


POVM Eemdijkproef

Eindrapport proefprogramma
Product V (definitief)

POV

MACRO
STABILITEIT



Auteur: J. Bredeveld
Datum: november 2018

Versie: 2

Project 11200956-014	Pagina's 264	Kenmerk 11200956-014-GEO-0001
--------------------------------	------------------------	---

Samenvatting

De Eemdijkproef leidt tot een direct in te boeken besparing van 30% op het gewicht (Euro's, maar ook CO₂) van langsconstructies en additionele besparing voor toekomstige ontwerpen en beoordelingen van langsconstructies in dijken. Op de onderbouwing van deze besparingen wordt onderstaand ingegaan.

Binnen het huidige Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP), een samenwerking tussen Waterschappen en Rijksoverheid, is een aantal project-overstijgende verkenningen opgezet met als doel om dijkversterking beter, sneller en goedkoper te maken. Tegen deze achtergrond is geconstateerd dat het aantal te versterken dijkvakken vanwege onvoldoende sterkte voor macrostabiliteit in het Hoogwaterbeschermingsprogramma omvangrijk is. De opgave waarbij macrostabiliteit maatgevend is betreft 287 km. Hiervan is aan 69,5 km een hoge urgentie toegekend en opgenomen in de programmering 2015-2020. Dit vormde de aanleiding voor het opzetten van de POV|Macrostabiliteit (zie www.povmacrostabiliteit.nl).

Een al veelvuldig toegepaste versterkingsmaatregel, die naar verwachting ook in de toekomst relevant blijft, is een stabiliteit-verhogende wand in de vorm van een stalen damwand. Deze oplossing met constructies in waterkeringen wordt veelal toegepast om bijvoorbeeld bebouwing of andere waarden bij dijkversterking te kunnen sparen, maar is wel een relatief dure vorm van dijk versterken. Tot nu toe wordt een damwand ontworpen die eigenlijk de waterkerende functie volledig overneemt. Door de wand flexibeler te maken gaat deze samenwerken met de dijk, waardoor voor de wand substantieel goedkoper kan worden. De optimalisatie blijkt in de orde van 30% te zijn.

Voorheen ontbrak het nog aan betrouwbaar inzicht in het werkelijke gedrag van een op deze wijze versterkte waterkering onder hoogwater- en opdrijfcondities. Dat bemoeilijkte het aanscherpen van de huidige (conservatief ingestoken) ontwerpaanpak. In het kader van de POV|Macrostabiliteit is dit inzicht verkregen door uitvoering van een onderzoeksprogramma rondom de Eemdijkproef, de full-scale proef in Eemdijk op een dijk versterkt met een stalen damwand. Het onderzoeksprogramma rondom de Eemdijkproef – hierin is de opgebouwde proefdijk met een onverankerde doorgaande damwand versterkt – bestond feitelijk uit drie onderdelen:

- de Pull-Over Test (POT) op vier configuraties van meerdere damwandplanken;
- de Full-Scale Proef van een dijk zonder constructieve versterking (FSP-groen), in feite de referentie voor het geconstateerde gedrag bij de versterkte dijk;
- de Full-Scale Proef van een dijk met constructieve versterking (FSP-blauw).

Het kennisdoel van het opgetuigde onderzoeksprogramma rondom de Eemdijkproef was tweeledig. Ten eerste het tot ná bezwijken betrouwbaar in kaart te brengen van het gedrag van een dijk met een constructieve versterking en daarmee valideren van essentiële uitgangspunten/berekeningsmethodes welke in de huidige POV publicatie Basisrapport Eindige Elementenmethode (BEEM v1.0) worden voorgesteld. Met de resultaten van de proef is er vertrouwen opgebouwd om de voorgestelde substantiële optimalisatie ook daadwerkelijk te implementeren in de praktijk.

Project	Pagina's	Kenmerk
11200956-014	264	11200956-014-GEO-0001

Ten tweede is er een betrouwbare en complete set monitoringsgegevens vastgelegd, zodat de Eemdijkproef in de toekomst als bruikbare case voor rekentechnische validatie kan dienen. Het All-Risk onderzoeksprogramma van de TU-Delft en het HWBP zijn de eerste programma's die gebruik gaan maken van deze data.

Alle drie de grootschalige proeven zijn met succes afgerond, dus tot bezwijken en grote horizontale deformaties. Het sterk verbeterde inzicht in het bezwijkgedrag van een echte dijk met doorgaande onverankerde damwand heeft meteen al tot een aantal forse optimalisaties voor de ontwerpaanpak geleid:

- Eén van de meest wezenlijke wijzigingen van de invoering van het BEEM v1.0 is met de proef gevalideerd. Het ongedraineerd rekenen (CSSM/SHANSEP) kan nu ook voor dijken met damwanden worden toegepast en dit leidt tot aanzienlijk lichtere constructies. Uit de toepassing van het BEEM v1.0 volgt uit Subparagraaf 3.6.5 dat dit tot een gewichtsbesparing van 20% leidt.

De volgende optimalisaties zijn nog niet in het BEEM v1.0 als zodanig opgenomen, maar er wordt aanbevolen om deze wel in BEEM v2.0 mee te nemen:

- De proef geeft conform Subparagraaf 7.1.5 geen aanleiding om voor een discontinue wand opgebouwd uit panelen van minimaal drie dubbele planken – dit is meestal het geval – een extra reductie op de sterkte van de randplanken binnen deze panelen aan te houden, waarmee de huidige reductiefactor 1,1 kan komen te vervallen (~10% besparing bij deze panelen).
- De proef bevestigt conform Subparagraaf 7.1.6 dat voor doorsnedeklasse 2 profielen met de plastische in plaats van de elastische capaciteit kan worden gerekend (~15% besparing bij zwaardere profielen).

Daarnaast zijn er aanvullende ideeën opgedaan, die hier als suggesties zijn geformuleerd en waar nog verdere optimalisatie van het BEEM v2.0 in de toekomst mee mogelijk is:

- De proef toont aan dat de vervormingen van de dijk met damwand net als voor een gronddijk zeer gering zijn in een stabiele situatie (tot circa 80% van de maatgevende waterstand) en veel lager is dan uit de rekenmodellen volgt. In de huidige ontwerppraktijk van vooral onverankerde damwanden is de vervormingstoets veelal maatgevend boven de sterkte-toets en leidt dit tot onnodige verzwaring. Conform Subparagraaf 7.1.1 kan met de inzichten van de proef deze onnodige verzwaring worden voorkomen (grote inschatting ~20% besparing bij lange onverankerde damwanden, daadwerkelijke besparing is sterk afhankelijk van de situatie).
- De proef toont conform Subparagraaf 7.1.1 aan dat een onverankerde doorgaande damwand ook na bezwijken (van zowel de damwand als het binnentalud) niet doorgaand vervormt. De damwand is wel (plastisch) bezwaken, maar de vervorming wordt beperkt door membraanwerking in lengterichting (i.e. herverdeling van de belastingen op de damwand naar de zijanten via de onderlinge koppeling van de damwandpanelen en/of -planken) en steun van het binnentalud. Korte glijvlakken (<50m) zoals bij gronddijken worden hiermee voorkomen, waardoor de lengte-effect factor ook gunstiger kan worden gekozen (grote inschatting ~10% besparing bij doorlopende wanden).

Project
11200956-014



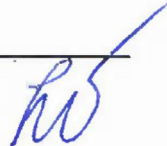
Pagina's
264

Kenmerk
11200956-014-GEO-0001

Resumerend kan worden gesteld dat hiermee een aanzienlijke besparing op het aantal kilo's staal en CO₂ kan worden gehaald. De schatting is dat het in de huidige versie van de BEEM (v1.0) al 20% is op de bouwkosten, dat deze 30% kan worden als de aanbevolen optimalisaties in BEEM v2.0 worden doorgevoerd en dat dit nog verder kan oplopen als de suggesties voor nadere optimalisatie worden verwerkt. De damwanden worden niet alleen lichter, maar ook korter en daarmee zal de overlast op de omgeving ook beperkter zijn.

Het verkregen inzicht in extra betrouwbaarheid en veiligheid is zeer waardevol en het verdient aanbeveling om dit inzicht mee te nemen in de afweging van alternatieven bij versterkingsopgaven. Tot slot is er voor de praktijk een schat aan gegevens beschikbaar gekomen voor nadere analyses van het daadwerkelijke sterkte- en vervormingsgedrag, en om de (huidige en toekomstige) ontwerp- en beoordelingsaanpak rekentechnisch te valideren. Dus dat maakt ofwel directe besparing in het ontwerp mogelijk, dan wel hoeven bestaande constructies niet te worden afgekeurd in een beoordeling omdat het werkelijke gedrag anders is dan gedacht.

De proef is een succesvolle samenwerking van diverse partijen geweest waarbij open overleg en intensieve samenwerking heeft geleid tot het mooie eindresultaat. Daarnaast was de proef goed zichtbaar in de pers en een mooie PR voor de dijkwerkers.

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1	sep. 2018	J. Bredeveld H.T.J. De Bruijn H.J. Lengkeek		T. Stoutjesdijk		L. Voogt	
2	nov. 2018	J. Bredeveld (Deltares) H.T.J. de Bruijn (Deltares) H.J. Lengkeek (Witteveen+Bos) T. Naves (Witteveen+Bos) M. Post (Deltares)		T. Stoutjesdijk		L. Voogt	

Status
definitief

Inhoud

0 Samenvatting	1
0.1 Management samenvatting	1
0.2 Leeswijzer	4
0.3 Productoverzicht	5
1 Inleiding	7
1.1 Achtergrond	7
1.1.1 Aanleiding	7
1.1.2 Probleemstelling	7
1.1.3 Oplossingsrichting	8
1.2 Beschrijving onderzoek	9
1.2.1 Onderzoeksprogramma	9
1.2.2 Doelstellingen	9
1.2.3 Afbakening	10
1.2.4 Kennisvragen	10
1.3 Gebruikte termen en afkortingen	12
2 Algemene uitgangspunten postdicties	13
2.1 Onderzoeksvragen	13
2.1.1 Hoe goed presteren rekenmodellen?	13
2.2 Bodemopbouw	13
2.2.1 POT bodemopbouw	13
2.2.2 FSP-groen en FSP-blauw bodemopbouw	14
2.3 Sterkte- en stijfheidsparameters	17
2.3.1 POT parameterset	17
2.3.2 FSP-groen en FSP-blauw parameterset	20
2.4 Globale beschrijving werkelijke aanleg- en proeffase	22
2.4.1 POT	22
2.4.2 FSP-groen	22
2.4.3 FSP-groen	22
2.5 Antwoord kennisvragen	24
2.5.1 Prestatie beschikbare rekenmodellen?	24
3 Pull-Over Testen	25
3.1 Onderzoeksvragen POT	25
3.1.1 Werkelijke sterkte- en stijfheidsgedrag	25
3.1.2 Prestatie van rekenmodellen	26
3.1.3 Aspecten die doorsnedeklasse beïnvloeden	26
3.1.4 Gedrag damwandplank na plastisch scharnier	26
3.2 Aanpak onderzoek POT	27
3.3 Uitgangspunten postdicties POT	27
3.3.1 Opbouw rekenmodel	27
3.3.2 Grondopbouw	29
3.3.3 Grondeigenschappen	29
3.3.4 Eigenschappen damwandprofielen	32
3.4 Validatie GU8N-gedrag POT	34

3.4.1	Resultaten DIANA-simulaties 4PBP	36
3.4.2	Evaluatie DIANA-simulaties 4PBP	38
3.5	Vergelijking postdicties en proefresultaten POT	38
3.5.1	Configuratie drie dubbele AZ 13-700 profielen	39
3.5.2	Configuratie GU8N-triplet	41
3.5.3	Configuratie GU8N-rev-triplet	45
3.5.4	Configuratie drie dubbele AZ26-profielen	49
3.6	Antwoord kennisvragen POT	51
3.6.1	Werkelijke sterkte- en stijfheidsgedrag	51
3.6.2	Hoe presteren beschikbare rekenmodellen?	54
3.6.3	Aspecten die doorsnedeklasse beïnvloeden	55
3.6.4	Gedrag damwandplank na plastisch scharnier	56
3.6.5	Doorvertaling van bevindingen POT	57
4	Onderzoek naar grote rekken	58
4.1	Onderzoeksvragen	58
4.1.1	Benaderingsmethode restprofiel	58
4.2	Aanpak van het onderzoek	58
4.2.1	Beschrijving van uitgevoerd onderzoek	58
4.3	Analyse van de proefresultaten	59
4.3.1	Reststerkte gedrag van klei	59
4.3.2	Reststerkte gedrag van veen	59
4.3.3	Vergelijk tussen beide proeven en vergelijk eindsterkte en bezwijkvorm	60
4.3.4	Resume reststerkte-onderzoek Eemdijk	61
4.4	Antwoord kennisvragen	61
4.4.1	Beste benaderingsmethode voor restprofiel?	61
5	Analyse groene dijk	63
5.1	Onderzoeksvragen FSP-groen	63
5.1.1	Werkelijk sterkte- en stijfheidsgedrag?	63
5.1.2	Beste methode restprofielbenadering?	63
5.1.3	Prestatie beschikbare rekenmodellen?	63
5.2	Aanpak onderzoek FSP-groen	63
5.3	Uitgangspunten postdicties FSP-groen	64
5.3.1	Dijkgeometrie FSP-groen	64
5.3.2	Ondergrondcondities FSP-groen	65
5.3.3	Fasering FSP-groen	66
5.3.4	Bovenbelastingen	70
5.3.5	PLAXIS schematisaties	70
5.4	Analyse aanlegfase FSP-groen	75
5.4.1	Vergelijk metingen en postdicties	75
5.5	Analyse proeffase FSP-groen	80
5.5.2	Inschatting 3D-effect bij FSP-groen	87
5.5.3	Reststerkte FSP-groen	89
5.5.4	Gevoeligheidsberekeningen	91
5.5.5	Resumé analyse proeffase	92
5.6	Beantwoording kennisvragen FSP-groen	94
5.6.1	Werkelijk sterkte- en stijfheidsgedrag?	94
5.6.2	Beste methode restprofielbenadering?	95
5.6.3	Prestatie beschikbare rekenmodellen?	95

6	Analyse blauwe dijk	96
6.1	Onderzoeksvragen FSP-blauw	96
6.1.1	Wat is werkelijke sterkte- en stijfheidsgedrag?	96
6.1.2	Wat is beste benaderingsmethode voor restprofiel?	96
6.1.3	Hoe goed presteren rekenmodellen?	96
6.2	Aanpak onderzoek FSP-blauw	97
6.3	Uitgangspunten postdicties FSP-blauw	100
6.3.1	Dijkgeometrie	100
6.3.2	Ondergrondcondities	101
6.3.3	Fasering	102
6.3.4	Bovenbelastingen	104
6.3.5	Damwandeigenschappen	104
6.4	Analyse aanleg FSP-blauw	105
6.4.1	Vergelijking metingen en postdicties	105
6.4.2	Resumé analyse aanlegfase	109
6.5	Analyse proef FSP-blauw	109
6.5.1	Vergelijking metingen en postdicties	109
6.5.2	Resumé analyse proeffase	120
6.5.3	Gevoeligheidsanalyses	120
6.5.4	Resumé gevoeligheidsanalyse	133
6.5.5	Vervormingen als functie van de waterstand	134
6.6	Beantwoorden kennisvragen	137
6.6.1	Wat is het werkelijke sterkte- en stijfheidsgedrag?	137
6.6.2	Wat is beste benaderingsmethode voor restprofiel?	138
6.6.3	Hoe goed presteren rekenmodellen?	139
7	Overall conclusies en samenvatting	140
7.1	Project-specifieke constatering en generieke conclusies	140
7.1.1	Conclusies werkelijk sterkte- en stijfheidsgedrag	140
7.1.2	Conclusies beste benaderingsmethode voor restprofiel	143
7.1.3	Conclusies met betrekking tot vervormingsverschillen tot aan bezwijken	144
7.1.4	Conclusie wat betreft prestatie van rekenmodellen	145
7.1.5	Conclusies over damwanden met discontinue karakter	145
7.1.6	Conclusies over plastisch gedrag	146
7.1.7	Conclusies uit vergelijking metingen met OSPW en BEEM	146
7.2	(Mogelijkheden tot) optimalisatie ontwerp en beoordeling	147
7.2.1	Ontwerpmethodiek (BEEM)	147
7.2.2	Aandachtspunten voor TR langsconstructies	148
8	Resterende optimalisatiekansen	150
8.1	Relatie ongedraineerde vervormingen en stabiliteit (prioriteit HOOG)	150
8.2	Hoe zit het nu werkelijk met de rekken in het staal? (prioritering MIDDEL)	150
8.3	Sterkte zandpakket (prioritering MIDDEL)	151
8.4	Residual strength in relatie tot restprofiel (prioritering HOOG)	151
8.5	Wandwrijving, invloed kleef op damwand (prioritering MIDDEL)	152
8.6	Opdrijven (prioritering MIDDEL)	152
8.7	3D-effecten (prioritering MIDDEL)	154
8.8	Gebruik reststerkte en meerlaagse veiligheid (prioritering MIDDEL)	154
8.9	Smalle damwandpanelen (prioritering LAAG)	155
8.10	Bij grote deformaties (prioritering MIDDEL)	155

8.11 Case voor Observational Method (prioritering MIDDEL)	155
---	-----

Bijlage(n)

A Overzicht kennisvragen	A-1
B Samenvatting POT	B-1
B.1 Metingen POT	B-1
B.1.1 SAAF- en prismametingen drie dubbele AZ13-700	B-1
B.1.2 SAAF- en prismametingen GU8N-triplet	B-4
B.1.3 SAAF- en prismametingen GU8N-rev-triplet	B-7
B.1.4 SAAF- en prismametingen drie dubbele AZ26	B-9
B.2 Onderbouwing uitgangspunten	B-11
B.2.1 Bodemopbouw	B-11
C Samenvatting FSP-groen	C-1
C.1 Metingen FSP-groen	C-1
C.2 Beschrijving afschuifproces FSP-groen	C-13
C.3 Beschrijving afschuifvlak FSP-groen	C-15
C.4 Onderbouwing uitgangspunten voor analyse FSP-groen	C-17
C.4.1 Postdictie parameterset	C-17
C.4.2 Oriënterende postdicties aanlegfase	C-20
C.4.3 Toelichting op postdicties proeffase	C-33
C.5 Gevoeligheidsberekeningen FSP-groen	C-37
C.5.1 SS model in plaats van NAS model	C-38
C.5.2 Rekenmesh opgebouwd uit 15-knoops in plaats van 6-knoops elementen	C-38
C.5.3 Alleen UM-optie in plaats van UM én UPP-optie	C-39
C.5.4 Extra gewicht op talud	C-39
C.5.5 Hanteren lage in plaats van hoge stijfheid in NAS model	C-40
C.5.6 Vervangen slappe kleilaag 3a door kleilaag 3	C-41
D Samenvatting metingen FSP-blauw	D-1
D.1 Metingen FSP-blauw	D-1
D.2 Beschrijving afschuifproces FSP-blauw	D-12
D.3 Beschrijving afschuifvlak FSP-blauw	D-18
E 3D scans FSP-blauw	E-20
F Ontwerp volgens OSPW en BEEM	F-23
F.1 Inleiding	F-23
F.1.1 Aanleiding	F-23
F.1.2 Doelstelling dijkontwerp Eemdijk	F-23
F.1.3 Aannames en afbakening	F-24
F.1.4 Gebruikte termen en afkortingen	F-25
F.2 Uitgangspunten	F-25
F.2.1 Veiligheidsfilosofie	F-25
F.2.2 Geometrie	F-28
F.2.3 Waterstanden en stijghoogtes	F-29
F.2.4 Grondopbouw en geotechnische parameters	F-30



11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

F.2.5	Constructieve versterking	F-30
F.2.6	Fasering	F-33
F.2.7	Toetsen van het ontwerp	F-36
F.2.8	Toets verticaal draagvermogen	F-37
F.3	Resultaten en toetsingen	F-37
F.3.1	OSPW dijkversterkingsontwerp	F-37
F.3.2	BEEM dijkversterkingsontwerp	F-39
F.4	Samenvatting berekeningsresultaten	F-43
G	As built tekeningen	G-45

0 Samenvatting

0.1 Management samenvatting

De Eemdijkproef leidt tot een direct in te boeken besparing van circa 30% op het gewicht (Euro's, maar ook CO₂) van langsconstructies en biedt perspectief voor een additionele besparing voor toekomstige ontwerpen en beoordelingen van langsconstructies in dijken. Op de onderbouwing van deze besparingen wordt onderstaand ingegaan.

Binnen het huidige Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP), een samenwerking tussen Waterschappen en Rijksoverheid, is een aantal project-overstijgende verkenningen opgezet met als doel om dijkversterking beter, sneller en goedkoper te maken. Tegen deze achtergrond is geconstateerd dat het aantal te versterken dijkvakken vanwege onvoldoende sterkte voor macrostabiliteit in het Hoogwaterbeschermingsprogramma omvangrijk is. De opgave waarbij macrostabiliteit maatgevend is betreft 287 km. Hiervan is aan 69,5 km een hoge urgentie toegekend en opgenomen in de programmering 2015-2020. Dit vormde de aanleiding voor het opzetten van de POV|Macrostabiliteit (zie www.povmacrostabiliteit.nl).

Een al veelvuldig toegepaste versterkingsmaatregel, die naar verwachting ook in de toekomst relevant blijft, is een stabiliteit-verhogende wand in de vorm van een stalen damwand. Deze oplossing met constructies in waterkeringen wordt veelal toegepast om bijvoorbeeld bebouwing of andere waarden bij dijkversterking te kunnen sparen, maar is wel een relatief dure vorm van dijk versterken. Tot nu toe wordt een damwand ontworpen die eigenlijk de waterkerende functie volledig overneemt. Door de wand flexibeler te maken gaat deze samenwerken met de dijk, waardoor voor de wand substantieel goedkoper kan worden. De optimalisatie blijkt in de orde van 30% te zijn.

Voorheen ontbrak het nog aan betrouwbaar inzicht in het werkelijke gedrag van een op deze wijze versterkte waterkering onder hoogwater- en opdrijfcondities. Dat bemoeilijkte het aanscherpen van de huidige (conservatief ingestoken) ontwerp aanpak. In het kader van de POV|Macrostabiliteit is dit inzicht verkregen door uitvoering van een onderzoeksprogramma rondom de Eemdijkproef, de full-scale proef in Eemdijk op een dijk versterkt met een stalen damwand. Het programma rondom de Eemdijkproef – hierin is de opgebouwde proefdijk met een onverankerde doorgaande¹ damwand versterkt – bestond feitelijk uit drie onderdelen:

- De Pull-Over Test (POT) op vier configuraties van meerdere damwandplanken.
- De Full-Scale Proef van een dijk zonder constructieve versterking (FSP-groen), in feite de referentie voor het geconstateerde gedrag bij de versterkte dijk.
- De Full-Scale Proef van een dijk met constructieve versterking (FSP-blauw).

Het kennisdoel van het opgetuigde onderzoeksprogramma rondom de Eemdijkproef was tweeledig. Ten eerste het tot ná bezwijken betrouwbaar in kaart te brengen van het gedrag van een dijk met een constructieve versterking en daarmee valideren van essentiële uitgangspunten/berekeningsmethodes welke in de huidige POV publicatie Basisrapport Eindige Elementenmethode (BEEM v1.0) worden voorgesteld. Met de resultaten van de proef

¹ In de huidige praktijk damwandschermen in dijken over het algemeen (ten behoeve van de geohydrologie) uit panelen van meerdere planken opgebouwd, die via een gording wel aan elkaar zijn gekoppeld maar waarin de sloten tussen de randplanken van twee panelen niet in elkaar zitten. Dit zijn zogenaamde 'discontinue' wanden.

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

is er vertrouwen opgebouwd om de voorgestelde substantiële optimalisatie ook daadwerkelijk te implementeren in de praktijk.

Ten tweede is er een betrouwbare en complete set monitoringsgegevens vastgelegd, zodat de Eemdijkproef in de toekomst als bruikbare case voor rekentechnische validatie kan dienen. Het All-Risk onderzoeksprogramma van de TU-Delft en het HWBP zijn de eerste programma's die gebruik gaan maken van deze data.



Figuur 0.1 Full-Scale Proef op dijk versterkt met onverankerde doorgaande stalen damwand

Alle drie de grootschalige proeven zijn met succes afgerond, dus tot bezwijken en grote horizontale deformaties. Het sterk verbeterde inzicht in het bezwijkgedrag van een echte dijk met doorgaande onverankerde damwand heeft meteen al tot een aantal forse optimalisaties voor de ontwerpaanpak geleid:

- Eén van de meest wezenlijke wijzigingen van de invoering van het BEEM v1.0 is met de proef gevalideerd. Het ongedraineerd rekenen (CSSM/SHANSEP) kan nu ook voor dijken met damwanden worden toegepast en dit leidt tot aanzienlijk lichtere constructies. Uit de toepassing van het BEEM v1.0 volgt dat dit tot een gewichtsbesparing van 20% leidt.

De volgende optimalisaties zijn nog niet in het BEEM v1.0 als zodanig opgenomen, maar er wordt aanbevolen om deze wel in BEEM v2.0 mee te nemen:

- De proef geeft geen aanleiding om voor een discontinue wand opgebouwd uit panelen van minimaal drie dubbele planken – dit is meestal het geval – een extra reductie op de sterkte van de randplanken binnen deze panelen aan te houden, waarmee de huidige reductiefactor 1,1 kan komen te vervallen (~10% besparing bij deze panelen).
- De proef bevestigt dat voor doorsnedeklasse 2 profielen met de plastische in plaats van de elastische capaciteit kan worden gerekend (~15% besparing bij zwaardere profielen).

Daarnaast zijn er aanvullende ideeën opgedaan, die hier als suggesties zijn geformuleerd waar nog verdere optimalisatie van het BEEM v2.0 in de toekomst mee mogelijk is:

- De proef toont aan dat de vervormingen van de dijk met damwand net als voor een gronddijk zeer gering zijn in een stabiele situatie (tot circa 80% van de maatgevende waterstand) en veel lager is dan uit de rekenmodellen volgt. In de huidige ontwerp-praktijk van vooral onverankerde damwanden is de vervormingstoets veelal maatgevend boven de sterktoets en leidt dit tot onnodige verzwaring. Met de inzichten van de proef kan deze onnodige verzwaring worden voorkomen (grove inschatting ~20% besparing bij lange onverankerde damwanden, daadwerkelijke besparing is sterk afhankelijk van de situatie).
- De proef toont aan dat een onverankerde doorgaande damwand ook na bezwijken (van zowel de damwand als het binnentalud) niet doorgaand vervormt. De damwand is wel (plastisch) bezweken, maar de vervorming wordt beperkt door membraanwerking in lengterichting (i.e. herverdeling van de belastingen op de damwand naar de zijkanten via de onderlinge koppeling van de damwandpanelen en/of -planken) en steun van het binnentalud. Korte glijvlakken (<50m) zoals bij gronddijken worden hiermee voorkomen, waardoor de lengte-effect factor ook gunstiger kan worden gekozen (grove inschatting ~10% besparing bij doorlopende wanden).

Resumerend kan worden gesteld dat hiermee een aanzienlijke besparing op het aantal kilo's staal en CO₂ kan worden gehaald. De schatting is dat het in de huidige versie van het BEEM (v1.0) al 20% is op de bouwkosten, dat deze besparing 30% kan worden als de aanbevolen optimalisaties in BEEM v2.0 worden doorgevoerd en dat dit nog verder kan oplopen als de suggesties voor nadere optimalisatie worden verwerkt. De damwanden worden niet alleen lichter, maar ook korter en daarmee zal de overlast op de omgeving ook beperkter zijn.

Het verkregen inzicht in extra betrouwbaarheid en veiligheid is zeer waardevol en het verdient aanbeveling om dit inzicht mee te nemen in de afweging van alternatieven bij versterkings-opgaven. Tot slot is er voor de praktijk een schat aan gegevens beschikbaar gekomen voor nadere analyses van het daadwerkelijke sterkte- en vervormingsgedrag, en om de (huidige en toekomstige) ontwerp- en beoordelingsaanpak rekentechnisch te valideren. Dus dat maakt ofwel directe besparing in het ontwerp mogelijk, dan wel hoeven bestaande constructies niet te worden afgekeurd in een beoordeling omdat het werkelijke gedrag anders is dan gedacht.

De proef is een succesvolle samenwerking van diverse partijen geweest waarbij open overleg en intensieve samenwerking heeft geleid tot het mooie eindresultaat. Daarnaast was de proef goed zichtbaar in de pers en een mooie PR voor de dijkwerkers.

0.2 Leeswijzer

In het voorliggende eindrapport voor het proefprogramma rondom de Eemdijkproef komt al het onderzoek gerapporteerd binnen alle (deel)producten uit het overzicht in Figuur 0.1 bijeen. Dit heeft geleid tot de volgende structuur voor het eindrapport:

- In Hoofdstuk 1 worden de achtergronden en afbakening bij het proefprogramma rondom de Eemdijkproef toegelicht. Deze afbakening wordt besloten met kennisvragen waarop het onderzoek antwoord moet kunnen geven. In Bijlage A is een overzicht gegeven van deze kennisvragen, alsmede de concrete deelvragen waarin deze zijn vertaald.
- Hoofdstuk 2 gaat in op de algemene uitgangspunten, vooral met betrekking tot de ondergrondcondities (bodemopbouw, sterkte- en stijfheidsparameters per grondlaag) op de locatie van de verschillende proeven op het proefterrein.
- In de daarop volgende hoofdstukken is per proef beschreven welke deelvragen relevant zijn, welke aanpak er in de analyse van de onderzoeksresultaten is toegepast om deze deelvragen op basis van postdicties te beantwoorden, welke uitgangspunten in de postdicties zijn gebruikt, hoe deze postdicties zich tot de meetresultaten verhouden en wat we uit deze vergelijking hebben kunnen leren.
 - Hoofdstuk 3 beschouwt hierbij de Pull-Over Test-resultaten.
 - Hoofdstuk 4 richt zich op het deelonderzoek naar reststerkte en restprofiel.
 - Hoofdstuk 5 behandelt de Full-Scale Proef op de niet versterkte dijk.
 - Hoofdstuk 6 gaat in op de Full-Scale Proef op de versterkte dijk.
- In Hoofdstuk 7 worden eerst de project-specifieke constatering en de generieke conclusies die hieruit kunnen worden getrokken (zie Paragraaf 7.1) gegeven. Dit wordt gevolgd door mogelijkheden voor optimalisatie (zie Paragraaf 7.2).
- Het hoofd rapport wordt in Hoofdstuk 8 afgesloten met resterende optimalisatiekansen.
- In de bijlagen worden per proef (POT in Bijlage B, FSP-groen in Bijlage C en FSP-blauw in Bijlage D en Bijlage E) nadere achtergronden gegeven bij de metingen en analyses. Tot slot is in Bijlage F een vergelijking gegeven tussen een fictief ontwerp voor een damwand in de Eemdijk gebruik makende van de huidige ontwerprichtlijn en de verbeterde ontwerprichtlijn zoals deze door de POV|Macrostabiliteit wordt opgeleverd.

0.3 Productoverzicht

Als verantwoording voor de invulling van het proefprogramma rondom de POV|M Eemdijkproef zijn de volgende hoofdproducten² in Tabel 0.1 voorzien:

Code	Hoofdproducten
A	Algemene werkzaamheden
B	Externe stuurinformatie
C	Interne stuurinformatie
D	Inkoop installatie monitoring, veld- en laboratoriumonderzoek
E	Vergunningen
F	Geotechnisch basisrapport proeflocatie
G	Voorlopig ontwerp aanleg/opbouw FSP
H	Voorlopig ontwerp proef POT
I	Definitief ontwerp proef/herstel FSP/POT
J	Monitoringsplannen FSP en POT (aanleg, opbouw en proef)
K	Inkoop grondwerk t.b.v. aanleg en opbouw FSP
L	Inkoop grondwerk t.b.v. (tussentijds) herstel proef FSP/POT
M	Inkoop en installatie damwanden en hulpconstructies FSP/POT
N	Inkoop overig materieel t.b.v. uitvoering proef FSP/POT
O	Draaiboeken voor aanleg, opbouw, proef en herstel FSP/POT
P	Factual report en analyse reststerkte & restprofiel proef FSP
Q	Factual report en analyse opbouw en proef POT
R	Factual report aanleg FSP (groene en blauwe dijk)
S	Analyse aanleg FSP (groene en blauwe dijk)
T	Factual report opbouw FSP (groene en blauwe dijk)
U	Factual report proef FSP (groene en blauwe dijk)
V	Analyse proef FSP/POT (groen/blauwe dijk, push-over)
W	Dataverwerking en dataopslag

Tabel 0.1 Overzicht van producten bij proefprogramma POV|M Eemdijkproef

Het voorliggende eindrapport **product V** betreft de analyse van de resultaten uit de Pull-Over Test (POT), de Full Scale Proef op de niet versterkte dijk (FSP-groen) en de Full-Scale Proef op de constructief versterkte dijk (FSP-blauw). Hierin komen de onderzoeksresultaten uit de lijst van reeds opgeleverde deelproducten in Tabel 0.2 samen:

² zie aanbieding met Deltares kenmerk 11200956-001-GEO-0003-ydh van 10 mei 2017;

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

Code	Kenmerk / Titel	Datum
D	11200956-009-GEO-0001 (memo) <i>Oplevering documenten ter ondersteuning van aanbestedingstrajecten</i>	Okt-2017
F	11200956-006-GEO-0005 (rapport) <i>POVM Eemdijkproef – Geotechnisch Basisrapport (Product F)</i>	Jul-2018
G	11200956-002-GEO-0015 (rapport) <i>POVM Eemdijkproef – VO aanleg en opbouw FSP (Product G1/G2)</i> <i>Inkoop grondwerk t.b.v. aanleg FSP (Product K)</i>	Sep-2017
H	11200956-008-GEO-0006 (rapport) <i>POVM Eemdijkproef – VO Pull-Over Test (Product H1)</i>	Jun-2017
	DT476-2-2101 (tekening) POV Macrostabiliteit, Full scale damwandproef – VO ontwerp Pull-Over Test, bovenaanzicht (Product H2)	Jun-2017
I	11200956-008-GEO-0007 (rapport) <i>POVM Eemdijkproef – DO opbouw, proef en herstel FSP (Product I1/I2)</i>	Jan-2018
	11200956-008-GEO-0011 (rapport) <i>POVM Eemdijkproef – Numerieke DIANA analyses POT (Product I5)</i>	Nov-2018
	11200956-008-GEO-0010 (rapport) <i>POVM Eemdijkproef – DO Pull-Over Test (Product I6/I7)</i>	Mei-2018
J	11200023-002-GEO-0009 (rapport) <i>Monitoring en grondonderzoeksplan – Full-scale damwandproef (Product J: Monitoringsplan)</i>	Jan-2018
	11200956-002-GEO-0007 (memo) <i>Constructieve monitoring FSP en POT (Product J)</i>	Jun-2017
O	11200956-011-GEO-0001 (rapport) <i>POVM Eemdijkproef – Draaiboek aanleg full-scale damwandproef (Product O1)</i>	Sep-2017
	11200956-011-GEO-0006 (rapport) <i>POVM Eemdijkproef – Draaiboek opbouw, proef en herstel full-scale damwandproef (Product O3/O4)</i>	Jan-2018
	11200956-011-GEO-0003 (rapport) <i>POVM Eemdijkproef – Draaiboek opbouw, proef en herstel pull-over tests (Product O5/O6)</i>	Feb-2018
P	11200956-007-GEO-0006 (rapport) <i>POVM Eemdijkproef – Onderzoek reststerkte (Product P)</i>	Jul-2018
Q	11200956-012-GEO-0006 (rapport) <i>POVM Eemdijkproef – Factual report opbouw en proef POT (Product Q)</i>	Jul-2018
R	11200956-000-GEO-0003 (rapport) <i>POVM Eemdijkproef – Factual report monitoring aanleg FSP (Product R)</i>	Jun-2018
S	11200956-004-GEO-0003 (rapport) <i>POVM Eemdijkproef – Analyse aanleg FSP (Product S)</i>	Mrt-2018
T	11200956-012-GEO-0004 (rapport) <i>POVM Eemdijkproef – Factual report opbouw FSP (Product T)</i>	Jun-2018
U	11200956-012-GEO-0003 (rapport) <i>POVM Eemdijkproef – Factual report proeffase FSP-groen (Product U1)</i>	Jun-2018
	11200956-012-GEO-0005 (rapport) <i>POVM Eemdijkproef – Factual report proeffase FSP-blauw (Product U2)</i>	Jun-2018

Tabel 0.2 Overzicht van referenties producten bij proefprogramma POV|M Eemdijkproef

1 Inleiding

1.1 Achtergrond

1.1.1 Aanleiding

Binnen het huidige Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP), een samenwerking tussen waterschappen en Rijksoverheid, is een aantal project-overstijgende verkenningen (POV's) opgezet met als doel om dijkversterking kwaliteit beter, sneller uitvoerbaar en goedkoper te maken. Tegen deze achtergrond is geconstateerd dat het aantal te versterken kilometers dijken in het HWBP-programma vanwege onvoldoende sterkte voor macrostabiliteit omvangrijk is. De opgave waarbij macrostabiliteit maatgevend is, betreft 287 km. Hiervan is 69,5 km met een hoge urgentie opgenomen in de programmering 2015-2020. Dit was de aanleiding voor de opzet van de POV|Macrostabiliteit, in het vervolg afgekort tot POV|M.

Binnen de POV|M, die is onderverdeeld in vier inhoudelijke clusters, zoeken waterschappen, het bedrijfsleven en kennisinstituten samen naar innovaties om het faalmechanisme macrostabiliteit bij dijken effectiever te kunnen aanpakken. De focus ligt hierbij op het verder helpen van de concepten die in theorie binnen de HWBP-versterkingsopgave in de referentieprojecten toegepast kunnen worden. Bij het uitdagen van de markt kunnen technieken worden voorgesteld die met de huidige richtlijnen en technische rapporten nu nog slecht kunnen worden beoordeeld. POV|M-cluster "Innovaties in versterkingstechnieken" stelt zich tot doel om voor vier principetechnieken generieke technische rapporten uit te werken.

Een van deze technieken betreft "damwanden en rekbare constructies". Zo is een stabiliteit-verhogende wand in de vorm van een stalen damwand een al veelvuldig toegepaste versterkingsmaatregel, die naar verwachting ook in de toekomst (in andere verschijningsvormen) relevant blijft. De term "rekbaar" wordt gebruikt om aan te duiden dat dit constructies zijn die grotere vervormingen kunnen toelaten zonder dat dit leidt tot functieverlies.

1.1.2 Probleemstelling

Stabiliteit-verhogende damwanden worden in waterkeringen veelal toegepast om bebouwing of andere waarden bij dijkversterking te kunnen sparen. In verband met de (strenge) eisen aan vervormingen wordt hierbij aan de bovenzijde vaak een verankering toegepast om deze te beperken. Op basis van de huidige regelgeving wordt zodoende meestal tot een damwandontwerp gekomen dat de waterkerende functie volledig van het grondlichaam overneemt, waardoor het een relatief dure vorm van dijk versterken is.

Een belangrijke constatering hierbij is dat de strenge (vervormings)eisen mede zijn ingegeven door het feit, dat het op dit moment nog aan inzicht in het werkelijke (vervormings)gedrag onder extreme condities (i.e. combinatie van hoogwater en opdrijven achterland) van een waterkering met een damwandconstructie als SVLC ontbreekt. Dit is onder meer van belang doordat in de praktijk, vanuit geohydrologisch oogpunt, steeds vaker een damwand opgebouwd uit panelen van meerdere planken die zijn gekoppeld via een gording wordt toegepast (een discontinue wand), die ten opzichte van een doorgaande damwand (een continue wand) mogelijk afwijkend sterkte- en vervormingsgedrag vertoont.

In het verlengde hiervan wordt vastgesteld, dat de extreme condities waarmee in het ontwerp rekening moet worden gehouden in de praktijk zelden optreden. Daarmee ontbreekt ook de daadwerkelijke validatie in welke mate het sterkte- en vervormingsgedrag van de waterkering met dit objecttype in het daartoe meest geschikt 2D-rekenmodel gebaseerd op de EEM en de werkelijkheid (waarin eventuele 3D-effecten een rol spelen) overeenkomen.

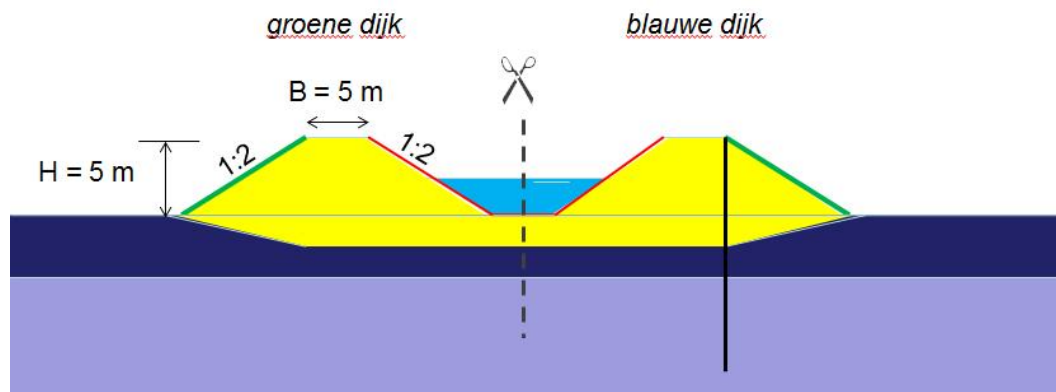
Deze witte vlekken in de kennis bemoeilijken het leggen van de juiste relatie tussen het voorgeschreven en in de analyse gerealiseerde betrouwbaarheidsniveau van de combinatie van damwandconstructie en de overige delen van de waterkering (grond). Kennisontwikkeling bevordert daarom naar verwachting het aanscherpen van de huidige ontwerpaanpak³, wat noodzakelijk is voor het beter en goedkoper constructief versterken van grond dijken.

1.1.3 Oplossingsrichting

1.1.3.1 Systeemgedrag

Wat betreft stalen damwanden heeft het onderzoek binnen de POV|M zich gericht op de hypothese, dat meer inzicht in het werkelijke gedrag van de versterkingsmaatregel een lichter (en dus flexibeler) ontwerp mogelijk maakt. Hierdoor wordt het sterkte- en vervormingsgedrag van de damwand minder bepalend voor het gedrag van de dijk; doordat staal en grond meer samenwerken wordt de constructie substantieel goedkoper.

Om het werkelijke gedrag van een met een damwandconstructie versterkte waterkering (de 'blauwe dijk') onder extreme condities tot na bezwijken inzichtelijk te maken is binnen de POV|M voor deze principetechniek een full-scale bezwijkproef voorzien (zie Figuur 1.1). Door bij dezelfde ondergrond- en belastingcondities ook een full-scale bezwijkproef op een niet constructief versterkte dijk (de 'groene dijk') uit te voeren, wordt een referentie voor het geconstateerde gedrag bij de versterkte dijk verkregen.



Figuur 1.1 Dwarsdoorsnede over proefdijken

In de definitiefase⁴ van de full-scale proef is er geadviseerd een onverankerde continue stalen damwand in de blauwe dijk aan te brengen, waarbij de extreme condities bestaan uit een combinatie van hoogwater, een bovenbelasting en afnemende effectieve spanningen⁵ in

³ deze ontwerpaanpak (bestaande uit een veiligheidsfilosofie en rekenmethodiek) kan als locatie-specifiek, conservatief en pragmatisch worden gekarakteriseerd;

⁴ POV|M-rapport met titel 'POVM full-scale test, Activiteit 2 – definitiefase', v1.0 definitief, februari 2017

⁵ door het afgraven van het binnendijkse maaiveld tot een oprijfveiligheid van circa 1,0

de grond. Hierbij wordt getracht de plastische eigenschappen (i.e. plastisch buigend moment) van de onverankerde damwand te benutten. Dit zal tot (relatief) grote deformaties van de blauwe dijk leiden, waarmee kan worden nagegaan op welk moment in het bezwijkproces de waterkerende functie van dit systeem in het geding komt.

1.1.3.2 *Oplossingsrichting – Onderdeelgedrag*

In de definitiefase⁶ is ook aangegeven dat inzicht in het systeemgedrag (dus het gedrag van de combinatie van constructie-onderdelen en de verschillende delen van de grond(dijk) alleen kan worden verkregen, als er ook voldoende inzicht is in de interactie (1) tussen de afzonderlijke onderdelen en (2) tussen onderdelen en de omringende grond. Daartoe is op een viertal damwandconfiguraties ook een pull-over test uitgevoerd, die zich specifiek richt op het in kaart brengen van de grond-constructie interactie bij (dis)continue wanden.

1.2 Beschrijving onderzoek

1.2.1 Onderzoeksprogramma

Het gehele onderzoeksprogramma rondom de Eemdijkproef bestaat dus uit drie onderdelen:

- De Pull-Over Test (POT) op vier configuraties van meerdere damwandplanken.
- De Full-Scale Proef van een dijk zonder constructieve versterking (FSP-groen), in feite de referentie voor het geconstateerde gedrag bij de versterkte dijk.
- De Full-Scale Proef van een dijk met constructieve versterking (FSP-blauw).

In de definitiefase is voor alle grootschalige proeven tot een locatie bij Eemdijk in het beheergebied van Waterschap Vallei en Veluwe (WSVV) nabij het Eemmeer gekomen.

1.2.2 Doelstellingen

Gezien de aanleiding⁷ voor de Eemdijkproef – het ontbreken van inzicht in de fysica bij dit type dijkversterking onder extreme condities – heeft het onderzoek voor een groot deel een fenomenologisch karakter. Deze constatering is door de klankbordgroep⁶ onderschreven. De vertaalbaarheid van de resultaten wordt daarbij gezocht in de mate waarin de beschikbare rekenmodellen – bij dijkversterkingen beperken deze zich vooral tot EEM-rekenmodellen – het werkelijke systeem- en onderdeelgedrag (zowel voor- als achteraf) kunnen reproduceren.

In het onderhavige geval luiden de drie onderzoeksdoelstellingen van de (grootschalige) proeven in Subparagraaf 1.2.1 rondom de Eemdijkproef dan ook:

- Het betrouwbaar in kaart brengen van het werkelijke (systeem)gedrag van de dijk met onverankerde stalen damwand onder hoogwater- en opdrijfcondities⁸ en de werkelijke interactie tussen een stalen damwand en de grond (onderdeel).
- Het beantwoorden van een aantal kennisvragen (zie Subparagraaf 1.2.4).
- Het vastleggen van een betrouwbare en complete set monitoringsgegevens, zodat deze ook in de toekomst als case voor rekentechnische validatie (door derden) kan dienen.

⁶ POV|M-rapport met titel 'POVM full-scale test, Activiteit 2 – definitiefase', v1.0 definitief, februari 2017

⁷ zie aanbieding 11200956-001-GEO-0003-ydh van 10 mei 2017, inclusief overzicht klankbordgroep

⁸ hetgeen het ook mogelijk maakt om achteraf essentiële uitgangspunten en berekeningsmethodes aangehouden in POV-publicatie Basisrapport Eindige Elementenmethode (B-EEM) te verifiëren

Er wordt verondersteld dat met deze validatie van rekenmodellen voor systeem en onderdeel de beste vertaalbaarheid naar andere (unieke) situaties is te bereiken. Met het opgedane inzicht in de fysica en validatie van de beschikbare rekenmodellen dient het programma rondom de full-scale bezwijkproef bij te dragen aan de POV|M-doelen om dijkversterking kwalitatief beter, sneller uitvoerbaar en goedkoper te maken (zie Subparagraaf 1.1.1).

1.2.3 Afbakening

1.2.3.1 Proeven

Er zijn zoals gezegd twee full-scale bezwijkproeven op een proefdijk en pull-over tests op vier verschillende damwandconfiguraties uitgevoerd, allen bij dezelfde ondergrondcondities.

Voorliggend rapport heeft betrekking op al deze grootschalige proeven.

1.2.3.2 Projectfase(n)

Afgezien van de definitiefase, waarin de keuzes wat betreft het te beproeven constructietype in de blauwe dijk en proeflocatie zijn onderbouwd, zijn de volgende fasen voorzien:

- Ontwerpfase (vaststellen van opbouwwijze proefdijk en dimensies onderdelen).
- Realisatiefase, die bestaat uit:
 - Aanlegfase (aanleggen van grondlichamen inclusief interne voorzieningen).
 - Opbouwfase (prepareren van proefdijken met damwandinstallatie, monitoring en externe voorzieningen).
 - Proeffase (uitvoeren van de proeven en vastleggen proefresultaten).
 - Herstelfase (herstellen proeflocatie na bezwijken proefdijk).
- Analysefase (interpreteren van de proefresultaten).

Voorliggend rapport betreft de analysefase waarin de monitoringsresultaten van de proeven worden geïnterpreteerd. Hierbij worden voor de proefdijken ook de monitoringsresultaten uit de aanlegfase beschouwd. De resultaten uit de overige fasen zijn elders vastgelegd.

1.2.4 Kennisvragen

In deze rapportage hebben de volgende kennisvragen betrekking op het daadwerkelijke gedrag van een niet versterkte of een met een onverankerde stalen damwand versterkte dijk:

1. *Hoe ziet het werkelijke sterkte- en stijfheidsgedrag tot na bezwijken eruit (inclusief het ontstaan van restprofiel) en welke volgorde van deelmechanismen treedt er daarbij op?*
2. *Wat is bij een dijk versterkt met een onverankerde stalen damwand de meest werkelijkheidsgetrouwe benaderingsmethode voor het restprofiel en de reststerkte?*
3. *Wat zijn de vervormingen tot aan bezwijken ter plaatse van een aansluiting tussen een niet versterkte en versterkte gronddijk?*

Verder hebben de volgende kennisvragen betrekking op de rekenmodellen en aspecten die te maken hebben met het correct modelleren van de grond-constructie interactie:

4. *Hoe goed kunnen de beschikbare rekenmodellen het werkelijk optredende gedrag in de vier Pull-Over Test proeven, Full-Scale Proef op de niet versterkte dijk en Full-Scale Proef op de constructief versterkte dijk voorspellen?*
5. *Welke invloed hebben het (dis)continue karakter en de mate van inbedding van de damwand in de grond op de doorsnedeklasse volgens Eurocode 3 - deel 5?*
6. *In hoeverre gedraagt een in grond ingebedde plank na ontstaan van een plastisch scharnier zich volgens de Eurocode 3 – deel5 (EN 1993-5)?*
7. *Hoe verhoudt zich de werkelijke sterkte en stabiliteit van de dijk zich tot de benodigde sterkte en stabiliteit conform de huidige (OSPW) en nieuwe (BEEM) ontwerpmethodiek?*

In Hoofdstuk 1 tot en met Hoofdstuk 6 worden deze kennisvragen beantwoord, waarbij ze in eerste instantie zijn vertaald naar concrete deelvragen. Ten behoeve van het overzicht wordt in Bijlage A per kennisvraag een overzicht van de deelvragen gegeven.

Wat betreft het monitoren van de vervorming van de damwandplanken in de full-scale bezwijkproef op de constructief versterkte dijk is het hoofdsysteem van rekmetingen op de damwandplanken deels weggefallen. Het is nog onduidelijk wat de betrouwbaarheid is van de metingen die met het nog wel operationele deel van de rekmetingen zijn verzameld. Dit heeft gevolgen voor de mate waarin de bovenstaande kennisvragen kunnen worden beantwoord. Idealiter zouden de vervormingsmetingen een dubbel-check op de rekmetingen zijn geweest. In de onderhavige situatie zijn alleen de vervormingsmetingen bruikbaar.

1.3 Gebruikte termen en afkortingen

De volgende termen en afkortingen worden in de voorliggende rapportage gebruikt:

ADP	Active, Direct simple shear and Passive
4PBP	4-puntsbuigproef
BEEM	basisrapport eindige elementenmethode
BH	borehole
bk	bovenkant
CSSM	critical state soil mechanics
DA	design approach
DO	definitief ontwerp
DSS	direct simple shear (labproef)
DW	damwand
EC3-5	Eurocode 3 – deel 5
FSP	full-scale proef
FSP-blauw	full-scale proef op constructief versterkte proefdijk
FSP-groen	full-scale proef op niet-constructief versterkte proefdijk
GBR	geotechnisch basisrapport
HS model	hardening soil model
MC model	mohr-coulomb model
NAP	Normaal Amsterdams Peil
NAS model	NGI-ADP SHANSEP model
ok	onderkant
ontgraving	ontgraving aan de lage (polder)zijde van de groene en blauwe dijk, die tot doel had in de proeffase opdrijfcondities te creëren
OSPW	ontwerprichtlijn stabiliteitsschermen in primaire waterkeringen
POT	pull-over test
POVM	Project-overstijgende Verkenning Macrostabiliteit
SAAF	shape accel array field
SHANSEP	stress history and normalized soil engineering properties
SLS	serviceability limit state
SS model	soft soil model
SSC model	soft soil creep model
TRX	triaxiaal (labproef)
UC	unity check
ULS	ultimate limit state
UM	updated mesh
UPP	updated pore pressures
waterbassin	waterbassin begrensd door de groene dijk, blauwe dijk en kopse kanten van de ophoging, dat tot doel had om in de proeffase de maatgevende buitenwaterstand in op te zetten.
WSM	waterspanningsmeter
ZB	zakbaak

2 Algemene uitgangspunten **postdicties**

2.1 Onderzoeksvragen

2.1.1 Hoe goed presteren rekenmodellen?

In het verlengde van kennisvraag 4 (over hoe goed de beschikbare rekenmodellen het werkelijk optredende gedrag in de proeven kunnen voorspellen) worden de volgende deelvragen in relatie tot de karakterisering van de ondergrond uit Bijlage A hier beantwoord:

- 4.1 Hoe ziet de set uitgangspunten (inclusief parametersets) voor **predictie** eruit op basis van het uitgevoerde gedetailleerde veld- en labonderzoek, waarmee de kans op succesvolle POT- en FSP-proeven zo groot mogelijk is (onder- en bovengrens)?
- 4.2 Hoe ziet de set uitgangspunten (inclusief parametersets) voor **postdictie** eruit waarmee de metingen met de aangehouden proefopzet in de POT- en FSP-proeven zo goed mogelijk kunnen worden teruggerekend?
- 4.3 Welke afwijkende aannamen (ten opzichte van de praktijk) dienen in de **postdictie** parameterset voor de POT, FSP-groen en FSP-blauw te worden meegenomen?

Ten behoeve van het overzicht wordt er in de volledige rapportage met rode tekst benadrukt dat het vermelde betrekking heeft op **predictie**, **postdictie** of **best fit** analyses.

2.2 Bodemopbouw

2.2.1 POT bodemopbouw

2.2.1.1 **Predicties**

Conform het DO⁹ is op deze locatie de homogene grondopbouw in Tabel 2.1 aanwezig.

Laag	Grondlaag	Niveau bovenkant [m NAP]		
		GU8N / GU8N rev (DKMP53)	AZ13-700 (DKMP20)	AZ26 (DKMP52)
1/2	toplaag	0,0	0,0	0,0
3	klei	-1,0	-1,0	-1,0
4	veen	-2,1	-2,3	-2,1
5	zand matig	-4,6	-4,7	-4,5
6	klei diep	-7,2	-7,5	-7,2
5	zand matig	-8,0	-8,0	-8,0
6	klei diep	-9,0	-9,0	-9,2
5	zand los	-11,0	-10,8	-10,5

Tabel 2.1 Bodemopbouw per damwandconfiguratie voor **predicties** POT

De grondwaterstand is in het DO aangehouden op NAP-1,0m (1m onder maaiveld).

2.2.1.2 **Postdicties**

Conform Bijlage B.2.1 is op deze locatie de homogene grondopbouw in Tabel 2.2 aanwezig.

⁹ rapport 11200956-008-GEO-0010 "POVM Eemdijkproef – DO pull-over test (product I6/I7)";

Laag	Grondlaag	Niveau bovenkant [m NAP]		
		GU8N / GU8N rev (DKMP53)	AZ13-700 (DKMP20)	AZ26 (DKMP52)
1/2	toplaag	0,0	0,0	0,0
3	klei	-1,0	-1,0	-1,0
4	veen	-2,1	-2,3	-2,1
5	zand matig	-4,6	-4,7	-4,5
6	klei diep	-7,2	-7,5	-7,2
5	zand matig	-8,0	-8,0	-8,0
6	klei diep	-9,0	-9,0	-9,2
5	zand los	-11,0	-10,8	-10,5

Tabel 2.2 Bodemopbouw per damwandconfiguratie voor *postdicties* POT

Voor de grondwaterstand is het peil NAP -0,5m (dus 0,5m onder maaiveld) aangehouden.

2.2.2 FSP-groen en FSP-blauw bodemopbouw

2.2.2.1 *Predicties*

Conform het DO¹⁰ is op deze locatie de homogene grondopbouw in Tabel 2.3 aanwezig.

Laag	Grondlaag	Beschrijving	Niveau bovenkant [m NAP]
1/2	toplaag ⁽¹⁾	zandige KLEI	0,0
3	cohesieve laag	KLEI ⁽²⁾	-0,8
4		VEEN	-2,0
5	1 ^e zandlaag	ZAND met stoorlagen ⁽⁴⁾	-4,2
6	2 ^e kleilaag	humeuze KLEI, leem	-9,5
7	2 ^e zandlaag	ZAND	-11,0
8	3 ^e kleilaag	KLEI	-17,0

⁽¹⁾ voorafgaand aan start ophogen is de rooflaag van 0,20 à 0,30m verwijderd en in depot
⁽²⁾ ter plaatse van groene dijk komt ook laag 3a (slappe kleilaag) voor tussen circa NAP -1,4 m en NAP -2 m en uitgangspunt is dat deze slappe laag tot circa halverwege het

Tabel 2.3 Bodemopbouw voor *predicties* voor groene en blauwe dijk

In de *predicties* is voor de freatische grondwaterstand het peil NAP -0,8 m en voor de stijghoogte in het 1^e watervoerende zandlaag het peil NAP -0,4 m aangehouden. Deze situatie heeft betrekking op het zomerpeil, waarbij er op basis van uitgevoerde *predicties* en gevoeligheidsanalyses tevens is ingeschat dat het verschil tussen zomerpeil en winterpeil een marginaal verschil in de uitkomsten zal opleveren.

¹⁰ rapport 11200956-008-GEO-0007 "POVM Eemdijkproef – DO opbouw, proef en herstel (product I1/I2)";

2.2.2.2 *Postdicties*

In lijn met de interpretatie¹¹ van het gedetailleerde veld- en laboratoriumonderzoek wordt voor het terrein met homogene bodemopbouw in de *postdicties* voor het gedrag van de groene en blauwe dijk de globale laagindeling in Tabel 2.4 aangehouden.

Laag	Grondlaag	Beschrijving	Niveau bovenkant [m NAP]
1	toplaag ⁽¹⁾	zandige KLEI	0,0
2	cohesieve laag	KLEI ⁽²⁾ , boven grondwaterstand	-0,2 à -0,3
3		KLEI ⁽³⁾ , onder grondwaterstand	-0,6 à -0,8
4		VEEN	-1,7 à -2,0
5	1 ^e zandlaag	ZAND met stoorlagen ⁽⁴⁾	-4,2 à -4,5
6	2 ^e kleilaag	humeuze KLEI, leem	-9,5
7	2 ^e zandlaag	ZAND	-11,0
8	3 ^e kleilaag	KLEI	-17,0

⁽¹⁾ voorafgaand aan start ophogen is de rooflaag van 0,20 à 0,30 m verwijderd en in depot
⁽²⁾ deze kleilaag bevindt zich initieel boven de grondwaterstand en zal dus naar verwachting niet geheel zijn verzadigd, maar tijdens ophogen zakt de laag onder de grondwaterspiegel
⁽³⁾ ter plaatse van groene dijk komt ook laag 3a (slappe kleilaag) voor tussen circa NAP -1,5 m en NAP -2 m en uitgangspunt is dat deze slappe laag tot circa halverwege het
⁽⁴⁾ op enkele plaatsen komt kleiige/humeuze stoorlaag voor in deze zandlaag, waarbij er wordt aangenomen dat deze laag een beperkte invloed heeft en hier buiten beschouwing

Tabel 2.4 Bodemopbouw voor *postdicties* voor groene en blauwe dijk

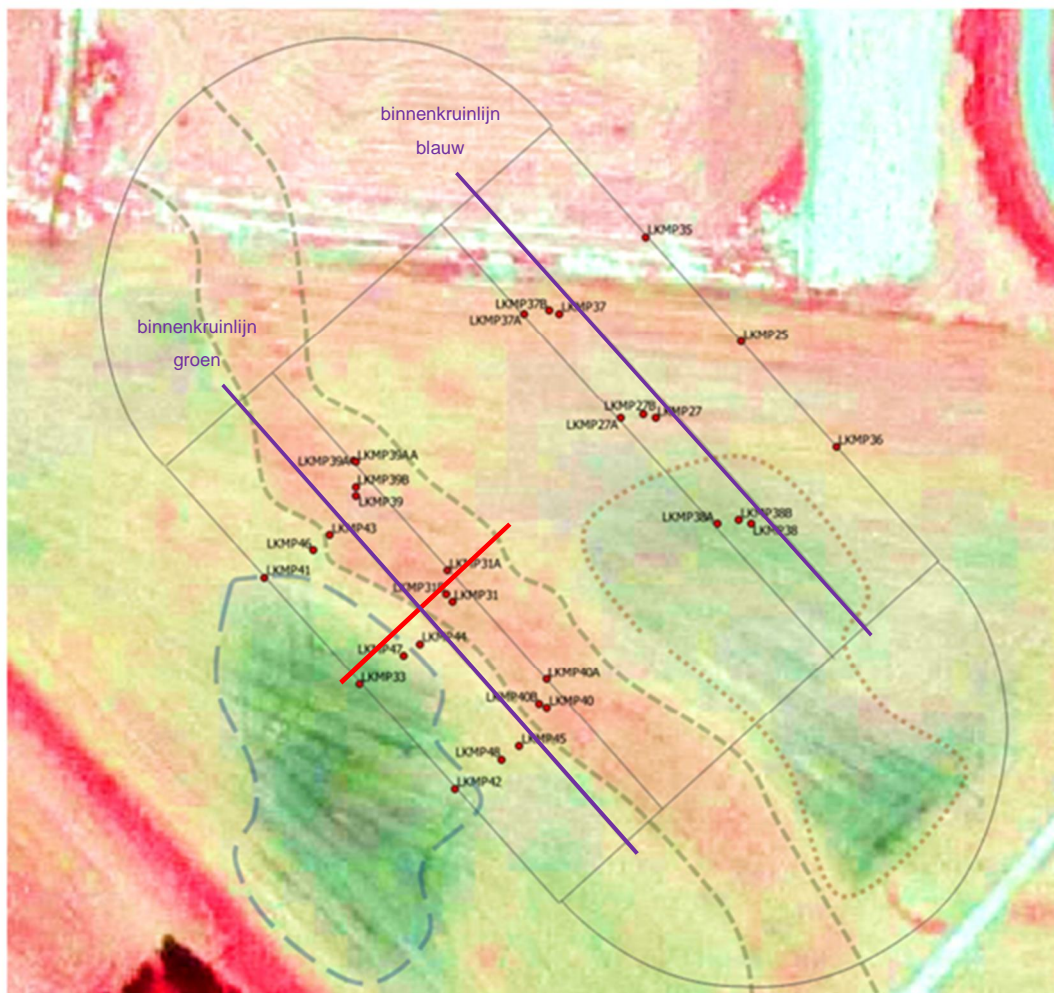
Wat betreft het grondwaterregime de volgende opmerkingen:

- Op basis van de waterspanningsmetingen bij FSP-groen lijkt een freatische grondwaterstand van NAP -0,5 m het beste aan te sluiten bij de geregistreerde (steady state) waterspanningen direct voorafgaand aan de ophoging.
- De stijghoogte van de (watervoerende) tussenzandlaag 5 is gekoppeld aan het Eempeil en varieerde gedurende aanleg- en proeffase tussen NAP -0,2 m en NAP - 0,4m.

2.2.2.3 *Voorbelaste zone door oude zomerkade*

In Figuur 2.1 worden de contouren van de ophoging (dus de teen- en kruinlijnen) met een grijze continue lijn aangegeven. Ter plaatse van de kruin van de groene proefdijk ligt de kruin van de oude zomerkade, waardoor daar met een voorbelaste zone rekening moet worden gehouden. De indicatieve ligging is in Figuur 2.1 met de groene stippellijn rondom de rode (drogere) zone wordt aangegeven. De hoogte van deze oude zomerkade is door de eigenaar van het terrein op circa 1 à 1,5 m geschat.

¹¹ rapport 11200956-006-GEO-0005 "POVM Eemdijkproef - Geotechnisch Basisrapport (product F)";



Figuur 2.1 Bovenaanzicht terrein met behulp van infrarood satellietbeeld

2.2.2.4 Zeer slappe kleilaag

Daarnaast moet bij de groene proefdijk plaatselijk rekening worden gehouden met een slappere kleilaag in de ondergrond tussen circa NAP -1,5 m en NAP -2 m. Uit het analyse-rapport van de aanlegfase¹² volgt dat (tussentijdse) sondering LKMP44 nog een kleine teruggang laat zien rondom de NAP -2 m. Die zou kunnen suggereren dat hier nog wat slappere klei zit. Tussentijdse sondering LKMP47 daarentegen geeft geen teruggangen meer, en suggereert dus dat hier geen slappe klei meer aanwezig is.

Het gebied waar zich deze slappere kleilaag bevindt is dan ook niet exact bekend, maar aangenomen wordt dat deze indicatief wordt weergegeven in Figuur 2.1 door de groene (nattere) zone omkaderd met de blauwe stippellijn.

*N.B. De met een bruine stippellijn omkaderde zone in Figuur 2.1 lijkt ook een nattere plek te zijn en geeft dus mogelijk ook een slappere grondlaag aan. Hiervoor is binnen het beschikbaar grondonderzoek echter niet direct argumentatie te vinden. Daarnaast doorsnijdt deze plek niet de taludlijn en is daarmee minder van belang voor de stabiliteit. Voor de **postdicties** is hier verder geen rekening mee gehouden.*

¹² rapport 11200956-004-GEO-0004 "POVM Eemdijkproef – Analyse aanleg FSP (product S)";

2.3 Sterkte- en stijfheidsparameters

Het uitgangspunt bij het afleiden van parameters is het focussen op de toepassing van de CSSM-beschrijving van grondgedrag met sterkte- en stijfheidsparameters bij grote rekken (en dus niet 2% rek parameters) en de beschrijving van het ongedraineerde grondgedrag volgens het NGI-ADP SHANSEP (NAS) model, aangezien dit ook een nieuwe manier van rekenen is. Hiermee kan zo gecontroleerd worden dat deze manier van rekenen ook geschikt is voor het beschouwen van een constructief versterkte dijk. In vervolg onderzoek is het ook mogelijk om andere beschrijvingen van het grondgedrag te valideren.

Om tot voorspellingen van het systeem- en onderdeelgedrag te komen worden in het GBR¹³ drie verschillende parametersets (in rood vermeld) onderscheiden:

- **Predictie** parameterset, die volgt op basis van een globale analyse van het op dat moment beschikbare grondonderzoek. Deze set is vooral bepaald om de verwachtingswaarde (en onder en bovengrensschatting) van de sterkte weer te geven. Op basis van deze set is het DO van de POT, FSP-groen en FSP-blauw gemaakt.
- **Postdictie** parameterset, die volgt op basis van een uitvoerige analyse van al het beschikbare grondonderzoek en de proefresultaten. Deze set is bedoeld voor een beste schatting van de verwachtingswaarde van de sterkte en stijfheid en vormt het startpunt voor de **postdictie** van de POT, FSP-groen en FSP-blauw.
- **Best fit** parameterset, die volgt uit de beste fit van PLAXIS 2D- en 3D-simulaties aan beschikbare monitoringsresultaten uit de POT, FSP-groen en FSP-blauw.

2.3.1 POT parameterset

2.3.1.1 **Predicties**

In de volgende tabellen zijn uit het GBR¹⁴ de geotechnische sterkte- en stijfheidsparameters ten behoeve van het definitieve ontwerp (DO) van de vier POT-proeven weergegeven.

Grondsoort	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	ψ [°]	v_{ur}	E' [kPa]
Toplaag	14,5	14,5	30	5	0	0,3	10.000

Tabel 2.5 Geotechnische parameters MC model t.b.v. **predicties** DO POT

¹³ rapport 11200956-006-GEO-0005 "POVM Eemdijkproef – Geotechnisch Basisrapport (product F)";

¹⁴ rapport 11200956-006-GEO-0005 "POVM Eemdijkproef - Geotechnisch Basisrapport (product F)";

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

Grondsoort	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	ψ [°]	v_{ur} [-]
3. klei, matig siltig, humeus	12,5	12,5	28	4	0	0,2
4. Veen	10,0	10,0	45	3	0	0,1
5. Zand	18,0	20,0	36	1	12	0,2
6. Klei, leem, humeus	12,5	12,5	25	30	0	0,2

Tabel 2.6 Sterkteparameters HS model (gedraineerd) t.b.v. *predicties* DO POT

Grondsoort	$E'_{50}{}^{\text{ref}}$ [kPa]	$E_{\text{oed}}{}^{\text{ref}}$ [kPa]	$E_{\text{ur}}{}^{\text{ref}}$ [kPa]	m [-]	POP [kPa]
3. klei, matig	4.000	2.000	20.000	0,93	17
4. Veen	2.000	500	10.000	1,0	9
5. Zand	30.000	30.000	90.000	0,5	10
6. Klei, leem, humeus	4.000	2.000	20.000	1,0	139,0

Tabel 2.7 Sterkteparameters HS model (gedraineerd) t.b.v. *predicties* DO POT

2.3.1.2 *Postdicties*

In de onderstaande drie tabellen zijn de geotechnische sterkte- en stijfheidsparameters ten behoeve van de 2D- en 3D-*postdicties* van de vier POT-proeven weergegeven.

Laag	Grondlaag	EEM materiaal model	MC s_u [kPa]	HS			NAS	
				c'_{na} [kPa]	ϕ'_{na} [°]	ψ'_{na} [°]	S [-]	M [-]
1/2	toplaag ⁽¹⁾	MC	12	-	-	-	-	-
3	klei, matig, humeus	SSC NAS	-	4,0	37,0	0	0,41	0,9
4	veen	SSC NAS	-	5,0	45,0	0	0,50	0,9
5	zand	HS	-	1,0	36,0	0	-	-
6	klei, leem, humeus	HS	-	30,0	25,0	0	-	-

⁽¹⁾ Na uitvoering van de eerste POT test was er sprake van een kortdurende, maar strenge vorstperiode. Dit heeft tot een bevroren deel van de toplaag van ca 0,15 m geleid. Voor bevroren grond is bekend dat de druksterkte aanzienlijk hoger kan worden. Dit is nader onderzocht in Subparagraaf 3.3.3.3.

Tabel 2.8 Sterkteparameters en constitutief model per grondlaag voor *postdicties* POT

Laag	Grondlaag	HS				MC	
		E_{50} [kPa]	E_{oed} [kPa]	E_{ur} [kPa]	m [-]	E [kPa]	ν [-]
1/2	toplaag	-	-	-	-	10e3	0,3
3	klei, matig, humeus	1.520	650	13.400	0,9	-	-
4	veen	990	300	5.800	0,9	-	-
5	zand	36.000	36.000	180.000	0,5	-	-
6	klei, leem, humeus	2.350	1.000	18.800	0,9	-	-

Tabel 2.9 Geotechnische HS- en MC-stijfheidsparameters per grondlaag voor *postdicties* POT

Laag	Grondlaag	NAS			
		G_u/s_u [kPa]	strain comp. [kPa]	strain ext. [kPa]	strain DSS [-]
3	klei, matig, humeus	80	25	40	35
4	veen	57	35	50	45

Tabel 2.10 NAS-stijfheidsparameters per grondlaag voor *postdicties* POT

2.3.2 FSP-groen en FSP-blauw parameterset

2.3.2.1 *Predicties*

In Tabel 2.11 zijn uit het GBR¹⁵ de geotechnische sterkte- en stijfheidsparameters ten behoeve van het definitieve ontwerp (DO) van de FSP-groen/blauw weergegeven. Daarbij dient de volgende legenda te worden aangehouden:

geen arcering	overgenomen uit interpretatie rapport [2]
geen waarde	niet relevant, danwel Plaxis default hanteren
	parameter volgt uit aparte interpretatie slag [3], gebaseerd op SS model,
	waarde lijkt ook acceptabel voor HS model
	waarde bepaald adhv abc parameters obv formules Plaxis handleiding
	Bepaald mbv grove fit mbv Soiltest TRX CAU op bekende Eu50_ref = 10 MPa, bij deze parameters
	moet wel K0nc = 0.37 worden gekozen, alleen gebruiken voor afschuifsituaties
	engineering judgement
	gepresenteerde waarden behoren bij Rd = 75%, relatieve dichtheid is echter variabel
	in deze laag en kan ook 100% zijn, voor parameters zie grondinterpretatie rapport
	Bepaald mbv grofstoffelijke fit mbv Soiltest DSS undr op bekende G50_ref = 0.6 MPa,
	deze set alleen gebruiken voor afschuifsituaties
	berekend

¹⁵ rapport 11200956-006-GEO-0005 "POVM Eemdijkproef - Geotechnisch Basisrapport (product F)";

2.3.2.2 *Postdicties*

De **postdictie** parameterset voor de FSP-groen is in eerste instantie opgezet aan de hand van interpretatie¹⁶ van het gedetailleerde labonderzoek, theoretische relaties tussen parameters (uit geotechnische handboeken) en engineering judgement. De verkregen set is vervolgens geverifieerd aan de hand van diverse PLAXIS Soiltest runs, om te zien of met de beschikbare constitutieve modellen in PLAXIS tot het waargenomen gedrag in de labproeven kon worden gekomen. Op basis van de Soiltest runs zijn in enkele gevallen nog kleine aanpassingen gemaakt, die tot de **postdictie** parameterset in Tabel 2.12 hebben geleid.

In Bijlage C.4.1 wordt deze **postdictie** parameterset, inclusief de wijzigingen ten opzichte van de **predictie** parameterset die voor het DO zijn gebruikt, nader toegelicht.

2.4 Globale beschrijving werkelijke aanleg- en proeffase

2.4.1 POT

De globale beschrijving van de opbouw en proeffase van de vier POT-proeven is gegeven in het bijbehorende factual report¹⁷ over de opbouw en proef POT. De uitgangspunten voor de POT-**postdicties** beschreven in Paragraaf 3.3 zijn hierop gebaseerd.

2.4.2 FSP-groen

De globale beschrijving van de opbouw en proeffase van de FSP-groen is gegeven in het bijbehorende factual report¹⁸ over de opbouw en factual report¹⁹ over de proef. De uitgangspunten voor de FSP-groen **postdicties** beschreven in Paragraaf 5.3 zijn hierop gebaseerd.

2.4.3 FSP-blauw

De globale beschrijving van de opbouw en proeffase van de FSP-blauw is gegeven in het bijbehorende factual report²⁰ over de opbouw en factual report²¹ over de proef. De uitgangspunten voor de FSP-blauw **postdicties** beschreven in Paragraaf 6.3 zijn hierop gebaseerd.

¹⁶ rapport 11200956-006-GEO-0005 "POVM Eemdijkproef - Geotechnisch Basisrapport (product F)";

¹⁷ rapport 11200956-012-GEO-0006, "POVM Eemdijkproef – Factual report opbouw en proef POT (product Q)";

¹⁸ rapport 11200956-012-GEO-0004, "POVM Eemdijkproef – Factual report opbouw FSP-groen/blauw (prdct T)";

¹⁹ rapport 11200956-012-GEO-0003, "POVM Eemdijkproef – Factual report proeffase FSP-groen (product U1)";

²⁰ rapport 11200956-012-GEO-0004, "POVM Eemdijkproef – Factual report opbouw FSP-groen/blauw (prdct T)";

²¹ rapport 11200956-012-GEO-0005, "POVM Eemdijkproef – Factual report proeffase FSP-blauw (product U2)";

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

Laag	model	drainage	Gsat [kN/m]	s'vi	Phi	Sin(phi)	Coh [kPa]	K0nc	Kur=K0nc	v.ur	pop.i [kPa]	OCR.i	k0oc	S'i:res:DSS	S'i:peak:DSS	S'i:res:TRX	S'i:peak:TRX	m	Su.i [kPa]		
Klei talud	MC	drainage	17		30		5			0.3											
	ophoogzand HS	drained	19.5		36	0.59	1	0.41		0.21	0.17	0									
		drained	14.4	5	30	0.50	4	0.50		0.25	0.30	17	4.4	1.05							
		undrained	14.4	6.0	37	0.60	4	0.40		0.20	0.17	17	3.8	0.78	0.41						
		undrained	13.2	13.9	37	0.60	4	0.40		0.20	0.17	17	2.2	0.59	0.41	0.42	0.37	0.47	0.9		
		undrained	12.6	13.9	32	0.53	2	0.47		0.24	0.19	9	1.6	0.60	0.33	0.33			0.9		
undrained	10.2	16.1	45	0.71	5	0.29		0.15	0.13	12	1.7	0.39	0.50	0.50			0.9				
tpv groen kruin	3 SS(C) / SH NGI	drained	19.5	41.5	36	0.59	1	0.41		0.21	0.17	10	1.2	0.46							
		undrained	16.3	71.4	37	0.60	4	0.40		0.20	0.17	139	2.9	0.68	0.37	0.29	0.42	0.9			
tpv groen blauw	4 SS(C) / SH NGI	undrained	13.2	13.9							25	2.8		0.41	0.42	0.37	0.47	0.9			
		undrained	10.2	16.1							27	2.7		0.50	0.50			0.9			
Klei talud	ophoogzand HS	drainage	gf:a	gf:d	gf:p	Gur/Su	t0/su	L*	K*	M*	E'	E50ref	Eoedref	Eurref	m	e0	ke0	ke0	ck		
		drained									5000										
		drained									10000	3.6E+04	3.6E+04	180000	0.5		1.0E-05	8.6E-01			
		drained																			
		undrained	25%	35%	40%	80	0.80	0.155		0.028	0.011							3.0	1.0E-08	8.6E-04	0.60
		undrained	25%	35%	40%	80	0.80	0.155		0.028	0.011								3.0	1.0E-08	8.6E-04
3a SS(C) / SH NGI	undrained	25%	35%	40%	80	0.76	0.155		0.028	0.011								3.5	1.0E-08	8.6E-04	0.60
	undrained	35%	45%	50%	57	0.85	0.332		0.090	0.035								10.0	5.0E-08	4.3E-03	2.40
6 SS(C)	drained	10%	20%	25%	200	0.80	0.100		0.020	0.050								1.5	1.0E-05	8.6E-01	0.60
	undrained																				

Tabel 2.12 Sterkte- en stijfheidsparameters als startpunt **postdicties** FSP-groen en FSP-blauw

2.5 Antwoord kennisvragen

2.5.1 Prestatie beschikbare rekenmodellen?

In het verlengde van kennisvraag 4 over hoe goed de beschikbare rekenmodellen het in de proeven optredende gedrag kunnen voorspellen kunnen de volgende antwoorden op deelvragen worden geformuleerd:

- Met betrekking tot deelvraag 4.1 worden uitgangspunten over bodemopbouw, sterkte- en stijfheidsparameters en beschrijving proef in de **predictie** voor POT- en FSP-proeven in respectievelijk Subparagraaf 2.2.1.1, Subparagraaf 2.2.2.1, Subparagraaf 2.3.1.1, Subparagraaf 2.3.2.1 en Paragraaf 2.4 behandeld. In het DO van de POT²², de FSP-groen en het FSP-blauw²³ is hierop in detail ingegaan.
- Met betrekking tot deelvraag 4.2 worden uitgangspunten over bodemopbouw, sterkte- en stijfheidsparameters en beschrijving proef in de **postdictie** voor POT- en FSP-proeven in respectievelijk Subparagraaf 2.2.1.2, Subparagraaf 2.2.2.2, Subparagraaf 2.3.1.2, Subparagraaf 2.3.2.2 en Paragraaf 2.4 behandeld. In Paragraaf 3.3 (POT), Paragraaf 5.3 (FSP-groen) en Paragraaf 6.3 (FSP-blauw) wordt hierop per proef in detail ingegaan.
- Met betrekking tot deelvraag 4.3 wordt in Bijlage C.4 in detail toegelicht hoe met welke (afwijkende) aannamen voor de **postdictie** en **best fit** van de FSP-groen en FSP-blauw tot een passende parameterset is gekomen.

