van de kruin	
bodemopbouw	ca. 10 m dik slappe lagen pakket.	

Afbeelding 2.2 Case B



30 Mei, definitief 3.0

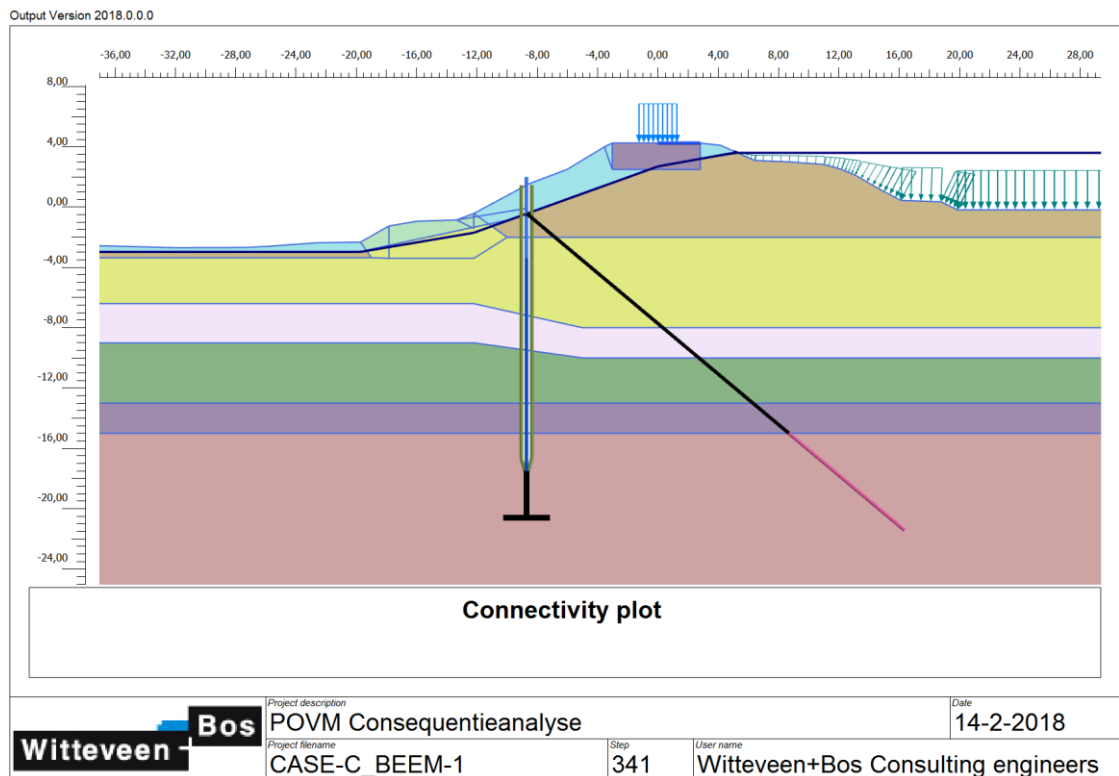
2.1.3 Case C

Case C betreft een dijk op een relatief dik slappe lagen pakket waarbij er geen sprake is van opdrijven of opbarsten. De toegepaste versterkingsoplossing is hier een verankerde wand laag in het binnentalud van de dijk. In onderstaande tabel is een overzicht van alle eigenschappen weergegeven. In bijlage D is deze case verder uitgewerkt.

Tabel 2.3 Kenmerken Case C

kruinhoogte	+4,2	m+NAP
hoogte Achterland	-2,5	m+NAP
helling binnentalud	1:2,5	-
GHW	+0,3	m+NAP
MHW	+3,6	m+NAP
opdrijven/opbarsten	nee	
versterkingsoplossing	verankerde damwand binnenteen, openingspercentage 20%	
bodemopbouw	ca.11 m dik slappe lagen pakket	

Afbeelding 2.3 Case C



30 Mei, definitief 3.0

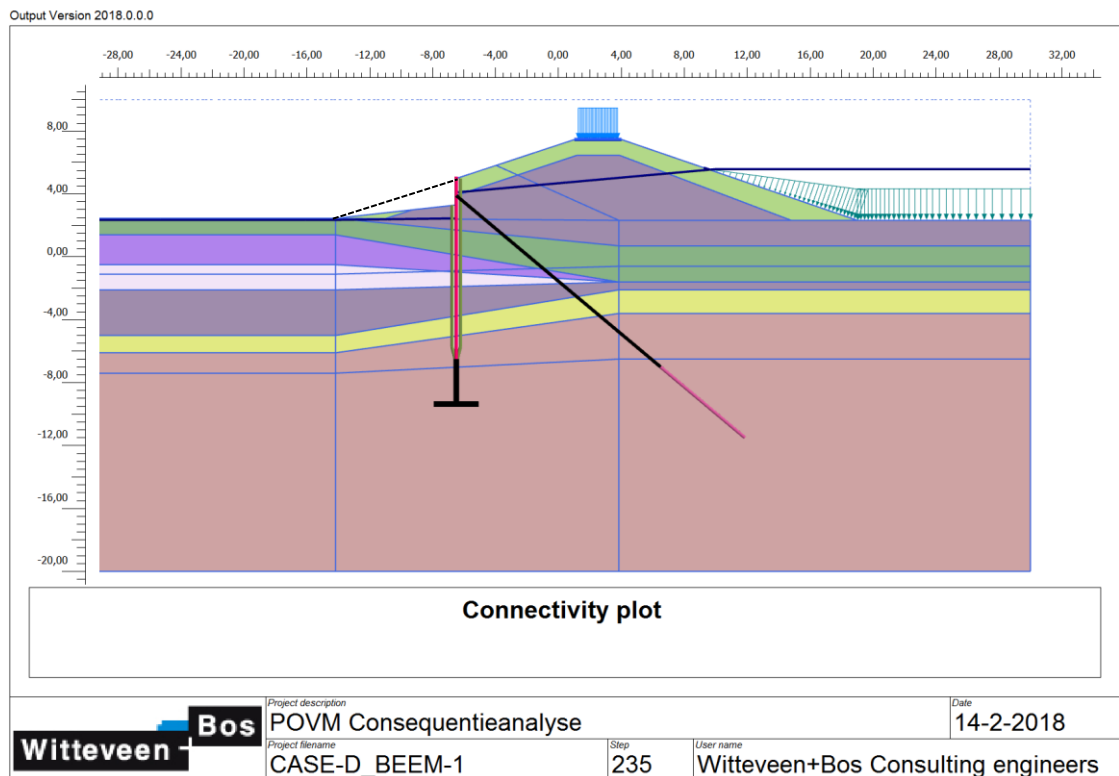
2.1.4 Case D

Case D betreft een zanddijk op een dun slappe lagen pakket waarbij er geen sprake is van opdrijven of opbarsten. De toegepaste versterkingsoplossing is hier een verankerde wand laag in het binnentalud van de dijk. In onderstaande tabel is een overzicht van alle eigenschappen weergegeven. In bijlage E is deze case verder uitgewerkt.

Tabel 2.4 Kenmerken Case D

kruinhoogte	+7,5	m+NAP
hoogte Achterland	+2,5	m+NAP
helling binnentalud	1:3	-
GHW	-0,5	m+NAP
MHW	+5,5	
opdrijven/opbarsten	nee	
versterkingsoplossing	verankerde damwand binnentalud	
bodemopbouw	zanddijk, ca. 5 m dik slappe lagen pakket	

Afbeelding 2.4 Case D



30 Mei, definitief 3.0

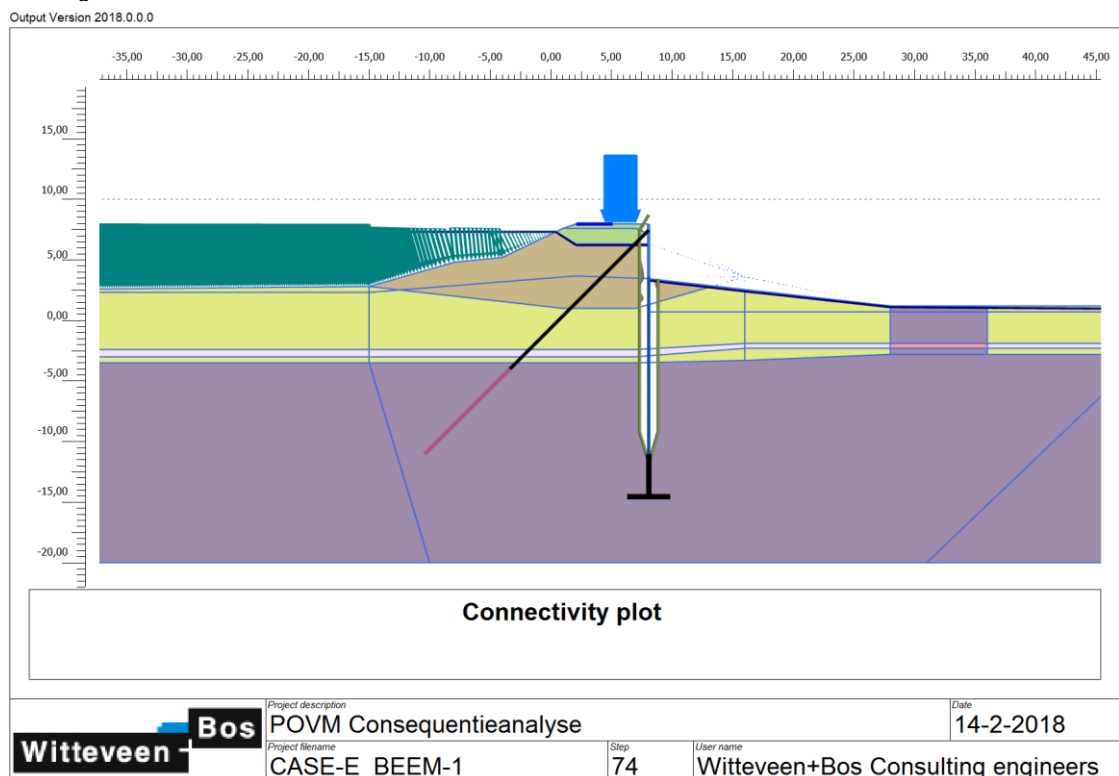
2.1.5 Case E

Case E betreft een dijk op een relatief dun slappe lagen pakket waarbij er sprake is van opbarsten. De toegepaste versterkingsoplossing is hier een verankerde wand in de binnenkruinlijn van de dijk. In onderstaande tabel is een overzicht van alle eigenschappen weergegeven. In bijlage F is deze case verder uitgewerkt.

Tabel 2.5 Kenmerken Case E

kruinhoogte	+8,0	m+NAP
hoogte Achterland	+1,2	m+NAP
helling binnentalud	1:2 / 1:6	-
GHW	+2,3	m+NAP
MHW	+7,3	
oprijven/opbarsten	opbarsten	
versterkingsoplossing	verankerde damwand binnenkruin	
bodemopbouw	kleidijk, ca. 4 m dik slappe lagen pakket	

Afbeelding 2.5 Case E



3 Resultaten en aanbevelingen BEEM

In bijlagen B t/m F zijn per case de resultaten van alle variaties weergegeven. In dit hoofdstuk worden de variaties en de resultaten hiervan besproken en wordt een aanbeveling gedaan voor implementatie binnen het BEEM. De volgende vergelijkingen en variaties worden behandeld:

- H3.1: Invloed materiaalfactor en grondparameters: critical state vs 2% rek;
- H3.2: Impact nieuwe rekenfasering BEEM t.o.v. OSPW;
- H3.3: Invloed hoge/lage stijfheidseigenschappen grond;
- H3.4: Effect modelfactor achteraf toekennen in plaats van als sterkereductie in de grond;
- H3.5: Alternatieven om dijksmateriaal boven de freatische lijn te modelleren.
- H3.6: Invloed *interface*-eigenschappen voor klei en zand;
- H3.7: Invloed eigenschappen van de puntveer onder de damwand;
- H3.8: Toepassing van rekenfasering A met het oog op potentiële damwandkrachtoptimalisatie;
- H3.9: Alternatieven voor het modelleren van bodemdaling;
- H3.10: Effect ankerkrachttoename als gevolg van zakkende grond.

3.1 Grondparameters: Critical state versus 2% rek waarden

3.1.1 Constatering Groene dijk

Ter vergelijking van de resultaten van de constructief versterkte dijk zijn stabiliteitsberekeningen uitgevoerd voor een groene dijk. Daarbij zijn de volgende variaties beschouwd:

- I. gedraineerd, 2% rek sterkte parameters (niet associatief);
- II. gedraineerd, CSSM parameters;
- III. ongedraineerd, CSSM parameters $m=0,8$
- IV. ongedraineerd, CSSM parameters, $m=0,6$
- V. ongedraineerd, CSSM parameters, $m=0,6 \text{ POP} \cdot 1,5$

Case E betreft een geval in combinatie met opbarsten. Aangezien het binnen de oude methodiek niet mogelijk is om opbarsten te modelleren kan er ook geen vergelijking gemaakt worden. Om deze reden is deze case niet meegenomen in de vergelijking voor de groene dijk. In Tabel 3.1 zijn de resultaten van deze variaties weergegeven.

30 Mei, definitief 3.0

Tabel 3.1 Overzicht en unity check geotechnische stabiliteit groene dijk variaties¹

Case	I	II	III	IV*	V*
Drain type	gedraineerd	gedraineerd	ongedraineerd	ongedraineerd	ongedraineerd
Partiële factoren	TRWG	OI2014v4	OI2014v4	OI2014v4	OI2014v4
Sterkte	c', φ' , 2% rek	c', φ' CSSM	Su (Shansep) CSSM	Su (shansep) CSSM	Su (shansep) CSSM
m	-	-	0,8	0,6	0,6 (+ POPx1,5)
Case A	0,68	0,52 -23%	0,76 11%	0,70 -7%	0,79 4%
Case B	0,54	0,60 9%	0,76 40%	0,72 -5%	0,75 -1%
Case C	0,74	0,55 -25%	0,75 2%	0,72 -4%	0,77 2%
Case D	0,64	0,79 23%	1,08 69%	1,02 -6%	1,02 -5%

*Toename / afname t.o.v. OI2014

2% rek vs CSSM

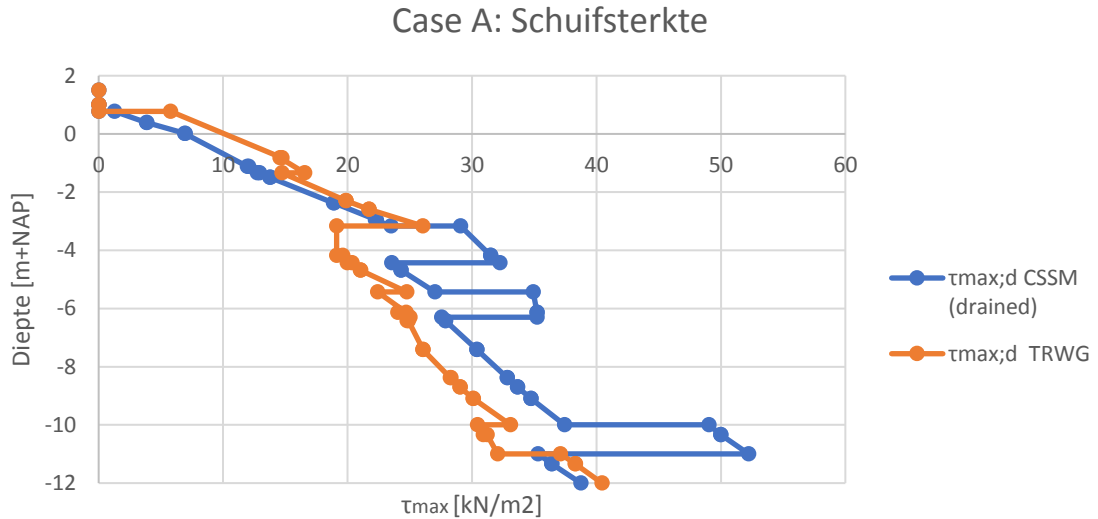
De vergelijking tussen Case I en II laat het effect zien van het rekenen met CSSM parameters en de aangepaste partiële factoren (verhoogde model en schadefactor en geen materiaalfactor). Hierbij wordt dus nog wel met gedraineerde (c', φ') gerekend.

De resulterende stabiliteitsfactoren laten zien dat het verschil tussen case I en II aanzienlijk groot is als gevolg van de aangepaste sterkte eigenschappen. In Afbeelding 3.1 is dit effect grafisch weergegeven. Hierin is voor case A, ter plaatse van het binnentalud, de maximaal te mobiliseren schuifsterkte tijdens MHW weergegeven. Hierin is heel duidelijk terug te zien dat de maximaal te mobiliseren schuifsterkte op basis van 2% rek sterkteparameters ondiep iets hoger zijn maar op grotere diepte zijn juist de CSSM parameters gunstiger. Daarbij valt heel duidelijk de grote sterkte van de veenlagen op.

¹ De berekeningen zijn uitgevoerd middels een opschaaftactor zodat in Plaxis toch een SF lager dan 1,0 kan worden bepaald. Case E is niet getoetst omdat er bij het TRWG geen methode is om met Plaxis opbarsten te modelleren.

30 Mei, definitief 3.0

Afbeelding 3.1 Maximaal te mobiliseren schuifsterkte² Case A: TRWG v CSSM (gedraineerd), x=8m (midden binnentalud)



Als gevolg van de verhoogde schuifsterktes worden er andere glijvlakken gevonden bij het rekenen met CSSM parameters. De veenlagen zijn aanzienlijk sterker terwijl de kleilagen iets slapper zijn geworden. Met name bij lage spanningen zijn de kleilagen slapper geworden omdat de cohesie lager is bij CSSM. De resulterende glijvlakken laten ook zien dat waar conform TRWG het glijvlak juist door het veen ging nu het glijvlak veelal ondieper ligt en door de klei gaat, zie ook Bijlage G.

Met name Case A en C laten een duidelijke afname zien van de stabiliteit als gevolg van het feit dat met name bij kleilagen de sterkte afneemt. In het geval van Case B is er sprake van een relatief dikke veenlaag, deze is bij CSSM aanzienlijk sterker. In combinatie met de afname van de sterkte van de kleilaag blijft de stabiliteit vergelijkbaar. Case D is aanzienlijk gunstiger omdat dit een case betreft met een maatgevende veenlaag en een zandkern. Het veen wordt bij CSSM sterker en daarnaast neemt de sterkte van matig gepakt zand toe (phi blijft gelijk maar de materiaalfactor is 1,0).

Gedraineerd vs ongedraineerd

In case III wordt conform het OI2014 ongedraineerd gerekend middels de Shansep methode waarbij de ongedraineerde schuifsterkte inclusief sterkte toename als gevolg van overconsolidatie wordt meegenomen. De resultaten laten voor alle cases duidelijk zien dat dit een zeer gunstig effect heeft op de berekende stabiliteit.

Voor alle cases is de initiële OCR ongeveer 1,3. In combinatie met een m-waarde van 0,8 betekent dit ongeveer een sterkte toename van 25%. In Afbeelding 3.2 is als voorbeeld de ongedraineerde schuifsterkte over een verticaal op het binnentalud van case A geplott. In het

² De hier gepresenteerde schuifsterkte betreft de rekenwaarde inclusief enkel de materiaalfactoren (TRWG>1, CSSM=1,0).

τ_{max} is in Plaxis gedefinieerd als de maximale schuifsterkte in het geval de Mohr cirkel is vergroot tot deze het Coulomb bezwijklijn raakt terwijl het middelpunt van de Mohr cirkel gelijk blijft:

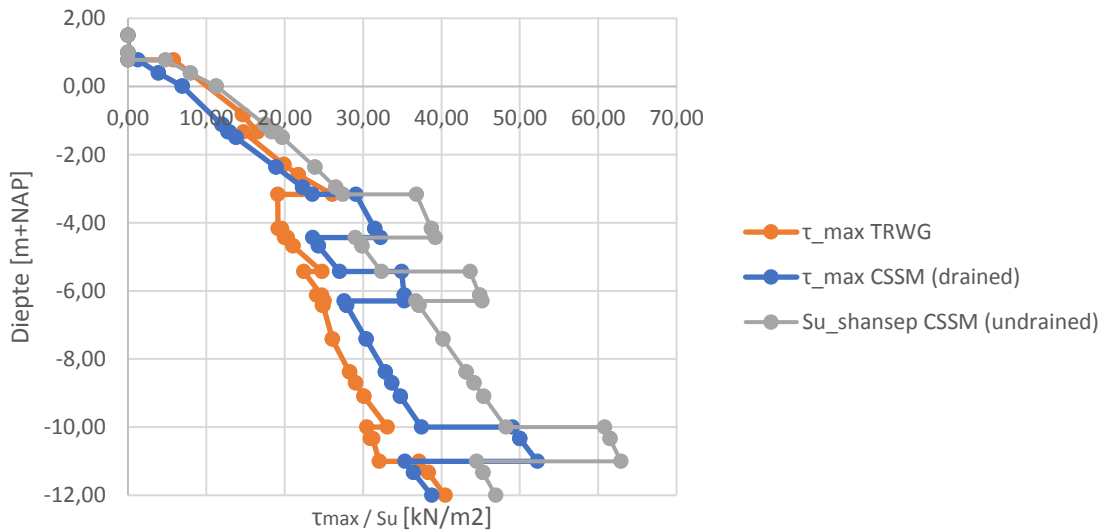
$$\tau_{max} = -\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \sin(\varphi) + c \cos(\varphi)$$

30 Mei, definitief 3.0

geval van ongedraineerd rekenen conform de Shansep methode vertaald de ingevoerde OCR zich dus direct in een toename van de schuifsterkte. In het geval van een effective stress model, is dit niet het geval, in relatief ondiepe lagen en ter plaatse van het talud van de dijk wordt de verhoogde OCR niet vastgehouden. Daarnaast geldt dat in geval van een sterkte reductie in combinatie met een effective stress model geen effect van een gunstig spanningspad wordt meegenomen. De spanningssituatie blijft nagenoeg gelijk (op herverdeling na) terwijl de critical state lijn naar het spanningspunt toe verschuift. In een total stress model (zoals Shansep) is de schuifsterkte niet afhankelijk van het spanningspad en wordt de volledige sterkte toename als gevolg van overconsolidatie wel meegenomen.