²² rapport 11200956-008-GEO-0010, "POVM Eemdijkproef – DO Pull-Over Test (product I5/I6)";

²³ rapport 11200956-008-GEO-0010, "POVM Eemdijkproef – DO opbouw, proef en herstel FSP (product I1/I2)";

3 Pull-Over Testen

3.1 Onderzoeksvragen POT

In de POT zijn verschillende damwandconfiguraties van één of meerdere dubbele damwandplanken via een statische trekbelasting op de kop omver getrokken. Het omvertrekken van de damwandplanken is middels een hydraulische vijzel uitgevoerd. Deze hydraulische vijzel is gekoppeld aan een reactieframe op drie buispalen (zie Figuur 3.1).



Figuur 3.1 Proefopstelling AZ13-700

In hoofdstuk 4 van het factual report²⁴ van de proeffase is voor alle damwandconfiguraties aangegeven hoe de feitelijke uitvoering heeft plaatsgevonden. Globaal ging dat als volgt:

- Op spanning brengen van de vijzel.
- Omtrekken damwand met constante vervormingssnelheid tot aan stopcriterium SAAF.
- Gedeeltelijk aflaten van vijzelkracht.
- Verwijderen van SAAF op damwand.
- Vervolg omtrekken damwand met constante vervormingssnelheid tot aan stopcriterium.
- Volledig aflaten van vijzelkracht.

Van deze globale uitvoeringswijze van de proeven was ook al in het DO uitgegaan. In Bijlage B.1 is een beknopt overzicht gegeven van de POT-metingen.

3.1.1 Werkelijke sterkte- en stijfheidsgedrag

In het verlengde van kennisvraag 1 over het vervormingsproces tot na bezwijken is in relatie tot de POT op vier damwandconfiguraties de volgende deelvraag onderkend:

1.1 *Wat zijn de maximale vervormingen bij bezwijken? En hoe ziet het vervormingsgedrag van een damwandprofiel eruit na bezwijken?*

²⁴ rapport 11200956-012-GEO-0006, "POVM Eemdijkproef – Factual report opbouw en proef POT (product Q)";

3.1.2 Prestatie van rekenmodellen

In het verlengde van kennisvraag 4 over hoe goed de beschikbare rekenmodellen het werkelijk optredende gedrag kunnen voorspellen zijn in relatie tot de POT op vier damwandconfiguraties de volgende deelvragen onderkend:

4.4 *Hoe verhouden het gemeten en voorspelde gedrag van de vier POTs zich tot elkaar?*

4.5 *Welk waargenomen gedrag kunnen de rekenmodellen niet voorspellen?*

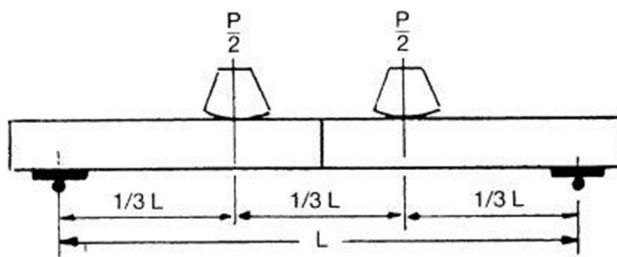
3.1.3 Aspecten die doorsnedeklasse beïnvloeden

In het verlengde van kennisvraag 5 over welke invloed het (dis)continue karakter van de damwand én de mate van inbedding van de damwand in grond hebben op de doorsnedeklasse volgens EN 1993-5 zijn in relatie tot de 4-puntsbuigproef²⁵ (zie Figuur 3.2) en de POT op vier damwandconfiguraties de volgende deelvragen onderkend:

5.1 *Wat is het verschil in sterkte- en vervormingsgedrag van een discontinue wand (paneel) ten opzichte van een doorgaande wand zonder het meenemen van de interactie tussen de wand en de omringende grond.*

5.2 *Wat verandert aan het sterkte- en stijfheidsgedrag als de interactie met de omringende grond wordt meegenomen? En hoe verhouden het gemeten en voorspelde gedrag van een rand- en tussenplank, inclusief interactie met de omringende grond, zich tot elkaar?*

5.3 *In hoeverre is bij een randplank binnen een discontinue wand een reductie van de sterkte (op de vloeigrens) noodzakelijk?*



Figuur 3.2 Vereenvoudigde schematisering van 4-puntsbuigtest

3.1.4 Gedrag damwandplank na plastisch scharnier

In het verlengde van kennisvraag 6 over in hoeverre een in de grond ingebedde damwandplank na het ontstaan van een plastisch scharnier zich gedraagt volgens EN 1993-5 zijn in relatie tot de POT op vier damwandconfiguraties de volgende deelvragen onderkend:

6.1 *Hoe verhouden bij het ontstaan van plasticiteit in de damwand de gemeten en voorspelde vervormingen in de diepte zich tot elkaar?*

6.2 *In hoeverre is in geval van een constructief versterkte dijk een hoger buigend moment dan het elastisch moment in een damwandplank toelaatbaar (zoals in Eurocode verondersteld)? En welke invloed heeft dit op het ontwerp?*

²⁵ In Eurocode 3 (Design of steel structures – Part 5: Piling) wordt een opzet voor de 4-puntsbuigtest beschreven, op basis waarvan de (elastische en plastische) momentcapaciteit van een damwandprofiel wordt vastgesteld.

3.2 Aanpak onderzoek POT

Om de kennisvragen in Paragraaf 3.1 met betrekking tot de POT op de vier configuraties van damwandplanken te beantwoorden wordt de grond-constructie interactie van de configuraties in de **postdicties** vergeleken met de meetresultaten.

Daarbij wordt geconstateerd dat de kennisvragen voor een belangrijk deel op het sterktegedrag van de damwandprofielen betrekking hebben. De sterkte-eigenschappen vormen daarom een belangrijke invoerparameter voor de **postdicties**. De sterkte eigenschappen van de damwandprofielen zijn bepaald op basis van de diktemetingen en trekproeven op het staal. Daarnaast zijn de eigenschappen van de GU8N-profielen (die ook in de FSP-blauw worden toegepast) nog eens middels numerieke DIANA-simulaties gevalideerd.

Daarmee is tot de volgende aanpak voor het beantwoorden van de kennisvragen gekomen:

- Vaststellen uitgangspunten voor **postdicties**:
 - Vaststellen opbouw rekenmodel (zie Paragraaf 3.3.1).
 - Vaststellen bodemopbouw op basis van veldonderzoek (zie Paragraaf 3.3.2).
 - Vaststellen grondeigenschappen uit laboratoriumonderzoek (zie Paragraaf 3.3.3).
 - Vaststellen eigenschappen damwandconfiguraties (zie Paragraaf 3.3.4).
- Validatie van het constructieve gedrag van de GU8N profielen op basis van DIANA-simulaties (zie Paragraaf 0).
- Uitvoeren PLAXIS-simulaties voor grond-constructie interactie (zie Paragraaf 3.5).
- Vergelijken resultaten **postdicties** met proefresultaten.

Om antwoord op de kennisvragen te geven wordt eerst naar de vervormingen gekeken. Door de gemeten vervormingen tijdens de proef te vergelijken met de berekende vervormingen uit het rekenmodel wordt het rekenmodel “geijkt”. Daarbij wordt gekeken naar de kracht versus de verplaatsing aan de kop van de damwand en de horizontale vervormingen over de hoogte vlak voor bezwijken. Door de ijking van het rekenmodel met gemeten resultaten wordt bevestigd of de ingevoerde sterkte-eigenschappen correct zijn of dat als gevolg van bijvoorbeeld randeffecten de sterkte van het damwandprofiel lager blijkt te zijn.

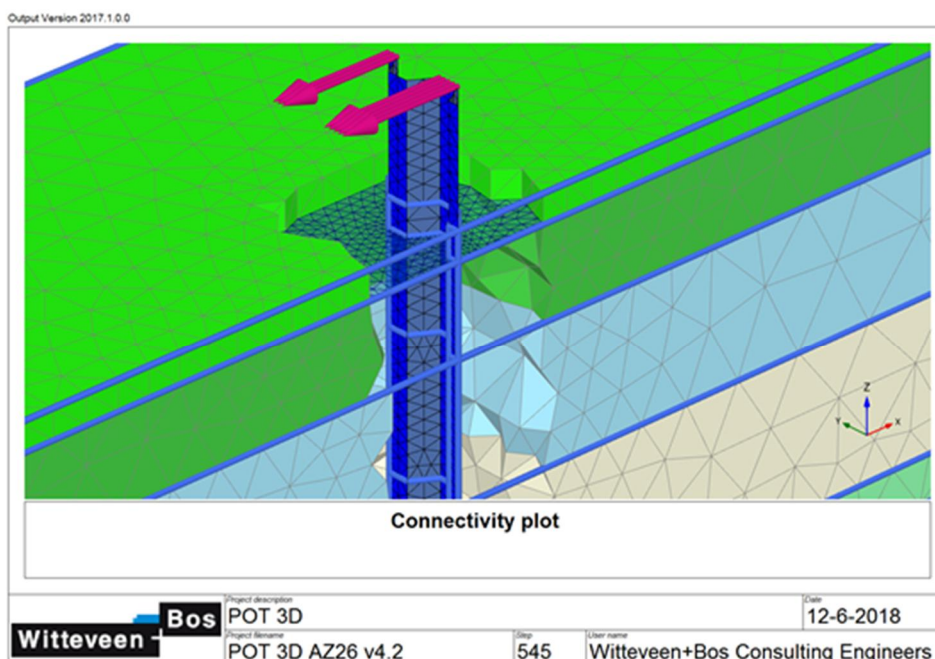
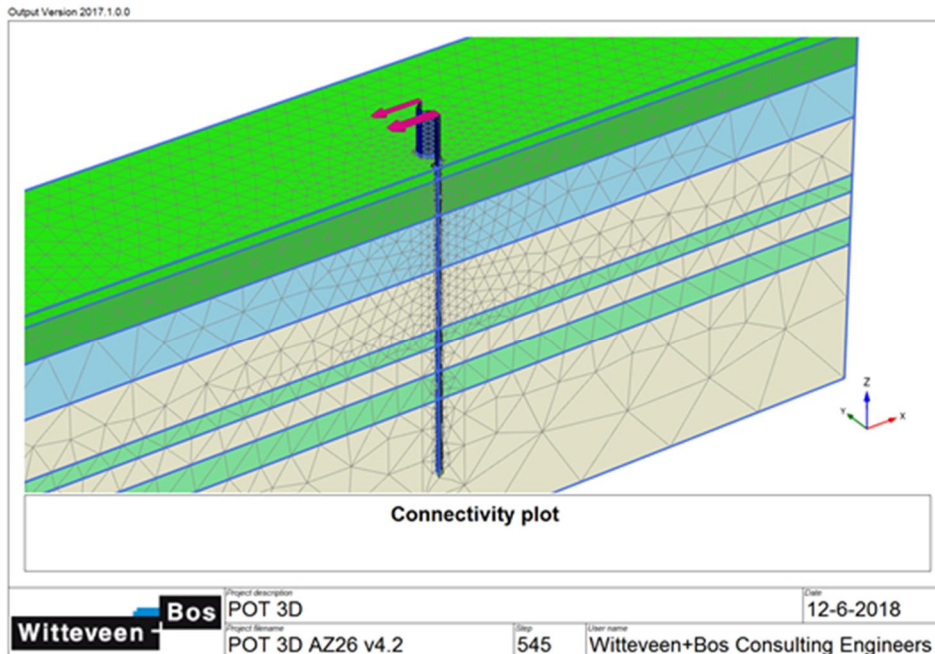
3.3 Uitgangspunten **postdicties** POT

3.3.1 Opbouw rekenmodel

In het DO²⁶ van de POT zijn er ten behoeve van de **predicties** PLAXIS 3D en PLAXIS 2D simulaties met elkaar vergeleken. Daaruit is gebleken dat de 3D-effecten bij de proeven op damwandpanelen van beperkte breedte aanzienlijk zijn en dat het PLAXIS 3D rekenmodel voor de POT-analyses daardoor de meest realistische resultaten geeft. Daarom wordt in de POT-**postdicties** uitsluitend gebruik gemaakt van PLAXIS 3D-simulaties.

Aangezien de proefopstelling spiegel-symmetrisch is, wordt in het PLAXIS 3D-rekenmodel slechts de helft van de paneelbreedte gemodelleerd (zie Figuur 3.3). Alle gepresenteerde krachten betreffen waarden die vanwege deze modelkeuze al zijn verdubbeld.

²⁶ rapport 11200956-011-GEO-0003, “POVM Eemdijkproef – Draaiboek opbouw, proef en herstel damwand pull-over testst (product O5/O6”;



Figuur 3.3 PLAXIS 3D rekenmodel (configuratie opgebouwd uit drie dubbele AZ26-planken)

Voor de totale breedte van het rekenmodel is vier keer de breedte van de gemodelleerde damwand aangehouden, zodat de randen geen invloed hebben. Verder is de onderkant van de mesh op NAP -15m gelegd en is een fijne mesh rondom de damwand toegepast, om voldoende nauwkeurige resultaten uit de 3D-simulatie te krijgen. Uitgangspunt was dat er minimaal twee elementen over de breedte op de flens en het lijf van de damwand zitten.

In het PLAXIS 3D rekenmodel wordt de damwandconfiguratie met afzonderlijke plaat-elementen geschematiseerd. Aan de plaalementen is een maximale vloeispanning toegekend om plastisch gedrag te modelleren. Hierbij wordt opgemerkt dat in het rekenmodel alleen vloeien gemodelleerd kan worden; effecten zoals plooi of knik kunnen niet worden beschreven. Aangezien het GU8N en AZ13-700 profiel in doorsnedeklasse 3 vallen, is de verwachting dat ze voor het bereiken van het plastische weerstandsmoment zullen bezwijken.

De trekbelasting vanuit het reactieframe wordt opgelegd middels een opgelegde verplaatsing aan de kop van de damwandplanken (op het niveau NAP +2,0m). Merk op dat de damwand in werkelijkheid nog 1m doorloopt tot NAP +3,0m.

3.3.2 Grondopbouw

De (homogene) grondopbouw ter plaatse van de te beproeven damwandconfiguraties op basis van sonderingen is al in Subparagraaf 2.2.1 behandeld. Daarin wordt ook aangegeven, dat de grondwaterstand op NAP -0,5m (0,5m onder maaiveld) is aangehouden.

3.3.3 Grondeigenschappen

Voor de **postdicties** van de vier POT-proeven zijn sterkte- en stijfheidsparameters afgeleid op basis van het labonderzoek. De parameters per grondlaag voor de verschillende constitutieve modellen zijn al in Tabel 2.8, Tabel 2.9 en Tabel 2.10 (zie Subparagraaf 2.3.1) beschreven.

3.3.3.1 Parametersets **postdicties**

Voor de POT-**postdicties** zijn er uiteindelijk drie analyses gemaakt. In eerste instantie is er uitgegaan van parameters direct afgeleid uit de labproeven, op basis van CSSM-sterkteparameters en -stijfheden uit DSS-proeven (zie Subparagraaf 2.3.1). In de POT-simulaties gaf deze **postdictie** set goede fits met de gemeten data. Uit de FSP-**postdicties** is echter gebleken dat dit in de simulaties tot te slap gedrag leidt. Daarom is voor de FSP de **best fit** parameterset afgeleid met pieksterkten en -stijfheden voor de grond. Ter vergelijking is ook een **postdictie** gemaakt met deze parameterset.

Kortom, met de volgende parametersets is een POT-**postdictie** gemaakt:

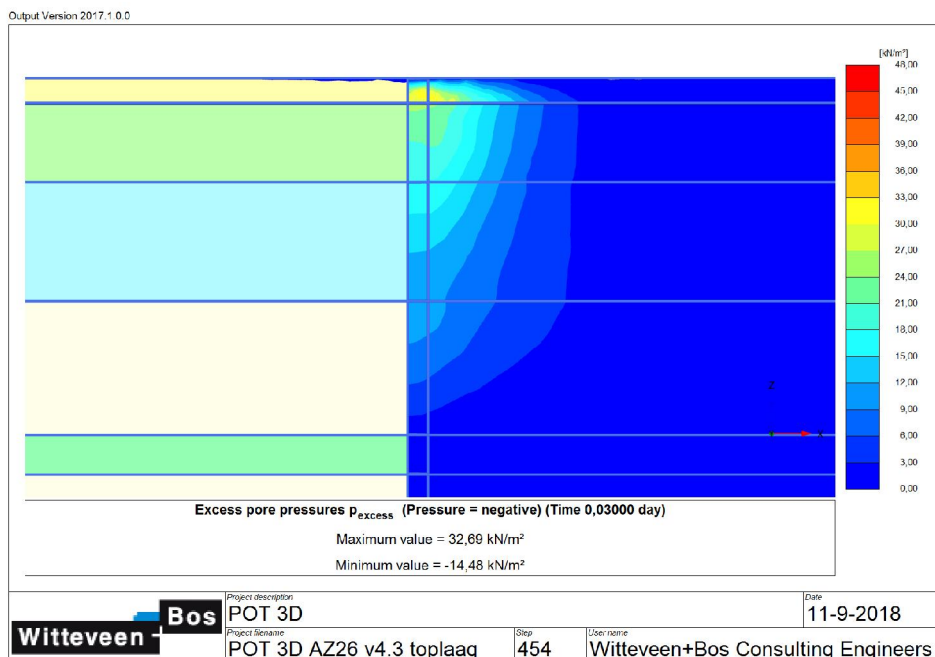
- HS-model met CSSM-parameters op basis van DSS-proeven.
- NAS model met CSSM-parameter op basis van DSS-proeven.
- NAS model met pieksterkten en -stijfheden.

3.3.3.2 Gedraineerd vs ongedraineerd

Aangezien de POT-proeven kortdurend zijn geweest (enkele uren) wordt het grondgedrag in de PLAXIS 3D-simulaties ongedraineerd beschouwd. Dit wordt bevestigd door de duidelijke spleetvorming achter de damwandconfiguratie tijdens de proeven (zie Figuur 3.4). Als gevolg hiervan waren er dus geen grond(water)drukken op de wand aanwezig. Door ongedraineerd rekenen in de PLAXIS-simulatie wordt dit effect meegenomen, doordat achter de damwand positieve waarden voor de *excess pore pressures (suction)* ontstaan, zie Figuur 3.5. Als gevolg daarvan is er over deze zone geen of een verlaagde druk op de damwand.



Figuur 3.4 Spleetvorming achter damwand (AZ26)



Figuur 3.5 Excess pore pressures (suction) achter damwand

In de PLAXIS 3D-simulaties is gebleken dat het ongedraineerd rekenen in combinatie met grote plastische vervormingen tot zeer grote lokale wateroverspanningen kan leiden. Dit leidt tot numerieke problemen. Om dit te voorkomen zijn alle belastingstappen doorlopen via een consolidatieberekening met een zeer korte tijdsduur (0,01dag). De zeer korte tijdsduur heeft ervoor gezorgd dat er nog steeds sprake was van ongedraineerd gedrag, maar dat de lokale hoge wateroverspanningen niet meer zijn opgetreden.

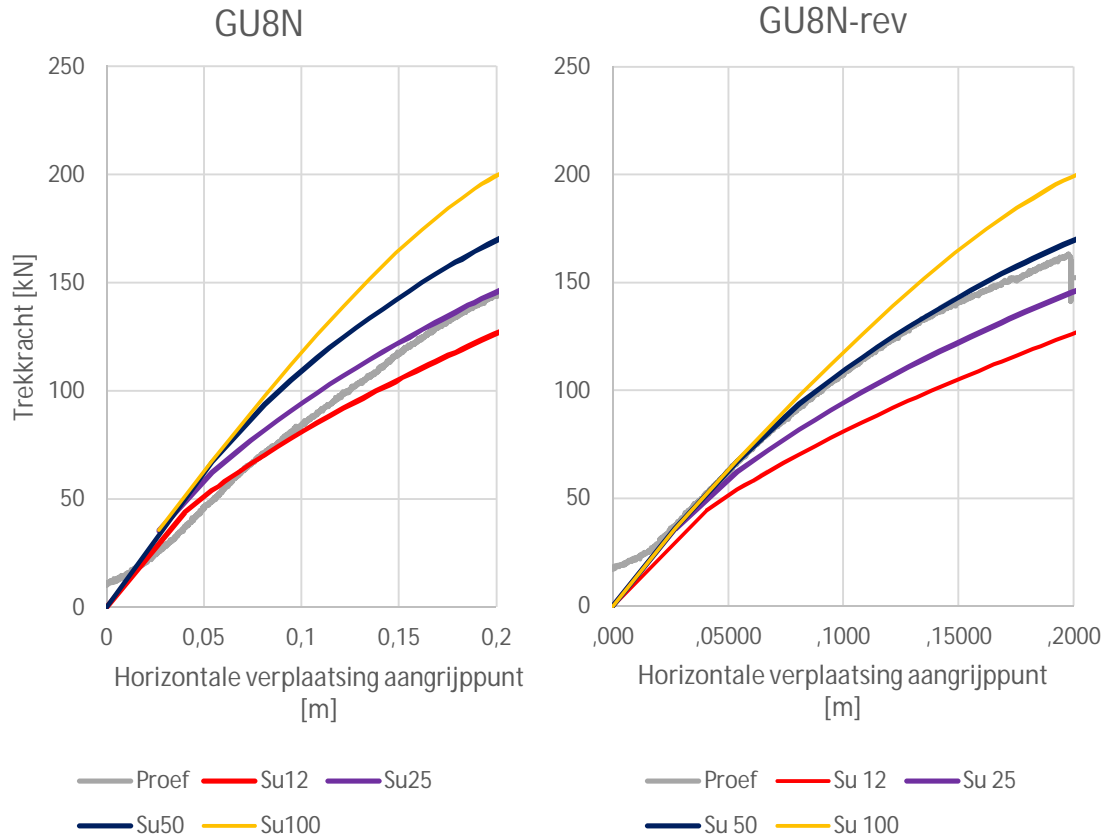
3.3.3.3 *Bevroren toplaag*

Een belangrijk aandachtspunt in de **postdicties** is de bevroren toplaag. Na het uitvoeren van de eerste POT-proef op de AZ13-700 configuratie was er sprake van een kortdurende, maar strenge vorstperiode (zie POT factual report²⁷). Vooral bij de GU8N-rev was de toplaag erg hard. Bij de laatste proef op de configuratie met drie dubbele AZ26-planken was de vorst in de grond aanzienlijk minder. Ondanks dat er voor de proeven maatregelen zijn genomen om het effect van de vorst op de toplaag te minimaliseren, blijkt dit toch een significant effect te hebben gehad. Dit effect moet in de POT-**postdicties** worden meegenomen.

Om het effect van de bevroren toplaag te kwantificeren zijn er gevoeligheidsberekeningen gemaakt, waarbij de schuifsterkte van de toplaag is gevarieerd. De resultaten van gevoeligheidsberekeningen zijn vergeleken met de proefresultaten. De dikte van de bevroren toplaag was tijdens de proeven op beide GU8N-configuraties circa 15 cm. Het is voor het PLAXIS 3D rekenmodel echter niet wenselijk om een dergelijke dunne laag te modelleren, omdat dit erg veel elementen en daarmee veel rekentijd kost. Ter vereenvoudiging is de sterkte van de toplaag van 50cm verhoogd. De sterkte van de bevroren toplaag is dan ongeveer drie keer de sterkte gemodelleerd over 0,5 m. Uitgangspunt is een schuifsterkte van 12kPa in de niet bevroren toplaag. Voor bevroren grond is bekend dat de druksterkte aanzienlijk kan worden. Daarom zijn de volgende variaties beschouwd: $s_u = 25\text{kPa}$, $s_u = 50\text{kPa}$, $s_u = 100\text{kPa}$.

In Figuur 3.6 zijn de resultaten van de variaties in druksterkte weergegeven in vergelijking met de proefresultaten voor zowel de GU8N als GU8N-rev configuratie. Daaruit volgt dat een schuifsterkte in de toplaag van 25kPa voor de GU8N en 50kPa voor de GU8N-rev de beste fit geeft voor zowel de horizontale verplaatsingen van de damwand als de kracht versus verplaatsing van het aangrijppunt van de damwand. Uitgaande van het feit, dat de toplaag in werkelijkheid maar circa 15 m dik was, komt dit overeen met schuifsterkten van respectievelijk 75kPa en 150kPa in de bevroren toplaag. Het verschil in sterkte van de toplaag is te verklaren doordat eerst de GU8N is beproefd en daarna het GU8Nrev profiel, waarbij er dus sprake is geweest van een langere vorstperiode (+3 dagen).

²⁷ rapport 11200956-012-GEO-0006, "POVM Eemdijkproef – Factual report opbouw en proef POT (product Q)";



Figuur 3.6 Trekkracht versus verplaatsing GU8N(-rev) configuratie, toplaag variaties

3.3.4 Eigenschappen damwandprofielen

Een belangrijk onderdeel van het onderzoek in de POT-proeven is de plastische capaciteit van de damwandprofielen waaruit de configuraties zijn opgebouwd. Deze damwandprofielen kunnen conform EN 1993-5 namelijk worden ingedeeld in 4 doorsnedeklassen:

- Klasse 1: profiel behaalt plastische momentcapaciteit en heeft rotatiecapaciteit.
- Klasse 2: profiel behaalt plastische momentcapaciteit en heeft geen rotatiecapaciteit.
- Klasse 3: profiel behaalt elastische momentcapaciteit.
- Klasse 4: profiel behaalt niet de elastische momentcapaciteit.

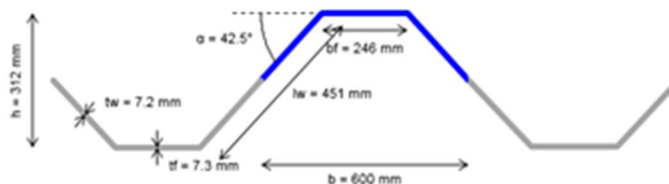
In deze indeling in doorsnedeklassen is er geen rekening gehouden met inbedding van de dwarsdoorsnede in de grond of het discontinue karakter van een wand.

In de fabriek zijn diktemetingen op de damwandprofielen uitgevoerd. Op basis van deze metingen zijn de gemiddelde dikten van de flens en lijf vastgesteld. Verder zijn er in het kader van het DO²⁸ van de POT-proeven trekproeven op staalmonsters van de profielen uitgevoerd om de sterkte van de damwandprofielen vast te stellen. Op basis van deze metingen zijn de eigenschappen van de damwandprofielen in Figuur 3.7 vastgesteld:

²⁸ rapport 11200956-011-GEO-0003, "POVM Eemdijkproef – Draaiboek opbouw, proef en herstel damwand pull-over testst (product O5/O6)";

GU8N (triple)

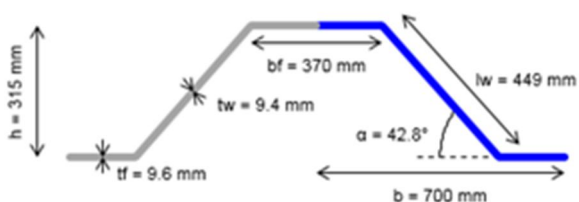
O.k. damwand:	NAP -11,0m
Lengte plank:	14,0m
Aangrijppunt kracht:	NAP +2,0m
Vloei spanning :	380,5N/mm ²
Doorsnedeklasse	3
M _{el} *	230kNm/m
M _{pl} **	340kNm/m***



In het model worden de sloten niet meegenomen. Aangezien de sloten dicht tegen de hartlijn van het profiel liggen, is er maar een minimale bijdrage aan het traagheidsmoment.

AZ13-700

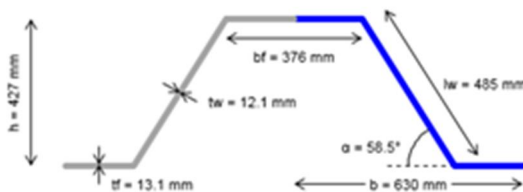
O.k. damwand:	NAP -11,0m
Lengte plank:	14,0m
Aangrijppunt kracht:	NAP +2,0m
Vloei spanning :	406N/mm ²
Doorsnedeklasse	3
M _{el}	530kN/m/m
M _{pl} **	626kN/m/m



Equivalente flensdikte: om het traagheidsmoment van de sloten mee te nemen is een dikkere flens van 13,2mm meegenomen in het PLAXIS rekenmodel.

AZ26

O.k. damwand:	NAP-13,0m
Lengte plank:	16,5m
Aangrijppunt kracht:	NAP+2,0m
Vloei spanning :	327N/mm ²
Doorsnedeklasse	2
M _{el}	851kN/m/m
M _{pl}	1001kN/m/m



Equivalente flensdikte: om het traagheidsmoment van de sloten mee te nemen is een dikkere flens van 16,9mm meegenomen in het PLAXIS rekenmodel.

* Bij het GU8N-profiel ligt de neutrale lijn niet precies in het midden, zoals bij een doorgaande wand. Als gevolg daarvan is de te verwachten momentcapaciteit lager dan voor een doorgaande wand.

** Aangezien het profiel in doorsnedeklasse 3 valt, zal de plastische momentcapaciteit in de praktijk niet behaald worden en zal de damwand dus eerder bezwijken.

*** Bepaald middels DIANA analyse, zie Subparagraaf 3.4.1.2.

Figuur 3.7 Overzicht eigenschappen damwandprofielen

3.4 Validatie GU8N-gedrag POT

Om de kennisvragen uit Paragraaf 3.1 te beantwoorden is het van belang om de theoretische constructieve sterkte van de damwandprofielen zonder de invloed van de grond te weten. Voor het AZ26 en AZ13-700 profiel is dit relatief eenvoudig vast te stellen:

- AZ26 is een doorsnedeklasse 2 profiel, wat betekent dat deze de plastische momentcapaciteit conform Figuur 3.7 bereikt.
- AZ13-700 is een doorsnedeklasse 3 profiel, wat betekent dat deze de elastische (en dus niet de plastische) momentcapaciteit conform Figuur 3.7 bereikt.

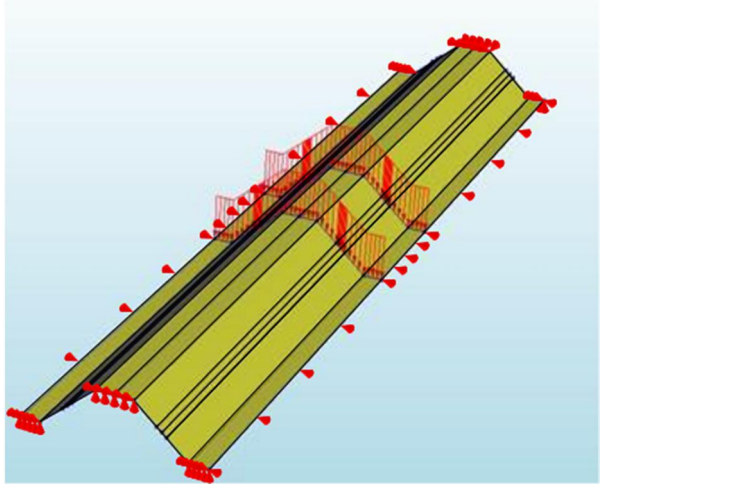
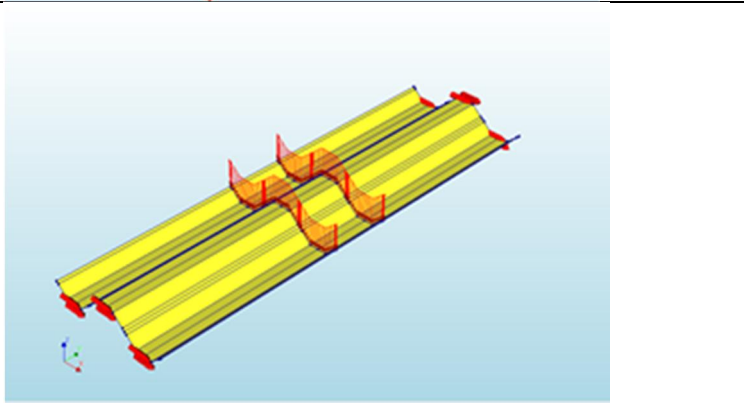
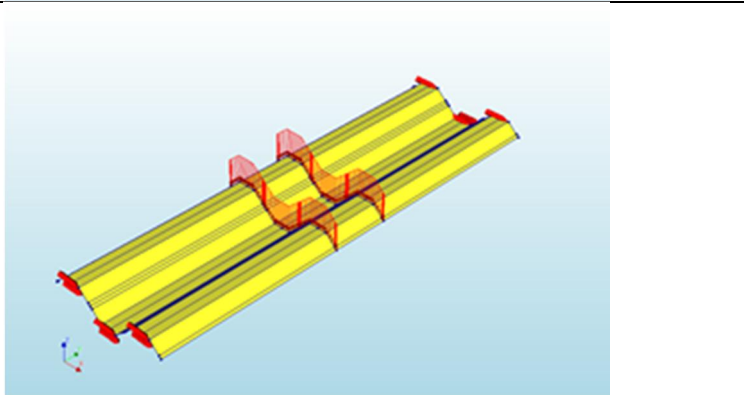
Voor het tripple GU8N-profiel ligt dit niet zo eenvoudig. In de POT-proef wordt namelijk een driedubbel U-profiel toegepast. Dit betekent dat de hartlijn van de triplet niet meer exact in het midden ligt en de flenzen anders belast worden. Dit heeft effect op de sterkte-eigenschappen van de configuratie en het bezwijkgedrag. Om het bezwijkgedrag van een driedubbel GU8N-profiel in verschillende richtingen inzichtelijk te maken, wordt met het EEM-pakket DIANA een 4-puntsbuigproef (4PBP) gesimuleerd, zie Figuur 3.8. Hierbij worden dus alleen constructieve eigenschappen beschouwd, en wordt geen effect van inbedding in de grond meegenomen.

In deze DIANA-simulaties zijn de volgende variaties beschouwd:

Variant	Eigenschappen	Knik [ja/nee]	Verwachte minimaal te behalen momentcapaciteit
A0	Doorgaande wand, 1 flens op druk 1 flens op trek	nee	Plastische momentcapaciteit $M_{pl:cont} = 357 \text{ kNm/m}$
A1	Doorgaande wand, 1 flens op druk 1 flens op trek	ja	Klasse 3 profiel -> Elastische momentcapaciteit $M_{el:cont} = 297 \text{ kNm/m}$
B1	Triplet 1/2 flenzen op druk* 2/1 flens op trek *	nee	Plastische momentcapaciteit gereduceerd voor een tripple U- profiel $M_{pl:trippel} = 346 \text{ kNm/m}^{**}$
C1	Triplet 2 flenzen op druk 1 flens op druk	ja	Klasse 3 profiel -> Elastische momentcapaciteit gereduceerd voor een tripple U- profiel $M_{el:trippel} = 243 \text{ kNm/m}$
C2	Triplet 1 flens op druk 2 flenzen op trek	ja	Klasse 3 profiel -> Elastische momentcapaciteit gereduceerd voor een tripple U- profiel $M_{el:trippel} = 243 \text{ kNm/m}$

* Belastingrichting maakt in dit geval geen verschil, aangezien knik niet wordt meegenomen.

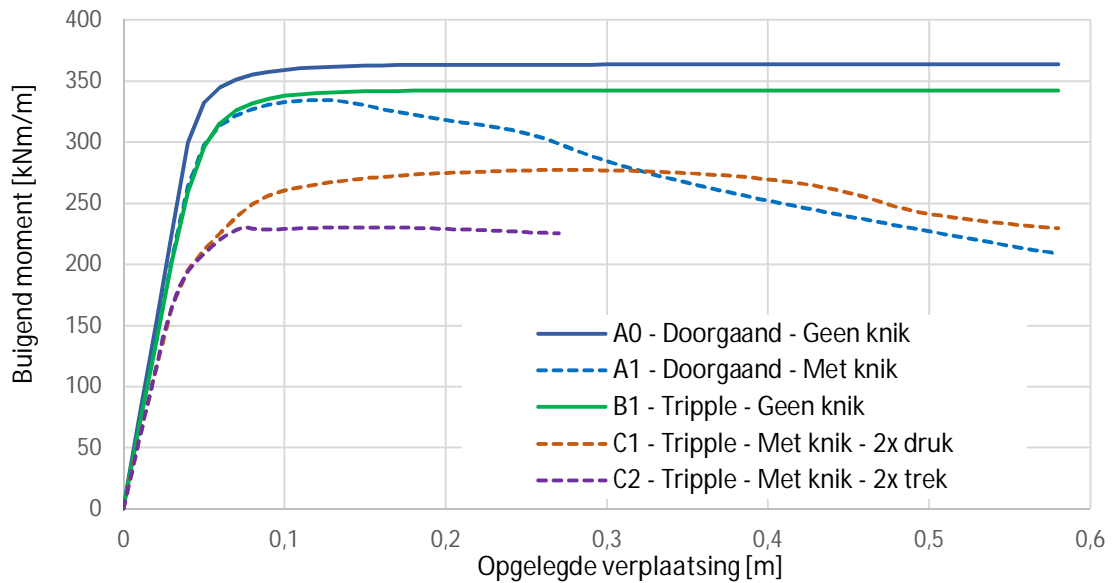
** Afgeleid op basis van de dwarsdoorsnede gebruik makend van constructieve software (IDEA StatiCa).

<p>A)</p> <p>GU8N (doorgaande wand) 1x drukflens, 1x trekflens</p>	
<p>C1)</p> <p>GU8N 1x drukflens, 2x trekflens</p>	
<p>C2)</p> <p>GU8N-rev 2x drukflens, 1x trekflens</p>	

Figuur 3.8 Beschouwde variaties van DIANA-rekenmodel voor 4-puntsbuigproef

3.4.1 Resultaten DIANA-simulaties 4PBP

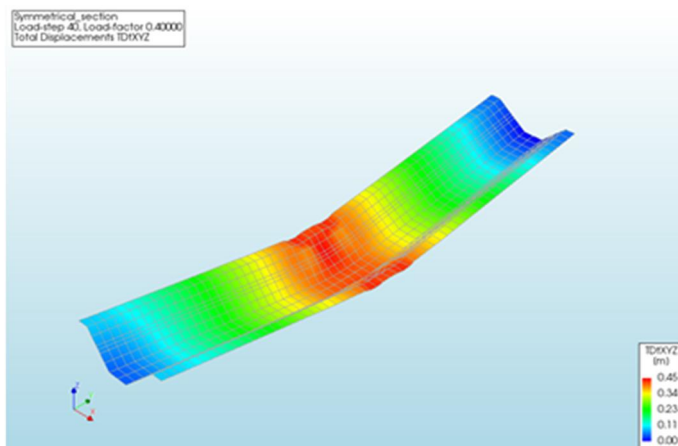
In Figuur 3.9 zijn de resultaten van alle DIANA-simulaties van een 4PBP weergegeven, waarbij het behaalde buigend moment is uitgezet tegen de opgelegde verplaatsing. In de volgende subparagrafen wordt ingegaan op de verschillende variaties.



Figuur 3.9 Resultaten DIANA-simulaties 4-puntsbuigproef (zonder grond)

3.4.1.1 Variant A: GU8N doorgaande wand

De blauwe lijnen in Figuur 3.9 geven het resultaten voor de doorgaande wand. Hieruit volgt dat een doorgaande wand zonder knik inderdaad de plastische momentcapaciteit haalt. Indien knik wel wordt meegenomen, dan bezwijkt het profiel bij een buigend moment van 340kNm/m' wat lager is dan de plastische momentcapaciteit en hoger dan de elastische momentcapaciteit. Dit bevestigt dat een GU8N profiel een doorsnedeklasse 3 profiel betreft.



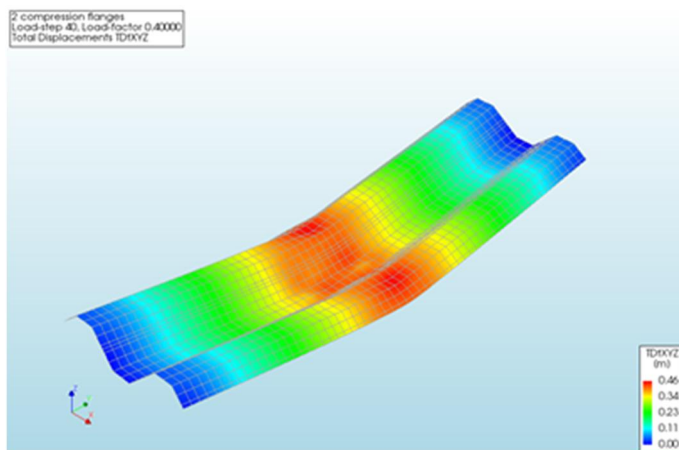
Figuur 3.10 Bezwijkmechanisme doorgaande wand DIANA

3.4.1.2 Variant B1: GU8N-triplet zonder knik

In Figuur 3.9 geeft de groene lijn het resultaat voor de GU8N-triplet zonder knik. De plastische momentcapaciteit van dit profiel komt uit op 340kNm/m' hetgeen iets lager is dan de plastische momentcapaciteit van een doorgaande wand (-5%). Merk hierbij wel op dat de elastische momentcapaciteit aanzienlijk lager ligt dan de doorgaande wand (-22%). Doordat de hartlijn van dit profiel niet meer in het midden ligt, treedt in de enkele flens eerder vloei op dan aan de zijde met 2 flensen; dit reduceert de elastische momentcapaciteit aanzienlijk.

3.4.1.3 Variant C1: GU8N triplet met twee flenzen op druk

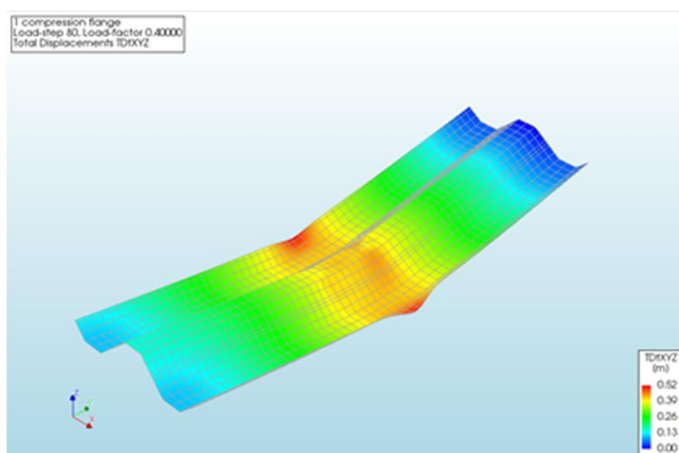
In Figuur 3.9 geeft de oranje lijn het resultaat voor de GU8N-triplet met twee flenzen op druk. Hierin is duidelijk te zien dat deze lijn aanzienlijk hoger uitkomt dan de elastische momentcapaciteit van de triplet, dat wil zeggen circa 274kNm/m'. In Figuur 3.11 is de bezwijkvorm weergegeven en daarbij is te zien dat dit redelijk vergelijkbaar is met de doorgaande wand.



Figuur 3.11 Bezwijkmechanisme GU8N (2x drukflens)

3.4.1.4 Variant C2: GU8N-rev triplet met twee flenzen op trek

In Figuur 3.9 geeft de paarse lijn het resultaat weer in het geval er èèn flens op druk wordt belast (GU8N-rev). Dit geeft een grote reductie van de momentcapaciteit. Als gevolg van het feit, dat er maar èèn flens op druk wordt belast, is dit profiel extra gevoelig voor het bezwijken als gevolg van knik. Het bezwijkmechanisme, zie Figuur 3.12, wijkt daarom ook erg af van dat van de doorgaande wand



Figuur 3.12 Bezwijkmechanisme GU8N-rev (1x drukflens)

3.4.2 Evaluatie DIANA-simulaties 4PBP

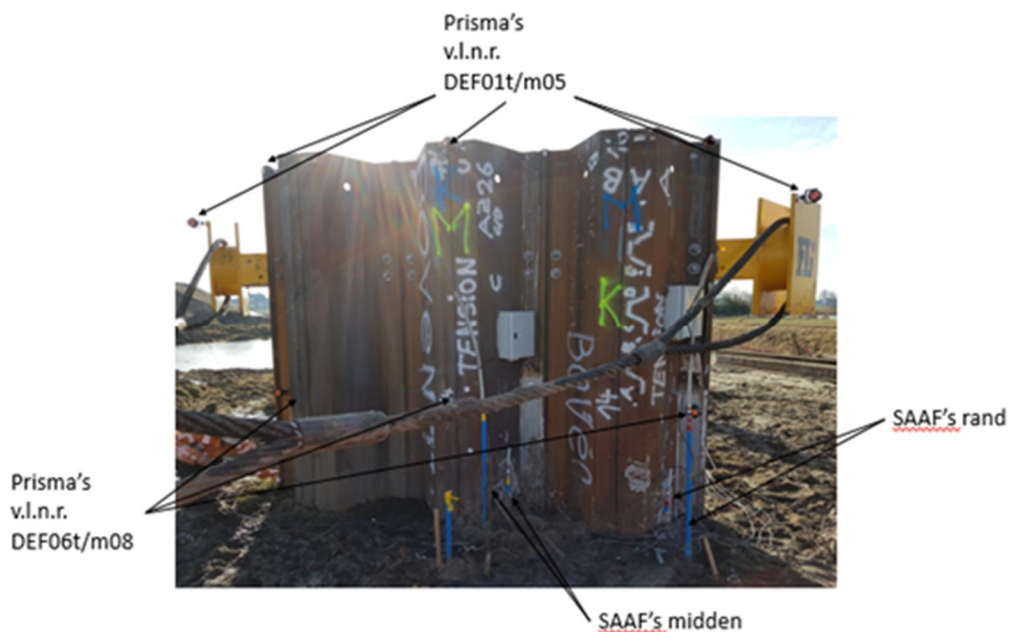
De resultaten uit de DIANA-simulaties met het GU8N-profiel in een 4PBP bevestigen dat het GU8N-profiel zich inderdaad als een doorsnedeklasse 3 profiel gedraagt. De elastische momentcapaciteit wordt gehaald, maar voordat de volledige plastische momentcapaciteit wordt behaald bezwijkt het profiel als gevolg van knik.

Wel wordt er opgemerkt dat er een significant verschil in capaciteit zit tussen beide belasting-richtingen. Met twee flenzen die op druk worden belast is het profiel minder knikgevoelig en wordt een aanzienlijk hogere momentcapaciteit behaald. Met één flens die op druk wordt belast is het profiel juist erg knikgevoelig en wordt maar net de elastische momentcapaciteit behaald. Voor de **postdictie** berekeningen van de POT en de FSP-blauw (zie Subparagraaf 6.3.5) wordt voor het GU8N-profiel met twee flenzen op druk een verhoogde momentcapaciteit van 274kNm/m' aangehouden.

3.5 Vergelijking **postdicties** en proefresultaten POT

In deze paragraaf worden de resultaten van de **postdicties** uit PLAXIS 3D-simulaties en de proefresultaten van de vier POT-proeven met elkaar vergeleken. Voor alle proeven zijn er minimaal twee **postdicties** gemaakt (zie Subparagraaf 3.3.3.1). Hierbij zijn de verplaatsingen van de damwand in de tijd gebaseerd op een combinatie van metingen:

- Verplaatsing van de vijzel, zowel handmatig als met optische sensor. Deze sensor geeft het meest vloeiende beeld, maar het nadeel is dat ook de rek in het systeem (i.e. vanuit de staalkabel en het reactieframe) wordt meegenomen.
- Metingen meetprisma's op de kop van de damwand (zie Figuur 3.13), waarmee direct op de damwand wordt gemeten. Nadeel is de relatief lage meetfrequentie.
- SAAF-metingen, waarmee de horizontale verplaatsing in de diepte direct op de damwand wordt gemeten.



Figuur 3.13 Monitoring horizontale verplaatsingen AZ26-700

Door de verplaatsing van de vijzel te vergelijken met de meetprisma's en SAAF-metingen is de verplaatsing van de vijzel gecorrigeerd voor de verplaatsingen in het systeem. Hiermee is een zo vloeiend mogelijke damwand verplaatsing vastgesteld.

Tot slot wordt in de vergelijking tussen POT-**postdicties** en -proefresultaten gebruik gemaakt van de na afloop van de proeven gemaakte 3D-scans van de vrij gegraven damwand-configuraties. De resultaten uit de 3D-scans zijn in Bijlage E opgenomen.

3.5.1 Configuratie drie dubbele AZ 13-700 profielen

Deze configuratie opgebouwd uit drie dubbele AZ13-700 planken is de op één na zwaarste configuratie die is beproefd. Conform EN-1993-5 is het AZ13-700 profiel een relatief slank profiel uit doorsnedeklasse 3 dat alleen de elastische momentcapaciteit zou kunnen bereiken.

De proef op de drie dubbele AZ13-700 is succesvol verlopen. De damwand is gecontroleerd tot bezwijken gebracht en doorgezet tot het stopcriterium met een trekkracht afname tot 30% is bereikt. Het gedrag van de plank is volgens voorspelling verlopen. De maximale trekkracht was nagenoeg gelijk aan de berekende trekkracht. Voor meer details met betrekking tot het proefverloop wordt verwezen naar het factueel report²⁹ opbouw- en proeffase POT.



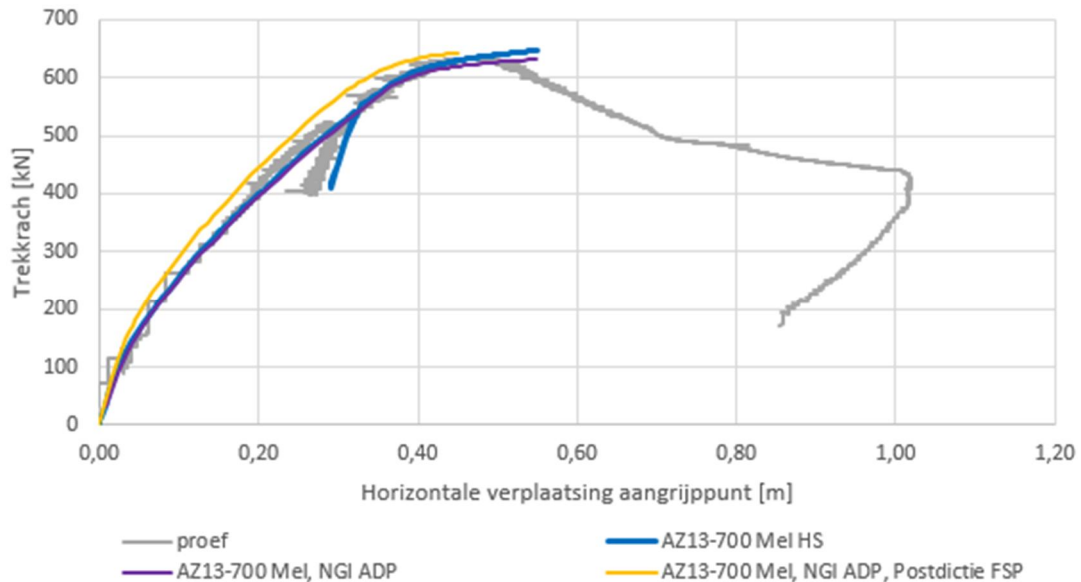
Figuur 3.14 Vervormd profiel na afloop proef drie dubbele AZ13-700

3.5.1.1 Verband tussen kracht en verplaatsing

Figuur 3.15 geeft het gemeten en **postdictie** verband tussen damwandverplaatsing en trekkracht bij het aangrijppunt weer. Voor de **postdictie** is aan de damwand alleen de elastische momentcapaciteit toegekend, aangezien het een doorsnedeklasse 3 profiel betreft. Aangezien het rekenmodel het gedrag na bezwijken van de damwand niet kan modelleren (zie Subparagraaf 3.3.1), is de simulatie gestopt bij 0,55m verplaatsing van het aangrijppingspunt.

²⁹ rapport 11200956-012-GEO-0006, "POVM Eemdijkproef – Factueel report opbouw en proef POT (product Q)";

De resultaten in Figuur 3.15 laten zien dat twee constitutieve modellen voor het grondgedrag (zowel HS model als NAS model) een goede fit geven. De **postdictie** set van de FSP reageert iets te stijf, maar de maximale kracht lijkt nog wel goed te kloppen.

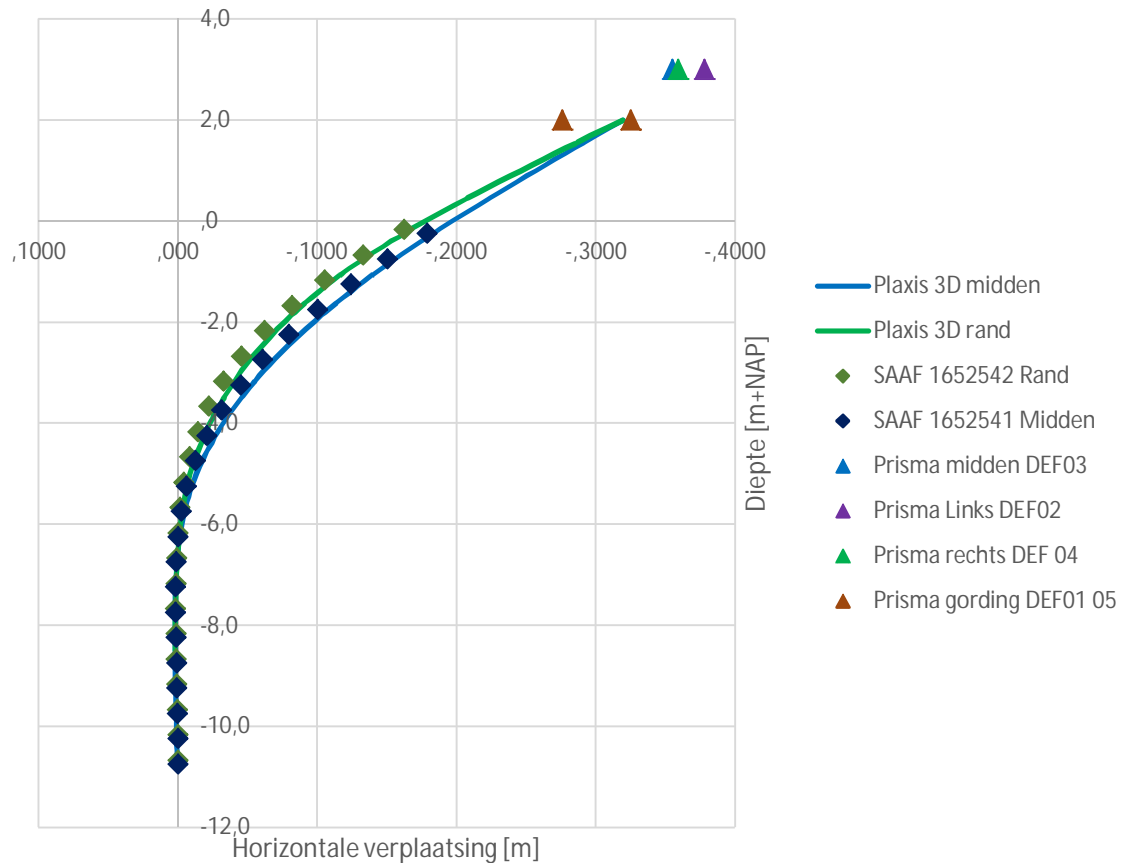


Figuur 3.15 Verband kracht- gemiddelde verplaatsing gording, drie dubbele AZ13-700 configuratie

3.5.1.2 Horizontale verplaatsing damwand

In Bijlage B.1 is een overzicht gegeven van horizontale vervormingen van de damwand in de tijd. In Figuur 3.16 zijn de resulterende horizontale verplaatsingen van de damwand weergegeven vlak voor verwijderen van de SAAF op de damwand. Hierin geven de driehoekige punten de metingen van de meetprisma's op de damwand (zie Figuur 3.13 voor overzicht) en de ruitvormige punten de gemeten horizontale verplaatsing van de SAAF weer. Deze metingen zijn vergeleken met de horizontale verplaatsingen uit de PLAXIS 3D simulaties met het HS model (met ongedraineerd grondgedrag). De verplaatsingen zijn daarbij uitgelezen op dezelfde locatie als de SAAF's.

De horizontale verplaatsingen uit de **postdicties** geven een goede fit met de gemeten verplaatsingen. Zowel de metingen als **postdicties** laten enige verschilverplaatsing zien tussen rand- en middenplank. Als gevolg van 3D-werking zullen de randplanken meer grond kunnen mobiliseren waardoor de verplaatsing van de randplank daarbij iets achterblijft.



Figuur 3.16 Horizontale verplaatsingen in de diepte AZ13-700 configuratie (bij 0,32m verplaatsing aangrijppunt)

3.5.1.3 Evaluatie vergelijking *postdicties* en proefresultaten

De vergelijking van de resultaten uit de PLAXIS 3D simulaties met de proefresultaten laten zien dat met dit numerieke rekenmodel (met verschillende constitutieve modellen) het sterkte- en vervormingsgedrag van de damwand goed kan worden beschreven.

Uit Figuur 3.15 blijkt dat het AZ13-700 profiel (doorsnedeklasse 3) hierbij net de elastische momentcapaciteit behaalt, hetgeen ook conform EN 1993-5 mag worden verwacht. Er lijkt geen significant positief effect te zijn op de doorsnedeklasse als gevolg van de inbedding van het profiel in de grond. Het discontinue karakter van de wand lijkt daarnaast geen significant negatief effect te hebben op de sterkte van het damwandprofiel.

3.5.2 Configuratie GU8N-triplet

De GU8N-triplet betreft een combinatie van drie U-profielen die, uitgevoerd als doorgaande wand, conform EN 1993-5 in doorsnedeklasse 3 valt. Echter wordt in deze configuratie geen doorgaande wand, maar een drievoudig profiel toegepast dat daarmee asymmetrisch is (twee flenzen op druk, één op trek). Op basis van de 4PBP-simulaties met DIANA zonder de inbedding in de grond (zie Subparagraaf 3.4.1) is vastgesteld dat deze configuratie een aanzienlijk hogere momentcapaciteit heeft dan de elastische momentcapaciteit van een drievoudig U-profiel. Op basis van de resultaten uit de DIANA-simulaties wordt in dit model een momentcapaciteit van 274kNm/m' aangehouden.

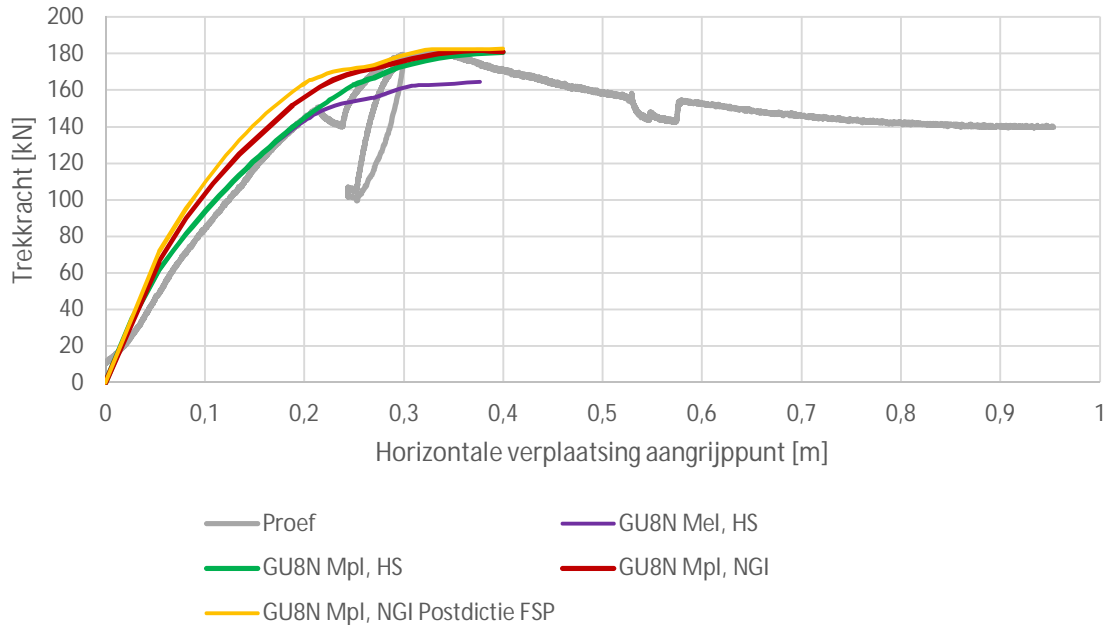
Tijdens de proef op de GU8N-triplet (zie Figuur 3.17) was de toplaag bevroren. Dit blijkt een significante invloed te hebben gehad op de proefresultaten. Op basis van de gevoeligheidsberekeningen die zijn uitgevoerd (zie Subparagraaf 3.3.3.3) is geconcludeerd dat de toplaag van 0,5 m een gemiddelde schuifsterkte van 25kPa moet hebben gehad.



Figuur 3.17 Vervormd profiel na afloop proef GU8N-triplet

3.5.2.1 Verband tussen kracht en verplaatsing

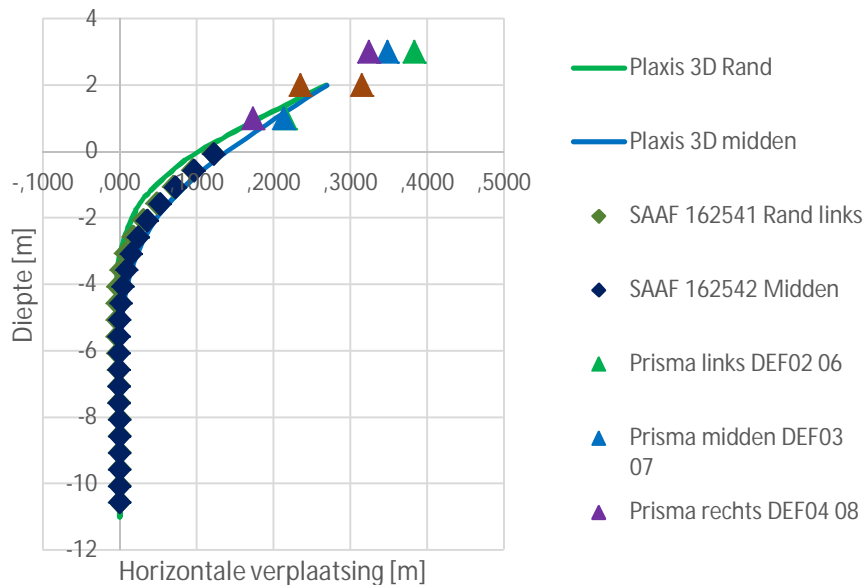
Figuur 3.18 geeft het gemeten en **postdictie** verband tussen damwandverplaatsing en trekkracht bij het aangrijppunt weer. Voor de **postdicties** met het HS model en NAS model voor het grondgedrag is als uitgangspunt de verhoogde momentcapaciteit van de GU8N-triplet toegekend. De simulatie met het HS model geeft een heel goede fit. De simulatie met het NAS model is iets te stijf, terwijl de **best fit** parameterset van de FSP nog weer iets stijver reageert. De maximale trekkracht is bij alle drie de rekenmodellen wel ongeveer gelijk. Ter vergelijking is ook het resultaat voor een rekenmodel met enkel de elastische momentcapaciteit toegevoegd (paarse lijn). Dit geeft duidelijk een te slap gedrag ten opzichte van de daadwerkelijk gemeten proefresultaten.



Figuur 3.18 Verband kracht-gemiddelde verplaatsing gording, GU8N-triplet configuratie

3.5.2.2 Horizontale verplaatsing damwand

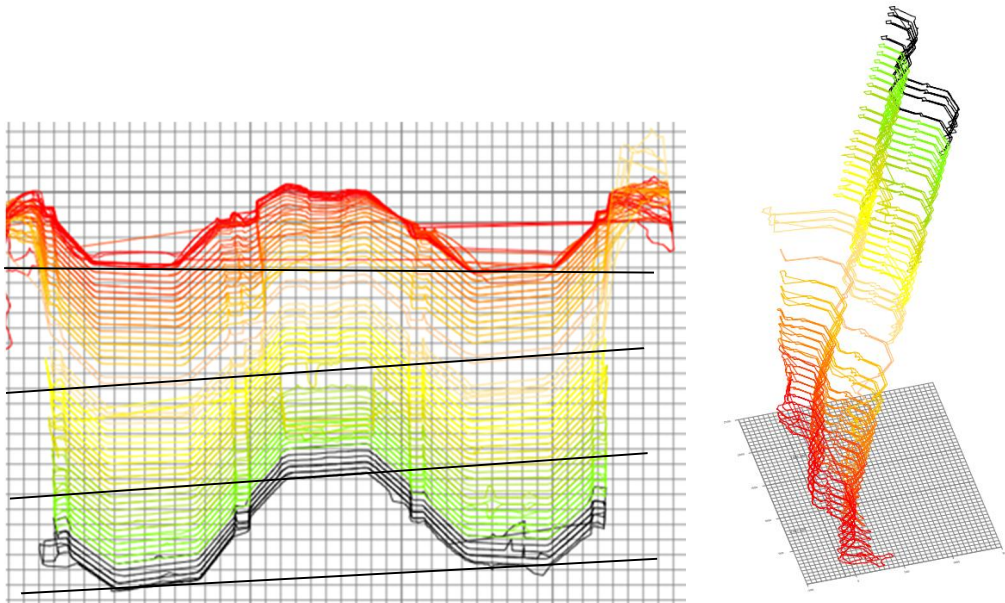
In Bijlage B.1 is een overzicht gegeven van horizontale vervormingen van de damwand in de tijd. In Figuur 3.19 zijn de horizontale verplaatsingen van de GU8N-triplet weergegeven vlak voor het verwijderen van de SAAF op de damwand. Hierin geven de driehoekige punten de meetprisma's op de damwand (zie Figuur 3.13 voor overzicht) en de ruitvormige punten de gemeten verplaatsing van de SAAF weer. Deze metingen zijn vergeleken met de horizontale verplaatsingen uit de PLAXIS 3D-simulaties met het HS model (met ongedraineerd grondgedrag). De verplaatsingen zijn daarbij uitgelezen op dezelfde locatie als de SAAF's.



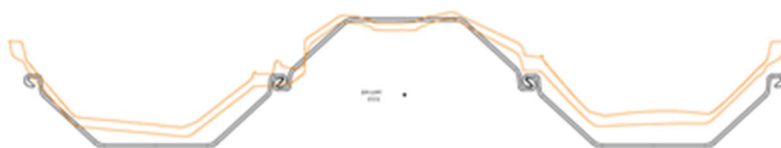
Figuur 3.19 Horizontale verplaatsing in de diepte GU8N-triplet configuratie

In de resultaten van de meetprisma's is te zien, dat de GU8N-triplet doorsnede scheef is getrokken. Om deze reden is meetprisma DEF 01 links op de gording verder naar voren gekomen dan meetprisma DEF 05 aan de rechterkant op de gording (zie Figuur 3.13). SAAF 162542 in het midden geeft een goede fit met de berekende horizontale verplaatsing van de damwand. SAAF 162541 aan de rand laat echter ongeveer dezelfde horizontale verplaatsing zien als in het midden van de damwand. Dit wijkt aanzienlijk af van wat in de PLAXIS 3D simulatie wordt gevonden. Hierbij wordt opgemerkt dat in de PLAXIS 3D simulatie het scheefftrekken van het damwandprofiel niet mee wordt genomen. Aangezien deze SAAF links op de damwand zit is deze mogelijk ook meer naar voren gekomen en veroorzaakt dit een relatief groot verschil met de te verwachten vervorming conform de simulatie.

N.B. Ook de 3D-scan na afloop van de proef toont ten opzichte van de meetprisma- en SAAF-metingen een vergelijkbaar beeld, zie Figuur 3.20. Hierbij is in rood aangegeven het niveau net onder het punt van bezwijken en in zwart de bovenkant van de damwand. De GU8N-triplet is scheef getrokken, waarbij de linker bovenkant van de configuratie meer naar voren is gekomen dan de rechterbovenkant. Daarnaast is het effect van de randplanken maar heel beperkt zichtbaar. Op grotere diepte (rood, oranje kleur) kantelen de buitenste lijven iets naar achteren.



Figuur 3.20 3D-scan GU8N-triplet na afloop proef (bovenaanzicht, zwart = bovenkant NAP+3,0 m ; rood = onderkant NAP-2,0 m)



Figuur 3.21 3D-scan van GU8N-triplet na afloop (dwarsdoorsnede op ca. NAP - 1,5 m)

3.5.2.3 Evaluatie vergelijking *postdicties* en proefresultaten

Volgens de *postdicties* lijkt de bevroren ondergrond een behoorlijk groot effect op de proef te hebben gehad. Als de toegenomen sterkte van de bevroren toplaag wordt meegenomen in de PLAXIS 3D-simulaties, dan wordt een goede fit met de metingen gevonden. Daarbij is uitgegaan van een verhoogde momentcapaciteit (274kNm/m') conform de DIANA-simulaties van een drievoudig U-profiel met 2 flenzen op druk.

3.5.3 Configuratie GU8N-rev-triplet

De in tegengestelde richting belaste GU8N-triplet, in het vervolg als GU8N-rev aangeduid, betreft net als de GU8N-triplet (zie Subparagraaf 3.5.2) een combinatie van drie U-profielen die echter andersom zijn geplaatst. Dus is er één flens naar voren gericht (druk) en zijn er twee flenzen naar achteren gericht (trek). Op basis van de 4PBP-simulaties met DIANA zonder de inbedding in de grond (zie Subparagraaf 3.4.1) is de verwachting dat dit profiel net de elastische momentcapaciteit van een drievoudig U-profiel behaalt.

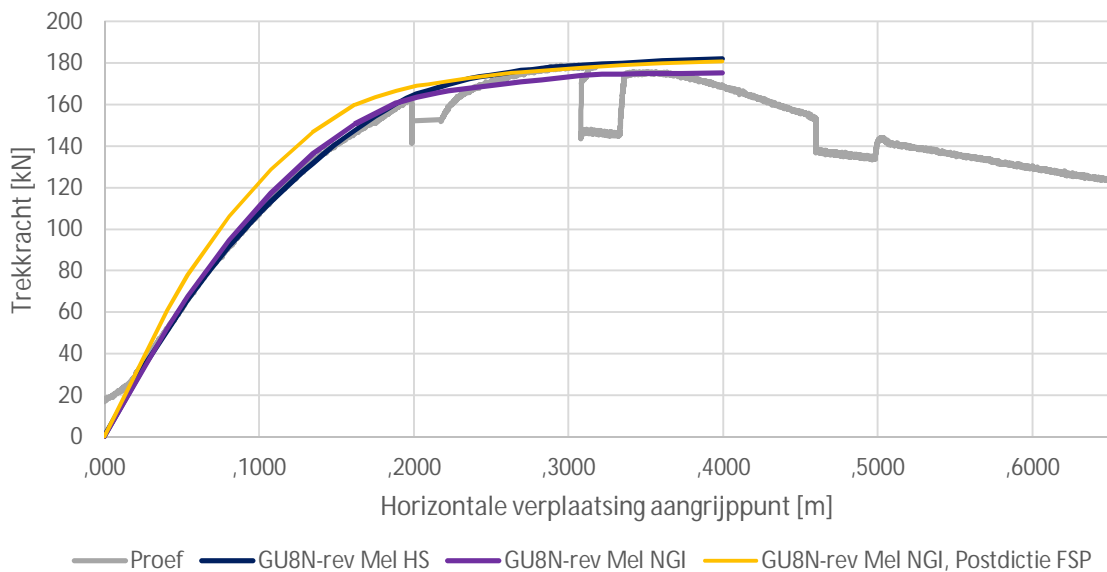
Net als bij de GU8N-triplet was tijdens de proef op deze configuratie de toplaag bevroren, wat ook hier een significante invloed blijkt te hebben gehad op de proefresultaten. Op basis van de gevoeligheidsberekeningen in Subparagraaf 3.3.3.3 is geconcludeerd dat de toplaag een gemiddelde schuifsterkte van 50kPa over de bovenste 0,50m moet hebben gehad.



Figuur 3.22 Vervormd profiel na afloop proef GU8N-rev-triplet

3.5.3.1 Verband tussen kracht en verplaatsing

Figuur 3.23 geeft het gemeten en **postdictie** verband tussen damwandverplaatsing en trekkracht bij het aangrijppunt weer. Voor de **postdicties** is hierbij aan de damwand alleen de elastische momentcapaciteit van het drievoudige U-profiel toegekend. De simulaties geven met het HS model en NAS model een goede fit met de gemeten krachten en verplaatsingen. Alleen de **postdictie** met de FSP **best fit** parameterset is initieel iets te stijf.

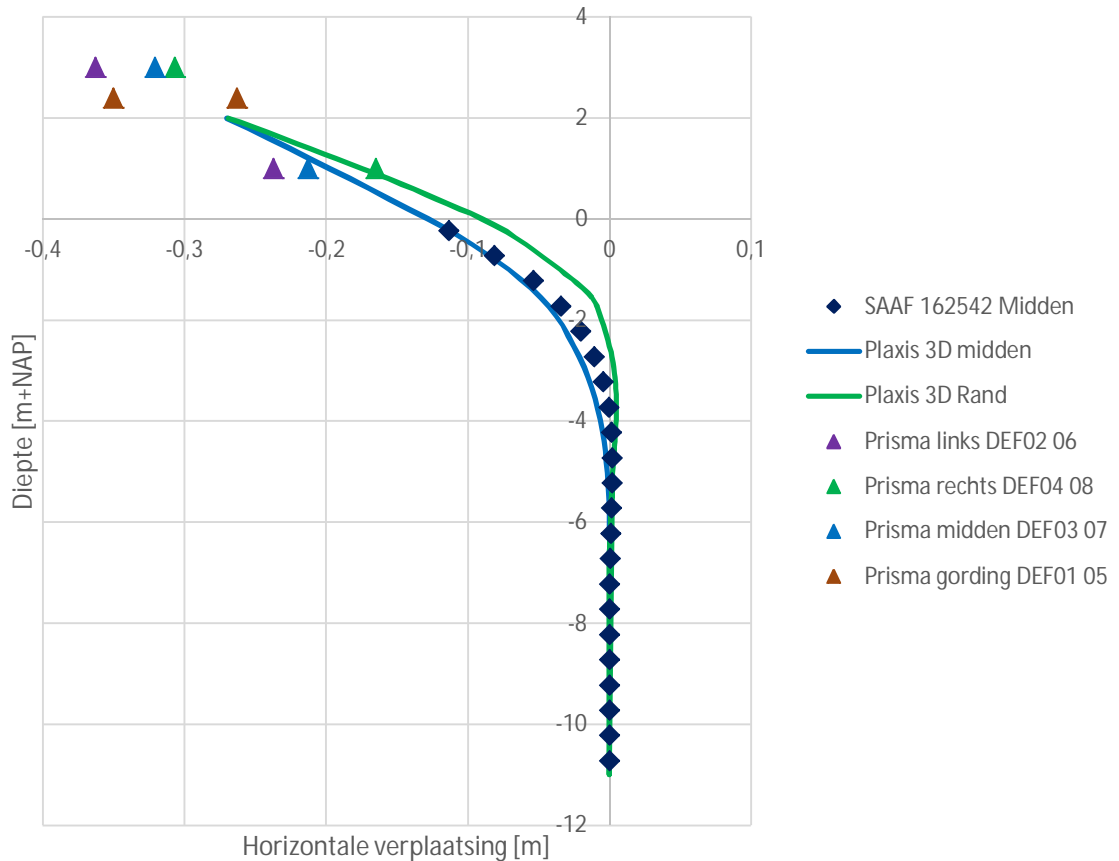


Figuur 3.23 Verband kracht-gemiddelde verplaatsing gording GU8N-rev configuratie

3.5.3.2 Horizontale verplaatsing damwand

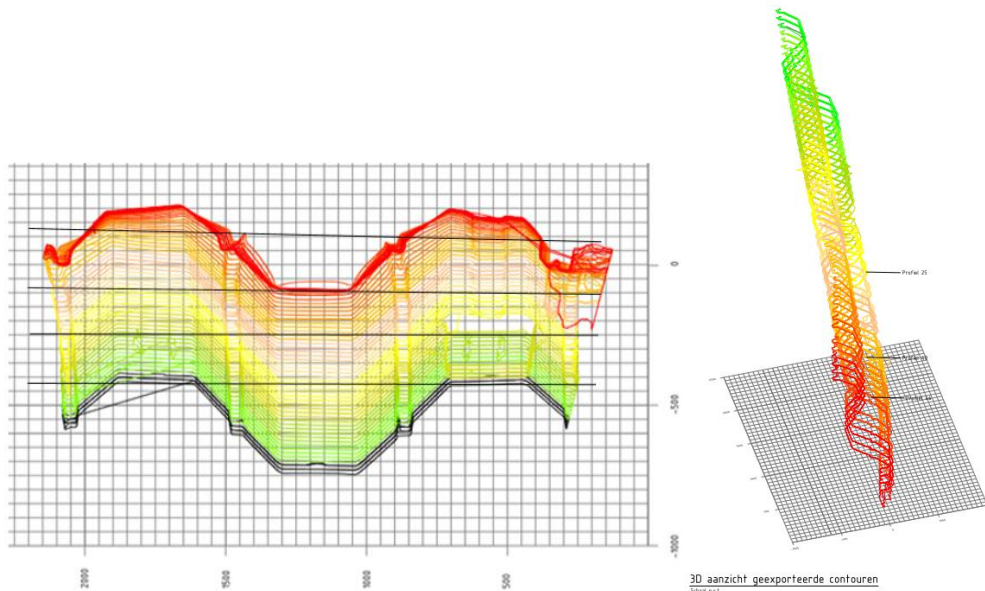
In Bijlage B.1 is een overzicht gegeven van horizontale vervormingen van de damwand in de tijd. Figuur 3.24 geeft de horizontale verplaatsingen van de GU8N-rev-triplet weer vlak voor het verwijderen van de SAAF op de damwand. Hierin geven de driehoekige punten de metingen van de meetprisma's op de damwand (zie Figuur 3.13 voor overzicht) en de ruitvormige punten de gemeten verplaatsing van de SAAF weer. Deze metingen zijn vergeleken met de horizontale verplaatsingen uit de simulaties met het HS model (met ongedraineerd grondgedrag). De verplaatsingen zijn daarbij uitgelezen op dezelfde locatie als de SAAF's.

Ook bij deze configuratie is het scheefftrekken van de triplet duidelijk te zien, daarbij is de rechterkant van de gording aanzienlijk meer naar voren gekomen dan de linkerkant. Overigens lijkt de SAAF aan de rand geen betrouwbare meetresultaten te hebben gegeven en daarom zijn er geen SAAF-metingen aan de rand weergegeven.

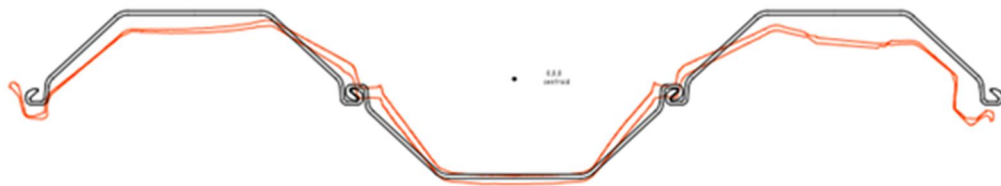


Figuur 3.24 Horizontale verplaatsing in de diepte GU8N-rev-triplet configuratie

N.B. Ook de 3D-scan na afloop van de proef toont ten opzichte van de meetprisma- en SAAF-metingen een vergelijkbaar beeld, zie Figuur 3.25. Daarbij is te zien dat vooral de linkerkant van de kop van de GU8N-rev-triplet iets minder vervormt. Verder is te zien dat de randplanken naar binnen vervormen, zie Figuur 3.26. Dit wordt waarschijnlijk veroorzaakt door het bezwijkgedrag van dit profiel. Bij grote rotatie heeft het de neiging om naar de hartlijn toe te vervormen. Dit platter worden zorgt ervoor dat de randplanken juist naar voren en naar buiten willen verplaatsen.



Figuur 3.25 GU8N-rev triplet na afloop proef (vooraanzicht, zwart = bovenkant, rood = onderkant)



Figuur 3.26 3D-scan van GU8N-rev triplet na afloop (dwarsdoorsnede op ca. NAP -1,5 m)

3.5.3.3 Evaluatie vergelijking **postdicties** en proefresultaten

Volgens de **postdicties** lijkt de bevroren ondergrond ook bij de GU8N-rev een groot effect op de proef te hebben gehad. Als de toegenomen sterkte van de bevroren toplaag wordt meegenomen in de **postdicties**, dan wordt een goede fit met de proefresultaten gevonden. Daarbij wordt alleen de elastische momentcapaciteit van een drievoudig U-profiel bereikt.

Om inzicht te krijgen in het effect van de belastingrichting bij een discontinue wand zijn in de POT twee GU8N-triplets in verschillende richting tot bezwijken gebracht. De resultaten uit de DIANA-simulaties in Paragraaf 3.4 hebben laten zien dat er een duidelijk verschil in bezwijkgedrag is tussen deze profielen. Hierin zijn enkel de constructieve eigenschappen van het profiel beschouwd en niet de invloed van de grond op het damwand profiel.

Op basis van de combinatie van POT-metingen en **postdicties** is onderzocht of, naast het verschil in constructieve eigenschappen, de inbedding in de grond effect heeft op het bezwijkgedrag in verschillende belastingrichtingen. De **postdicties** van de GU8N- en GU8N-rev-triplet hebben laten zien dat een goede fit met de metingen wordt gevonden als de constructieve eigenschappen worden aangehouden uit de DIANA-simulaties en de verhoogde sterkte van de bevroren toplaag. Daarbij wordt opgemerkt dat de toegenomen sterkte van de bevroren toplaag en de lagere momentcapaciteit van het GU8N-rev profiel elkaar enigszins lijken op te heffen, waardoor in de proeven ongeveer dezelfde trekkracht is bereikt. Dit betekent echter dat er geen significant effect is waargenomen van de inbedding van de grond op het bezwijkgedrag in de verschillende belastingrichtingen.

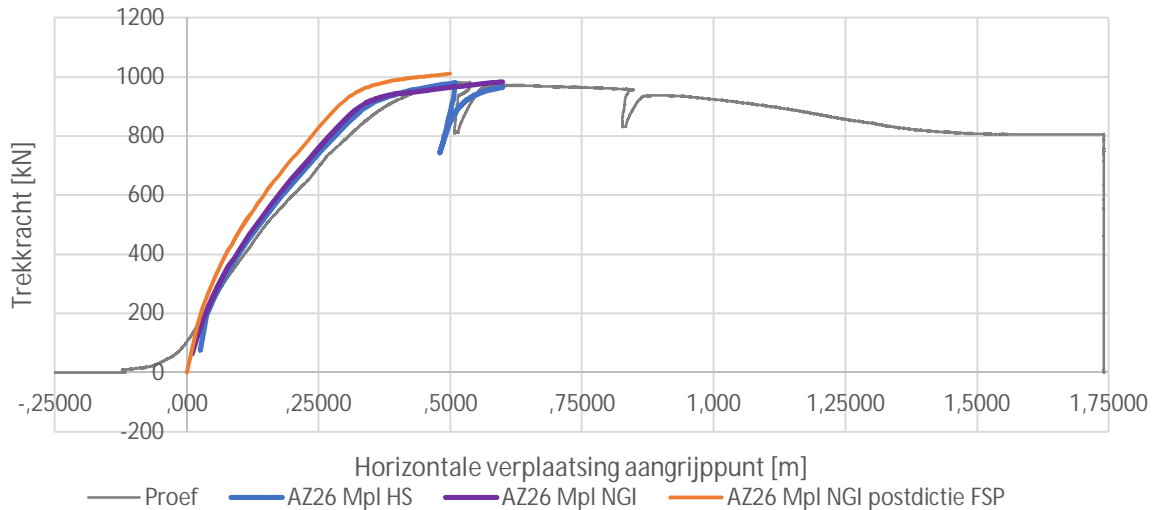
3.5.4 Configuratie drie dubbele AZ26-profielen

De configuratie opgebouwd uit drie dubbele AZ26-planken is de zwaarste configuratie die is beproefd. Conform EN 1993-5 is het AZ26-profiel een profiel uit doorsnedeklasse 2 dat minimaal de plastische momentcapaciteit moet kunnen bereiken.

Net als bij de GU8N- en GU8N-rev-triplet was tijdens de proef op deze configuratie de toplaag bevroren. Doordat de dooi al wel was ingevallen, is de invloed van de bevroren toplaag wel aanzienlijk minder. Op basis van de gevoeligheidsberekeningen in Subparagraaf 3.3.3.3 is dan ook geconcludeerd dat de toplaag een gemiddelde schuifsterkte van 25kPa (in plaats 50kPa zoals bij andere configuraties) over de bovenste 0,50m moet hebben gehad.

3.5.4.1 Verband tussen kracht en verplaatsing

Figuur 3.27 geeft het gemeten en **postdictie** verband tussen damwandverplaatsing en trekkracht bij het aangrijppunt weer. Tijdens de proef op deze configuratie was de maximaal bereikte trekkracht 970kN, dat nagenoeg gelijk is aan de **postdictie** uitgaande van de volledige plastische momentcapaciteit. Na bereiken van maximale plastische momentcapaciteit heeft dit damwandprofiel nog aanzienlijke rotatiecapaciteit waardoor er bij grote verplaatsing slechts een geringe afname van de trekkracht is. Zowel de simulatie met het HS model als die met het NAS model geven een goede fit. Alleen de simulatie met de FSP **best fit** parameter reageert iets te stijf en geeft een kleine overschatting van de daadwerkelijk gemeten trekkracht.



Figuur 3.27 Verband kracht-verplaatsing drie dubbele AZ26 configuratie

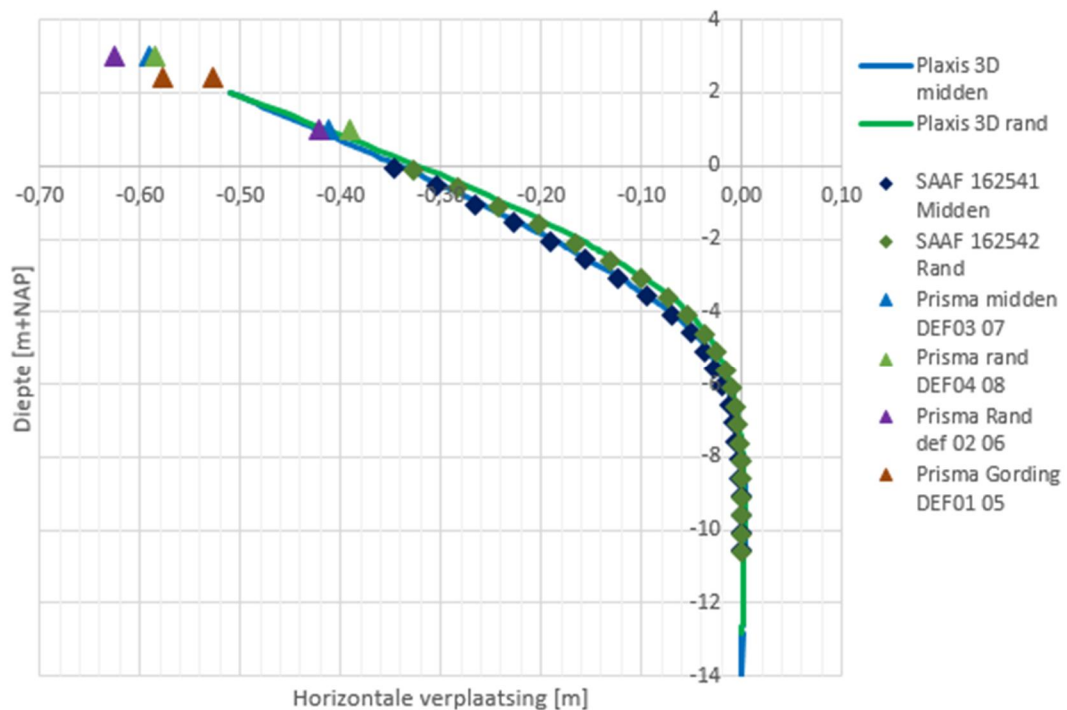
3.5.4.2 Horizontale verplaatsing damwand

In Bijlage B.1 is een overzicht gegeven van horizontale vervormingen van de damwand in de tijd. In Figuur 3.28 zijn de horizontale verplaatsingen van de AZ26 configuratie weergegeven op het moment dat de maximale trekkracht wordt uitgeoefend. Hierin geven de driehoekige punten de metingen van de meetprisma's op de damwand (zie Figuur 3.13 voor overzicht) en de ruitvormige punten de gemeten verplaatsing van de SAAF weer. De doorgaande lijnen geven de horizontale verplaatsingen uit de PLAXIS 3D **postdicties** met het HS model (met ongedraineerd grondgedrag). Deze geeft een hele goede fit met de gemeten verplaatsingen. De berekeningen en metingen laten verder nauwelijks randeffecten zien. De verplaatsingen in het midden en aan de rand zijn nagenoeg gelijk.

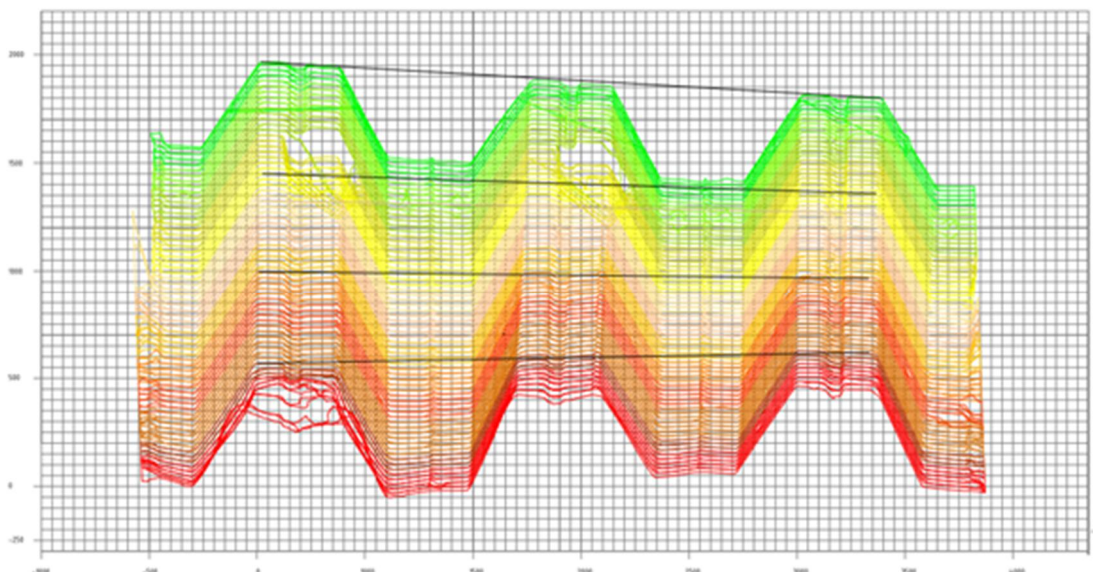
11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

Ook bij deze configuratie is het scheeftrekken duidelijk te zien, daarbij is de linkerkant van de gording iets meer naar voren gekomen dan de rechterkant.

N.B. De 3D-scan in Figuur 3.29 laat hetzelfde beeld zien als wordt gevonden op basis van de metingen van de horizontale verplaatsingen. Er zijn nauwelijks randeffecten te zien, zie ook dwarsdoorsnede in Figuur 3.30. Wel laat de scan zien dat de linker bovenkant iets meer naar voren is gekomen dan de rechter bovenkant van de AZ26-configuratie.



Figuur 3.28 Horizontale vervormingen drie dubbele AZ26-700 (bij 0,51 m verplaatsing aangrijppunt)



Figuur 3.29 3D scan AZ26 configuratie na afloop proef (groen = bk NAP +3 m, rood = ok NAP -3,5 m)



Figuur 3.30 3D-scan van AZ26 configuratie na afloop (dwarsdoorsnede op ca. NAP -3,3 m)

3.5.4.3 Evaluatie vergelijking *postdicties* en proefresultaten

De resultaten van de AZ26-configuratie laten zien dat de proefresultaten en de *postdicties* goed met elkaar overeen komen. De damwand bereikt de volledig plastische momentcapaciteit overeenkomstig de verwachting volgens EN 1993-5 voor dit damwandprofiel vallend in doorsnedeklasse 2. Na het bereiken van de maximale momentcapaciteit heeft dit profiel veel rotatiecapaciteit, waardoor zelfs bij een hele grote verplaatsing de trekkracht maar heel iets afneemt. Het AZ26 profiel laat nagenoeg geen randeffecten zien.

3.6 Antwoord kennisvragen POT

In de volgende paragrafen wordt per deelvraag uit Paragraaf 3.1 antwoord gegeven op de onderzoeksvragen, welke met een eindconclusie in een kader worden afgesloten.

3.6.1 Werkelijke sterkte- en stijfheidsgedrag

In Paragraaf 3.5 is per POT-proef het verloop van de trekkracht en verplaatsing weer gegeven, dit is in antwoord op deelvraag 1.1 samengevat in Tabel 3.1.

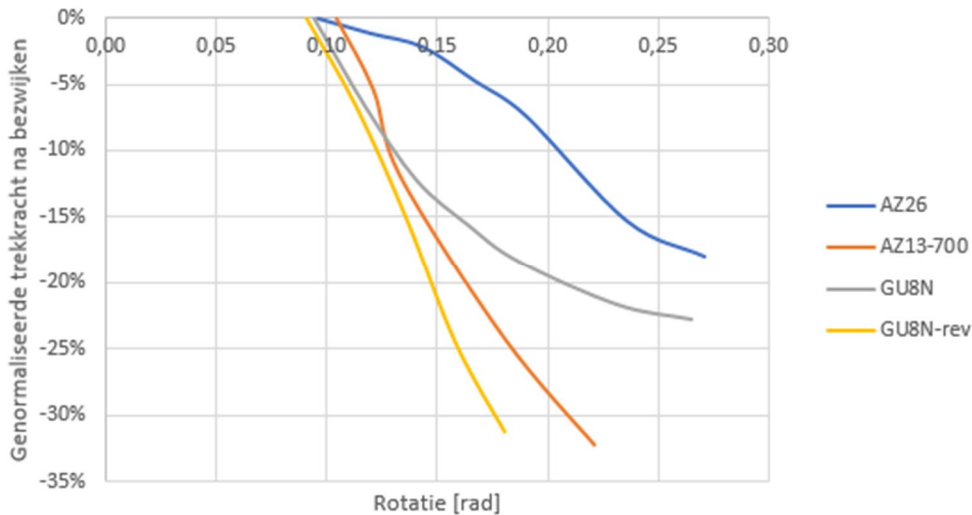
Vanzelfsprekend is er een groot verschil in de sterkte van de configuraties als gevolg van de verschillende damwandprofielen en het aantal planken. Er is echter ook een verschil in het gedrag na bezwijken. Bij het paneel bestaande uit drie dubbele AZ26-planken is bij een grote additionele verplaatsing slechts een geringe afname van de trekkracht te zien. Dit in tegenstelling tot bijvoorbeeld de configuraties van de drie dubbele AZ13-700 planken of GU8N-triplet, waarbij er bij een kleinere toename van de verplaatsing een veel grotere reductie is.

Proef	3x dubbele AZ26	3x dubbele AZ13-700	GU8N triplet	GU8N-rev triplet
Max trekkracht [kN]	982	634	180	179
Verplaatsing bij max trekkracht [m]	0,53	0,54	0,33	0,32
Rotatie bij max trekkracht [rad]	0,10	0,10	0,09	0,09
Trekkracht einde proef [kN]	800 (-20%)	400 (-33%)	140 (-22%)	120 (-33%)
Verplaatsing einde proef [m]	1,53 (+189%)	1,01 (+87%)	0,95 (+188%)	0,69 (+115%)
Rotatie einde proef	0,27 (+170%)	0,22 (+120%)	0,27 (+200%)	0,18 (+100%)

Tabel 3.1 Overzicht resultaten vier POT-proeven

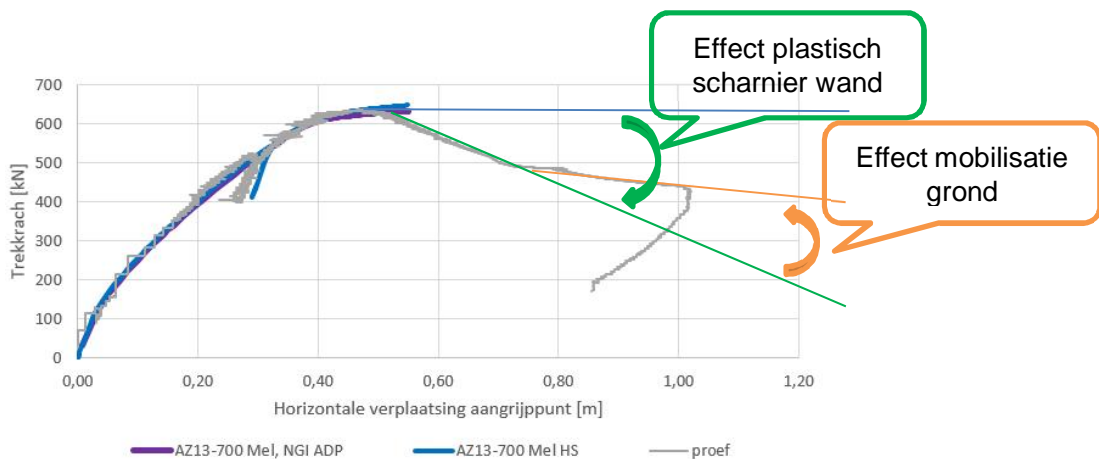
Om het gedrag van de damwandconfiguraties na bezwijken beter inzichtelijk te maken is het kracht-ervormingsgedrag genormaliseerd aan de maximale kracht en bijbehorende rotatie, zie Figuur 3.31. Hieruit volgen twee typen voor het bezwijkgedrag.

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



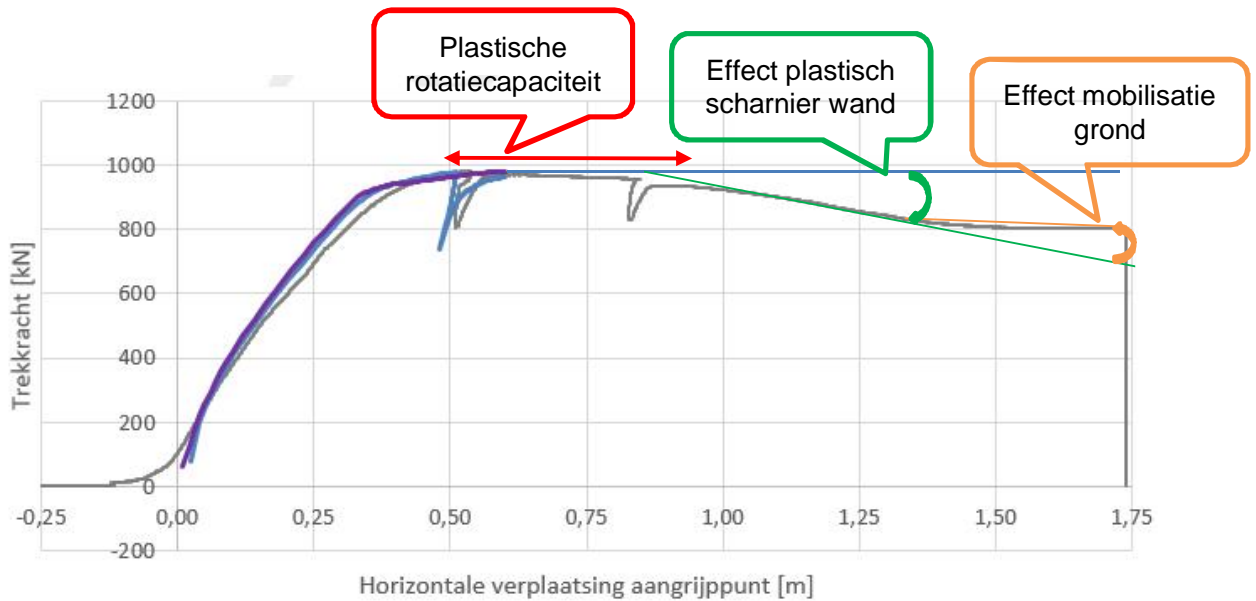
Figuur 3.31 Genormaliseerd sterkte- vervormingsgedrag na bezwijken POT-proeven

De GU8N-triplet, GU8N-rev-triplet en het paneel van drie dubbele AZ13-700 planken laten na bezwijken een grote afname zien van de trekkracht. Bij 50% extra verplaatsing is de afname van de kracht circa 15 à 20% en bij een verdubbeling van de verplaatsing is de afname meer dan 30%. Naarmate de verplaatsing toeneemt wordt er meer grond gemobiliseerd en neemt de afname van de trekkracht dus af, zie als voorbeeld Figuur 3.32.



Figuur 3.32 Bezwijkgedrag drie dubbele AZ13-700 configuratie

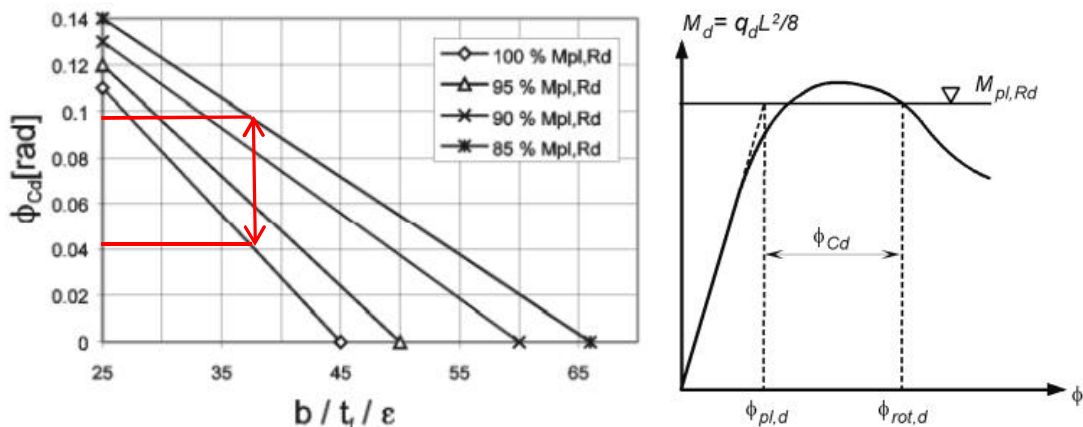
Het paneel van de drie dubbele AZ26 planken bestaat uit profielen in doorsnedeklasse 2 en de configuratie heeft daarom rotatiecapaciteit na het bereiken van de maximale sterkte, zie ook Figuur 3.33. Naarmate de vervorming toeneemt blijft in eerste instantie de trekkracht nagenoeg gelijk, pas bij grotere vervormingen is een duidelijke teruggang van de kracht te zien als gevolg van het plastisch bezwijken van het profiel. Net als bij het paneel van de drie dubbele AZ13-700 planken zie je, als de vervorming nog verder toeneemt, de afname van trekkracht minder worden omdat er steeds meer grond wordt gemobiliseerd.



Figuur 3.33 Bezwijkgedrag drie dubbele AZ26 configuratie

Conform EN 1993-5 zal het AZ26-profiel na bereiken van de maximale plastische momentcapaciteit nog 0,06rad verder kunnen roteren waarbij nog minimaal 85% van de momentcapaciteit behouden blijft, zie Figuur 3.34. Dit is ook duidelijk terug te zien in Figuur 3.31; pas bij een rotatie van 0,23rad is de afname van de kracht 15%. Merk hierbij wel op dat bij grotere rotaties meer grond wordt gemobiliseerd, waardoor de teruggang in trekkracht beperkt wordt.

De GU8N-triplet laat bij grotere verplaatsingen afwijkend gedrag zien ten opzichte van de GU8N-rev-triplet en het paneel van drie dubbele AZ13-700 planken. Bij grotere verplaatsingen neemt de benodigde kracht langzamer af. Mogelijk dat hierbij de invloed van de bevroren grond een rol speelt.



Figuur 3.34 Plastic rotation angle Z-profiel AZ26 [EN 1993-5]

Als een damwandprofiel zijn maximale momentcapaciteit heeft bereikt, dan heeft het nog relatief veel “reststerkte”. Vooral profielen die conform EN 1993-5 in doorsnedeklasse 2 vallen hebben zelfs bij grote rotaties nog een aanzienlijke sterkte.

3.6.2 Hoe presteren beschikbare rekenmodellen?

3.6.2.1 *Verhouding gemeten en voorspeld gedrag*

Voorafgaand aan de proeven zijn ten behoeve van het DO³⁰ en draaiboek **predicties** gemaakt op basis van PLAXIS 3D simulaties in combinatie met het HS model. Tijdens de proeven is al gebleken dat deze **predicties** goed het werkelijk gedrag van de proef voorspellen. In de **postdicties** zijn de sterkte- en stijfheidsparameters van de grond verder ge-fine tuned en zijn er aanvullende simulaties gemaakt met het nieuwe NAS model en is het effect van de bevroren toplaag meegenomen (GU8N- en GU8N-rev-triplet, drie dubbele AZ26).

In Paragraaf 3.5 zijn de proefresultaten vergeleken met de **postdicties**. Op basis daarvan kan als antwoord op deelvraag 4.4 worden geconcludeerd dat de PLAXIS 3D simulaties met het HS model of NAS model een heel goede fit geven tot op het punt van bezwijken op basis van parameters direct afgeleid uit de laboratoriumproeven.

Met de beschikbare constitutieve modellen kunnen het kracht-ervormingsgedrag en de grond-constructie interactie tot aan bezwijken goed worden voorspeld.

Wel wordt opgemerkt dat er, om een goede fit te krijgen met de metingen uit de FSP, met een hogere sterkte en stijfheid van de grond moet worden gerekend dan bij de POT-proeven. Mogelijk dat het verschil in spanningspad hierbij een rol speelt. In de POT-proeven wordt de grond vooral horizontaal belast (op schuif), terwijl in de FSP grote zones ook op druk worden belast. Het NAS model biedt de mogelijkheid om voor verschillende spanningspaden verschillende sterkten in rekening te brengen, wat binnen dit onderzoek niet verder is onderzocht.

3.6.2.2 *Niet door rekenmodel te voorspellen gedrag*

De beperkingen van PLAXIS 3D betreffen als antwoord op deelvraag 4.5 vooral beperkingen in het modelleren van constructief bezwijkgedrag. Een belangrijke beperking is dat lokaal (vroegtijdig) bezwijken van de damwand als gevolg van plooi/knik en hardening/softening van staal niet kan worden meegenomen. Als hiermee geen rekening wordt gehouden, dan wordt het sterktegedrag van de damwand sterk overschat. In de **postdicties** is hiermee rekening gehouden door maximale vloeispanning te verlagen, aansluitend op de methodiek in EN 1993-5 en de resultaten van de 4PBP-analyse in de DIANA-simulaties.

Het gedrag na bezwijken is moeilijk te voorspellen, maar dit is voor de dagelijkse ontwerp-praktijk ook niet nodig.

Om toch simulaties te doen naar dit gedrag zijn met DIANA constructieve bezwijksimulaties gemaakt waarbij vloeit van het staal (fysisch niet lineair materiaal gedrag) en knik van het profiel (geometrisch niet lineair gedrag) meegenomen kunnen worden.

³⁰ rapport 11200956-011-GEO-0003, "POVM Eemdijkproef – Draaiboek opbouw, proef en herstel damwand pull-over testst (product O5/O6)";

3.6.3 Aspecten die doorsnedeklasse beïnvloeden

In het geval van een discontinue damwand is er een aantal effecten dat in theorie een effect kan hebben op het sterkte- en stijfheidsgedrag van de damwand:

- Geen zijdelingse steun van de naastgelegen damwandplank (discontinue wand).
- Steun van de doorsnede als gevolg van gronddruk.
- Rotatie van de randplank als gevolg van de gronddruk op de wand.
- Geometrie van het damwandprofiel.

Onderzocht is of een doorsnedeklasse 3 profiel bij een volledige inbedding mogelijk reageert als een doorsnedeklasse 2 profiel, en dus een hogere plastische momentcapaciteit heeft. Tevens is onderzocht of een doorsnedeklasse 2 profiel mogelijk reageert als een doorsnedeklasse 1 profiel en daardoor een grotere rotatiecapaciteit heeft, of dat een profiel vroegtijdig bezwijkt als gevolg van discontinuïteit van de damwandplank. Een eerste verkenning naar deze aspecten is als onderdeel van de Eemdijkproef onderzocht in een afstudeeronderzoek³¹. Deze aspecten zijn als onderdeel van dit analyse rapport verder beschouwd op basis van de PLAXIS 3D simulaties, DIANA-simulaties en de proefresultaten van de POT-proeven.

3.6.3.1 *Verskil discontinue en continue wand (exclusief grond, GU8N)*

Als antwoord op deelvraag 5.1 wordt er op basis van de resultaten uit DIANA-simulaties zonder grond (zie Figuur 3.9) geconcludeerd dat de maximale momentcapaciteit van de doorgaande GU8N-wand significant hoger is dan die van de GU8N-triplets. Waarbij voor de GU8N-triplets de belasting richting ook nog een belangrijke rol speelt. Wanneer er twee flenzen op druk worden belast (GU8N-triplet), dan is de momentcapaciteit aanzienlijk hoger dan wanneer twee flenzen op trek worden belast (GU8N-rev-triplet).

3.6.3.2 *Verskil discontinue en continue wand (inclusief grond)*

Indien de profielen in de grond zijn ingebed, dan zijn er als antwoord op deelvraag 5.2 in de POT-proeven geen aanwijzingen dat, als gevolg van de discontinuïteit van de damwandconstructie, de momentcapaciteit afneemt.

Volgens de OSPW en BEEM moet voor discontinue wanden een reductiefactor van 1,1 op het weerstandsmoment worden toegepast, die volgt op de keuze dat alleen elastisch gedrag is toegestaan. De theorie hierachter is dat de randplank binnen een paneel door rotatie stijver zal reageren (traagheidsmoment neemt toe). Hierdoor gaat de uiterste vezel in theorie sneller vloeien. Merk hierbij wel op dat de plastische momentcapaciteit gelijk blijft.

In de POT-proeven is het effect van roteren van randplanken binnen een paneel niet waargenomen en is er ook geen overschatting van de sterkte als gevolg van randplank-effecten waargenomen. Dit geldt zowel bij het paneel van drie dubbele AZ13-700 planken waarvan het damwandprofiel in doorsnedeklasse 3 valt (en dus minimaal de elastische momentcapaciteit heeft) als bij het paneel met drie dubbele AZ26 planken waarvan het profiel in doorsnedeklasse 2 valt (en dus ook de plastische momentcapaciteit haalt). Uitgaande hiervan geldt als antwoord op deelvraag 5.3:

³¹ "Discontinue stalen damwandconfiguraties als sterkte verhogende langsconstructie ingronddijken – Sterkte, stijfheid en bezwijkmechanismen", Coen Kortendijk;

De reductiefactor van 1,1 op het weerstandsmoment voor een discontinue wand hoeft niet te worden toegepast (gewichtbesparing ~10%), op voorwaarde dat de panelen waaruit deze discontinue wand is opgebouwd uit minimaal drie dubbele damwandplanken bestaan.

Voor de smallere GU8N-configuraties is tijdens de POT-proeven geconstateerd, dat deze veel makkelijker roteren. Alhoewel tijdens de POT proeven niet een significant effect hiervan op de sterkte is geconstateerd, is het voor de praktijk niet uit te sluiten dat dit een effect kan hebben. Daarom dient in het geval van een discontinue wand opgebouwd uit panelen van minder dan drie dubbele planken nog wel de reductiefactor van 1,1 op het weerstandsmoment te worden meegenomen.

Smalle panelen binnen een discontinue wand zijn rotatiegevoelig en daarom wordt er afgeraden om gebruik te maken van panelen van één of twee dubbele damwandplanken.

3.6.4 Gedrag damwandplank na plastisch scharnier

3.6.4.1 *Verhouding gemeten en in **postdicties** berekende vervormingen bij plasticiteit*

In antwoord van deelvraag 6.1 wordt geconcludeerd dat de **postdicties** in het geval van de drie dubbele AZ26 configuratie, ook na het ontstaan van plasticiteit, goed overeenkomen met de metingen zolang er geen significante afname is van de sterkte. Pas bij heel grote vervormingen kunnen de PLAXIS 3D-simulaties het bezwijkgedrag niet meer beschrijven, omdat het niet mogelijk is softening van de constructieve elementen te modelleren (zie ook Subparagraaf 3.3.1).

3.6.4.2 *Toelaatbaarheid van plasticiteit in damwandplank*

In antwoord op deelvraag 6.2 heeft de vergelijking van de proefresultaten met de **postdicties** laten zien dat de methodiek die de EN 1993-5 geeft voor het toetsen van damwandprofielen in de ULS-situaties goed aansluit bij de proefresultaten:

- Conform EN 1993-5 valt het AZ26-profiel in doorsnedeklasse 2 en kan daarmee de volledig plastische momentcapaciteit mobiliseren; de resultaten bevestigen dit.
- De overige profielen (GU8N en AZ13-700) zijn beide doorsnedeklasse 3 profielen en bereiken minimaal de elastische momentcapaciteit.

Op basis van deze resultaten is er geen enkele reden om te veronderstellen, dat bij het toepassen van damwanden in dijken niet gerekend mag worden met de plastische momentcapaciteit conform EN 1993-5 voor minimaal doorsnedeklasse 2 profielen. Vandaar:

Er wordt aanbevolen om voor de constructieve toets van damwandprofielen binnen een continue wand aan te sluiten op de EN 1993-5, waarbij er voor relatief zware profielen die in doorsnedeklasse 2 vallen gerekend mag worden met de plastische momentcapaciteit. Deze aanbeveling geldt bij een discontinue wand alleen op voorwaarde dat de panelen uit minimaal drie dubbele damwandplanken bestaan; voor smallere panelen is binnen dit proefprogramma niet aangetoond dat ook de plastische momentcapaciteit wordt behaald.

Daarbij laten de POT-proeven overigens niet zien, dat bij ingebedde damwandplanken de plastische momentcapaciteit hoger is. Een profiel dat valt in doorsnedeklasse 3, en dus alleen de elastische momentcapaciteit zou moeten halen, haalt bij een volledige inbedding niet alsnog de plastische moment capaciteit.

3.6.5 Doorvertaling van bevindingen POT

Bovenstaande conclusies in de kaders vertalen zich direct door in een optimaler damwandontwerp. Wanneer deze optimalisaties in het BEEM worden doorgevoerd voor het ontwerp voor de Eemdijk, zie Bijlage F.3.2, dan wordt in dit voorbeeld een staalbesparing van circa 15% gerealiseerd (zie Tabel 3.2). Dit is een gevolg is van het rekenen met de plastische momentcapaciteit. Wanneer dit ook nog eens een discontinue wand zou zijn, dan zou de extra besparing zelfs nog 10% staal kunnen zijn doordat de reductiefactor van 1,1 op het weerstandsmoment zou kunnen worden weggelaten.

	BEEM [#]
rekenwaarde moment damwand [kNm/m']	978
rekenwaarde normaalkracht damwand [kN/m']	122
staalkwaliteit	S390GP
type damwand in origineel ontwerp	AZ28-700
gewicht per meter wand [kg/m ²]	157,2
elastisch weerstandsmoment doorsnede [cm ³ /m']	2.760
type damwand in geoptimaliseerd ontwerp*	AZ24-700
gewicht per meter wand [kg/m ²]	136,7
plastisch weerstandsmoment doorsnede [cm ³ /m']	2.866
gewichtsbesparing	~15%

* alleen plastische momentcapaciteit geen factor voor discontinue wanden

er wordt overheen gestapt dat niet aan vervormingseis wordt voldaan

Tabel 3.2 Optimalisatie damwandontwerp

4 Onderzoek naar grote rekken

4.1 Onderzoeksvragen

4.1.1 Benaderingsmethode restprofiel

In het verlengde van kennisvraag 2 over de meest werkelijkheidsgetrouwe benaderingsmethode voor het restprofiel bij de FSP-groen zijn de volgende deelvragen onderkend:

2.4 *Hoe verhouden de gemeten reststerkte van de grond langs het bezwijkvlak van de groene proefdijk en de laboratoriumproeven zich tot elkaar?*

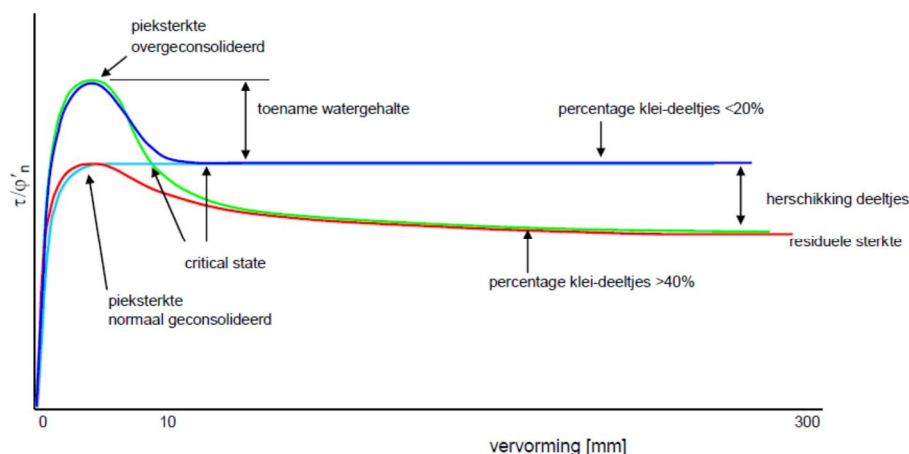
2.5 *In hoeverre is de theoretische fenomenologische beschrijving (volgens literatuur) van de reststerkte van toepassing op het bezwijkvlak bij de FSP-groen en FSP-blauw?*

4.2 Aanpak van het onderzoek

4.2.1 Beschrijving van uitgevoerd onderzoek

Aan het rapport uit het POVM reststerkte-onderzoek³² is de onderstaande aanpak ontleend. Daarbij wordt, in verband met een gedragsverschil door verschillen in de structuur, onderscheid gemaakt tussen het reststerkte gedrag van klei en veen.

- Uitvoeren van een literatuurstudie (indien voorhanden).
- Steken van een aantal grote klei- en veenmonsters op proeflocatie.
- Uitvoeren van schuifproeven (LDSS) op grote kleimonsters.
- Uitvoeren van triaxiaalproeven op grote veenmonsters.
- Vergelijking van laboratoriumproeven op grote monsters met conventionele proeven.
- Uitvoeren aanvullende conventionele laboratoriumproeven (cyclische DSS).
- Analyse en synthese van de resultaten.



Figuur 4.1 Definitieschets, pieksterkte, critical state en reststerkte (hier residuele sterkte)

³² rapport 11200956-007-GEO-0006, "POVM Reststerkte-onderzoek – Concept rapport onderzoek reststerkte", dit richt zich op het bepalen van de residuele grondsterkte na het optreden van een afschuiving binnenwaarts van de constructie (waardoor uiteindelijk een restprofiel ontstaat) op basis van labproeven;

Het doel van het reststerkte-onderzoek is te komen tot waarden voor de residuele sterkte van grond van de proeflocatie Eemdijk, ten behoeve van de analyse van (secundaire) glijvlakken. Het taalgebruik, waarvan bij het behalen van dit doel en beantwoorden van de deelvragen in paragraaf 4.1 gebruik wordt gemaakt, wordt in Figuur 4.1 nader toegelicht.

4.3 Analyse van de proefresultaten

4.3.1 Reststerkte gedrag van klei

Literatuuronderzoek³³ laat zien dat bij klei de volgende aspecten van belang zijn:

- Niet elke kleisoort is even gevoelig voor een sterkte-afname na het overschrijden van de pieksterkte, respectievelijk de critical state sterkte. De afname van de schuifweerstand na het overschrijden van de critical state sterkte is het gevolg van de oriëntatie van de deeltjes langs het glijvlak. Dit glijvlak is over het algemeen dun en consolidatie speelt hierbij een rol. De afname wordt veelal in verband gebracht met gedraineerde sterkteparameter ϕ' . De reststerkte treedt op na grote vervorming waardoor cohesie geen rol meer speelt. De mate waarin een heroriëntatie van de deeltjes langs het glijvlak leiden tot een verlaging van de schuifweerstand is afhankelijk van het type en de vorm van de deeltjes. Dit komt tot uiting in parameters als de vloeigrens en het lutumgehalte.
- Indien wordt genormaliseerd op basis van de normaalspanning op het glijvlak, dan wordt (in theorie) voor normaal geconsolideerd en overgeconsolideerd gedrag dezelfde genormaliseerde residuele schuifweerstand gevonden.
- Karakteristieken van het materiaal, zoals de vloeigrens en het lutumgehalte, zijn bepalend voor de grootte van de reductie van de schuifweerstand na het overschrijden van de critical state sterkte tot aan het bereiken van de residuele sterkte.
- De grootte van de afname is mede afhankelijk van het spanningsniveau, waarbij voor spanningsniveaus die voor dijken relevant zijn een reductie in de orde grootte tot 14° (gedraineerde sterkteparameter ϕ') in de literatuur worden vermeld.

De resultaten van het uitgevoerde laboratoriumonderzoek³⁴ sluiten niet goed aan bij bovengenoemde resultaat uit het literatuuronderzoek. In het laboratorium wordt voor normaal geconsolideerd en overgeconsolideerd gedrag namelijk niet dezelfde genormaliseerde residuele schuifweerstand gevonden. En bij niet alle overgeconsolideerde monsters wordt een afname van de sterkte bij toenemende schuifvervorming gevonden. Een belangrijk discussiepunt hierbij is of in de laboratoriumopstelling wel voldoende (doorgaande) verplaatsing is opgelegd om tot de condities van residuele sterkte te komen. Resultaten uit onderzoek met veldmetingen naar de reststerkte van organische klei op een andere locatie onderbouwen niet de hypothese, dat het afwijkende gedrag van de Eemdijk-klei in het laboratoriumonderzoek het gevolg zou kunnen zijn van het daarin aanwezige organisch stofgehalte (circa 10%).

4.3.2 Reststerkte gedrag van veen

Het literatuuronderzoek naar de residuele sterkte van veen heeft zich vooral gericht op soortgelijke laboratoriumonderzoeken (Uitdam) en praktijkproeven (IJKdijk Macrostabiliiteitsproef, Dijken op Veen en boezemkade Wilnis). De resultaten uit de triaxiaalproeven op de grote Eemdijk-monsters sluiten hierbij goed aan, en bevestigen dat bij bezwijken in veen verticale scheuren een belangrijke rol spelen. De residuele sterkte van het Eemdijk-veen, die na

³³ zie Bijlage A van rapport POVM reststerkte-onderzoek (11200956-007-GEO-0006);

³⁴ zie Bijlage B van rapport POVM reststerkte-onderzoek (11200956-007-GEO-0006);

scheurvorming in de grote triaxiaalopstelling is gemeten, is naar verwachting overigens wel sterk bepaald door de resterende geometrie en de bijdrage van het membraan.

Uit deze waarnemingen ontstaat een beeld waarin bij het optreden van een secundair glijvlak in een dijklichaam aan de actieve zijde de veenlaag gescheurd is en de residuele sterkte tot nul is gereduceerd. Vervolgens is er sprake van een gereduceerde weerstand langs het horizontale deel van het glijvlak, waarbij het horizontale deel (afhankelijk van de geometrie) in onderliggende lagen of in de grenslaag is gelegen. Hiermee zal de residuele sterkte langs het horizontale deel, in veel praktijksituaties, niet door het veen worden bepaald, maar door de onderliggende klei - of zandlaag. De residuele sterkte van veen aan de passieve zijde van het bezwijkmechanisme is in dit onderzoek nog niet aan bod gekomen, maar wordt geacht van beperkte invloed te zijn op het restprofiel.

4.3.3 Vergelijk tussen beide proeven en vergelijk eindsterkte en bezwijkvorm

Vanuit het laboratoriumonderzoek is een reductie van de post-pieksterkte van de kleilagen gemeten, welke veel kleiner is dan uit de literatuur volgt. Vanuit de literatuur zijn verschillende wijzen van sterktebepaling bekend die de "remolded strength" beschrijven. Vane testen die tot bezwijken worden doorgedraaid, maar bijvoorbeeld ook bolsonde-metingen die dusdanig worden uitgevoerd dat er een geroerde sterkte wordt gemeten (op en neer halen van de bol) die 20 tot 55% van de pieksterkte bedraagt. De uitgevoerde laboratoriumproeven geven een veel minder grote terugval aan.

Voor de groene dijk is in de **postdicties** getracht om te analyseren bij welke sterkte-reductie in de kleilaag de vervormingen vanuit de proef overeen kwamen met de berekende vervormingen met het model (zie Subparagraaf 5.5.3).

PLAXIS is in principe niet bedoeld voor analyses van het vervormingsgedrag na bezwijken. Hiervoor zijn diverse redenen. Een van deze redenen is dat PLAXIS uitgaat van een continuüm gemodelleerd met eindige elementen. Deze elementen zijn niet in staat om het discrete bezwijkvlak wat ontstaat te simuleren (in PLAXIS blijven de elementen intact, ondanks dat deze zeer sterk vervormd kunnen zijn). Niettemin is het mogelijk om bij gebruik van de Updated Mesh (UM) optie de berekening na bezwijken door te zetten. Dit komt doordat het programma in staat is telkens nieuw evenwicht te vinden dankzij de UM. Dus ondanks dat er geen nauwkeurige analyse kan worden gemaakt, kan naar verwachting deze wijze wel meer inzicht geven in de orde grootte van de sterkte-afname van de grondsterkte na bereiken en overschrijden van de pieksterkte. Vanwege de omvang van de berekeningen is een enkele aanname gedaan, gebaseerd op het literatuuronderzoek dat de residuele sterkte 50% van de pieksterkte is.

Uit een vergelijk van de metingen en de door PLAXIS berekende deformatie wordt geconcludeerd, dat bij de opgelegde sterkte-reductie van 50% de kruin circa 3m verticaal inzakt en de teen circa 5m horizontaal verplaatst. Oftewel, de vervormingen zijn nog steeds kleiner dan uiteindelijk opgetreden in werkelijkheid. De berekening suggereert dat de sterkte van de betreffende lagen een grote terugval moet kennen om de opgetreden vervormingen te verklaren. De terugval moet ook ruim groter zijn dan volgt uit het uitgevoerde laboratoriumonderzoek op grote grondmonsters en de cyclisch uitgevoerde DSS proeven.

4.3.4 Resume reststerkte-onderzoek Eemdijk

Doordat de resultaten van het uitgevoerde laboratoriumonderzoek op Eemdijk-klei niet goed aansluiten bij het literatuuronderzoek, kunnen voor dit materiaal geen conclusies worden getrokken. Om het post-piek gedrag van de humeuze klei beter te begrijpen wordt aanbevolen om, in het verlengde van onderzoek naar soortgelijk materiaal op andere locaties, veldsondemetingen op de locatie Eemdijk uit te voeren.

Bij het post-piek gedrag van veen speelt scheurvorming een rol. De residuele sterkte, die na scheurvorming in de (grote) triaxiaalopstelling wordt gemeten is naar verwachting sterk bepaald door de resterende geometrie en de bijdrage van het membraan. Ook in praktijk situaties worden de optredende bezwijkvlakken in veen gedomineerd door scheurvorming van het veen aan de actieve zijde van het bezwijkmechanisme. In het passieve deel treedt geen scheurvorming op, maar opstuiken. Langs het horizontale deel van het glijvlak treedt wel schuifvervorming op. De residuele sterkte langs dit schuifdeel kan worden benaderd met de uitwerking zoals die in de literatuurstudie is gevonden. Echter in verschillende praktijk-situaties wordt het horizontale deel van het glijvlak gevonden in het grensvlak met de onderliggende laag.

Uit deze waarnemingen ontstaat een beeld waarin bij het optreden van een secundair glijvlak in een dijklichaam aan de actieve zijde de veenlaag gescheurd is en de residuele sterkte tot nul is gereduceerd, vervolgens een gereduceerde weerstand langs horizontale deel, waarbij het horizontale deel, afhankelijk van de geometrie in onderliggende lagen of in de grenslaag is gelegen. Hiermee zal de residuele sterkte langs het horizontale deel, in veel praktijk-situaties, niet door het veen worden bepaald, maar door de onderliggende klei- of zandlaag.

De residuele sterkte van veen aan de passieve zijde van het bezwijkmechanisme is in dit onderzoek nog niet aan bod gekomen. Echter, in het ontwerp van damwandconstructies in dijken zal de residuele sterkte aan de passieve zijde van het secundair bezwijkmechanisme van een beperkte invloed zijn, omdat (afhankelijk van de geometrie) deze niet interfereert met het passieve glijvlak van de damwandconstructie.

4.4 Antwoord kennisvragen

4.4.1 Beste benaderingsmethode voor restprofiel?

In het verlengde van kennisvraag 2 over de meest werkelijkheidsgetrouwe benaderingsmethode voor het restprofiel bij de FSP-groen worden de deelvragen als volgt beantwoord:

Met betrekking tot deelvraag 2.4 en deelvraag 2.5 wordt vastgesteld dat uit een vergelijk van de metingen in de full-scale proeven en de door PLAXIS berekende deformatie wordt geconcludeerd, dat bij de opgelegde sterkte-reductie van 50% in de **postdictie** simulatie de kruin circa 3m verticaal inzakt en de teen circa 5m horizontaal verplaatst. De vervormingen zijn daarbij nog steeds kleiner dan uiteindelijk opgetreden in werkelijkheid. Dit suggereert dat de sterkte van de klei- en/of veenlaag een grote terugval moet kennen om de opgetreden vervormingen te verklaren. De terugval moet ook ruim groter zijn dan volgt uit het laboratoriumonderzoek op grote grondmonsters en de cyclisch uitgevoerde DSS proeven.

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

Uit de waarnemingen in de full-scale proeven ontstaat een beeld waarin bij het optreden van een secundair glijvlak in een dijklichaam aan de actieve zijde de veenlaag gescheurd is en de residuele sterkte tot nul is gereduceerd, vervolgens een gereduceerde weerstand langs horizontale deel, waarbij het horizontale deel, afhankelijk van de geometrie in onderliggende lagen of in de grenslaag is gelegen. Hiermee zal de residuele sterkte langs het horizontale deel, in veel praktijksituaties, niet door het veen worden bepaald, maar door de onderliggende klei- of zandlaag.

Vooralsnog lijkt in klei een reststerkte in de orde van grootte van 50% van de piekwaarde een eerste benadering om de reststerkte van klei te duiden. Er is echter nog onvoldoende onderzoek uitgevoerd om dit goed te onderbouwen. Aanbevolen wordt om aanvullende veldproeven uit te voeren om de residuele sterkte te meten met veldsonde metingen, om de daadwerkelijke teruggang in sterkte te kwantificeren.

5 Analyse groene dijk

5.1 Onderzoeksvragen FSP-groen

5.1.1 Werkelijk sterkte- en stijfheidsgedrag?

In het verlengde van kennisvraag 1 over het vervormingsproces bij FSP-groen tot bezwijken en volgorde van deelmechanismen daarbij zijn de volgende deelvragen onderkend:

1.1 *Wat is de maximale vervorming bij bezwijken van de groene dijk?*

1.2 *Hoe verhouden het op verschillende locaties op en in de groene dijk gemeten vervormingsverloop in de tijd (tot aan bezwijken) zich tot elkaar?*

1.5 *Wat is de maximale sterkte van de grond langs het glijdvlak?*

1.6 *In welke verhouding worden (op basis van **postdicties**) de sterkte van de grond en damwand gemobiliseerd, gaande van nul belasting naar doorgaand bezwijken?*

1.7 *Welke belasting- en sterkteparameters hebben de grootste/kleinste invloed op het uiteindelijke bezwijken van de groene proefdijk?*

5.1.2 Beste methode restprofielbenadering?

In het verlengde van kennisvraag 2 over de meest werkelijkheidsgetrouwe benaderingsmethode voor het restprofiel bij de FSP-groen zijn de volgende deelvragen onderkend:

2.1 *Hoe verhouden de gemeten en in de **postdictie** geconstateerde bezwijkvorm en bezwijkpatroon van de groene proefdijk zich tot elkaar?*

2.3 *Welke globale reststerkte van de grond (bij welke rekken) kan langs het (3D) bezwijkvlak van de groene proefdijk worden teruggerekend?*

2.4 *Hoe verhouden de teruggerekende reststerkte van de grond langs het bezwijkvlak van de groene proefdijk en de laboratoriumproeven op grote monsters zich tot elkaar?*

2.5 *In hoeverre is de theoretische fenomenologische beschrijving (volgens literatuur) van de reststerkte van toepassing op het bezwijkvlak bij de FSP-groen?*

5.1.3 Prestatie beschikbare rekenmodellen?

In het verlengde van kennisvraag 4 over hoe goed de beschikbare rekenmodellen het in de FSP-groen werkelijk optredende gedrag kunnen voorspellen leeft de volgende deelvraag:

4.4 *Hoe verhouden het gemeten en in de **postdictie** geconstateerde gedrag in de FSP-groen zich tot elkaar?*

5.2 Aanpak onderzoek FSP-groen

Om de deelvragen met betrekking tot het werkelijke sterkte- en stijfheidsgedrag van de groene dijk te kunnen beantwoorden, zijn in Bijlage C.1 de metingen gedurende de aanleg- en proeffase in de vorm van tabellen en/of figuren samengevat.

De overige deelvragen met betrekking tot de groene dijk worden beantwoord op basis van de vergelijking tussen meetresultaten en **postdicties** van de aanleg- en proeffase van de FSP-groen. Hierin is (voor de FSP-groen) de focus op PLAXIS 2D-simulaties gelegd. Uitvoerige PLAXIS 3D-simulaties zijn binnen de gestelde projectkaders, gezien de tijdrovendheid qua rekentijd en model handling, niet haalbaar en daarom slechts beperkt uitgevoerd.

Bij de PLAXIS 2D en 3D-simulaties is de onderstaande aanpak gehanteerd:

- In het GBR³⁵ zijn de ondergrondcondities en de **postdictie** parameterset afgeleid, en in paragraaf 5.3 zijn ook de overige uitgangspunten en randvoorwaarden voor de FSP-groen vastgesteld. Dit vormt het startpunt voor de **postdicties**.
- Alvorens de **postdictie** van de proeffase te maken is gestart met de **postdictie** van de aanlegfase. Deze analyse geeft goed inzicht in de correctheid van de gehanteerde **postdictie** parameterset, waarbij het essentieel is dat het consolidatieproces goed wordt gefit om te komen tot de juiste (effectieve) spanningen in de ondergrond bij start proef.
- Op basis van de PLAXIS 2D-simulatie van de aanleg zijn wijzigingen gemaakt aan de **postdictie** parameterset, om te komen tot de **best fit** parameterset.
- Nadat de fit van de aanlegfase voldoende wordt geacht, wordt met de **best fit** parameterset doorgegaan met de **postdicties** van de proeffase. Hierbij wordt vooral gebruik gemaakt van PLAXIS 2D. Er wordt ook gebruik gemaakt van een PLAXIS 3D simulatie, om een inschatting te maken van de 3D-effecten bij de proef.

5.3 Uitgangspunten **postdicties** FSP-groen

5.3.1 Dijkgeometrie FSP-groen

De daadwerkelijke geometrie van de groene dijk bij start van FSP-groen is herleid uit de DO-tekening en de laatste inmeting van het dijkprofiel juist voorafgaand aan de proef, zie factual report³⁶ opbouw FSP-groen en factual report³⁷ proeffase FSP-groen. De waarden van de DO-tekening zijn naast de laatste inmeting gelegd om tot de te modelleren geometrie te komen.

Dit heeft geleid tot de volgende afmetingen en niveaus bij start proef in de simulaties:

- | | |
|--|-------------------------|
| • Niveau teen binnentalud (naar ontgraving): | NAP 0 m. |
| • Helling binnentalud (naar ontgraving): | V:H = 1 : 1,7. |
| • Niveau kruin proefdijk: | NAP +5,4 m. |
| • Kruinbreedte proefdijk: | 5,8 m. |
| • Helling buitentalud (naar waterbassin): | V:H = 1 : 2. |
| • Niveau bodem waterbassin (bovenkant klei): | NAP +3,5 m. |
| • Dikte kleibekleding waterbassin (verticaal): | <i>niet meegenomen.</i> |
| • Dikte kleibekleding binnenteen (horizontaal): | 4,5 m. |
| • Dikte kleibekleding kruin binnentalud (horizontaal): | 1 m. |
| • Dikte kleibekleding buitentalud (horizontaal): | <i>niet meegenomen.</i> |

³⁵ rapport 11200956-006-GEO-0005 "POVM Eemdijkproef – Geotechnisch Basisrapport (product F)";

³⁶ rapport 11200956-012-GEO-0004 "POVM Eemdijkproef – Factual report opbouw FSP-groen/blauw (product T)";

³⁷ rapport 11200956-012-GEO-0003 "POVM Eemdijkproef – Factual report proeffase FSP-groen (product U1)";

5.3.2 Ondergrondcondities FSP-groen

De ondergrondcondities voor de **postdicties** van FSP-groen zijn vastgesteld op basis van het gedetailleerde veld- en laboratoriumonderzoek en nader beschreven in het GBR³⁸.

5.3.2.1 Bodemopbouw

In Tabel 2.4 wordt de globale grondopbouw ter plaatse van de ophoging gegeven. Voor de **postdicties** FSP-groen is de specifieke bodemopbouw in Tabel 5.1 gehanteerd.

Laag	Beschrijving	Niveau bovenkant [m NAP]	Dikte [m]
1	Toplaag, leeflaag, onverzadigd, klei	0,00	0,20
2	Kleilaag, onverzadigd	-0,20	0,60
3	Kleilaag, verzadigd	-0,80	0,70
3a	Slappe kleilaag, organisch, verzadigd	-1,50	0,50
4	Veenlaag ⁽¹⁾	-2,00	2,50
5	Zandlaag ⁽²⁾	-4,50	5,00
6	Kleilaag, stevig	-9,50	1,50
7	Zandlaag	-11,00	

⁽¹⁾ op basis van de beschikbare sonderingen blijkt dat ter plaatse van de voorbelaste zone de bovenkant veenlaag iets lager begint op circa NAP -2,3m (aannname: veenlaag is hier samengegredrukt door de voorbelasting, hiermee wordt rekening gehouden in de EEM modellering);

⁽²⁾ bovenkant zandlaag varieert tussen NAP -4,2m en NAP -4,5m binnen invloedsgebied groene dijk, waarbij op basis van variaties en omwille van de eenvoud is besloten in het EEM-model groene dijk de laagscheiding overal op NAP -4,5m te kiezen (ook ligt in het gebied rondom de taludzone met afschuiving de laagscheiding grotendeels op NAP -4,5m);

Tabel 5.1 Specifieke bodemopbouw FSP-groen

Hierbij dienen twee voor de FSP-groen relevante bijzonderheden te worden opgemerkt waarvoor ook naar Figuur 2.1 wordt verwezen:

- Onder de kruin van de groene dijk ligt een voorbelaste zone doordat daar vroeger de oude zomerkade heeft gelegen (zie Subparagraaf 2.2.2.3).
- Onder de teen van de groene dijk komt tussen circa NAP -1,5m en NAP -2m plaatselijk een slappe kleilaag (laag 3a) voor (zie Subparagraaf 2.2.2.4).

Voor de PLAXIS-schematisering zijn deze bijzonderheden dan ook als volgt ingeschat:

- Het voorbelaste gebied strekt zich uit vanaf de binnenkruinlijn van de groene dijk (zie Figuur 2.1) tot onder het waterbassin tussen beide dijken. Bij beschouwing van de resultaten van de zettingsmeetslang wordt gevonden dat dit inderdaad ongeveer correct lijkt. In de schematisering is uitgegaan van een voorbelaste zone van de binnenkruinlijn tot circa 2m voorbij de teen van het buitentalud (in waterbassin). In dit voorbelaste gebied is rekening gehouden met een hogere overconsolidatie in het rekenmodel.
- De beschouwde snede (in Figuur 2.1 met rode lijn aangegeven) bevindt zich in het blauw omkaderde deel. Aangenomen is dat de slappe kleilaag tot circa halverwege het talud van de groene dijk doorloopt. Oftewel, circa 4,5m vanaf teen talud.

³⁸ rapport 11200956-006-GEO-0005 "POVM Eemdijkproef – Geotechnisch Basisrapport (product F)";

5.3.2.2 Grondwaterregime

In lijn met Subparagraaf 2.2.2 worden de volgende peilen bij FSP-groen aangehouden:

- Freatische grondwaterstand bij aanvang aanleg NAP -0,5 m.
- Freatische grondwaterstand bij aanvang proef NAP - 0,5 m.
- Stijghoogte in watervoerende tussenzandlaag van NAP - 0,3 m.

Daarnaast heeft gedurende de aanleg van de ophoging de waterstand in de zandkern conform de analyse³⁹ van de aanlegfase FSP tussen circa NAP 0 m en NAP + 0,6 m gefluctueerd. Er is in de schematisering voor de groene dijk gekozen om in de zandkern vanaf de tweede ophoogslag een constant niveau van NAP +0,5 m⁴⁰ mee te nemen.

5.3.2.3 Postdictie parameterset

In Subparagraaf 2.3.2 worden in Tabel 2.12 de sterkte- en stijfheidsparameters voor de FSP-groen gegeven. In Bijlage C.4.1 wordt deze **postdictie** parameterset onderbouwd. Voor de **postdicties** is het uitgangspunt dat de volgende materiaalmodellen worden gebruikt:

- Aanlegfase: SSC model.
- Proeffase: NAS model, eventueel SS model.

Het SSC model is de meest logische keus voor het modelleren van het grondgedrag in de aanlegfase. Dit constitutieve model is een effectief spanningsmodel waardoor het kan rekenen als “undrained A”, oftewel ook met consolidatieberekeningen kan omgaan. Voor het narekenen van de aanlegfase is dit van wezenlijk belang. Daarbij kan de beschrijving volgens het SSC model ook de vervormingen door kruip meenemen.

Voor de proeffase is de focus minder op consolidatie (aannee dat binnen de één week durende proefweek de hoeveelheid consolidatie en kruip niet significant is). Hierdoor kan ook worden gerekend met het SS model (model neemt geen kruip vervormingen mee) of met NAS model. Merk op dat NAS model werkt als een “undrained B” model (oftewel het is in staat wateroverspanningen door belasting te genereren, echter de consolidatie in het model dient niet als realistisch te worden gezien).

5.3.3 Fasering FSP-groen

In Tabel 5.2 worden de globale werkelijke fasering en de globale fasering in de PLAXIS-simulatie naast elkaar gezet, die in de navolgende subparagrafen kort wordt toegelicht. Merk op dat in de PLAXIS-simulatie de tijdsduur in dagen is gegeven.

Datum	Tijd in PLAXIS-simulatie
Maandag 12-06-2017 (start ophogen)	T = 0 dagen
Woensdag 24-01-2018 08:00u (start proef)	T = 226 dagen
Dinsdag ochtend 30-01-2018 ca. 10:30u (einde proef)	T = ca. 232,1 dagen

Tabel 5.2 Koppeling werkelijke faseringsduur en tijdsduur PLAXIS simulatie

³⁹ rapport 11200956-004-GEO-0004 “POVM Eemdijkproef – Analyse aanleg FSP (product S)”;

⁴⁰ deze waterstand komt overeen met het startniveau van de waterstand in de zandkern van de groene dijk bij aanvang van de proeffase;

5.3.3.1 *Postdictie fasering aanleg*

De daadwerkelijke (ophoog)fasering van de aanlegfase is herleid uit het factual report⁴¹ aanleg FSP. Deze fasering is in Tabel 5.3 uitgewerkt tot een dagen fasering met bijbehorende laagdikten welke in de PLAXIS-schematisering kan worden toegepast.

slag	datum		start dag	einde dag	bruto hoogte slag tpv kruin [m]	bruto hoogte slag tpv bassin [m]
1	12-06-17	ophogen	0	1	1.2	1.2
		consolidatie	1	16		
2	28-06-17	ophogen	16	17	1	1
		consolidatie	17	35		
3	17-07-17	ophogen	35	36	0.5	1
		consolidatie	36	70		
4	21-08-17	ophogen	70	71	0.5	0.5
		consolidatie	71	101		
5	21-09-17	ophogen	101	102	0.5	0.5
		consolidatie	102	119		
6	09-10-17	ophogen	119	120	0.5	0
		consolidatie	120	135		
7	25-10-17	ophogen	135	136	0.6	0
		consolidatie	136	156		
8	15-11-17	ophogen	156	157	0.6	0
		consolidatie	157	214		
9	12-01-18	ophogen	214	215	0.8	0
		consolidatie	215	226		
	24-01-18	start proeffase groen	226	233		
				totaal	6.2	4.2

Tabel 5.3 Aangehouden ophoogfasering tijdens aanlegfase groene dijk in PLAXIS

Bij de bovenstaande fasering de volgende opmerkingen:

- De bruto hoogte slag is de totaal aangebrachte laagdikte tijdens deze ophoogslag.
- De bruto hoogte van de diverse ophoogslagen is afgestemd op de beschikbare data ter plaatse van de kruin groene dijk, namelijk bekende totale laagdikte, bekende eindzetting en bekend kruinniveau bij start proef. Ter plaatse van het talud zijn echter grotere zettingen opgetreden, welke op deze wijze niet zijn verdisconteerd in de simulatie. De invloed van deze onderschatting ter plaatse van het talud zal binnen de gevoeligheidsanalyse worden ingeschat.
- In Tabel 5.3 is T = 233 dagen als einde proef gegeven, dit betrof het geplande einde. In werkelijkheid is de proef op circa T = 232 dagen geëindigd met bezwijken FSP groen.

⁴¹ rapport 11200956-000-GEO-0003 "POVM Eemdijkproef – Factual report monitoring aanleg FSP (product R)";

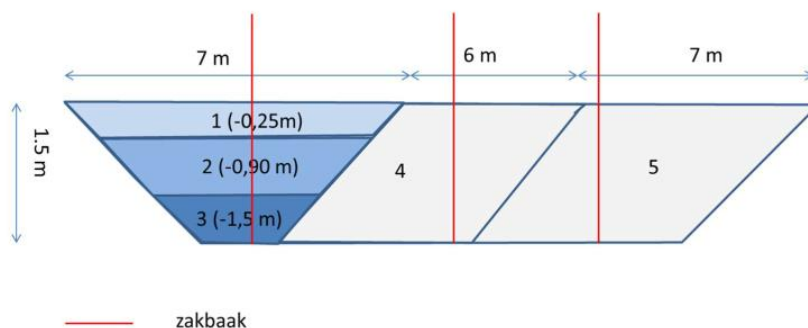
5.3.3.2 *Postdictie fasering proef*

Het daadwerkelijke proefverloop is in detail beschreven in het factual report⁴² proeffase FSP-groen. In globale zin is de proef volgens de volgende stappen verlopen:

- Woensdag 24-01-2018: start proef.
- Woensdag 24-01-2018 t/m vrijdag 26-01-2018: in stroken tot NAP -1,5 m ontgraven van passieve wig, waarbij waterstand in de ontgraving bij ontgraven tot NAP -0,2 m is verhoogd (ter voorkoming van opbarsten) en na ontgraving is verlaagd tot NAP -0,5 m.
- Zaterdag 27-01-2018 t/m dinsdag 30-01-2018: getrapt verhogen waterstand in zandkern van NAP +0,5 m naar circa NAP +2,9 m met behulp van infiltratievoorziening.
- Dinsdag (ochtend) 30-01-2018: bezwijken FSP-groen via een relatief ondiep glijvlak door de slappe kleilaag 3a (circa NAP -2 m).

Deze fasering is in Tabel 5.4 uitgewerkt tot een versimpelde dagen fasering met bijbehorende niveaus welke in de PLAXIS-schematisering kan worden toegepast. Daarbij worden nog de volgende opmerkingen geplaatst:

- Er is juist voor bezwijken nog enige bovenbelasting toegevoegd om te trachten een zo diep mogelijk bezwijkvlak te forceren. Dit heeft echter vrijwel geen effect meer gehad. De bovenbelasting is verder niet meer meegenomen in de PLAXIS-schematisering.
- De definitie van de diverse ontgravingslagen is in Figuur 5.1 conform het draaiboek⁴³ voor de FSP-groen toegelicht .



Figuur 5.1: Definitie van de gehanteerde ontgravingslagen

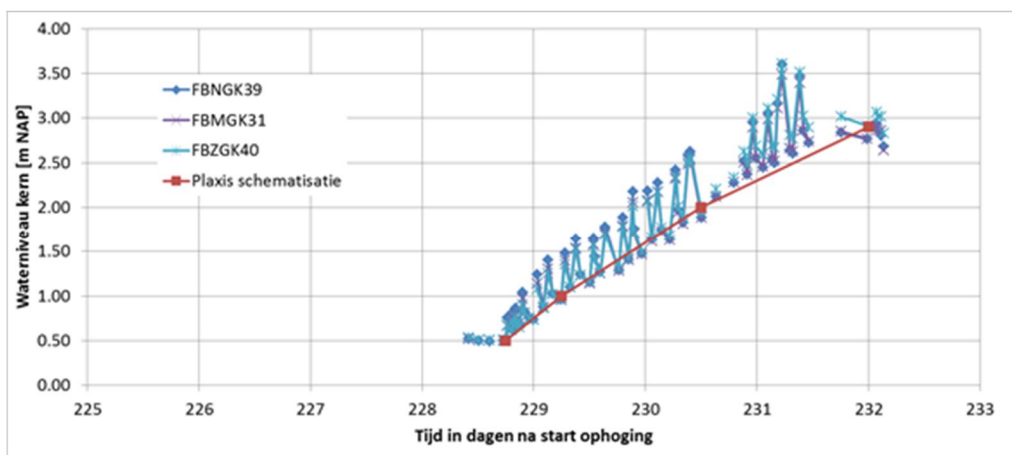
- In Figuur 5.2 is de ontwikkeling van het waterniveau in de kern van de groene dijk (ontleend aan factual report⁴⁴ proeffase FSP-groen) weergegeven. De metingen van de drie boreholes zijn geplott, alsmede de gehanteerde PLAXIS-schematisatie. Merk op dat tijdens het vullen van de zandkern via de infiltratievoorzieningen de waterspanningen in de boreholes (welke direct naast de infiltratievoorzieningen stonden) eerst hoger oploopt, alvorens weer af te nemen als het water in de rest van de zandkern uitstroomt.

⁴² rapport 11200956-012-GEO-0003 "POVM Eemdijkproef – Factual report proeffase FSP-groen (product U1)";

⁴³ rapport 11200956-011-GEO-0006 "POVM Eemdijkproef – Draaiboek opbouw, proef en herstel full-scale damwandproef (product O3/O4)";

⁴⁴ rapport 11200956-012-GEO-0003 "POVM Eemdijkproef – Factual report proeffase FSP-groen (product U1)";

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



Figuur 5.2 Ontwikkeling van waterniveau in zandkern groene dijk, meting vs PLAXIS schematisatie

Proeffase	Start	Einde	Tijds- duur [dagen]	Tijd cum. [dagen]	Gem. water- stand dijk [m NAP]	Waterstand ontgraving [m NAP]	Stijghoogte zandlaag 5 [m NAP]
Ontgraven in de natte passieve zijde – slag 1 (verwijderen toplaag)	24-jan 08:00	24-jan 10:00	0.1	0.1	0.5	-	-0.3
Ontgraven in de natte passieve zijde – slag 2 (tot NAP -0.9m)	24-jan 10:00	24-jan 13:00	0.1	0.2	0.5	-0.4	-0.3
Ontgraven in de natte passieve zijde – slag 3 (tot NAP -1.5m)	24-jan 13:00	24-jan 16:00	0.1	0.3	0.5	-0.2	-0.3
Nacht / geen ontgraving	24-jan 16:00	25-jan 08:00	0.7	1.0	0.5	-0.2	-0.3
Ontgraven in de natte passieve zijde – slag 4 (tot NAP -1.5m)	25-jan 08:00	25-jan 16:00	0.3	1.3	0.5	-0.2	-0.3
Nacht / geen ontgraving	25-jan 16:00	26-jan 08:00	0.7	2.0	0.5	-0.2	-0.3
Ontgraven in de natte passieve zijde – slag 5 (tot NAP -1.5m)	26-jan 08:00	26-jan 15:45	0.3	2.3	0.5	-0.2	-0.3
Verlagen waterstand passieve zijde tot mv – 0.5 m	26-jan 15:45	26-jan 21:50	0.2	2.5	0.5	-0.5	-0.3
Nacht / geen acties	26-jan 21:50	27-jan 01:45	0.25	2.75	0.5	-0.5	-0.3
Verhogen waterstand kern tot ca. NAP +1 m	27-jan 01:45	27-jan 13:52	0.5	3.25	1.0	-0.5	-0.3

Proeffase	Start	Einde	Tijds- duur [dagen]	Tijd cum. [dagen]	Gem. water- stand dijk [m NAP]	Waterstand ontgraving [m NAP]	Stijghoogte zandlaag 5 [m NAP]
Verhogen waterstand kern tot ca. NAP +2 m	27-jan 13:52	28-jan 20:05	1.25	4.5	2.0	-0.5	-0.3
Verhogen waterstand kern tot ca. NAP +2.9	28-jan 20:05	30-jan 09:25	1.5 a 1.6	6.0 / 6.1	2.9	-0.5	-0.3
Bezwijken groene dijk	30-jan 11:15			6.1	2.9	-0.5	-0.3

Tabel 5.4 Aangehouden (versimpelde) fasering proeffase FSP-groen in PLAXIS simulatie

5.3.4 Bovenbelastingen

De bovenbelasting op de kruin heeft bestaan uit lege vloeistofdichte containers ($L \times B \times H = 7\text{m} \times 2,35\text{m} \times 2,3\text{m} = 40\text{m}^3$). Pas bij de eerste scheurvorming is water in de containers gebracht om te trachten een dieper glijvlak te forceren⁴⁵. Uiteindelijk is circa 40cm, oftewel 4kPa toegevoegd⁴⁶. Doordat de containers uiteindelijk op grotere afstand van de taludinsteek zijn geplaatst (circa 2 à 2,5 m) stonden deze buiten het uiteindelijke bezwijkvlak. Daarbij is de belasting gering, zodat de containers naar verwachting vrijwel geen invloed meer hebben gehad op het bezwijken en de bezwijkvorm. Deze belasting is daarom niet verder meegenomen in de **postdicties**.

5.3.5 PLAXIS schematisaties

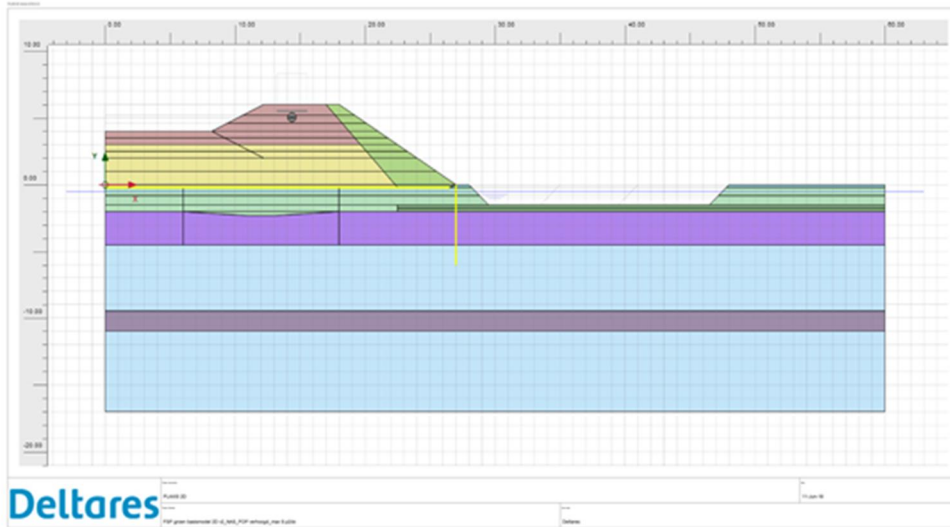
5.3.5.1 PLAXIS 2D schematisatie

In Figuur 5.3 wordt de PLAXIS 2D basisschematisatie weergegeven, terwijl in Figuur 5.4 de rekeninstellingen bij de aangehouden fasering (zie subparagraaf 5.3.3) worden getoond.

⁴⁵ rapport 11200956-012-GEO-0003 "POVM Eemdijkproef – Factual report proeffase FSP-groen (product U1)";

⁴⁶ in het logboek van factual report proeffase FSP-groen (product U1) is abusievelijk vermeld dat 0,4 kPa waterdruk in de containers is aangebracht, dit is niet correct dit dient 0,4 mwk te zijn en dus 4 kPa;

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



Figuur 5.3 Gehanteerde geometrie in PLAXIS 2D rekenmodel (situatie getoond voor laatste fase). Merk op dat in deze figuur de niet-gevormde geometrie is getoond. In de berekeningen wordt het effect van zettingen wel meegenomen door gebruik van UM

Voor het vergelijken met de zettingsmeetlangen, de hellingsmeetbuizen en SAAF-metingen is een slap geotextiel in de schematisatie toegepast (zie gele elementen in Figuur 5.3). Deze kunnen worden geselecteerd om de vervormingen op de gewenste tijdstippen uit te lezen.