Op basis van de vergelijking tussen Case I, II en III lijken de 2% rek sterkte parameters aan de conservatieve kant. De sterkte eigenschappen zijn zo goed mogelijk gekozen op basis van bestaande richtlijnen en handboeken zoals tabel 2b uit de EN-1997 er is daarbij voor een relatief geringe cohesie gekozen van 2 tot 5 kPa. Hierdoor blijft er in het geval van een spanningsafname maar een beperkte sterkte over. Dit in tegenstelling tot het ongedraineerd rekenen, een hogere cohesie zou tot beter vergelijkbare resultaten zorgen.

Afbeelding 3.2 Maximaal te mobiliseren schuifsterkte Case A: TRWG v CSSM, x=8m (midden binnentalud)



Rekenfasering

De resultaten laten impliciet ook een ander effect zien dat met name voor de constructief versterkte dijk een belangrijk effect kan hebben. De bouwfases worden berekend op basis van de drained CSSM waarden. Bij de te toetsen fases wordt pas ongedraineerd gerekend. Dit betekent dus dat de grondsterkte tijdens de opbouwfases relatief laag is, hier wordt tenslotte het effect van een verhoogde grensspanning nog niet meegenomen. Voor de te toetsen fase worden de partiële factoren in rekening gebracht, maar tegelijk ook een verhoogde schuifsterkte als gevolg van de verhoogde grensspanning, hierdoor is de sterkte reductie in de toetsfase beperkt. In feite wordt hier al met “rekenfasering A” gerekend, dit verklaart ook waarom het daadwerkelijk rekenen met “rekenfasering A” nog maar erg weinig effect heeft (zie paragraaf 3.8).

Variaties ongedraineerd grondgedrag

Zoals is gebleken uit de OI2014 berekening heeft het ongedraineerd rekenen een erg gunstig effect op de berekende stabiliteitsfactor. De sterkte toename wordt met name bepaald door de

30 Mei, definitief 3.0

initiële OCR en de gebruikte m-waarde. Om de gevoeligheid rondom deze factoren inzichtelijk te maken zijn er 2 extra variaties gemaakt met een $m=0,6$. Strikt genomen zal bij een lagere m-waarde een hogere overconsolidatie worden gevonden op basis van de sonderingen om toch een vergelijkbare initiële schuifsterkte te behouden. Daarom is als extra variatie de verlaagde $m=0,6$ gecombineerd met een verhoging van de POP met een factor 1,5. Dit zal ongeveer een vergelijkbare initiële Su opleveren.

De verlaging van de m-waarde van 0,8 naar 0,6 betekent in het geval van een OCR van 1,3 dat de schuifsterkte met $\pm 5\%$ zal afnemen. De resultaten van deze variatie laten dit ook duidelijk terug zien. Wanneer dan ook de POP gecorrigeerd wordt het effect van de verlaagde m gecompenseerd. Gemiddeld genomen volgt een vergelijkbare stabiliteit zonder de verlaagde m waarde.

3.1.2 Constatie constructief versterkte dijk

Om de impact van de keuze van de grondsterkteparameters inzichtelijk te maken in het geval van een constructief versterkte dijk wordt er een berekening uitgevoerd met 2% rekwaarden conform de huidige methodiek. Daarnaast is er een berekening uitgevoerd met critical state (CSSM) parameters. De sommen zijn als volgt:

- OSPW-1: Ontwerp conform de huidige OSPW met de associatieve parameters inclusief de materiaalfactoren (set M2 conform Tabel 4.5);
- OSPW-2: Ontwerp conform de huidige OSPW met overstap naar ongedraineerd rekenen met critical state (CSSM/SHANSEP) waarden (Tabel 4.6) i.p.v. M2 waarden. Geen materiaalfactor.

Daarbij wordt opgemerkt dat een 100% zuivere vergelijking niet mogelijk is omdat de parameters voor de verschillende varianten niet zijn afgeleid op basis van een volledig grondonderzoek. De parameters zijn zo gekozen dat deze zo goed als mogelijk aansluiten op de bestaande richtlijnen (NEN9997 en Schematiseringshandleiding macrostabiliteit) en de parameters zoals die in de werkelijke cases zijn gebruikt. Daarbij wordt opgemerkt dat achteraf is vastgesteld dat de 2% rekwaarden toch conservatief lijken te zijn in vergelijking met de CSSM/SHANSEP waarden (zie ook paragraaf 3.1.1).

Het rekenen met ongedraineerde CSSM parameters laat, net als voor de groene dijk, voor alle cases gunstigere resultaten zien. Daarbij valt op dat met name de damwand- en ankerkrachten een sterke reductie laten zien, zie Tabel 3.2. Om dit verschil beter te kunnen begrijpen zijn er een aantal aanvullende variatie studies gedaan:

- materiaalfactor, paragraaf 3.1.3: Wat is de invloed van het laten vervallen van de materiaalfactor bij CSSM;
- sterkte bij lage spanningen, paragraaf 3.1.4: Invloed van de sterkte toename exponent "m" en het initiële POP veld.

Een andere belangrijke constatering is dat de invloed op de stabiliteitsfactor aanzienlijk kleiner is (10 tot 20%) dan de invloed op de berekende krachten (-20% tot -50%). Dit geeft aan dat de relatie tussen de grondsterkte en krachten sterk niet-lineair is.

Een belangrijk voordeel in het Shansep NGI-ADP model is de mogelijkheid tot het modelleren van opbarsten zonder het moeten verwijderen van grond. Als gevolg daarvan worden in case E OSPW-2 aanzienlijk lagere belastingen en een hogere stabiliteitsfactor gevonden.

30 Mei, definitief 3.0

Tabel 3.2 Resultaten variaties OSPW-1 (M2 incl. γ_m), OSPW-2 (CSSM excl. γ_m)

Case	Variatie	1. unity check macrostabiliteit	M _{s;d} [kNm/m']	F _{ank} [kN]
Case A	OSPW-1	1,11	-1133	
	OSPW-2	1,32 19%	-531 -53%	
Case B	OSPW-1	1,10	-5293	
	OSPW-2	1,35 23%	-2673 -49%	
Case C	OSPW-1	1,24	-360	283
	OSPW-2	1,08** -13%	-195 -46%	229 -19%
Case D	OSPW-1	1,23	-302	251
	OSPW-2	1,34 9%	-221 -27%	184 -27%
Case E	OSPW-1	1,04	1018	474
	OSPW-2*	1,63 57%	401 -61%	250 -47%

*De grote toename van de stabiliteitsfactor en afname van de krachten in case E komt doordat het mogelijk is om met SHANSEP NGI-ADP opbarsten te modelleren zonder grond te moeten verwijderen.

**Lokaal bezwijkvlak boven freatische lijn

3.1.3 Betrouwbaarheid: materiaalfactor

In het BEEM wordt geen materiaalfactor meer toegepast om tot rekenwaarden te komen; dit volgt uit het OI2014v4. Er is wel een kleine toename van de schadefactor maar dit weegt niet op tegen de verlaging van de materiaalfactor.

Om het effect van het vervallen van de materiaalfactor te beoordelen los van het rekenen met CSSM parameters is een extra berekening uitgevoerd waarbij geen materiaalfactor wordt meegenomen om tot rekenwaarden te komen (OSPW-1a).

In Tabel 3.5 zijn de resultaten van de OSPW-1a berekening vergeleken met de OSPW-1. Wat daarbij duidelijk opvalt is dat het laten vervallen van de materiaalfactor een heel groot effect heeft op de berekende krachten en in mindere mate op de berekende stabiliteitsfactor.

De berekende krachten zonder materiaalfactor (OSPW-1a) komt wat betreft orde van grootte nu ook meer overeen met de berekende krachten in de berekening met CSSM parameters (OSPW-2).

30 Mei, definitief 3.0

Tabel 3.3 Resultaten variaties OSPW-1 (M2 incl. γ_m), OSPW-1a (M2 excl. γ_m)

Case	Variatie	1. unity check macrostabiliteit	M _{s;d} [kNm/m']	F _{ank} [kN]
Case A	OSPW-1	1,11	-1133	
	OSPW-1a	1,43 29%	-360 -68%	
Case B	OSPW-1	1,10	-5293	
	OSPW-1a	1,20 9%	-3389 -36%	
Case C	OSPW-1	1,24	-360	283
	OSPW-1a	1,48 19%	-171 -52%	202 -29%
Case D	OSPW-1	1,23	-302	251
	OSPW-1a	1,44 17%	-233 -23%	196 -22%
Case E	OSPW-1	1,04	1018	474
	OSPW-1a	1,21 16%	757 -26%	395 -17%

3.1.4 Ongedraineerd rekenen: sterkte bij lage spanningen, invloed “m” en POP

Ongedraineerd rekenen heeft de eigenschap dat bij lage korrelspanningen er een relatief hoge sterkte in de grond aanwezig blijft. Dit effect is bij de groene dijk variaties ook duidelijk te zien, zie paragraaf 3.1.1. Om dit effect ook voor de constructief versterkte dijk te onderzoeken en te kwantificeren zijn de volgende variaties beschouwd:

- Reductie sterkte toename exponent “m” tot 0,6
- Reductie sterkte toename exponent “m” tot 0,6 met correctie initieel POP veld zodat S_u initieel gelijk blijft.

In Tabel 3.4 zijn de resultaten van deze variaties vergeleken met de basisberekening. Wat daarbij duidelijk te zien is dat een verlaging van de m ongunstigere resultaten geeft. Net als bij de groene dijk is de afname van de stabiliteitsfactor ca. 5%. Het effect op het buigend moment is aanzienlijk groter waarbij met name voor case A een aanzienlijke toename van het buigend moment wordt gevonden. Dit komt doordat onverankerde wanden erg gevoelig zijn voor de grondsterkte. Daarbij wordt opgemerkt dat case B ook onverankerd is maar dit geval wordt sterk gedomineerd door het opdrijven en restprofiel waardoor het effect van de grondsterkte minder groot is.

Wanneer de m-waarde wordt verlaagd en de POP wordt gecorrigeerd dan zijn de verschillen erg klein. Dit is ook vergelijkbaar met wat bij de groene dijk is geconstateerd.

30 Mei, definitief 3.0

Tabel 3.4 Resultaten variaties BEEM-2 (m=0,8), BEEM-2a (m=0,6), BEEM-2b (m=0,6 POP*1,5),

Case	Variatie	1. unity check macrostabiliteit		M _{s;d} [kNm/m']		F _{ank} [kN]		N _{s;d} [kN/m']	
Case A	BEEM-2	1,07		286				58	
	BEEM-2a	1,00	-6%	405	41%			46	-21%
	BEEM-2B	1,06	-1%	306	7%			55	-4%
Case B	BEEM-2	1,06		2592				161	
	BEEM-2a	1,02	-4%	2935	13%			160	0%
	BEEM-2B	1,05	-1%	2728	5%			160	0%
Case C	BEEM-2	1,03		193		268		378	
	BEEM-2a	1,03	0%*	215	12%	285	6%	392	4%
	BEEM-2B	1,01	-2%*	188	-2%	268	0%	380	0%
Case D	BEEM-2	1,12		168		194		99	
	BEEM-2a	1,06	-5%	169	0%	198	2%	101	2%
	BEEM-2B	1,08	-3%	167	-1%	204	5%	105	6%
Case E	BEEM-2	1,02		345		258		196	
	BEEM-2a	0,99	-3%	370	7%	267	3%	202	3%
	BEEM-2B	1,02	0%	354	3%	262	2%	198	1%

*Lokaal bezwijkvlak boven freatische lijn

3.1.5 Conclusie

Het toepassen van ongedraineerd rekenen met CSSM parameters conform het OI2014 blijkt een groot effect te hebben op de berekende stabiliteitsfactoren en krachten. De stabiliteitsfactor neemt toe en met name de krachten nemen sterk af.

Om dit effect te begrijpen zijn een aantal variaties gemaakt voor zowel de groene dijk als een constructief versterkte dijk. Daaruit volgt een combinatie van oorzaken die als gevolg een afname van krachten en een toename van de stabiliteit hebben:

- Ongedraineerd rekenen: sterkte toename als gevolg van overconsolidatie;
- Cohesie 2% sterkte parameters mogelijk te conservatief.
- CSSM: toename gemiddelde sterkte cohesieve lagen;
- Fasering met lage sterkte parameters (CSSM gedraineerd) voor damwandinstallatie;
- Vervallen van de materiaalfactor bij nieuwe methodiek;
- Mogelijkheid tot modelleren opbarsten middels het Shansep NGI-ADP model.

Ongedraineerd rekenen

Er is geconstateerd dat ongedraineerd rekenen zorgt voor een grote sterkte bij lage spanningen. Daarnaast heeft ongedraineerd rekenen de eigenschap dat als gevolg van een verlaging van de korrelspanning de sterkte weinig afneemt. Dit in tegenstelling tot gedraineerd

30 Mei, definitief 3.0

rekenen waarbij een afname van korrelspanning zich direct vertaalt in een afname van de sterkte.

2% sterkte parameters

De gehanteerde sterkte parameters zijn zo gekozen dat deze zo goed als mogelijk aansluiten op de bestaande richtlijnen (NEN9997 en Schematiseringshandleiding macrostabiliteit) en de parameters zoals die in de werkelijke cases zijn gebruikt. De cohesie bij de 2% rekwaarden is daarbij conservatief aangehouden, bij lage spanningen blijft er daardoor maar een lage sterkte behouden. Dit in tegenstelling tot het ongedraineerd rekenen met de SHANSEP methode waarbij de sterkte in geval van een spanningsafname relatief groot blijft. Wanneer in het geval van de 2% rekwaarden een hogere cohesie was gehanteerd dan zou het verschil met ongedraineerd rekenen aanzienlijk kleiner zijn.

CSSM toename gemiddelde sterkte

Bij gebruik van CSSM parameters zijn de veenlagen en humeuze kleilagen aanzienlijk sterker geworden. Kleilagen daarentegen zijn bij lage spanningen slapper geworden doordat de cohesie lager is geworden. Voor groene dijken betekent dit dat de kleilagen maatgevender zijn geworden ten opzichte van de veenlagen. Voor een constructief versterkte dijk is met name de gemiddelde sterkte van het slappe lagen pakket belangrijk aangezien de wand zal gaan herverdelen over alle lagen. Zoals in Afbeelding 3.1 te zien is neemt de gemiddelde sterkte aanzienlijk toe wat dus extra gunstig werkt voor een constructief versterkte dijk ten opzichte van de groene dijk.

Fasering met lage sterkte parameters (CSSM gedraineerd) en vervallen materiaalfactor

Middels de nieuwe BEEM rekenfasering wordt vanaf de initiële fase gerekend met gedraineerde CSSM waarden. Bij de te toetsen fase wordt vervolgens pas ongedraineerd gerekend. Dit in combinatie met het vervallen van de materiaalfactor zorgt ervoor dat de sterkte eigenschappen in de te toetsen fase hoger zijn dan in de fase waarbij de damwand geïnstalleerd wordt.

Modelleren opbarsten

Een ander belangrijk voordeel dat middels het nieuwe Shansep NGI-ADP model het mogelijk is om opbarsten te modelleren zonder dat het model instabiel wordt. Door alleen in extensie een schuifsterkte van 0kPa toe te passen wordt voor macrostabiliteit een sterkte van 0kPa gemodelleerd terwijl een sloot wel gewoon stabiel kan worden doorgerekend.

3.1.6 Aanbeveling

Op basis van de groene dijk resultaten is geconcludeerd dat het verschil tussen het ongedraineerd met CSSM parameters en gedraineerd met 2% rek parameters groot is. Hier liggen een aantal oorzaken aan ten grondslag, waaronder een mogelijk te conservatieve aanname van de cohesie bij de 2% rek sterkte parameters. In de vergelijking tussen de resultaten van de OSPW en BEEM methodiek kan het verschil dus mogelijk overschat worden.

Wel verdient het aanbeveling om het aantonen van de betrouwbaarheid van de constructieve elementen nader te beschouwen.

30 Mei, definitief 3.0

3.2 Rekenfasering: OSPW vs BEEM

3.2.1 Constatering

Om het effect van de aangepaste rekenfasering te beschouwen wordt de OSPW-2 berekening (rekenfasering conform OSPW met CSSM rekenwaarden) vergeleken met de rekenfasering conform BEEM. In de BEEM-1 berekening wordt exact dezelfde geometrie als de OSPW berekening gebruikt. Als vervolgstap is in de BEEM-2 berekening de lengte van de damwand geoptimaliseerd waarbij de damwand zo kort mogelijk is gemaakt waarbij de stabiliteit nog wel voldoet. Dit is gedaan om de cases zo realistisch mogelijk te maken.

De BEEM-1 berekening laten over het algemeen een afname van de unity check van de macrostabiliteit zien. Dit komt met name doordat de te behalen stabiliteitsfactor hoger is geworden, zie ook Bijlage A.2.3.

De buigende momenten blijven gelijk of nemen af. De ankerkrachten nemen toe en het effect op de normaalkracht is sterk afhankelijk van de specifieke case. Wat betreft de vervormingen laten de cases met verankerde wanden (Case C, D en E) erg kleine vervormingen zien, vergelijkbaar met de OSPW-2 berekening. Voor de onverankerde wanden leidt de BEEM berekening wel tot een verhoging van de berekende vervormingen, waarbij met name de horizontale vervorming van de damwand maatgevend is.

30 Mei, definitief 3.0

Tabel 3.5 Resultaten variaties OSPW-2, BEEM-1, BEEM-2 (Optimalisatie damwandlengte)

Case	Variatie	1. unity check macrostabiliteit	M _{s;d} [kNm/m']	F _{ank} [kN]	N _{s;d} [kN/m']	u _{y;kruin} [m]	u _{dw;x} [m]	lengte damwand	
Case A	OSPW-2	1,32	-531		-299	-0,01	0,05	20,0	
	BEEM-1	1,06 -20%	-451 -15%		-100 -66%	-0,03	0,09	20,0	0%
	BEEM-2	1,07 -19%	-286 -46%		-58 -81%	-0,04	0,11	16,0	-20%
Case B	OSPW-2	1,35	-2673		-142	-0,05	0,15	30,6	
	BEEM-1	1,22 -9%	-2705 1%		-165 16%	-0,06	0,19	30,6	0%
	BEEM-2	1,06 -21%	-2592 -3%		-161 13%	-0,07	0,20	26,6	-13%
Case C	OSPW-2	1,08	-195	229	-352	0,01	-0,01	19,0	
	BEEM-1	1,02 -6%	-193 -1%	270 18%	-388 10%	0,01	-0,02	19,0	0%
	BEEM-2	1,03 -4%	-193 -1%	268 17%	-378 8%	0,01	-0,02	17,5	-8%
Case D	OSPW-2	1,34	-221	184	-146	-0,01	-0,01	11,0	
	BEEM-1	1,23 -8%	-193 -13%	199 8%	-102 -31%	-0,02	-0,01	11,0	0%
	BEEM-2	1,12 -16%	-168 -24%	194 5%	-99 -32%	-0,02	-0,01	8,5	-23%
Case E	OSPW-2	1,63	401	250	-130	-0,08	0,06	19,0	
	BEEM-1	1,47 -10%	356 -11%	269 7%	-203 56%	0,01	0,04	19,0	0%
	BEEM-2	1,02 -38%	345 -14%	258 3%	-196 51%	0,00	0,04	18,0	-5%

3.2.2 Aanbeveling

De BEEM rekenfasering laat een duidelijke afname van de unity check op de stabiliteitsfactor zien doordat de te behalen stabiliteit is toegenomen als gevolg van de verhoogde modelfactor. Aanbevolen wordt om nader te beschouwen of het terecht is dat dezelfde modelfactor geldt voor een EEM berekening als voor een Uplift-Van berekening.

Wat betreft de vervormingen volgt uit de BEEM fasering, met name bij de onverankerde wanden, een toegenomen horizontale vervorming van de wand. Conform BEEM is de maximale toegestane horizontale vervorming 0,10 m waarbij er nog een modelfactor van 1,5 over de vervorming zou moeten worden toegepast. Dit lijkt bij onverankerde wanden nauwelijks haalbaar. Aanbevolen wordt om de modelfactor van 1,5 op de vervormingen te laten vervallen (in combinatie met een lage stijfheid, zie H3.3, en een lage R_{inter} , zie H3.6).

Aangezien deze aanpassingen een conservatief resultaat geven voor de berekende vervormingen zal bij onverankerde wanden nog steeds niet aan de horizontale vervormingseis kunnen worden voldaan. Daarom wordt daarnaast voorgesteld om de horizontale vervormingseis aan te passen. Mogelijke alternatieven daarbij zijn de maximale horizontale vervorming relateren aan de damwandlengte (bv 1/100^e van de damwandlengte met een ondergrens van 10cm) of een horizontale vervormingseis aan de buitenste 3m van de kruin (en dus niet op de damwand).