	Calculation type	Loading type (D)	Pore pressure calculation type	Ignore undr. behaviour (A,B)...	Ignore suction (D)	Reset displacements to zero ...	Use default for parameters (D)	Updated mesh (D)	Updated water pressure (D)	Time interval	Tolerated error (D)	Reached local time (R)
initial [InitialPhase]	K0 procedure	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0.000 day	0.01000	0.000 day
slag 1 aanbrengen - 1 dag T = 1 [Phase_13]	Consolidation	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1.000 day	0.01000	1.000 day
slag 1 - cons 15 dagen - T = 16 [Phase_1]	Consolidation	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	15.000 day	0.01000	16.000 day
slag 2 aanbrengen - 1 dag T = 17 [Phase_14]	Consolidation	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1.000 day	0.01000	17.000 day
slag 2 - cons 18 dagen - T = 35 [Phase_2]	Consolidation	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	18.000 day	0.01000	35.000 day
slag 3 aanbrengen - 1 dag T = 36 [Phase_15]	Consolidation	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1.000 day	0.01000	36.000 day
slag 3 - cons 34 dagen - T = 70 dagen [Phase_3]	Consolidation	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	34.000 day	0.01000	70.000 day
slag 4 aanbrengen - 1 dag T = 71 [Phase_16]	Consolidation	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1.000 day	0.01000	71.000 day
slag 4 - cons 30 dagen - T = 101 [Phase_4]	Consolidation	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	30.000 day	0.01000	101.000 day
slag 5 aanbrengen - 1 dag T = 102 [Phase_17]	Consolidation	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1.000 day	0.01000	102.000 day
slag 5 - cons 17 dagen - T = 119 [Phase_5]	Consolidation	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	17.000 day	0.01000	119.000 day
slag 6 aanbrengen - 1 dag T = 120 [Phase_18]	Consolidation	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1.000 day	0.01000	120.000 day
slag 6 - cons 15 dagen - T = 135 [Phase_6]	Consolidation	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	15.000 day	0.01000	135.000 day
slag 7 aanbrengen - 1 dag T = 136 [Phase_19]	Consolidation	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1.000 day	0.01000	136.000 day
slag 7 - cons 20 dagen - T = 156 [Phase_7]	Consolidation	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	20.000 day	0.01000	156.000 day
slag 8 aanbrengen - 1 dag T = 157 [Phase_20]	Consolidation	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1.000 day	0.01000	157.000 day
Slag 8 - 57 dagen - T = 214 [Phase_8]	Consolidation	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	57.000 day	0.01000	214.000 day
slag 9 aanbrengen - 1 dag T = 215 [Phase_22]	Consolidation	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1.000 day	0.01000	215.000 day
Slag 9 - 11 dagen - T = 226 [Phase_10]	Consolidation	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	11.000 day	0.01000	226.000 day
switch ssc naar nas [Phase_9]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0.000 day	0.01000	226.000 day
ontgraven slag 1 - 0.1d - T = 226.1 [Phase_11]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0.1000 day	0.01000	226.1000 day
ontgraven slag 2 - 0.1d - T = 226.2 [Phase_27]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0.1000 day	0.01000	226.2000 day
ontgraven slag 3 - 0.1d - T = 226.3 [Phase_23]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0.1000 day	0.01000	226.3000 day
Rustperiode - 0.7d - T = 227d [Phase_25]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0.7000 day	0.01000	227.0000 day
ontgraven slag 4 - 0.3d - T = 227.3 [Phase_21]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0.3000 day	0.01000	227.3000 day
Rustperiode - 0.7d - T = 228d [Phase_28]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0.7000 day	0.01000	228.0000 day
ontgraven slag 5 - 0.3d - T = 228.3 [Phase_26]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0.3000 day	0.01000	228.3000 day
ws verlagen - 0.2d - T = 228.5 [Phase_24]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0.2000 day	0.01000	228.5000 day
Rustperiode - 0.25d - T = 228.75d [Phase_31]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0.2500 day	0.01000	228.7500 day
ws verhogen +1 - 0.5d - T = 229.25d [Phase_12]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0.5000 day	0.01000	229.2500 day
ws verhogen +2 - 1.25d - T = 230.5 [Phase_29]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1.2500 day	0.01000	230.5000 day
ws verhogen +2.9 - 1.5d - T = 232 [Phase_30]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1.5000 day	0.01000	231.9000 day

Figuur 5.4 Gehanteerde fasering en rekeninstellingen in PLAXIS 2D simulatie

Bij de basisschematisatie van de groene dijk is gekozen voor een opzet op basis van:

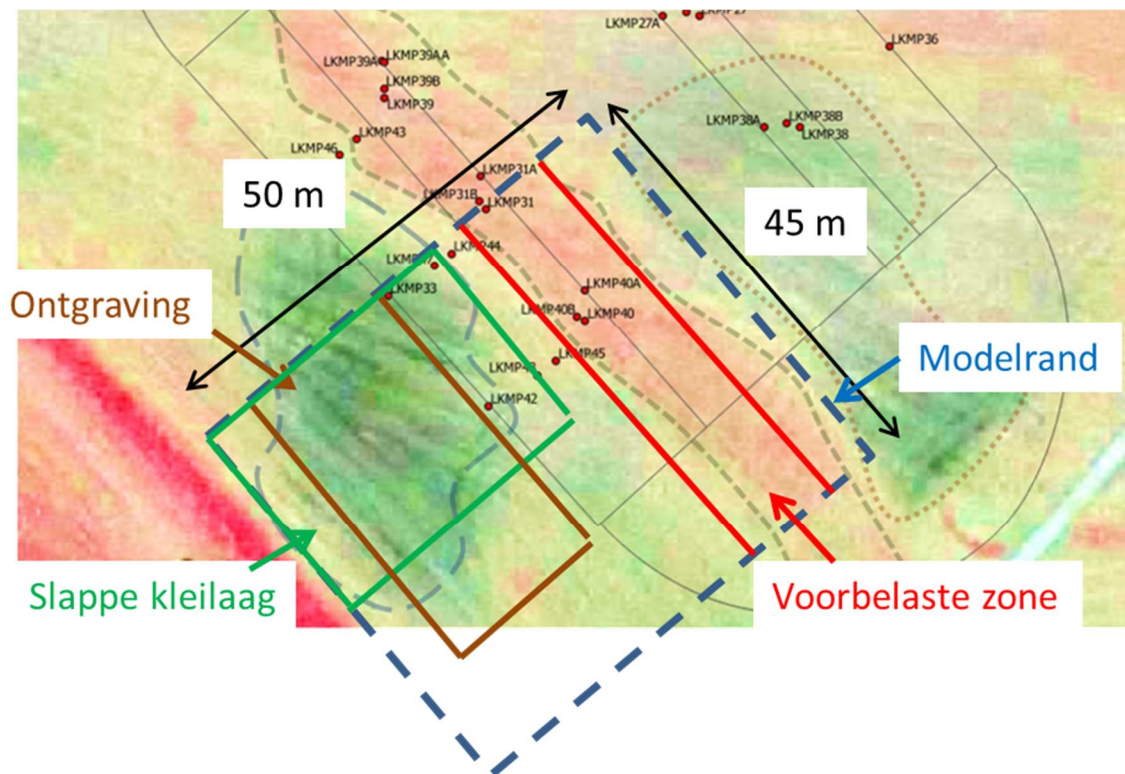
- Updated Mesh (UM) en Updated Pore Pressures (UPP) om het onder water zakken en de invloed van vervormingen op de geometrie mee te nemen.
- 6-knoops (ipv 15-knoops) elementen. Bij gebruik van UM in combinatie met grote vervormingen geven 15-knoops elementen sneller numerieke problemen dan 6-knoops elementen. Het gebruik van 6-knoops elementen geeft dus een robuuster model. Een bijkomend voordeel is dat de berekeningen in zijn algemeen sneller lopen, waardoor efficiënter kan worden gevarieerd. Aandachtspunt is het verlies van nauwkeurigheid. De nauwkeurigheid is regelmatig gecontroleerd door berekeningen zo goed mogelijk door te rekenen met 15-knoops elementen (zie ook de gevoeligheidsanalyse). Geconcludeerd wordt dat er een effect is, maar dat het verlies in nauwkeurigheid (ten opzichte van andere onzekerheidsbronnen) relatief beperkt is.

Voor vergelijk met de metingen zijn in de basisschematisering de “nodes” en “stress points” in Figuur C.4.1 (zie Bijlage C.4.1) geselecteerd, die alle binnen circa 10cm van de “werkelijke” (initiële) coördinaten zijn.

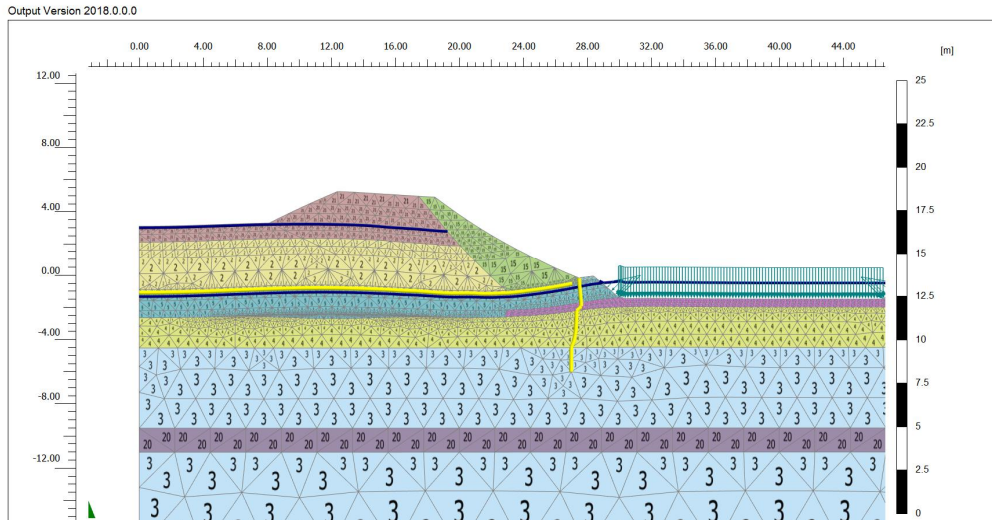
5.3.5.2 *PLAXIS 3D schematisatie*

Ondanks de focus op de PLAXIS 2D-simulatie, zijn er model runs met de PLAXIS 3D schematisatie in Figuur 5.5 gemaakt om gevoel te krijgen voor 3D-effecten binnen de proef.

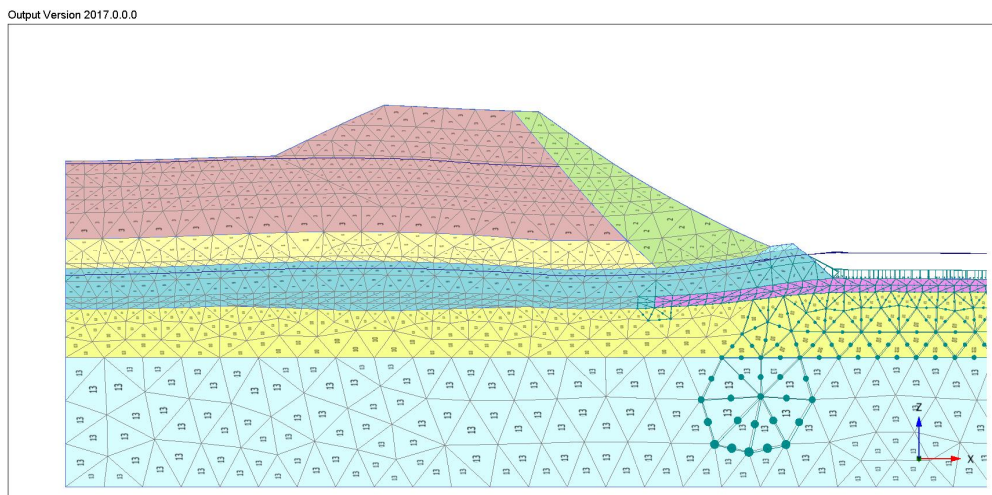
Daartoe is er voor gekozen om eerst een 3D-slice simulatie op te stellen (zie Figuur 5.7), deze gebruikt een model identiek aan het 2D-rekenmodel maar dan van 1m breedte in PLAXIS 3D. De resultaten van het 2D- en 3D-slice rekenmodel zouden ongeveer gelijk moeten zijn, in dit geval omdat in beide rekenmodellen van 2^e orde interpolatie elementen wordt uitgegaan (6-knoops in 2D vs 10-knoops tetrahedral in 3D). Wanneer inderdaad wordt geconcludeerd dat de resultaten min of meer identiek zijn, dan kan het 3D-slice rekenmodel worden uitgebreid naar een volledig 3D-rekenmodel (zie Figuur 5.8). Hierbij dient te worden opgelet dat de grootte van de elementen in de mesh vergelijkbaar blijft.



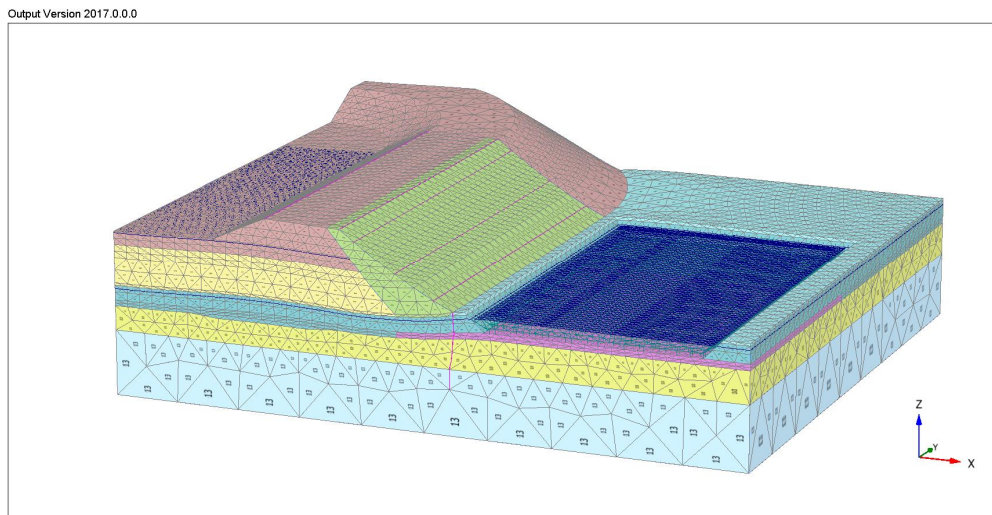
Figuur 5.5 Volledig (half symmetrische) 3D -rekenmodel FSP groen



Figuur 5.6 2D-rekenmodel FSP-groen (geen updated pore water pressures)



Figuur 5.7 3D-slice rekenmodel FSP groen



Figuur 5.8 3D (half symmetrisch) rekenmodel FSP groen

5.4 Analyse aanlegfase FSP-groen

5.4.1 Vergelijk metingen en **postdicties**

In Bijlage C.1 worden de meetresultaten tijdens de aanleg van de ophoging samengevat. Met behulp van de opgestelde PLAXIS 2D schematisatie zijn vergelijkingen gemaakt met de metingen in de middenraai voor de aanlegfase. In de onderstaande figuren is het vergelijk gegeven voor de volgende monitoring:

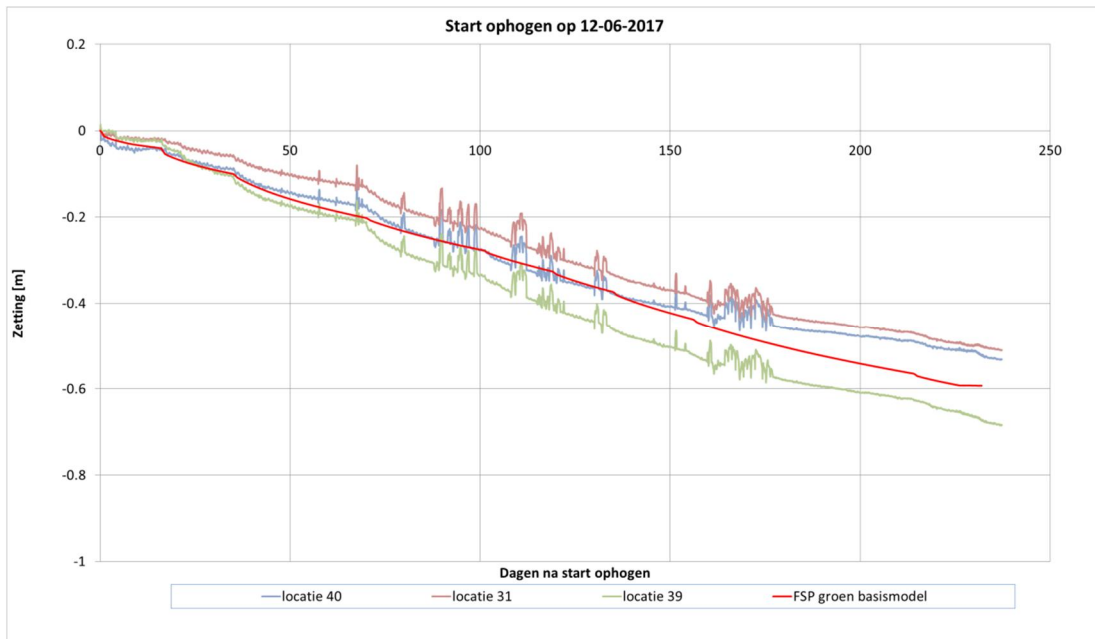
- Zettingsmeetplaatjes (Figuur 5.9) en zettingmeetslang (Figuur 5.10).
- Waterspanningsmetingen (Figuur 5.12).
- Hellingmeetbuizen (Figuur 5.14).

5.4.1.1 Zettingsmeetplaatjes

In de onderstaande Figuur 6.9figuren worden de gemeten verticale verplaatsingen van de zettingsmeetplaatjes onder de kruin van de groene dijk en van de zettingmeetslangen vergeleken met de **postdictie** (welke is gebaseerd op de middenraai).

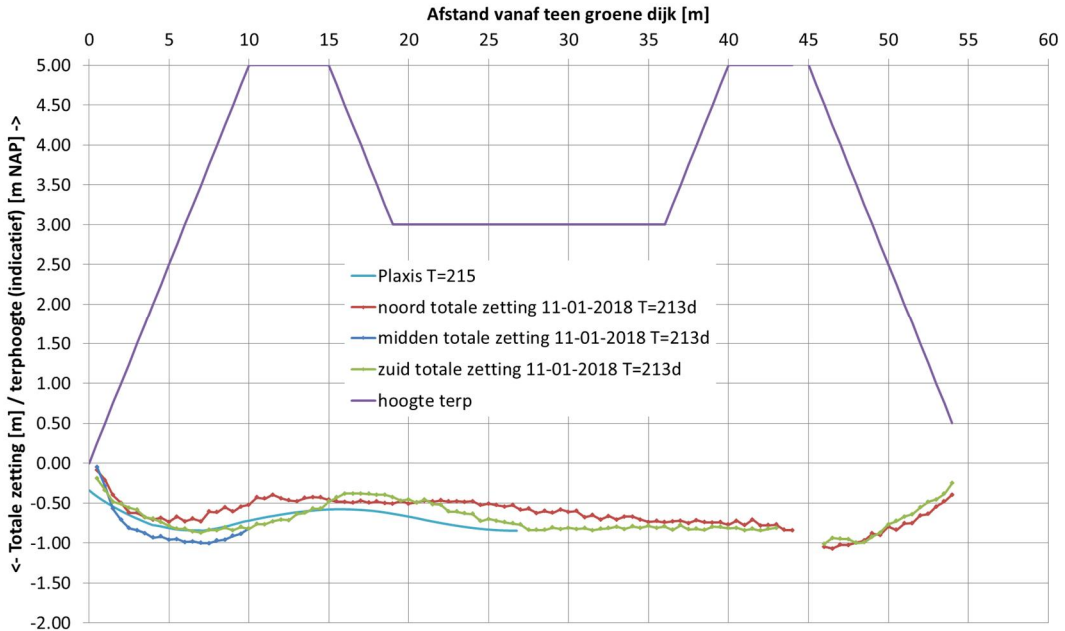
Opvallend is dat er een relatief groot verschil optreedt in zettingen tussen de noordraai (locatie 39) en de andere twee raaien. Ook wordt vanuit de zettingmeetslang duidelijk, dat in een raai ook grotere zettingen voorkomen onder het talud dan ter plaatse van de kruin. Deze verschillen kunnen waarschijnlijk worden verklaard door de voorbelasting van de oude zomerkade ter plaatse van de kruin van de groene dijk (zie Subparagraaf 2.2.2.3).

De zettingen ter plaatse van het talud worden momenteel door de PLAXIS 2D-simulatie onderschat. De overeenkomsten worden echter voldoende geacht voor deze analyse.

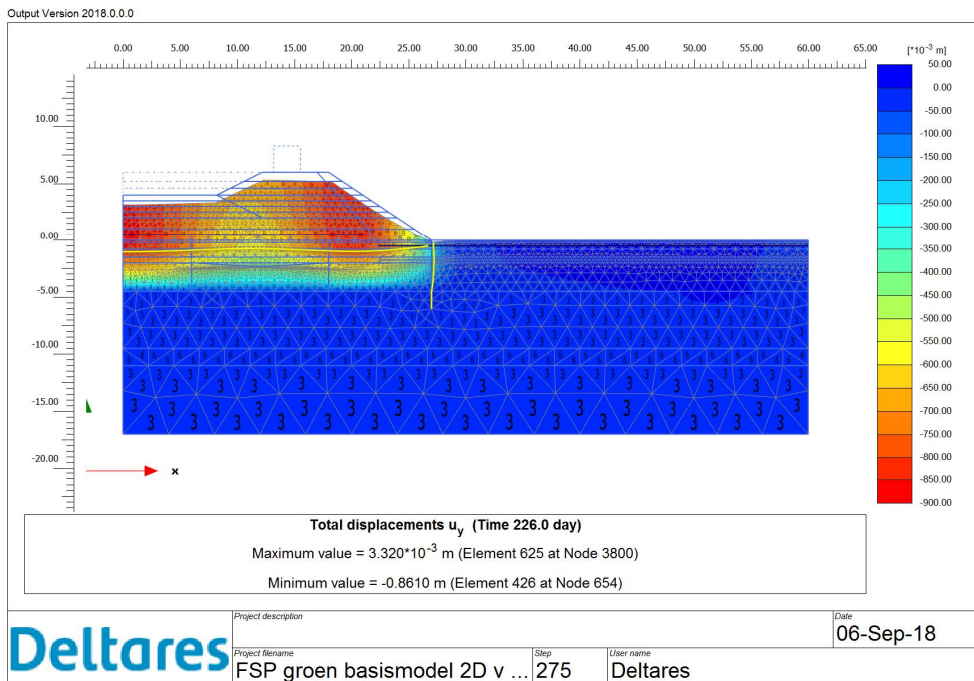


Figuur 5.9 Vergelijk zettingsmetingen met het PLAXIS basisschematisering groene dijk voor middenraai

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



Figuur 5.10 Vergelijk totale zettingen op ca. T=213 dagen (11-01-2018) tussen metingen en simulatie middenraai



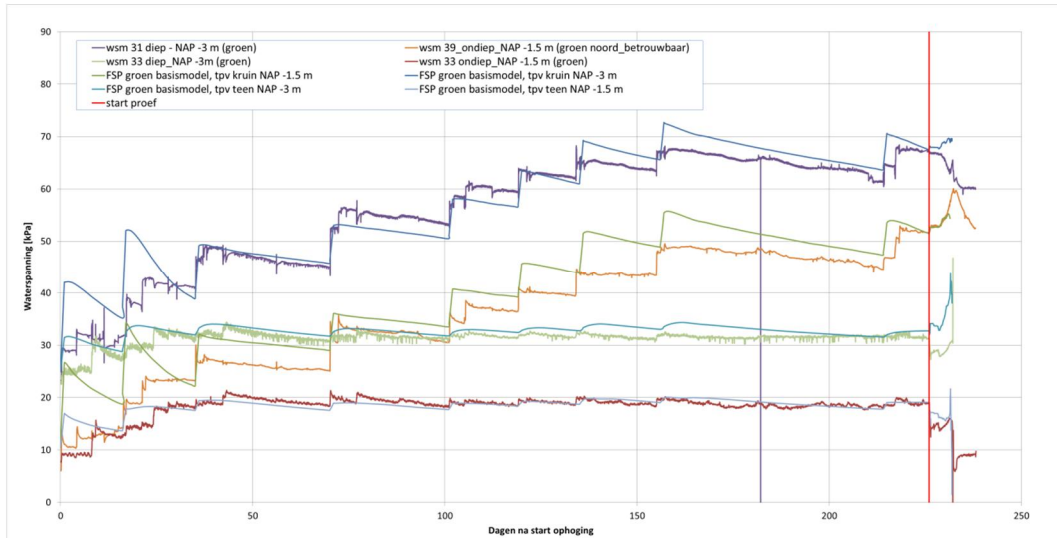
Figuur 5.11 Postdictie FSP-groen, verticale deformaties einde aanlegfase

5.4.1.2 Waterspanningen middenraai

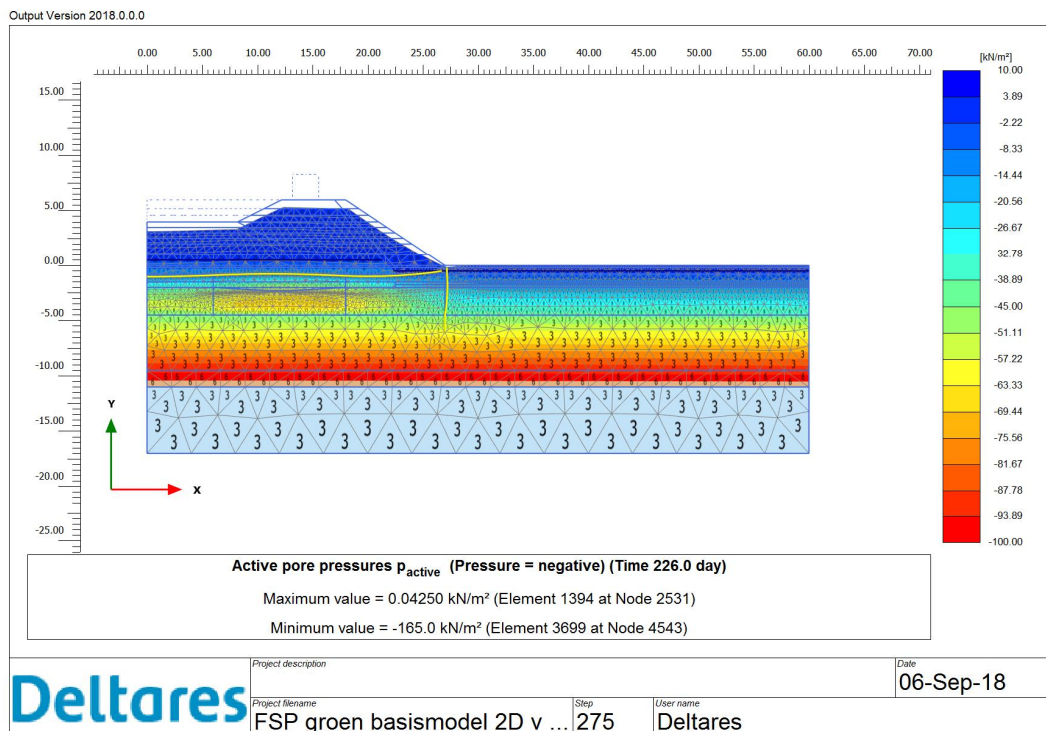
Onderstaande figuren tonen de waterspanningen aan het einde van de aanlegfase. Hierbij zijn waterspanningsmeter 31 diep en 39 ondiep in de voorbelaste zone geplaatst. In Figuur 5.12 toont de **postdictie** voor deze twee posities, voor de eerste twee ophoogslagen (dus in het overgeconsolideerde gebied), een duidelijke piek in waterspanningen gevolgd door een snelle afname. In werkelijkheid wordt dit gedrag niet waargenomen. Desondanks is

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

de overeenkomst tussen metingen en **postdictie** goed. De overeenkomst in absolute waterspanningen bij start van de proef is ook goed voor de vier beschouwde locaties.



Figuur 5.12 Vergelijk waterspanningsmonitoring en PLAXIS basisschematisering groen voor de middenraai (wsm 31 diep en 39 ondiep staan in het voorbelaste deel, wsm 33 diep en ondiep staan in het niet voorbelaste deel). De aanleg fase loopt van T=0 tot T=226 dagen (rode verticale lijn)

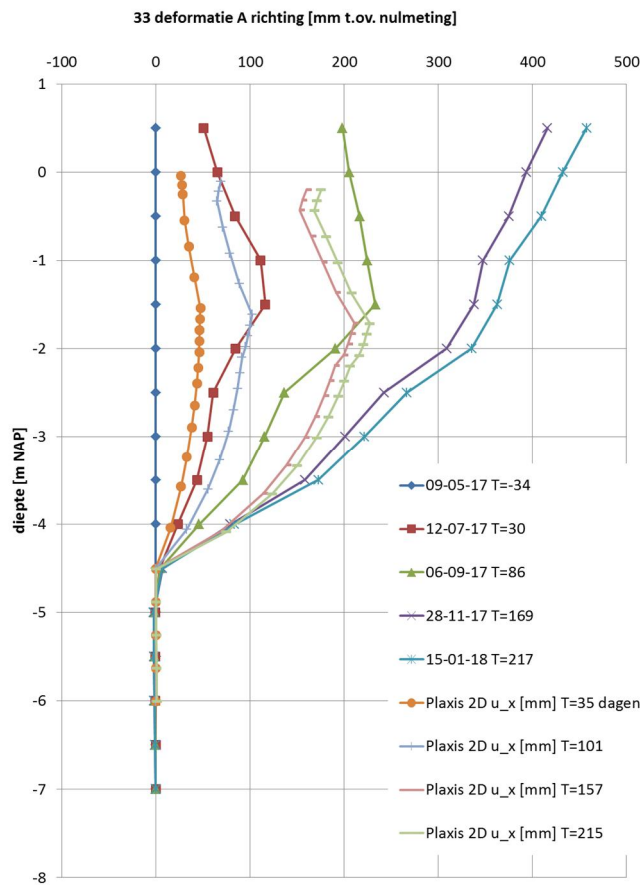


Figuur 5.13 **Postdictie** FSP groen, waterspanningen einde aanlegfase

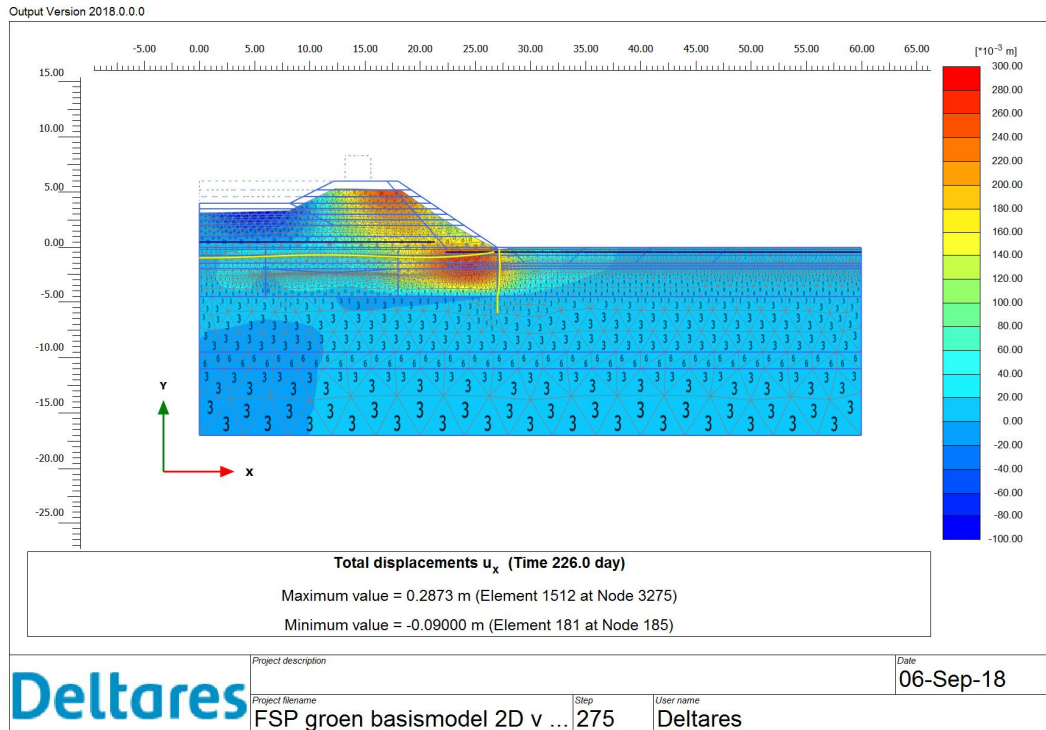
Opgemerkt wordt dat in Figuur 5.12 geen gebruik is gemaakt van waterspanningsmeter 31 ondiep, omdat deze onjuiste resultaten lijkt te geven. In plaats daarvan is gebruik gemaakt van waterspanningsmeter 39 ondiep welke wel betrouwbaar wordt geacht.

5.4.1.3 Hellingmetingen middenraai

Figuur 5.14 geeft een vergelijking van de gemeten horizontale vervormingen met de **postdictie**. De vorm van de horizontale vervormingen over de hoogte geeft een goed vergelijk met de metingen. Het is echter duidelijk dat de **postdictie** een onderschatting geeft van de grootte van de horizontale vervormingen in de tijd.



Figuur 5.14 Vergelijking van hellingsmeetbuis 33 en PLAXIS basisschematisering groen



Figuur 5.15 *Postdictie* FSP groen, horizontale vervormingen einde aanlegfase

5.4.1.4 Resume analyse aanlegfase

Geconcludeerd wordt dat de PLAXIS basisschematisering redelijk goed in staat is het in de proef waargenomen gedrag tijdens de aanleg fase te beschrijven. Hierbij zijn enkele aanpassingen aan de *postdictie* parameterset nodig geweest, die verdedigbaar worden geacht:

- De kruipparameter (μ^*) is verlaagd naar $\lambda^*/20$ voor de cohesieve lagen. De ontwikkelde wateroverspanning met de μ^* uit de *postdictie* set wordt als onrealistisch beschouwd.
- De initiële doorlatendheden (k_0) voor de klei- en veenlaag in het niet voorbelaste deel zijn circa 50% verhoogd voor een betere fit op de waterspanningsmetingen.
- De initiële doorlatendheden (k_0) voor de veenlaag in het voorbelaste deel zijn met een factor 3 verlaagd voor een betere fit op de waterspanningsmetingen en de zettingslijn. Hierbij is ook de initiële void ratio (e_0) van 10 naar 8,5 verlaagd.
- De overconsolidatie van de kleilaag en de veenlaag (POP) in het voorbelaste deel zijn 10-15 kPa verhoogd voor een betere fit op de zettingslijn.
- De herbelast-stijfheid van alle lagen (κ^*), in zowel het voorbelaste als niet voorbelaste gebied, is gehalveerd door het weglaten van de omrekenfactor 2.

N.B. In de *postdictie* van de proeffase (zie Paragraaf 5.5) zijn ook aanpassingen gemaakt aan de *postdictie* parameterset om tot de *best fit* parameterset in Tabel 5.5 te komen. Dit betrof voornamelijk een verhoging van de sterkte van de relevante grondlagen danwel aanpassingen aan de parametersets (NAS of SS model) welke alleen in de proeffase zijn gebruikt. Alle aanpassingen aan de *postdictie* set zijn in Tabel 5.5 met oranje arceringen aangegeven. Besloten is om de aanlegfase niet opnieuw door te rekenen c.q. te fitten met deze aangepaste parameters.

Wat betreft de aanlegfase is vooral het fitten van de stijfheden en doorlatendheden van belang geweest. De nadere onderbouwing staat in Bijlage C.4. Het resulterende rekenmodel wordt geacht een goede basis voor de analyse van de proeffase te geven.

Opvallend is dat vooral de berekende horizontale verplaatsing lager is dan gemeten, terwijl de verwachting op basis van ervaring juist andersom is. Mogelijk komt dit doordat er tijdens ophogen meer plasticiteit in de ondergrond is opgetreden dan berekend. Ten tweede kan dit worden veroorzaakt doordat nu met de verwachtingswaarde van de pieksterkte van de grond is gerekend, in plaats van met de gebruikelijke conservatief ingestoken of karakteristieke parameters.

5.5 Analyse proeffase FSP-groen

5.5.1.1 *Vergelijking metingen en postdicties*

In Bijlage C.1 worden de meetresultaten tijdens de proeffase op de groene dijk samengevat. Met behulp van het opgestelde PLAXIS 2D rekenmodel zijn vergelijkingen gemaakt met de metingen in de middenraai. In de onderstaande figuren is de vergelijking opgenomen voor de volgende monitoringsinstrumenten:

- SAAF's gedurende proef (zie Figuur 5.16 en Figuur 5.17).
- Meetprisma's talud (zie Figuur 5.19, Figuur 5.20 en Figuur 5.21).
- Waterspanningsmetingen (zie Figuur 5.22).
- Zakbaak in ontgraving in verband met opdrijven ondergrond (zie Figuur 5.24).
- Inmeting bezwijkvorm talud groen (zie Bijlage C.3).

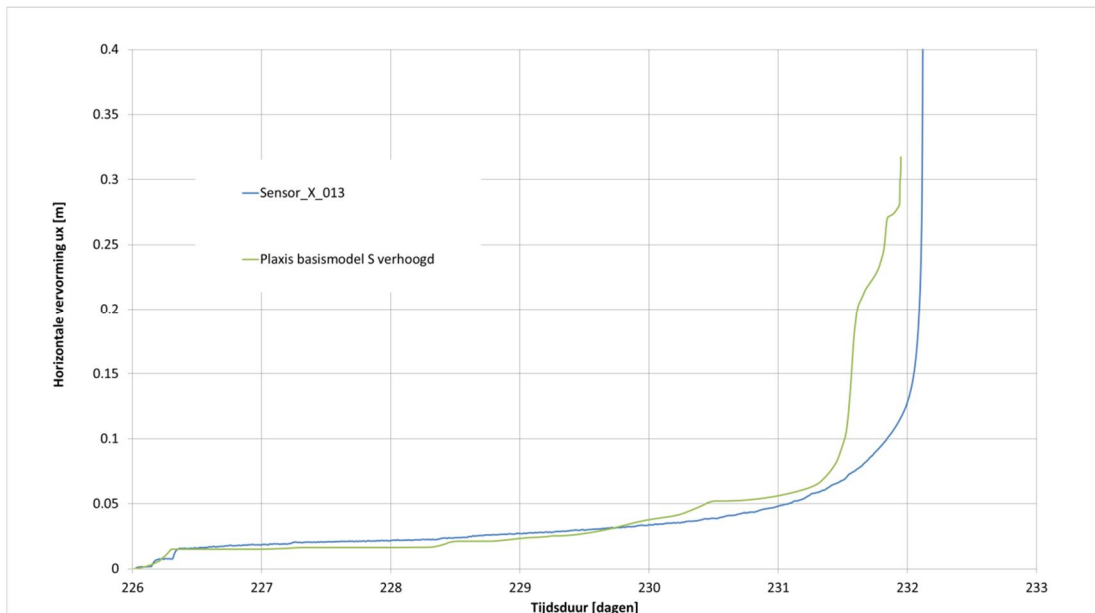
5.5.1.2 *SAAF-metingen middenraai*

Figuur 5.16 geeft het vergelijk voor het verloop van de horizontale vervormingen in de teen van de groene dijk voor de middenraai tijdens de proef. Te zien valt dat de **postdictie** tot het bezwijkmoment een goede fit geeft met de meting. In het 2D-rekenmodel nemen richting bezwijken de vervormingen sneller toe dan in de metingen, wat aan 3D effecten wordt toegeschreven. Door deze 3D-effecten zal in werkelijkheid de groene dijk nog langer stabiel blijven dan in het 2D-**postdictie** rekenmodel.

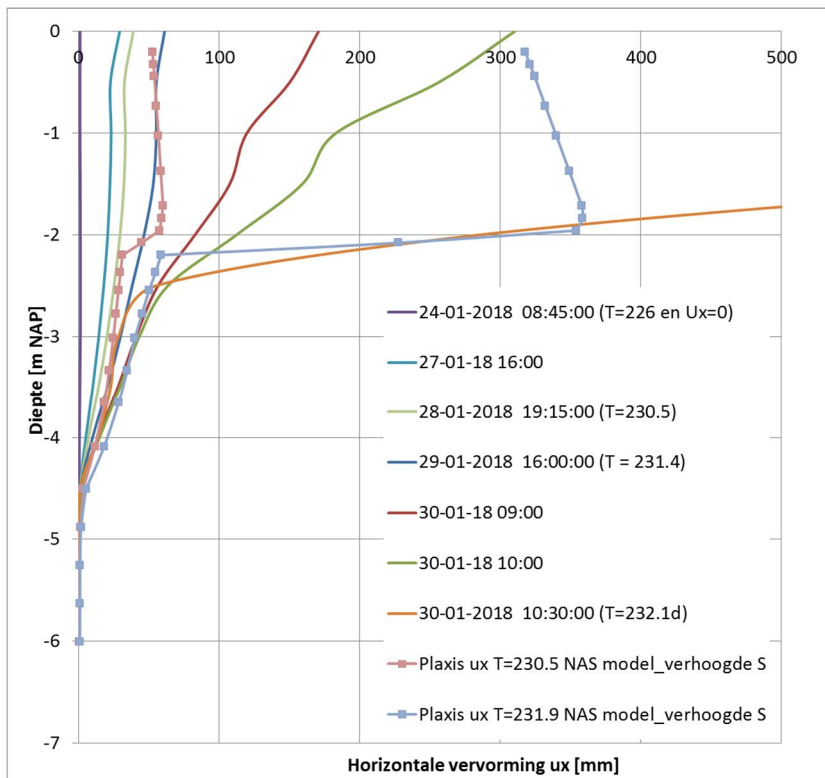
Figuur 5.17 geeft de vergelijking van de horizontale vervormingen in de diepte voor de middenraai voor twee tijdstippen tijdens de proef. De **postdictie** geeft een redelijk vergelijk met de metingen, echter ook enkele duidelijke verschillen in vorm rond het niveau van het bezwijkvlak op NAP -2m. Hierbij kan worden opgemerkt dat de SAAF (inclusief behuizing) een zekere buigstijfheid heeft en dus niet in staat is de abrupte verschillen in horizontale vervormingen (c.q. grote lokale krommingen) rondom het glijvlak nauwkeurig weer te geven. In de **postdictie** kunnen deze abrupte verschillen in horizontale vervorming wel ontstaan rondom het glijvlak. Het model is echter slechts een benadering van de werkelijkheid. Het is dus niet direct aan te geven hoe nu de "werkelijke" horizontale vervormingen er uit zien. Vermoedelijk bevinden deze zich ergens tussen de SAAF-meting en de **postdictie** in.

Figuur 5.18 geeft een weergave van de incrementele horizontale verplaatsingen in de laatste fase van de **postdictie** voor de FSP-groen waarin bezwijken optreedt. De incrementele verplaatsingen geven een indicatie van de bezwijkvorm.

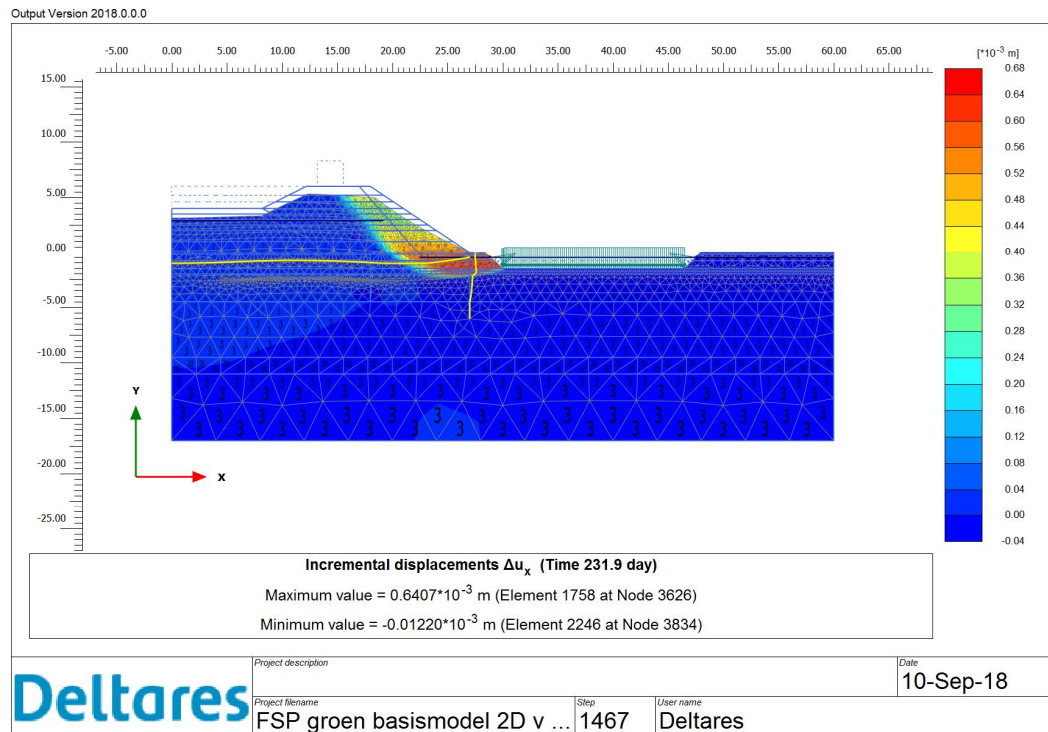
11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



Figuur 5.16 Verloop horizontale vervorming u_x in de tijd voor bovenkant SAAF midden (sensor X 013) FSP-groen



Figuur 5.17 Vergelijk horizontale vervormingen u_x in de diepte voor middenraai t.p.v. SAAF voor twee tijdstippen tijdens FSP-groen



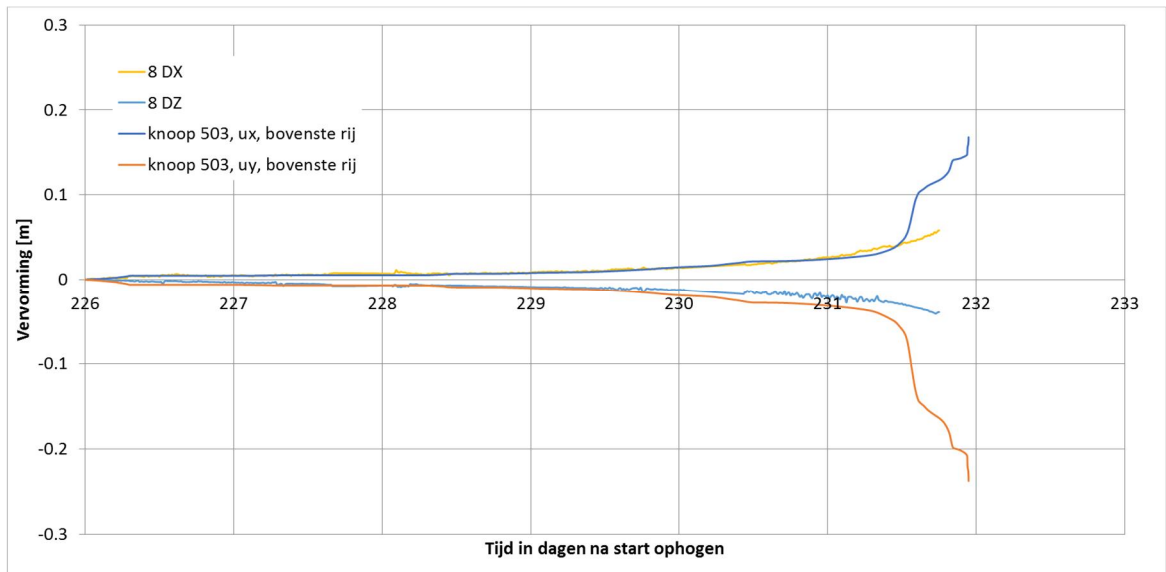
Figuur 5.18 Incrementele horizontale verplaatsingen in de laatste fase van *postdictie* FSP-groen

5.5.1.3 Verplaatsingen talud middenraai

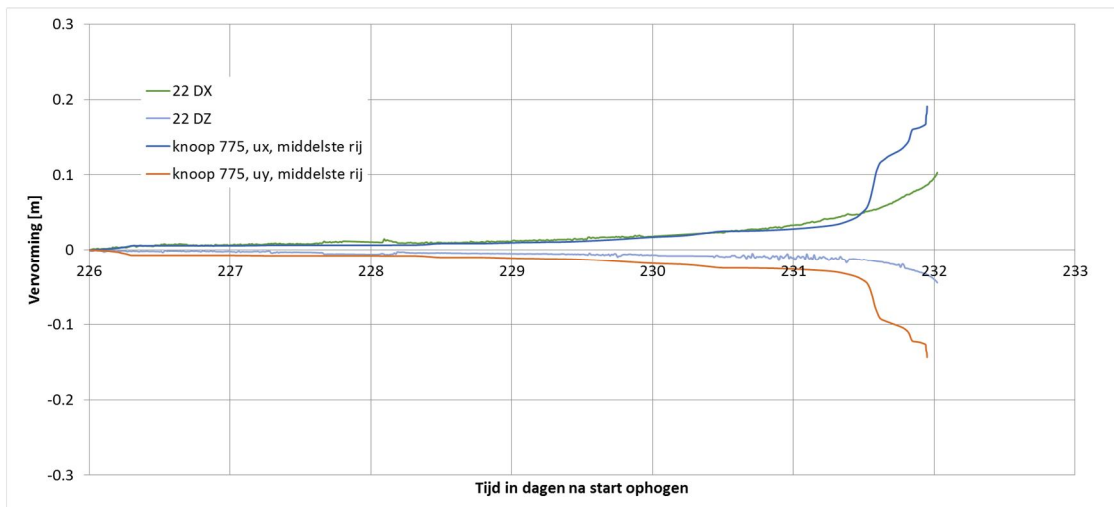
Figuur 5.19, Figuur 5.20 en Figuur 5.21 tonen de horizontale verplaatsingen (haaks op de dijk) en de verticale verplaatsingen voor de drie meetprisma's (in de bovenste, middelste en onderste rij op het talud) ter plaatse van de middenraai.

Voor alle figuren wordt geconcludeerd dat de *postdictie* een goede aansluiting geeft op de metingen. In alle gevallen treden ook grotere vervormingen op richting bezwijken. Hiervoor kan dezelfde verklaring worden gegeven als voor het vergelijk met de SAAF-metingen, namelijk dat er in werkelijkheid sprake is van een 3D-effect dat niet in het 2D-rekenmodel wordt meegenomen. Voor het meetprisma in de onderste rij blijkt ook dat, waar in werkelijkheid het onderste meetprisma omhoog komt tijdens bezwijken, dit niet wordt gevonden in de *postdictie*. Hiervoor is geen eenduidige verklaring.

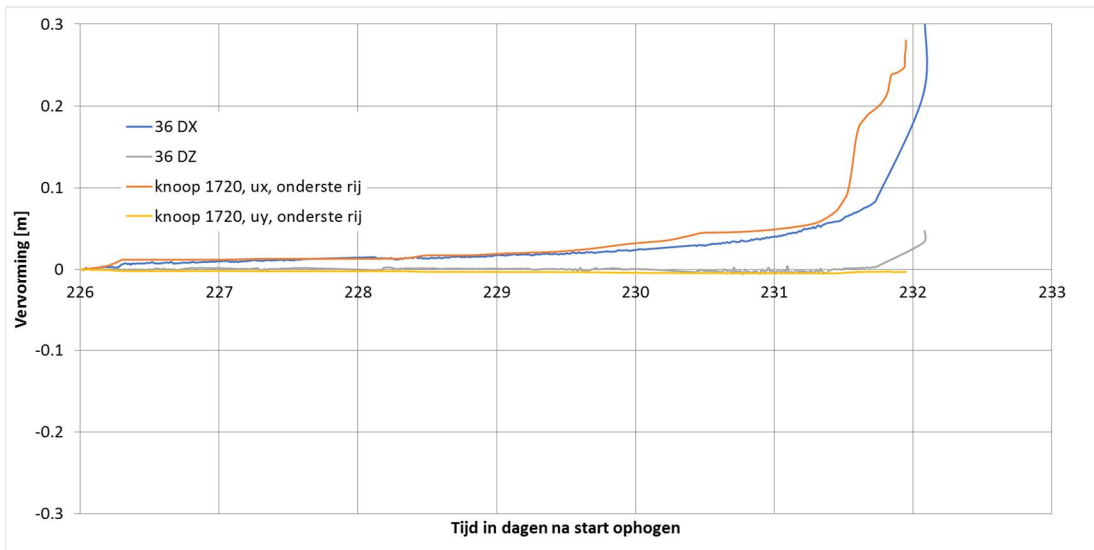
11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



Figuur 5.19 Vergelijk meetdata en *postdictie* voor meetprisma in bovenste rij middenraai tijdens FSP-groen (x is de horizontale richting haaks op dijklichaam en z is de verticale richting)



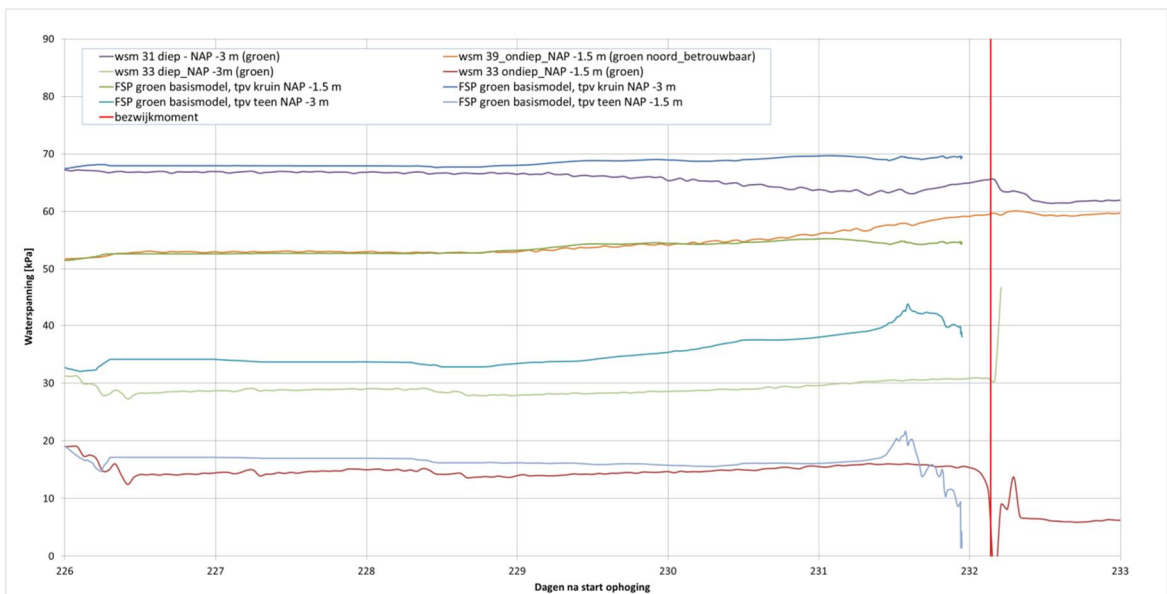
Figuur 5.20 Vergelijk meetdata en *postdictie* voor meetprisma in middelste rij middenraai tijdens FSP-groen (x is de horizontale richting haaks op dijklichaam en z is de verticale richting)



Figuur 5.21 Vergelijk meetdata en **postdictie** voor meetprisma in onderste rij middenraai tijdens FSP-groen (x is de horizontale richting haaks op dijklichaam en z is de verticale richting)

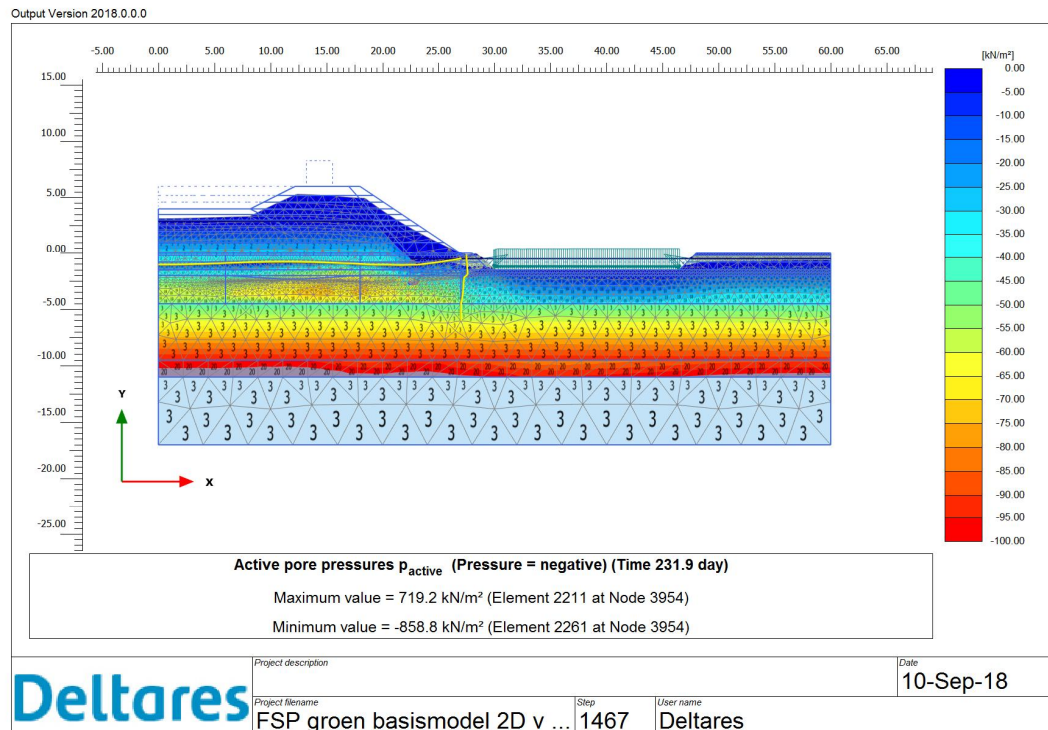
5.5.1.4 Waterspanningen middenraai

Figuur 5.22 toont de vergelijking van de waterspanningen tijdens de proef volgens de metingen en de **postdictie**. De waterspanningen bij start proef zijn goed in overeenstemming. Het vergelijk in verloop van de waterspanningen tijdens de proef is over het algemeen redelijk. De waterspanningen rondom bezwijken zijn niet goed vergelijkbaar. Dat komt doordat het rekenmodel eerder bezwijkt in de tijd, en ook doordat het rekenmodel naar verwachting niet de complexe situatie rond bezwijken op dit detailniveau kan beschrijven.



Figuur 5.22 Vergelijk van waterspanningen volgens meting en **postdictie** tijdens FSP-groen

In Figuur 5.23 wordt de verdeling van de grondwaterspanningen in de laatste fase van de FSP-groen volgens de **predictie** weergegeven. Merk op dat er op enkele plekken in de mesh extreme hoge en lage waterspanningen voorkomen. Deze zijn een numeriek verschijnsel en hebben geen significante invloed op het overall gedrag.



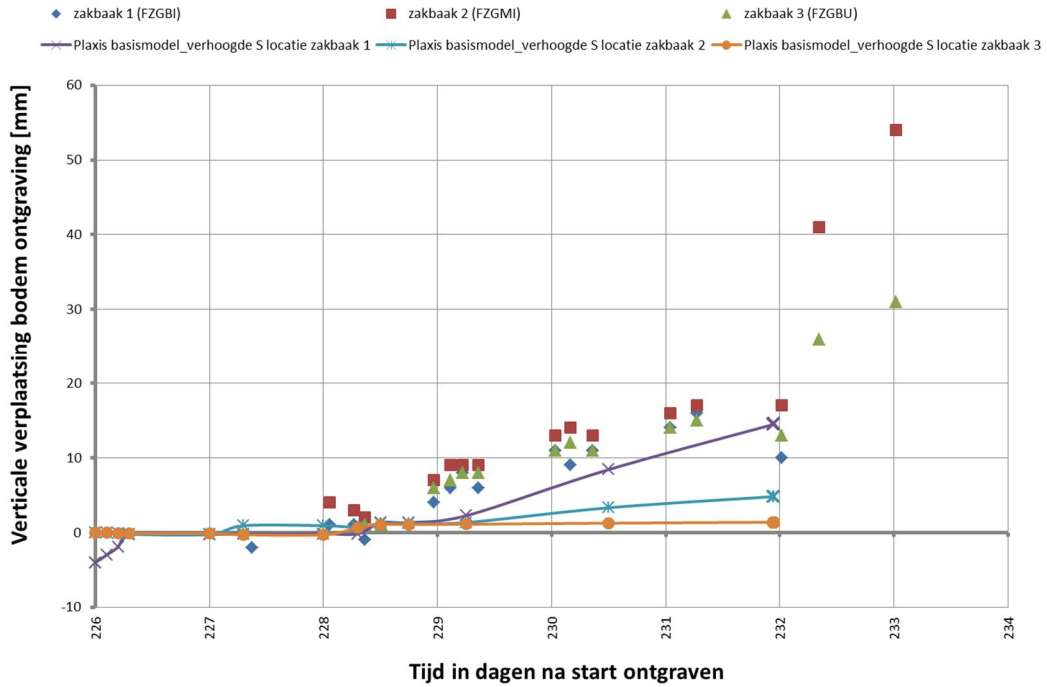
Figuur 5.23 Waterspanningen in de laatste fase van de **postdictie** voor FSP-groen

5.5.1.5 Verticale vervorming ontgraving

Figuur 5.24 toont de vergelijking tussen de gemeten vervorming van de zakbaken in de ontgraving en de **postdictie** met de PLAXIS 2D basisschematisering. De meetpunten in het rekenmodel zijn gekozen op $x = 31,5$ m, $x = 37,5$ m en $x = 43,5$ m (en $y = -1.5$ m) overeenkomstig hetgeen in Bijlage C.1 wordt vermeld.

Uit Figuur 5.24 zijn lastig directe conclusies te trekken. Alle drie de meetpunten lijken tijdens de proef in dezelfde mate omhoog te komen. In de **postdictie** lijkt echter alleen de zakbaak nabij het talud omhoog te komen. De monitoringsresultaten lijken eerder te suggereren dat een doorgaande verticale kruip/zwel als gevolg van ontlasten optreedt. Er is echter niet geprobeerd om verticale kruip/zwel in het rekenmodel mee te nemen. Aan deze resultaten worden voor nu dan ook geen verdere conclusies verbonden.

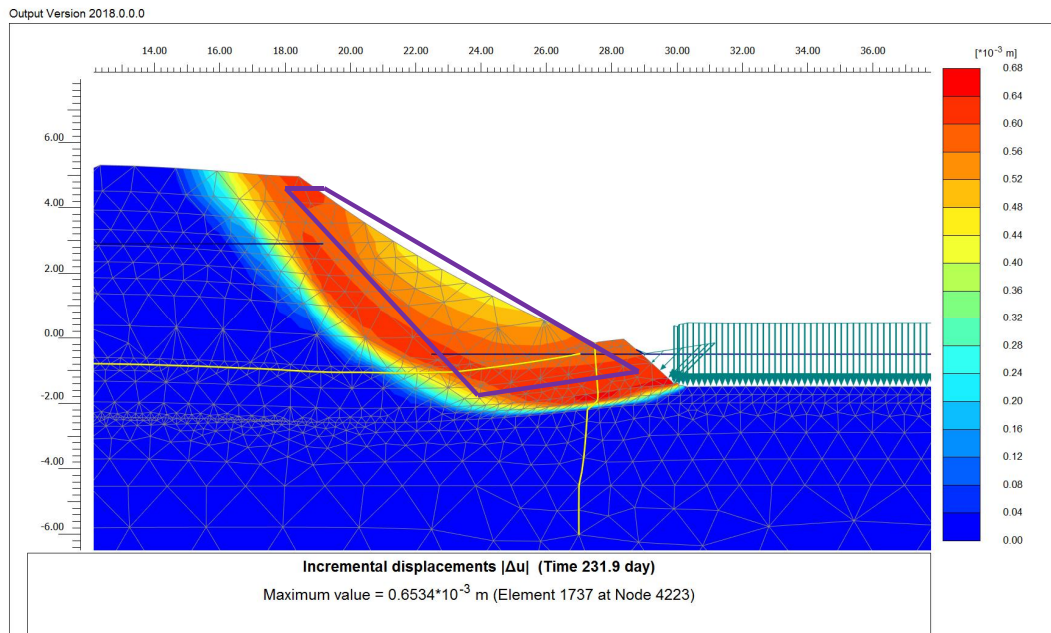
11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



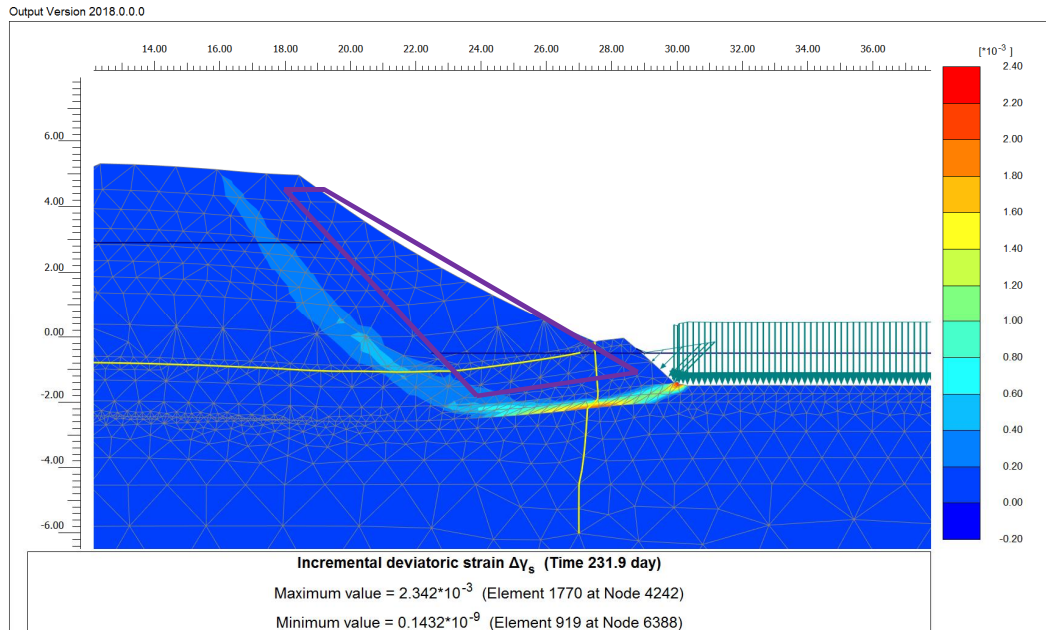
Figuur 5.24 Vergelijk gemeten en *postdictie* vervorming zakbaken ontgraving monitoring FSP-groen

5.5.1.6 Vorm bezwijkvlak

In Bijlage C.3 is een beschrijving gegeven van (de vorm van) het glijvlak dat bij de FSP-groen aan het einde van de proeffase is opgetreden. In Figuur 5.25 en Figuur 5.26 wordt het voorspelde bezwijkvlak uit de "PLAXIS basisschematisatie met max S" getoond.



Figuur 5.25 Incremental displacements, deze geven goede indicatie van het bezwijkmechanisme (klei-deklaag op talud indicatief ingetekend met paarse lijn)



Figuur 5.26 Incremental deviatoric strains geven een goede indicatie van het bezwijkvlak (klei-deklaag op talud indicatief ingetekend met paarse lijn, afstand tussen glijvlak en onderkant kleideklaag op talud is ca. 2 m)

Conclusie is dat het rekenmodel goed in staat lijkt het werkelijke afschuifvlak te benaderen. Het bezwijkvlak sluit aan bij de belangrijkste kenmerken van het werkelijke afschuifvlak:

- Cirkelvormig glijvlak welke de kruin doorsnijdt vlak achter de klei-deklaag op talud.
- glijvlak loopt op een niveau van circa NAP +1m circa 2 m achter de achterkant van de klei-deklaag op het talud.
- glijvlak loopt door laag 3a (over bovenkant veenlaag) en treedt uit aan de onderkant van het talud van de ontgraving.

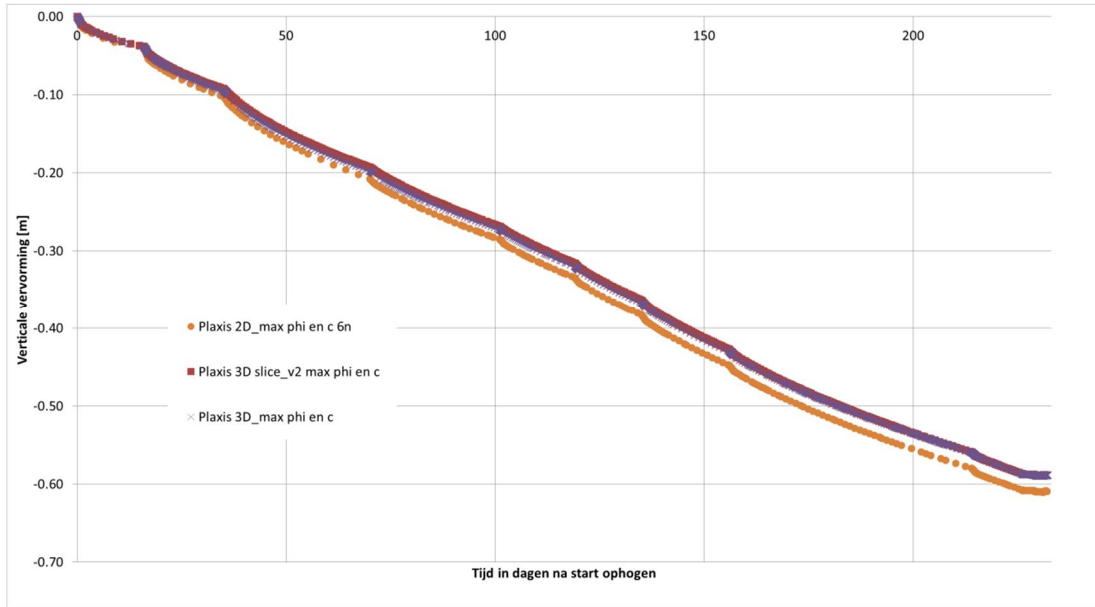
5.5.2 Inschatting 3D-effect bij FSP-groen

Binnen de **postdictie** is de focus gelegd op het PLAXIS 2D-rekenmodel. Er is slechts een zeer beperkt aantal PLAXIS 3D-simulaties mogelijk binnen de gestelde project kaders. Uiteindelijk is gekomen tot een vergelijk tussen 2D, 3D-slice en 3D-volledig. Uitgangspunten hierbij:

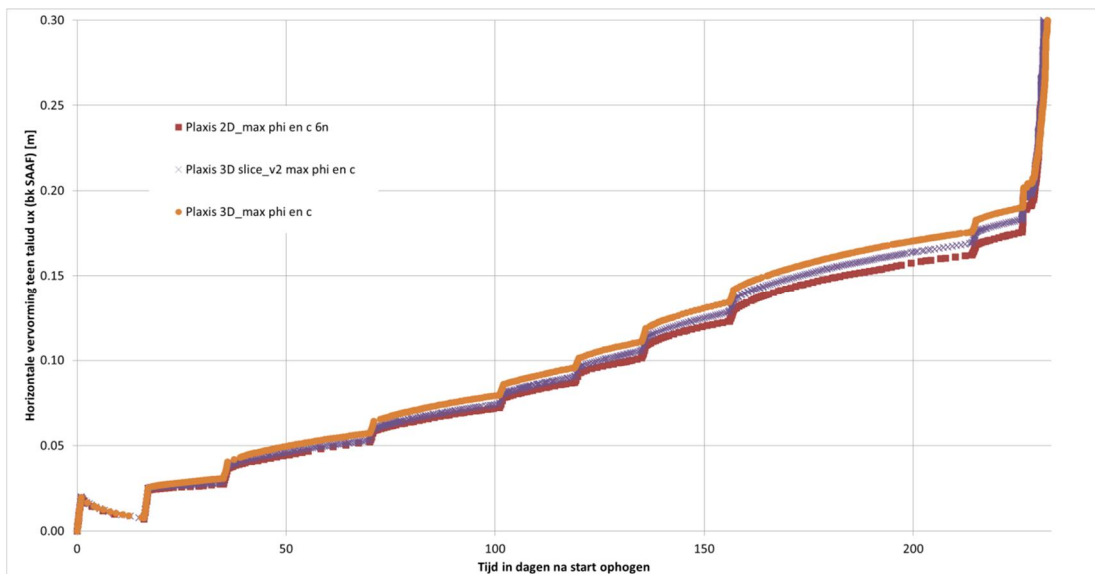
- In het 2D-rekenmodel is de optie UPP uitgezet om een zo goed mogelijk vergelijk met de 3D-simulaties modellen mogelijk te maken (waarin deze optie nog niet bestaat).
- In alle rekenmodellen is in de laatste drie fasen de waterstand telkens 1m hoger geschematiseerd dan het gewenste NAP-niveau, om de tot dat moment opgetreden zetting van circa 1m te compenseren.

Deze aanpak wordt acceptabel geacht om te komen tot een inschatting van het 3D-effect. Het gaat immers om een relatief effect: de extra sterkte van een volledige 3D-schematisering ten opzichte van een 2D-schematisering. Het is dan minder relevant dat in alle rekenmodellen de sterkte in absolute zin mogelijk minder nauwkeurig is. Gecontroleerd wordt of alle schematiseringen nog steeds wel een redelijke indicatie van bezwijkmoment en -vorm geven. In de navolgende figuren is een vergelijk gegeven tussen de verschillende schematiseringen.

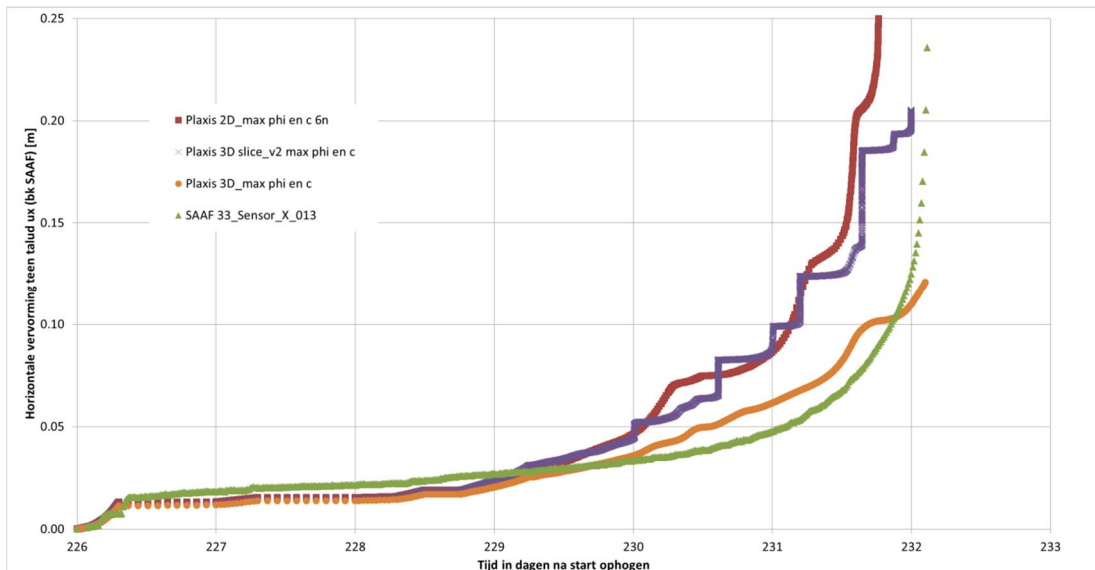
11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



Figuur 5.27 Vergelijking verticale vervormingen voor punt (12;-0.2) in 2D en (12;0;-0.2) in 3D-schematisering



Figuur 5.28 Vergelijking horizontale vervormingen aanlegfase voor (27;0) in 2D en (27;0;0) in 3D-schematisering



Figuur 5.29 Vergelijking horizontale vervormingen proefweek voor (27;0) in 2D en (27;0;0) in 3D-schematisering

Uit Figuur 5.27, Figuur 5.28 en Figuur 5.29 worden de volgende zaken geconcludeerd:

- De schematiseringen zijn zo goed als mogelijk identiek qua geometrie, fasering en parameters. De rekenmodellen geven tot aan het moment van bezwijken vergelijkbare resultaten. Kleine afwijkingen ontstaan vermoedelijk door de verschillen in mesh-grootte en de invloed hiervan op onder andere het consolidatieproces.
- Het 2D- en 3D-slice rekenmodel geven een redelijk goed vergelijk tot en met het bezwijkmoment, wat ook de verwachting is.
- Het 3D-volledig rekenmodel wil pas later in de tijd bezwijken. Bij beschouwen van de output van dit model wordt geconcludeerd, dat bij het aanbrengen van de volledige belasting nog geen echt bezwijken optreedt. Het 3D-rekenmodel is schijnbaar nog iets sterker dan de werkelijkheid. Zoals eerder echter opgemerkt was het doel van deze exercitie ook geen perfecte fit, maar om in relatieve zin het 3D-effect te bepalen.
- Het feit, dat het 3D-volledig rekenmodel pas later in de tijd lijkt te willen bezwijken, geeft aan dat er een 3D-effect meespeelt (de dijk herverdeelt de belasting naar de stijvere en sterkere randen, die niet zijn verzwakt door de ontgraving en de wateropzet in de kern).

Conclusie is dat er sprake is van een significant 3D-effect, dat rondom het bezwijkmoment invloed heeft gehad op de monitoringsresultaten. Daarmee is ook duidelijk dat het bezwijkmoment in een 2D-simulatie eerder zal worden bereikt in vergelijking met de werkelijkheid (c.q. de monitoringsresultaten). In de situatie (ruim) voor bezwijken zal met het 2D-rekenmodel in principe wel tot een goede fit moeten kunnen worden gekomen, omdat 3D-effecten op dat moment nog een verwaarloosbare rol spelen.