30 Mei, definitief 3.0

3.3 Stijfheidseigenschappen grond

3.3.1 Constatering

Uit de resultaten van berekeningen met lage grondstijfheid (BEEM-3) en hoge grondstijfheid (BEEM-4) blijkt dat het toepassen van een hoge of lage stijfheid een relatief gering effect heeft:

- over het algemeen geeft de lage stijfheid de grootste krachten op de damwand en de verankering. Alleen bij Case A neemt bij een lagere stijfheid de inklemming af waardoor het buigend moment licht afneemt;
- wat betreft de vervormingen geeft de lage stijfheid duidelijk een toename van met name de horizontale verplaatsingen van de damwand (tot 5 cm extra verplaatsing). De invloed op de vervormingen van de kruin blijken erg klein te zijn.

Tabel 3.6 Resultaten variaties BEEM-2, BEEM-3 (lage stijfheid), BEEM-4 (hoge stijfheid)

Case	Variatie	1. unity check macrostabiliteit		M _{s;d} [kNm/m']		F _{ank} [kN]		N _{s;d} [kN/m']		u _{y;kruin} [m]	u _{dw;x} [m]
Case A	BEEM-2	1,07		286				58		-0,04	0,11
	BEEM-3	1,07	0%	270	-6%			33	-42%	-0,05	0,15
	BEEM-4	1,07	0%	284	-1%			92	61%	-0,03	0,07
Case B	BEEM-2	1,06		2592				161		-0,07	0,20
	BEEM-3	1,10	4%	2761	7%			184	14%	-0,07	0,24
	BEEM-4	1,08	1%	2586	0%			167	4%	-0,07	0,17
Case C	BEEM-2	1,03		193		268		378		0,01	-0,02
	BEEM-3	1,04	0%	213	10%	281	5%	361	-4%	0,01	-0,03
	BEEM-4	1,02	-1%	177	-8%	258	-4%	391	4%	0,00	-0,02
Case D	BEEM-2	1,12		168		194		99		-0,02	-0,01
	BEEM-3	1,13	0%	176	5%	207	6%	105	6%	-0,01	-0,01
	BEEM-4	1,12	0%	157	-7%	184	-5%	95	-5%	-0,02	-0,01
Case E	BEEM-2	1,02		345		258		196		0,00	0,04
	BEEM-3	1,03	1%	394	14%	282	9%	203	3%	0,01	0,05
	BEEM-4	1,02	0%	312	-10%	244	-6%	192	-2%	0,00	0,04

30 Mei, definitief 3.0

3.3.2 Aanbeveling

De resultaten van de gevarieerde stijfheden laten zien dat:

- lage waarden voor stijfheidparameters resulteren over het algemeen in conservatieve resultaten voor de berekenende krachten in de wand en in de ankers, en is ook conservatief voor de vervormingen.

Om de berekeningsfasering zo pragmatisch mogelijk te houden heeft het de voorkeur om met één parameterset te rekenen. Het vergemakkelijkt ook het wisselen van onverankerde naar verankerde wand (of vice versa) in het ontwerp.

Om toch zo conservatief mogelijk te blijven wordt aanbevolen om te rekenen met een lage stijfheid.

Opgemerkt wordt dat door deze veelvoud aan conservatieve keuzes de “modelfactor” van 1,5 op de vervormingen mogelijk niet nodig is aangezien de stijfheid al conservatief wordt geschematiseerd.

Het effect van de lage stijfheid op de horizontale verplaatsing van een onverankerde damwand is significant. Aanbevolen wordt de criteria voor horizontale verplaatsing los te laten aangezien deze anders volledig het ontwerp gaan bepalen.

3.4 Toepassing van modelfactor: achteraf i.p.v. in de grond

3.4.1 Constatering

In het BEEM is ervoor gekozen om de modelfactor mee te nemen als reductie van de grondsterkte. Zoals al is gebleken in H3.1 kan de reductie van grondsterkte en krachten sterk niet-lineair zijn. Als gevolg daarvan is voor sommige cases het achteraf toepassen van de modelfactor aanzienlijk gunstiger voor de berekende belasting.

Tabel 3.7 Resultaten variaties BEEM-2, BEEM-5 (modelfactor achteraf)

Case	Variatie	1. unity check macrostabiliteit	M _{s;d} [kNm/m']	F _{ank} [kN]	N _{s;d} [kN/m']	u _{y;kruin} [m]	u _{dw;x} [m]
Case A	BEEM-2	1,07	-286		-58	-0,04	0,11
	BEEM-5	1,06 -1%	-203 -29%		-67 16%	-0,04	0,11
Case B	BEEM-2	1,06	-2592		-161	-0,07	0,20
	BEEM-5	1,06 0%	-2624 1%		-147 -9%	-0,06	0,20
Case C	BEEM-2	1,03	-193	268	-378	0,01	-0,02
	BEEM-5*	0,99 -5%	-172 -11%	253 -6%	-366 -3%	0,01	-0,02
Case D	BEEM-2	1,12	-168	194	-99	-0,02	-0,01
	BEEM-5	1,12 -1%	-171 1%	186 -4%	-95 -4%	-0,02	-0,01
Case E	BEEM-2	1,02	345	258	-196	0,00	0,04
	BEEM-5	1,01 -1%	341 -1%	259 0%	-196 0%	0,00	0,04

*In geval van case C is een zeer ondiep glijvlak maatgevend. In de BEEM-2 berekening wordt daarom ondiep de modelfactor niet toegepast om lokaal bezwijken te voorkomen. In de BEEM-5 berekening wordt de phi-c reductie wel op deze laag uitgevoerd. Vandaar een verschil van ca. 5% in de stabiliteitsfactor.

3.4.2 Aanbeveling

Het achteraf toekennen van de modelfactor leidt tot een kleine reductie van de berekende krachten. De keuze om dit wel of niet achteraf te doen hangt sterk af hoe de modelfactor gekalibreerd is. Voor de constructieve toets is dit tot op heden nog niet gedaan. Een voordeel van het achteraf toepassen van de modelfactor is dat het effect vast staat. Wanneer de factor in de grond wordt gestopt is het onzeker hoe dit doorwerkt op de krachten.

30 Mei, definitief 3.0

3.5 Modelleren dijksmateriaal

3.5.1 Constatering

Voor het modelleren van het dijksmateriaal boven de freatische lijn is het rekenen met critical state parameters het uitgangspunt. Een gevolg daarvan is dat voor een gedraineerd model (bv. HS-model) met de critical state ϕ_{cs} wordt gerekend, terwijl er geen cohesie wordt gemodelleerd. Om numerieke problemen te voorkomen is er op voorhand al voor gekozen bij het CSSM model te rekenen met een cohesie van 1 kPa voor alle cohesieve lagen en 0,1 kPa voor diepe (Pleistocene) zand.

Ondanks deze kleine cohesie trad bij drie van de vijf cases toch lokaal bezwijken op van het talud of vlakbij de bovenbelasting (zie ook resultaten bijlage). Voor de toets op macrostabiliteit zijn dergelijke zeer lokale glijvlakken niet relevant maar zorgen er wel voor dat het niet mogelijk is de berekening te voltooien. Het aantonen dat het globale glijvlak voldoet aan de minimaal te behalen stabiliteitsfactor is hiermee niet mogelijk.

Om lokale glijvlakken te voorkomen zijn er twee mogelijkheden beschouwd:

- BEEM-6: De grondlagen boven de freatische lijn worden gemodelleerd met het SHANSEP NGI-ADP model (ongedraineerd) waarbij er als ondergrens van de sterkte een $S_{u,min}$ van 10 kPa wordt aangehouden;
- BEEM-7: De grondlagen boven de freatische lijn worden gemodelleerd met de M1 parameterset (2% rek gedraineerd) conform Tabel 4.5.

De resultaten laten in het algemeen slechts een zeer gering effect op de berekende stabiliteit en krachten zien. Alleen voor de case waarbij een lokaal instabiel glijvlak nog maatgevend is (case C) is een duidelijke toename van de stabiliteitsfactor te zien. De krachten en vervormingen veranderen in case C alsnog niet significant.

30 Mei, definitief 3.0

Tabel 3.8 Resultaten variaties BEEM-2, BEEM-6 ($s_{u_{min}}=10\text{kPa}$), BEEM-7 (M1)

Case	Variatie	1. unity check macrostabiliteit	$M_{s;d}$ [kNm/m']	F_{ank} [kN]	$N_{s;d}$ [kN/m']	$u_{y;kruin}$ [m]	u_{dwx} [m]
Case A	BEEM-2	1,07	-286		-58	-0,04	0,11
	BEEM-6	1,07 0%	-275 -4%		-59 2%	-0,04	0,11
	BEEM-7	1,07 0%	-277 -3%		-57 -1%	-0,03	0,10
Case B	BEEM-2	1,06	-2592		-161	-0,07	0,20
	BEEM-6	1,08 1%	-2570 -1%		-157 -2%	-0,06	0,19
Case C	BEEM-2	1,03	-193	268	-378	0,01	-0,02
	BEEM-6	1,18 14%	-189 -2%	270 0%	-371 -2%	0,01	-0,02
	BEEM-7	1,32 27%	-185 -4%	266 -1%	-386 2%	0,01	-0,02
Case D	BEEM-2	1,12	-168	194	-99	-0,02	-0,01
	BEEM-6	1,13 0%	-169 1%	192 -1%	-98 -1%	0,02	-0,01
Case E	BEEM-2	1,02	345	258	-196	0,00	0,04
	BEEM-6	1,02 0%	364 5%	268 4%	-191 -3%	0,00	0,04

*Voor case B, D en E is in de BEEM-2 som al de M1 set boven de freatische lijn toegepast. In dit geval is de BEEM-2 som dus gelijk aan de BEEM-7 som.

3.5.2 Aanbeveling

De resultaten van deze variatie laten zien dat zowel het aanhouden van een $S_{u,min}$ als het rekenen met 2% rek waarden hetzelfde resultaat hebben: lokale instabiliteit wordt voorkomen zonder dat de globale stabiliteit of de berekende krachten veranderen. Dit komt met name doordat het de grond boven de freatische lijn maar een heel klein deel is van het glijvlak en voor de interactie op de constructieve elementen ook maar een hele kleine rol spelen.

Vanuit het oogpunt van eenduidigheid lijkt het voor de hand liggend om dijksmateriaal boven de freatische lijn te modelleren middels het SHANSEP NGI-ADP model met een $S_{u,min}$ van 10 kPa. Op deze manier blijft de onderliggende theorie voor de keuze van grondparameters geharmoniseerd (critical state) en deze modellering is eenvoudig toepasbaar.

3.6 Interface eigenschappen

3.6.1 Constatering

Als uitgangspunt van de consequentie analyse is ervoor gekozen om in kleilagen een R_{inter} van 0,8 te hanteren, in het veen 0,5 en in het diepe (Pleistocene) zand 1,0.

Om de impact van de R_{inter} aan te tonen zijn er twee variaties beschouwd:

- BEEM-8, voor de R_{inter} van de kleilagen wordt 0,5 aangehouden;
- BEEM-9, voor de R_{inter} van het zand wordt 0,8 aangehouden.

30 Mei, definitief 3.0

De resultaten laten zien dat een reductie van de interface sterkte van klei (BEEM-8) leidt tot een lichte afname van de stabiliteitsfactor en een kleine toename van de berekende krachten en vervormingen.

De verlaagde R_{inter} van het zand heeft nagenoeg geen effect op de berekende krachten, stabiliteit en vervormingen.

Tabel 3.9 Resultaten variaties BEEM-2, BEEM-8 (R_i klei = 0,5), BEEM-9 (R_i zand = 0,8)

Case	Variatie	1. unity check macrostabiliteit	$M_{s;d}$ [kNm/m']	F_{ank} [kN]	$N_{s;d}$ [kN/m']	$u_{y;kruin}$ [m]	$u_{dw;x}$ [m]
Case A	BEEM-2	1,07	-286		-58	-0,04	0,11
	BEEM-8	1,05 -2%	-291 2%		-39 -33%	-0,04	0,11
	BEEM-9	1,07 0%	-286 0%		-52 -10%	-0,04	0,11
Case B	BEEM-2	1,06	-2592		-161	-0,07	0,20
	BEEM-8	1,06 0%	-2816 9%		-181 13%	-0,09	0,23
	BEEM-9	1,07 1%	-2567 -1%		-159 -1%	-0,06	0,20
Case C	BEEM-2	1,03	-193	268	-378	0,01	-0,02
	BEEM-8	0,99 -4%	-189 -2%	281 5%	-344 -9%	0,01	-0,03
	BEEM-9	1,04 0%	-191 -1%	267 0%	-374 -1%	0,01	-0,02
Case D	BEEM-2	1,12	-168	194	-99	-0,02	-0,01
	BEEM-8	1,10 -2%	-171 2%	201 3%	-104 5%	-0,02	-0,01
	BEEM-9	1,12 0%	-168 0%	194 0%	-99 0%	-0,02	-0,01
Case E	BEEM-2	1,02	345	258	-196	0,00	0,04
	BEEM-8	0,98 -4%	397 15%	284 10%	-195 0%	0,00	0,05
	BEEM-9	1,02 0%	348 1%	262 1%	-197 0%	0,00	0,04

3.6.2 Aanbeveling

Voor de interface sterkte van het zand lijkt de variatie tussen een R_{inter} van 0,8 en 1,0 geen duidelijk verschil te maken.

Het hanteren van een lage R_{inter} voor kleilagen leidt tot conservatievere resultaten, een R_{inter} van 0,66 lijkt daarvoor een goed uitgangspunt. Het hanteren van een R_{inter} van 0,67 is ook conservatief voor de vervormingen, hetgeen het hanteren van een "modelfactor" van 1,5 op de vervormingen overbodig maakt (in combinatie met de lage stijfheid van cohesieve lagen, zie paragraaf 3.3.2).

In de CUR166 wordt aanbevolen om $R=0.8$ te hanteren. Voor de BEEM wordt aanbevolen om als generiek uitgangspunt een R_{inter} van 0,67 te hanteren voor alle grondsoorten, inclusief zand, zonder verdere factor hierop. Er wordt in ieder geval sterk afgeraden een R_{inter} lager dan 0,5 te hanteren.

30 Mei, definitief 3.0

3.7 Eigenschappen puntveer

3.7.1 Constatering

In de basisberekening BEEM-2 is voor de constructieve toets een elastische puntveer onder de damwand gemodelleerd met een stijfheid van 10.000 kN.

Om het effect van de puntveer te beschouwen zijn er aanvullende berekeningen uitgevoerd waarbij in puntveer in alle fases waarin de damwand actief is gehanteerd:

- BEEM10: Elastoplastische puntveer, $F_{max} = 180$ kN/m, $EA = 18.000$ kN;
- BEEM11: Elastoplastische puntveer, $F_{max} = 60$ kN/m, $EA = 1.200$ kN.

Het toepassen van een puntveer in de phi-c reductie voor de check van de geotechnische stabiliteit leidt tot een forse toename van de stabiliteitsfactor. Het toepassen van een hele stijve puntveer geeft een zeer kleine toename in de krachten. Het toepassen van een puntveer met zeer lage stijfheid daarentegen kan wel leiden tot een significante afname van de berekende krachten.

Voor wat betreft de berekende vervormingen veroorzaken de eigenschappen van de puntveer geen verschil in de berekende vervorming ter plaatse van de kruin of de damwand.

Tabel 3.10 Resultaten variaties BEEM-2, BEEM-10 (Stijve puntveer), BEEM-11 (Slappe puntveer)

Case	Variatie	1. unity check macrostabiliteit	$M_{s;d}$ [kNm/m']	F_{ank} [kN]	$N_{s;d}$ [kN/m']	$u_{y;kruin}$ [m]	$u_{dw;x}$ [m]
Case C	BEEM-2*	1,03	-193	268	-378	0,01	-0,02
	BEEM-10	1,04 1%	-198 3%	273 2%	-386 2%	0,01	-0,02
	BEEM-11	1,06 2%	-184 -4%	263 -2%	-367 -3%	0,01	-0,02
Case D	BEEM-2*	1,12	-168	194	-99	-0,02	-0,01
	BEEM-10	1,27 13%	-165 -2%	196 1%	-101 1%	-0,02	-0,01
	BEEM-11	1,18 5%	-163 -3%	195 1%	-100 1%	-0,02	-0,01
Case E	BEEM-2*	1,02	345	258	-196	0,00	0,04
	BEEM-10	1,17 15%	357 4%	269 4%	-206 5%	0,01	0,04
	BEEM-11	1,07 5%	331 -4%	249 -4%	-179 -9%	0,01	0,04

*In de BEEM-2 berekening wordt standaard geen puntveer onder de damwand meegenomen in de phi-c reductie. In de BEEM-10 en BEEM-11 berekening zit de puntveer wel in de phi-c reductie.

3.7.2 Aanbeveling

Het toepassen van een puntveer in de geotechnische stabiliteit berekening leidt tot een onterecht hoge stabiliteitsfactor. Aanbevolen wordt om het gebruik van een puntveer te niet toe te staan in de geotechnische toets.

Voor de vervormingstoets heeft het toepassen van een stijve dan wel niet stijve puntveer geen effect op de berekende vervormingen van de kruin of de horizontale vervorming van de damwand. Ten behoeve van de constructieve toets geeft een stijve puntveer conservatieve resultaten.

Dit betekent dat de berekeningsfasering aanzienlijk versimpeld kan worden. Op het moment dat de damwand geactiveerd wordt kan ook de (stijve) puntveer geactiveerd worden. Voor de vervormingsberekening is geen aparte rekengang benodigd zonder puntveer.

De vervormingstoets kan worden uitgevoerd op fase 4b van de constructieve toets. Aanbevolen wordt om vanaf fase 5 (constructieve toets) één extra fase toe te voegen ten behoeve van de constructieve toets waarbij de puntveer wordt uitgeschakeld. Vervolgens kan de phi-c reductie worden uitgevoerd. In Afbeelding 4.1 is een aangepast rekenschema weergegeven waarin dit is verwerkt.

3.8 Rekenfasering A: Gereduceerde sterkte vanaf initiële fase

3.8.1 Constatering

Een alternatieve berekeningsfasering conform BEEM is rekenfasering A waarbij de sterkte van de ondergrond vanaf de initiële fase gereduceerd wordt. Deze variatie is beschouwd voor cases A, B en E. Voor deze drie cases is de sterkte vanaf de initiële fase met een factor van ca. 1,1 verlaagd. Een verdere reductie bleek niet mogelijk in de initiële fase.

Het onderliggende idee van rekenfasering A is dat er meer grond gemobiliseerd wordt vóór het aanbrengen van de damwand, en dat de damwand daarmee slechts een kleine belasting naar zich toe zal trekken.

De resultaten laten echter nauwelijks een verlaging van de krachten zien. Dit lijkt te worden veroorzaakt doordat de geringe sterktereductie in de initiële fase tot weinig extra mobilisatie leidt. De extra reductie van de grondsterkte in de fases daarna betekent juist dat het moment toeneemt in de fases voordat er ongedraineerd gerekend wordt. Met name als er in deze fases ook nog een restprofiel optreedt (cases B en E), leidt rekenfasering A juist tot een toename van de belasting.

Dit sluit ook aan bij hetgeen geconstateerd voor de groen dijk, zie paragraaf 3.1.1. Daar is al geconstateerd dat rekenen met gedraineerde CSSM parameters vanaf de initiële fase al leidt tot lage sterktes en dat een verdere reductie van de sterkte dus weinig zal opleveren.

30 Mei, definitief 3.0

Tabel 3.11 Resultaten variaties BEEM-2, BEEM-12 (rekenfasering A)

Case	Variatie	1. unity check macrostabiliteit	M _{s;d} [kNm/m']	F _{ank} [kN]	N _{s;d} [kN/m']
Case A	BEEM-2	1,07	-286		-58
	BEEM-12	1,07 0%	-283 -1%		-62 8%
Case B	BEEM-2	1,06	-2592		-161
	BEEM-12	0,96 -9%	-2809 8%		-173 8%
Case E	BEEM-2	1,02	345	258	-196
	BEEM-12	1,02 0%	354 3%	266 3%	-198 1%

3.8.2 Aanbeveling

De resultaten laten zien dat rekenfasering A niet tot veel lagere belastingen leidt. In de cases met een restprofiel leidt dit zelfs tot een verhoging van de berekende krachten. Dit is ook een gevolg van het feit dat vanaf de initiële fases gerekend wordt met gedraineerde CSSM parameters die een relatief lage sterkte hebben in verhouding met de gedraineerde CSSM parameters.

In sommige gevallen zou het wel mogelijk moeten zijn om tot een reductie van krachten te komen. Daarbij is de vraag in hoeverre dit tot een optimalisatie zal leiden. Voor het versimpelen van de rekenfasering wordt voorgesteld om rekenfasering B als standaard aan te houden.

3.9 Modelleren bodemdaling

Het modelleren van de bodemdaling is in de basisberekening (BEEM-2) gedaan door een verticale volumecontractie toe te passen op de slappe lagen in combinatie met een daling van de geometrie, zowel in de kruin als in het achterland.

Als alternatieven zijn beschouwd (1) het modelleren van de bodemdaling middels een volumecontractie in combinatie met *updated mesh* (BEEM-13) en (2) het modelleren van de bodemdaling middels het SSC model in combinatie met *updated mesh* (BEEM-14).

3.9.1 SSC modellering (case C)

Uit de eerste versie van de consequentieanalyse bleek dat het modelleren van bodemdaling middels het SSC model grote invloed kan hebben op de berekende krachten (tot >100% groter moment bij een verankerde wand). Om dit beter te begrijpen is voor Case C een aanvullende analyse uitgevoerd waarbij de invloed van de volgende aspecten onderzocht is:

- het aantal consolidatiefases;
- de duur van deze fases;
- het gebruik van *updated mesh*;
- het gebruik van een geometrische aanpassing.

30 Mei, definitief 3.0

In bijlage H zijn de resultaten van deze analyse toegevoegd.

Uit deze analyse volgt dat als gevolg van de initiële kruip de krachten sterk overschat worden. Door het gebruik van 2 consolidatiefases wordt dit effect sterk gereduceerd. Wat daarbij van belang is de keuze voor consolidatietijd van de eerste consolidatiefase. Daarnaast blijkt uit de analyse dat het gebruik van updated mesh bij relatief kleine vervormingen maar een hele kleine invloed heeft op de berekende resultaten maar aanzienlijk veel meer rekencapaciteit kost.

3.9.2 Constatering

Naar aanleiding van de resultaten van de analyse van de SSC berekening voor case C, zie paragraaf 3.9.1, zijn de volgende variaties beschouwd voor de consequentie analyse:

- BEEM-13: Bodemdaling middels volumecontractie + updated mesh;
- BEEM-14a: Bodemdaling middels SSC, geen updated mesh, geometrische aanpassing (conform bijlage A.7.1) Consolidatietijd van 20 jaar voor aanbrengen dijkversterking en een consolidatietijd van 50 jaar na aanbrengen van de dijkversterking;
- BEEM-14b: Bodemdaling middels SSC, geen updated mesh, geometrische aanpassing (conform bijlage A.7.1). Consolidatietijd van 5 jaar voor aanbrengen dijkversterking en een consolidatietijd van 50 jaar na aanbrengen van de dijkversterking.

De resultaten laten zien dat de volumecontractie i.c.m. *updated mesh* resultaten geeft die vergelijkbaar zijn met de basisberekening, BEEM-2. De SSC berekeningen laten daarentegen een wisselend beeld zien. De stabiliteitsfactor blijft in alle gevallen nagenoeg gelijk. De krachten en momenten variëren sterk afhankelijk van de gekozen initiële consolidatie tijd.

30 Mei, definitief 3.0

Tabel 3.12 Resultaten variaties BEEM-2, BEEM-13 (UM), BEEM-14a/b SSC

Case	Variatie	1. unity check macrostabiliteit	$M_{s;d}$ [kNm/m']		F_{ank} [kN]	$N_{s;d}$ [kN/m']		$u_{y;kruin}$ [m]	$u_{dw;x}$ [m]	Zetting achterland na installatie [cm]		
Case A	BEEM-2	1,07	286			58		-0,04	0,11	10,9		
	BEEM-13	1,08	1%	287	1%		61	6%	-0,04	0,10	10,2	
	BEEM-14a	1,11	4%	163	-43%		29	-50%	-0,03	0,06	7,9	
	BEEM-14b	1,11	4%	247	-13%		53	-8%	-0,03	0,06	14,7	
Case B	BEEM-2	1,06	2592			161		-0,07	0,20	8,9		
	BEEM-13	1,08	1%	2452	-5%		197	23%	-0,06	0,19	8,3	
	BEEM-14a	1,07	1%	2503	-3%		162	1%	-0,07	0,19	5,5	
	BEEM-14b	1,07	1%	2504	-3%		162	1%	-0,07	0,19	10,1	
Case C	BEEM-2	1,03**	193		268	378		0,01	-0,02	9,7		
	BEEM-13	1,03**	-1%	194	1%	269	0%	373	-1%	0,00	-0,02	9,2
	BEEM-14a	0,97**	-6%	200	4%	266	-1%	251	-34%	0,00	-0,02	4,8
	BEEM-14b	0,98**	-5%	259	35%	304	-26%	292	-23%	0,00	-0,02	8,9
Case D	BEEM-2	1,12	168		194	99		-0,02	-0,01	9,0		
	BEEM-13	1,12	0%	163	-3%	182	-6%	94	-6%	-0,01	-0,01	8,7
	BEEM-14a	1,13	0%	185	10%	194	6%	101	2%	-0,02	-0,01	3,6
	BEEM-14b	1,13	0%	183	9%	204	5%	106	7%	-0,01	-0,01	6,7
Case E	BEEM-2	1,02	345		258	196		0,00	0,04	7,9		
	* BEEM-14a	1,03	1%	307	-11%	231		153	-22%	0,01	0,04	0,7
	BEEM-14b	1,02	0%	322	-7%	237	-8%	157	-20%	0,00	0,03	1,1

*Als gevolg van numerieke problemen is Case E BEEM-13 niet doorgerekend. In deze case vervormt de verankerde wand weinig, de grond aan passieve zijde drijft op en vervormt daardoor juist makkelijk. In combinatie met de updated mesh berekening geeft dit numerieke problemen op de interface.

**Lokaal bezwijken talud boven de freatische lijn.

3.9.3 Aanbeveling

Op basis van de Soft Soil Creep berekeningen is gebleken dat het van belang is dat de initiële kruip niet meegenomen wordt in het damwandontwerp om zo overschatting van de krachten te voorkomen. Als pragmatische oplossing bij gebruik van het SSC model wordt daarom een initiële consolidatiefase voor het aanbrengen van de dijkversterking voorgesteld. Een belangrijke keuze daarbij is de tijd van deze consolidatie fase. Als deze periode te lang wordt gekozen kan dit leiden tot onderschatting van de berekende krachten. Een redelijk uitgangspunt lijkt een periode van 10 jaar als initiële consolidatie fase.

Merk op dat het gebruik van de dubbele consolidatie berekening extra reken capaciteit vraagt. Ook de vraag van welke consolidatietijden gemodelleerd moeten worden en welke

30 Mei, definitief 3.0

bodemdaling nu gemodelleerd moet worden geeft voor de praktische toepassing wel wat uitdagingen. Voorgesteld wordt om als basis uit te blijven gaan van het Hardening Soil model waarbij bodemdaling middels een volumecontractie en een geometrische aanpassing gemodelleerd wordt. In de volgende gevallen wordt aanbevolen wel gebruik te maken van het Soft Soil Creep model met 2 consolidatiefases (voor dijkversterking en na dijkversterking):

- kruin verhogingen meer dan 0.5m;
- berm verhoging van meer dan 1.0m;
- schuine constructieve elementen zoals vernagelingstechnieken.

3.10 Zakkende grond op ankerstangen

3.10.1 Constatering

Conform BEEM dient de toename van de ankerkracht als gevolg van zakkende grond op ankerstrangen meegenomen te worden door het toekennen van een *prestress*. Voor de consequentieanalyse is dit niet gedaan vanwege de bewerkelijkheid en daarom is dat als een extra variatie toegevoegd (BEEM-15). Hierbij is in de fase na bodemdaling de ankerkracht met 30% verhoogd.

In onderstaande tabel zijn de resultaten weergegeven. De toename van de ankerkracht leidt tot een verhoging van het buigend moment en de normaalkracht. Ook de ankerkracht is toegenomen. Merk daarbij op dat de uiteindelijke toename van de ankerkracht in de constructieve toets (20kN tot 30kN) kleiner is dan de toename van ankerkracht als gevolg van zakkende grond op ankerstangen zoals opgelegd in het model (case C 85kN, case D 55kN en case E 51kN). Als gevolg van de vervolg fases en grond constructie interactie is de uiteindelijke ankerkracht toename beperkt.

Tabel 3.13 Resultaten variaties BEEM-2, BEEM-15 (inclusief zakkende grond op ankerstangen)

Case	Variatie	1. unity check macrostabiliteit	$M_{s;d}$ [kNm/m']	F_{ank} [kN]	$N_{s;d}$ [kN/m']	$u_{y;kruin}$ [m]	$u_{dw;x}$ [m]
Case C	BEEM-2	1,03	-193	268	-378	0,01	-0,02
	BEEM-15	1,05 1%	-215 12%	296 10%	-403 7%	0,01	-0,02
Case D	BEEM-2	1,12	-168	194	-99	-0,02	-0,01
	BEEM-15	1,12 0%	-171 1%	211 9%	-107 8%	-0,02	-0,01
Case E	BEEM-2	1,02	345	258	-196	0,00	0,04
	BEEM-15	1,03 1%	385 12%	290 12%	-214 9%	0,01	0,04

3.10.2 Aanbeveling

De berekening met toename van de ankerkracht als gevolg van zakkende grond op ankers laat duidelijk een verhoging van het moment, normaalkracht en ankerkracht zien. Het is dus belangrijk om dit mee te blijven nemen in de berekening.

4 Conclusie en aandachtspunten

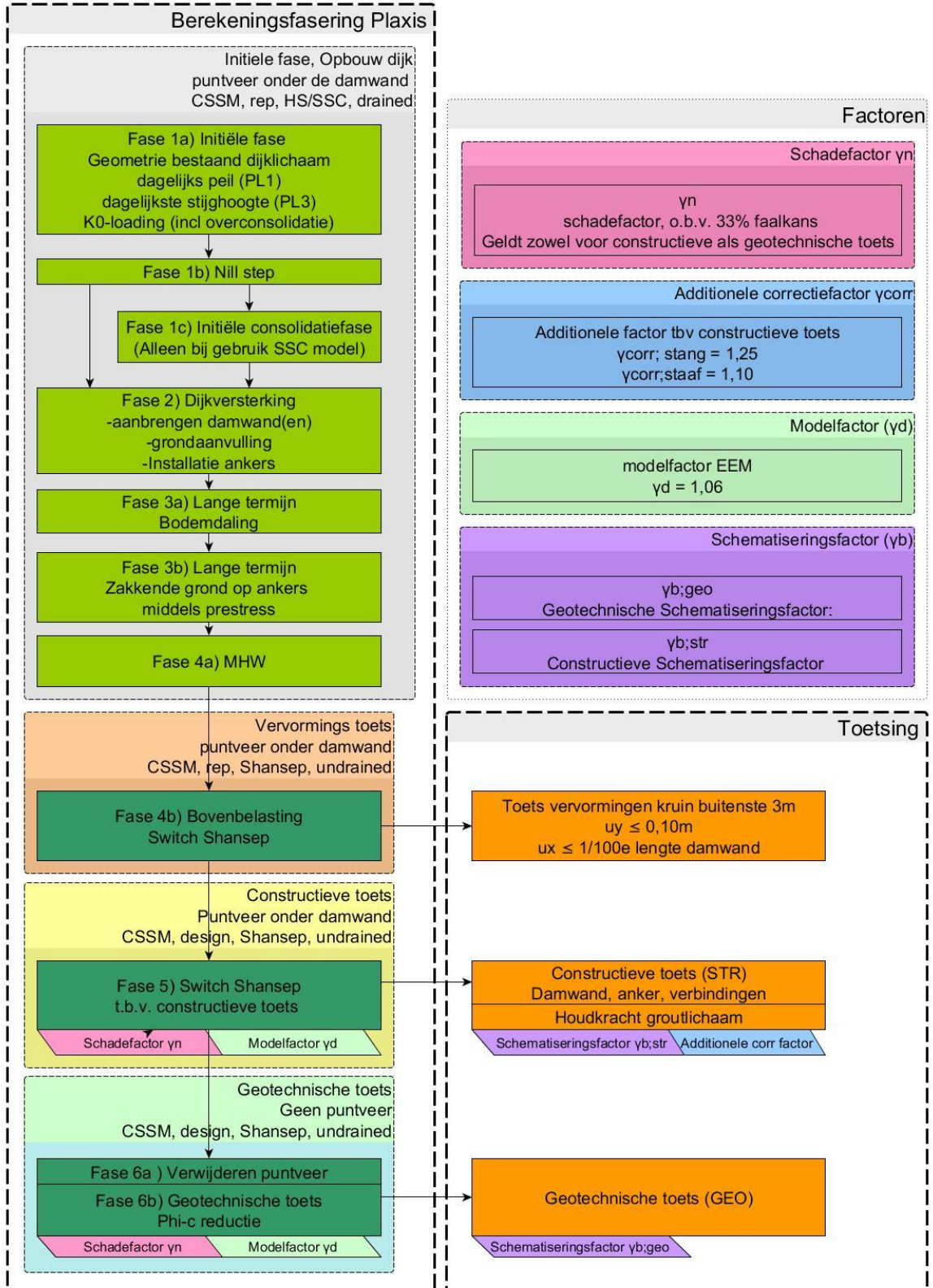
4.1 Conclusies en aanbevelingen

Dit rapport beschrijft de uitgevoerde consequentie analyse voor een vijftal cases om hiermee inzicht te krijgen in de gevoeligheden en consequenties van het maken van bepaalde keuzes binnen het BEEM. In onderstaande opsomming is een beknopt overzicht gegeven van de conclusies en aanbevelingen uit deze consequentieanalyse:

- berekeningen conform BEEM leiden tot een toename van de stabiliteit en lagere krachten als gevolg van, ongedraineerd rekenen i.c.m. Shansep, CSSM parameters die gunstiger werken bij humeuze klei en veen, lage grondsterkte voorafgaand aan damwandinstallatie, laten vervallen van de materiaalfactor en mogelijkheid opbarsten te modelleren. Daarbij wordt wel de kanttekening gemaakt dat achteraf is gebleken dat de gehanteerde cohesie bij de OSPW relatief conservatief lijkt te zijn met als gevolg een nog groter verschil tussen de OSPW en BEEM berekening.
- Een kalibratie van de aantoonbaarheid van de betrouwbaarheid op constructieve elementen wordt aanbevolen, zie paragraaf 3.1;
- in BEEM is er sprake van een aanzienlijke verhoging van de te behalen stabiliteitsfactor als gevolg van de verhoogde modelfactor. Een nader beschouwing of dezelfde modelfactor als uplift-van terecht is in een EEM berekeningen wordt aanbevolen, zie paragraaf 3.2.2 en 3.4.2;
- voorgesteld wordt om de horizontale vervormingseis voor (onverankerde) damwanden aan te passen, zie paragraaf 3.2.2;
- aanbevolen wordt om met één parameterset op basis van lage stijfheden van de grond te rekenen, zie paragraaf 3.3.2;
- de aanbevolen factor Rinter voor alle grondsoorten is 0,67, zie paragraaf 3.6.2;
- de “modelfactor” van 1,5 op de vervormingen is overbodig gezien de al conservatieve schematisering van de stijfheid en interface, zie paragraaf 3.3.2. en 3.6.2;
- dijkmateriaal boven de freatische lijn kan het beste gemodelleerd worden middels het SHANSEP NGI-ADP model met een $S_{u,min}$, zie paragraaf 3.5.2;
- aanbevolen wordt om een stijve puntveer onder de damwand te modelleren, deze kan ook in de vervormingsberekening worden meegenomen. Er dient geen puntveer in de phi-c reductie te worden meegenomen. Daarmee kan de rekenfasering worden versimpeld tot het schema zoals weergegeven in Afbeelding 4.1, zie paragraaf 3.7.2;
- rekenfasering B kan het beste als standaard methode gehanteerd worden, zie paragraaf 3.8.2;
- bodemdaling wordt standaard gemodelleerd middels het HS model in combinatie met een volumecontractie en een geometrische aanpassing. Indien er sprake is van aanzienlijke ophogingen (kruin > 0,5m, binnenberm > 1,0m) of schuine elementen moet het SSC model worden gebruikt met 2 consolidatiefases (voor en na dijkversterking), zie paragraaf 3.9.3.

30 Mei, definitief 3.0

Afbeelding 4.1 Voorstel versimpelde rekenfasering



30 Mei, definitief 3.0

4.2 Aandachtpunten

4.2.1 Interface SHANSEP NGI-ADP

Bij het NGI ADP model heeft de *interface* aparte sterkte en stijfheidseigenschappen. Het is niet mogelijk om de sterkte van de *interface* te reduceren middels een *Design Approach*. Er moet als 'work-around' een extra materiaalset toegepast worden met gereduceerde sterkte en stijfheid. Bij de stijfheid dient extra te worden opgelet omdat de reductie op de stijfheid hier kwadratisch moet worden meegenomen.

4.2.2 Switch HS model naar SHANSEP NGI-ADP

In sommige gevallen geeft de switch van het HS model naar het SHANSEP model numerieke problemen. Er vindt dan eerst *unloading* plaats in de berekening. Door de *maximum unloading steps* te verhogen van 5 naar bv. 20 wordt dit probleem verholpen.

4.2.3 Zakkende grond op ankerstangen

Om de toename van ankerkracht als gevolg van zakkende grond mee te nemen wordt de ankerkracht verhoogd middels een *prestress*. De *prestress* kan niet automatisch ge-update worden dus voor elke berekening moet eerst handmatig de ankerkracht uit de voorgaande berekening worden uitgelezen al vorens de ankerkracht als gevolg van zakkende grond kan worden gemodelleerd.

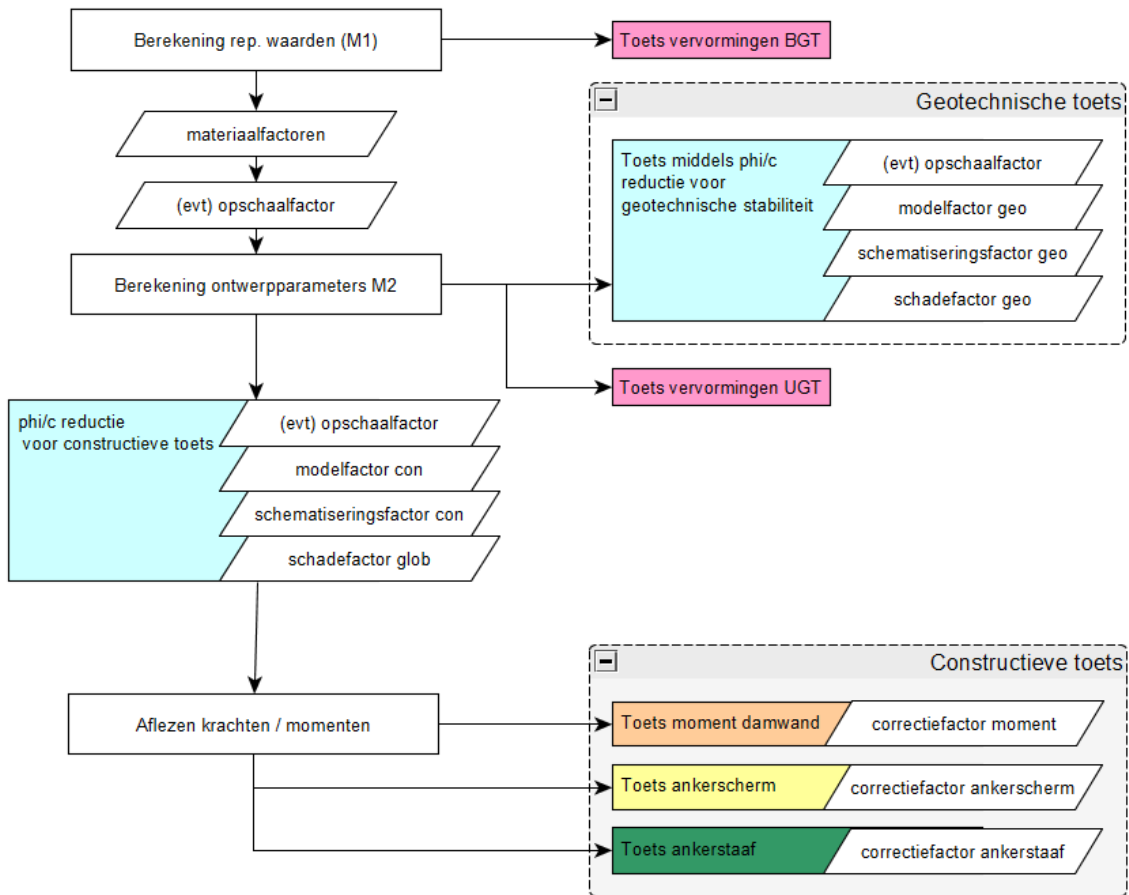
4.2.4 Opschaalfactor in combinatie met K0

Bij het toepassen van een opschaalfactor is het van belang dat de K0 handmatig wordt ingevoerd en niet automatisch door Plaxis bepaald wordt. Als gevolg van de onrealistisch hoge φ' is ook de K0 onrealistisch geworden wat zorgt voor te lage horizontale spanningen in het model.