5.5.3 Reststerkte FSP-groen

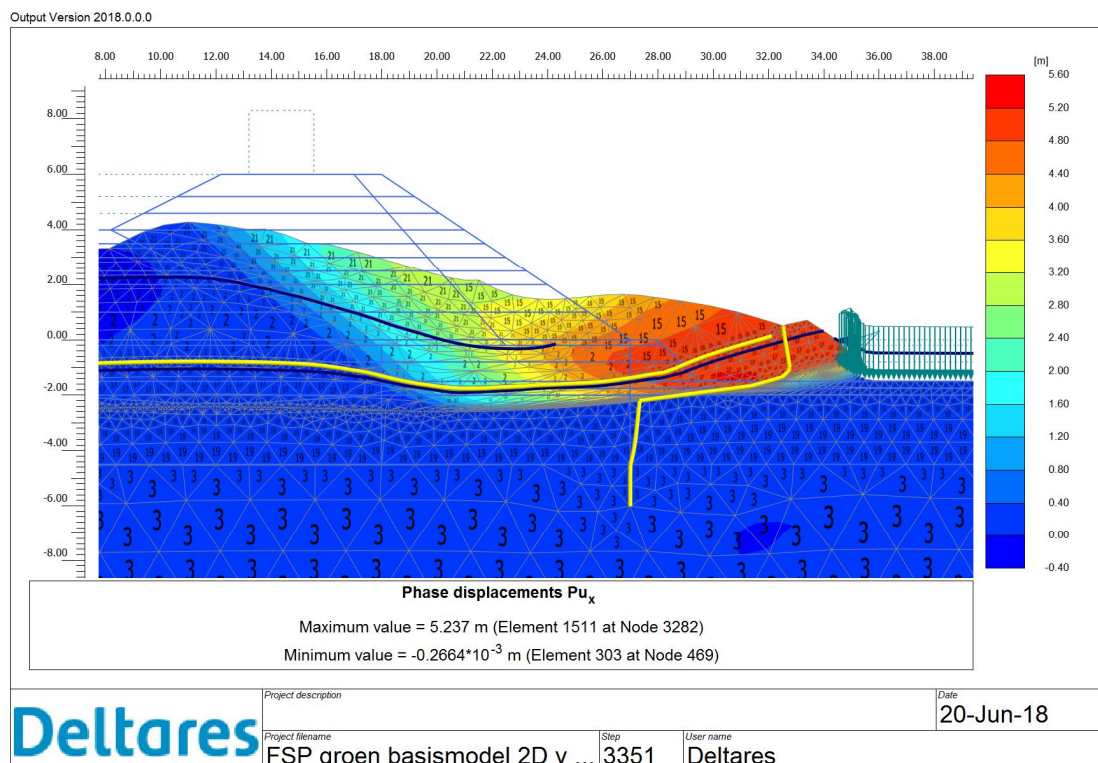
Een van de onderzoeksvragen betrof de reststerkte van de grond na bezwijken. De reststerkte van de grond heeft invloed op het restprofiel dat overblijft na bezwijken van een talud en in welke mate dit afgeschoven talud nog een stabiliserende werking heeft op de damwand.

Als onderdeel van deze onderzoeksvraag is het interessant te constateren, dat het talud van de groene dijk sterk is vervormd na afschuiven. Er is getracht met een PLAXIS-simulatie inzicht te krijgen in wat dit zou kunnen betekenen voor de reststerkte na bereiken pieksterkte.

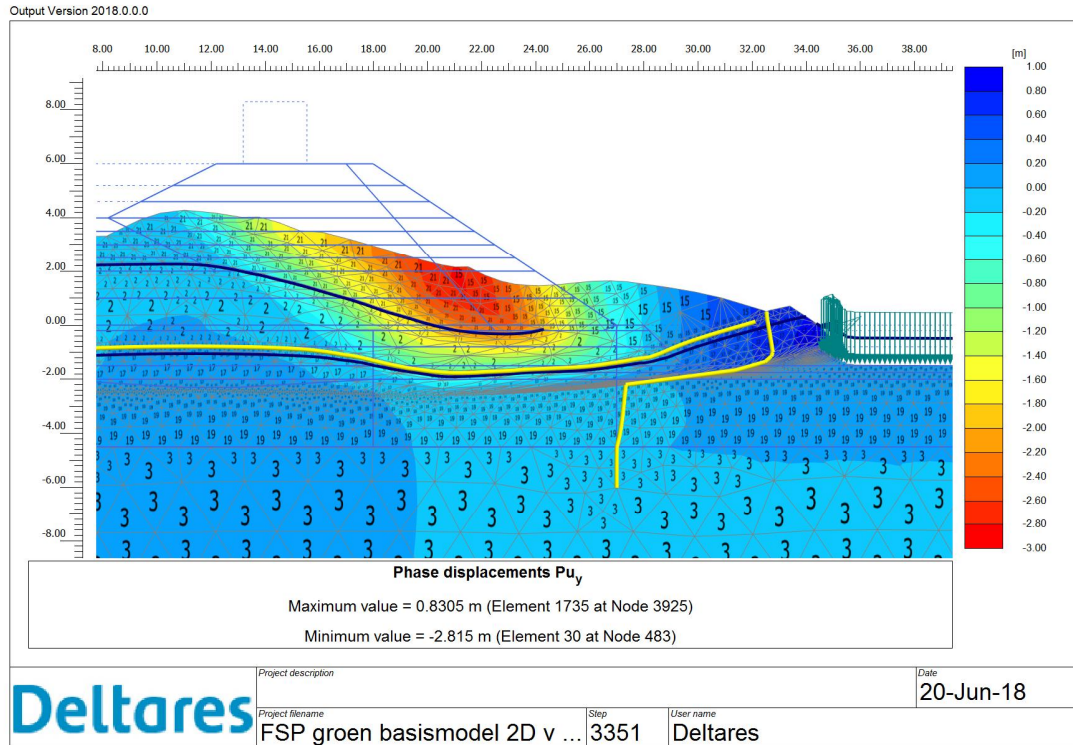
Nu is PLAXIS om diverse redenen in principe niet bedoeld voor analyses van vervormingsgedrag na bezwijken. Een van deze redenen is dat PLAXIS uitgaat van een continuüm gemodelleerd met eindige elementen. Deze elementen zijn niet in staat om het discrete bezwijkvlak dat ontstaat te simuleren (in PLAXIS blijven de elementen intact, ondanks dat deze zeer sterk vervormd kunnen zijn). Niettemin is het mogelijk om bij gebruik van UM de berekening na bezwijken door te zetten, dit komt doordat het rekenmodel dankzij deze optie in staat is telkens nieuw evenwicht te vinden. Zonder dat er sprake is van een nauwkeurige analyse, kan hiermee naar verwachting wel meer inzicht worden verkregen in de orde van grootte van de benodigde afname van de grondsterkte na bereiken pieksterkte. Om uiteindelijk de opgetreden vervormingen in de FSP-groen te kunnen verklaren.

Na de rekenfase om de waterstandsverlaging te modelleren is een fase met Design Approach (DA) ingevoerd. De DA-optie biedt de mogelijkheid om gemakkelijk een partiële reductiefactor op een parameter te zetten. Hier is gekozen voor een reductiefactor van 2 op de sterkte van de (voor het bezwijkvlak) relevante lagen: het ophoogzand (zowel φ als c), laag 3 en laag 3a (op de S-waarde). Deze waarde is arbitrair en vooral bedoeld om een reductie in sterkte te bewerkstelligen en te zien bij welke vervorming evenwicht wordt gevonden.

Het is gelukt om de rekenfasen succesvol te laten convergeren, wat betekent dat de volledige sterkte-reductie is opgelegd en dat er dus een nieuw evenwicht is gevonden. De resulterende bijkomende vervormingen in deze rekenfase zijn gegeven in Figuur 5.30 en Figuur 5.31.



Figuur 5.30 Horizontale fase verplaatsingen na sterkte-reductie FSP-groen



Figuur 5.31 Verticale fase verplaatsingen na sterkte-reductie FSP-groen

Hieruit wordt geconcludeerd dat bij de opgelegde sterkte-reductie van een (arbitraire) factor 2 de kruin circa 3m verticaal inzakt en de teen circa 5 à 6 m horizontaal verplaatst. Oftewel, de vervormingen zijn nog steeds kleiner dan de werkelijk opgetreden vervormingen (dat wil zeggen, kruin circa 3 à 4m verticaal en de teen circa 8m horizontaal).

De resultaten suggereren dat de sterkte van de betreffende lagen een grote terugval moet kennen om de daadwerkelijk opgetreden vervormingen te verklaren. Deze terugval moet ook ruim groter zijn dan uit de TRX-proeven⁴⁷ kan worden verklaard. De reductie in gevonden sterkte in de TRX-proeven (van piek naar eindrek) op laag 3 en laag 6 is namelijk in de orde van grootte van 20 à 30%.

N.B. Omdat deze PLAXIS-simulatie niet als nauwkeurig mag worden gezien, en er niet kan worden uitgesloten dat andere fysische processen een rol spelen bij deze grote vervormingen (welke niet zijn gemodelleerd in de PLAXIS-simulatie), wordt aanbevolen verder onderzoek te doen naar restprofiel en reststerkte.

5.5.4 Gevoeligheidsberekeningen

Om meer inzicht te krijgen in de gevoeligheid van de resultaten voor sommige variabelen en parameters, ten opzichte van het berekende bezwijkmoment met de basisschematisering, zijn er enkele aanvullende PLAXIS-simulaties gemaakt. Deze resultaten zijn in Bijlage C.5 samengevat, waarbij het berekende bezwijkmoment in de gevoeligheidsberekeningen steeds is weergegeven via een plot van de horizontale verplaatsing van de teen tegen de tijd.

⁴⁷ rapport 11200956-007-GEO-0006 "POVM Eemdijkproef – Onderzoek reststerkte (product P)";

De variabelen en parameters waarvan de invloed in Bijlage C.5 is beschouwd zijn:

- SS model in plaats van NAS model voor beschrijving gedrag cohesieve grondlagen.
- Rekenmesh opgebouwd uit 15-knoops elementen in plaats van 6-knoops elementen.
- Alleen UM-optie in plaats van UM én UPP-optie.
- Extra gewicht op het talud om te compenseren voor te kleine zettingen in dit gebied;
- Hanteren van een lage stijfheid (hoge gamma's) in plaats van een hoge stijfheid (lage gamma's) in het NAS model.
- Vervangen van onverwacht slappe kleilaag 3a door kleilaag 3.

Uit de gevoeligheidsberekeningen wordt geconcludeerd dat er vele variabelen en parameters zijn die een invloed hebben op het bezwijkmoment; sommige hebben positieve invloed en andere hebben een negatieve invloed. Sommige variabelen en parameters zullen elkaar dus "neutraliseren". De invloed van deze variabelen geeft een idee van de onzekerheidsmarge waar rekening mee moet worden gehouden in de hier gemaakte PLAXIS-simulaties.

Belangrijkste conclusie uit de gevoeligheidsberekeningen is dat de aanwezigheid van de slappe kleilaag 3a een grote invloed heeft gehad op het bezwijkmoment en de bezwijkvorm.

5.5.5 Resumé analyse proeffase

Er wordt uiteindelijk geconcludeerd dat de PLAXIS-basischematisering redelijk goed in staat is het waargenomen gedrag tijdens de proeffase te beschrijven. Hierbij dient echter rekening te worden gehouden met de volgende zaken:

- Er zijn in aanvulling op de eerdere aanpassingen in Subparagraaf 5.4.1.4 nog enkele aanpassingen aan de **postdictie** parameterset nodig gebleken (welke tot de **best fit** parameterset in Tabel 5.5 hebben geleid), die verdedigbaar worden geacht.
 - De sterkte van het ophoogzand (φ en c) is verhoogd gezien de relatief hoge conusweerstand gevonden in het ophoogzand. Na bezwijken is ook gebleken dat het zand onder een zeer steile hoek is blijven staan. De hoek van inwendige wrijving is verhoogd met ca. 10%. De cohesie is verhoogd van 1 naar 5 kPa voor het zand gelegen in de onverzadigde zone boven de grondwaterstand. De verhoging van de sterkte is gebaseerd op engineering judgement.
 - De stijfheid en sterkte van laag 5 (tussenzandlaag) zijn significant verhoogd (cohesie met enkele kPa's, inwendige wrijving met circa 40%, $m = 0$) om de berekende onrealistische grote vervormingen in deze laag te reduceren.
 - Voor de gehanteerde sterkte (S) van de diverse cohesieve lagen gemodelleerd met het NAS model zijn de piekwaarden volgend uit de TRX-proeven aangehouden in plaats van DSS-proeven. Voor laag 3a en laag 4 (waarvan geen TRX-resultaten beschikbaar zijn) is hierbij een waarde geschat in lijn met de resultaten van laag 3. De toegepaste verhoging op de S -waarde is circa 10%.
 - De gehanteerde stijfheden (gamma-waarden) van de diverse cohesieve lagen gemodelleerd met het NAS model zijn afgestemd op de TRX-proeven in plaats van op de DSS proeven. De gehanteerde stijfheden zijn daardoor sterk verhoogd (c.q. de toegepaste gamma waarden zijn sterk verlaagd met circa een factor 5).

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

Laag	model	drainage	Gsat [kN/m]	sVi	Phi	Phi _{piek}	Sin(phi)	Coh [kPa]	K0nc	Kur=K0nc/2	v.ur	popi [kPa]	OCRi	k0-oc	S:ires:DSS	S:ires:TRX	S:ires:DSS	S:ires:TRX	S:ires:TRX	m	Su:i [kPa]	Sumin [kPa]
Kiel talud	MC	drainage	17		30			5		0.30												
	ophoozand	drained	19.5		40		0.64	1/5	0.36	0.18	0.15	0										
	1 MC	drained	14.4	1.4	30		0.50	2	0.50	0.25	0.30	17	13.1	1.81								
	2 SS(C) / SH NGI	undrained	13.2	6.8	37		0.60	4	0.40	0.20	0.17	17	3.5	0.74	0.41						0.9	9
	3 SS(C) / SH NGI	undrained	13.2	9.7	37	44	0.60	4	0.40	0.20	0.17	20	3.1	0.70	0.41	0.42	0.37			0.47	0.9	11
	3a SS(C) / SH NGI	undrained	12.6	10.0	28	31	0.47	2	0.53	0.27	0.21	12	2.2	0.79	0.33	0.33				0.37	0.9	7
tpv groen kruin	3 SS(C) / SH NGI	undrained	10.2	11.9	45	54	0.71	5	0.29	0.15	0.13	15	2.3	0.44	0.50	0.50				0.55	0.9	12
	5 HS	drained	19.5	37.3	45		0.71	5	0.29	0.15	0.13	10	1.3	0.33								
	6 SS(C)	undrained	16.3	67.2	37		0.60	4	0.40	0.20	0.17	139	3.1	0.70	0.37	0.29				0.42	0.9	68
	3 SS(C) / SH NGI	undrained	13.2	13.9								40	3.9		0.41	0.42				0.47	0.9	19
Laag	model	drainage	qf:a	qf:d	qf:fp	Gur/Su	t0/suA	L*	K*	M*	E	E50ref	Eoedref	Eurref	m	ke0	ke0	ke0	ck			
	Kiel talud	drained									5000									1.0E+00		
	ophoozand	drained									5000	3.6E+04	3.6E+04	1.8E+05	0.5	1.0E-05	1.0E-05	1.0E-05	8.6E-01			
	1 MC	drained																				
	2 SS(C) / SH NGI	undrained	4%	6%	8%	500	0.80	0.155	0.014	0.008	0.008					3.0	1.5E-08	1.3E-03	0.60			
	3 SS(C) / SH NGI	undrained	4%	6%	8%	500	0.80	0.155	0.014	0.008	0.008					3.0	1.5E-08	1.3E-03	0.60			
tpv groen kruin	3 SS(C) / SH NGI	undrained	4%	6%	8%	500	0.73	0.155	0.014	0.008	0.008					3.5	1.3E-08	1.1E-03	0.60			
	4 SS(C) / SH NGI	undrained	8%	10%	12%	250	0.85	0.332	0.045	0.017					10.0	5.8E-08	5.0E-03	2.40				
aangepast tov Postdicitie set	5 HS	drained	4%	6%	8%	500	0.80	0.100	0.010	0.005					0.0	1.0E-05	8.6E-01					
	6 SS(C)	undrained	4%	6%	8%	500	0.80	0.100	0.010	0.005					1.5	1.2E-08	1.0E-03	0.60				
aangepast tov Postdicitie set	3 SS(C) / SH NGI	undrained																				
	4 SS(C) / SH NGI	undrained																				

Tabel 5.5 Resulterende best fit parameterset na wijzigingen uit analyses aanleg- en proeffase (wijzigingen zijn aangebracht waar oranje gearceerd)

In Tabel 5.5 worden met oranje arceringen de wijzigingen in de **best fit** parameterset ten opzichte van de **postdictie** parameterset (zie Tabel 2.12) getoond. Dat omvat dus zowel de wijzigingen vermeld in Subparagraaf 5.4.1.4 als in de bovenstaande opsomming.

- Er dient met een significant 3D-effect rondom het bezwijkmoment rekening te worden gehouden. Als gevolg van het 3D-effect zal met 2D-simulaties het bezwijkmoment in de tijd worden onderschat (bezijken treedt eerder op dan in de werkelijkheid) en zullen de vervormingen in de tijd dus worden overschat rondom het bezwijkmoment. Het is niet mogelijk gebleken om het 3D-effect nader te kwantificeren. Er wordt geadviseerd om in de **postdictie** van FSP-blauw ook rekening te houden met een significant 3D-effect.
- Om een inschatting te verkrijgen van de reststerkte van de relevante lagen betrokken bij de afschuiving van FSP-groen is een sterkte-reductie van een (arbitraire) factor 2 opgelegd aan deze lagen in het PLAXIS-rekenmodel. De optredende vervormingen komen na deze sterkte-reductie qua orde van grootte overeen met de waargenomen vervormingen. Dit indicatieve resultaat suggereert dat de sterkte van de betreffende lagen een grote terugval moet kennen om de opgetreden vervormingen te verklaren. De terugval moet ook ruim groter zijn dan uit de TRX-proeven⁴⁸ kan worden verklaard. De reductie in gevonden sterkte in de TRX-proeven (van piek naar eindrek) op laag 3 en laag 6 is namelijk in de orde van grootte van 20 a 30%.
- Uit de gevoeligheidsberekeningen volgt dat er vele variabelen en parameters zijn die invloed hebben op het (berekende) bezwijkmoment. De invloed van deze variabelen en parameters geeft een idee van de onzekerheidsmarge waar rekening mee moet worden gehouden in de hier gemaakte PLAXIS-simulaties. Uit de berekeningen blijkt ook dat vooral de aanwezigheid van de onverwacht slappe laag 3a een grote invloed heeft gehad op het bezwijkmoment en de bezwijkvorm.

5.6 Beantwoording kennisvragen FSP-groen

5.6.1 Werkelijk sterkte- en stijfheidsgedrag?

In het verlengde van kennisvraag 1 over het vervormingsproces bij FSP-groen tot bezijken en volgorde van deelmechanismen daarbij zijn er de volgende antwoorden op deelvragen:

- Met betrekking tot deelvraag 1.1 volgt uit de meetdata van de SAAF's en de meetprisma's op het talud dat er maximale (totale) vervormingen in de middenraai in de teen van de dijk in de orde van 10 à 20 cm optraden direct voorafgaand aan het doorgaand bezijken van de groene dijk. Hierbij trad vooraf beperkte scheurvorming op. Een deel van deze scheurvorming is vermoedelijk toe te kennen aan het verzadigen van de zandkern, het daarmee verlagen van de zandsterkte en daardoor iets inklinken van de groene dijk. Pas enkele uren voor het bezijken gaat het glijvlak tekenen vertonen in de kruin van de dijk en later in de taluds. Van een echte signaleringstijd is geen sprake.
- Met betrekking tot deelvraag 1.2 volgt uit de meetdata van de SAAF's en de meetprisma's op het talud een begrijpelijk vervormingspatroon:
 - De vervormingen in de middenraai ontwikkelen zich het snelst en zijn het grootst tot aan het bezwijkmoment. De snelheid van ontwikkelen en de grootte van de vervormingen nemen af in de richting van de kopse kanten van de groene dijk.
 - In de middenraai ontwikkelen de vervormingen zich het snelst in de teen van de groene dijk en zijn daar ook het grootst tot aan het bezwijkmoment. De

⁴⁸ rapport 11200956-007-GEO-0006 "POVM Eemdijkproef – Onderzoek reststerkte (product P)";

ontwikkeling van de vervormingen en de absolute grootte nemen af in de diepte in de grond en nemen ook af gaande langs het talud omhoog.

- Met betrekking tot deelvraag 1.5 blijkt dat het bezwijkmoment van de groene dijk in de **postdicties** goed kan worden benaderd als voor de sterkte van de diverse ondergrondlagen waarden in de orde van de pieksterkte uit de TRX-proeven worden gekozen. Voor het ophoogzand zijn hierbij op basis van engineering judgement pieksterktes geschat.
- Met betrekking tot deelvraag 1.7 geldt dat er binnen de beschikbare projectkaders geen allesomvattende gevoeligheidsberekening is gemaakt. Op basis van de ervaring uit de **postdicties** voor aanleg- en proeffase en aan de hand van verkennende gevoeligheidsberekeningen, kan wel worden gesteld dat de aanwezigheid van de slappe kleilaag 3a één van de dominante factoren is geweest op bezwijkmoment en -vorm.

5.6.2 Beste methode restprofielbenadering?

In het verlengde van kennisvraag 2 over de meest werkelijkheidsgetrouwe benaderingsmethode voor het restprofiel bij de FSP-groen worden de deelvragen als volgt beantwoord:

- Met betrekking tot deelvraag 2.1 wordt gesteld dat de gemeten bezwijkvorm en (2D) **postdictie** bezwijkvorm goed op elkaar aansluiten. Het PLAXIS 2D-rekenmodel is in staat om de belangrijkste karakteristieken van het opgetreden bezwijkvlak te reproduceren (qua afmeting, diepgang, vorm).
- Met betrekking tot deelvraag 2.3 wordt vastgesteld dat PLAXIS om diverse redenen in principe niet bedoeld is voor analyses van vervormingen na bezwijken. Niettemin is het mogelijk om, met gebruik van de UM-optie, de simulaties door te zetten tot na bezwijken. Met behulp van deze aanpak is een simulatie gemaakt om een eerste gevoel te krijgen bij de benodigde reststerkte van de grond om de opgetreden vervormingen na bezwijken te verklaren. De berekening suggereert dat de sterkte van de betreffende lagen langs het bezwijkvlak een grote terugval moet kennen om de opgetreden vervormingen te verklaren. De terugval moet ook ruim groter zijn dan de gevonden terugval van piek- naar eindrek-waarden in de uitgevoerde laboratoriumproeven.
- In antwoord op deelvragen 2.4 en 2.5: zie Paragraaf 4.4.1.

5.6.3 Prestatie beschikbare rekenmodellen?

In het verlengde van kennisvraag 4 over hoe goed de beschikbare rekenmodellen het in de FSP-groen optredende gedrag kunnen voorspellen het volgende antwoord op deelvraag:

- Met betrekking tot deelvraag 4.4 wordt overall geconcludeerd dat met PLAXIS tot een goede weergave van vervormingspatroon, bezwijkmoment (c.q. pieksterkte) en bezwijkmechanisme voor de hier beschouwde groene dijk kan worden gekomen. Bij het fitten aan de meetresultaten in de aanleg- en proeffase zijn aanpassingen gemaakt aan de **postdictie** parameterset, waarbij gekomen is tot een **best fit** parameter set in Tabel 5.5. De gemaakte aanpassingen aan de parameterset worden verdedigbaar geacht.

6 Analyse blauwe dijk

6.1 Onderzoeksvragen FSP-blauw

6.1.1 Wat is werkelijke sterkte- en stijfheidsgedrag?

In het verlengde van kennisvraag 1 over het vervormingsproces bij FSP-blauw tot bezwijken en de volgorde van deelmechanismen daarbij zijn de volgende deelvragen onderkend:

- 1.1 Wat zijn de maximale vervormingen bij bezwijken van de blauwe dijk? Hoeveel vervorming van het systeem is nodig in het traject van elastisch naar plastisch gedrag van de damwand (voor het ontstaan van een plastisch scharnier)?
- 1.2 Hoe verhouden het op verschillende locaties op en in de blauwe dijk gemeten vervormingsverloop in de tijd (tot aan bezwijken) zich tot elkaar?
- 1.3 Wat is het waterkerende vermogen van de blauwe dijk uitgaande van de elastische capaciteit van de damwand en na bereiken van een plastisch scharnier?
- 1.4 Hoe werkt de krachtsverdeling in de onverankerde damwand onder extreme condities?
- 1.5 Wat is de voorspelde maximale sterkte van de grond langs het glijvlak en de damwand?
- 1.6 In welke verhouding worden (op basis van **postdicties**) de sterkte van de grond en damwand gemobiliseerd, gaande van nul belasting naar doorgaand bezwijken?
- 1.7 Welke belasting- en sterkteparameters hebben de grootste/kleinste invloed op het uiteindelijke bezwijken van de blauwe proefdijk?
- 1.8 In hoeverre heeft de damwand invloed op de bezwijk lengte (nu 50 m) die moet worden meegenomen in het bepalen van de betrouwbaarheidsindex?
- 1.9 In welke mate beïnvloedt het gestaffeld zijn van de wand de krachtsverdeling?

6.1.2 Wat is beste benaderingsmethode voor restprofiel?

In het verlengde van kennisvraag 2 over de meest werkelijkheidsgetrouwe benaderingsmethode voor het restprofiel bij de FSP-blauw zijn de volgende deelvragen onderkend:

- 2.1 Hoe verhouden gemeten en voorspelde bezwijkvorm en bezwijkpatroon van (het binnentalud van) de blauwe proefdijk zich tot elkaar?
- 2.2 Hoe verhouden de gemeten en voorspelde belastingen (vanuit de ontgraving en de wand) op het uiteindelijk afgeschoven binnentalud zich tot elkaar?
- 2.3 Welke globale reststerkte van de grond (bij welke rekken) kan langs het (3D) bezwijkvlak van de blauwe proefdijk worden teruggerekend?
- 2.4 Hoe verhouden de gemeten reststerkte van de grond langs het bezwijkvlak van de blauwe proefdijk en de laboratoriumproeven zich tot elkaar?
- 2.5 In hoeverre is de theoretische fenomenologische beschrijving (volgens literatuur) van de reststerkte van toepassing op het bezwijkvlak bij de FSP-blauw?

6.1.3 Hoe goed presteren rekenmodellen?

In het verlengde van kennisvraag 4 over hoe goed de beschikbare rekenmodellen het in de FSP-blauw werkelijk optredende gedrag kunnen voorspellen zijn de volgende deelvragen onderkend:

- 4.4 Hoe verhouden het gemeten en voorspelde gedrag in de FSP-blauw zich tot elkaar?

6.2 Aanpak onderzoek FSP-blauw

Om de kennisvragen met betrekking tot FSP-blauw te beantwoorden zijn de monitoringsdata geanalyseerd en de **postdictie** resultaten vergeleken met de proefresultaten. Hierbij is het onderstaande stappenplan gehanteerd:

- Als startpunt is de **postdictie** parameterset (zie Tabel 2.12) aangehouden. Omdat vanuit de analyse van de groene dijk (zie Bijlage C.4) bekend was, dat deze matig met de meetdata overeenkomt, is deze wel vergeleken met andere parametersets maar niet meer met de meetdata.
- Voor de groene dijk is vervolgens een **best fit** parameterset afgeleid, die daadwerkelijk is gebruikt voor de vergelijking met de meetdata (zie Bijlage C.4).
- Ook voor de POT is een **best fit** parameterset opgesteld en is bovendien vastgesteld wat met maximaal opneembaar moment is van de damwand (GU8N). De damwand eigenschappen zijn in alle simulaties overgenomen. De **best fit** parameterset uit de POT is vergeleken met de andere parametersets.
- Daarna zijn nog drie andere simulaties uitgevoerd. Eén met andere interface eigenschappen, om zodoende verder te kunnen doorrekenen en numerieke instabiliteit uit te stellen tot voorbij het punt waarin de damwand bezwijkt. Eén simulatie waarin de SSC parameterset wordt doorgezet in de proeffase tot aan bezwijken en één simulatie met het SSC model, maar nu de proef gedraineerd doorgerekend tot aan bezwijken.
- Voor de **postdicties** is alleen van PLAXIS 2D (zie Figuur 6.1 en Figuur 6.4) gebruik gemaakt. PLAXIS 3D-simulaties zijn binnen de gestelde projectkaders, gezien de tijdrovendheid en numerieke problemen, niet haalbaar. Om een inschatting te maken van de 3D-effecten wordt verwezen naar de groene dijk (zie Subparagraaf 5.5.2) en de observaties.

Op basis van deze aanpak en de vergelijking tussen metingen en **postdicties** wordt getracht gefundeerde conclusies te trekken over de mate waarin met PLAXIS de werkelijkheid kan worden beschreven en de relevante (delen van) kennisvragen te beantwoorden.

De PLAXIS basisschematisatie van de blauwe dijk is vergelijkbaar met de groene dijk opzet:

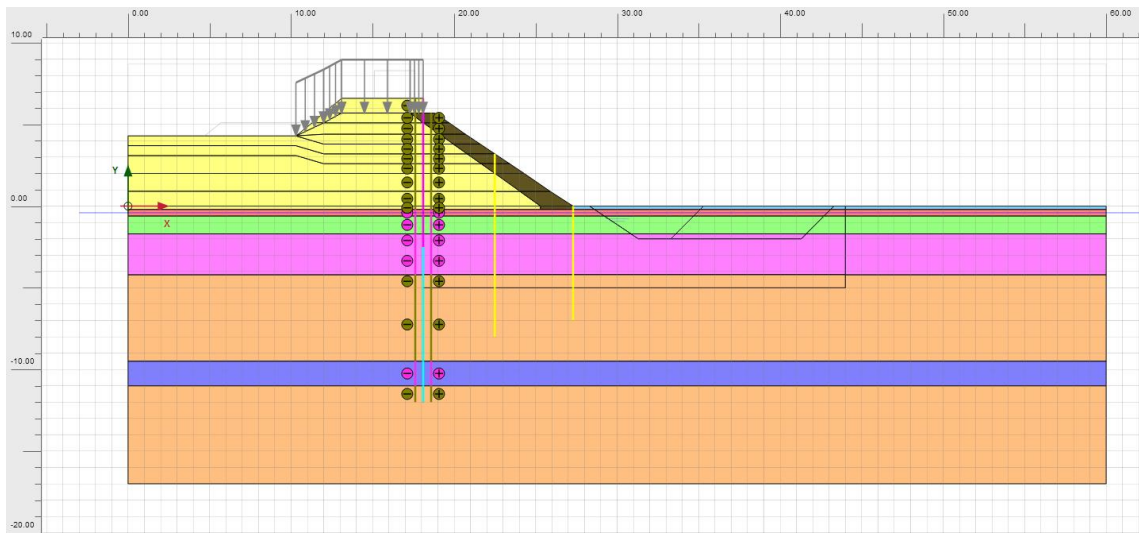
- Updated Mesh (UM) en Updated Pore Pressures (UPP) om het onder water zakken en de invloed van vervormingen op de geometrie mee te nemen.
- 6-knoops (ipv 15-knoops) elementen. Bij gebruik van de UM-optie in combinatie met grote vervormingen geven 15-knoops elementen sneller numerieke problemen dan 6-knoops elementen.

In aanvulling hierop zijn er specifieke aanpassingen aan de basisschematisatie doorgevoerd in verband met numerieke instabiliteit:

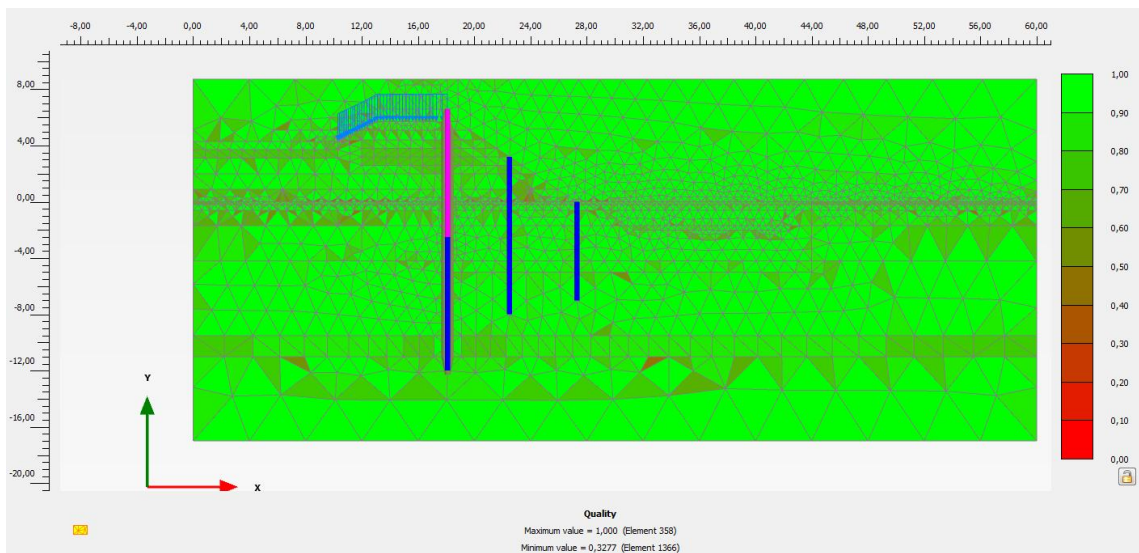
- De interfaces langs de damwand zijn aangepast voor de slappe lagen tijdens de proeffase. In plaats van gebruik te maken van het naast gelegen NAS model is een MC model toegepast. Dit is gedaan in verband met numerieke instabiliteit die ontstaat door de combinatie van interfaces met UM-optie, grote vervormingen, grote stijfheidsverschillen en ongedraineerd gedrag.
- De bovenste meter van de zandlaag is gemodelleerd met aangepast HS model parameters om een zeer lage stijfheid bij opdrijven te voorkomen. De lage stijfheid is verholpen door de macht-m op 0 te stellen, dit heeft hetzelfde effect als een MC model.

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

- Tevens is een kleine cohesie toegevoegd om plasticiteit en grote vervormingen in de bovenste meter te voorkomen.
- De bovenste meters van de kruin inclusief container belasting zijn vervangen door een bovenbelasting omdat ten gevolge van de grote deformaties in de actieve wig er teveel tension cut-off punten ontstaan (zie Figuur 6.1).

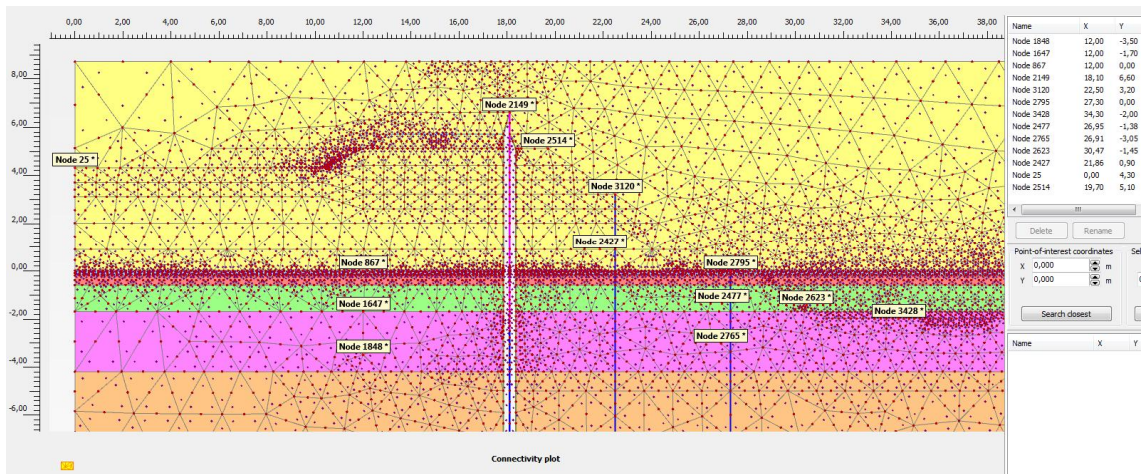


Figuur 6.1 PLAXIS-schematisatie van volledig ophoging, damwand en SAAF's bij aanvang van de proef. De MC-interfaces in de slappe klei- en veenlagen zijn te herkennen aan de fuchsia kleur

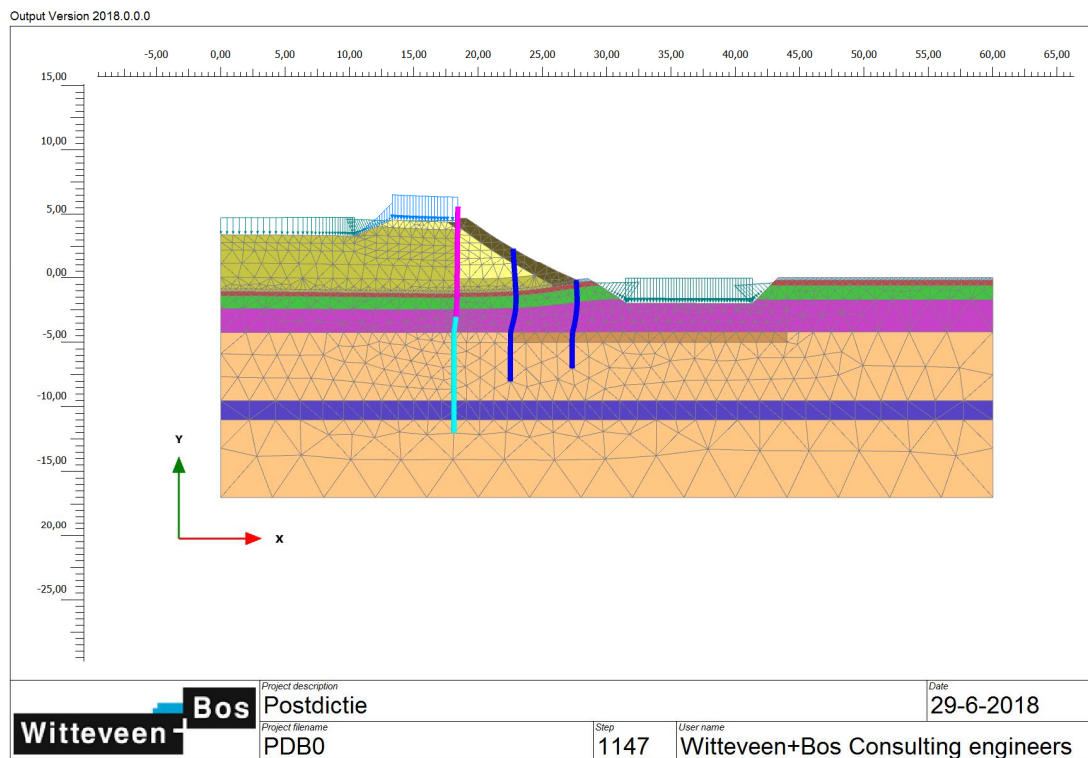


Figuur 6.2 Plot mesh kwaliteit

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



Figuur 6.3 Plot rekenpunten ten behoeve van vergelijking meetdata (nodes)



Figuur 6.4 PLAXIS-schematisatie tijdens de proeffase inclusief damwand, SAAF's, ontgraving aan de teen en waterbassin in de ophoging. Tevens met aanpassing van de toplaag achter de damwand (bovenbelasting i.p.v. grond en container) om numerieke tension cut-off problemen te voorkomen

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

ID	Calculation type	Loading type (D)	Pore pressure calculation ... Time interval	Estimated end time	Ignore undr. behaviour (...)	Reset displacements to z...	Updated mesh (D)	Use default iter parameters...	Updated water pressure (D)	Ignore suction (D)	Pmax - Reached max pp (R)
Initial phase [InitialPhase]	K0 procedure		0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0,000 kN/m ²
ns, saaf teen [Phase_1]	Plastic	<input checked="" type="checkbox"/>	0,5000 day	0,5000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0,000 kN/m ²
12-6-2017 oph1 [Phase_2]	Plastic	<input checked="" type="checkbox"/>	0,5000 day	1,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	15,68 kN/m ²
consolidatie1 [Phase_3]	Consolidation	<input checked="" type="checkbox"/>	15,00 day	16,00 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	5,544 kN/m ²
28-6-2017 oph2 [Phase_4]	Plastic	<input checked="" type="checkbox"/>	1,000 day	17,00 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	26,86 kN/m ²
consolidatie2 [Phase_5]	Consolidation	<input checked="" type="checkbox"/>	18,00 day	35,00 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	21,77 kN/m ²
17-7-2017 oph3 [Phase_6]	Plastic	<input checked="" type="checkbox"/>	1,000 day	36,00 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	41,02 kN/m ²
consolidatie3 [Phase_7]	Consolidation	<input checked="" type="checkbox"/>	34,00 day	70,00 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	35,69 kN/m ²
21-8-2017 oph4 [Phase_8]	Plastic	<input checked="" type="checkbox"/>	1,000 day	71,00 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	46,51 kN/m ²
consolidatie4 [Phase_9]	Consolidation	<input checked="" type="checkbox"/>	30,00 day	101,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	41,93 kN/m ²
21-9-2017 oph5 [Phase_10]	Plastic	<input checked="" type="checkbox"/>	1,000 day	102,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	52,24 kN/m ²
consolidatie5 [Phase_11]	Consolidation	<input checked="" type="checkbox"/>	17,00 day	119,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	49,62 kN/m ²
9-10-2017 oph6 [Phase_12]	Plastic	<input checked="" type="checkbox"/>	1,000 day	120,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	52,15 kN/m ²
consolidatie6 [Phase_13]	Consolidation	<input checked="" type="checkbox"/>	15,00 day	135,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	48,32 kN/m ²
25-10-2017 oph7 [Phase_14]	Plastic	<input checked="" type="checkbox"/>	1,000 day	136,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	62,12 kN/m ²
consolidatie7 [Phase_15]	Consolidation	<input checked="" type="checkbox"/>	20,00 day	156,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	57,17 kN/m ²
15-11-2017 oph8 [Phase_16]	Plastic	<input checked="" type="checkbox"/>	1,000 day	157,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	65,43 kN/m ²
consolidatie8a [Phase_17]	Consolidation	<input checked="" type="checkbox"/>	60,00 day	217,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	52,00 kN/m ²
consolidatie8b [Phase_18]	Consolidation	<input checked="" type="checkbox"/>	39,00 day	256,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	46,24 kN/m ²
23-2-2018 damwand, saaf talud [Phase_19]	Plastic	<input checked="" type="checkbox"/>	1,000 day	257,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	47,13 kN/m ²
consolidatie8c [Phase_20]	Consolidation	<input checked="" type="checkbox"/>	9,000 day	266,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	41,19 kN/m ²
5-3-2018 oph9 [Phase_21]	Plastic	<input checked="" type="checkbox"/>	1,000 day	267,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	43,49 kN/m ²
consolidatie9 [Phase_22]	Consolidation	<input checked="" type="checkbox"/>	6,000 day	273,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	42,56 kN/m ²
12-03-18 0:00 start proef. Shanssep [Phase_23]	Consolidation	<input checked="" type="checkbox"/>	0,3201 day	273,3 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	39,34 kN/m ²
S: ontg.1 -2.0m [Phase_24]	Consolidation	<input checked="" type="checkbox"/>	0,3451 day	273,7 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	41,90 kN/m ²
E: ontg.1 -2.0m [Phase_25]	Consolidation	<input checked="" type="checkbox"/>	0,6257 day	274,3 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	37,04 kN/m ²
S: ontg.2 -2.0m [Phase_26]	Consolidation	<input checked="" type="checkbox"/>	0,4069 day	274,7 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	34,74 kN/m ²
E: ontg.2 -2.0m, S: water > kern +2m [Phase_27]	Consolidation	<input checked="" type="checkbox"/>	1,025 day	275,7 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	35,81 kN/m ²
S: water > kern +3m [Phase_28]	Consolidation	<input checked="" type="checkbox"/>	0,6646 day	276,4 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	37,31 kN/m ²
S: water > kern +4.2m [Phase_29]	Consolidation	<input checked="" type="checkbox"/>	0,9625 day	277,3 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	39,63 kN/m ²
E: water > kern +4.2m, S: water > cont +1.0m [Phase_30]	Consolidation	<input checked="" type="checkbox"/>	0,3167 day	277,7 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	37,78 kN/m ²
S: water > talud +1.0m, S: water > cont +2.0m [Phase_31]	Consolidation	<input checked="" type="checkbox"/>	0,4479 day	278,1 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	38,12 kN/m ²
E: water > cont +2.0m, E: water > talud 1.0m, S: water > basin +4.5m [Phase_32]	Consolidation	<input checked="" type="checkbox"/>	0,3118 day	278,4 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	40,86 kN/m ²
S: water > basin +5.0m [Phase_33]	Consolidation	<input checked="" type="checkbox"/>	0,1417 day	278,6 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	54,02 kN/m ²
E: water > basin +5.0m, S: water > talud 1.5m [Phase_34]	Consolidation	<input checked="" type="checkbox"/>	0,07430 day	278,6 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	152,7 kN/m ²
E: water > talud 1.5m, S: water < sloot -0.9m; 16uur falen [Phase_35]	Consolidation	<input checked="" type="checkbox"/>	0,02430 day	278,7 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	153,253 kN/m ²

Figuur 6.5 Fasering in PLAXIS

6.3 Uitgangspunten postdicties FSP-blauw

6.3.1 Dijkgeometrie

De daadwerkelijke geometrie van de Blauwe dijk bij start van de FSP-blauw is herleid uit de DO-tekeningen en de laatste inmeting van het dijkprofiel. Op basis van alle beschikbare informatie zijn onderstaande afmetingen en niveaus herleidt bij start proef:

- Niveau teen binnentalud (naar ontgraving): NAP 0 m.
- Helling binnentalud (naar ontgraving): V:H = 1,00:1,77
- Niveau kruin proefdijk voor damwand: NAP +4,80 m
- Aafstand hart damwand tot binnentalud: 0,70 m
- Niveau kruin dijk achter damwand: NAP +5,50 m
- Kruinbreedte achter damwand: 5,00 m
- Helling buitentalud (naar waterbassin): V:H = 1,00:1,00
- Niveau kleibekleding buitentalud (naar waterbassin): NAP +4,20 m
- Niveau bodem waterbassin: NAP +3,30 m
- Dikte kleibekleding binnenteen (horizontaal): 1,50 m
- Dikte kleibekleding kruin binnentalud (horizontaal): 2,00 m
- Dikte kleibekleding buitentalud: 1,00 m

6.3.2 Ondergrondcondities

De ondergrondcondities voor de **postdicties** van FSP-blauw zijn vastgesteld op basis van het gedetailleerde veld- en laboratoriumonderzoek en nader beschreven in het GBR⁴⁹.

6.3.2.1 Bodemopbouw

In Tabel 2.4 wordt de globale grondopbouw ter plaatse van de ophoging gegeven. Voor de **postdicties** FSP-blauw is de specifieke bodemopbouw in Tabel 6.1 gehanteerd.

Laag	Beschrijving	Niveau bovenkant [m NAP]	Dikte [m]
1	Toplaag, leeflaag, onverzadigd, klei	0,00	0,30
2	Kleilaag, onverzadigd	-0,30	0,30
3	Slappe kleilaag, organisch, verzadigd	-0,60	1,10
4	Veenlaag	-1,70	2,50
5	Zandlaag	-4,20	5,30
6	Kleilaag, stevig	-9,50	1,50
7	Zandlaag	-11,00	6,0

Tabel 6.1 Specifieke bodemopbouw FSP-blauw

6.3.2.2 Grondwaterregime

In lijn met Subparagraaf 2.2.2 worden de volgende peilen bij FSP-blauw aangehouden:

- Freatische grondwaterstand bij aanvang aanleg NAP -0,80 m.
- Freatische grondwaterstand bij aanvang proef NAP -0,40 m.
- Stijghoogte in watervoerende tussenzandlaag van NAP -0,40 m.

Daarnaast heeft gedurende de aanleg van de ophoging de waterstand in de zandkern conform de analyse⁵⁰ aanlegfase FSP tussen circa NAP 0m en NAP +0,60 m gefluctueerd. Er is in de schematisering voor de blauwe dijk gekozen om in de zandkern vanaf de tweede ophoogslag een constant niveau van NAP +0,40 m mee te nemen.

6.3.2.3 Postdictie parameterset

In Subparagraaf 2.3.2 worden in Tabel 2.12 de sterkte- en stijfheidsparameters voor de FSP-blauw gegeven. Voor de **postdicties** is het uitgangspunt dat gebruik wordt gemaakt van de volgende materiaalmodellen:

- Aanlegfase: SSC model.
- Proeffase: NAS model, eventueel SS model.

Voor de aanlegfase is bewust gekozen voor SSC model in combinatie met de UM-optie en consolidatie, omdat dit de beste methode is om zowel de geometrie als de spanningen (state) bij aanvang van de bezwijkfase zo goed mogelijk te krijgen.

Voor de bezwijkfase is gekozen voor NAS model in combinatie met UM en consolidatie. UM is noodzakelijk om de simulatie te kunnen doorzetten. Consolidatie was noodzakelijk voor numerieke stabiliteit en niet vanwege fysieke redenen. In aanvulling is er ook een simulatie met het SSC model uitgevoerd tijdens de bezwijkfase.

⁴⁹ rapport 11200956-006-GEO-0005 "POVM Eemdijkproef – Geotechnisch Basisrapport (product F)";

⁵⁰ rapport 11200956-004-GEO-0004 "POVM Eemdijkproef – Analyse aanleg FSP (product S)";

Het NAS model wordt alleen bij aanvang van de proef geactiveerd (door bij special option een 1 in te vullen). De ongedraineerde schuifsterkte blijft dus constant tijdens de proeffase, ongeacht eventuele wijzigingen in effectieve spanning en daarmee de ongedraineerde schuifsterkte. Let op, in de ontwerp praktijk wordt het model pas na hoogwater geactiveerd om de sterkte niet te overschatten.

6.3.3 Fasering

In Tabel 6.2 worden de globale werkelijke fasering en de globale PLAXIS-fasering naast elkaar gezet, die in de navolgende subparagrafen kort wordt toegelicht. Merk op dat in PLAXIS de tijdsduur in dagen is gegeven.

Datum	Tijd in PLAXIS-fasering
Maandag 12-06-2017 (start ophogen)	T = 0 dagen
Maandag 12-03-2018 08:00u (start proef)	T = 273,3 dagen
Zaterdag 17-03-2018 16:10u (einde proef)	T = 278,7 dagen

Tabel 6.2 Koppeling werkelijke faseringsduur en tijdsduur PLAXIS simulatie

6.3.3.1 *Postdictie* fasering aanleg

De daadwerkelijke fasering van de aanlegfase is herleid uit het factual report⁵¹ aanleg FSP. Deze fasering is in Tabel 6.3 uitgewerkt tot een dagen fasering met bijbehorende niveaus welke in de PLAXIS-schematisering kan worden toegepast.

Datum	Aanlegfase	Start [dag]	Einde [dag]	bruto hoogte slag tpv insteek talud [m]	bruto hoogte slag tpv bassin [m]	bruto ophoging tpv insteek talud [m]	inschatting zetting per slag [m]	inschatting mv niveau tpv insteek talud [m NAP]	inschatting mv niveau tpv bassin [m NAP]
12-6-2017	ophogen1	0	1	1.10	1.10	1.10		-0.20	-0.20
	consolidatie1	1	16				0.10	0.80	0.80
28-6-2017	ophogen2	16	17	1.10	1.10	2.20			
	consolidatie2	17	35				0.10	1.80	1.80
17-7-2017	ophogen3	35	36	0.60	1.10	2.80			
	consolidatie3	36	70				0.10	2.30	2.80
21-8-2017	ophogen4	70	71	0.60	0.60	3.40			
	consolidatie4	71	101				0.10	2.80	3.30
21-9-2017	ophogen5	101	102	0.60	0.60	4.00			
	consolidatie5	102	119				0.10	3.30	3.80
9-10-2017	ophogen6	119	120	0.60	0.00	4.60			
	consolidatie6	120	135				0.10	3.80	3.70
25-10-2017	ophogen7	135	136	0.60	0.00	5.20			
	consolidatie7	136	156				0.10	4.30	3.60
15-11-2017	ophogen8	156	157	0.60	0.00	5.80			
	consolidatie8a	157	217				0.10	4.80	3.50
15-1-2018	saaf groen, cpt	217	217	0.00	0.00	5.80			
	consolidatie8b	217	256				0.00	4.80	3.50
23-2-2018	heien damwand	256	257	0.00	0.00	5.80			
	consolidatie8c	257	266				0.10	4.70	3.40
5-3-2018	ophogen9	266	267	0.90	0.00	6.70			
	consolidatie9	267	273				0.10	5.50	3.30
12-3-2018	start proef blauw	273	279						

Tabel 6.3 Aangehouden fasering tijdens aanlegfase blauwe dijk in PLAXIS

⁵¹ rapport 11200956-000-GEO-0003 "POVM Eemdijkproef – Factual report monitoring aanleg FSP (product R)";

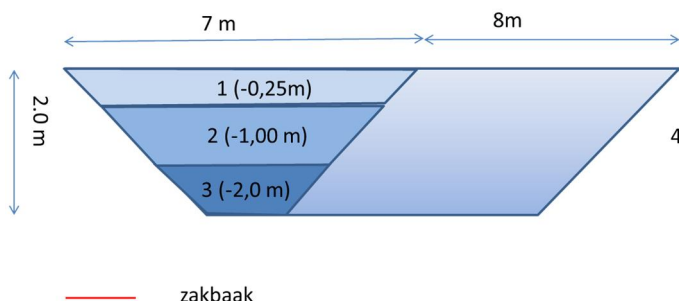
6.3.3.2 *Postdictie fasering proef*

Het daadwerkelijke proefverloop is in detail beschreven in het factual report⁵² proeffase FSP-blauw. In PLAXIS is de proeffasering volgens de stappen in Tabel 6.4 verlopen.

Datum	Tijdstip	Activiteit	Start [dag]	Einde [dag]
maandag 12 maart 2018	12-03-18 0:00	start proef maandagochtend	273.00	273.32
donderdag 12 januari 1900	12-03-18 7:41	Start ontgraven deel 1 NAP-2.0m	273.32	273.67
maandag 12 maart 2018	12-03-18 15:58	Einde ontgraven deel 1 NAP -2.0m	273.67	274.29
dinsdag 13 maart 2018	13-03-18 6:59	Start ontgraven deel 2 NAP-2.0m	274.29	274.70
dinsdag 13 maart 2018	13-03-18 16:45	Einde ontgraven deel 2 NAP-2.0m, Start infiltratie water kern NAP+2m	274.70	275.72
woensdag 14 maart 2018	14-03-18 17:21	Start infiltratie water kern NAP+3m	275.72	276.39
donderdag 15 maart 2018	15-03-18 9:18	Start infiltratie water kern NAP+4.2m	276.39	277.35
vrijdag 16 maart 2018	16-03-18 8:24	Einde infiltratie water kern NAP+4.2m Start vullen container met water +1.0m	277.35	277.67
vrijdag 16 maart 2018	16-03-18 16:00	Start infiltratie water talud NAP+1.0m Start vullen container met water +2.0m	277.67	278.11
zaterdag 17 maart 2018	17-03-18 2:45	Einde vullen container met water +2.0m Einde infiltratie water talud NAP+1.0m Start vullen water bassin NAP+4.5m	278.11	278.43
zaterdag 17 maart 2018	17-03-18 10:14	Start vullen water bassin NAP+5.0m	278.43	278.57
zaterdag 17 maart 2018	17-3-2018 13:38	Einde vullen water bassin NAP+5.0m Start infiltratie water talud NAP+1.5m	278.57	278.64
zaterdag 17 maart 2018	17-03-18 15:25	Einde infiltratie water talud NAP+1.5m Start bemalen water sloot NAP-0.9m	278.64	278.667
zaterdag 17 maart 2018	17-03-18 16:00	Einde bemalen water sloot NAP-0.9m Start doorgaand falen Blauwe dijk	278.667	278.674
zaterdag 17 maart 2018	17-03-18 16:10	Falen compleet	278.674	

Tabel 6.4 Aangehouden fasering tijdens proeffase blauwe dijk in PLAXIS

Met de gegevens over het grondwaterregime in Subparagraaf 6.3.2.2 is tot de invulling van grondwaterpeilen in de PLAXIS-fasering in Tabel 6.5 gekomen. De definitie van de diverse ontgravingslagen is in conform het draaiboek⁵³ voor de FSP-blauw in Figuur 6.6 toegelicht.



Figuur 6.6 Definitie van de gehanteerde ontgravingslagen FSP-blauw

⁵² rapport 11200956-012-GEO-0003 "POVM Eemdijkproef – Factual report proeffase FSP-groen (product U1)";

⁵³ rapport 11200956-011-GEO-0006 "POVM Eemdijkproef – Draaiboek opbouw, proef en herstel full-scale damwandproef (product O3/O4)";

Activiteit	gws ontgraving [m NAP]	stijghoogte talud [m NAP]	stijghoogte achter damwand [m NAP]	stijghoogte ophoging [m NAP]	Vulling container [m]
start proef maandagochtend	-0.40	0.40	0.40	0.40	0.00
Start ontgraven deel 1 NAP-2.0m	-0.40	0.40	0.40	0.40	0.00
Einde ontgraven deel 1 NAP -2.0m	-0.40	0.40	0.40	0.40	0.00
Start ontgraven deel 2 NAP-2.0m	-0.40	0.40	0.40	0.40	0.00
Einde ontgraven deel 2 NAP-2.0m, Start infiltratie water kern NAP+2m	-0.40	0.40	0.40	0.40	0.00
Start infiltratie water kern NAP+3m	-0.40	0.40	1.60	2.00	0.00
Start infiltratie water kern NAP+4.2m	-0.40	0.40	2.60	3.00	0.00
Einde infiltratie water kern NAP+4.2m Start vullen container met water +1.0m	-0.40	0.40	3.80	4.20	0.00
Start infiltratie water talud NAP+1.0m Start vullen container met water +2.0m	-0.40	0.40	3.80	4.20	1.00
Einde vullen container met water +2.0m Einde infiltratie water talud NAP+1.0m Start vullen water bassin NAP+4.5m	-0.40	1.00	3.80	4.20	2.00
Start vullen water bassin NAP+5,0m	-0.40	1.00	4.50	4.50	2.00
Einde vullen water bassin NAP+5.0m Start infiltratie water talud NAP+1.5m	-0.40	1.00	5.00	5.00	2.00
Einde infiltratie water talud NAP+1.5m Start bemalen water sloot NAP-0.9m	-0.40	1.50	5.00	5.00	2.00
Einde bemalen water sloot NAP-0.9m Start doorgaand falen Blauwe dijk	-0.90	1.50	5.00	5.00	2.00

Tabel 6.5 Gehanteerde (grond)waterstanden tijdens proeffase blauwe dijk in PLAXIS

6.3.4 Bovenbelastingen

De bovenbelasting op de kruin heeft bestaan uit lege vloeistofdichte containers ($L \times B \times H = 7\text{m} \times 2,35\text{m} \times 2,3\text{m} = 40\text{m}^3$). In totaal zijn 7 containers geplaatst met een tussenafstand van 1,50m over een lengte van 60m. Daarom is een factor 0,85 toegepast op de vullingsgraad. Dus bij 1m vulling is de bovenbelasting 8,5kPa en bij 2m vulling 17kPa.

6.3.5 Damwandeigenschappen

De damwandeigenschappen in Tabel 6.6 zijn bepaald op basis van de Arcelor productinfo voor een triple GU8N-profiel met aanpassing van de lijfdikte (7,1mm) en flensdikte (7,3mm) volgens de metingen en de vloeigrens (388N/mm^2) volgens de metingen. Het "plastisch weerstandsmoment" van een discontinue wand ligt theoretisch gezien hoger, maar zal omdat het een doorsnedeklasse 3 profiel is niet worden gehaald. De waarde is uiteindelijk op de POT-analyse (zie Subparagraaf 3.4.2) gebaseerd, rekening houdende met de staffeling.

Eigenschappen	grootheid	continue wand	discontinue wand	eenheid
doorsnede oppervlakte	A	103	52	cm^2/m^1
elastisch weerstandsmoment	W_{el}	757	295	cm^3/m^1
elastisch weerstandsmoment	M_{el}	294	137 [#]	kNm/m^1
traagheidsmoment	I	11.807	5.470	cm^4/m^1
buigstijfheid	EI	24.794	11.487	$\text{kN}/\text{m}^2/\text{m}^1$
axiale stijfheid	EA	2.165.100	1.082.550	kN/m^1
doorsnedeklasse	klasse	3	3	-

[#] Waarde i.v.m. staffelen delen door 2, en uit DIANA-evaluatie volgde voor GU8N verhoogde elastische capaciteit van $274\text{ kNm}/\text{m}^1$ (i.p.v. elastische capaciteit $243\text{ kNm}/\text{m}^1$)

Tabel 6.6 Gehanteerde damwandeigenschappen tijdens proeffase blauwe dijk in PLAXIS

6.4 Analyse aanleg FSP-blauw

6.4.1 Vergelijking metingen en **postdicties**

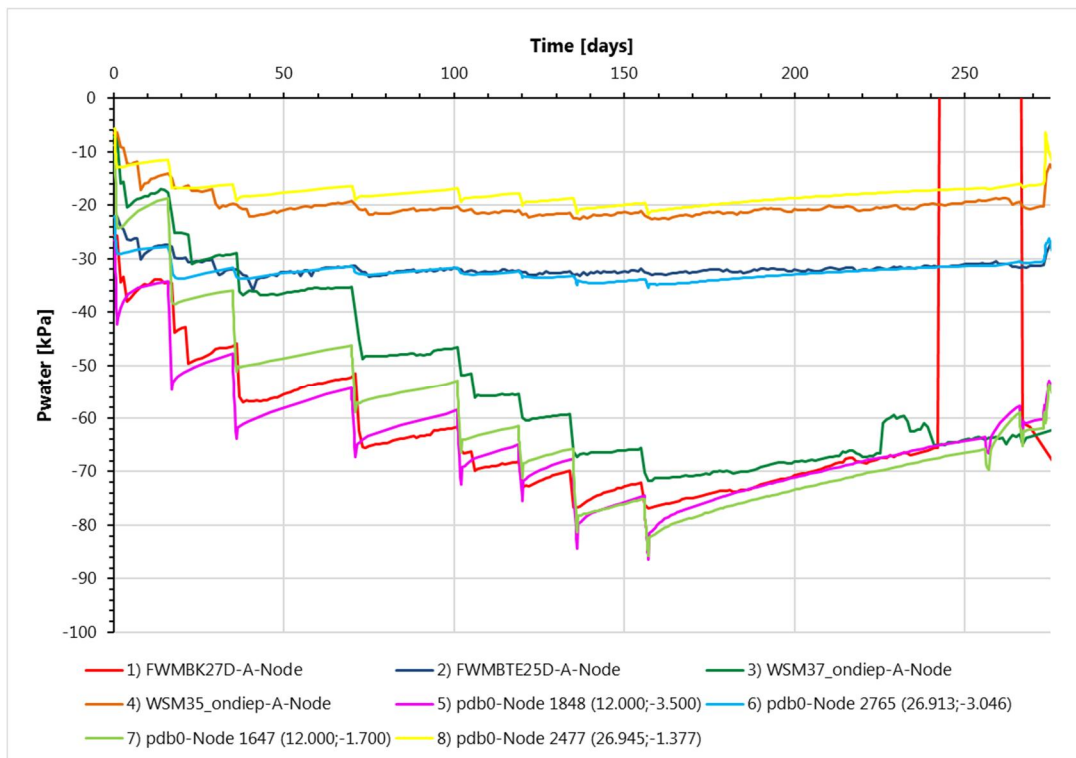
Voor de aanlegfase is aan de hand van onderstaande figuren een vergelijking gemaakt tussen de metingen en de **postdictie** (pdb0) met behulp van het opgestelde PLAXIS 2D-schematisering. De volgende metingen zijn vergeleken:

- Waterspanningsmetingen (P).
- Zettingsmetingen (Uy).
- Hellingsbuismetingen (Ux).

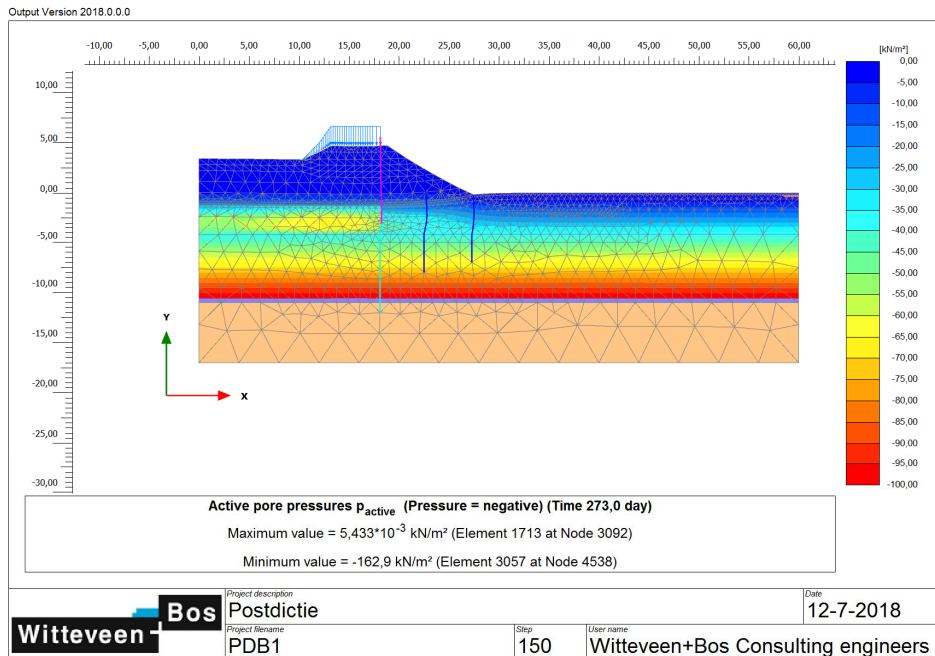
De lijnen met nummer 1 t/m 4 zijn de metingen en 5 t/m 8 zijn de overeenkomstige resultaten van de **postdicties**.

6.4.1.1 Waterspanningsmetingen middenraai

In Figuur 6.7 worden de gemeten waterspanningen onder de kruin en de teen vergeleken met de **postdictie**. Omdat juist de ondiepe sensoren afwijkend zijn ten opzichte van de rest zijn daarvoor de metingen van de noordelijke raai gebruikt. De overeenkomsten zijn zeer goed. Figuur 6.8 is een plot van de waterspanningen aan het einde van de aanleg weergegeven.



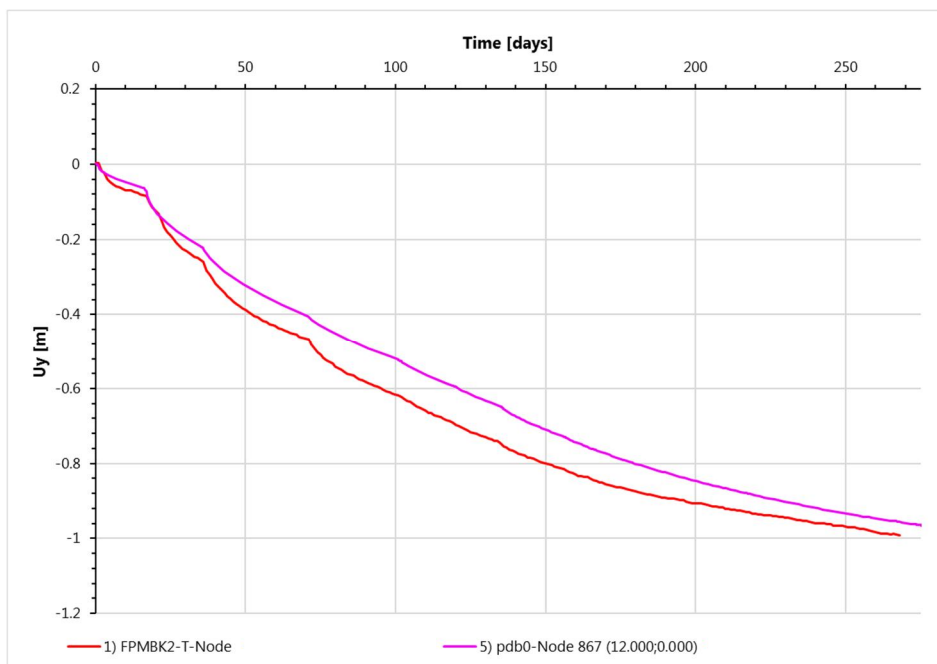
Figuur 6.7 Vergelijking waterspanningen onder de kruin en teen volgens metingen (lijn 1-4) en **postdicties** (lijn 5-8), aanlegfase FSP-blauw



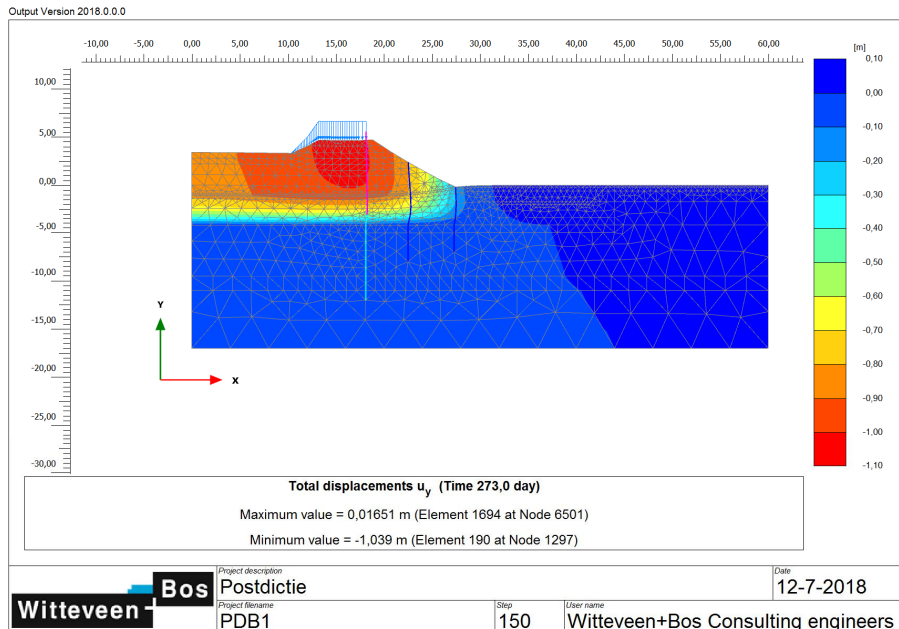
Figuur 6.8 Postdictie waterspanningen, einde aanlegfase FSP-blauw

6.4.1.2 Zettingsplaatmetingen middenraai

In Figuur 6.9 worden de gemeten verticale verplaatsingen van zettingsplaatjes op maaiveld onder de kruin vergeleken met de **postdictie**. De overeenkomsten zijn goed met een kleine onderschatting in de **postdictie**. Figuur 6.10 is een plot van de verticale deformaties aan het einde van de aanlegfase weergegeven.



Figuur 6.9 Vergelijking zettingsmeting onder de kruin volgens metingen (lijn 1) en **postdicties** (lijn 5), aanlegfase FSP-blauw



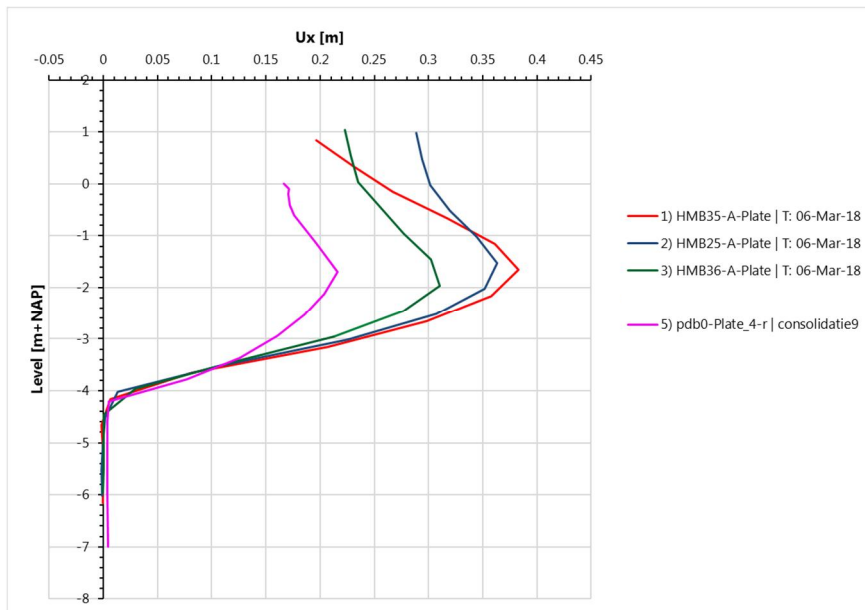
Figuur 6.10 Postdictie FSP-blauw, verticale deformaties einde aanlegfase

6.4.1.3 Hellingmetingen

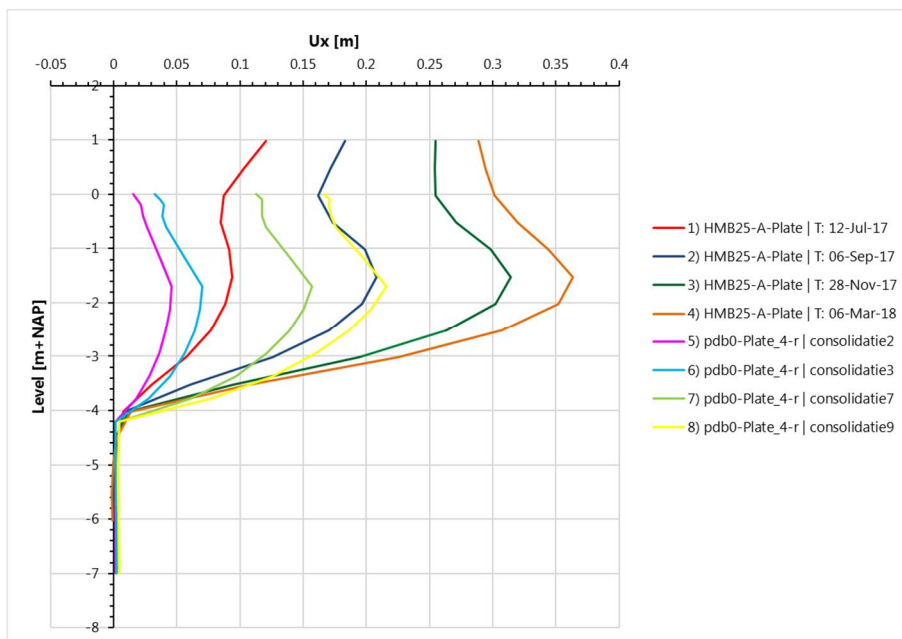
In onderstaande figuren worden de berekende horizontale verplaatsingen van de hellingmeetbuis (SAAF) in de teen van het talud vergeleken met de **postdictie**. Figuur 6.11 geeft de horizontale verplaatsing weer aan het einde van de aanlegfase. De vorm heeft een goede overeenkomst, maar de **postdictie** geeft een onderschatting van de verplaatsing, met name ten opzichte van de middenraai meting. Figuur 6.12 geeft de horizontale verplaatsing weer in de tijd. De onderschatting ontstaat vooral bij de eerste ophoogslagen. Figuur 6.13 is een plot van de horizontale deformaties aan het einde van de aanlegfase.

De grootste horizontale verplaatsingen worden berekend onder het talud, dit zou een verklaring kunnen zijn voor het verschil met de metingen. De onderschatting van de horizontale verplaatsing tijdens de aanleg is wel een belangrijke constatering omdat ook in praktijk bij ophogingen het effect op de bebouwde omgeving van belang is.

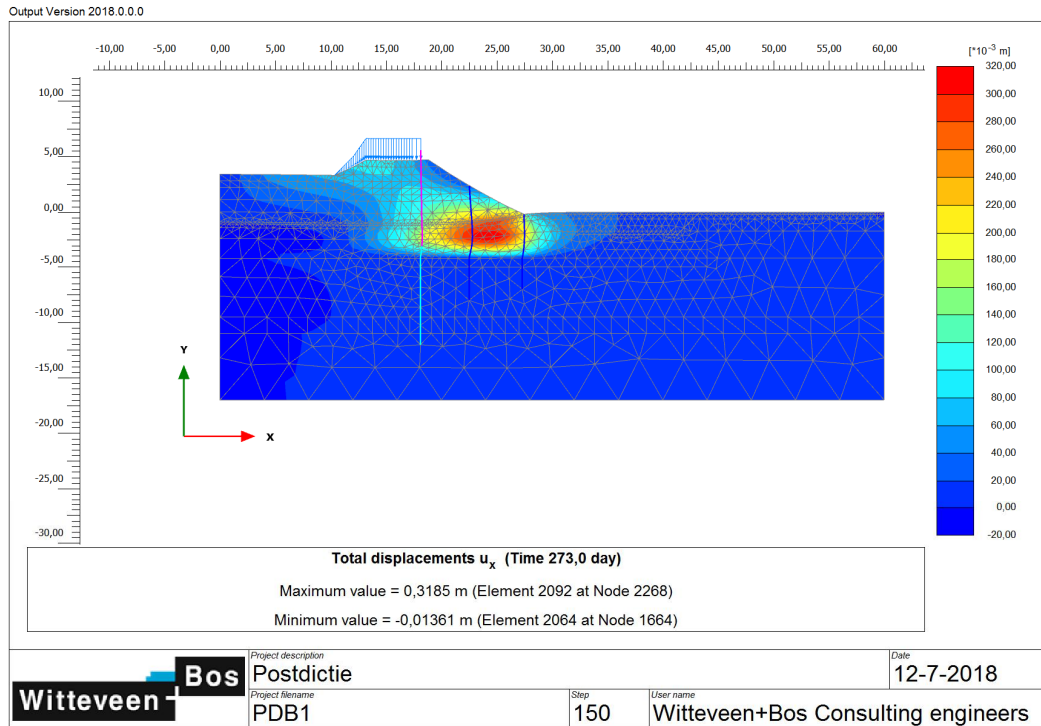
11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



Figuur 6.11 Vergelijking hellingmetingen SAAF teen talud einde aanlegfase volgens metingen (lijn 1-3) en **postdicties** (lijn 5), aanlegfase FSP-blauw



Figuur 6.12 Vergelijking hellingmetingen SAAF middenraai teen talud volgens metingen (lijn 1-4) en **postdicties** (lijn 5-8), aanlegfase FSP-blauw



Figuur 6.13 *Postdictie* horizontale deformaties einde aanlegfase FSP-blauw

6.4.2 Resumé analyse aanlegfase

Geconcludeerd wordt dat met de PLAXIS-basisschematisering bepaald voor de groene dijk ook voor de blauwe dijk redelijk goed het waargenomen gedrag tijdens de aanlegfase is te beschrijven. Op onderdelen zou nog een betere fit mogelijk zijn, echter het doel was aan de hand van het grondonderzoek en de kennis op basis van de groene dijk een zo goed mogelijke uitgangssituatie voor *postdictie* van de proeffase te krijgen.

Opvallend is verder te noemen dat vooral de berekende horizontale verplaatsing lager is dan gemeten, terwijl de verwachting op basis van ervaring juist andersom is. Mogelijk komt dit doordat we nu echt met de pieksterkte van de grond rekenen, in plaats van met de gebruikelijke conservatief ingestoken of karakteristieke parameters.