A Algemene uitgangspunten berekeningen

A.1 Berekeningsfasering

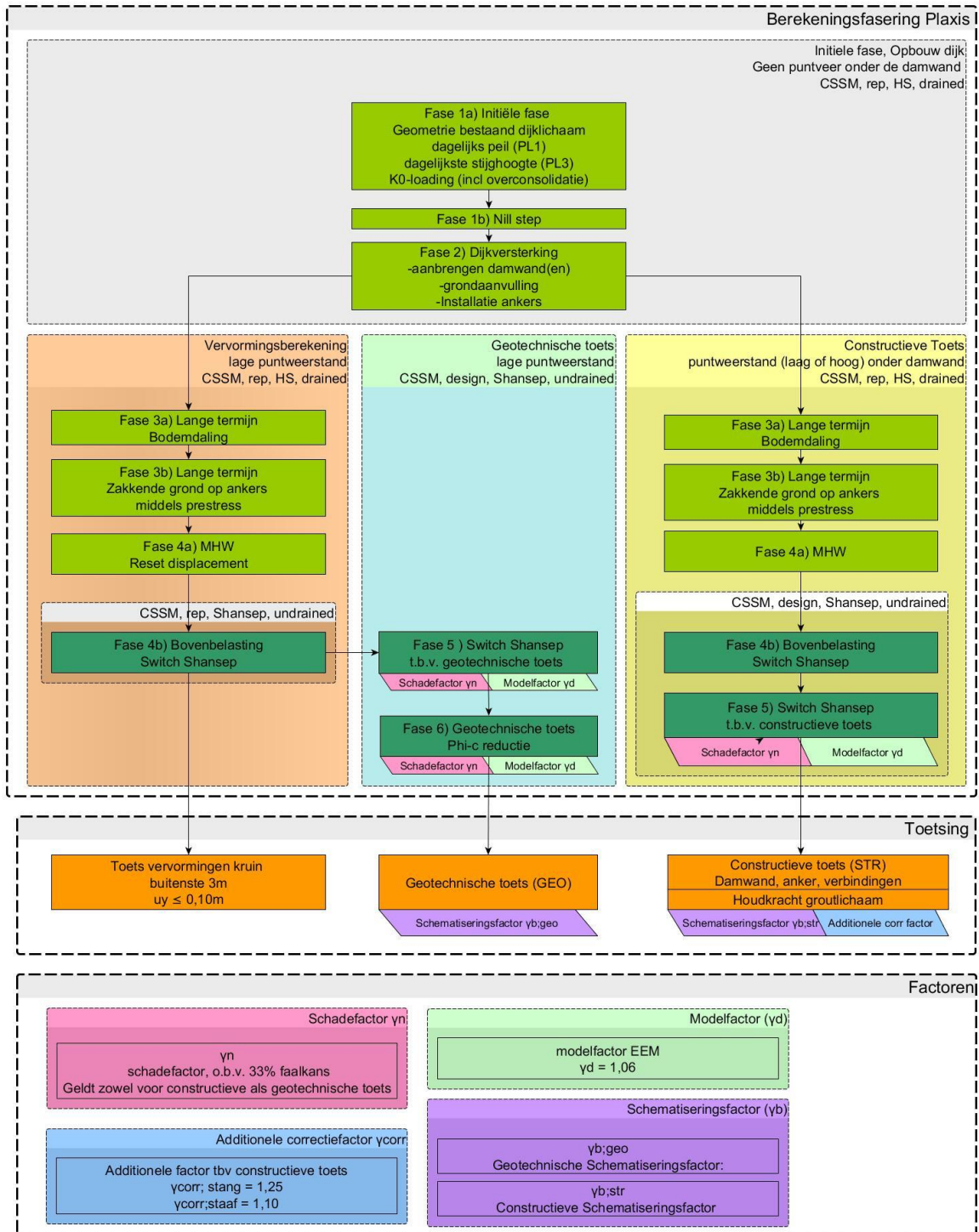
In onderstaand figuur zijn de belangrijkste elementen uit de rekenfasering van de OSPW schematisch weergegeven.



Figuur 1 Berekeningsfasering conform OSPW.

30 Mei, definitief 3.0

In onderstaand figuur is de berekeningsfasering weergegeven dat aangehouden wordt voor de BEEM berekeningen. Uitgangpunt daarbij is het gebruik van rekenvariant B, waarbij de reductie van de grondsterkte pas in de te toetsen fase wordt doorgevoerd. Als variatie wordt ook rekenvariant A toegepast waar vanaf de initiële fase al een sterkte reductie wordt doorgevoerd.



Figuur 2 Berekeningsfasering conform BEEM (rekening B).

30 Mei, definitief 3.0

A.2 Vereiste betrouwbaarheid

Voor alle cases wordt er een zelfde te behalen betrouwbaarheid gesteld, daarvoor is aangenomen:

- toelaatbare faalkans $5 \cdot 10^{-7}$ per jaar;
- bijbehorende betrouwbaarheids index β : 4,89.

A.2.1 Factoren conform OSPW

Schadefactor

Op basis van de benodigde betrouwbaarheid kan de benodigde schadefactor worden afgeleid. Deze is afhankelijk van de faalkansverdeling over de mechanismen (geotechnische stabiliteit en bezwijken constructie) en de onderdelen van de constructie (wand, verankering, ankerstang). Hierbij is de faalkansverdeling vrij te kiezen.

Voor constructief bezwijken wordt de rekenwaarde van de kracht afgelezen bij de schadefactor voor de groene dijk (100% faalkansruimte). Om vervolgens de vereiste betrouwbaarheid te verkrijgen wordt de berekende kracht vermenigvuldigd met een correctiefactor ($\beta_{ref} = 3,8$)³.

Tabel 4.1 Faalkansverdeling damwand met ankerscherm voor stabiliteit binnenwaarts (STBI)

Onderdeel		Faalkansruimte		Benodigde betrouwbaarheidsindex	Vereiste schadefactor γ_s	Vereiste correctiefactor γ_{corr}
		[%]	[-]			
Damwand Binnensteen	Bezwijken damwand	40	2,00E-07	5,07	1,12	1,22
	Bezwijken ankerstang,	10	5,00E-08	5,33	1,12	1,27
	Bezwijken groutlichaam	40	2,00E-07	5,07	1,12	1,35
Geotechnisch bezwijken		10	5,00E-08	5,33	1,17	

Modelfactor

Voor de modelfactor wordt onderscheid gemaakt in een factor voor de geotechnische toets en de constructieve toets. Daarbij wordt aangehouden dat aan de eisen van *fine-tuning* wordt voldaan.

- geotechnische toets (geen opdrijven): $\gamma_{d;geo} = 0,95$;
- geotechnische toets (opdrijven): $\gamma_{d;geo} = 1,00$;
- constructieve toets: $\gamma_{d;con} = 1,00$.

Schematiseringsfactor

De schematiseringsfactor voor zowel de constructieve toets als de geotechnische toets is aangehouden op 1,1.

- schematiseringsfactor $\gamma_{b;geo} = \gamma_{b;con} = 1,1$.

³ De β_{ref} van 3,8 wordt in de praktijk veelal toegepast. Deze waarde staat echter ter discussie, men kan namelijk ook beredeneren dat de β_{ref} gelijk is aan de β waarbij de kracht wordt uitgelezen (in dit voorbeeld dus een β van 4,89).

30 Mei, definitief 3.0

A.2.2 Factoren conform BEEM

Schadefactor

Ook voor de vernieuwde methodiek geldt dat de benodigde schadefactor kan worden afgeleid op basis van de benodigde betrouwbaarheid en de faalkansverdeling. Daarbij is een vaste faalkansverdeling voorgesteld: 33% bezwijken verankering, 33% bezwijken damwand, 33% geotechnisch bezwijken.

Tabel 4.2 Faalkansverdeling stabiliteit binnenwaarts (STBI)

Onderdeel		Faalkansruimte		Benodigde betrouwbaarheidsindex β	Vereiste schadefactor γ_n	Sluitfactor γ_{corr}
		[%]	[-]			
Damwand	Bezwijken damwand	33	1,65E-07	5,11	1,18	
	Bezwijken anker	33	1,65E-07	5,11	1,18	1,1 (ankerlichaam) 1,25 (ankerstaaf)
Geotechnisch bezwijken		33	1,65E-07	5,11	1,18	

Modelfactor

De modelfactor voor EEM wordt gelijk gekozen aan factor voor “Uplift Van” volgens het WBI. Dezelfde factor wordt gebruikt voor zowel de constructieve als de geotechnische toets.

Modelfactor: $\gamma_d = 1,06$

Schematiseringsfactor

Voor de vernieuwde methodiek wordt ook een schematiseringsfactor van 1,1 aangehouden voor zowel de constructieve als de geotechnische toets.

Schematiseringsfactor $\gamma_{b:geo} = \gamma_{b:con} = 1,1$

A.2.3 Conclusie vereiste betrouwbaarheid

Tabel 4.3 Minimaal vereiste stabiliteitsfactor geotechnisch bezwijken

Faalmechanisme	γ_n	$\gamma_{d:g}$	$\gamma_{b:g}$	$\gamma_{eem:g}$	Materiaalfactor
OSPW (geen opdrijven)	1,17	0,95	1,1	1,22	Voor rekenwaarden van de grondsterkte geldt conform de OSPW nog een reductie met materiaalfactoren, zie ook Tabel 4.5.
OSPW (opdrijven)	1,17	1,0	1,1	1,29	
BEEM	1,18	1,06	1,1	1,36	Materiaal factor = 1,0

30 Mei, definitief 3.0

Tabel 4.4 Globale veiligheid tegen constructief bezwijken ($\gamma_{EEM;c}$)

Faalmechanisme	γ_n	$\gamma_{d;c}$	$\gamma_{b;c}$	$\gamma_{EEM;c}$	Sluitfactoren γ_{corr}	Materiaalfactor
OSPW	1,12	1,0	1,1	1,23	$\gamma_{corr;M}=1,22$ $\gamma_{corr;stang}=1,35$ $\gamma_{corr;anker}=1,27$	Voor rekenwaarden van de grondsterkte geldt conform de OSPW nog een reductie met materiaalfactoren, zie ook Tabel 4.5.
BEEM	1,18	1,06	-*	1,25	$\gamma_{corr;M}=1,1$ $\gamma_{stang}=1,25*1,1=1,38$ $\gamma_{anker}=1,1*1,1=1,21$	Materiaal factor = 1,0

*de schematiseringsfactor wordt in de vernieuwde methodiek achteraf toegepast.

A.3 Constructieve toets

A.3.1 Rekenwaarde buigend moment in damwand Zowel conform OSPW als conform BEEM geldt:

$$M_{s;d} = f_{open} * \gamma_{corr} * \gamma_z * M_{s;max;EEM}$$

$M_{s;d}$	Rekenwaarde van het buigend moment [kNm/m]
f_{open}	factor openingspercentage
γ_{corr}	additionele veiligheidsfactor damwand, zie paragraaf A.2[-]
γ_z	Factor voor toename moment als gevolg van zakkende grond op ankers, zie paragraaf A.7.3. (alleen OSPW verankerde damwand: 1,1)
$M_{s;max;eem}$	maximum buigend moment EEM-analyse in wand [kNm/m]

A.3.2 Rekenwaarde normaalkracht in damwand De rekenwaarde van de normaalkracht conform BEEM wordt bepaald middels:

$$N_{s;d} = f_{open} * \gamma_{corr} * F_{N;EEM}$$

De rekenwaarde van de normaalkracht conform OSPW wordt bepaald middels:

$$N_{s;d} = f_{open} * \gamma_{corr} * (\cos(\alpha) * F_{s;A;k} + F_{nk;EC;d})$$

$N_{s;d}$	Rekenwaarde van de normaalkracht in de damwand [kN/m]
f_{open}	factor openingspercentage
$\gamma_{corr;i}$	additionele veiligheidsfactor damwand, zie paragraaf A.2 [-]
$F_{N;EEM}$	Normaalkracht EEM-analyse [kN/m]
α	helling ankerstang t.o.v. verticaal
$F_{s;A;k}$	karacteristieke waarde van de totale ankerkracht (inclusief invloed zakkende grond, exclusief additionele veiligheidsfactoren. [kN/m]
$F_{nk;EC;d}$	rekenwaarde van negatieve kleef conform NEN 9997-1:2016 (zie paragraaf A.3.3) [kN/m]

30 Mei, definitief 3.0

A.3.3 Rekenwaarde negatieve kleefbelasting (t.b.v. OSPW)

De rekenwaarde van de negatieve kleef wordt meegenomen voor alle grondlagen die meer zakken dan de damwand. De rekenwaarde van negatieve kleefbelasting conform OSPW ($F_{nk;d}$) bedraagt:

$$F_{nk;d} = Y_{corr} \cdot F_{nk;EC;d} = Y_{corr} \cdot Y_{f;nk} \cdot F_{nk;rep}$$

Y_{corr} = additionele veiligheidsfactor voor de damwand, zie paragraaf A.2x[-]

$F_{nk;EC;d}$ = rekenwaarde negatieve kleefbelasting conform NEN 9997-1:2016

$Y_{f;nk}$ = partiële factor negatieve kleef = 1,0 aangezien de negatieve kleef met methode uit NEN 9997-1:2016, artikel 7.3.2.2(d) wordt bepaald

$F_{nk;rep}$ = representatieve waarde negatieve kleefbelasting conform NEN 9997-1:2016 7.3.2.2(d):

$$F_{nk;rep} = O_{s,gem} \times \sum_{j=1}^{j=n} d_j \times K_{0;j;k} \times \tan(\delta_{j;k}) \times \frac{\sigma'_{v;j-1;rep} + \sigma'_{v;j;rep}}{2}$$

Met:

$O_{s,gem}$ = wandoppervlak damwand [m²]

d_j = laagdikte [m]

j = laagnummer [-]

$K_{0;j;k}$ = karakteristieke neutrale gronddrukfactor = $1 - \sin(\varphi_{j;k})$ [-]

$\varphi_{j;k}$ = karakteristieke waarde interne wrijvingshoek [°]

$\bar{\delta}_{j;k}$ = karakteristieke waarde wrijvingshoek damwand en grond [°]

$\bar{\delta}_{j;k}$ = $0,75 \cdot \varphi_{j;k}$ voor stalen damwanden
waarbij de voorwaarde ($K_{0;j;k} \cdot \tan(\bar{\delta}_{j;k}) \geq 0,25$)

A.3.4 Toets constructieve sterkte damwand

De staalspanning wordt getoetst middels onderstaande formule. Voor het ontwerp van de damwanden en ankers wordt uitsluitend rekening gehouden met de elastische capaciteit van de stalen onderdelen.

$$\sigma_{s,dw;d} = \frac{M_{s;d}}{W_{corr}} + \frac{N_{s;d}}{A_{corr}} \leq f_{y,dw;d}$$

waarin:

$\sigma_{s,dw;d}$ rekenwaarde spanning in de uiterste vezel van wanddoorsnede [kN/m²].

$M_{s;d}$ rekenwaarde van buigend moment in wand [kNm/m].

W_{corr} weerstandsmoment wanddoorsnede na corrosie op basis van [ENW 2014] [m³].

$N_{s;d}$ rekenwaarde van de normaalkracht in wand [kN/m].

A_{corr} oppervlakte wanddoorsnede na corrosie op basis van [ENW 2014] [m²].

$f_{y,dw;d}$ rekenwaarde vloeispanning damwandstaal conform Eurocode 3 [kN/m²].

Voor het doorsnede oppervlak en weerstandsmoment wordt rekening gehouden met corrosie, daarbij wordt aangehouden (dubbelzijdig):

- 2,4mm in 100jaar, Ongeroerde schone grond en permanent beneden de grondwaterspiegel;
- 4,4mm in 100 jaar Geroerde grond of verticale grondwaterbeweging, of boven de grondwaterspiegel.

30 Mei, definitief 3.0

A.4 Toets vervormingen

A.4.1 OSPW

De vervormingen als gevolg van hoog water (inclusief verkeersbelasting) van de stabiliteitsschermen worden getoetst aan:

- BGT: Kruinzakking $\leq 0,10$ m;
- BGT: in het geval van een onverankerde wand: horizontale verplaatsing van de constructie $u_{max} \leq 0,10$ m;
- UGT: in het geval van een onverankerde wand: Horizontale vervorming $\leq 2\%$ van de wandlengte met een maximum van 0,5m.

Voor de verankerde damwand zijn geen vervormingseisen gesteld in de UGT.

A.4.2 BEEM

- BGT: Kruindaling max 10cm over buitenste 3m;
- BGT: Horizontale vervorming damwand max 10cm;
- BGT: Verticale vervorming damwand toetsen op 0,01m.

A.5 Toets verticaal draagvermogen

A.5.1 OSPW

Conform de OSPW dient het verticaal draagvermogen getoetst te worden op basis van de CUR 166. Voor de consequentie analyse wordt deze toets ook (versimpeld) uitgevoerd.

Daarbij wordt aangehouden dat schachtwrijving gemobiliseerd wordt in de diepe zandlagen. Daarbij wordt als generiek uitgangspunt voor de conusweerstand aangehouden:

$$q_{c;punt;red} = q_{b,max;red} = 15 \text{ MPa}$$

A.5.2 BEEM

In het BEEM is draagvermogen geen faalmechanisme voor de dijk en hoeft dus niet getoetst te worden.

Om er voor te zorgen dat de ankerkrachten niet onderschat worden als gevolg van te grote zakking van de damwand wordt een puntveer onder de damwand gemodelleerd bij verankerde wanden. De puntveer wordt linear elastisch gemodelleerd met een stijfheid van 10.000kN. Dit is gebaseerd op een geschat puntdraagvermogen van ca. 100kN dat bij een verplaatsing van ca. 1cm wordt gemobiliseerd.

A.6 Toets verankering

De uittrekkraft van de verankering dient in principe getoetst te worden conform de CUR166. Voor deze consequentie analyse wordt dit niet gedaan maar wordt wel de vervorming in de EEM berekening gecontroleerd. Als de vervorming van het anker kleiner is dan 0,01m dan wordt aangenomen dat de houdkracht voldoende is.

A.7 Geometrie

De geometrie is case specifiek. In hoofdstuk 2.1 is dit op hoofdlijnen per case weergegeven.

30 Mei, definitief 3.0

A.7.1 Zakkende grond (bodemdaling)

Bodemdaling wordt in alle cases meegenomen, deze is aangehouden op 0,1m.

Voor de berekeningen conform OSPW wordt bodemdaling meegenomen door de het achterland te verlagen.

In de BEEM-berekeningen wordt bodemdaling meegenomen door een volumecontractie te modelleren (zowel in het achterland als ter plaatse van de kruin) en daarnaast een zakking van de gehele geometrie van 0,1m.

A.7.2 Toename ankerkracht als gevolg van zakkende grond

Als gevolg van de zakkende grond op de ankerstangen moet een toename van de ankerkracht worden meegenomen. De berekeningsmethodiek zal worden vastgelegd in het TR langsconstructies. Voor deze consequentie analyse is de toename van de ankerkracht als variatie meegenomen waarbij uitgegaan wordt van 30% ankerkracht uit de voorgaande fase.

A.7.3 Toename Buigend moment als gevolg van zakkende grond op ankers (OSPW)

Conform de OSPW dient er rekening te worden gehouden met een toename van het buigend moment als gevolg van zakkende grond op ankers. Daarom dient in de constructieve toets een factor van 1,1 meegenomen:

$$\gamma_z = 1,1$$

Echter wordt in de BEEM som de toename van de kracht als gevolg van zakkende grond op ankers niet meegenomen, zie H A7.2. Daarom wordt in deze consequentieanalyse de factor van 1,1 bij de OSPW ook niet meegenomen om zo een eerlijke vergelijking te hebben.

A.8 Waterstanden en stijghoogtes

De waterstanden en stijghoogtes zijn case specifiek en weergegeven per case in de bijlage. De waterstanden zijn daarbij conform gestandaardiseerde schematisering regels ingevoerd.

A.9 Grondopbouw en geotechnische parameters

De grondopbouw is case specifiek, zie beschrijvingen van cases in de bijlages.

A.9.1 Geotechnische parameters

Voor alle cases is gebruik gemaakt van een geharmoniseerde parameterset. De 2% rek waarden zijn sterkte parameters die grotendeels overeenkomen met standaardparameters zoals in NEN9997 tabel. 2b. De CSSM parameters zijn gebaseerd op de schematiseringshandleiding (WBI), de gedraineerde CSSM waarde is afgeleid van de ongedraineerde s_d .