6.5 Analyse proef FSP-blauw

6.5.1 Vergelijking metingen en *postdicties*

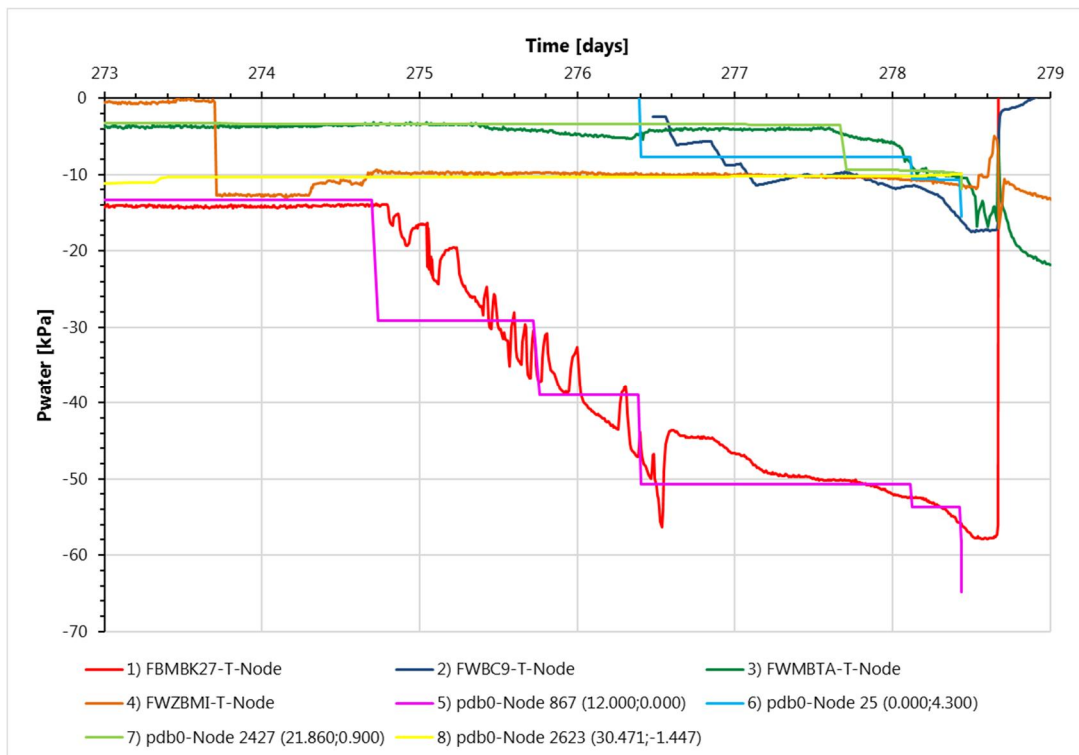
Voor de proeffase is aan de hand van onderstaande figuren een vergelijking gemaakt tussen de metingen en de *postdictie* (pdb0) met behulp van het opgestelde PLAXIS 2D-schematisering. De volgende metingen zijn vergeleken:

- Waterspanningsmetingen (P).
- Meetprismametingen (Ux en Uy).
- Hellingsbuismetingen (Ux).

De lijnen met nummer 1 t/m 4 zijn de metingen en 5 t/m 8 zijn de overeenkomstige resultaten van de *postdicties*.

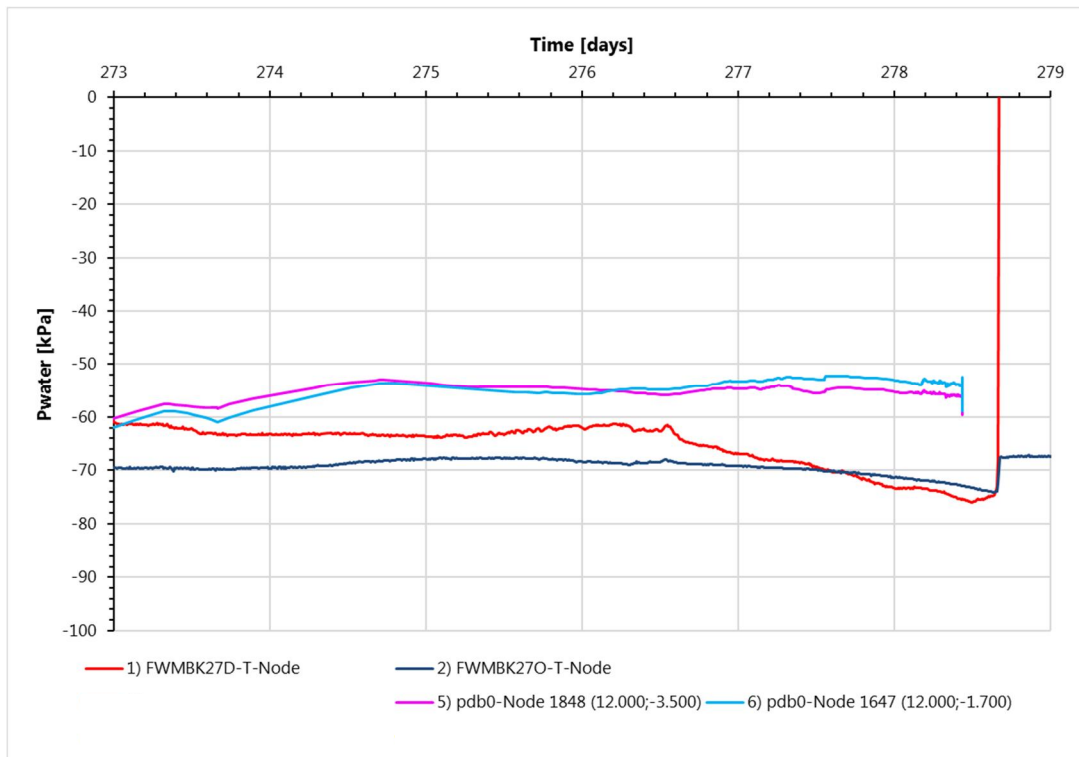
6.5.1.1 Waterspanningsmetingen middenraai

In onderstaande figuren worden de gemeten waterspanningen vergeleken met de **postdictie**. Figuur 6.14 geeft de gemeten opgelegde waterspanningen weer in de ophoging (1), in het waterbassin (2), in het talud (3), in de ontgraving (4). Lijn 5-8 zijn de opgelegde berekende **postdictie** resultaten. De overeenkomsten zijn zeer goed. Figuur 6.15 geeft de gemeten en berekende waterspanningen weer in de ondergrond onder de kruin. De overeenkomst is matig aangezien in de metingen een toename is opgetreden en in de simulaties een afname. Blijkbaar wordt er in de simulatie meer consolidatie berekend, terwijl in de proef juist een toename van de waterspanning wordt gemeten. Opgemerkt wordt dat de interface de consolidatie versnelt hetgeen noodzakelijk was voor numerieke stabiliteit. Figuur 6.16 geeft de gemeten en berekende waterspanningen weer in de ondergrond onder de teen. De overeenkomst is goed met de opmerking dat juist in de middenraai de ondiepe sensor afwijkt ten opzichte van de overige sensoren en de **postdictie**. Figuur 6.17 is een plot van de waterspanningen aan in de voorlaatste (reken)fase.

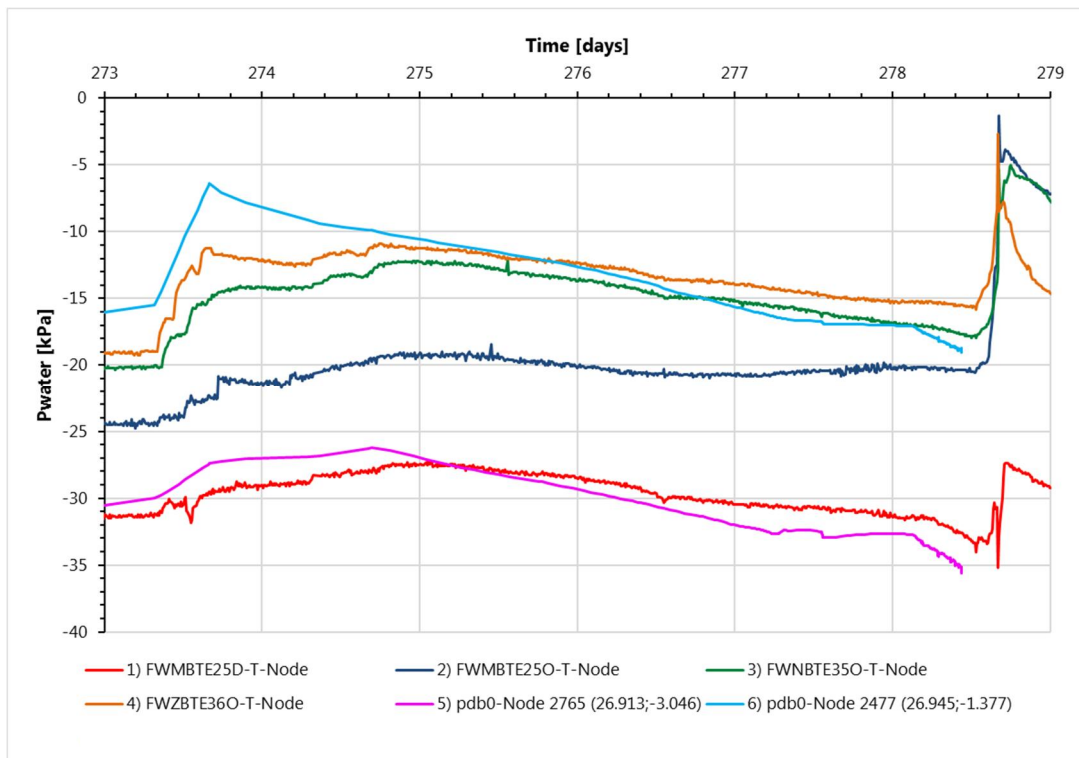


Figuur 6.14 Vergelijking opgelegde waterspanningen volgens metingen (lijn 1-4) en **postdicties** (lijn 5-8), proeffase FSP-blauw

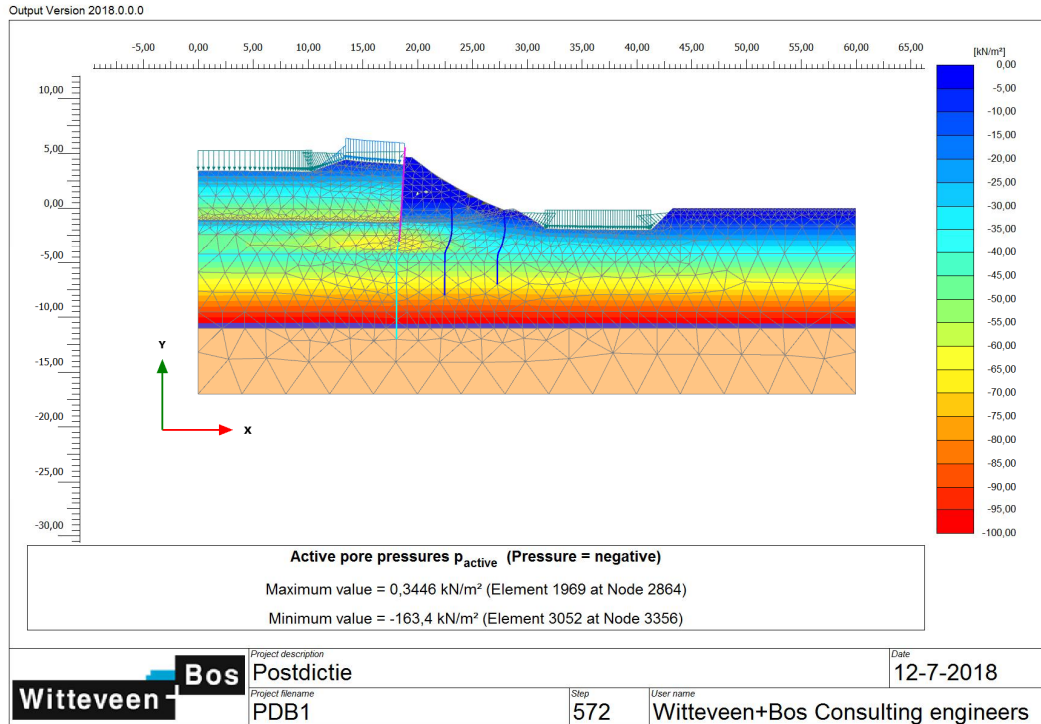
11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



Figuur 6.15 Vergelijking waterspanningen onder de kruin volgens metingen (lijn 1-2) en *postdicties* (lijn 5-6), proeffase FSP-blauw



Figuur 6.16 Vergelijking waterspanningen onder de teen volgens metingen (lijn 1-4) en *postdicties* (lijn 5-6), proeffase FSP-blauw

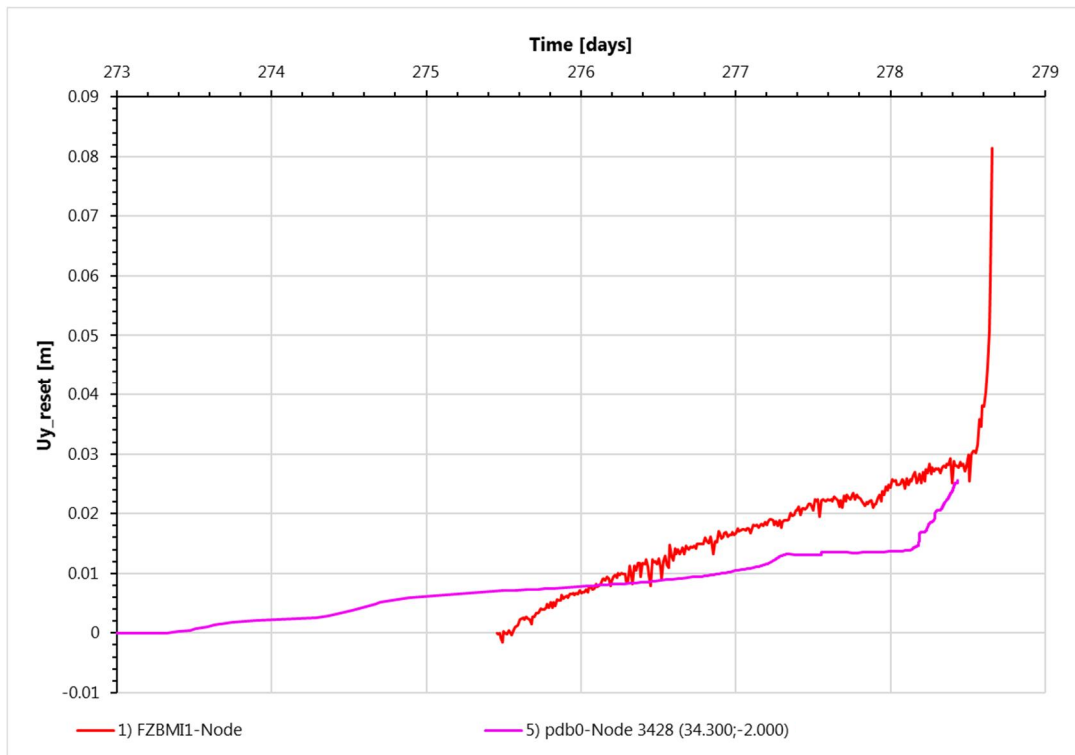


Figuur 6.17: *Postdictie* waterspanningen in laatste rekenfase voor bezwijken FSP-blauw

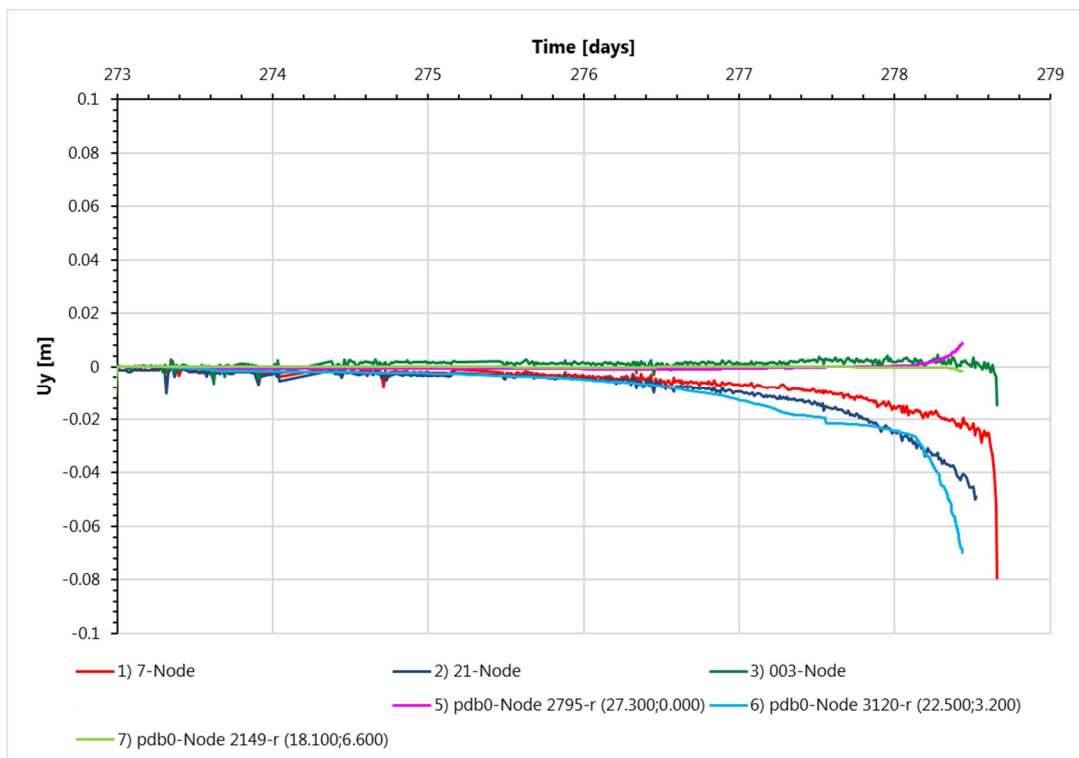
6.5.1.2 Verticale verplaatsing middenraai

In onderstaande figuren wordt de gemeten verticale verplaatsing vergeleken met de **postdictie**. Figuur 6.18 geeft de verticale verplaatsing weer van de zakbaak midden in de ontgraving. De overeenkomst is redelijk, de **predictie** onderschat de toename in verplaatsing (zwell/heffing) tijdens de proef. Figuur 6.19 geeft de verticale verplaatsing weer van de prisma's op het talud en de damwand. De overeenkomsten zijn goed, behalve voor de sensor in de teen aangezien daar zakking is gemeten terwijl een lichte heffing wordt berekend. In Figuur 6.20 is een plot van de incrementele verticale deformaties in de voorlaatste (reken)fase gegeven.

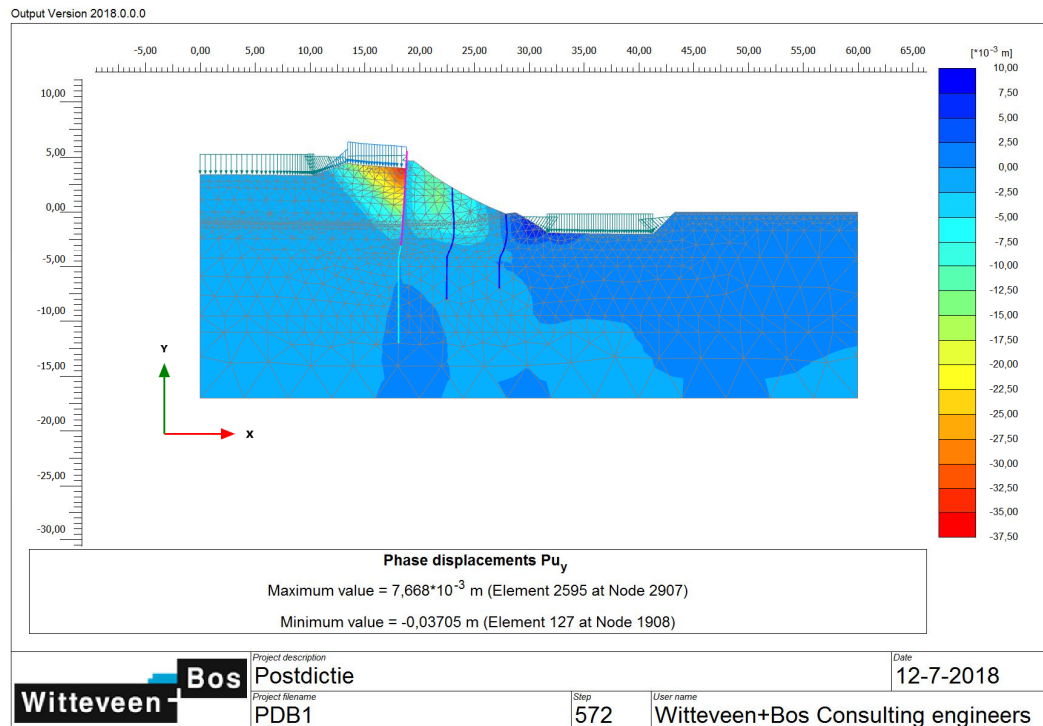
11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



Figuur 6.18 Vergelijking verticale vervormingen meetprisma in de ontgraving volgens metingen (lijn 1) en *postdicties* (lijn 5), proeffase FSP-blauw



Figuur 6.19 Vergelijking verticale vervormingen meetprisma talud en damwand volgens metingen (lijn 1-3) en *postdicties* (lijn 5-7), proeffase FSP-blauw

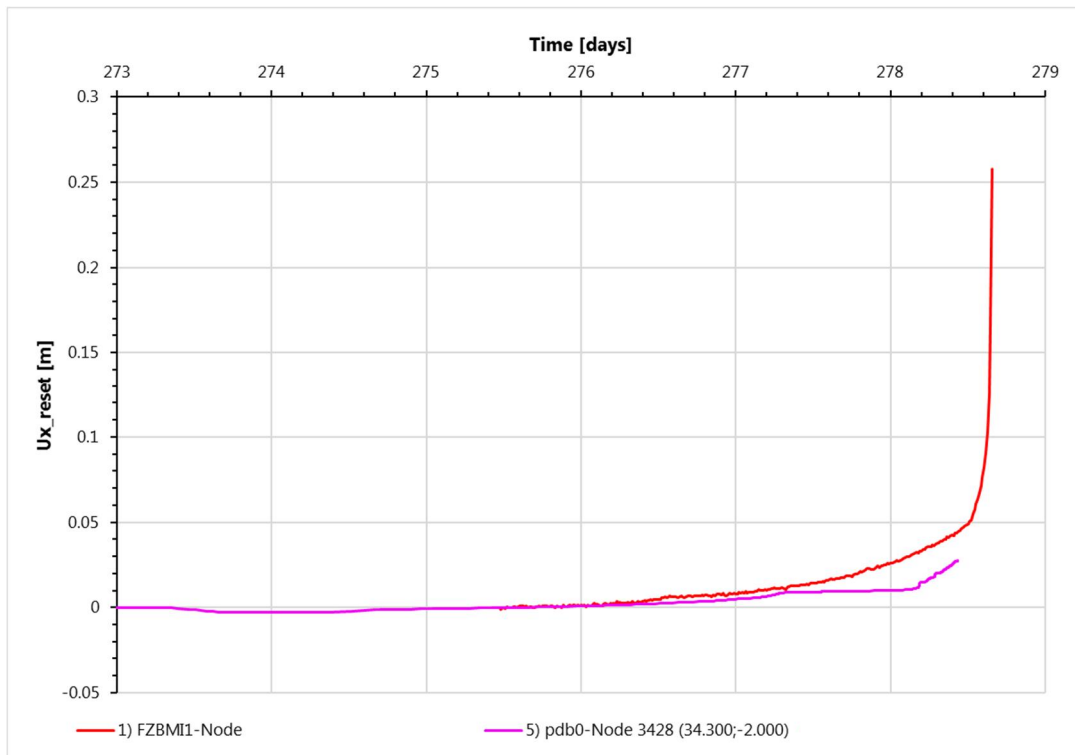


Figuur 6.20 *Postdictie* FSP-blauw, incrementele verticale deformaties in de voorlaatste (reken)fase voor bezwijken

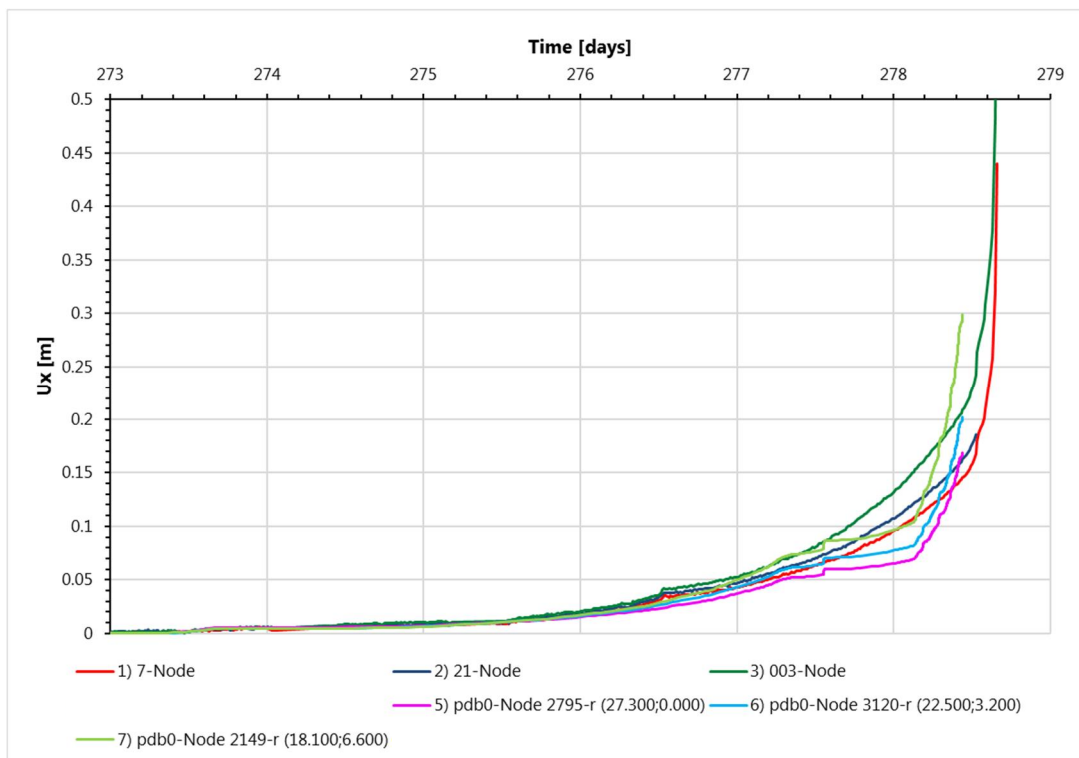
6.5.1.3 Horizontale verplaatsing middenraai

In onderstaande figuren worden de gemeten horizontale verplaatsing vergeleken met de *postdictie*. Figuur 6.21 geeft de horizontale verplaatsing weer van de zakbaak midden in de ontgraving. De overeenkomst lijkt prima, maar de *predictie* onderschat de toename in verplaatsing tijdens de proef. Figuur 6.22 geeft de horizontale verplaatsing weer van de prisma's op het talud en de damwand. De overeenkomsten zijn goed, echter in de *postdictie* blijven de vervormingen daags voor bezwijken iets achter maar treedt bezwijken eerder op waardoor de vervormingen juist eerder toenemen. Figuur 6.23 is een plot van de incrementele horizontale deformaties in de voorlaatste (reken)fase.

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

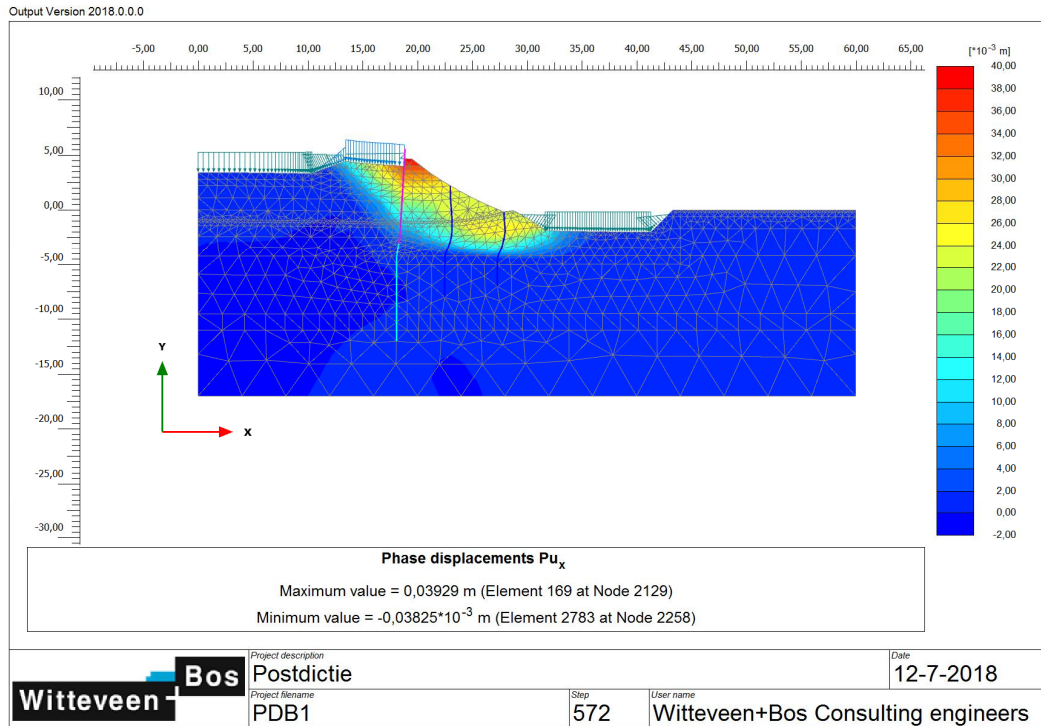


Figuur 6.21 Vergelijking horizontale vervormingen meetprisma in de ontgraving volgens metingen (lijn 1) en *postdictie* (lijn 5), proeffase FSP-blauw



Figuur 6.22 Vergelijking horizontale vervormingen meetprisma talud en damwand volgens metingen (lijn 1-3) en *postdicties* (lijn 5-7), proeffase FSP-blauw

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

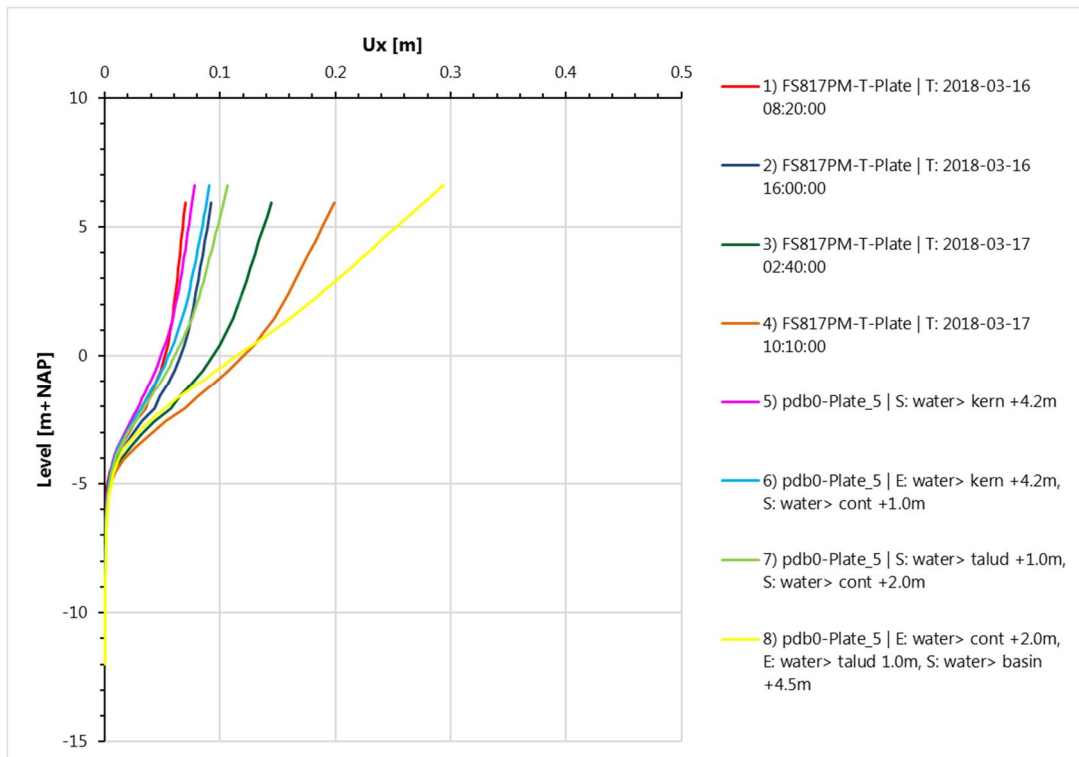


Figuur 6.23 *Postdictie* FSP-blauw, incrementele horizontale deformaties in de voorlaatste (reken)fase voor bezwijken

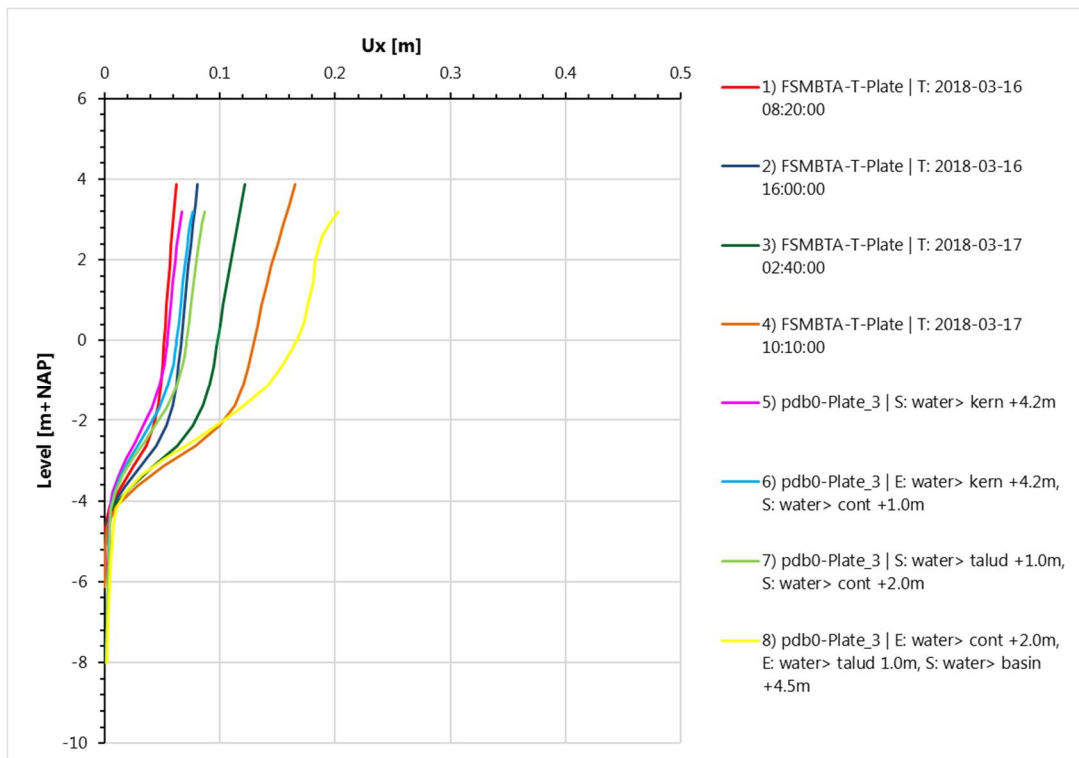
6.5.1.4 Hellingmetingen middenraai

In onderstaande figuren worden de gemeten horizontale hellingmeetbuis verplaatsing vergeleken met de *postdictie*. Figuur 6.24 geeft de horizontale verplaatsing weer van de SAAF op de damwand in de tijd. De overeenkomst is redelijk, aangezien er aanvankelijk een onderschatting is maar vlak voor bezwijken de *postdictie* een overschatting geeft. Figuur 6.25 geeft de horizontale verplaatsing weer van de SAAF midden op het talud in de tijd. De conclusie met betrekking tot de vergelijking is hetzelfde. Figuur 6.26 geeft de horizontale verplaatsing weer van de SAAF in de teen in de tijd. De conclusie met betrekking tot de vergelijking is hetzelfde.

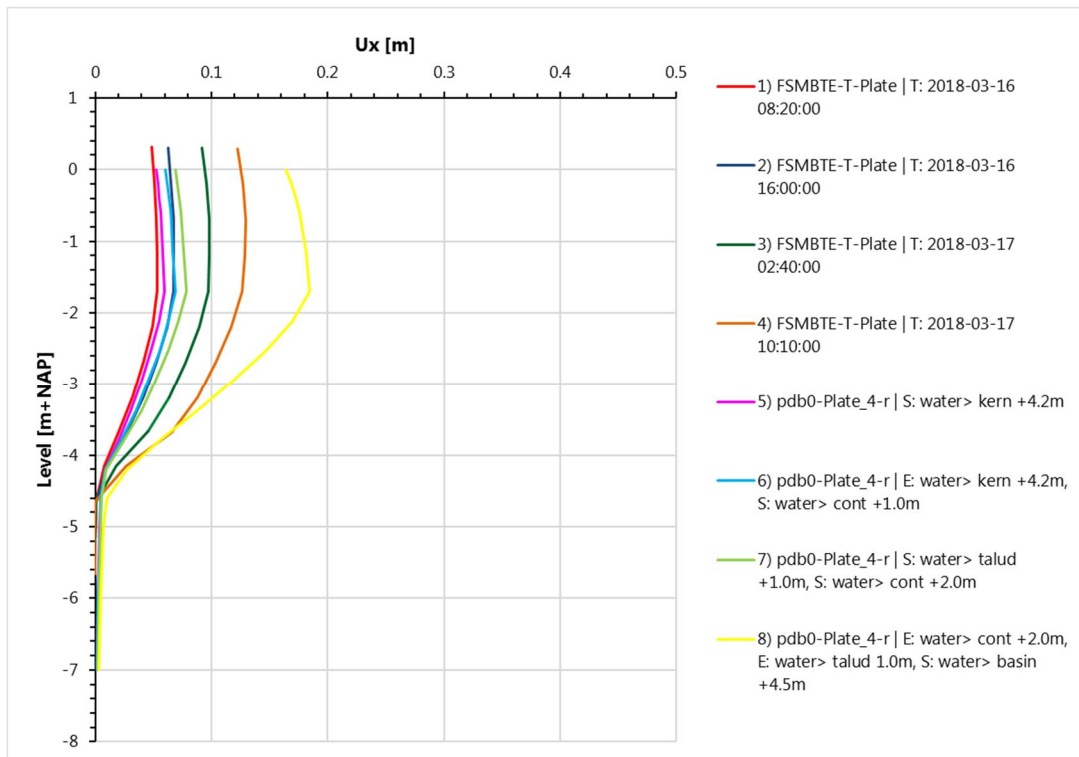
11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



Figuur 6.24 Vergelijking hellingmetingen SAAF damwand op verschillende tijdstippen volgens SAAF-metingen (lijn 1-4) en *postdicties* (lijn 5-8), proeffase FSP-blauw



Figuur 6.25 Vergelijking hellingmetingen SAAF midden talud op verschillende tijdstippen volgens SAAF-metingen (lijn 1-4) en *postdicties* (lijn 5-8), proeffase FSP-blauw

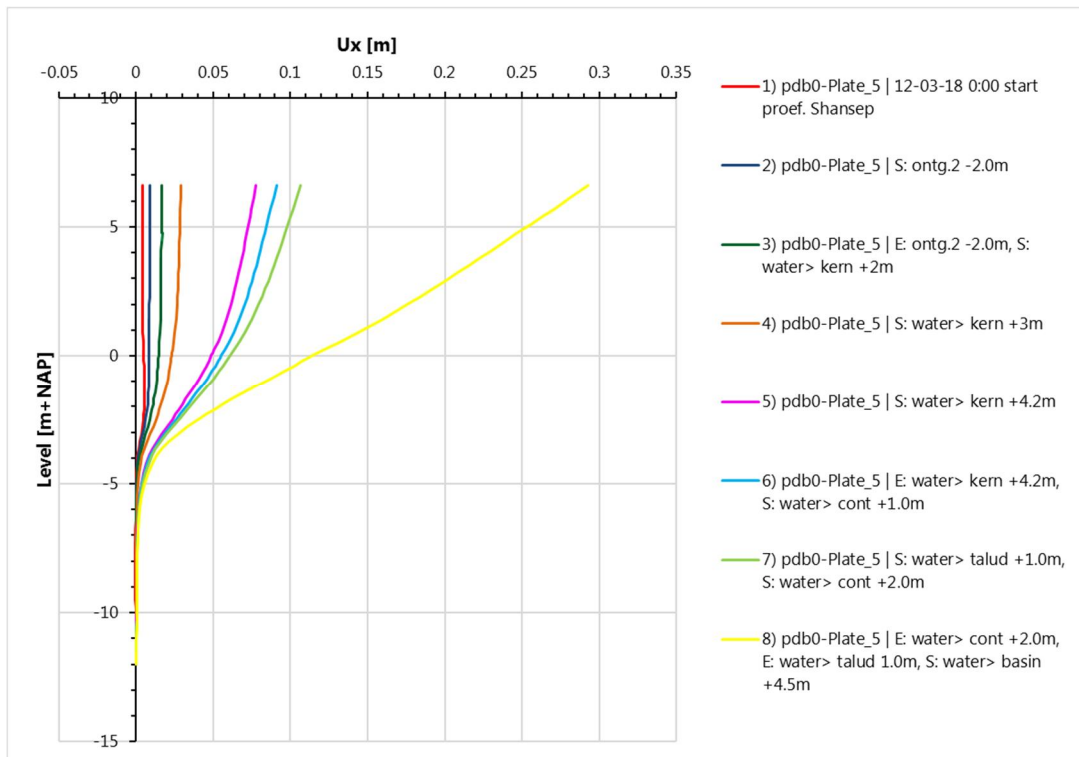


Figuur 6.26 Vergelijking hellingmetingen SAAF teen talud op verschillende tijdstippen volgens SAAF-metingen (lijn 1-4) en **postdicties** (lijn 5-8), proeffase FSP-blauw

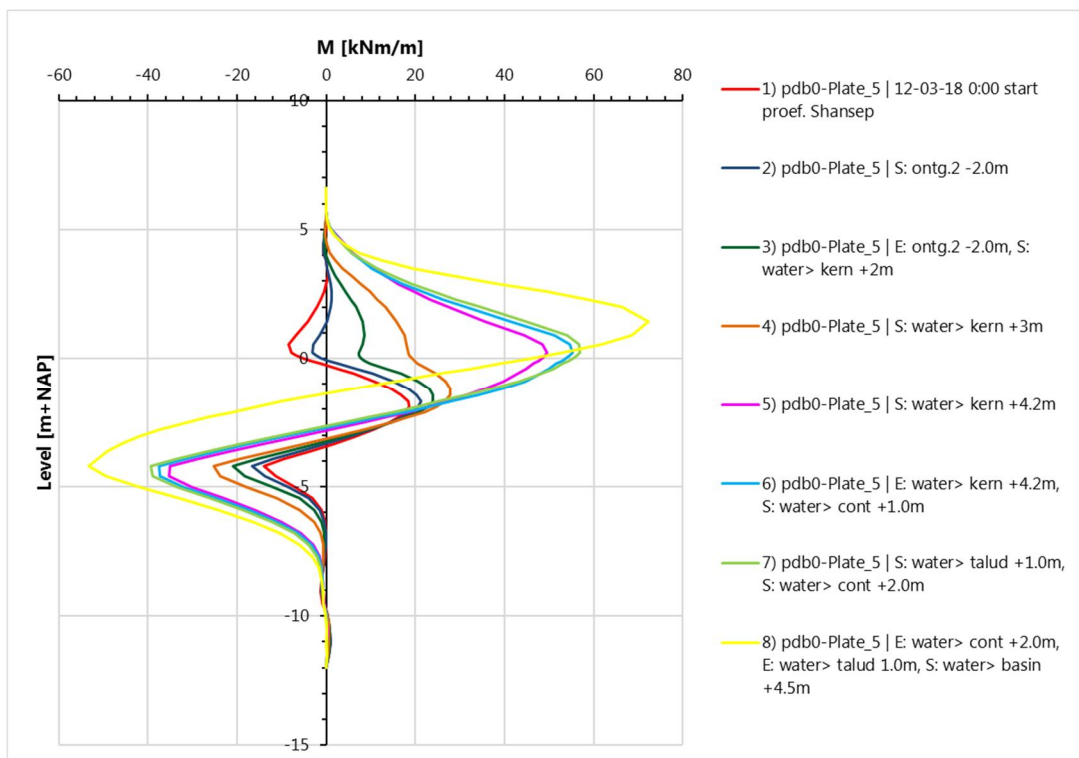
6.5.1.5 Momenten damwand middenraai

In onderstaande figuren worden de berekende horizontale verplaatsingen en momenten weergegeven. Figuur 6.27 geeft voor verschillende fases de horizontale vervormingen weer voor **postdictie** pdb0. Figuur 6.28 geeft voor verschillende fases de momenten weer. Omdat de glasvezelmetingen een te grote spreiding geven en aanvullend onderzoek nodig is, kunnen de momenten helaas niet worden vergeleken met de rekmetingen.

Er zijn twee opvallende aspecten aan het verloop van de momenten. Ten eerste is er naast het inklemmingsmoment onderaan een tegengesteld buikmoment bovenaan. Dit is opvallend voor een niet verankerde damwand. Echter het beeld wordt bevestigd door de SAAF metingen op de damwand die ook een tegengestelde kromming laten zien in het bovenste deel van de damwand. Ten tweede valt op dat in de voorlaatste (reken)fase het maximale moment nog niet is bereikt. Dit komt omdat de som numeriek instabiel wordt vlak voordat falen optreedt. In **postdictie** pdb5 is dit ondervangen door specifieke eigenschappen toe te kennen aan de interfaces.



Figuur 6.27 Postdictie hellingmetingen SAAF damwand op verschillende tijdstippen, proeffase FSP-blauw



Figuur 6.28 Postdictie buigend moment damwand op verschillende tijdstippen, proeffase FSP-blauw

6.5.2 Resumé analyse proeffase

Geconcludeerd wordt dat met de PLAXIS-basis-schematisering bepaald voor de groene dijk ook voor de blauwe dijk redelijk goed het waargenomen gedrag tijdens de proeffase wordt beschreven. Op onderdelen zou nog een betere fit mogelijk zijn, echter het doel was aan de hand van het grondonderzoek en de kennis op basis van de groene dijk een zo goed mogelijke uitgangssituatie voor **postdictie** van de proeffase te krijgen.

Falen tredt iets eerder op dan in werkelijkheid, hetgeen ook de verwachting is omdat geen 3D-effecten zijn meegenomen maar ook numerieke instabiliteit ter plaatse van de interfaces maakt dat de berekening niet verder kan worden uitgevoerd.

6.5.3 Gevoeligheidsanalyses

Met behulp van de opgestelde PLAXIS 2D schematisatie is een gevoeligheidsberekening uitgevoerd. De volgende resultaten zijn vergeleken:

- Waterspanningen (P).
- Horizontale en verticale deformaties (U_y en U_x).
- Momenten in damwand (M).

Middels de gevoeligheidsberekeningen is inzichtelijk gemaakt wat het effect is van model- en parameterkeuze. Vanwege het grote aantal variaties en vergelijkingen is de gevoeligheidsberekening gesplitst in vier berekeningen.

In de eerste serie ligt de nadruk op vergelijking van de basisparametersets en materiaalmodellen. Het doel is om aan te tonen dat de gekozen modellering correct is en om de verschillen met de andere modellen inzichtelijk te maken. Onderstaande simulaties worden vergeleken in de gevoeligheidsberekeningen:

- PDBset: Basissom met **postdictie** set.
- PDB0: als PDBset maar in de proeffase met zelfde aangepast **best-fit** parameters als gehanteerd voor groene dijk.
- PDB1: als PDB0 waarbij voor de veenlaag de rekken bij falen (in het NAS model) niet zijn verlaagd, maar hetzelfde zijn als in de Basissom gebaseerd op de DSS proef.
- PDB5: als PDB0 maar met aanpassing van de interface modellering vanaf de aanlegfase om numerieke problemen in de proeffase zo lang mogelijk uit te stellen.
- PDBssc: als PDBset maar in proeffase is niet gerekend met NAS model maar met zelfde SSC model als aanlegfase, wel ongedraineerd met consolidatie.
- PDBdr: als PDBssc maar in proeffase SSC gedraineerd.

In de tweede analyse is middels een DA in combinatie met de UM-optie een restprofiel onderzoek uitgevoerd. Het doel is om de grote vervorming van de proef te benaderen en een uitspraak te kunnen doen over de reststerkte. Onderstaande simulaties worden vergeleken in de gevoeligheidsberekeningen:

- PDB6: als PDB5 waarbij in de laatste Phase m.b.v. een verlaging van de sterkte in de afschuifzone is opgelegd.
- PDB7: als PDB5 waarbij in de laatste Phase m.b.v. een verlaging van de sterkte in de afschuifzone is opgelegd, en de damwand elastisch is doorgerekend.

In de derde analyse ligt de nadruk op effect van rekenen met karakteristieke waarden. Het doel is een inzichtelijk te maken wat het effect is van de huidige rekenmethodiek en hoe deze zich tot de werkelijkheid verhoudt. Onderstaande simulaties worden vergeleken in de gevoeligheidsberekeningen:

- PDB8: als PDB0 maar met karakteristieke sterkteparameters voor alle grondlagen (na aanleg, vanaf proeffase) conform BEEM ontwerpberekening Bijlage E.
- PDB9: als PDB0 maar met karakteristieke stijfheidsparameters voor alle grondlagen (na aanleg, vanaf proeffase) conform BEEM ontwerpberekening Bijlage E.
- PDB10: als PDB0 maar met karakteristieke sterkte- en stijfheidsparameters voor alle grondlagen (na aanleg, vanaf proeffase) conform BEEM ontwerpberekening Bijlage E.

In de vierde analyse ligt de nadruk op effect van rekenen met meer of minder cohesie in de zandlagen. Het doel is een inzichtelijk te maken wat het effect is van parameteraanpassingen die niet vanwege een fysische, maar numerieke redenen worden gehanteerd. Onderstaande simulaties worden vergeleken in de gevoeligheidsberekeningen:

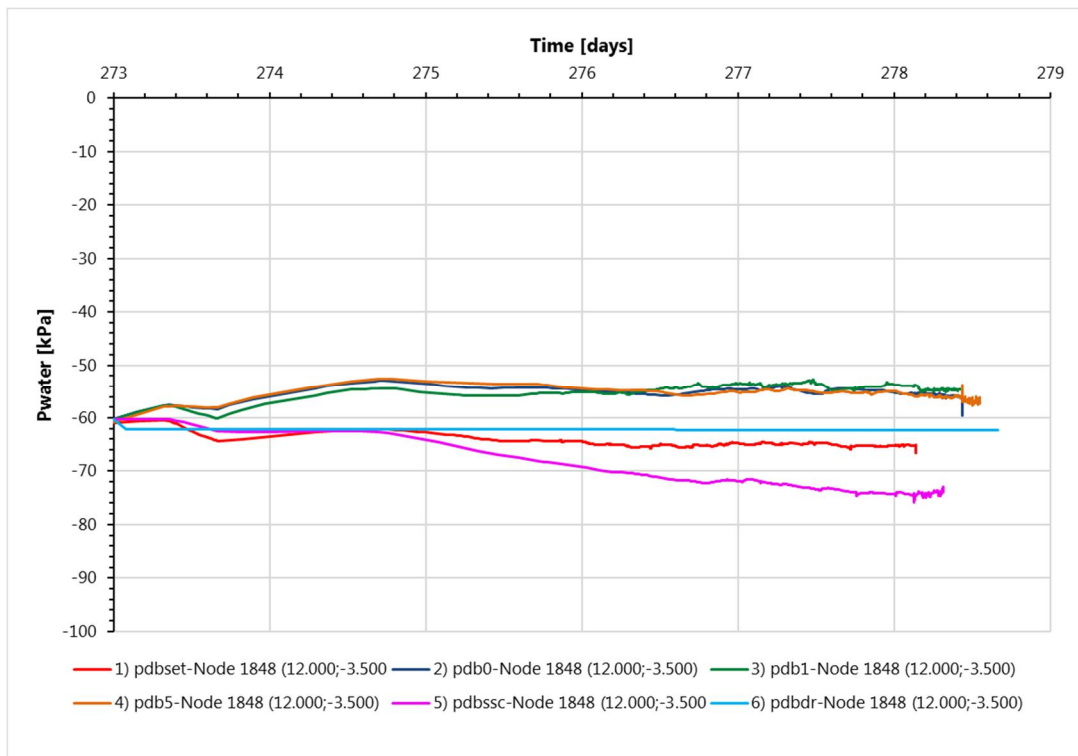
- PDB11: als PDB0 maar met aanpassing van de cohesie in het onverzadigde zand en de opdrijfslag tot 1kPa (in plaats van 5kPa).
- PDB12: als PDB0 maar met aanpassing van de cohesie in het onverzadigde zand en de opdrijfslag tot 2kPa (in plaats van 5kPa).
- PDB13: als PDB0 maar met aanpassing van de cohesie in alle zand lagen tot 0,1 kPa (in plaats van respectievelijk 1kPa en 5kPa).

6.5.3.1 Deel 1 gevoeligheidsanalyse

In deel 1 van de gevoeligheidsanalyse ligt de nadruk op vergelijking van de basisparametersets en materiaalmodellen. Het doel is om aan te tonen dat de gekozen modellering correct is en om de verschillen met de andere modellen inzichtelijk te maken.

Waterspanningsmetingen middenraai

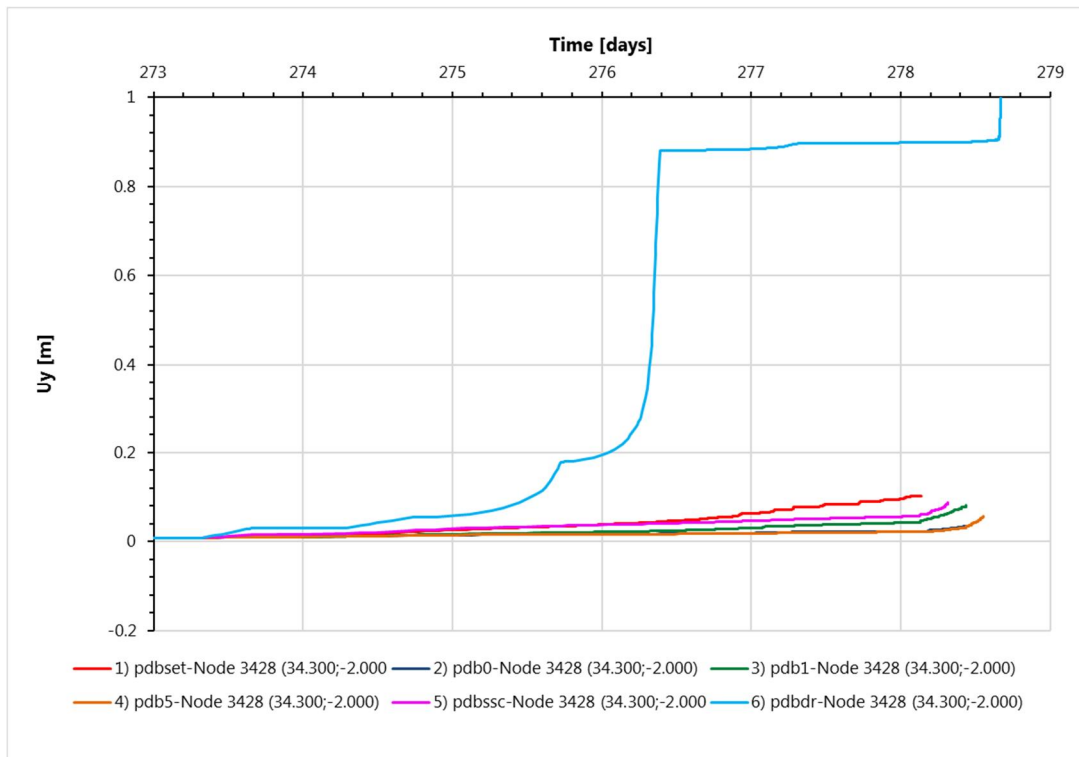
In onderstaande figuren worden de waterspanningen van de **postdicties** vergeleken. Figuur 6.29 geeft de berekende waterspanningen weer in de ondergrond onder de kruin. Wat opvalt is dat de **postdictie** op basis van SSC-model afwijkt, maar beter aansluit op de metingen.



Figuur 6.29 **Postdicties** waterspanningen ondergrond onder de kruin, proeffase FSP-blauw

Verticale verplaatsing middenraai

In Figuur 6.30 worden de verticale verplaatsing van de **postdicties** vergeleken. Het geeft de verticale verplaatsing weer van een punt ter plaatse van de zakbaak midden in de ontgraving. De **postdicties** zijn overeenkomstig. De basis **postdictie** pdbset komt beste overeen met de metingen. De gedraineerde **postdictie** pdbdr geeft een sterk afwijkend en onjuist resultaat.

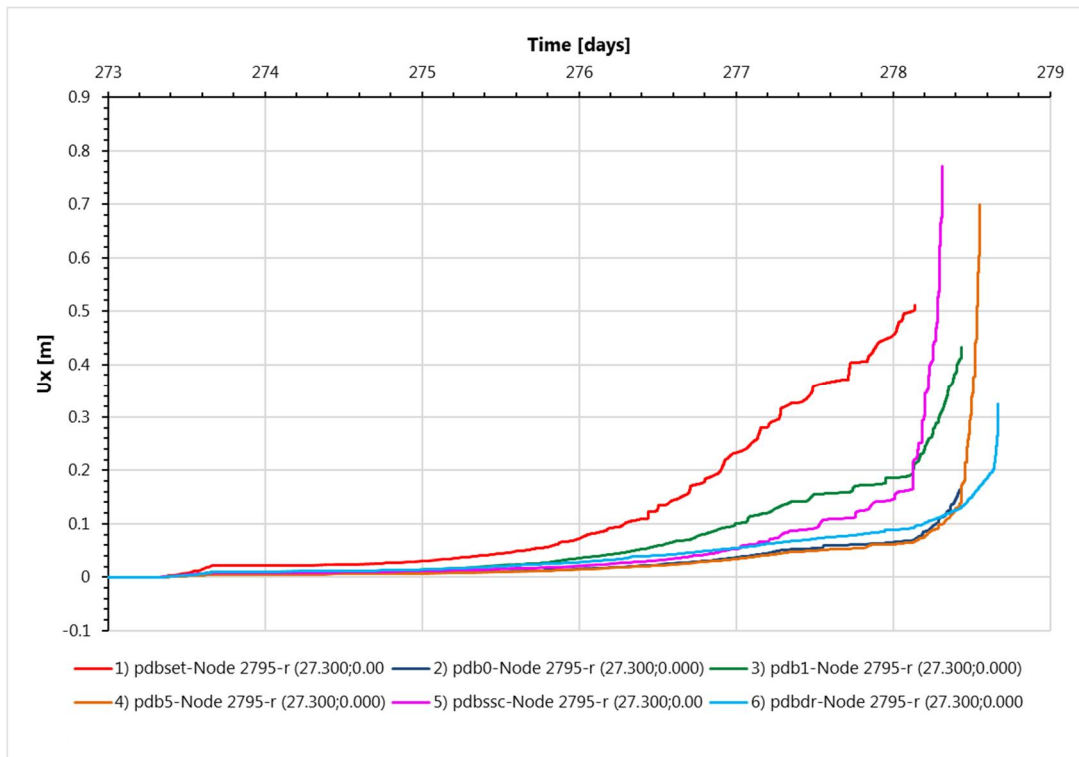


Figuur 6.30 **Postdicties** verticale vervorming (heffing) midden ontgraving, proeffase FSP-blauw

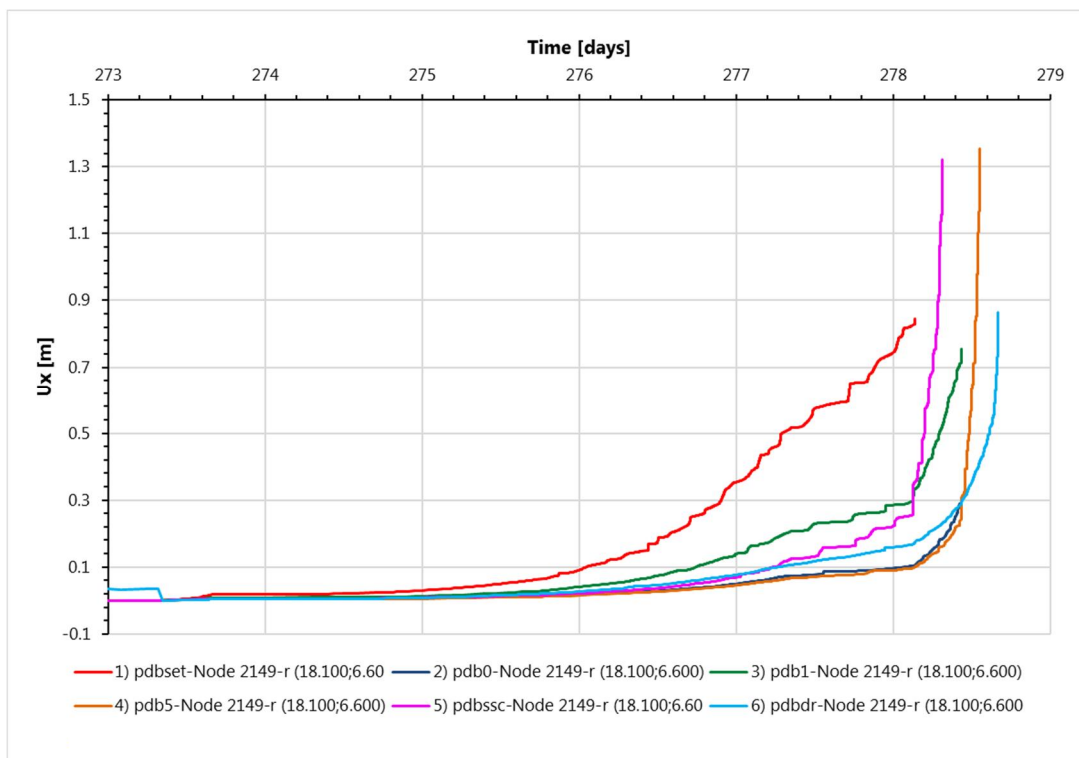
Horizontale verplaatsing middenraai

In onderstaande figuren worden de horizontale verplaatsing van de **postdicties** vergeleken. Figuur 6.31 geeft de verticale verplaatsing weer van een punt ter plaatse van de teen van het talud. De **postdicties** geven behoorlijk wat spreiding. De basis **postdictie** pdbset geeft ruim teveel verplaatsing. Figuur 6.32 geeft de horizontale verplaatsing weer van een punt ter plaatse van bovenkant damwand. De **postdicties** geven behoorlijk wat spreiding. De basis **postdictie** pdbset geeft ruim teveel verplaatsing.

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



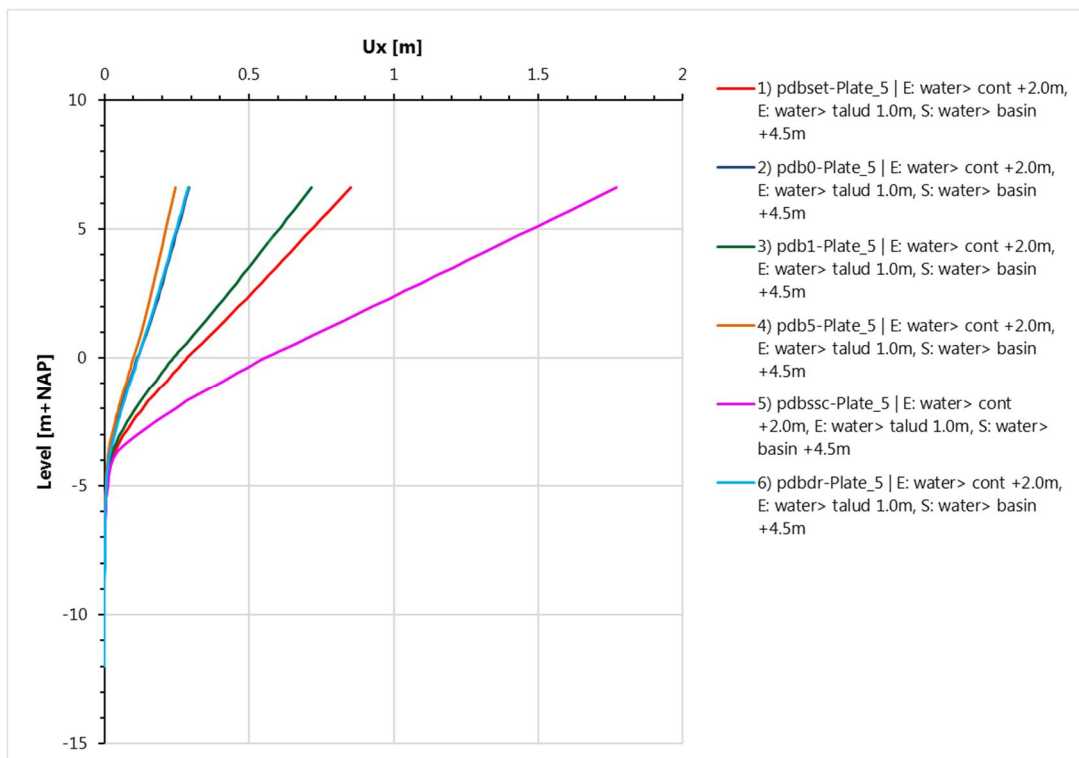
Figuur 6.31 *Postdicties* horizontale vervorming teen talud, proeffase FSP-blauw



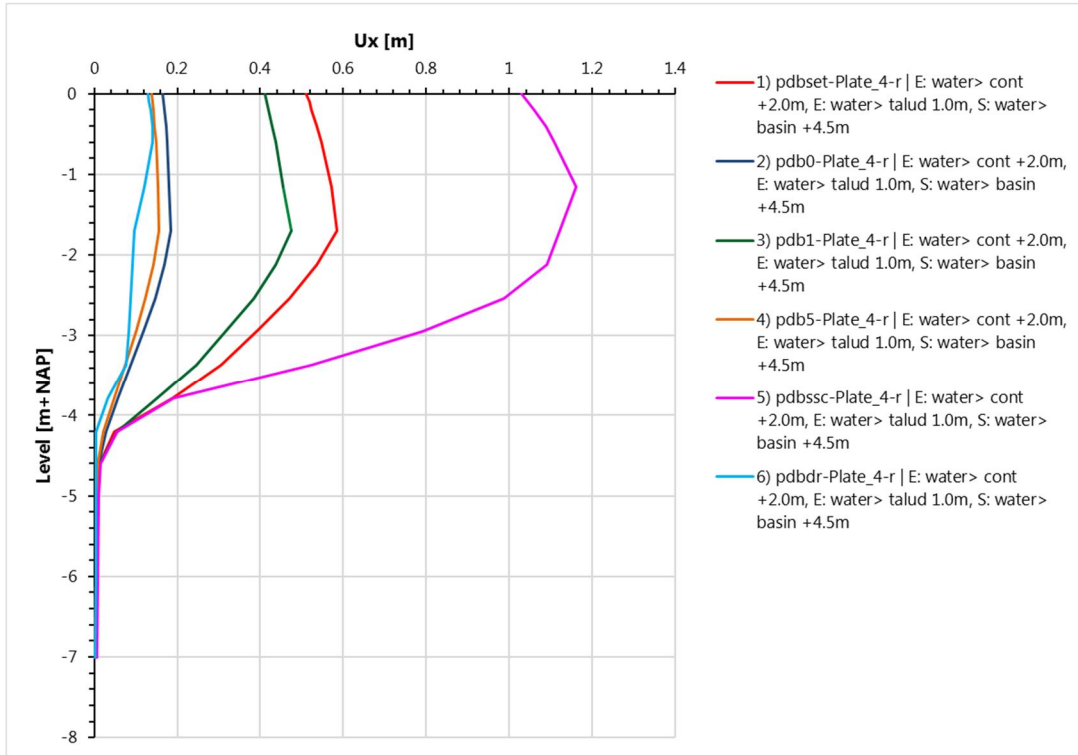
Figuur 6.32 *Postdicties* horizontale vervorming bovenkant damwand, proeffase FSP-blauw

Hellingmetingen middenraai

In onderstaande figuren worden de horizontale verplaatsingen van de **postdicties** vergeleken. Figuur 6.33 geeft de horizontale verplaatsingen weer in de voorlaatste (reken)fase. De basis **postdictie** pdbset geeft teveel verplaatsing, maar wordt in de voorlaatste (reken)fase nog overtroffen door de SSC-model berekening pdbssc. Opgemerkt wordt echter dat de verplaatsing in de laatste stap niet zuiver te vergelijken is omdat er sprake is van bijna bezwijken in PLAXIS. Figuur 6.34 geeft de horizontale verplaatsing weer van de SAAF in de teen. De conclusies zijn hetzelfde als voor het figuur van de damwand.



Figuur 6.33 **Postdicties** hellingmetingen SAAF damwand in voorlaatste (reken)fase, proeffase FSP-blauw



Figuur 6.34 **Postdicties** hellingmetingen SAAF teen talud in laatste belastingstap van FSP-blauw

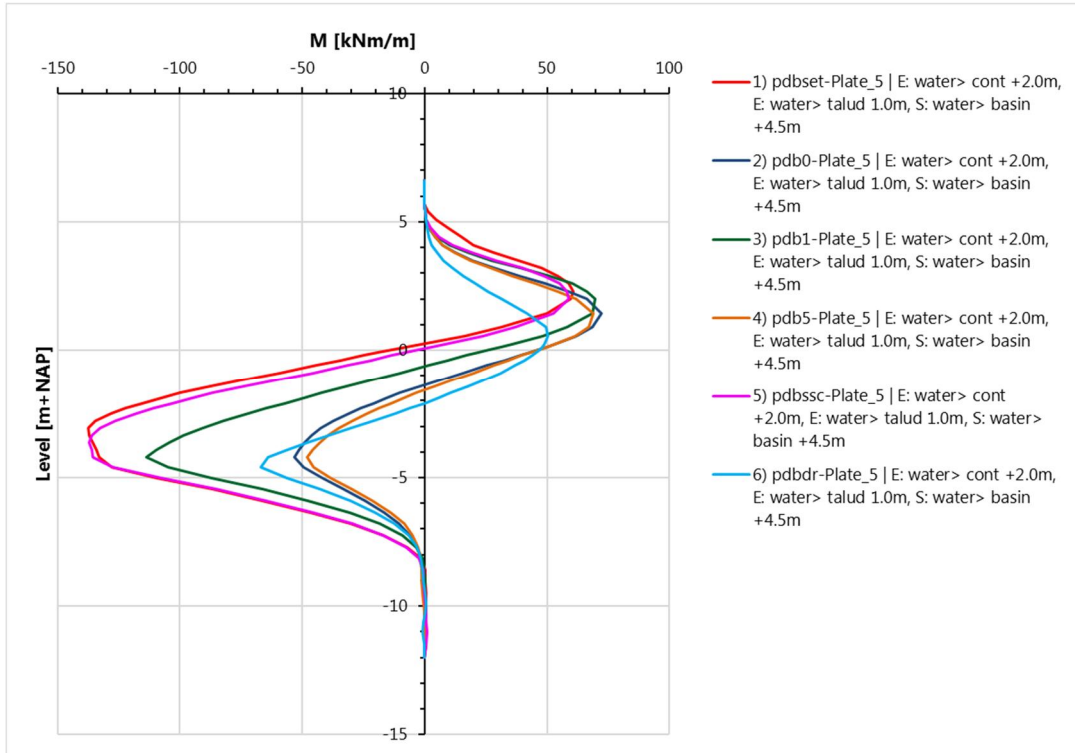
Buigende momenten damwand middenraai

In onderstaande figuren worden de buigende momenten van de **postdicties** vergeleken. Figuur 6.35 geeft de buigende momenten weer in de voorlaatste (reken)fase. De basis **postdictie** pdb0 geeft een lager moment dan het maximale moment hetgeen juist is in deze fase aangezien de damwand nog niet bezwaken was. **Postdictie** pdb1, pdbset en pbdssc geven in feite een te hoog moment voor de betreffende rekenfase. Deze berekeningen hebben gemeen dat ze een lagere stijfheid hanteren voor klei en veenlagen.

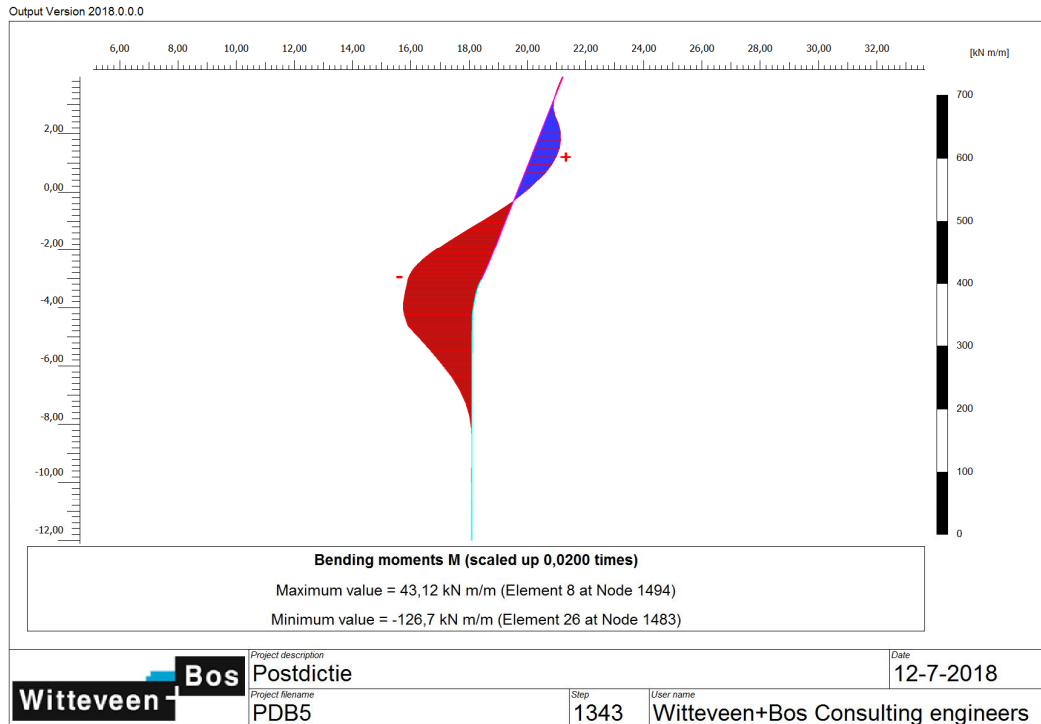
Figuur 6.36 is een plot van de momenten nadat de damwand is bezwaken. In deze **postdictie** pdb5 is het mogelijk geweest verder door te rekenen na bezwijken van de damwand zonder numerieke problemen. Het maximale buigend moment is bereikt en er ontstaat een plastische zone over een grotere zone die zich uitbreidt naar boven.

Of het uitbreiden van de plastische zone heeft plaatsgevonden in de bezwijkproef is op basis van de hellingmetingen zeer lastig vast te stellen zonder de rekmetingen te beschouwen. Wel is vastgesteld dat na het overschrijden van het maximaal moment en vanaf een kritische plastische rotatie de damwand lokaal knikt en de capaciteit afneemt. Ook is vastgesteld dat het knikpunt uiteindelijk hoger ligt dan het punt waar aanvankelijk het moment het grootste was. Het zou dus kunnen dat vlak voor bezwijken de plastische zone is vergroot alvorens te bezwijken.

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



Figuur 6.35 *Postdicties* buigend momenten damwand in voorlaatste (reken)fase, proeffase FSP-blauw



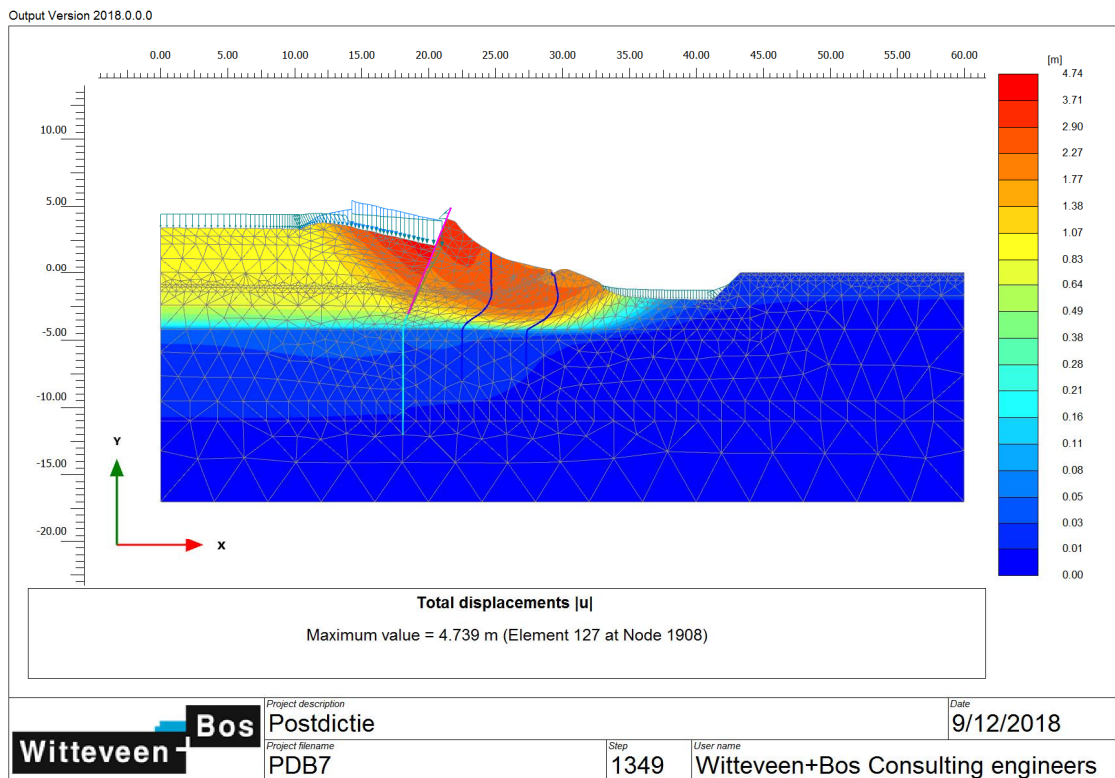
Figuur 6.36 *Postdictie* pbd5 buigend moment damwand na bezwijken, proeffase FSP-blauw

6.5.3.2 Deel 2 gevoeligheidsanalyse

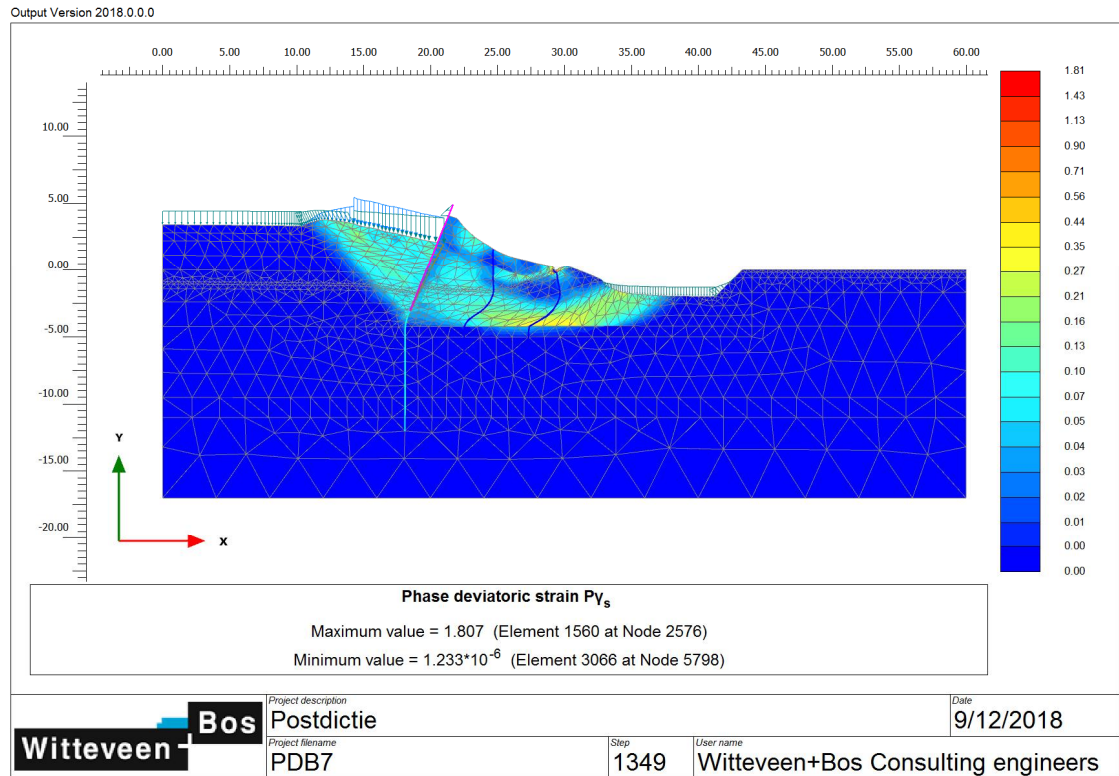
In deel 2 van de gevoeligheidsanalyse is middels DA in combinatie met de UM-optie een sterkte-reductie in de afschuifzone opgelegd. Het doel is om de grote vervorming van de proef te benaderen en een uitspraak te kunnen doen over de reststerkte.