30 Mei, definitief 3.0

Tabel 4.5 Geotechnische sterkte parameters (gedraineerd, 2%)

Grondlaag	γ / γ_{sat} [kN/m ³]	Karakteristieke waarden (M1, niet-associatief)			Rekenwaarden OSPW, associatief (M2, associatief)		
		$c'_{na;k}$ [kPa]	$\varphi'_{na;k}$ [°]	$\psi_{na;k}$ [°]	$c'_{a;d}$ [kPa]	$\varphi'_{a;d}$ [°]	$\psi_{a;k}$ [°]
Klei dijk	17 / 17	5	25.0	0	1.3	20.7	20.7
Hollandveen	11 / 11	2	20	0	3.9	16,0	16,0
Klei zwaar	16 / 16	2	22.5	0	1.6	18,7	18,7
Klei met plantenresten	15 / 15	2	20,0	0	1,6	16,6	16,6
Klei zandig	18 / 18	2	25.0	0	1.6	20.7	20.7
Zand	17 / 19	0	32.5	2.5	0.0	27.0	27.0
Zand Pleistoceen	18 / 20	0	35.0	5	0.0	29.2	29.2

Tabel 4.6 Geotechnische sterkte parameters (CSSM, rekenwaarde)

Grondlaag	γ / γ_{sat} [kN/m ³]	Gedraineerd			Ongedraineerd	
		$c'_{cssm;d}$ [kPa]	$\varphi'_{cssm;d}$ [°]	$\psi_{cssm;d}$ [°]	s_d [-]	m_d [-]
Klei dijk	17 / 17	1.00	25.4	0	0.30	0.80
Hollandveen	11 / 11	1.00	37.8	0	0.38	0.80
Klei zwaar	16 / 16	1.00	19.5	0	0.25	0.80
Klei met plantenresten	15 / 15	1.00	22.9	0	0.28	0.80
Klei zandig	18 / 18	1,00	22.9	0	0.28	0.80
Zand	17 / 19	0.10	32.5	0		
Zand Pleistoceen	18 / 20	0,10	32.5	0		

*afgeleid op basis van s_d

Tabel 4.7 Geotechnische stijfheids parameters (gedraineerd)

Grondlaag	γ / γ_{sat} [kN/m ³]	HS model: (rep)				SSC model (rep)		
		E50 [kPa]	Eoed [kPa]	Eur [kPa]	m [-]	λ [-]	κ [-]	μ [-]
Klei dijk	17 / 18	2810	1840	14100	0.90	0.054	0.011	0.0022
Hollandveen	11 / 11	1000	540	6500	0.70	0.185	0.037	0.0111
Klei zwaar	16 / 16	1650	1320	8200	0.90	0.076	0.015	0.0038
Klei met plantenresten	14 / 15	1430	1020	7200	0.90	0.098	0.020	0.0049
Klei zandig	17 / 17	4310	3070	21500	0.90	0.033	0.007	0.0013
Zand	17 / 19	30000	30000	90000	0.50			
Zand Pleistoceen	18 / 20	45000	45000	135000	0.50			

30 Mei, definitief 3.0

Tabel 4.8 Geotechnische stijfheids parameters (ongedraineerd)

Grondlaag	γ / γ_{sat} [kN/m ³]	SHANSEP NGI ADP			
		G_{ur}/s_u [kPa]	Strain comp [%]	Strain ext [%]	Strain DSS [%]
Klei dijk	17 / 18	196	5	10	8
Hollandveen	11 / 11	71	20	40	30
Klei zwaar	16 / 16	137	5	10	8
Klei met plantenresten	14 / 15	107	10	20	15
Klei zandig	17 / 17	320	5	10	8

De overconsolidatie is een *state parameter* en deze is dus case specifiek, dit is tevens toegevoegd per case in de bijlage.

A.9.2 Modelleren dijksmateriaal

Binnen de consequentieanalyse wordt voor de grond boven de freatische lijn de gedraineerde CSSM parameters aangehouden, zie Tabel 4.6. Hierbij wordt opgemerkt dat als gevolg van de zeer lage cohesie er een risico op ondiepe maatgevende glijvlakken ontstaat. Deze glijvlakken zijn niet relevant, daarom wordt voor het dijksmateriaal een cohesie van 1 kPa aangehouden.

Voor sommige cases ontstaat ondanks de cohesie van 1 kPa nog steeds vroegtijdig een ondiep glijvlak waardoor de berekening niet volledig doorgelopen kan worden. In dat geval wordt voor dit materiaal de sterkte eigenschappen conform parameterset M1 aangehouden (zie Tabel 4.5). In de bijlage is dit per case nader toegelicht.

A.10 Bovenbelasting

In alle cases wordt een bovenbelasting van 13,3 kPa over 2,5 m breedte in het midden van de kruin meegenomen.

A.11 Mesh

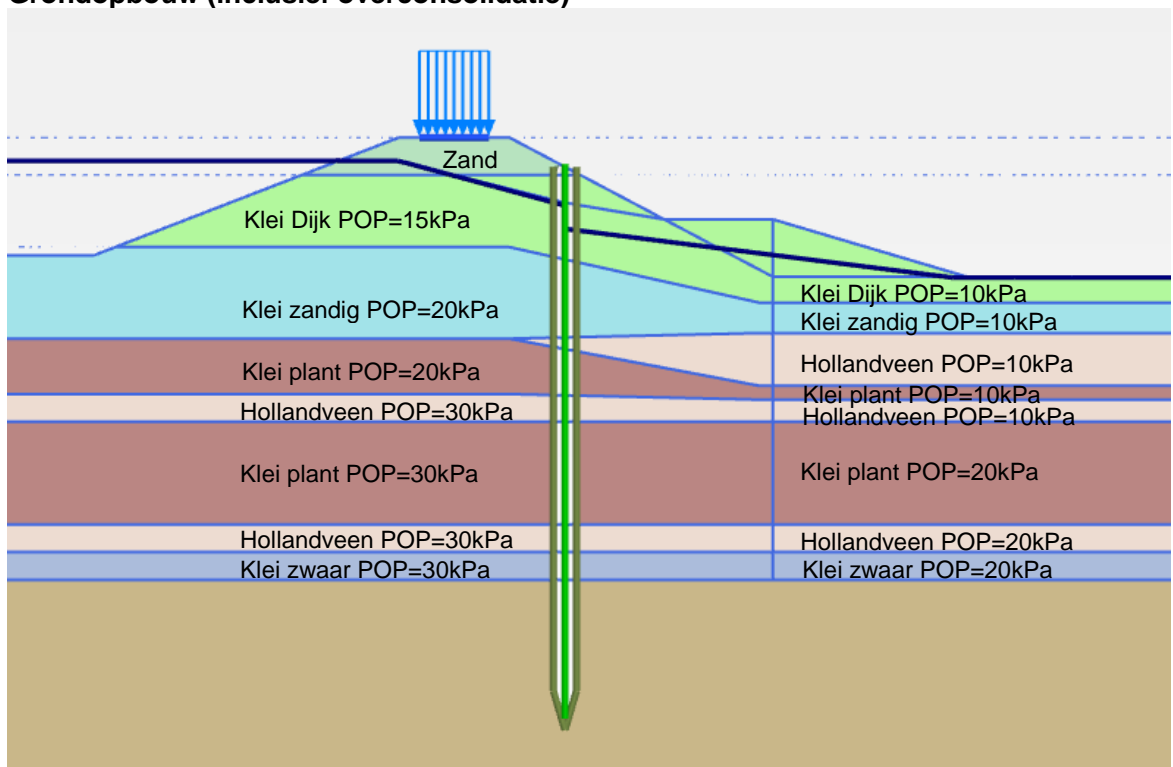
De mesh wordt gegenereerd met een “fine” global mesh, met een lokale verfijning (0,25) rondom de constructieve elementen.

30 Mei, definitief 3.0

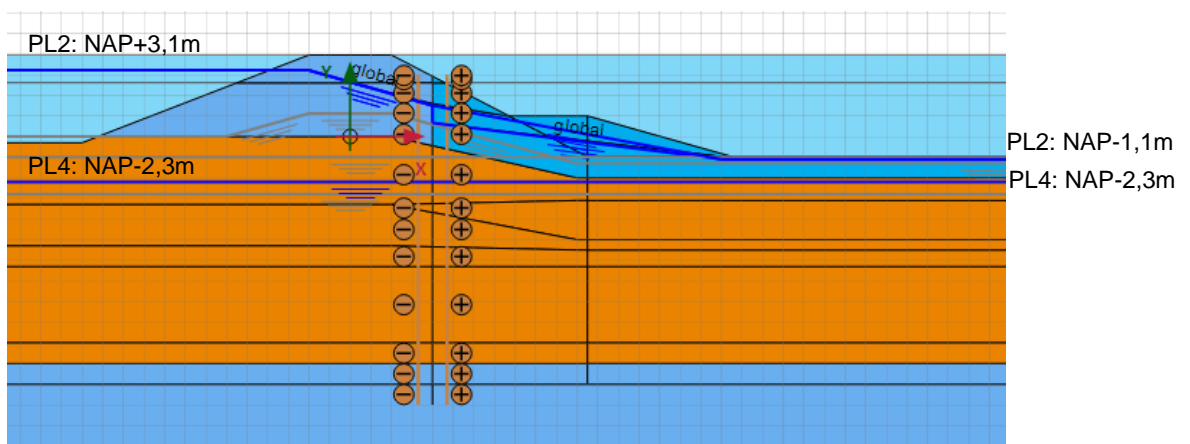
B Case A

B.1 Case specifieke uitgangspunten

Grondopbouw (inclusief overconsolidatie)



Waterstanden en stijghoogtes





30 Mei, definitief 3.0

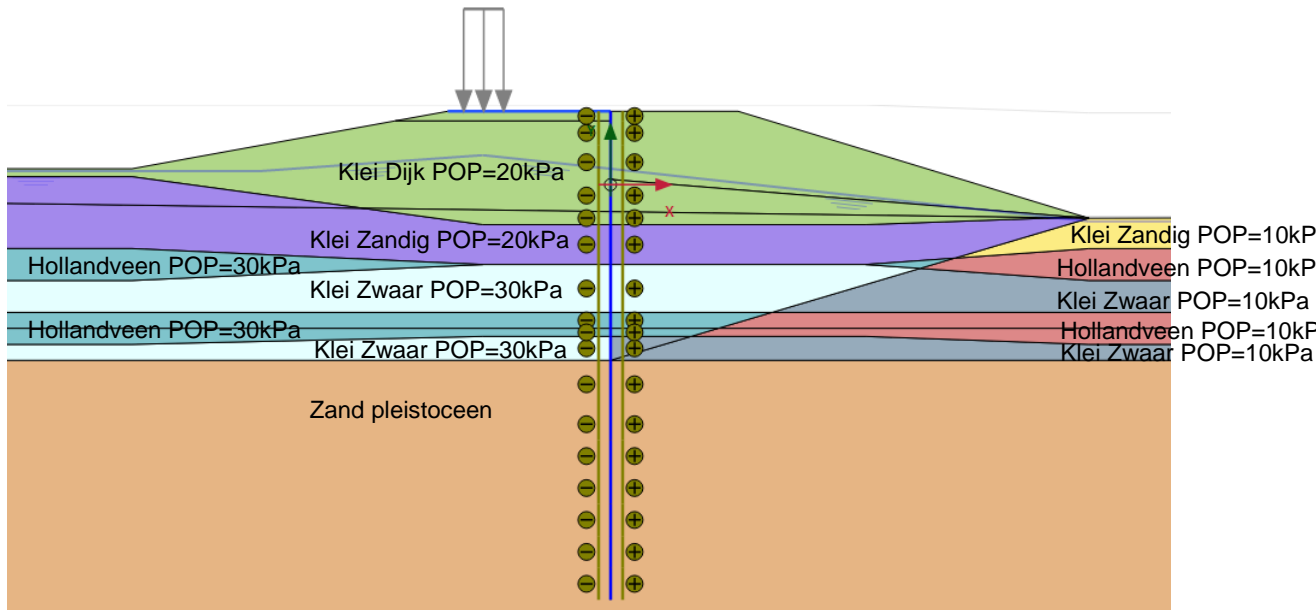
B.2 Resultaten

30 Mei, definitief 3.0

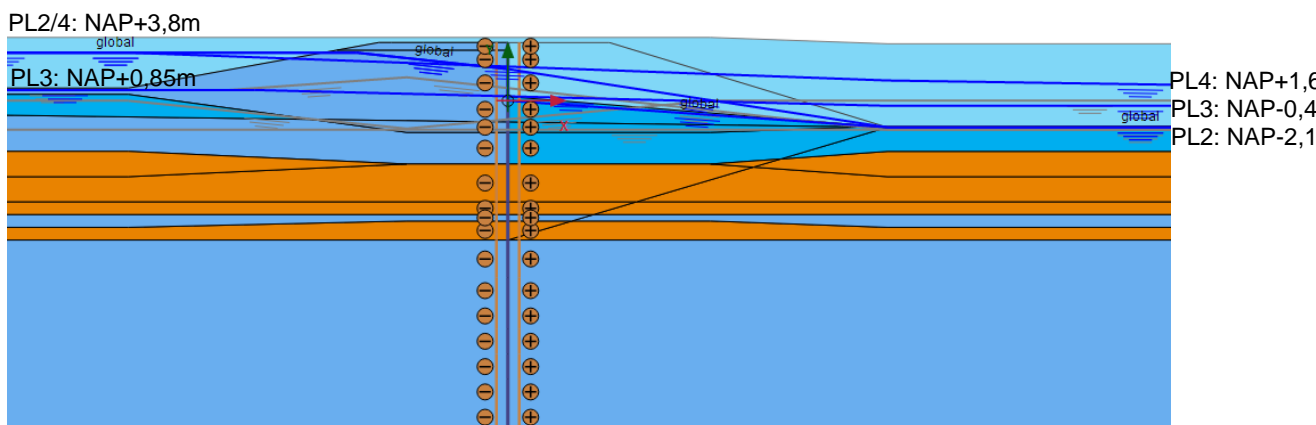
C Case B

C.1 Case specifieke uitgangspunten

Grondopbouw (inclusief overconsolidatie)



Waterstanden en stijghoogtes



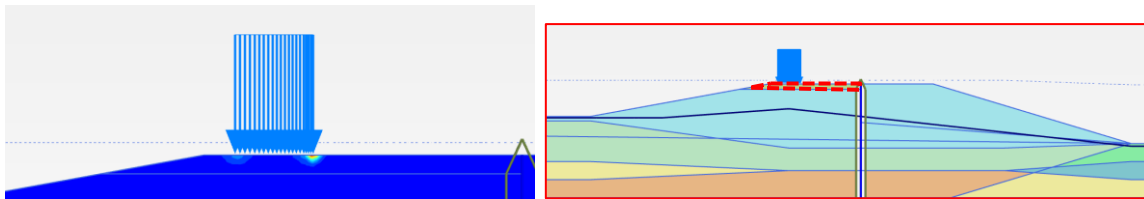
C.2 Bijzonderheden

Bij MHW is bezwikt de dijk, er wordt daarom gerekend met een restprofiel.

Bij het aanbrengen van de bovenbelasting ontstaan er ondiepe glijcirkels aan de rand van de bovenbelasting en is het niet mogelijk deze case verder door te rekenen.

30 Mei, definitief 3.0

Het dijksmateriaal in het cluster direct onder de bovenbelasting is daarom gemodelleerd met de representatieve 2% rek waarden ($c=5\text{kPa}$, $\varphi=25^\circ$)





30 Mei, definitief 3.0

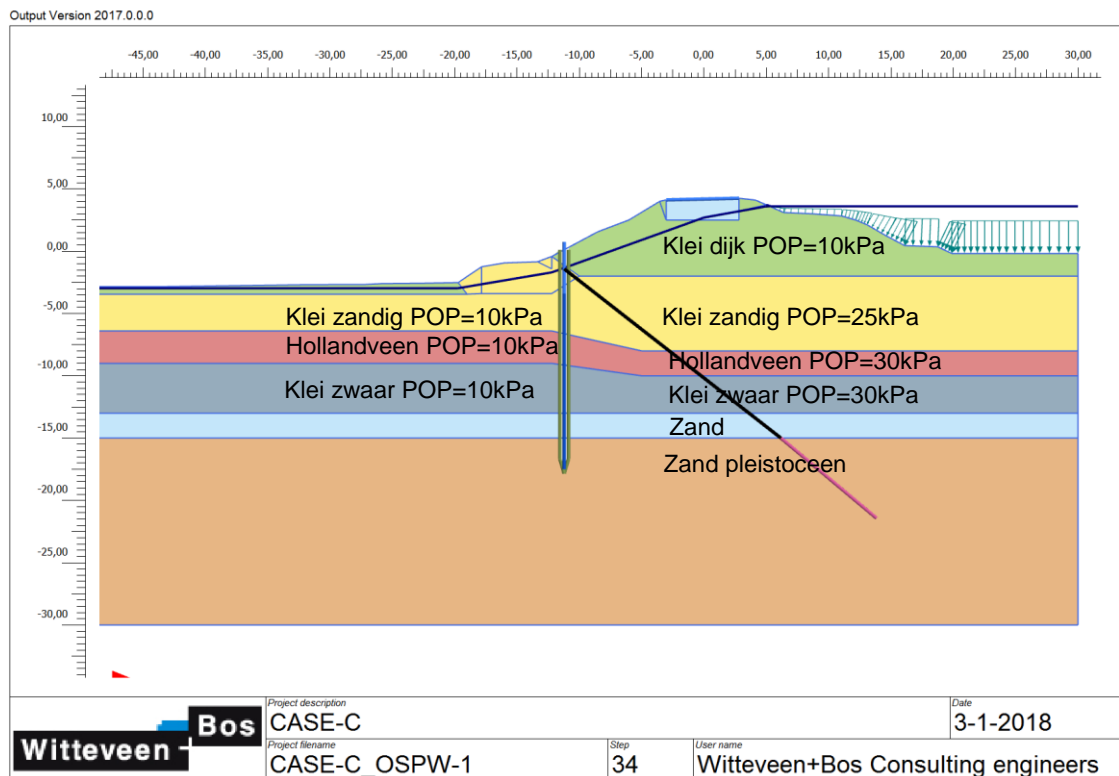
C.3 Resultaten

30 Mei, definitief 3.0

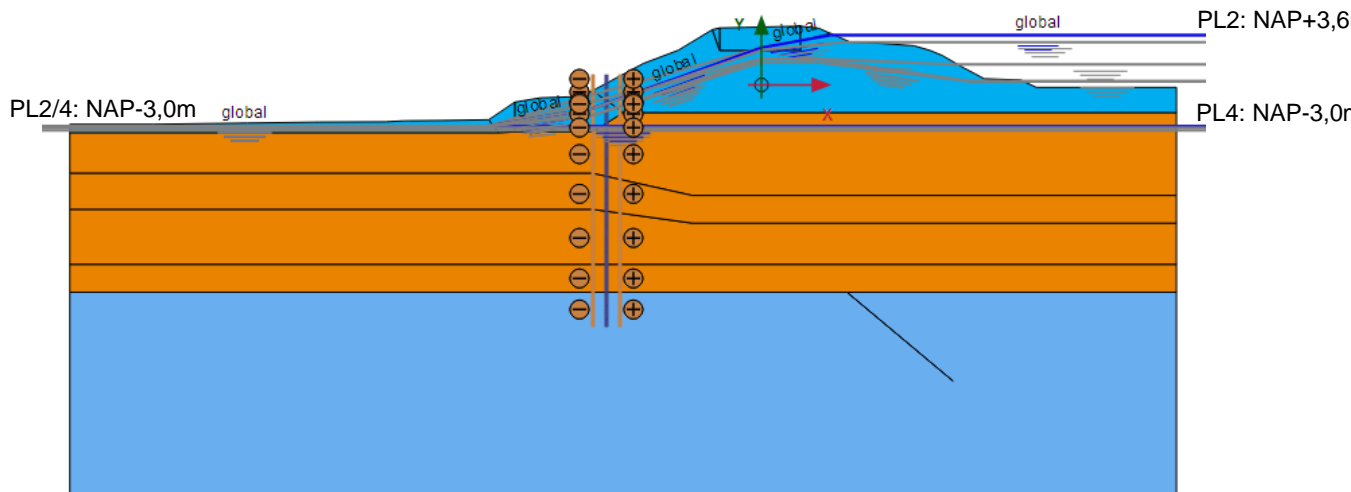
D Case C

D.1 Case specifieke uitgangspunten

Grondopbouw (inclusief overconsolidatie)



Waterstanden en stijghoogtes





30 Mei, definitief 3.0

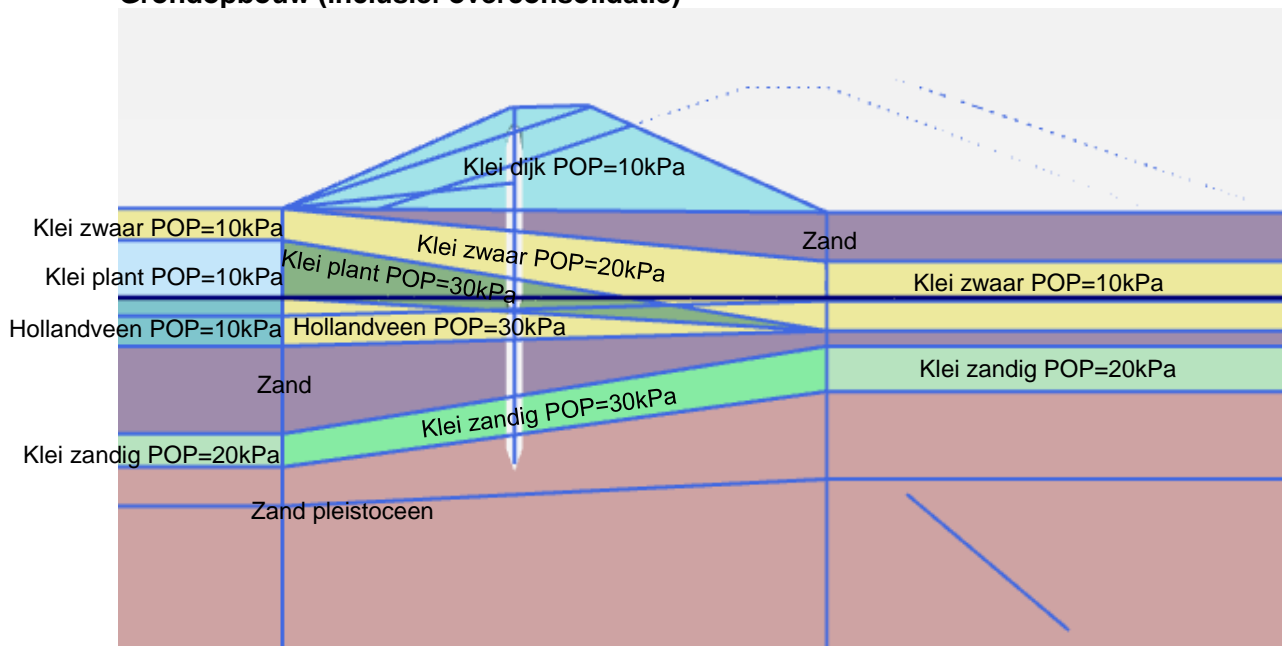
D.2 Resultaten

30 Mei, definitief 3.0

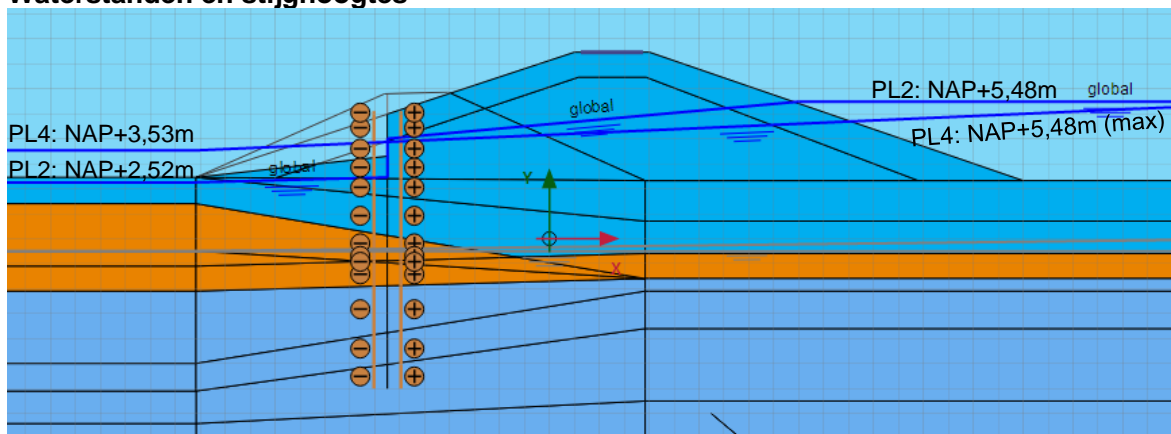
E Case D

E.1 Case specifieke uitgangspunten

Grondopbouw (inclusief overconsolidatie)