In onderstaande figuren zijn alleen de resultaten van PDB7 weergegeven omdat deze tot een grotere deformatie kon worden doorgerekend. De berekende verplaatsingen van het talud zijn totaal circa 4m, horizontaal circa 3m en verticaal circa 1m alvorens de berekening stopt, zie Figuur 6.37. De opgelegde reductie met een factor 2 wordt bij lange niet gehaald (slechts 18% Mstage). De mate van softening is dus lastig vast te stellen omdat de berekening niet volledig kon worden doorgezet.

De verplaatsingen zijn groot, maar opgemerkt wordt dat de werkelijke gemeten verplaatsingen groter waren. De berekening geeft wel een zeer goede benadering van het bezwijkvlak met het uittredepunt meer in het midden van de ontgraving, zie Figuur 6.38.



Figuur 6.37 *Postdictie* met sterkte-reductie afschuifzone door middel van DA in combinatie met UM, totale deformaties laatste rekenfase



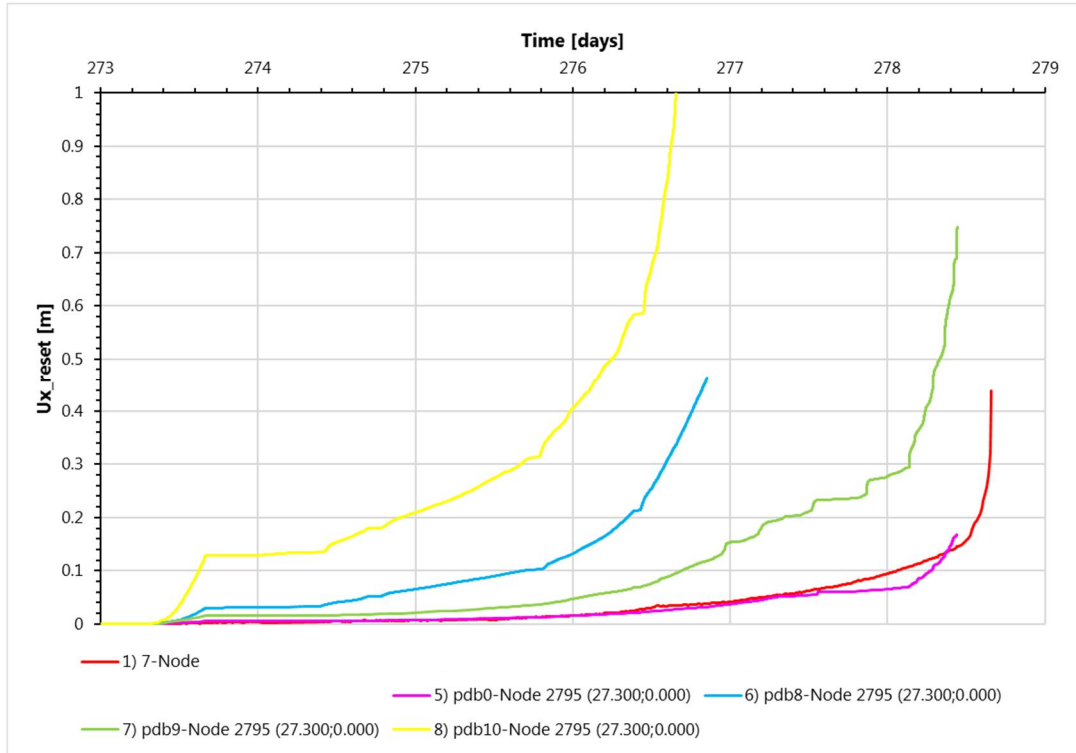
Figuur 6.38 *Postdictie* met sterkte-reductie afschuifzone dmv DA i.c.m. UM-optie, incrementele schuifrekken laatste rekenfase

6.5.3.3 Deel 3 gevoeligheidsanalyse

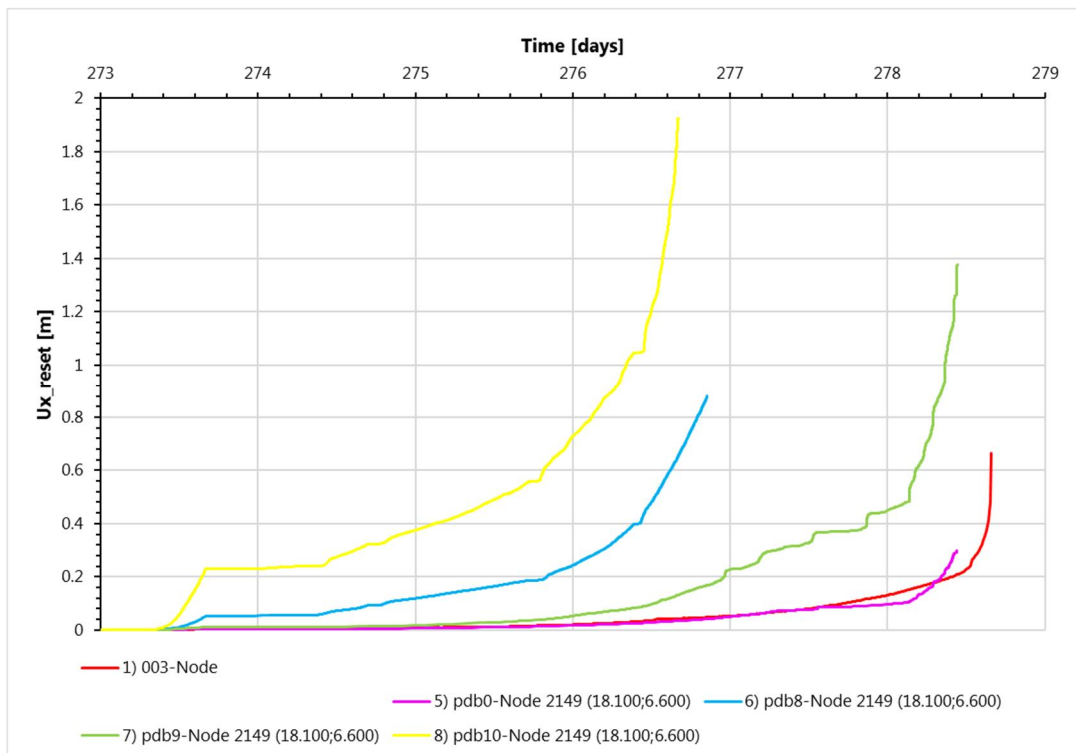
In deel 3 van de gevoeligheidsanalyse ligt de nadruk op effect van rekenen met karakteristieke waarden. Het doel is een inzichtelijk te maken wat het effect is van de huidige rekenmethodiek en hoe deze zich tot de werkelijkheid verhoudt.

De horizontale verplaatsingen zoals berekend bij de teen en de kop van de damwand zijn weergegeven in Figuur 6.39 en Figuur 6.40. Het eerste wat opvalt is, dat de berekeningen met karakteristieke waarden aanzienlijke grotere vervormingen geven. Bovendien valt op dat het effect van de karakteristieke sterkte groter is dan van de karakteristieke stijfheid op de berekende vervormingen. Wanneer voor zowel de sterkte als stijfheid karakteristieke parameters worden gehanteerd is het effect het grootst, vooral op de berekende vervormingen van de kop van de damwand.

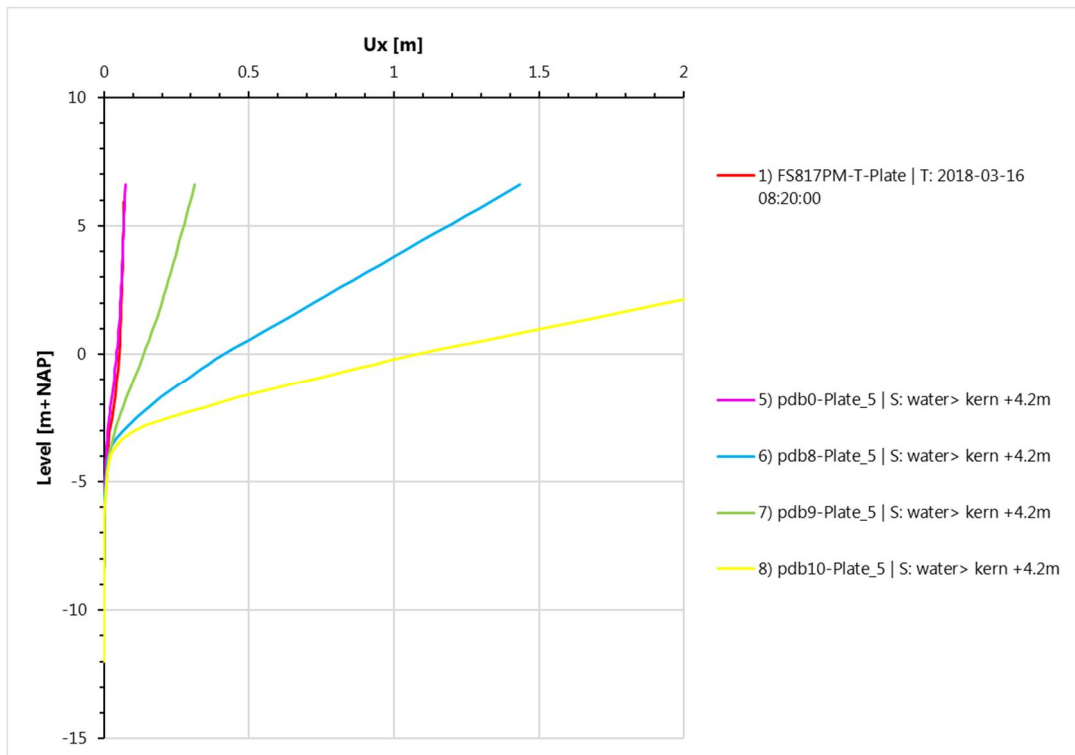
In Figuur 6.41 worden de berekende deformaties van de damwand vergeleken en kunnen dezelfde conclusies worden getrokken.



Figuur 6.39 *Postdicties* horizontale vervorming meetprisma teen talud, proeffase FSP-blauw



Figuur 6.40 *Postdicties* horizontale vervorming meetprisma bovenkant damwand, proeffase FSP-blauw

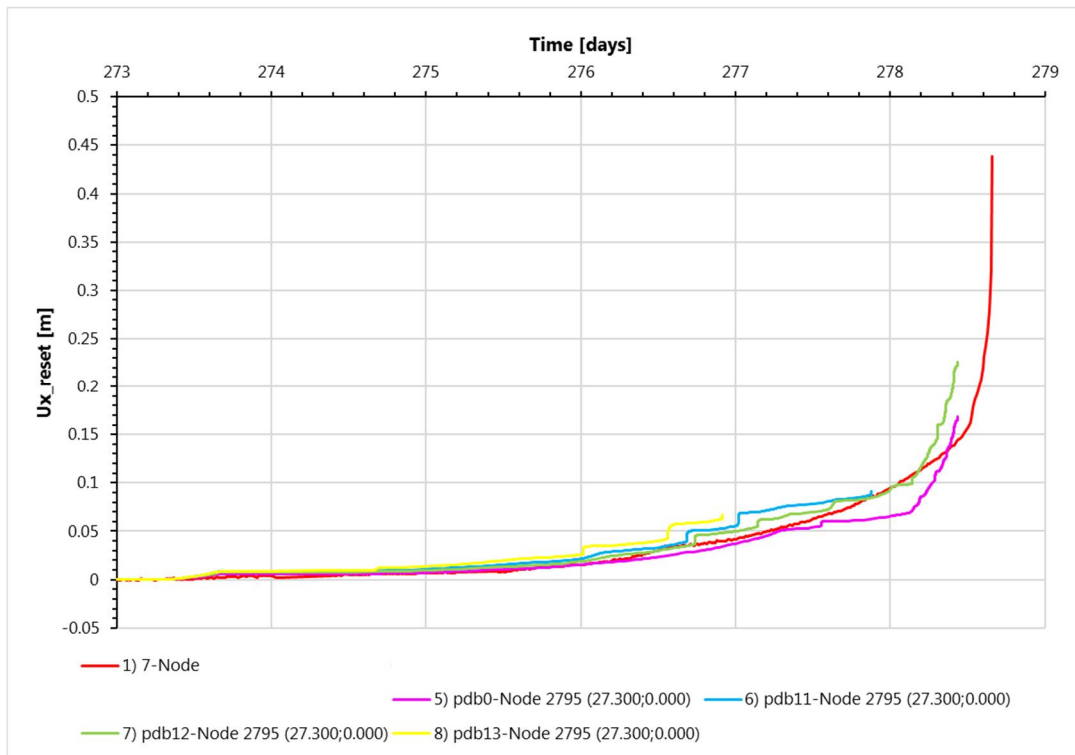


Figuur 6.41 *Postdicties hellingmetingen SAAF damwand in voorlaatste (reken)fase, proeffase FSP-blauw*

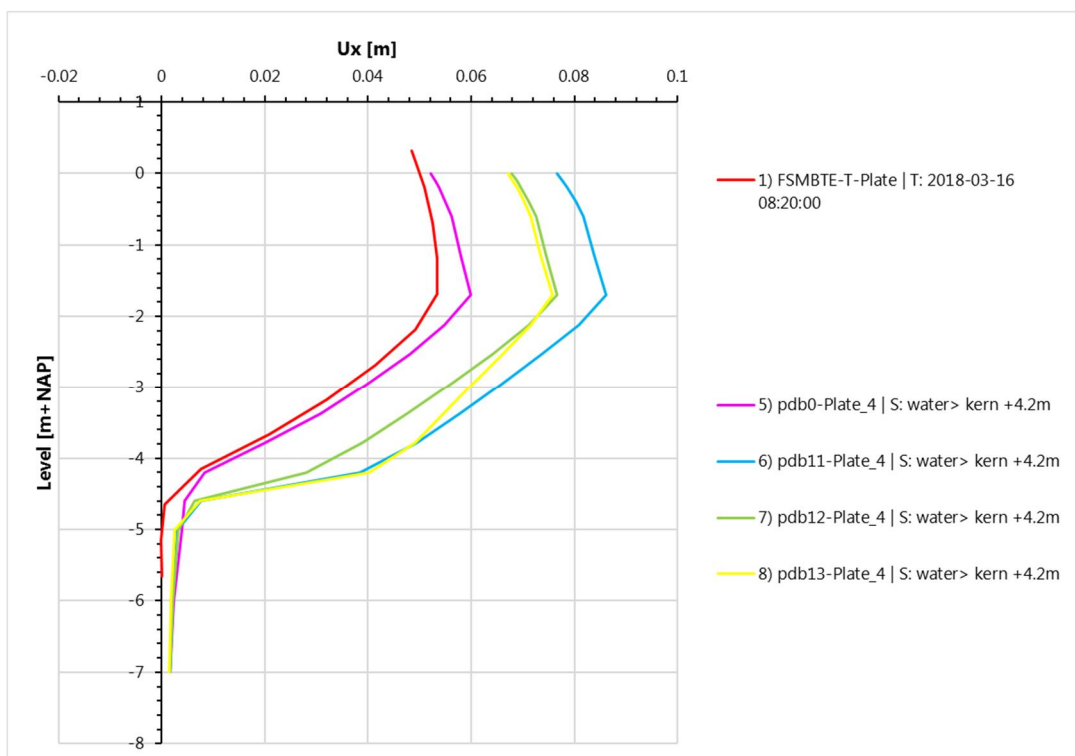
6.5.3.4 Deel 4 gevoeligheidsanalyse

In deel 4 van de gevoeligheidsanalyse ligt de nadruk op effect van rekenen met meer of minder cohesie in de zandlagen. Het doel is een inzichtelijk te maken wat het effect is van parameter-aanpassingen die niet vanwege een fysische werkelijkheid, maar om numerieke redenen worden gehanteerd. Op basis van deze gevoeligheidsanalyse kan worden vastgesteld dat de vervormingen in de tijd elkaar niet veel ontlopen, zie Figuur 6.42. Hoe kleiner de cohesie, des te groter de deformatie. Een cohesie van 5kPa lijkt het beste aan te sluiten bij de metingen. De cohesie heeft dus een beperkt effect op de vervorming, maar vooral effect op de mate waarin de berekening kan worden doorgerekend. Een cohesie van 1 à 2kPa is blijkbaar nodig om geen vroegtijdig numeriek falen te voorkomen.

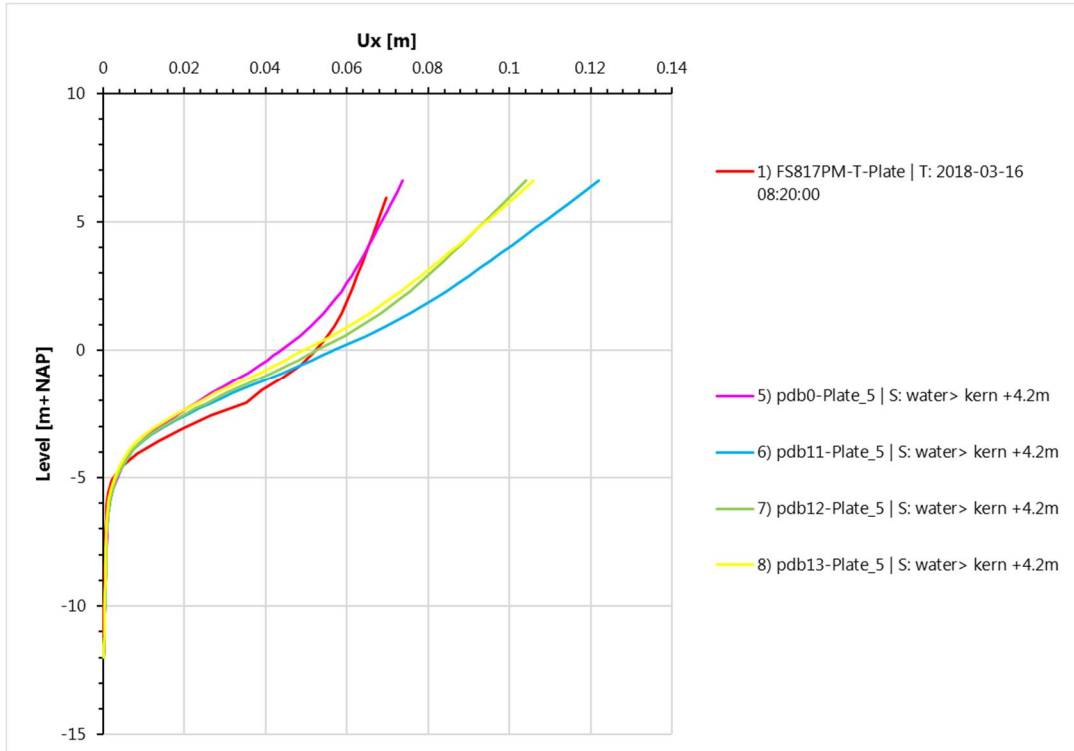
Uit nadere analyse blijkt dat het verschil in deformaties vooral komt uit de bovenste meter zand in de opdrijfzone, zie Figuur 6.43. Bij gevolg zijn ook de berekende deformaties aan de bovenkant van de damwand groter, omdat deze minder steun van het talud ondervindt, zie Figuur 6.44.



Figuur 6.42 *Postdicties* horizontale vervorming meetprisma teen talud, proeffase FSP-blauw



Figuur 6.43 *Postdicties* hellingmetingen SAAF teen talud in dezelfde rekenfase, proeffase FSP-blauw



Figuur 6.44 *Postdicties hellingmetingen SAAF damwand in dezelfde rekenfase, proeffase FSP-blauw*

6.5.4 Resumé gevoeligheidsanalyse

Deel 1 van de gevoeligheidsanalyse bevestigt dat PDB0 uitgaande van het NAS model in combinatie met de pieksterkte en stijfheid het beste aansluit bij de metingen en beter is dan de andere modellen. Alleen de berekening PDB5 kan verder worden doorgerekend met hetzelfde verloop, echter er is geen goede basis voor het afleiden van de specifieke interface-eigenschappen.

Deel 2 van de gevoeligheidsanalyse bevestigt het bezwijkvlak van de proef en komt qua vervormingen ook dichterbij de proef. Het is echter niet gelukt op eenzelfde totale deformatie uit te komen en de reststerkte te benaderen.

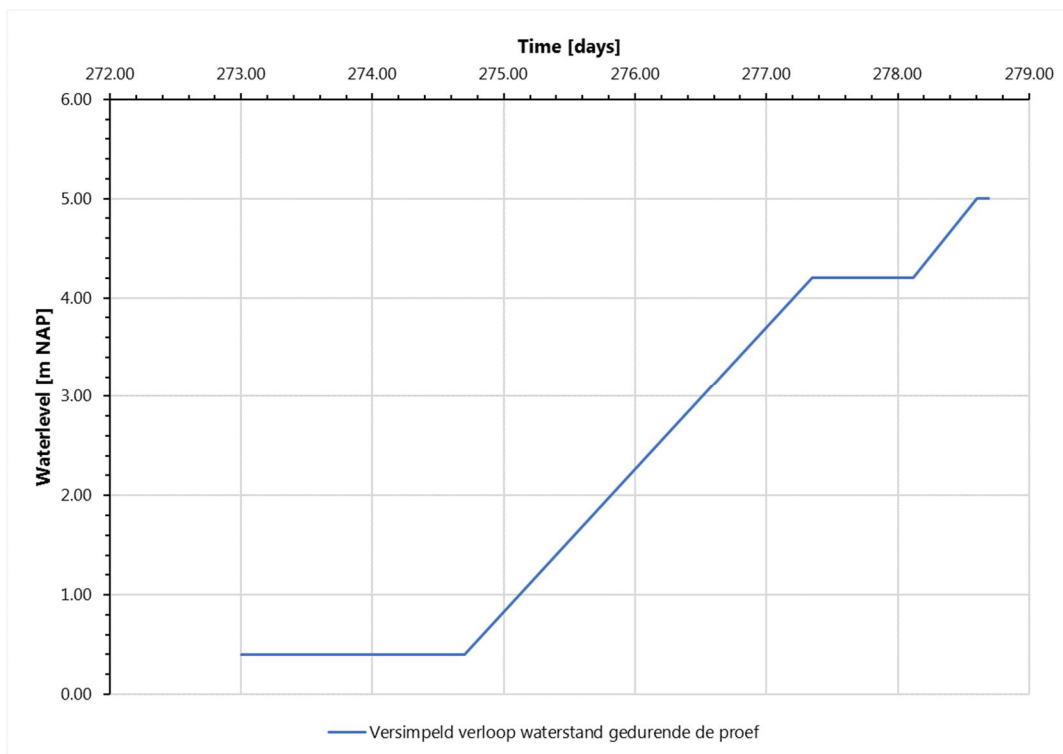
Deel 3 van de gevoeligheidsanalyse geeft aan wat het effect is van de sterkte- en vooral stijfheidsparameters op de vervormingen. Indien karakteristieke waarden worden gehanteerd worden aanzienlijke grotere verplaatsingen berekend.

Deel 4 van de gevoeligheidsanalyse geeft aan wat het effect is van enige mate van cohesie in de onverzadigde zandlaag en in de laag ter plaatse van de opdrijfzone. Een relatief hoge waarde voor de cohesie van 5kPa geeft de beste fit. Een cohesie van 1 à 2kPa heeft een beperkte invloed op vervormingen en krachten, maar maakt het mogelijk de berekening aanzienlijk verder uit te voeren zonder numerieke problemen.

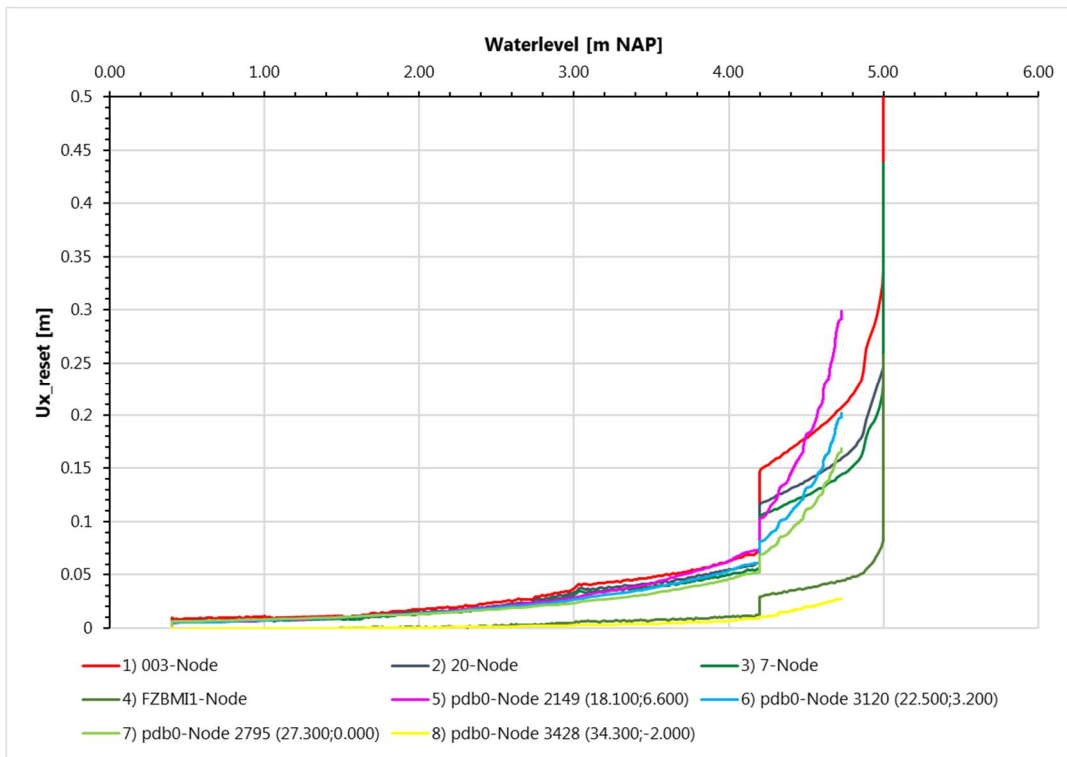
6.5.5 Vervormingen als functie van de waterstand

In aanvulling op de voorgaande analyses zijn ook de vervormingen als functie van de waterstand geanalyseerd. Het doel is om vast te stellen dat het geleidelijke verloop met de versnelde toename vlak voor bezwijken zowel een functie is van de tijd als een functie van de waterstand als zijnde de belangrijkste belasting.

In Figuur 6.45 is de waterstand in de zandkern achter de damwand weergegeven in de tijd. Aan de hand van deze conversie zijn de aanvullende figuren gemaakt. In Figuur 6.46 zijn de gemeten vervormingen in de middenraai weergegeven versus de berekende vervormingen. De conclusie is dat het verloop en de fit hetzelfde is als in de tijd. Tot een waterstand van NAP +4,2 m is de vervorming minder dan 10cm. De vervormingen nemen aanzienlijk toe vlak voor bezwijken bij een waterstand van NAP +5,0m.



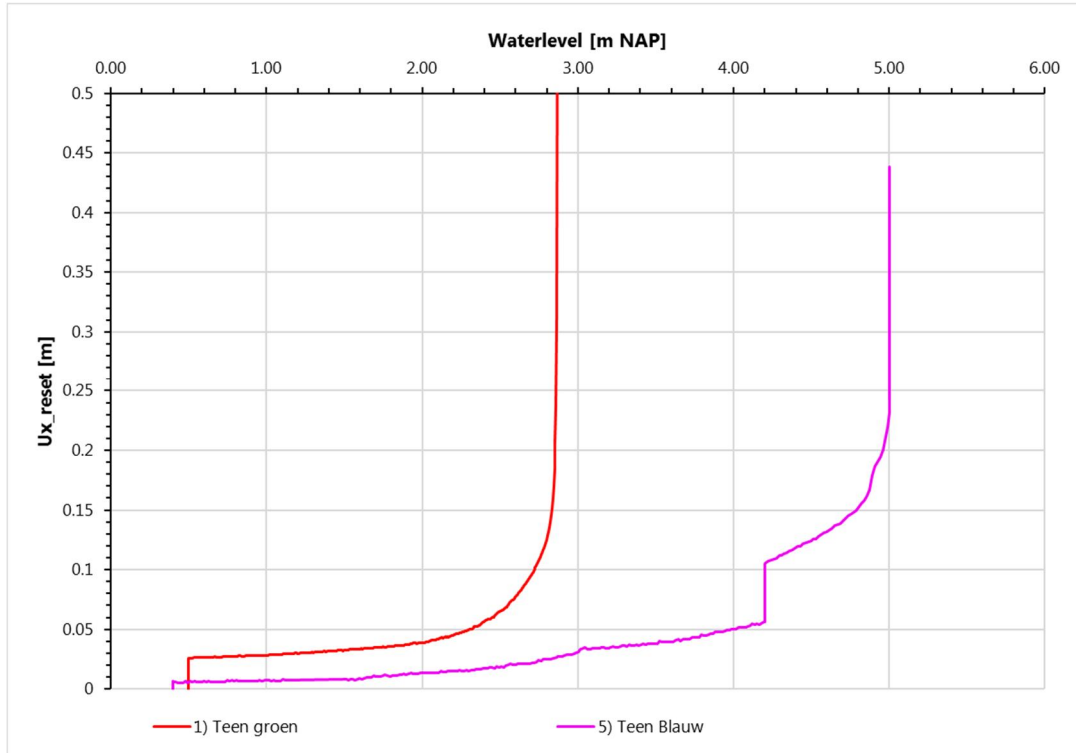
Figuur 6.45 Verloop waterstand in zandkern, proeffase FSP-blauw



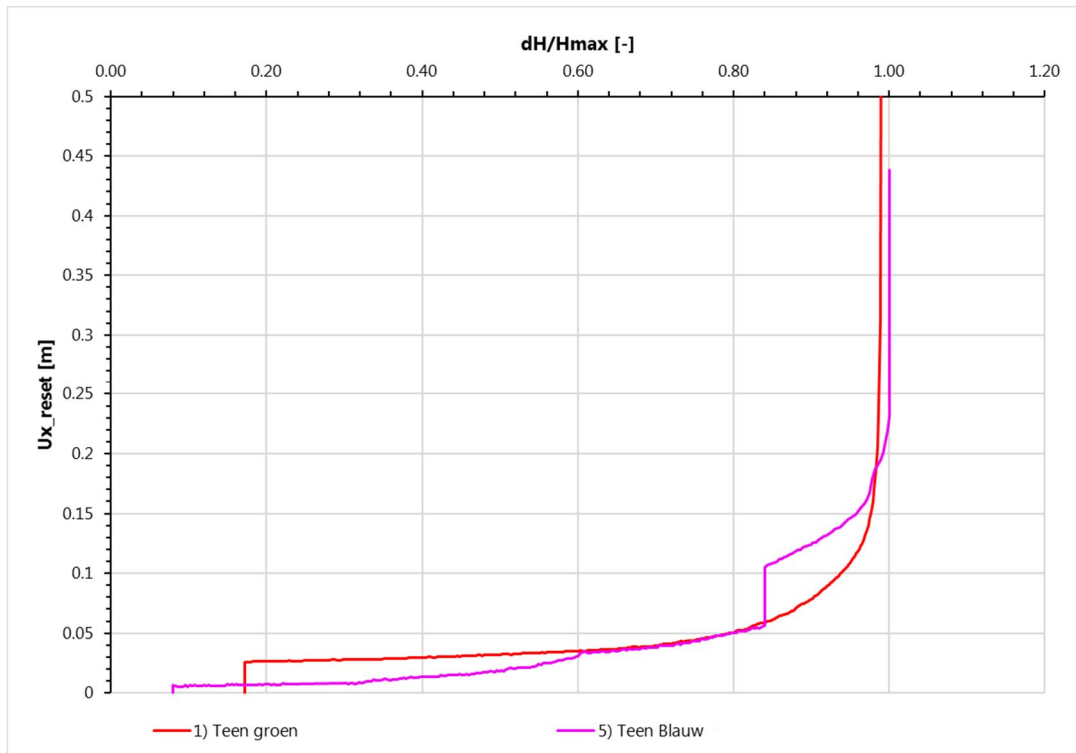
Figuur 6.46 *Postdicties* horizontale vervorming meetprisma middenraai tegen de waterstand zandkern, proeffase FSP-blauw. metingen (lijn 1-4) en *postdicties* (lijn 5-8)

De FSP-groen en FSP-blauw zijn niet gelijktijdig uitgevoerd, maar kunnen ten aanzien van de vervorming aan de teen wel met elkaar worden vergeleken. Om dit te doen zijn de horizontale deformaties uitgezet tegen de waterstand in plaats van tegen de tijd. In Figuur 6.47 is voor beide proeven de horizontale vervorming aan de teen weergegeven tegen de waterstand in de zandkern. Het eerste wat opvalt is dat de blauwe dijk een aanzienlijk hogere waterstand kan keren, namelijk 5,0m in plaats van 2,9m (factor 1,7). In termen van totale belasting is het een factor 3 hoger, omdat de hoogte hierin kwadratisch doorwerkt.

Om het verloop als functie van de waterstand te kunnen bekijken is de hoogte genormaliseerd aan de hand van de maximale hoogte per proef. Het resultaat is weergegeven in Figuur 6.48. Geconcludeerd wordt dat het verloop van beide grafieken goed overeenkomt, ondanks de discrete sprongen die ontstaan door andere belastingen dan de waterstand in de kern. Het merendeel van de verschilwaterstand (circa 90%) kan optreden bij een verplaatsing van slechts 10cm. Daarboven nemen de verplaatsing meer dan lineair toe en vanaf 20cm is er doorgaand bezwijken.



Figuur 6.47 *Postdicties* horizontale vervorming meetprisma teen talud tegen de absolute waterstand, proeffase FSP-blauw en FSP-groen



Figuur 6.48 *Postdicties* horizontale vervorming meetprisma teen talud tegen de relatieve waterstand, proeffase FSP-blauw en FSP-groen

6.6 Beantwoorden kennisvragen

6.6.1 Wat is het werkelijke sterkte- en stijfheidsgedrag?

1.1 Wat zijn de maximale vervormingen bij bezwijken van de blauwe dijk? Hoeveel vervorming van het systeem is nodig in het traject van elastisch naar plastisch gedrag van de damwand (voor het ontstaan van een plastisch scharnier)?

Een uur voor bezwijken is de verplaatsing van het binnentalud 0,20m zowel bij de SAAF's in de teen als midden op het talud. De bovenkant van de damwand is dan 0,40m verplaatst. Op 10 minuten voor bezwijken is de verplaatsing in de middenraai bij de teen toegenomen naar 0,35m en op het talud naar 0,40m en bovenkant damwand naar 0,60m. Dit is tevens de kritieke verplaatsing van de damwand waarbij het maximale elastische moment bereikt wordt in de gestaffelde wand. In de 10 minuten hierna faalt het binnentalud en verliest de damwand verdere steun. Dat is ook te zien aan de tegengestelde kromming, die eerst nog aanwezig was in de damwand maar bij falen niet meer. Falen van de damwand gaat zeer abrupt zodra de maximale rotatie is overschreden en lijkt tevens plaats te vinden op een iets hoger niveau (circa NAP -3,5m) dan waar aanvankelijk de maximale kromming en moment zat (circa NAP -4,2m). Dit is 0,5m onder het punt waar de staffeling ophield. Nadat de damwand faalt ontstaat er een scharnier over vrijwel de gehele breedte van de wand. Op basis van de opgraving is vastgesteld dat alleen de twee buitenste planken niet zijn geknikt. De damwand delen boven en onder de knik zijn betrekkelijk recht gebleven en hebben dus nauwelijks de kans gehad plastisch te vervormen. Dit betekent dat het scharnier aanzienlijk lagere capaciteit heeft dan de oorspronkelijke damwand en er dus sprake is van een beperkte rotatiecapaciteit.

1.2 Hoe verhouden het op verschillende locaties op en in de blauwe dijk gemeten vervormingsverloop in de tijd (tot aan bezwijken) zich tot elkaar?

Het overall beeld ziet er logisch en symmetrisch uit. Er is duidelijk sprake van een randeffect daar waar de ontgraving niet is toegepast en 3D werking vanuit de kopse kanten.

1.3 Wat is het waterkerende vermogen van de blauwe dijk uitgaande van de elastische capaciteit van de damwand en na bereiken van een plastisch scharnier?

Na falen van de damwand (niet zozeer een plastisch scharnier) ontstaat er een situatie waarin nog steeds sprake is van gedeeltelijk waterkerend vermogen. Dat komt omdat ten eerste het binnentalud niet geheel verdwijnt na afschuiving en zelfs na aanzienlijke overslag (circa 100l/m/s) de kleibekleding niet is weggespoeld. Het komt ten tweede door het samenwerken van de damwandplanken in de lengte-as van de dijk, doordat deze met de sloten zijn verbonden. Door deze zogenaamde membraanwerking van de damwand als geheel waardoor deze niet verder is doorgeknikt. De bovenkant van de damwand is in de middenraai uiteindelijk 6,5m naar voren gekomen en 2,0m gezakt, dat is 1m lager dan de hoogste waterstand in het bassin.

1.4 Hoe werkt de krachtsverdeling in de onverankerde damwand onder extreme condities?

Het overall beeld ziet er logisch uit. Aanvankelijk zijn de vervormingen in de damwand ook beperkt omdat de grond zowel sterker als stijver is dan verwacht. Maar in extreme condities en na het bereiken van een maximale vervorming -> kromming -> moment faalt de damwand vrij abrupt. In verticale zin is er geen zakking van de damwand waargenomen.

1.5 Wat is de voorspelde maximale sterkte van de grond langs het glijvlak en de damwand?

De sterkte van de grond is in lijn met de conclusies voor de groene dijk, namelijk pieksterktes en stijfheden op basis van TA-proeven zijn benodigd om de proefresultaten te reproduceren in de **postdictie**.

1.6 In welke verhouding worden (op basis van **postdicties**) de sterkte van de grond en damwand gemobiliseerd, gaande van nul belasting naar doorgaand bezwijken?

De sterkte van de grond is al voor een groot gedeelte gemobiliseerd in de aanlegfase en zal geleidelijk toenemen tijdens de proeffase. De damwand wordt pas na de aanlegfase geïnstalleerd en begint dus zonder enige mobilisatie. Op basis van de **predicties** is verder vastgesteld dat de vervormingen -> krommingen -> momenten langzaam toenemen en pas vlak voor bezwijken snel toenemen.

1.7 Welke belasting- en sterkteparameters hebben de grootste/kleinste invloed op het uiteindelijke bezwijken van de blauwe proefdijk?

De sterkteparameters van de slappe lagen (laag 2, 3 en 4) hebben de grootste invloed, gevolgd door de stijfheidsparameters van deze lagen, gevolgd door de sterkteparameters van de zandlagen en ten slotte de stijfheidsparameters van de zandlagen.

1.8 In hoeverre heeft de damwand invloed op de bezwijk lengte (nu 50m) die moet worden meegenomen in het bepalen van de betrouwbaarheidsindex?

Bij een doorgaande wand is er sprake van spreiding in de langsrichting, over een veel grotere lengte dan bij een groene dijk. Uiteindelijk zal na falen bij grote deformaties de dijk niet meer voldoen aan de hoogte-eis. Dit tekort aan hoogte kan ook bij een doorgaande wand plaatsvinden over een lengte van zowel groter als kleiner dan de bezwijk lengte die wordt meegenomen in het bepalen van de betrouwbaarheidsindex.

1.9 In welke mate beïnvloedt het gestaffeld zijn van de wand de krachtsverdeling?

De staffeling was nodig voor de bezwijkproef, om de damwand een voldoende lage sterkte te geven. In een proef heeft een doorgaande wand eigenlijk de voorkeur boven een staffeling, omdat dit ter plaatse van de staffeling een minder uniforme (en daardoor minder goed te interpreteren) spanningsverdeling over de planklengte geeft. De staffeling is mogelijk wel een verklaring waarom de wand uiteindelijk op een hoger niveau is geknikt dan verwacht op basis van het maximale moment.

6.6.2 Wat is beste benaderingsmethode voor restprofiel?

In het verlengde van kennisvraag 2 over de meest werkelijkheidsgetrouwe benaderingsmethode voor het restprofiel bij de FSP-blauw zijn de volgende deelvragen onderkend:

2.1 Hoe verhouden gemeten en voorspelde bezwijkvorm en bezwijkpatroon van (het binnentalud van) de blauwe proefdijk zich tot elkaar?

Het bezwijkvlak is nog niet geheel in kaart gebracht maar het lijkt erop dat er aanvankelijk een cirkelvormig glijvlak is ontstaan in het binnentalud, startend langs de damwand,

halverwege het talud op NAP -2m en bij de teen op NAP -4,2m en uiteindelijk uittredend net voorbij de teen van de ontgraving. Achter de damwand ontstaat geen cirkelvormig glijvlak maar een recht actief glijvlak. De **pre-** en **postdicties** bevestigen deze beschrijving.

2.2 Hoe verhouden de gemeten en voorspelde belastingen (vanuit de ontgraving en de wand) op het uiteindelijk afgeschoven binnentalud zich tot elkaar?

Op basis van de SAAF metingen is te zien dat de wand aan de bovenkant steun ondervindt van het talud, dat zou je dus ook als belasting op het talud kunnen zien. Wellicht is vanuit de kromming te herleiden wat de bijbehorende kracht is. Kort voor bezwijken van het talud is dat niet meer het geval en beweegt het talud dus meer dan de damwand.

2.3 Welke globale reststerkte van de grond (bij welke rekken) kan langs het (3D) bezwijkvlak van de blauwe proefdijk worden teruggerekend?

Dit is onderzocht, maar kan onvoldoende worden bepaald vanwege numerieke instabiliteit. Er wordt verwezen naar de conclusies van de groene dijk (zie Subparagraaf 5.6.2).

2.4 Hoe verhouden de gemeten reststerkte van de grond langs het bezwijkvlak van de blauwe proefdijk en de laboratoriumproeven zich tot elkaar?

Dit is niet onderzocht. Er wordt verwezen naar de conclusies van de groene dijk (zie Subparagraaf 5.6.2).

2.5 In hoeverre is de theoretische fenomenologische beschrijving (volgens literatuur) van de reststerkte van toepassing op het bezwijkvlak bij de FSP-blauw?

Dit is niet onderzocht, er wordt verwezen naar de conclusies van de groene dijk (zie Subparagraaf 5.6.2).

6.6.3 Hoe goed presteren rekenmodellen?

In het verlengde van kennisvraag 4 over hoe goed de beschikbare rekenmodellen het in de FSP-blauw optredende gedrag kunnen voorspellen is de volgende deelvraag onderkend:

4.4 Hoe verhouden het gemeten en voorspelde gedrag in de FSP-blauw zich tot elkaar?

We kunnen concluderen dat (net als voor de groene dijk) de sterkte van de grond op basis van gemiddelde DSS waarden bij grote rek bij de bezwijkproef (dus niet in de aanlegfase) een te lage sterkte geeft en te grote deformatie, en dat de lage sterkte het te slappe gedrag nog eens versterkt in de berekeningen. Uitgaande van de **best fit** is er inderdaad een goede fit mogelijk, waarbij moet worden uitgegaan van pieksterktes op basis van de TA proef en bijbehorende lage rekken bij falen c.q. hoge stijfheden. Overall kan worden gesteld dat het goed mogelijk is de FSP-blauw na te rekenen.

7 Overall conclusies en samenvatting

7.1 Project-specifieke constatering en generieke conclusies

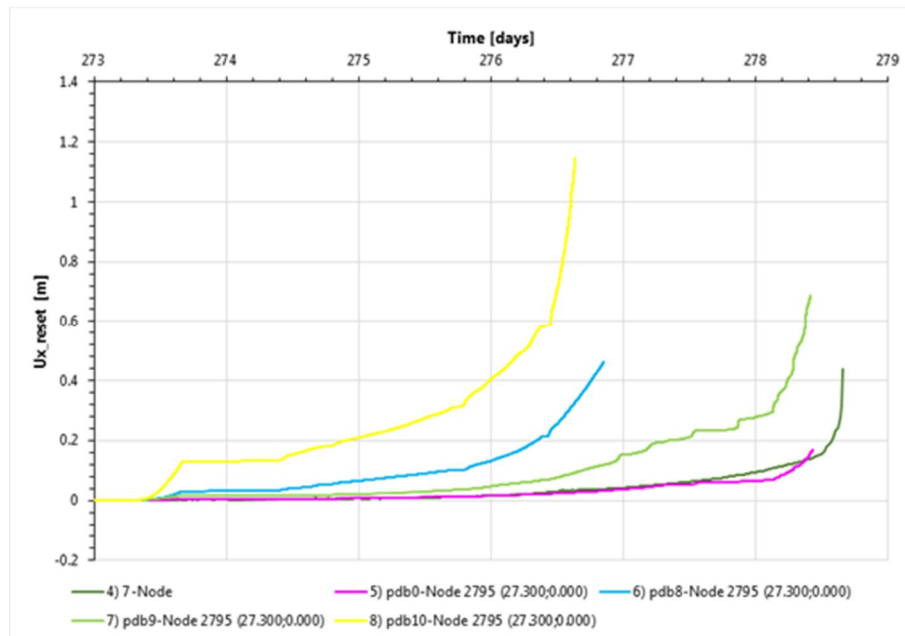
In het navolgende worden per kennisvraag uit Subparagraaf 1.2.4 (en op basis van de antwoorden op de concrete deelvragen per onderdeel uit het onderzoeksprogramma) de project-specifieke constatering en generieke conclusies op een rij gezet. Om het onderscheid tussen beide duidelijk te maken geldt:

- Proef-specifieke constatering zijn in de normale tekst vermeld.
- De vertaling naar generieke conclusies zijn in een grijs kader geplaatst.

7.1.1 Conclusies werkelijk sterkte- en stijfheidsgedrag

Op basis van de bevindingen uit de FSP-groen en FSP-blauw wordt wat betreft het vervormingsgedrag van de proefdijken tot aan bezwijken geconstateerd:

- Voor beide proefdijken geldt, net als bij andere proeven, dat de “ongedraineerde” vervormingen in de belastingfase bij een stabiele situatie klein zijn en pas richting bezwijken toenemen. Op het moment dat de proefdijken zwaar belast of verzwakt werden, waardoor de stabiliteit van het geheel richting een labiel evenwicht afnam, nam de vervorming in de binnenteen toe (richting 10 à 20cm) waarna bezwijken optrad. Hieronder is dat weergegeven.



Figuur 7.1 Verloop van gemeten en berekende horizontale vervorming in de teen FSP-blauw

In Figuur 7.1 over het verloop van de vervorming in de teen is de donkergroene lijn 4 de gemeten vervorming, de paarse lijn 5 de **postdictie** van de vervorming (verwachtingswaarde), de blauwe lijn 6 de berekende vervorming met karakteristieke waarde voor de sterkten, de lichtgroene lijn 7 de vervorming met karakteristieke stijfheden en de gele lijn 8 de vervorming met karakteristieke waarden voor zowel sterkten als stijfheden.

Hierbij moet worden beschouwd dat op de horizontale as van de grafiek de dagen van de proef staan, die eigenlijk kunnen worden gezien als belastingstappen.

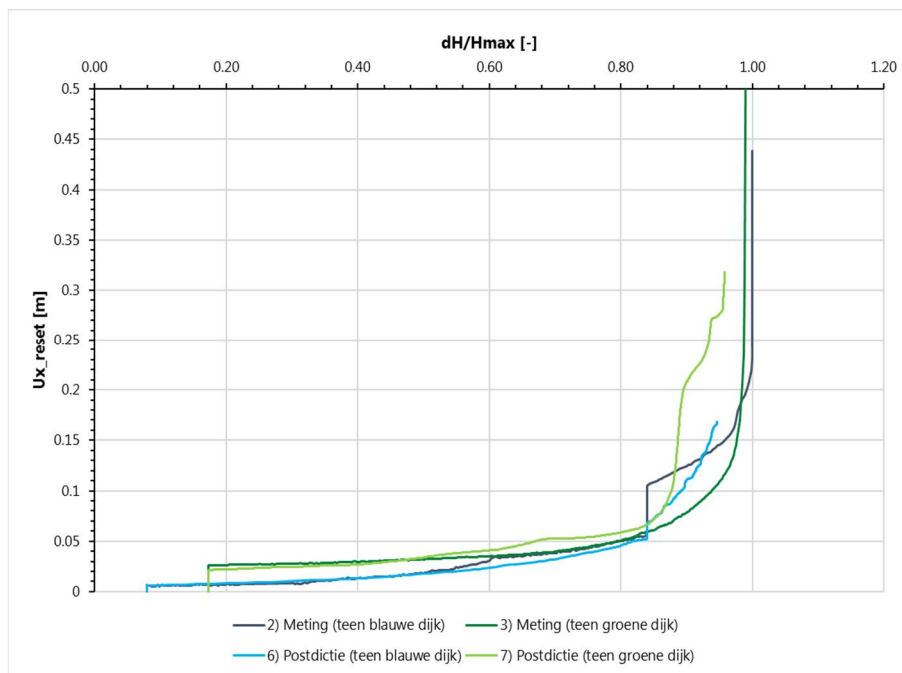
Ter illustratie: bij het aanhouden van de karakteristieke waarde voor de sterkten in de berekening treedt bezwijken op bij een waterdruk in de dijk van circa NAP +3,40m. In werkelijkheid trad bezwijken op nadat de waterstand in de zandkern was opgezet tot NAP +5,00m en de containers waren gevuld tot 20kPa waterdruk.

Bezwijken treedt volgens het rekenmodel op bij ruim 0,6m vervorming bij de teen van de dijk, wat niet reëel en waarschijnlijk fysisch onmogelijk is. De grond kan deze orde van grootte van ongedraineerde vervormingen niet volgen zonder te bezwijken. Hiermee is eigenlijk de (on)zin van dit soort vervormingsanalyses aangetoond.

De (ongedraineerde) vervorming van de dijk blijkt sterk gerelateerd aan de stabiliteit van de dijk of damwandconstructie. Dit kan betekenen dat het voldoende is om alleen de sterkte en stabiliteit in de uiterste grenstoestand te beoordelen, en dat (streng) vervormingseisen alleen in de aanlegfase relevant zijn. Op basis van dit inzicht kan onnodige verzwaring worden voorkomen (sterk situatie-afhankelijk, orde van grootte ~20% bij lange onverankerde damwanden). Om een zinnige analyse van vervormingen te maken moet worden gerekend met gemiddelde waarden voor zowel sterkte- als stijfheidsparameters (zie ook Subparagraaf 7.2.1).

Op basis van de bevindingen uit de FSP-groen en FSP-blauw wordt wat betreft het bezwijken en de bijbehorende vervormingen van de proefdijken geconstateerd:

- Beide proefdijken blijken qua vervorming in de binnenteen een gelijksoortig bezwijkgedrag te vertonen (zie Figuur 7.2).



Figuur 7.2 Verloop van gemeten en berekende horizontale vervorming in de teen als functie van het relatieve belastingniveau (dH/H_{max}) voor zowel FSP-groen als FSP-blauw

- De kleibekleding bij de blauwe dijk is, ondanks de (tijdelijke) belasting vanuit overslag en de grote vervormingen, niet weg geërodeerd.
- De groene dijk bezwijkt abrupt bij een vervorming in de teen van 10 à 20 cm, waarbij er visueel op de kruin weinig andere waarschuwingen zijn geweest dan zeer beperkte scheurvorming. Ook het talud van de blauwe dijk bezwijkt vrij abrupt, echter wel na duidelijke waarschuwingen middels de kopvervorming van de damwand en grote scheuren. Bezwijken treedt ook op na een (ongedraineerde) horizontale deformatie in de teenlijn van 10 à 20 cm.
- De bovenstaande vervormingen gelden voor de ongedraineerde situatie, waarbij de belasting relatief snel wordt opgevoerd. In de “gedraineerde situatie” zoals deze in de aanlegfase van beide dijken aanwezig was, waren de horizontale deformaties groter. In deze fase zijn horizontale deformaties in de teen gemeten van 30 tot 40cm.

Op basis van de bevindingen uit de FSP-groen en FSP-blauw wordt wat betreft de bijdrage van de damwand aan het bezwijkgedrag van de proefdijk geconstateerd:

- Het gedrag na bezwijken van de onverankerde damwandconstructie laat zien, dat deze dan nog steeds bijdraagt aan de sterkte van het systeem; de damwand is niet weg en de waterkering fungeert nog als een soort van overlaat (ingebede deel van de wand onder het constructief bezwijken stuk).

Ook na bezwijken bleek de continue damwandconstructie in de proef nog steeds aan het waterkerende vermogen bij te dragen. Dit geeft te denken voor praktijk-situaties met discontinue wanden: bij bezwijken van een discontinue damwand (voor geohydrologie) zou water de grond tussen de panelen kunnen uitspoelen. Een continue damwand lijkt daarmee aanzienlijk meer robuust.

- Duidelijk waarneembaar is dat bij de continue onverankerde damwandconstructie de planken sterkte aan elkaar ontlenu via de sloten, waardoor in de lengte-as van de dijk een vorm van herverdeling van spanningen tussen de damwandplanken mogelijk is.

Bij een discontinue damwand zijn wel de planken binnen een paneel, maar niet de panelen onderling via de sloten aan elkaar gekoppeld. Dit beperkt de mogelijkheid tot herverdeling in de lengte-as van de waterkering, waardoor er (net als bij niet constructief versterkte dijken) over relatief kleine lengtes grote vervormingen zullen kunnen optreden. Dit wekt de indruk dat bij een continue damwand ten behoeve van de macrostabiliteit het lengte-effect (dat de mechanisme-gevoelige lengte van het dijktraject weergeeft en bij macrostabiliteit 50m is) gunstiger kan worden aangehouden dan bij een niet versterkte dijk. Er wordt ingeschat dat dit bij doorlopende wanden een gewichtsbesparing in de orde van grootte van ~10% kan opleveren. Bij niet gekoppelde panelen zou de lengte-effect factor 50m moeten blijven.

Op basis van de bevindingen uit de FSP-groen en FSP-blauw wordt wat betreft de invloed van de ondergrondcondities op de bezwijkvorm geconstateerd:

- De resultaten van de proef op de groene dijk zijn in hoge mate beïnvloed door de slappe kleilaag 3a onder de teen, die mogelijk heeft bijgedragen aan de grote vervorming na bezwijken.
- Onder de blauwe dijk was de slappe kleilaag 3a niet aanwezig. Ook als deze laag wel aanwezig zou zijn geweest, dan zou de invloed hiervan op de stabiliteit van de blauwe dijk naar verwachting minder groot zijn geweest als op die van de groene dijk. De damwandconstructie zorgt voor herverdeling van belastingen en vervormingen over de diepte, waardoor de invloed van een lokaal slechtere laag minder groot is.

Aan de hand van indicatieve 3D-simulaties is afgeschat dat er een significant 3D-effect moet zijn opgetreden rondom bezwijken. Uitgaande van dit 3D-effect is een **best fit** parameterset opgesteld voor de 2D-simulaties. Deze **best fit** set is daarna ook gebruikt bij de analyse van de blauwe dijk. Door deze aanpak is de onzekerheid in grondparameters (en dus uiteindelijk de onzekerheid in bijdrage van de damwand) geminimaliseerd.

7.1.2 Conclusies beste benaderingsmethode voor restprofiel

In de full-scale proeven is waardevolle informatie over de reststerkte van klei en veen verzameld, maar er kon geen goede overeenstemming worden vastgesteld tussen de remoulded strength in de laboratoriumproeven en de reststerkte nodig om de vervormingen te verklaren die in de full-scale proeven zijn opgetreden.

Om de opgetreden vervormingen van de groene dijk na afschuiving te verklaren moet er namelijk een reductie van de grondsterkte en -stijfheid worden toegepast die ruim meer was dan wat uit de proeven komt. De PLAXIS-simulaties voor de groene dijk vereiste een reductie van de pieksterkte van 50% om enigszins in de buurt van de deformatie te komen die tijdens de proef is opgetreden. Dit is veel meer dan de gevonden reductie op basis van het uitgevoerde laboratoriumonderzoek. Bij de simulatie voor de blauwe dijk was deze reductie ten minste 20%, waarbij numerieke problemen het verhinderde om hier nader naar te kijken.

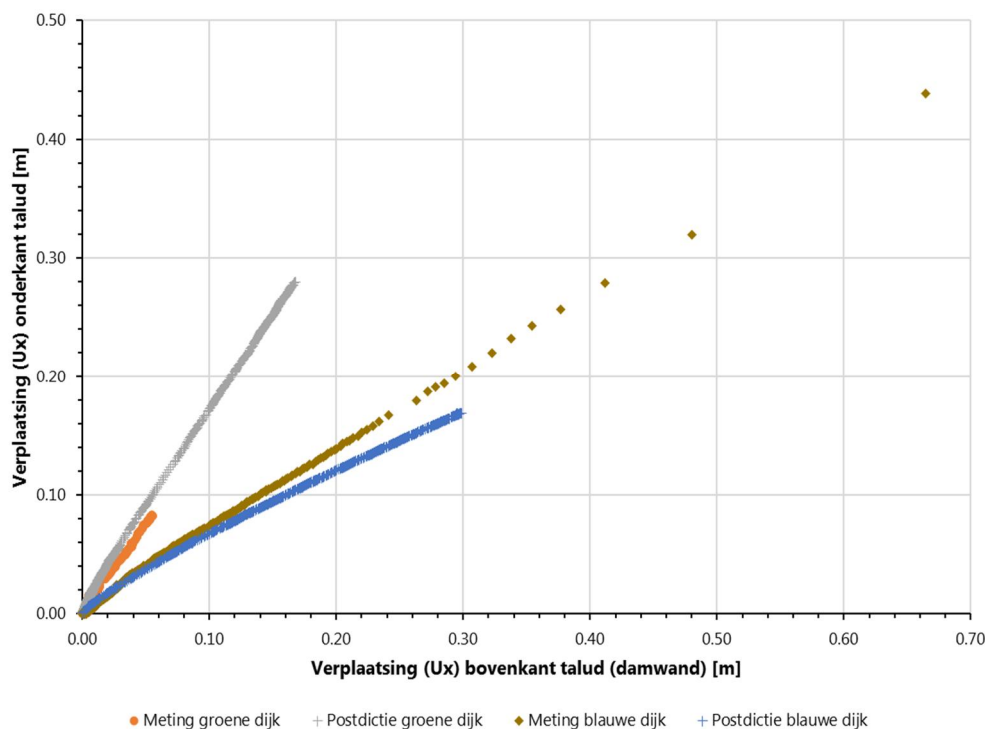
In het BEEM v1.0 wordt voorgesteld om de grondsterkte in de afgeschoven grondmoot te reduceren tot 70% van de sterkte bij eindrek. In de praktijk zou de waarde die in de verkennende PLAXIS-simulatie is gevonden van reductie tot 50% van de piekwaarde ongeveer overeenkomen met een reductie tot 70% van de sterkte bij eindrek. De proefresultaten ontkrachten de BEEM-aanname daarmee niet, maar het verschil tussen voorspelling (op basis van een verkennende PLAXIS-simulatie) en proefuitkomst is nog te weinig begrepen om hier generiek conclusies aan te verbinden.

Als vervolgstap richting een verbeterde aanpak voor het restprofiel is extra informatie benodigd (veldmetingen voor rotational shear op basis van een vane test, zie Paragraaf 8.4). Op dit moment kunnen geen conclusies worden getrokken.

7.1.3 Conclusies met betrekking tot vervormingsverschillen tot aan bezwijken

In de teen van beide proefdijken waren de vervormingen bij bezwijken in dezelfde orde van grootte (10 à 20cm), ter hoogte van kruin was er juist voor bezwijken weinig verplaatsing (orde van grootte van cm) bij de groene dijk, terwijl bij blauwe dijk orde grootte decimeters verplaatsing optraden. Dit verschil tussen kruin- en teenvervorming volgt ook uit Figuur 7.3. Deze verschilvervorming (met name op kruinniveau) vormt een aandachtspunt.

Een belangrijk verschil tussen het bezwijken van de proefdijken betrof de mate waarin er vooraf waarschuwingen konden worden waargenomen. Tijdige signalering daarvan kan de eventuele gevolgen van een overstroming beperken. Voor de praktijk betekent dat dus dat het zeer moeilijk is om bij een dijk zonder damwand een mogelijke instabiliteit vooraf waar te nemen, terwijl deze signalen er bij een onverankerde damwand nadrukkelijk wel zijn.



Figuur 7.3 Verloop van gemeten en berekende verplaatsing bovenkant en verplaatsing onderkant talud, op basis van meetprisma's, voor zowel FSP-groen als FSP-blauw

Het feit, dat bij een onverankerde damwand de vervormingen in de teen als het ware worden geëxtrapoleerd naar de kruin en daar significanter worden, biedt mogelijkheden voor monitoring in combinatie met early warning systems. Afhankelijk van de kopverplaatsing kan eenvoudig worden beoordeeld hoe de doorbuiging en daarmee de momenten in de damwand zullen zijn waardoor een real-time sterkte voorspelling gegeven kan worden.

Tijdens de proef traden aan de rand van de testdijken forse scheuren op als gevolg van grote stijfheids- en belastingverschillen. De proef was zodanig ingericht dat 100% van de te mobiliseren belasting op de testdijken kon worden aangebracht en eigenlijk 0% van de belasting op de kopterp, waardoor eigenlijk een extreme overgang is gecreëerd die in de praktijk niet optreedt. Grote verschillen in stijfheid en sterkte treden wel op in de praktijk. Bij

het toestaan van grotere deformaties moet er meer aandacht zijn voor de aansluitconstructie. Vanwege de hiervoor beschreven proefinrichting is de verwachting dat in de proef de 3D effecten mogelijk groter zijn geweest dan in werkelijkheid. Dit is de reden dat we terughoudend zijn om hier generieke conclusies aan te verbinden.

7.1.4 Conclusie wat betreft prestatie van rekenmodellen

De PLAXIS 2D en 3D modellering van de proeven, waarbinnen van het Hardening Soil model voor de POT en het Soft Soil Creep model voor dijken gebruik is gemaakt, is redelijkerwijs (met verdedigbare keuzes in de modellering) in staat gebleken het bij de blauwe dijk waargenomen gedrag te verklaren. Ook met het NGI-ADP SHANSEP (NAS) model kon de werkelijkheid worden beschreven. Voordeel van de toepassing van het NAS model is het

Hoofdconclusie is dat er geen eenduidige richtlijnen zijn af te leiden wanneer welk constitutief model te gebruiken. De gebruikte modellen (Hardening Soil, Soft Soil Creep en SHANSEP) zijn, uitgaande van passende input, allemaal in staat gebleken tot redelijke **postdicties** te komen. Dit geeft vertrouwen dat de veiligheidsaanpak volgens het BEEM, waarin het CSSM concept in combinatie met een geavanceerd constitutief model centraal staat, tot een voldoende veilig ontwerp voor een constructieve dijkversterking leidt.

7.1.5

Conclusies over damwanden met discontinue karakter

Op basis van de vier POT-proeven zijn er conform Subparagraaf 3.6.3.2 geen aanwijzingen gevonden dat, als gevolg van de discontinuïteit van de wandconstructie, de momentcapaciteit afneemt. Volgens de OSPW en het BEEM moet voor discontinue damwandpanelen een reductiefactor van 1,1 op het weerstandsmoment van het paneel worden toegepast. Dit volgt op de keuze dat alleen elastisch gedrag is toegestaan. De theorie hierachter is dat de randplank door rotatie stijver zal reageren (traagheidsmoment neemt toe). Hierdoor gaat de uiterste vezel in theorie sneller vloeien. Merk hierbij wel op dat de plastische momentcapaciteit daarentegen gelijk blijft.

N.B. Voor de duidelijkheid: In de proef zijn verschillende 'discontinue' wanden toegepast: in de POT waren dat twee panelen van één GU8N-triplet, terwijl er in de FSP-blauw een gestaffelde wand van GU8N-triplets (steeds één 18m lange triplet en één 9m korte triplet) is toegepast waarvan dus alleen over de bovenste 9m de sloten in elkaar zaten.

In de POT is het effect van roteren van randplanken niet waargenomen, daarnaast is er ook geen reductie van de sterkte als gevolg van randplank-effecten waargenomen. Dit geldt zowel bij de damwandprofielen die in doorsnedeklasse 3 vallen (en dus minimaal de elastische momentcapaciteit hebben) als ook de damwandprofielen die in doorsnedeklasse 2 vallen (en dus ook de plastische momentcapaciteit halen). Voor smalle panelen is tijdens de POT wel geconstateerd dat deze veel makkelijker in zijn geheel roteren.

Hoofdconclusie is dat bij discontinue wanden (als panelen worden toegepast die bestaan uit minimaal drie dubbele planken) geen reductie van het weerstandsmoment met een factor 1,1 nodig is. Het meenemen van deze aanbevolen optimalisatie leidt bij deze panelen tot ~10% gewichtsbesparing.

N.B. Alhoewel het roteren van smallere panelen tijdens de POT-proeven geen significant effect heeft gehad op de sterkte, is het voor de praktijk niet uit te sluiten dat dit een effect kan hebben. Daarom dient in het geval van een smal paneel (minder dan drie dubbele planken) nog wel de sterkte reductie van 1,1 meegenomen te worden.

Verder blijkt (in lijn met het BEEM) het rekenen met een equivalente buigstijfheid en weerstandsmoment voor discontinue en gestaffelde wanden realistisch en aan te sluiten bij het waargenomen gedrag.

7.1.6 Conclusies over plastisch gedrag

De resultaten uit de POT-proeven hebben aangetoond goed aan te sluiten bij de methodiek die de EN1993-5 geeft voor het toetsen van damwandprofielen in ULS situaties:

- Conform EN 1993-5 valt het AZ26-profiel in doorsnedeklasse 2 en kan daarmee de volledig plastische momentcapaciteit mobiliseren; de resultaten bevestigen dit.
- De overige profielen (GU8N en AZ13-700) zijn doorsnedeklasse 3 profielen en bereiken minimaal de elastische momentcapaciteit; de resultaten bevestigen dit.

Daarbij geven de POT proeven overigens geen aanwijzingen dat de grondopbouw van de proeflocatie een significante (positieve) invloed heeft gehad op het bezwijkmoment (als gevolg van de inbedding van de plank in de grond). Conform Subparagraaf 3.6.5 geldt dus:

Aangezien de resultaten uit de POT-proeven geen enkele reden geven om te veronderstellen dat het niet zou mogen, wordt er aanbevolen om voor de constructieve toets van damwandprofielen aan te sluiten op de EN 1993-5 waarbij er voor relatief zware profielen die in doorsnedeklasse 2 vallen gerekend mag worden met de plastische momentcapaciteit. Dit geldt bij discontinue wanden op voorwaarde dat panelen uit minimaal drie dubbele damwandplanken bestaan. Met deze aanbevolen optimalisatie wordt een gewichtsbesparing van ~15% gerealiseerd. Voor smallere damwandpanelen is binnen dit proefprogramma niet aangetoond dat ook de plastische momentcapaciteit wordt behaald.

7.1.7 Conclusies uit vergelijking metingen met OSPW en BEEM

Uit het ontwerp voor een damwand in de FSP-blauw volgens de OSPW en het BEEM volgt dat er een AZ46-700N respectievelijk AZ28-700 nodig is (zie Bijlage F.4). De BEEM-aanpak leidt in dit geval tot een significant minder zwaar ontwerp dan de OSPW-aanpak – conform Tabel 7.1 is dit een gewichtsbesparing van circa 30% – die beter in verhouding staat tot de daadwerkelijk toegepaste wand van gestaffelde GU8N-planken. Over de projecten heen wordt verwacht dat een gewichtsbesparing in de orde van grootte van 20% realistisch is.

	BEEM [#]	OSPW [#]
rekenwaarde moment damwand [kNm/m ¹]	978	1.713
rekenwaarde normaalkracht damwand [kN/m ¹]	122	135
staalkwaliteit	S390GP	S390GP
type damwand in origineel ontwerp	AZ28-700	AZ46-700N
gewicht per meter wand [kg/m ²]	157,2	225,3
elastisch weerstandsmoment doorsnede [cm ³ /m ¹]	2.760	4.605

* alleen plastische momentcapaciteit geen factor voor discontinue wanden

in beide gevallen wordt er overheen gestapt dat niet aan vervormingseis wordt voldaan

Tabel 7.1 Samenvatting berekeningsresultaten vergelijking OSPW en BEEM (zie Bijlage F.4)

Zelfs bij toepassing van de bovengenoemde zware damwandpanelen zijn de berekende vervormingen vele malen groter dan de gemeten vervormingen en wordt dus niet voldaan aan de vervormingseisen uit het BEEM.

Op basis van het vergelijken van het ontwerp voor een damwand in de FSP-blauw volgens zowel de OSPW als het BEEM wordt inzichtelijk dat voor een echt ontwerp in deze situatie een significant zwaardere constructie nodig zal zijn. De versterkingsconstructie volgens de BEEM-aanpak lijkt daarbij beter in verhouding te staan tot de werkelijk benodigde constructie.

Hierbij wordt nog opgemerkt dat, om aan de vervormingseisen in het BEEM te kunnen voldoen, in veel gevallen eigenlijk een vervorming-beperkende maatregel (bv een ander type constructie of een verankering) zal moeten worden toegepast.

7.2 (Mogelijkheden tot) optimalisatie ontwerp en beoordeling

7.2.1 Ontwerpmethodiek (BEEM)

In lijn met Subparagraaf 7.1.4 en Subparagraaf 7.1.7 is rekenen met critical state grondeigenschappen in de ontwerpaanpak akkoord, ook in geval van constructieve elementen. Sterker nog, het leidt tot een gemiddelde gewichtsbesparing van 20%.

Ook wordt in lijn met Subparagraaf 7.1.5 bij discontinue wanden die uit panelen van minimaal drie dubbele planken zijn opgebouwd aanbevolen de reductiefactor van 1,1 op weerstandsmoment te laten vervallen, hetgeen direct een gewichtsbesparing van 10% oplevert. Rekenen met equivalente stijfheidseigenschappen van discontinue wanden is correct.

Daarnaast wordt aanbevolen om het conform Eurocode EN 1993-5 rekenen op de plastische momentcapaciteit voor profielen uit doorsnedeklasse 2 toe te staan (als panelen worden toegepast die bestaan uit minimaal drie dubbele planken). Hiermee wordt een gewichtsbesparing van ~15% gerealiseerd.

Onderstaand nog een aantal concrete suggesties voor optimalisaties die, na gericht nader onderzoek (op basis van de resultaten uit de POT- en FSP-proeven), in de toekomst kunnen worden opgenomen in de ontwerpmethodiek volgens het BEEM:

- **Relatie vervormingen en stabiliteit.** De proeven hebben laten zien dat de vervormingen klein zijn zolang een dijk stabiel is. Pas bij een instabiliteit nemen de vervormingen toe. Het is dan ook maar de vraag of het daadwerkelijk nodig is om vervormingen te toetsen in de uiterste grenstoestand. De proef lijkt aan te tonen dat er aan de vervormingen wordt voldaan zolang er aan de stabiliteit en sterkte wordt voldaan. Advies voor de praktijk is wel dat, als er een vervormingseis wordt gesteld, de verificatie dan niet met onrealistisch lage sterkte / stijfheid dient plaats te vinden. En dat de modelfactor op de vervormingen ten gevolge van hoogwater van 1,3 kan komen te vervallen, aangezien rekenen met de karakteristieke sterkte en stijfheid al zeer conservatief is. Op deze wijze zal deze eis veel minder maatgevend zijn cq minder leiden tot te zware constructies. Met dit inzicht kan onnodige verzwarende worden voorkomen (orde grootte ~20% gewichtsbesparing bij lange onverankerde damwanden).

7.2.2 Aandachtspunten voor TR langsconstructies

Onderstaand een overzicht van een aantal concrete suggesties voor optimalisatie die aan het TR Langsconstructies wordt meegegeven en, na gericht onderzoek (op basis van de resultaten uit de POT- en FSP-proeven), in de toekomst kunnen worden opgenomen:

- **Continue wanden.** Vanuit stabiliteitsoogpunt hebben continue wanden de voorkeur boven discontinue wanden vanwege de herverdelingscapaciteit van een continue wand in de lengte-as van de waterkering.
- **Discontinue wanden.** De reden om een discontinue wand voor te schrijven komt voort uit de eis dat de geohydrologie niet beïnvloed mag worden. Uit de proef blijkt dat het voordelen biedt als een continue wand wordt toegepast, omdat continue wanden na bezwijken nog steeds kunnen bijdragen aan het waterkerende vermogen van de waterkering als geheel. Daarom lijkt verdere optimalisatie van versterkingen met langsconstructies mogelijk door onderzoek naar een continue wand die de geohydrologie niet beïnvloed (bijvoorbeeld naar damwandplanken met gaten erin).
- **Lengte-effect factor.** Als gevolg van de grote herverdelingscapaciteit in de lengte-as van de dijk is voor continue langsconstructies een beloning op zijn plaats, waarbij kan worden gedacht aan een grotere mechanisme-gevoelige lengte (bij piping wordt bijvoorbeeld met $a = 300\text{m}$ gerekend). Er wordt ingeschat dat dit bij doorlopende wanden een gewichtsbesparing in de orde van grootte van ~10% kan opleveren.
- **Constructief versterkte vs niet versterkte dijk.** Zowel een dijk met als een dijk zonder onverankerde damwand vertonen bros bezwijkgedrag, waarbij de dijk zonder constructie nauwelijks vervormingen aan de kruin tot het moment van bezwijken laat zien en die met constructie de kop van de damwand duidelijk vervormt en daarmee een veel duidelijker signaal bij een mogelijke instabiliteit geeft. Ook zorgt een damwandconstructie voor herverdeling van belastingen en vervormingen, waardoor de invloed van een lokaal slechtere grondlaag minder groot is dan bij een dijk van alleen grond.

- **Strategie (veld)onderzoek.** Tijdens de opbouw van de terp, maar ook tijdens de proef op de groene dijk, had een slechte, zeer dunne grondlaag een groot effect op de stabiliteit. Dergelijke grondlagen kunnen bij de analyse van 'bulk' sonderingen en boringen (als die al op een dergelijke plek zijn uitgevoerd) eenvoudig in de analyse worden gemist. Sterk afwijkende laboratoriumproef-waarden zullen, als het om een enkele waarneming, waarschijnlijk nauwelijks van invloed zijn op de karakteristieke sterkte van de grondlaag. Het is zelfs niet ondenkbaar dat uitbijters worden verwijderd.

Bij meer gedetailleerde analyse, en door de grondonderzoeksresultaten te combineren met andere informatiebronnen, is de kans groter dat slechte plekken wel worden opgemerkt en kunnen deze als aparte grondlaag worden gemodelleerd en onderzocht. Bij de Eemdijkproef bleken vooral oude luchtfoto's, het AHN en (infra rood) satellietbeelden erg bruikbaar bij het in beeld brengen van de lokaal zeer slecht draagkrachtige kleilaag. Hierna kunnen met gericht aanvullend grondonderzoek en monstersselectie passende grondparameters worden afgeleid. Dit is natuurlijk niet nieuw en al bekend, maar de vraag die resteert is of hier vanuit (veld)onderzoeksstrategie in de praktijk wel voldoende op wordt ingezet.

- **Werkelijke sterkte damwanden.** Bij een beoordeling moet men zich ervan bewust zijn dat de geleverde damwandplanken een gegarandeerde minimale staalkwaliteit hebben en dat de dikte binnen bepaalde toleranties valt. De daadwerkelijk staalkwaliteit wordt aangetoond op basis van trekproeven en de dikte met metingen. Er ontstaat een mogelijkheid tot optimalisatie bij een beoordeling op een later tijdstip, door gebruik te maken van resultaten van trekproeven en dikte-metingen.

8 Resterende optimalisatiekansen

In de Eemdijkproeven konden niet alle onderzoeksvragen worden beantwoord, en zelfs zijn er voor een aantal onderzoekssporen aanvullende onderzoeksvragen gerezen. Het wordt als wenselijk gezien dat hiervoor een plek op een onderzoeksagenda (bijvoorbeeld een vervolg op de POVIM) wordt gezocht. Hieronder is een lijst van deze onderzoeksvragen of opmerkingen (inclusief een inschatting door het projectteam van de prioriteit) weergegeven.

8.1 Relatie ongedraineerde vervormingen en stabiliteit (prioriteit HOOG)

In Subparagraaf 7.1.1 is geconstateerd dat de (ongedraineerde) vervorming van de dijk sterk gerelateerd blijkt aan de stabiliteit van de dijk of damwandconstructie. Dit kan betekenen dat het voldoende is om alleen de sterkte en stabiliteit in de uiterste grenstoestand te beoordelen, en (strengere) vervormingseisen alleen in de aanlegfase relevant zijn.

Dit vraagt om een overkoepelend onderzoek naar de relatie tussen stabiliteit en (ongedraineerde) vervormingen in beschikbare bezwijkproeven (waaronder de Eemdijkproef). Door deze proeven te combineren kan deze constatering mogelijk verder onderzocht worden.