Waterstanden en stijghoogtes

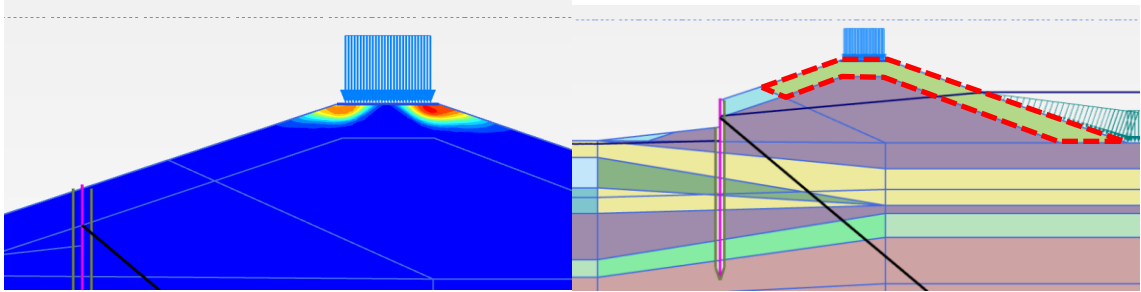


E.2 Bijzonderheden

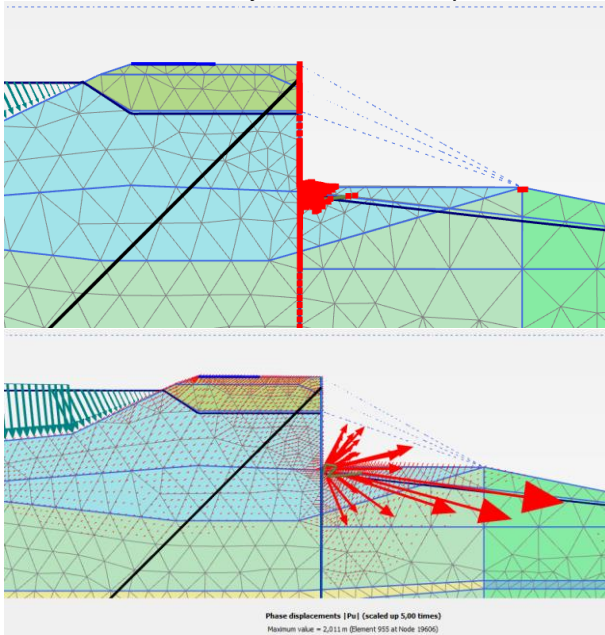
In deze case staat de bovenbelasting dicht tegen het talud aan. Bij het aanbrengen van de bovenbelasting ontstaan er ondiepe glijcirkels aan de rand van de bovenbelasting en is het niet mogelijk deze case verder door te rekenen.

Het dijksmateriaal in het cluster direct onder de bovenbelasting is daarom gemodelleerd met de representatieve 2% rek waarden ($c=5\text{kPa}$, $\varphi=25^\circ$)

30 Mei, definitief 3.0



In case BEEM-13 zijn er numerieke problemen waardoor deze case niet doorgerekend is.





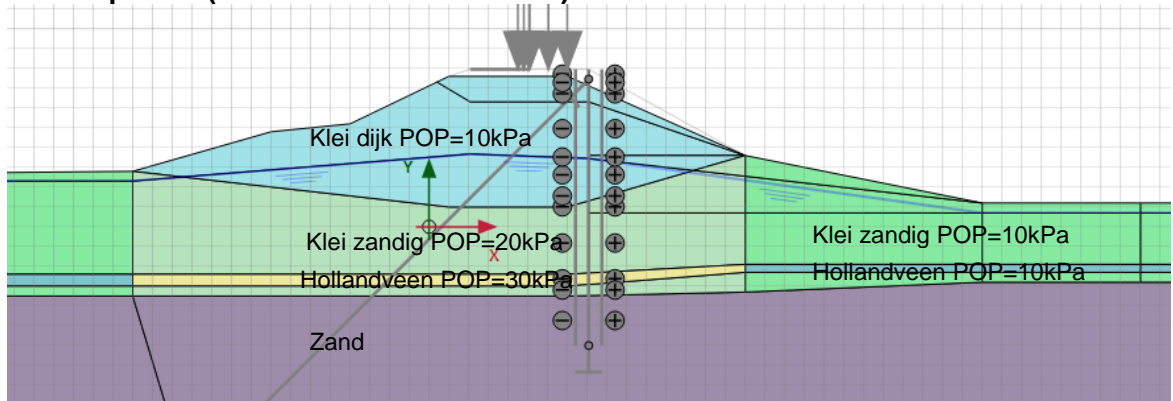
30 Mei, definitief 3.0

E.3 Resultaten

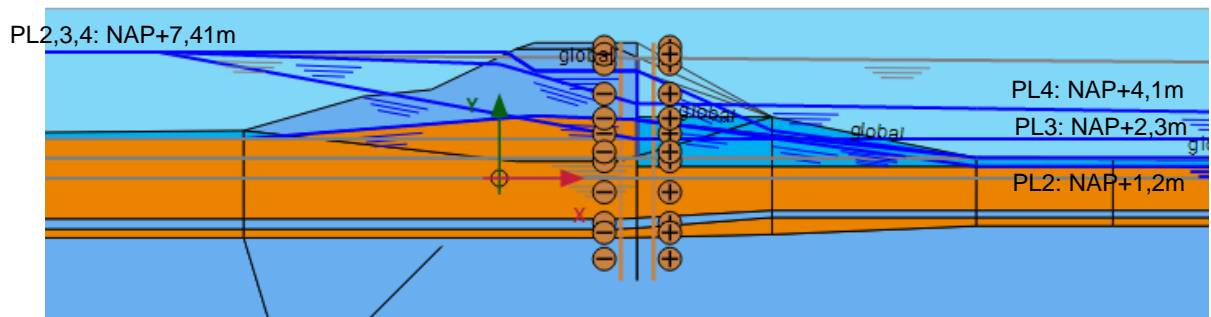
F Case E

F.1 Case specifieke uitgangspunten

Grondopbouw (inclusief overconsolidatie)



Waterstanden en stijghoogtes

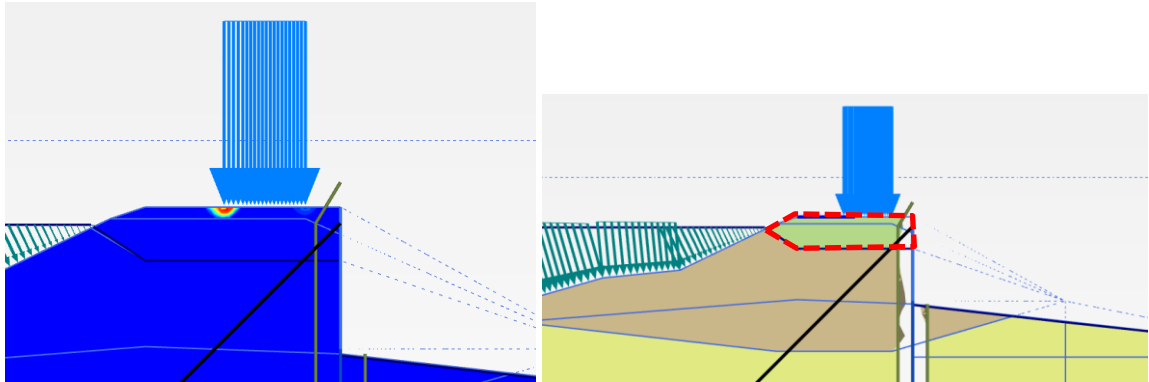


F.2 Bijzonderheden

In deze case wordt in de phi-c reductie een zeer lokaal glijvlak ter plaatse van de bovenbelasting gevonden.

Het dijksmateriaal in het cluster direct onder de bovenbelasting is daarom gemodelleerd met de representatieve 2% rek waarden ($c=5\text{kPa}$, $\varphi=25^\circ$).

30 Mei, definitief 3.0





30 Mei, definitief 3.0

F.3 Resultaten

30 Mei, definitief 3.0

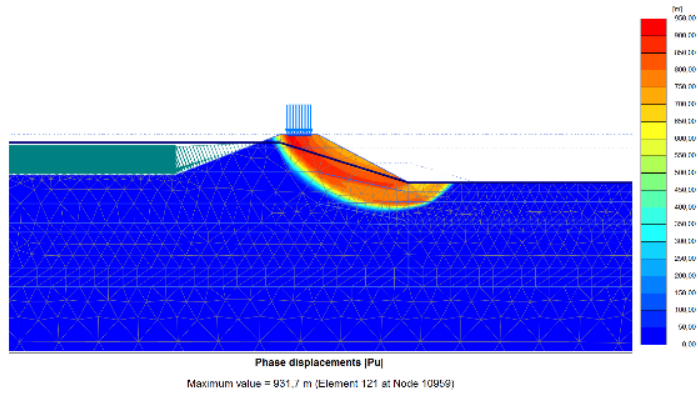
G Resultaten Groene dijk

G.1 CASE A

Naam som **Bezwijkvlak**

Variatie I

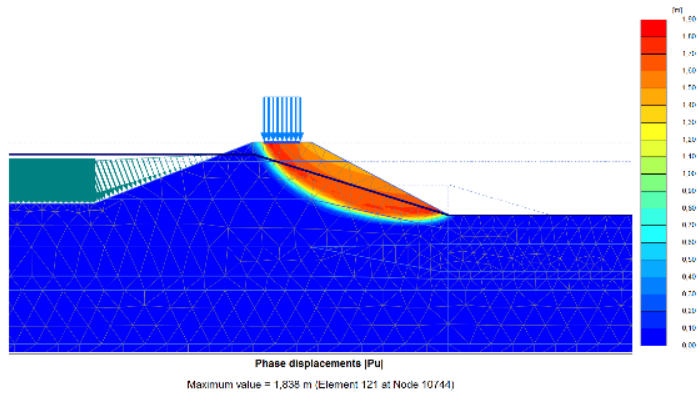
Output Version 2018.0.0.0



Witteveen Bos	Project	POVM Consequentieanalyse	3-5-2018
	Case	CASE-A_TRWG-groen	105 Witteveen+Bos Consulting engineers

Variatie II

Output Version 2018.0.0.0

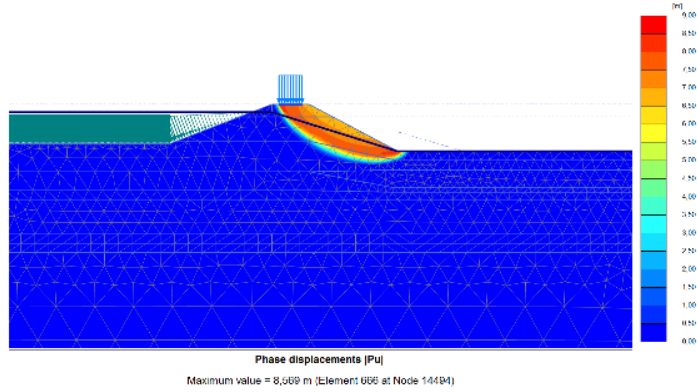


Witteveen Bos	Project	POVM Consequentieanalyse	3-5-2018
	Case	CASE-A_OSPW-groen_2_k0	167 Witteveen+Bos Consulting engineers

30 Mei, definitief 3.0

Variatie III

Output: versie 2018.0.0.0



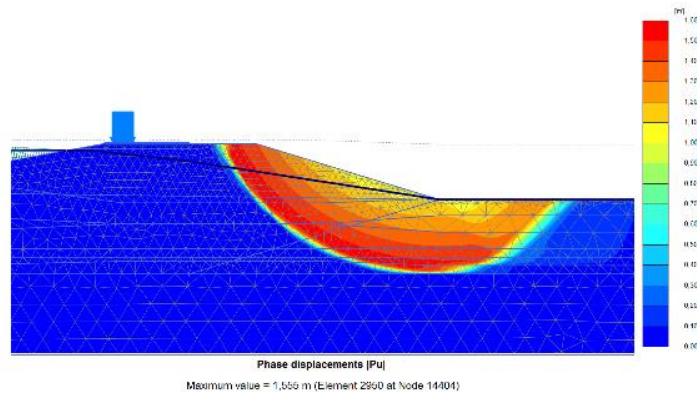
Witteveen + Bos	POVM Consequentieanalyse	4-5-2018
	CASE-A_OSPW-groen_2_k0 67	Witteveen+Bos Consulting engineers

G.2 CASE B
Naam som

Bezwijkvlak

Variatie I

Output: versie 2018.0.0.0

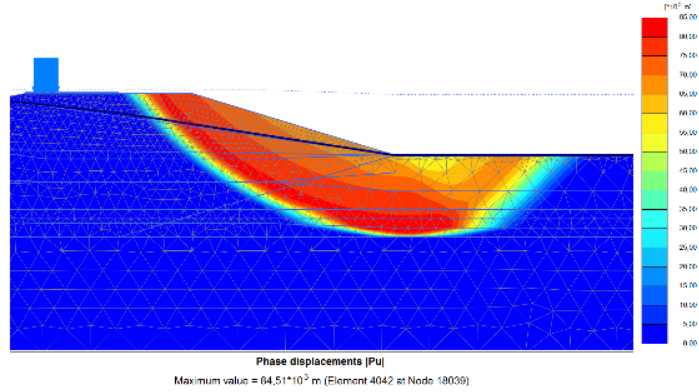


Witteveen + Bos	POVM Consequentieanalyse	3-5-2018
	CASE-B_TRWG-groen 62	Witteveen+Bos Consulting engineers

30 Mei, definitief 3.0

Variatie II

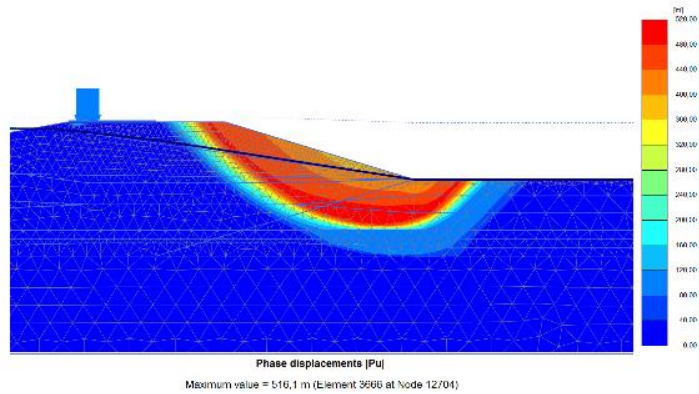
Output: versie 2018.0 0.0



Witteveen + Bos	POVM Consequentieanalyse	3-5-2018
	CASE-B_OSPW-groen-2 K0 224	Witteveen+Bos Consulting engineers

Variatie III

Output: versie 2018.0 0.0



Witteveen + Bos	POVM Consequentieanalyse	4-5-2018
	CASE-B_OSPW-groen-2 K0 124	Witteveen+Bos Consulting engineers

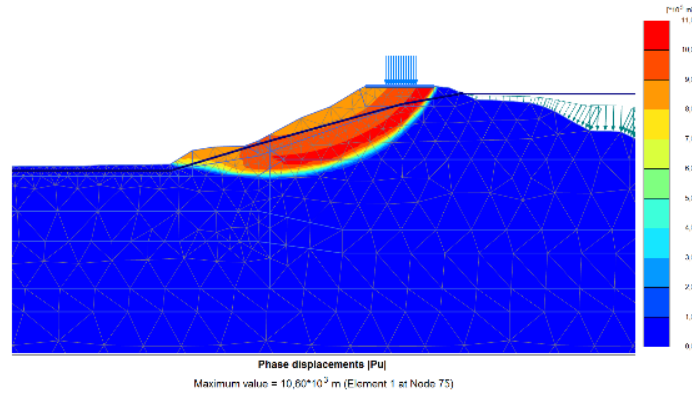
30 Mei, definitief 3.0

G.3 Case C

Naam som **Bezwijkvlak**

Variatie I

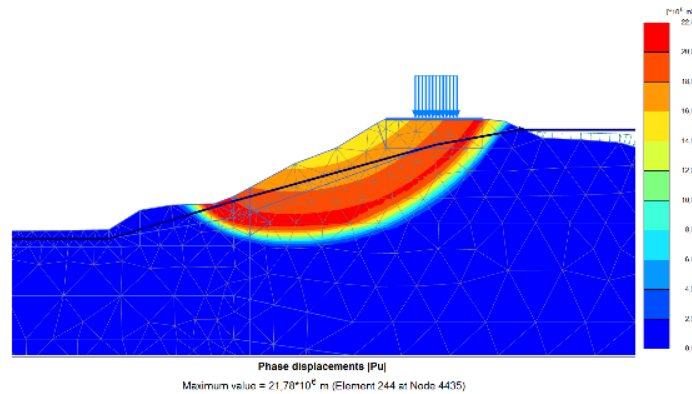
Output version 2018.0.0.0



Witteveen + Bos	Projectnaam	POVM Consequentieanalyse	DKM	4-5-2018
	Projectcode	CASE-C_TRWG-groen0	DKM	Witteveen+Bos Consulting engineers

Variatie II

Output version 2018.0.0.0

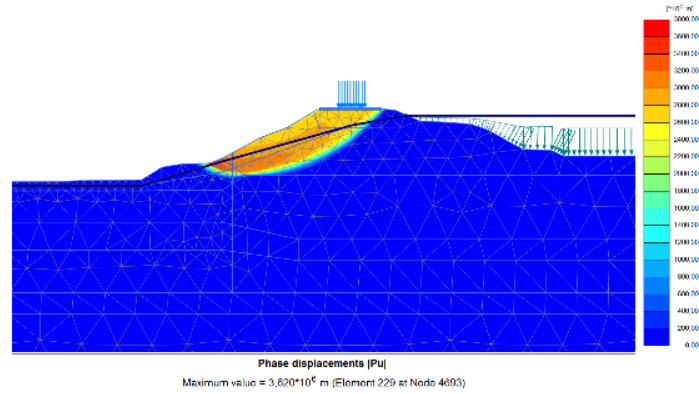


Witteveen + Bos	Projectnaam	POVM Consequentieanalyse	DKM	4-5-2018
	Projectcode	CASE-C_OSPW-groen_2_k0	DKM	Witteveen+Bos Consulting engineers

30 Mei, definitief 3.0

Variatie III

Output Version 2018.0.0.0



Witteveen Bos	PROJECT	POVM Consequentieanalyse	DATE	4-5-2018
	CASE	CASE-C_OSPW-groen_2_k0	NO.	118
			BY	Witteveen+Bos Consulting engineers

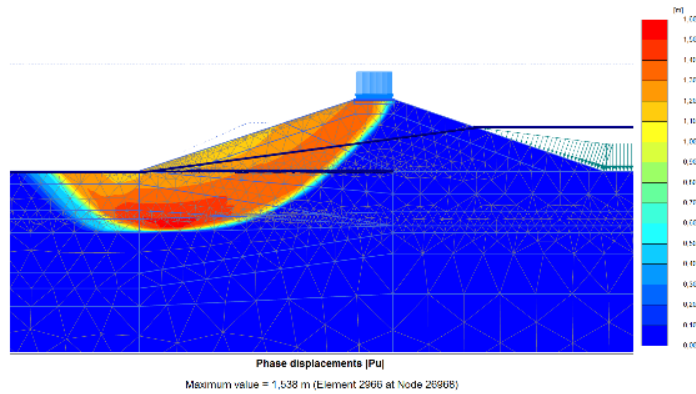
Inclusief opschaafactor 1,5

G.4 Case D

Naam som **Bezwijkvlak**

Variatie I

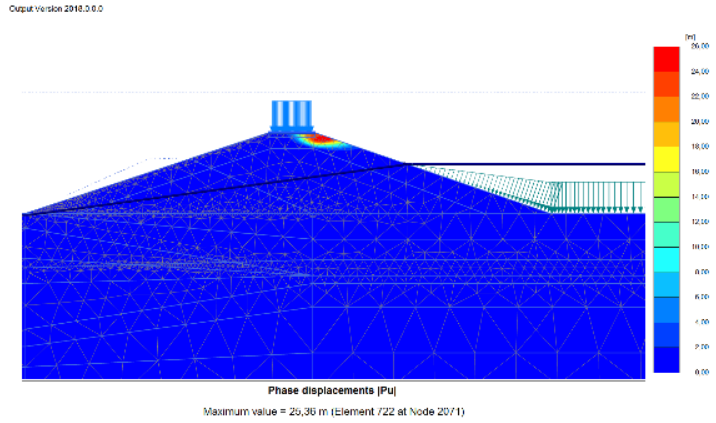
Output Version 2018.0.0.0



Witteveen Bos	PROJECT	POVM Consequentieanalyse	DATE	4-5-2018
	CASE	CASE-D_TRWG-groen	NO.	148
			BY	Witteveen+Bos Consulting engineers

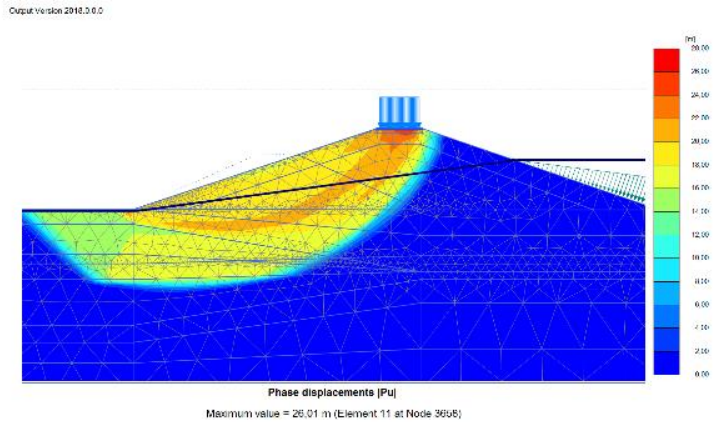
30 Mei, definitief 3.0

Variatie II



Witteveen + Bos	POVM Consequentieanalyse	4-5-2018
	CASE-D_OSPW-groen_2_k0 159	Witteveen+Bos Consulting engineers

Variatie III



Witteveen + Bos	POVM Consequentieanalyse	4-5-2018
	CASE-D_OSPW-groen_2_k0 304	Witteveen+Bos Consulting engineers

H Gebruik SSC bij modelleren bodemdaling

Het meenemen van lange termijn bodemdaling binnen de modellering van langsconstructies in waterkeringen vormt een punt van aandacht. In de consequentie-analyse is standaard gerekend met een volumecontractie van de slappe lagen in combinatie met een geometrische aanpassing in de vorm van óf een verlaging van de geometrie van 10 cm óf een verhoging van 10 cm van de waterstanden tijdens MHW.

Uit de eerste versie van de consequentie-analyse blijkt dat deze methode van modellering van lange termijn bodemdaling soortgelijke resultaten geeft als een methode waarbij volumecontractie in combinatie met *updated mesh* wordt toegepast. Het toepassen van SSC grondparameters als onderdeel van een consolidatieberekening na het aanbrengen van de damwand, mikkend op 10 cm achterlandzetting, resulteert echter in veel grotere damwandkrachten- en momenten (tot >100% groter moment bij een verankerde damwand).

Het SSC grondmodel introduceert een volumerek, wat, anders dan een modellering via een verticale volumecontractie, kan resulteren in rekken in horizontale richting. Dit komt voor als de hoofdspanning geroteerd is. In deze bijlage wordt onderzocht hoe het SSC model toch toegepast kan worden binnen het modelleren van lange termijn bodemdaling. Aandachtspunten bij die toepassing die hier behandeld worden zijn:

- het aantal consolidatiefases;
- de duur van deze fases;
- het gebruik van *updated mesh*;
- het gebruik van een geometrische aanpassing.

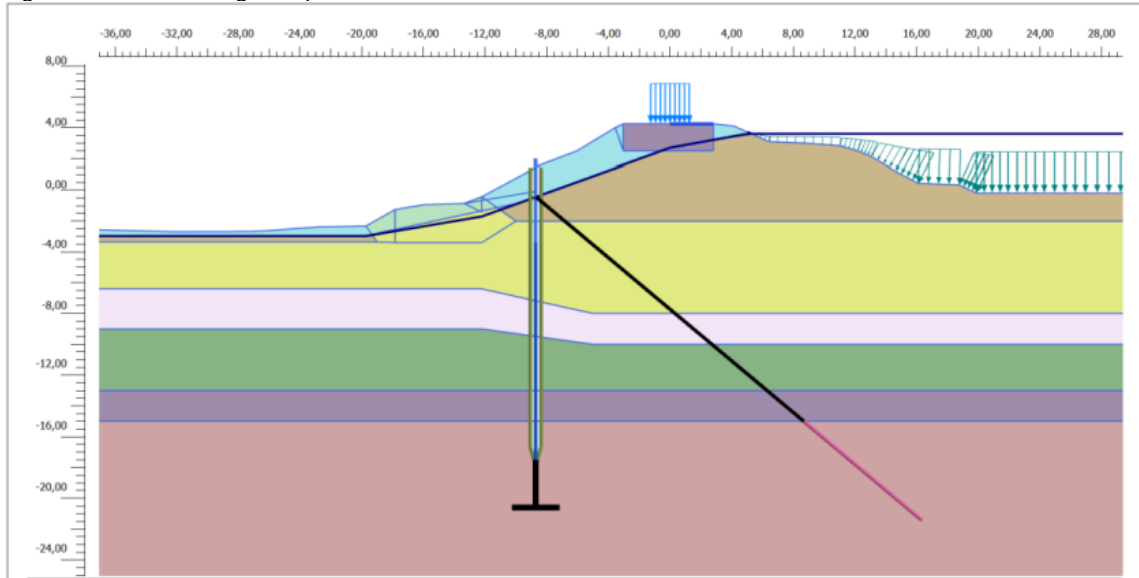
H.1 Aanpak

Er wordt een set sommen opgezet welke de gevolgen van verschillende keuzes bij toepassing van het SSC model in kaart brengen. Case C uit de Consequentie-analyse wordt als template gebruikt. Case C betreft een verankerde damwandoplossing in een kleidijk op een samendrukbare lagenpakket van zo'n 10 m dik, zie Figuur 3. In alle sommen wordt de fasering conform de aanbevelingen uit de Consequentie-analyse aangehouden en wordt, in de fases voor de switch naar SHANSEP parameters, gerekend met SSC grondparameters. Voor een eerlijke vergelijking wordt in alle fases een achtergrondzetting van rond de 6,5-6,7 cm gemodelleerd⁴.

⁴ Dit is de zetting die 50 jaar na damwandinstallatie is opgetreden, als er gerekend wordt met een consolidatie van 10 jaar vóór damwandinstallatie.

30 Mei, definitief 3.0

Figuur 3 Geometrie en grondopbouw Case C.



H.2 Basissom

Kenmerken: geen consolidatiefases, volumecontractie van 0,67% in slappe lagen, geometrische aanpassing d.m.v. 10 cm waterstandsverhoging, geen *updated mesh*.

Modellering lange termijn bodemdaling:

Aantal consolidatiefases	0
Gebruik volumecontractie	✓
Gebruik geometrische aanpassing	✓
Gebruik <i>updated mesh</i>	✗

Resultaten:

Aspect	Fase	Waarde
Hoeveelheid zetting achterland voor damwandinstallatie [cm]		0
Hoeveelheid zetting achterland na damwandinstallatie [cm]	3a - bodemdaling	6,5
Ankerkracht na lange termijn bodemdaling [kN]	3a - bodemdaling	296.5
Horizontale vervorming damwand $u_{x,max}$ [m]	4b - vervormingstoets	0.01815
Moment damwand, $M_{EEM,max}$ [kNm/m']	5 - constructieve toets	123.3
$\sum Msf \phi$ -c reductie	6b - geotechnische toets	1.110
Tijdsduur som (totaal) [s]		229.6

30 Mei, definitief 3.0

H.3 Variatie 1

Kenmerken: één consolidatiefase na damwandinstallatie met *updated mesh* vanaf consolidatiefase.

In deze som wordt in de fase nadat de damwand en het anker zijn geïnstalleerd een consolidatiesom uitgevoerd, mikkend op 6,5-6,7 cm zetting in het achterland. Hier zijn 1000 dagen voor nodig.

Modellering lange termijn bodemdaling:

Aantal consolidatiefases	1
Tijd consolidatie na damwandinstallatie [dagen]	1000
Gebruik volumecontractie	✘
Gebruik geometrische aanpassing	✘
Gebruik <i>updated mesh</i>	✓

Resultaten:

Aspect	Fase	Waarde
Hoeveelheid zetting achterland voor damwandinstallatie [cm]		0
Hoeveelheid zetting achterland voor damwandinstallatie [cm]	3a - bodemdaling	6,6
Ankerkracht na lange termijn bodemdaling [kN]	3a - bodemdaling	690,4
Horizontale vervorming damwand $u_{x,max}$ [m]	4b - vervormingstoets	0.0193
Moment damwand, $M_{EEM,max}$ [kNm/m']	5 - constructieve toets	400.9
$\sum Msf \phi$ -c reductie	6b - geotechnische toets	1.119
Tijdsduur som (totaal) [s]		528,9

H.4 Variatie 2

Kenmerken: twee consolidatiefases met *updated mesh* vanaf tweede consolidatiefase.

In deze som wordt, na de nul-stap, een consolidatiesom van 10 jaar uitgevoerd om bodemdaling in de tijd tussen de bouw van de dijk en de versterking van de dijk te simuleren. In de fase nadat de damwand en het anker zijn geïnstalleerd wordt een tweede consolidatiesom uitgevoerd, weer mikkend op 6,5-6,7 cm zetting in het achterland. Hier is nu 50 jaar voor nodig (18262 dagen) voor nodig. De *updated mesh* wordt pas geactiveerd na de tweede consolidatiesom.

Modellering lange termijn bodemdaling:

Aantal consolidatiefases	2
Tijd consolidatie voor damwandinstallatie [dag]	3650
Tijd consolidatie na damwandinstallatie [dag]	18262
Gebruik volumecontractie	✘

30 Mei, definitief 3.0

Gebruik geometrische aanpassing	✘
Gebruik <i>updated mesh</i>	✓

Resultaten:

Aspect	Fase	Waarde
Hoeveelheid zetting achterland voor damwandinstallatie [cm]	2b - consolidatie voor damwandinstallatie	12,2
Hoeveelheid zetting achterland na damwandinstallatie [cm]	3a - bodemdaling	6,1
Ankerkracht na lange termijn bodemdaling [kN]	3a - bodemdaling	352,5
Horizontale vervorming damwand $u_{x,max}$ [m]	4b - vervormingstoets	0,0191
Moment damwand, $M_{EEM,max}$ [kNm/m']	5 - constructieve toets	160,8
$\sum Msf \phi$ -c reductie	6b - geotechnische toets	1,00
Tijdsduur som (totaal) [s]		454,6

H.5 Variatie 3a

Kenmerken: twee consolidatiefases zonder *updated mesh* (verder gelijk aan variatie 2).

Modellering lange termijn bodemdaling:

Aantal consolidatiefases	2
Tijd consolidatie voor damwandinstallatie [dag]	3650
Tijd consolidatie na damwandinstallatie [dag]	18262
Gebruik volumecontractie	✘
Gebruik geometrische aanpassing	✘
Gebruik <i>updated mesh</i>	✘

Resultaten:

Aspect	Fase	Waarde
Hoeveelheid zetting achterland voor damwandinstallatie [cm]	2b - consolidatie voor damwandinstallatie	12,3
Hoeveelheid zetting achterland na damwandinstallatie [cm]	3a - bodemdaling	6,7
Ankerkracht na lange termijn bodemdaling [kN]	3a - bodemdaling	361,3
Horizontale vervorming damwand $u_{x,max}$ [m]	4b - vervormingstoets	0,0184
Moment damwand, $M_{EEM,max}$ [kNm/m']	5 - constructieve toets	163,0
$\sum Msf \phi$ -c reductie	6b - geotechnische toets	1,099
Tijdsduur som (totaal) [s]		315,5

30 Mei, definitief 3.0

H.6 Variatie 3b

Kenmerken: twee consolidatiefases zonder *updated mesh*, met geometrische aanpassing.

Anders dan variatie 3a wordt hier additioneel een geometrische aanpassing gedaan om rekening te houden met lange termijn bodemdaling, in de vorm van een verhoging van het MHW freatisch vlak en stijghoogte met 10 cm.

Modellering lange termijn bodemdaling:

Aantal consolidatiefases	2
Tijd consolidatie voor damwandinstallatie [dag]	3650
Tijd consolidatie na damwandinstallatie [dag]	18262
Gebruik volumecontractie	✘
Gebruik geometrische aanpassing	✓
Gebruik <i>updated mesh</i>	✘

Resultaten:

Aspect	Fase	Waarde
Hoeveelheid zetting achterland voor damwandinstallatie [cm]	2b - consolidatie voor damwandinstallatie	12,3
Hoeveelheid zetting achterland na damwandinstallatie [cm]	3a - bodemdaling	6,7
Ankerkracht na lange termijn bodemdaling [kN]	3a - bodemdaling	361,1
Horizontale vervorming damwand $u_{x,max}$ [m]	4b - vervormingstoets	0,0189
Moment damwand, $M_{EEM,max}$ [kNm/m']	5 - constructieve toets	163,4
$\sum Msf \phi$ -c reductie	6b - geotechnische toets	1,095
Tijdsduur som (totaal) [s]		323,5

H.7 Samenvatting

Tabel 9 Vergelijking variatie-sommen met basissom.

	Zetting		Geo. stabiliteit	Anker	Damwand		Kosten				
	voor installatie [cm]	na installatie [cm]			$\sum Msf$ geo. toets [-]	F_{ank} na bodemdaling [kN]		$M_{EEM,max}$ [kNm/m']	$u_{x,max}$ [m]	Tijdsduur som [s]	
	0	6.5	1.11	296.5	123.3	0.0182	229.6				
Gebruik consolidatiefase	Variatie 1	0	6.6	1.12	690.4	+133%	400.9	+225%	0.0193	528.9	+130%
Gebruik 2 consolidatiefases	Variatie 2	12.2	6.1	1.10	352.5	+19%	160.8	+30%	0.0191	454.6	+98%
Gebruik geen updated mesh	Variatie 3a	12.3	6.7	1.10	361.3	+22%	163.0	+32%	0.0184	315.5	+37%
Gebruik geom. aanpassing	Variatie 3b	12.3	6.7	1.10	361.1	+22%	163.4	+33%	0.0189	323.5	+41%

H.8 Gevoeligheid voor tijdsduur

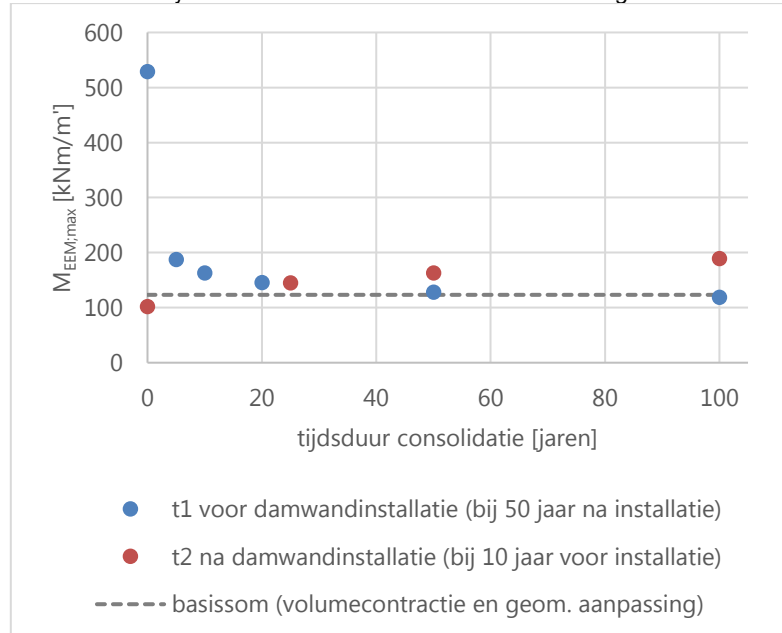
Tot dusver is er gerekend met een consolidatietijd van 10 jaar vóór damwandinstallatie en is er uitgegaan van 50 jaar consolidatietijd na damwandinstallatie. Om na te gaan hoe gevoelig het model is voor veranderingen in deze tijdsperiodes van consolidatie is gevarieerd in de tijd voor en na damwand installatie.

Uit Figuur 4 valt af te leiden dat de krachtwerking in de damwand veel gevoeliger is voor het gemiddelde aantal jaar consolidatie vóór damwandinstallatie dan het aantal jaren consolidatie erna. Dit wordt veroorzaakt door een afnemende kruipsnelheid in de tijd: als bij voorbaat al een groot deel van de horizontale kruip heeft plaatsgevonden, heeft het aantal jaren kruip wat na installatie wordt gesimuleerd minder invloed op krachten in de damwand, door relatief kleine volumieke veranderingen na installatie.

Tabel 10 Vergelijking tussen verschillende tijdsduren consolidatiefases.

		Zetting		Geo. stabiliteit	Anker		Damwand			
		voor installatie [cm]	na installatie [cm]	ΣM_{ef} geo. toets [-]	F_{ank} na bodemdaling [kN]	$M_{EEM,max}$ [kNm/m']	$u_{x,max}$ [m]			
tijd voor = 10 jaar, tijd na = 50 jaar	3a	12.3	6.7	1.10	361.3		163.0		0.0184	
tijd na = 50 jaar	tijd voor = 0	3a t_{1,0}	0	18.4	1.13	795.6	+120%	528.7	+224%	0.0180
	tijd voor 5 jaar	3a t_{1,5jaag}	9.75	8.85	1.12	426.5	+18%	187.2	+15%	0.0177
	tijd voor 20 jaar	3a t_{1,20hoog}	14.9	4.8	1.08	316.0	-13%	145.5	-11%	0.0191
tijd voor = 10 jaar	tijd na = 0	3a t_{2,0}	12.3	0	1.14	267.6	-26%	102.1	-37%	0.0198
	tijd na 25 jaar	3a t_{2,25jaag}	12.3	4.6	1.09	314.1	-13%	144.7	-11%	0.0190
	tijd na 100 jaar	3a t_{2,100}	12.3	9.2	1.10	419.5	+16%	189.4	+16%	0.0178

Figuur 4 Relatie tussen tijdsduur van twee consolidatiefases en maatgevend damwandmoment.



I Berekeningsfasering PLAXIS

PLAXIS fasering, met uit te lezen fases in rood gemarkeerd.

OSPW			
Fase in PLAXIS	Fase in OSPW	Type berekening	Bijzonderheden
1 - Initiële fase	U1a	Gravity loading, $M_{weight}=0$	
2 - Eigen gewicht	U1b	Plastic, staged construction	Ignore undrained
3 - PL1 gws normaal	U1c	Plastic, staged construction	Ignore undrained
4 - PL3 stgh normaal	U2a	Plastic, staged construction	Ignore undrained
5 - Damwanden, verankering	U2b	Plastic, staged construction	Ignore undrained
6 - MHW	U2c	Plastic, staged construction	Ignore undrained, reset displacements
7 - Bovenbelasting	U2d	Plastic, staged construction	
8 - M1 naar M2	U3b	Plastic, staged construction	Ignore undrained
geotech. pcr	U3c	Safety, incremental multipliers	Ignore undrained
geotech. toets	U4a	Safety, target SumMsf	Ignore undrained
constr. toets	U4b	Safety, target SumMsf	Ignore undrained
Sterktereductie M1	U3a	Safety, incremental multipliers	
6aV - MHW voor BGT	B2c	Plastic, staged construction	Ignore undrained, reset displacements
Vervormingstoets (bovenbelasting)	B2d	Plastic, staged construction	

BEEM		
Fase in PLAXIS	Type berekening	Bijzonderheden
1a - Initiële fase	K0 procedure	
1b - Nul stap	Plastic, staged construction	Ignore undrained
2 - Damwanden, verankering	Plastic, staged construction	Ignore undrained
3a - Lange termijn bodemdaling	Plastic, staged construction	Ignore undrained
3b - Zakkende grond op ankers	Plastic, staged construction	Ignore undrained
4a - MHW	Plastic, staged construction	Ignore undrained, reset displacements
4b - Bovenbelasting, switch naar SHANSEP	Plastic, staged construction	
5 - constr. toets	Plastic, staged construction	Design approach constr. toets
3bV - Zakkende grond op ankers	Plastic, staged construction	Ignore undrained
4aV - MHW	Plastic, staged construction	Ignore undrained, reset displacements
4bV - Vervormingstoets (bovenbelasting, switch SHANSEP)	Plastic, staged construction	
5 - Switch SHANSEP	Plastic, staged construction	Design approach geotech. toets (=constr. toets)
6 - geotech. pcr	Safety, incremental multipliers	Design approach geotech. toets (=constr. toets)