8.2 Hoe zit het nu werkelijk met de rekken in het staal? (prioritering MIDDEL)

Er zijn veel onzekerheden over het functioneren van de rekmetingen op de planken zelf, waardoor deze niet bruikbaar worden geacht. Een groot deel van de conclusies over het plastische deformeren van de planken zijn daardoor gebaseerd op de vervormingsmetingen met SAAF's tijdens de proef en de (via inscannen en fotograferen) op beeld vastgelegde toestand van de planken na de proef. Het ontbreken van betrouwbare rekmetingen laat een aantal kennisvragen (gedeeltelijk) onbeantwoord.

In de analyse kon worden nagegaan hoe de plankvervormingen uit de PLAXIS-simulaties zich verhielden tot de SAAF-metingen. Rekken (en daarmee buigende momenten) in de planken konden alleen worden gebaseerd op de waarden uit de PLAXIS-simulaties, terwijl het inzicht ontbreekt welke momentcapaciteit/sterkte de damwand heeft gehad bij grote plastische vervormingen en wat de normaalkracht is geweest. Ook ontbreekt de bevestiging dat het gedrag van de randplanken in de POT-proeven gelijk is geweest aan middenplank. Ook de zakking van de grond langs de plank (denk aan de zakking van de containers op de kruin), het effect daarvan op de normaalspanningen in de plank en de relatie tussen momentcapaciteit en rotatie ter plaatse van een plastisch scharnier konden nu niet goed uit de meetresultaten worden gehaald.

Mogelijk zou dit nog wel kunnen als de onzekerheden in de meetsignalen worden weggenomen, waarmee meer inzicht kan worden verkregen in de "reststerkte" van de damwand na bezwijken.

8.3 Sterkte zandpakket (prioritering MIDDEL)

Van de zandkern zijn tijdens de aanleg monsters genomen en die liggen opgeslagen in de koude ruimte bij Deltares, maar er zijn geen proeven op gedaan. In de **postdicties** is voor deze sterkte uitgegaan van literatuurwaarden. Omdat de zandkern na bezwijken van het talud is blijven staan, zijn er vragen gerezen over de sterkte (de schijnbare cohesie, maar ook de inwendige wrijvingshoek) van dit zand. Aanvullende proeven zouden dit kunnen invullen.

Met deze kennis krijgen we beter inzicht in de bijdrage van dit onderdeel aan de totale sterkte, waarmee mogelijk tot scherpere conclusies over de aan te houden sterkte van het zand kan worden gekomen.

8.4 Residual strength in relatie tot restprofiel (prioritering HOOG)

Het onderzoek naar grote rekken (zie hoofdstuk 4) had tot doel om na te gaan of de huidige werkwijze voor het in rekening brengen van de invloed van het secundair bezwijkmechanisme (i.e. van het afschuiven van het binnentalud) op de totale sterkte van een dijklichaam geschikt is. En om, waar mogelijk, richting te geven aan een mogelijke verbetering van deze werkwijze. Met dit onderzoek is een stap gemaakt in de begripsvorming van de sterkte-ontwikkeling na overschrijden van de pieksterkte bij klei en veen.

- Voor veen heeft dit geleid tot een beeld van de reststerkte en de wijze waarop dit in rekening is te brengen. Dit beeld moet worden bevestigd, wat kan door het analyseren van praktijksituaties waarbij bezwijken van een dijklichaam zich heeft voorgedaan.
- Voor klei is de verkregen begripsvorming niet voldoende om te komen tot een voorstel voor het bepalen van de grootte van de reststerkte in ontwerpberoevingen van dijkversterkingen. Hier is vervolgonderzoek nodig om te komen tot de gevraagde werkwijze. Er wordt verwacht dat het uitvoeren van veldmetingen extra informatie oplevert die een uitspraak mogelijk maakt over de sterkte-reductie na het overschrijden van de pieksterkte. Het gaat hierbij om enkele veldproeven en bolsondemetingen, waarbij de bol op en neer wordt gehaald om de verkneede sterkte te bepalen. Op basis van deze metingen kan een verbeterde voorspelling van de residuele sterkte worden gedaan.

In de **postdictie** van FSP-groen is getracht de totale vervorming met PLAXIS na te rekenen, wat enigszins lukt door de sterkte van de grond tot 50% van de piekwaarde te reduceren. Dit sluit echter niet aan bij het bovengenoemde onderzoek.

In het kader van een vervolgonderzoek wordt voorgesteld om een grondige analyse uit te voeren van de Eemdijk veldproeven met betrekking tot de residuele sterkte. Deze kan vervolgens worden vergeleken met de verkneede sterkte uit veldsondemetingen en laboratoriumproef-resultaten uitgevoerd op de ongeroerde delen van het perceel in Eemdijk. In deze analyses dient aandacht te zijn voor zowel glijvlakberekeningen als voor EEM-analyses, waarbij aandacht wordt besteed aan geometrische niet-lineariteiten, bijvoorbeeld door gebruik te maken van UM-analyses of MPM analyses. Ook dient er aandacht te zijn voor het gebruikte materiaalmodel, zodat het onderzochte gedrag, sterkte-reductie na het overschrijden van de pieksterkte, in de analyses op de juiste wijze wordt meegenomen. In de EEM analyses dient aandacht te zijn voor lokalisatie en glijvlakvorming.

Om te komen tot een algemeen toepasbare werkwijze voor het bepalen en in rekening brengen van de reststerkte in het ontwerp van dijkversterkingen is meer nodig dan het narekenen van alleen de opgetreden afschuiving in de Eemdijk proeven. De resultaten van de analyses van de Eemdijk proeven dient te worden vergeleken met andere opgetreden afschuivingen, zoals IJkdijk, Bergambacht, Uitdam proeven etc. Van deze locaties dienen de

klei eigenschappen die van invloed zijn op de ontwikkeling van de residuele sterkte bekend te zijn. Daarnaast dient de exacte ligging van het glijvlak na afschuiven te zijn vastgelegd. Naar verwachting zal voor de eerder uitgevoerde praktijkproeven niet voldoende informatie beschikbaar zijn om eenduidig de reststerkte langs een opgetreden glijvlak vast te stellen. Tevens is het vaststellen van de residuele sterkte langs een secundair glijvlak niet het einddoel, maar een tussenresultaat. Uiteindelijk dient de stabiliteit van het totale systeem, dijklichaam met eventueel constructie en afgeschoven secundair glijvlak te worden bepaald.

Als alternatief wordt centrifugeonderzoek voorgesteld. In centrifugeonderzoek kunnen relatief eenvoudig verschillende geometrieën, verschillende kleisoorten, en verschillende spanningscondities worden beproefd. Ook kan in een centrifugeproef na het optreden van een secundair glijvlak de sterkte van het resterende dijklichaam worden bepaald.

8.5 Wandwrijving, invloed kleef op damwand (prioritering MIDDEL)

Aan het einde van de belastingfase is de actieve grondwig achter de damwandkop gaan zakken, ten gevolge van zowel de verzadiging van de zandkern als de horizontale deformatie. Daardoor is het zandpakket als het ware aan de damwandplanken gaan hangen (negatieve kleef). Dit geeft een verticale belasting op de wand, dat tot een (toegenomen) drukspanning in de planken leidt waardoor er in de planken minder (staalspanning)capaciteit overblijft voor het opnemen van een buigend moment (zie ook opmerking bij FBG).

Doordat een betrouwbare analyse van de rekmetingen vooralsnog niet mogelijk is, kan de normaalkracht in de plank bij de FSP-blauw op dit moment niet worden bepaald. Hierdoor kan de invloed van de wandwrijving niet worden geanalyseerd.

Binnen het proefprogramma was in het verlengde van de POT een extra test bedacht, waarin een met rekmeters geïnstrumenteerde plank uit de grond zou worden getrokken. Op deze wijze zou (bij goed functionerende rekmeters) een beeld kunnen worden verkregen van deze invloed. Deze pull-out proef is door omstandigheden buiten de scope gevallen. Om de wandwrijving alsnog beter te kunnen vaststellen, zou deze proef uitgevoerd kunnen worden.

8.6 Opdrijven (prioritering MIDDEL)

Niet alleen voor het beoordelen en ontwerpen van stabiliteit-verhogende langsconstructies, maar ook voor grond dijken is de modellering van het opdrijven van dijken en het proces hoe dit leidt tot dijkfalen van grote invloed op de uiteindelijke dimensies van de waterkering of constructie. Bij de Eemdijkproef is getracht falen te simuleren door het achterland op te laten drijven. Dit is gedaan door langs de teen van de gehele strekking van 60m een ontgraving met een breedte van 20m te maken. Bij de groene dijk had deze een diepte van 1,5m en bij de blauwe dijk van 2m.

Op basis van in situ onderzoek en volumieke gewichten uit labonderzoek zou bij de groene dijk bij een waterpeil van NAP -0,50m in de ontgraving de opdrijfveiligheid in 1,0 worden. Na de proef is hier de waterdruk langdurig (meerdere uren) verlaagd tot NAP -0,75m waarmee de opdrijfveiligheid tot 0,95 werd verlaagd. Bij de blauwe dijk is de waterstand eerst naar NAP -0,40m (opdrijfveiligheid 1,0) gebracht, om na enige tijd naar NAP -0,60m (opdrijfveiligheid 0,92) te worden verlaagd. Een half uur voor bezwijken is deze zelfs naar NAP -0,90m (veiligheid 0,87) getrokken. Hierna begon de significante deformatie, waarbij het erop leek dat de bodem van de ontgraving omhoog kwam en opdrijven/opbarsten optrad.

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

Onduidelijk is echter of het omhoogkomen van de bodem kwam door opbarsten (wat ook was gebeurd wanneer er geen dijk was opgebouwd) of dat het de teen van de glijcirkel was die omhoog kwam als gevolg van instabiliteitsverlies van damwand/terp. Opmerkelijk is dat enkele dagen later de ontgraving nagenoeg droog kon worden gezet zonder dat er enige deformatie optrad of van grote watertoevoer uit de zandlaag sprake was. Terwijl onder de bodem van de ontgraving nagenoeg alleen een veenlaag resteerde met een dikte van ca 2m, waarbij de overdruk (gerekend vanaf de bodem van de ontgraving) ca 1,5m waterdruk was...



Verder is bij de **postdicties** gebleken dat voor het zand een cohesie moest worden toegevoegd van 5kPa om aan te sluiten bij de metingen. In het zand zijn met behulp van de SAAF's namelijk geen horizontale deformaties gemeten; deze traden op in de cohesieve lagen, boven het zand. Om dit in de **postdicties** na te bootsen moest in de simulatie de sterkte van het zand worden verhoogd tot een cohesie van 5kPa. In verzadigd zand is dit onlogisch, maar wel vereist om geen plastische deformatie in het zand te creëren. Voor EEM-simulaties lijkt een cohesie in zand van 1kPa zeker verdedigbaar. Uit de proef volgt echter een grotere sterkte/stijfheid, waardoor aanvullend oprijf-/opbarstonderzoek wordt aanbevolen.

Door een bestaand terrein af te graven en leeg te pompen, of een bestaande watergang leeg te pompen op verschillende locaties kan een veel beter beeld worden verkregen van het opdrijf- en opbarstgedrag. Door dit gedurende langere tijd te doen kan ook het tijdseffect beter inzichtelijk worden gemaakt.

8.7 3D-effecten (prioritering MIDDEL)

Binnen de hier gestelde projectkaders is het niet mogelijk gebleken een diepgaande analyse naar de 3D-effecten te maken, maar slechts om het 3D-gedrag af te tasten. Met behulp van meer diepgaande simulaties kan waarschijnlijk tot een betere fit worden gekomen op de monitoringsresultaten, en daarmee tot een beter inzicht in het gedrag van FSP-groen in de belastingfase.

Met deze kennis krijgen we beter inzicht in de bijdrage van dit onderdeel aan de totale sterkte, waarmee mogelijk tot scherpere conclusies kan worden gekomen omtrent de werkelijke (piek) sterkte van de grond.

8.8 Gebruik reststerkte en meerlaagse veiligheid (prioritering MIDDEL)

De laatste jaren is het gebruikelijk om discontinue wanden te maken, waarbij de wand voor 80% gesloten is en voor 20% open. De reden hiervoor is het risico dat de wand zich gaat gedragen als een barrière die de grondwaterhuishouding in, maar ook naast de waterkering beïnvloed. Dit kan nadelige gevolgen hebben voor bebouwing, maar ook bijvoorbeeld voor veendijken. De wijze waarop de openingen worden geconstrueerd zijn verschillend. Soms wordt dit gedaan door om de vier dubbele planken er één dubbele plank tussen uit te laten.

Vanuit de reststerkte benadering (wat er met de dijk gebeurt nadat het damwand is bezweken) lijkt dit echter niet de meest optimale oplossing. In de Eemdijkproef was namelijk zichtbaar dat, hoewel de planken sterk doorbogen en qua kopniveau ruim 2m zijn gezakt, het zand achter de damwand op zijn plek bleef. Indien er in de proef open plekken in de damwand hadden gezeten, dan was het zand er waarschijnlijk tussen weggespoeld en had de ravage groter geweest. In termen van reststerkte is het dus maar de vraag of de discontinue wanden die in de praktijk worden toegepast, zeker in combinatie met zand, een goede keuze zijn. Er zijn echter nog vragen.

Verder bleek de klei op het binnentalud voldoende weerstand te kunnen bieden tegen erosie bij de (tijdelijke) overslag van water over de damwand heen. In de proef bleek dat de vervorming van de gehele constructie nagenoeg een integraal bezwijken liet zien. De ontgravingsbodem kwam omhoog, het binnentalud bezweek en de onverankerde damwand werd als gevolg van de actieve grond(water)druk tegen het bezwijkende binnentalud aangedrukt. Mogelijk zijn er (mede) door deze compressie in de kleibekleding geen echte scheuren hierin ontstaan (in dat geval had water naar binnen kunnen komen). Zonder deze drukkracht in de bekleding hadden bij bezwijken van het binnentalud mogelijk trekscheuren kunnen ontstaan, die ook bij de groene dijk zijn waargenomen. Indien er in dat geval overslag optreedt, dan is de reststerkte van het binnentalud waarschijnlijk minder groot. Dit vergt nader onderzoek.

Bij een onverankerde constructie treden richting bezwijken grote deformaties op, die leiden tot het mobiliseren van actieve wiggen en scheurvorming aan de buitenzijde van de damwand. Ook treedt hierdoor een kruindaling op achter de damwand. Bij de proef nam hierdoor de infiltratieweerstand van het zand sterk af en kwam de waterdruk vanuit het bassin praktisch direct tegen de damwand aan te staan. Het vergt nader onderzoek om na te gaan in hoeverre deze effecten in een ontwerp of beoordeling moeten worden meegenomen.

Om gebruik te kunnen maken van eventuele reststerkte die in een dijk met verankerde of onverankerde constructies zit of om gebruik te kunnen maken van signalen die bij een groene

dijk of een dijk met constructies optreden voorafgaand aan bezwijken (meerlaags veiligheid door ingrijpen van calamiteitenorganisatie of evacuatie) zijn betrouwbare **predicties** en modellen noodzakelijk. Hiervoor ontbreken momenteel nog de gereedschappen, maar er zijn wel indicaties uit de Eemdijkproeven dat hier mogelijkheden zijn.

8.9 Smalle damwandpanelen (prioritering LAAG)

Uit de POT-proeven is gebleken dat, in het geval van een paneel bestaande uit drie dubbele damwandprofielen, gerekend mag worden met de momentcapaciteit conform NEN EN1993-5 en dat een reductiefactor voor randeffecten niet toegepast hoeft te worden. Mochten in de praktijk toch smallere damwandprofielen gewenst zijn, dan zouden op basis van aanvullende POT-proeven mogelijk ook voor smallere panelen deze conclusie getrokken kunnen worden.

8.10 Bij grote deformaties (prioritering MIDDEL)

Het gedrag na het overschrijden van de pieksterkte van de grond bij de groene en blauwe dijk is wel verschillend. De groene dijk zou bij uitstromend water volledig zijn geërodeerd en weggespoeld. Bij de blauwe dijk deformeert het scherm, er vindt overloop plaats, maar het geheel blijft wel min of meer heel zodat er een overlaat ontstaat. Het vergt nader onderzoek of dit effect kan worden meegenomen bij het bepalen van vervormingseisen aan het scherm in de ULS.

Nogmaals wordt benadrukt, dat uit beide proeven blijkt dat de waterdruk in het dijklichaam zelf van zeer grote invloed is voor de sterkte van de dijk en van de damwand. Het vergt nader onderzoek in hoeverre gerichte maatregelen, zoals het aanbrengen van een waterdichte taludbekleding en het geconditioneerd draineren van water uit de dijk, effect op de sterkte hebben.

8.11 Case voor Observational Method (prioritering MIDDEL)

Tot slot heeft de aanlegfase bij de Eemdijkproef ook veel “feedback” over de ondergrond gegeven, die eigenlijk op een of andere manier weer gebruikt zou kunnen worden voor het updaten van de ondergrondgegevens. De aanleg kan eveneens worden gezien als een proef-fase. De kennis en informatie die hierin wordt opgedaan kan helpen bij het verkleinen van de onzekerheden en daarmee het vergroten van de veiligheid.

De Eemdijkproef heeft aangetoond dat het combineren van alle kennis vanuit monitoring, laboratoriumproeven en andere informatiebronnen tot een set van parameters leidt waarmee de werkelijkheid zeer nauwkeurig kan worden benaderd. Het uitgevoerde onderzoek kan worden gebruikt als goede aanzet om de Observational Method goed te definiëren en zodanig uit te werken, dat deze als case gebruikt kan worden voor parameter-updating.

A Overzicht kennisvragen

1. **Hoe ziet het werkelijke sterkte- en stijfheidsgedrag tot na bezwijken eruit (inclusief het ontstaan van restprofiel) en welke volgorde van deelmechanismen treedt er daarbij op?**
 - 1.1 Wat is de maximale vervormingen bij bezwijken van de vier POT-configuraties en de groene/blauwe dijk? Hoeveel vervorming van het systeem is nodig in traject van elastisch naar plastisch gedrag van de damwand (voor het ontstaan van een plastisch scharnier)? En hoe ziet het vervormingsgedrag van een damwandprofiel eruit na bezwijken?
 - 1.2 Hoe verhouden het op verschillende locaties op en in de groene/blauwe dijk gemeten vervormingsverloop in de tijd (tot aan bezwijken) zich tot elkaar?
 - 1.3 Wat is het waterkerende vermogen van de blauwe dijk uitgaande van de elastische capaciteit van de damwand en na bereiken van een plastisch scharnier?
 - 1.4 Hoe werkt de krachtsverdeling in de onverankerde damwand onder extreme condities?
 - 1.5 Wat is de maximale sterkte van de grond langs het glijdvlak bij de groene/blauwe dijk?
 - 1.6 In welke verhouding worden (op basis van **postdicties**) de sterkte van de grond en damwand gemobiliseerd, gaande van nul belasting naar doorgaand bezwijken?
 - 1.7 Welke belasting- en sterkteparameters hebben de grootste/kleinste invloed op het uiteindelijke bezwijken van de groene/blauwe dijk?
 - 1.8 In hoeverre heeft de damwand invloed op de bezwijk lengte (nu 50 m) die moet worden meegenomen in het bepalen van de betrouwbaarheidsindex?
 - 1.9 In welke mate beïnvloedt het gestaffeld zijn van de wand de krachtsverdeling?
2. **Wat is bij een dijk versterkt met een onverankerde stalen damwand de meest werkelijkheidsgetrouwe benaderingsmethode voor het restprofiel en de reststerkte?**
 - 2.1 Hoe verhouden de gemeten en in de **postdictie** geconstateerde bezwijkvorm en bezwijkpatroon van (het binnentalud van) de groene/blauwe dijk zich tot elkaar?
 - 2.2 Hoe verhouden de gemeten en voorspelde belastingen (vanuit de ontgraving en de wand) op het uiteindelijk afgeschoven binnentalud zich tot elkaar?
 - 2.3 Welke globale reststerkte van de grond (bij welke rekken) kan langs het (3D) bezwijkvlak van de groene/blauwe dijk worden teruggerekend?
 - 2.4 Hoe verhouden de gemeten reststerkte van de grond langs het bezwijkvlak van de groene/blauwe dijk en de labproeven zich tot elkaar?
 - 2.5 In hoeverre is de theoretische fenomenologische beschrijving (volgens literatuur) van de reststerkte van toepassing op het bezwijkvlak bij de groen/blauwe dijk?
3. **Wat zijn de vervormingen tot aan bezwijken ter plaatse van een aansluiting tussen een niet versterkte en versterkte gronddijk?**
4. Hoe goed kunnen de beschikbare rekenmodellen het werkelijk optredende gedrag in de POT, FSP-groen en FSP-blauw voorspellen?
 - 4.1 Hoe ziet de set uitgangspunten (inclusief parametersets) **predictie** eruit op basis van het uitgevoerde gedetailleerde veld- en labonderzoek, waarmee de kans op succesvolle POT- en FSP-proeven zo groot mogelijk is (onder- en bovengrens)?
 - 4.2 Hoe ziet de set uitgangspunten (inclusief parametersets) **postdictie** eruit waarmee de metingen met de aangehouden proefopzet in de POT- en FSP-proeven zo goed mogelijk kunnen worden teruggerekend?
 - 4.3 Welke afwijkende aannamen (ten opzichte van praktijk) dienen in de **postdictie**

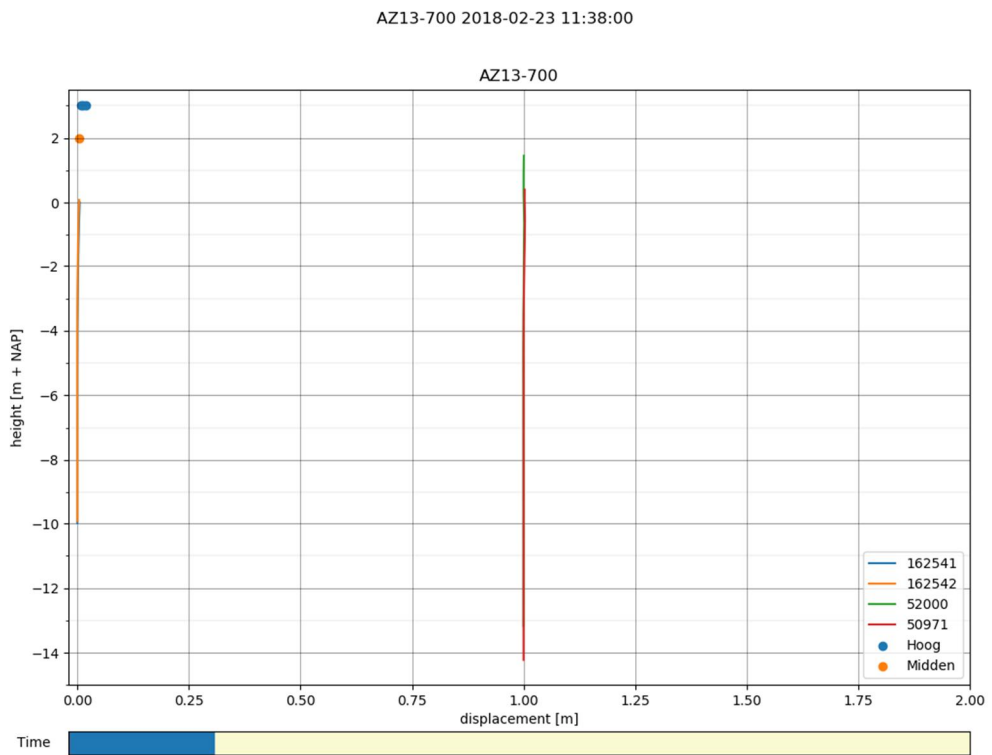
- parameterset voor de POT, FSP-groen en FSP-blauw te worden meegenomen?
- 4.4 Hoe verhouden het gemeten en voorspelde gedrag in de vier POT-configuraties en in de proef op de groene/blauwe dijk zich tot elkaar?
 - 4.5 Welk waargenomen gedrag kunnen de rekenmodellen niet voorspellen?
- 5. Welke invloed hebben het (dis)continue karakter en de mate van inbedding van de damwand in de grond op doorsnedeklasse volgens EN 1993-5?**
- 5.1 Wat is het verschil in sterkte- en vervormingsgedrag van een discontinue wand (paneel) ten opzichte van een doorgaande wand zonder het meenemen van de interactie tussen de wand en de omringende grond.
 - 5.2 Wat verandert aan het sterkte- en stijfheidsgedrag als de interactie met de omringende grond wordt meegenomen? En hoe verhouden het gemeten en voorspelde gedrag van een rand- en tussenplank, inclusief interactie met de omringende grond, zich tot elkaar?
 - 5.3 In hoeverre is bij een randplank binnen een discontinue wand een reductie van de sterkte (op de vloeigrens) noodzakelijk?
- 6. In hoeverre gedraagt een in grond ingebedde plank na ontstaan van een plastisch scharnier zich volgens de EN 1993-5?**
- 6.1 Hoe verhouden bij het ontstaan van plasticiteit in de damwand de gemeten en voorspelde vervormingen in de diepte zich tot elkaar?
 - 6.2 In hoeverre is in geval van een constructief versterkte dijk een hoger buigend moment dan het elastisch moment in een damwandplank toelaatbaar (zoals in EN 1993-5 verondersteld)? En welke invloed heeft dit op het ontwerp?
- 7. Hoe verhoudt zich de werkelijke sterkte en stabiliteit van de dijk zicht tot de benodigde sterkte en stabiliteit conform de huidige (OSPW) en nieuwe (BEEM) ontwerpmethodiek?**

B Samenvatting POT

B.1 Metingen POT

B.1.1 SAAF- en prismametingen drie dubbele AZ13-700

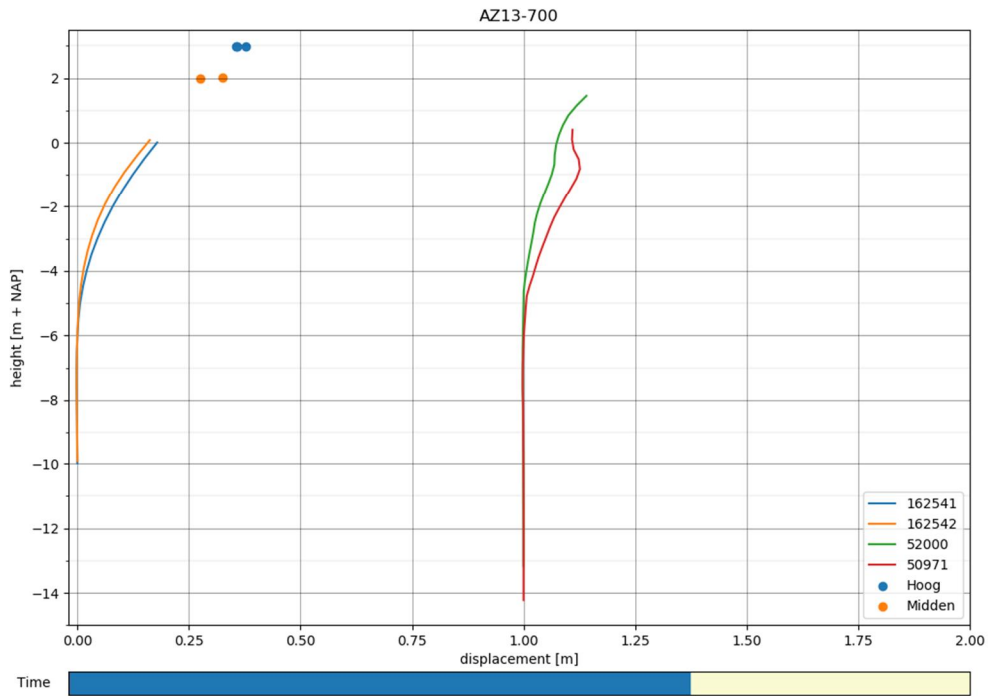
Start proef:



11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

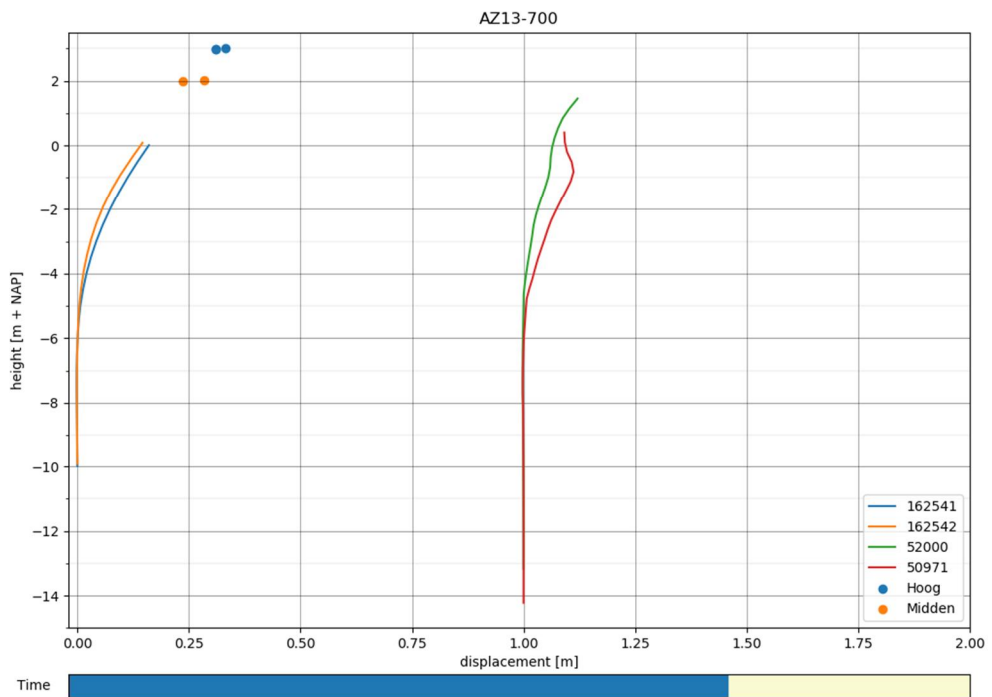
Pauze t.b.v. verwijderen SAAF

AZ13-700 2018-02-23 13:54:00



Verwijderen SAAF

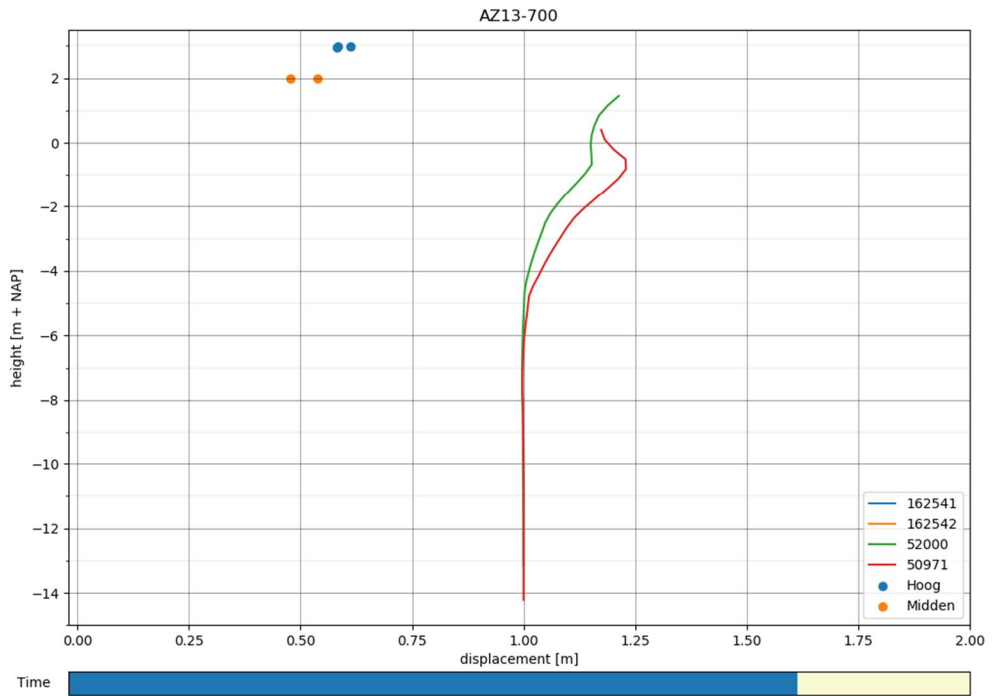
AZ13-700 2018-02-23 14:04:00



11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

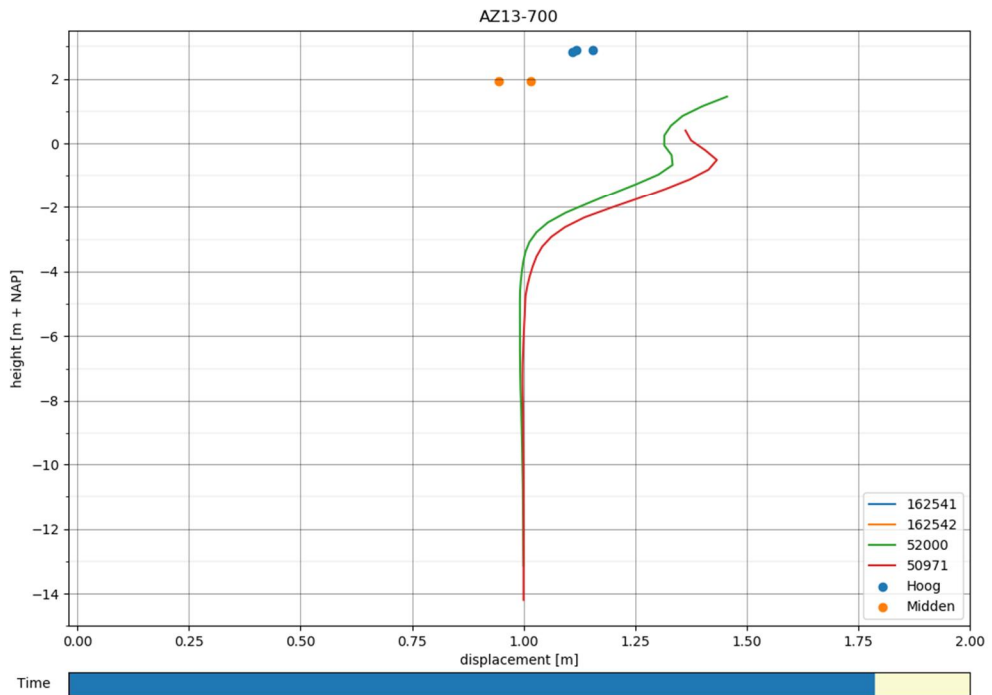
Maximale trekkracht

AZ13-700 2018-02-23 15:01:00



Maximale verplaatsing (einde proef)

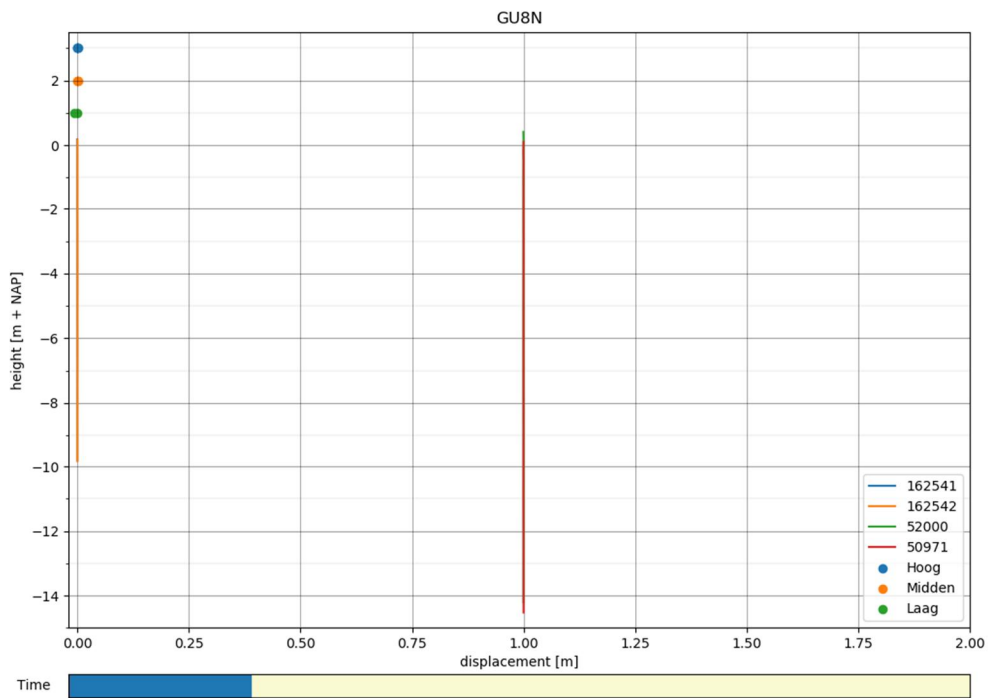
AZ13-700 2018-02-23 16:07:00



B.1.2 SAAF- en prismametingen GU8N-triplet

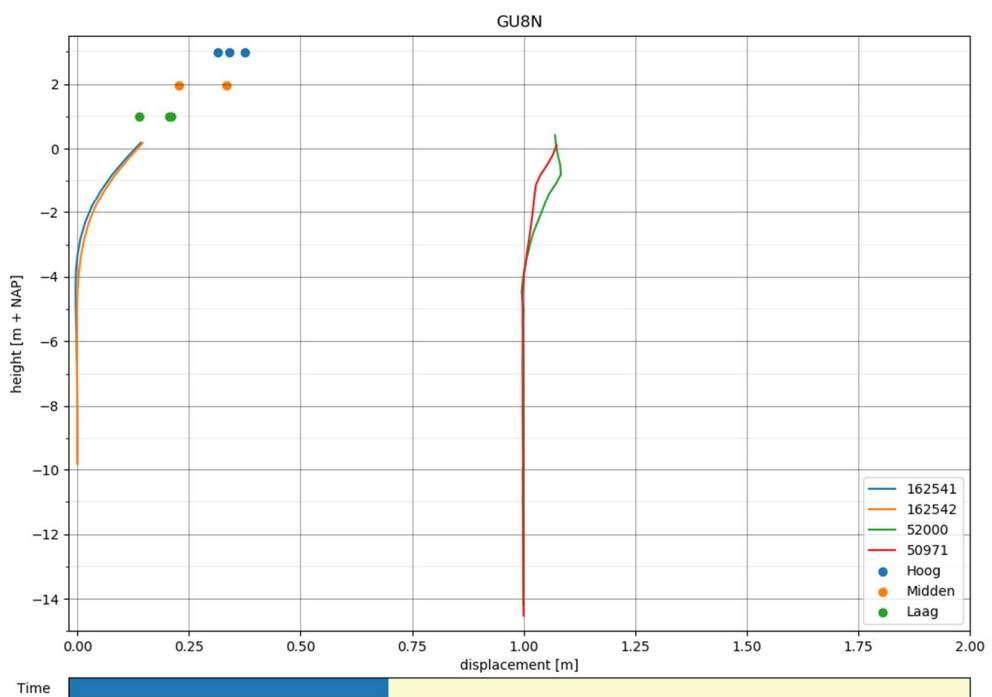
Start proef

GU8N 2018-02-27 11:16:00



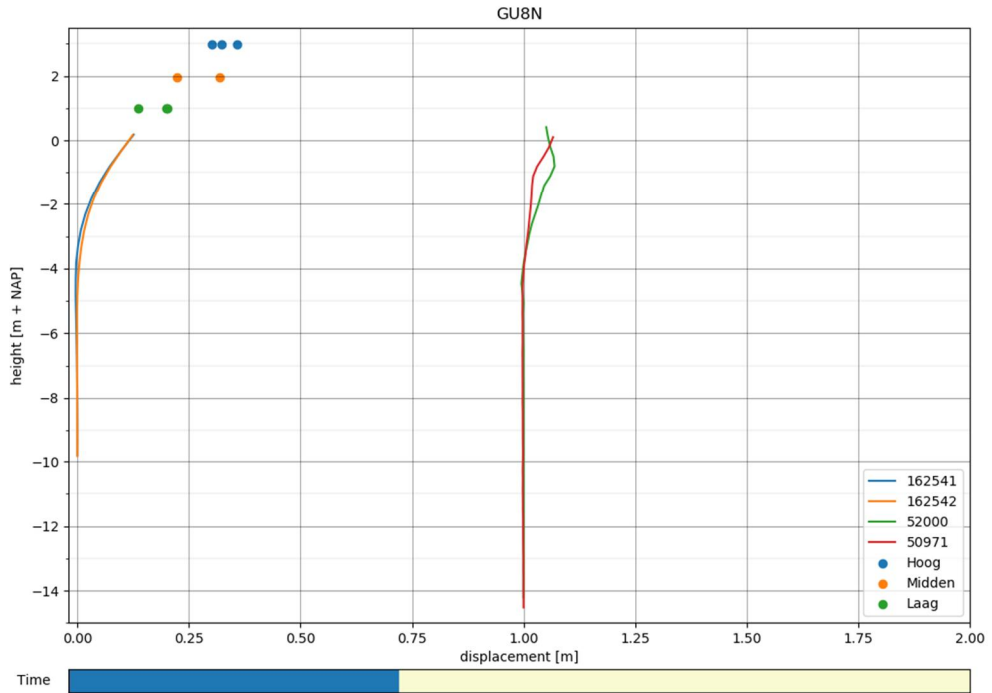
Pauze t.b.v. verwijderen SAAF

GU8N 2018-02-27 12:47:00



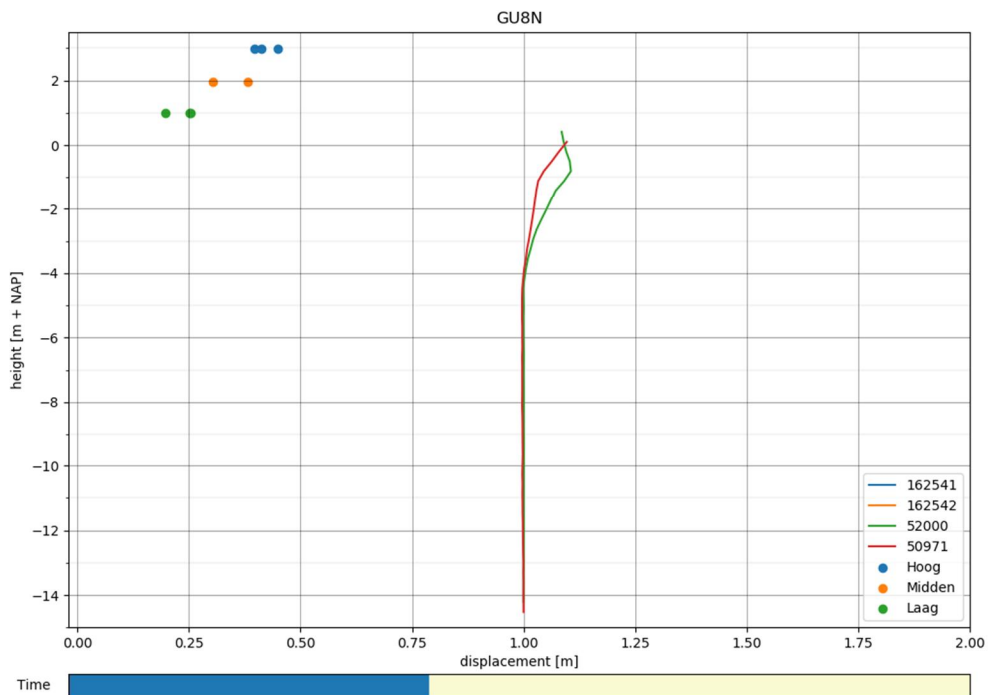
Verwijderen SAAF

GU8N 2018-02-27 12:54:00



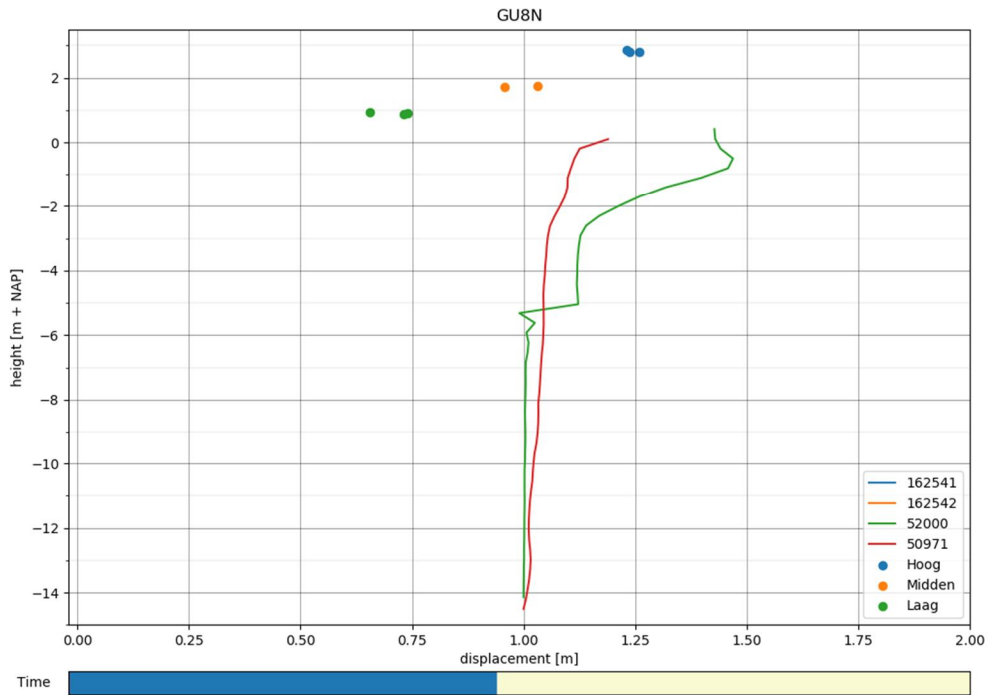
Maximale trekkracht

GU8N 2018-02-27 13:50:00



Einde proef*

GU8N 2018-02-27 16:05:00



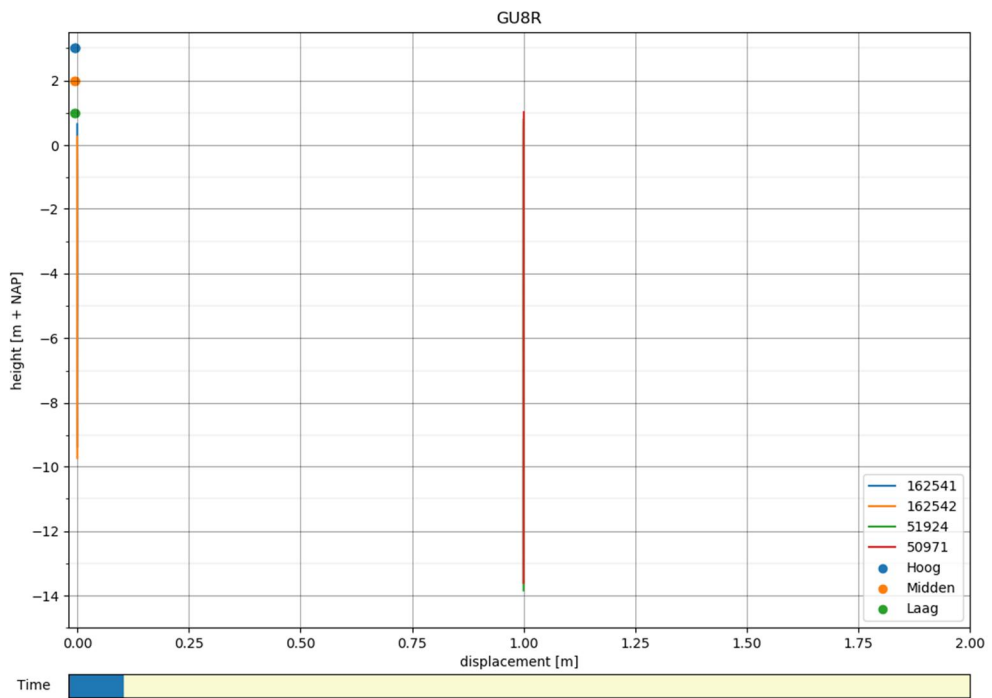
* SAAF52000 is na bereiken van de maximale trekkracht gaan roteren, waardoor de gemeten vervorming niet meer klopt.

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

B.1.3 SAAF- en prismametingen GU8N-rev-triplet

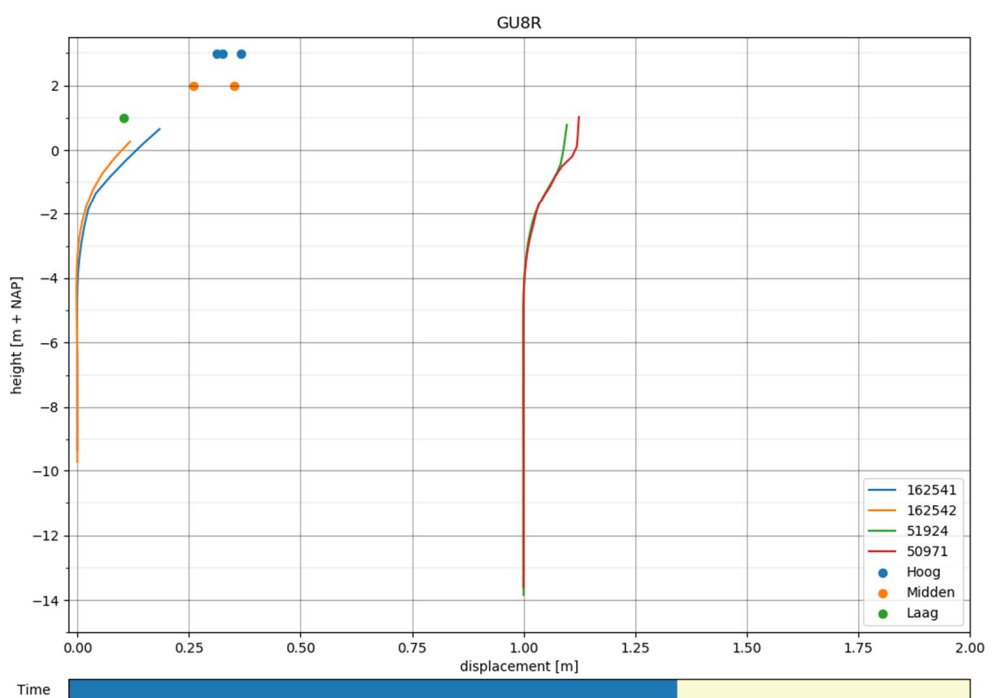
Start proef

GU8R 2018-03-02 12:15:00



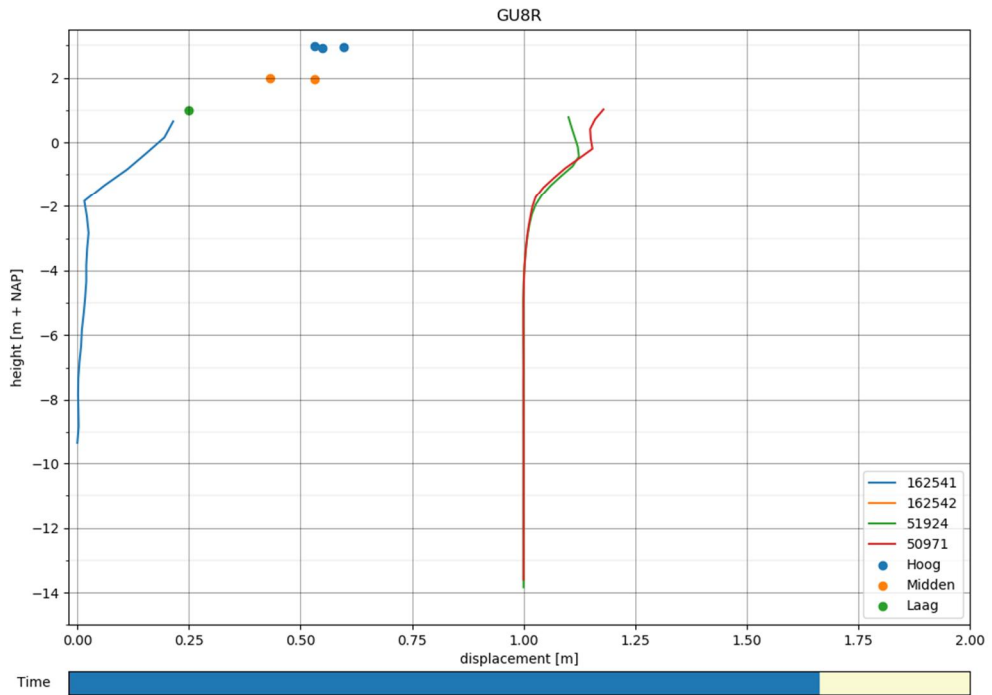
Maximale trekkracht

GU8R 2018-03-02 13:53:00



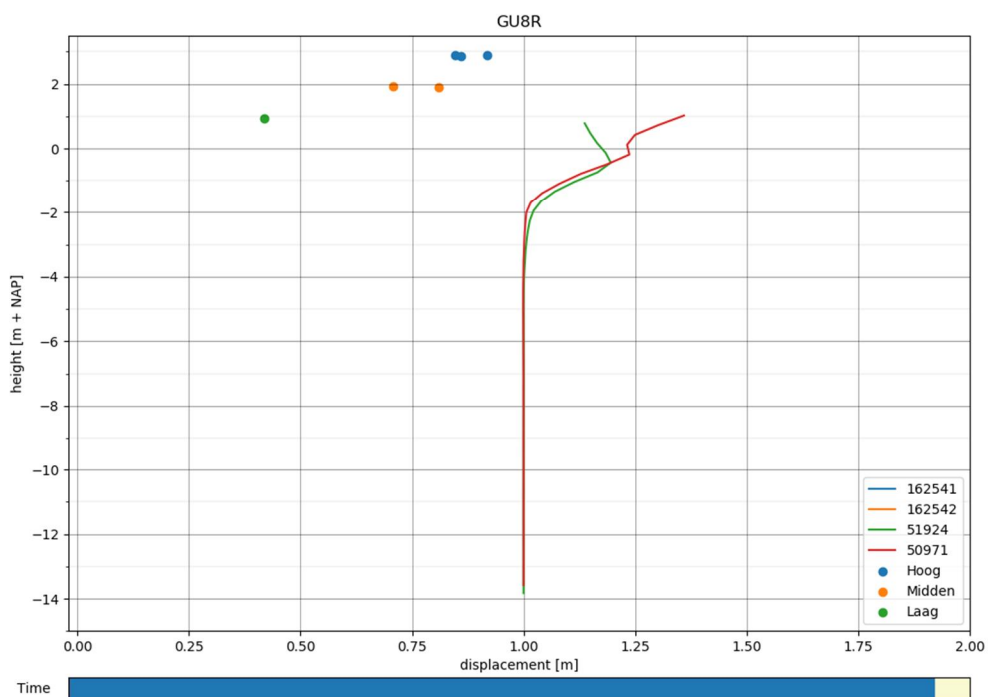
Tussentijdse SAAF meting damwand

GU8R 2018-03-02 15:05:00



Einde proef

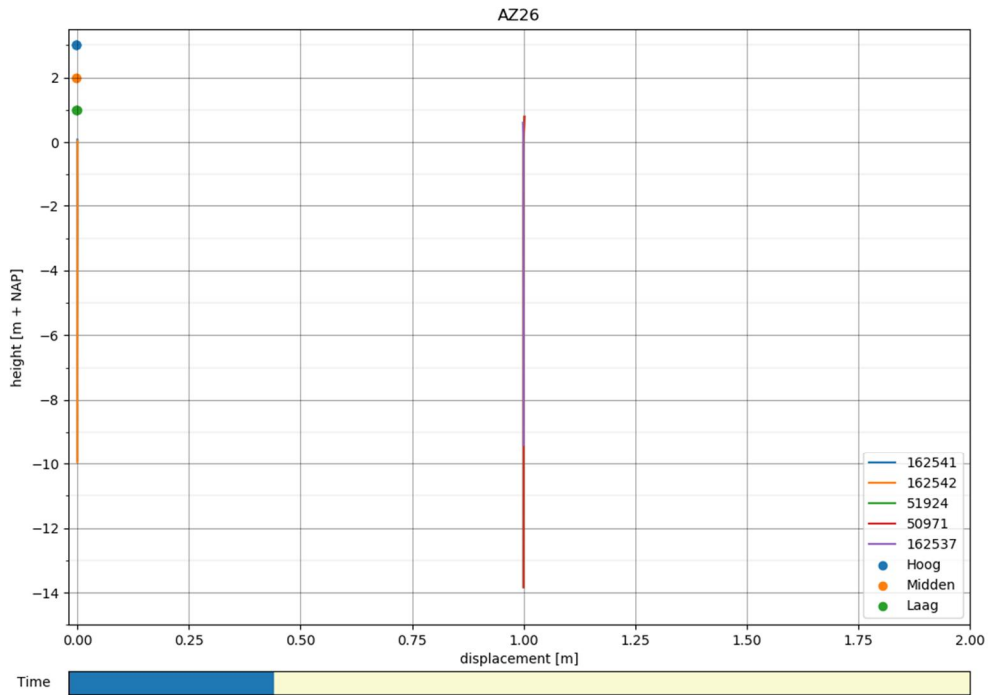
GU8R 2018-03-02 15:57:00



B.1.4 SAAF- en prismametingen drie dubbele AZ26

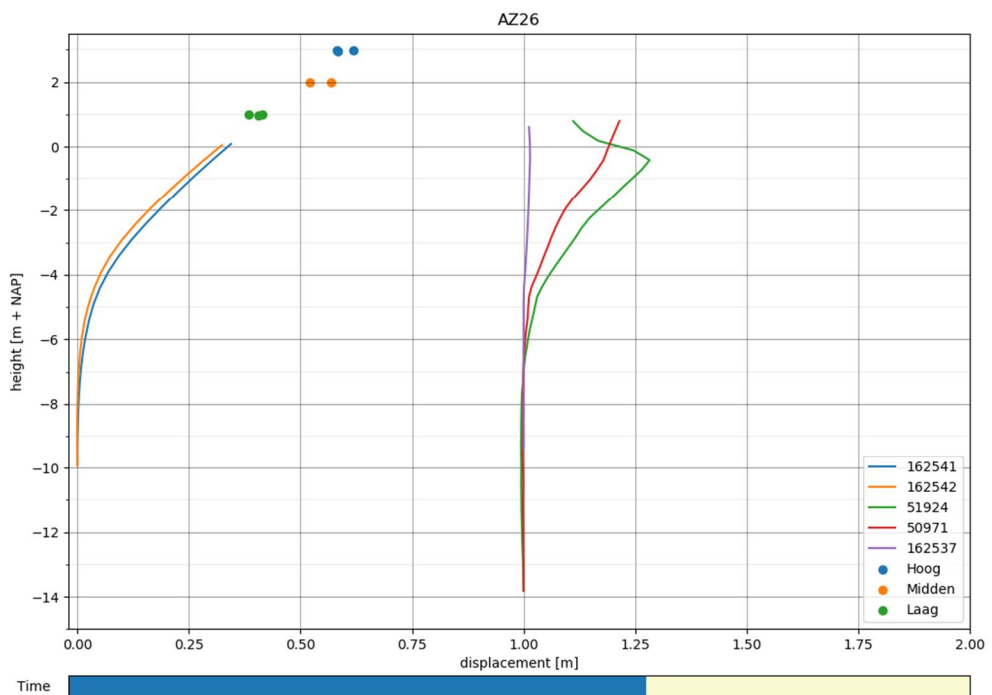
Start proef

AZ26 2018-03-06 10:45:00



Maximale trekkracht

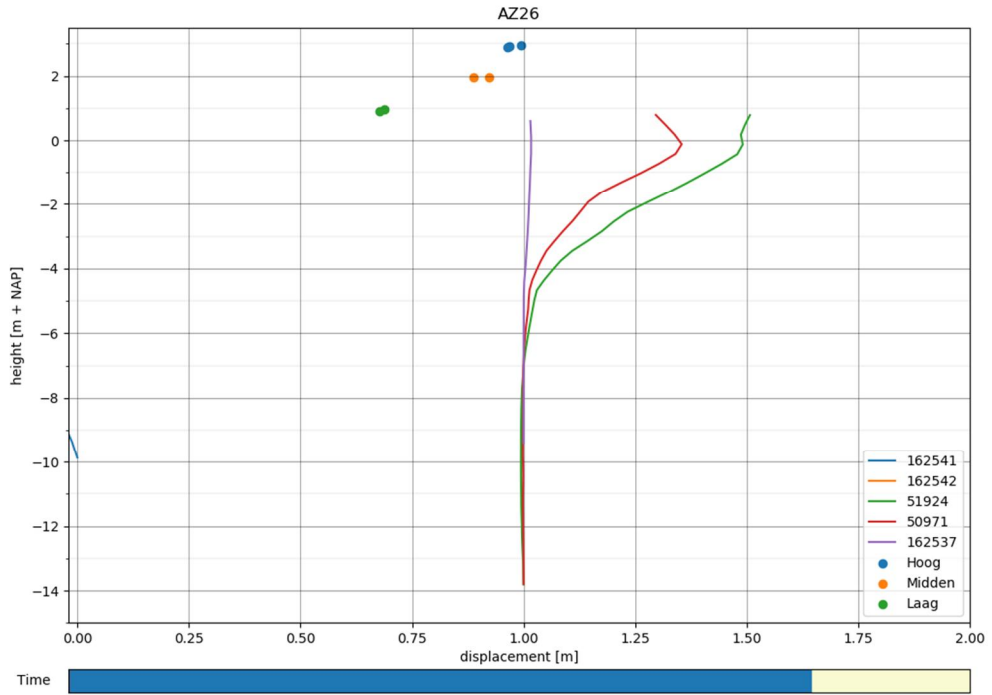
AZ26 2018-03-06 12:34:00



11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

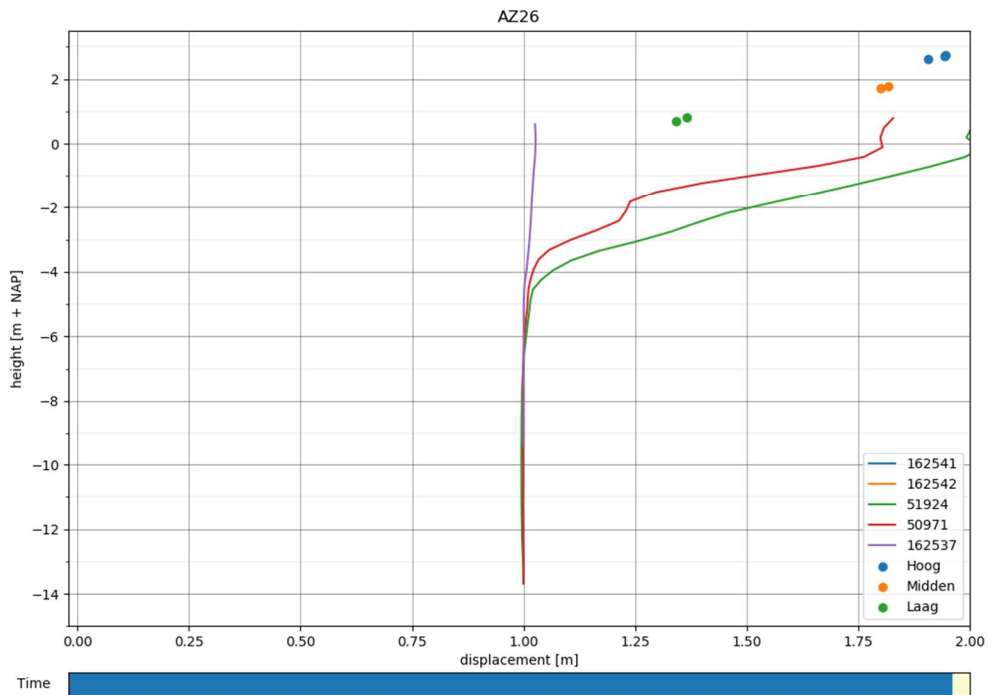
Tussentijdse SAAF meting damwand

AZ26 2018-03-06 14:27:00



Einde proef

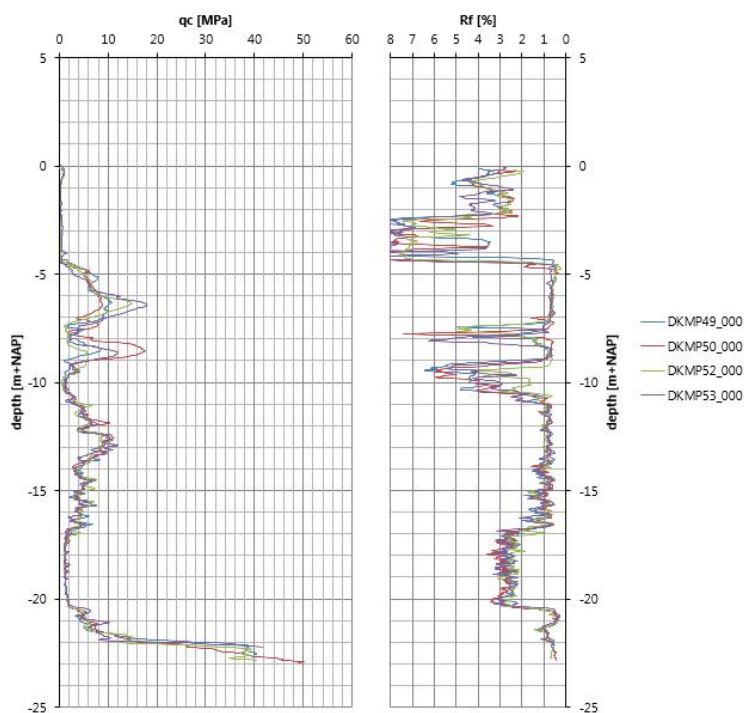
AZ26 2018-03-06 16:23:00



B.2 Onderbouwing uitgangspunten

B.2.1 Bodemopbouw

Ter plaatse van de vier te beproeven damwandconfiguraties zijn sonderingen uitgevoerd. In Figuur B.2.1 zijn de resultaten hieruit weergegeven. Zoals al reeds vastgesteld is op deze locatie een homogene grondopbouw aanwezig, met een grondopbouw conform Tabel B.2.1.



Figuur B.2.1 Sonderingen ter plaatse van POT damwandconfiguraties

Laag	Grondlaag	Niveau bovenkant [m NAP]		
		GU8N / GU8N rev (DKMP53)	AZ13-700 (DKMP20)	AZ26 (DKMP52)
1/2	toplaag	0,0	0,0	0,0
3	klei	-1,0	-1,0	-1,0
4	veen	-2,1	-2,3	-2,1
5	zand matig	-4,6	-4,7	-4,5
6	klei diep	-7,2	-7,5	-7,2
5	zand matig	-8,0	-8,0	-8,0
6	klei diep	-9,0	-9,0	-9,2
5	zand los	-11,0	-10,8	-10,5

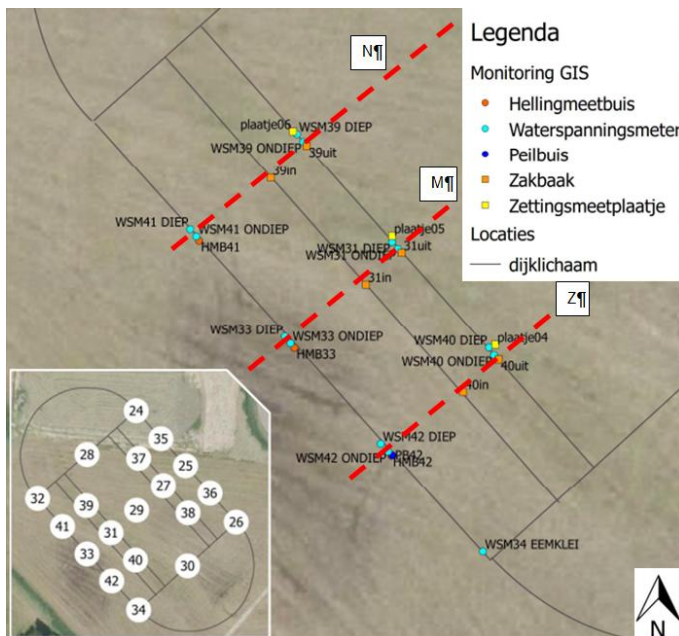
Tabel B.2.1 Bodemopbouw per damwandconfiguratie voor POT *postdicties*

C Samenvatting FSP-groen

C.1 Metingen FSP-groen

Bij de aanleg is van de monitoring in Figuur C.1.1 gebruik gemaakt. Van elk type monitoring (uitgezonderd de dwarsprofielmetingen) is in een overzichtsfiguur getracht (een voorbeeld van) de relevante metingen aan de groene proefdijk weer te geven. Voor meer informatie wordt verwezen naar het factual report⁵⁴ aanlegfase. De gehanteerde monitoring betreft:

- Dwarsprofielmetingen: na elke ophoogslag is op drie raaien de ophoging ingemeten.
- Zettingsmeetplaatjes / zakbaak: per meetraai is onder de kruin op één locatie de zetting gemonitord met een zogenaamd zettingsmeetplaatje waarbij per raai op twee locaties de zetting is gecontroleerd met een holle zakbaak (welke ook als “borehole” optrad).
- Zettingsmeetslang: per raai is een zettingsmeetslang geïnstalleerd, deze is op diverse momenten uitgelezen.
- Waterspanningsmetingen (kruin en teen): per meetraai is zowel onder de kruin als in de teen van de groene dijk op twee niveaus de waterspanningen gemonitord.
- Hellingmeetbuizen: op diverse tijdstippen is met een inclinometer in de hellingmeetbuis het verloop van de grondvervormingen in de diepte bepaald.
- Boreholes (waterstand in dijklichaam): deze informatie is gebruikt voor het bepalen van de gemiddelde waterstand in het dijklichaam gedurende de aanlegfase.



Figuur C.1.1 Overzicht monitoring gedurende aanlegfase FSP-groen/FSP-blauw

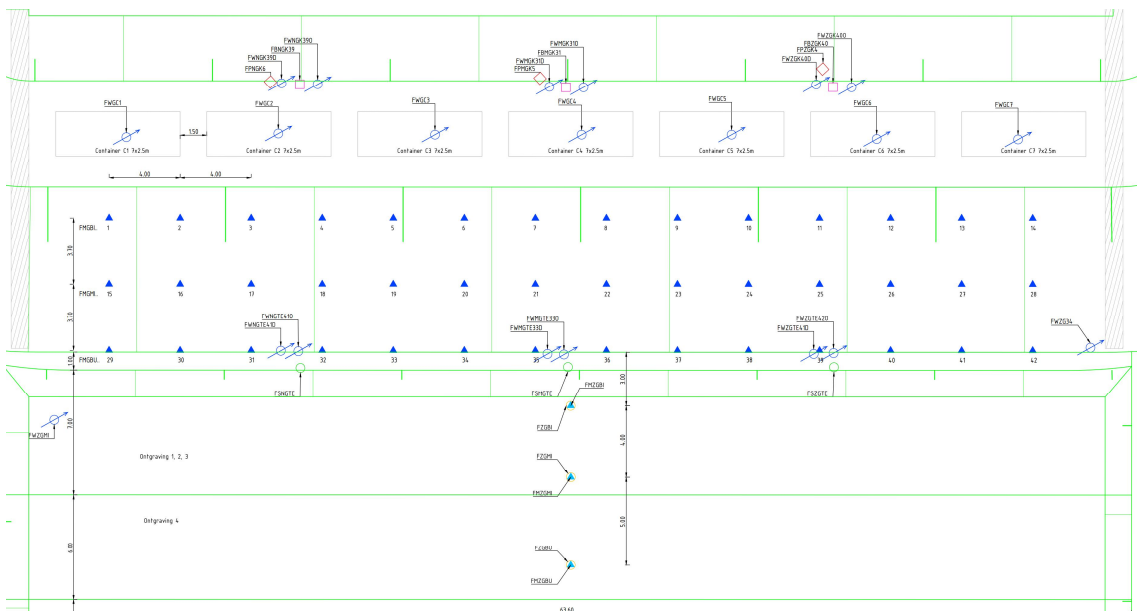
Opgemerkt wordt dat de monitoring ter plaatse van de kruin van de groene proefdijk door de voorbelasting in de ondergrond vanuit de voormalige zomerkade (zie Subparagraaf 2.2.2.3) is beïnvloed. Door deze voorbelasting in de ondergrond zijn over het algemeen zettingen en waterspanningen gemeten die lager zijn dan bij de blauwe proefdijk.

⁵⁴ rapport 11200956-000-GEO-0003 “POVM Eemdijkproef – Factual report monitoring aanleg FSP (product R)”;

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

In de proeffase is aanvullend op de monitoring tijdens de aanleg van de instrumenten in Figuur C.1.2 gebruik gemaakt. Van elk type monitoring (uitgezonderd dwarsprofielmetingen) is verderop in deze bijlage in een overzichtsfiguur getracht (een voorbeeld van) de relevante metingen weer te geven. Meer informatie staat in het factueel report proeffase⁵⁵.

- SAAF's (in teen talud, halverwege talud en op damwand).
- Waterspanningen (kruin en teen).
- Meetprisma's talud.
- Zakbaak in ontgraving (opdrijven ondergrond).
- Waterspanningsmeter ontgraving (waterstand ontgraving).
- Inmeting bezwijkvorm talud groen.



Figuur C.1.2 Overzicht van monitoring⁵⁶ bij FSP groen gedurende proeffase. Merk op dat de aangegeven locatie van de zakbaken in de ontgraving niet klopt met de daadwerkelijke plaatsing

Voor wat betreft de monitoring tijdens de proef nog de volgende aanvullingen:

- De SAAF's zijn afgehangen in de voorzieningen die tijdens de aanleg waren gebruikt voor de hellingmeetbuizen en staan dus op dezelfde locatie.
- Op het talud zijn in drie rijen meetprisma's geplaatst. Deze zijn tijdens de proef continue gemeten met behulp van een total station (zie ook Figuur C.1.2).
- Verder zijn conform het draaiboek⁵⁷ een drietal zakbaken geplaatst in de ontgraving, zie Figuur 5.1, welke handmatig zijn gemeten gedurende de proef.
- De waterstand in de ontgraving is gemeten met een waterspanningsmeter.

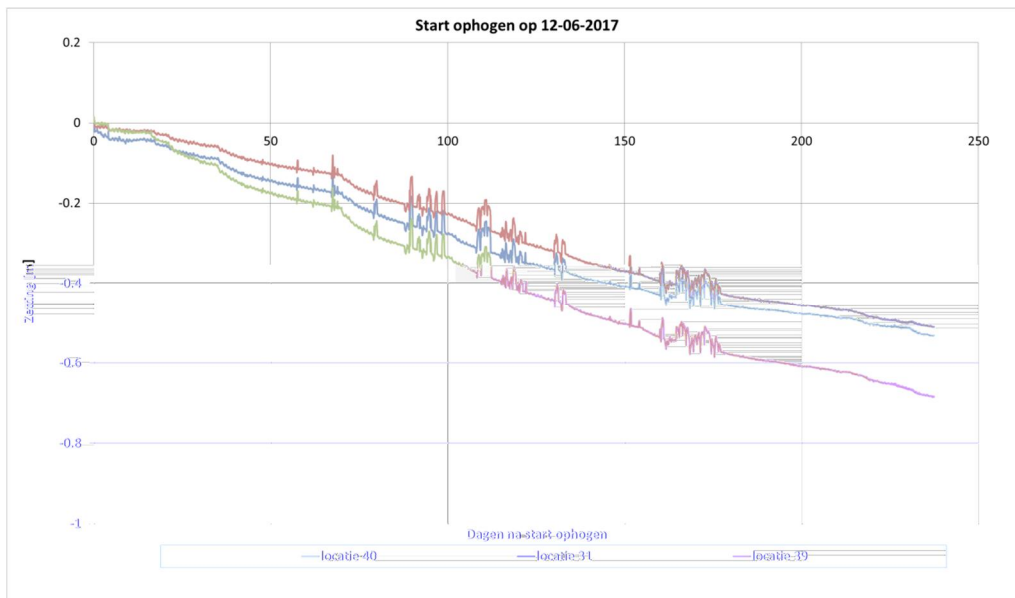
⁵⁵ rapport 11200956-012-GEO-0003, "POVM Eemdijkproef – Factueel report proeffase FSP-groen (product U1)";

⁵⁶ rapport 11200956-012-GEO-0004 "POVM Eemdijkproef – Factueel report opbouw FSP-groen/blauw (product T)";

⁵⁷ rapport 11200956-011-GEO-0006 "POVM Eemdijkproef – Draaiboek opbouw, proef en herstel full-scale damwandproef (product O3/O4)";

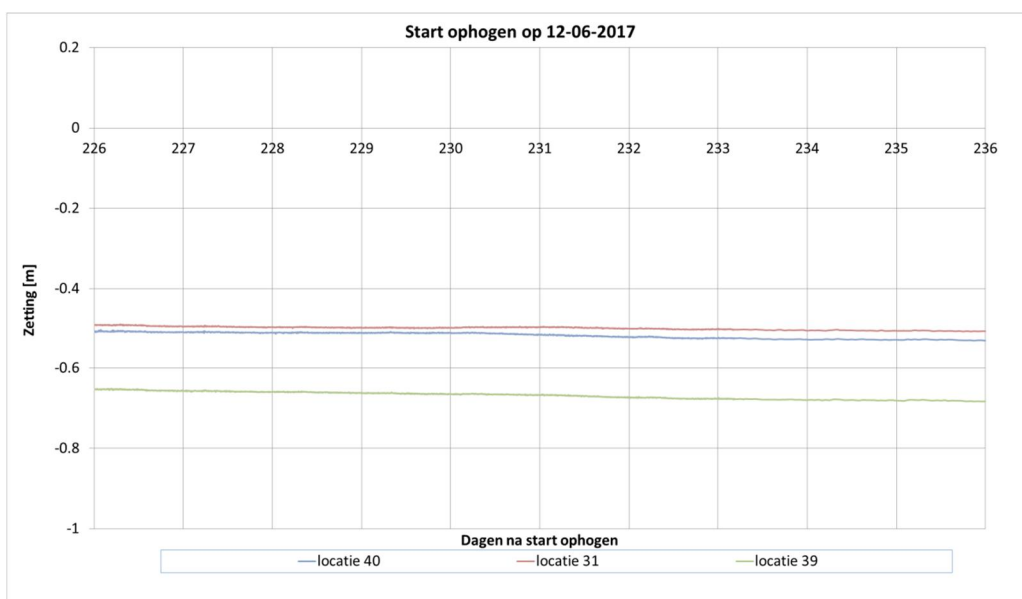
Zettingsmeetplaatjes en zakbaken

In de drie meetraaien ter plaatse van de buitenkruinlijn zijn de zettingsmeetplaatjes 04, 05 en 06 aangebracht op het initiële maaiveld, circa NAP -0,2m na ontgraven toplaag (zie Figuur C.1.1). Op deze locaties zijn ook de holle zakbaken 31in, 31uit, 39in, 39uit, 40in en 40uit geplaatst voor de monitoring van de waterstand in de zandkern van de ophoging (zie Figuur C.1.3), waarin tevens de waterspanningsmeters tijdens de proefweek zijn geplaatst.



Figuur C.1.3 Gemeten zettingen noord- (#39), midden- (#31) en zuidraai (#40) bij FSP-groen

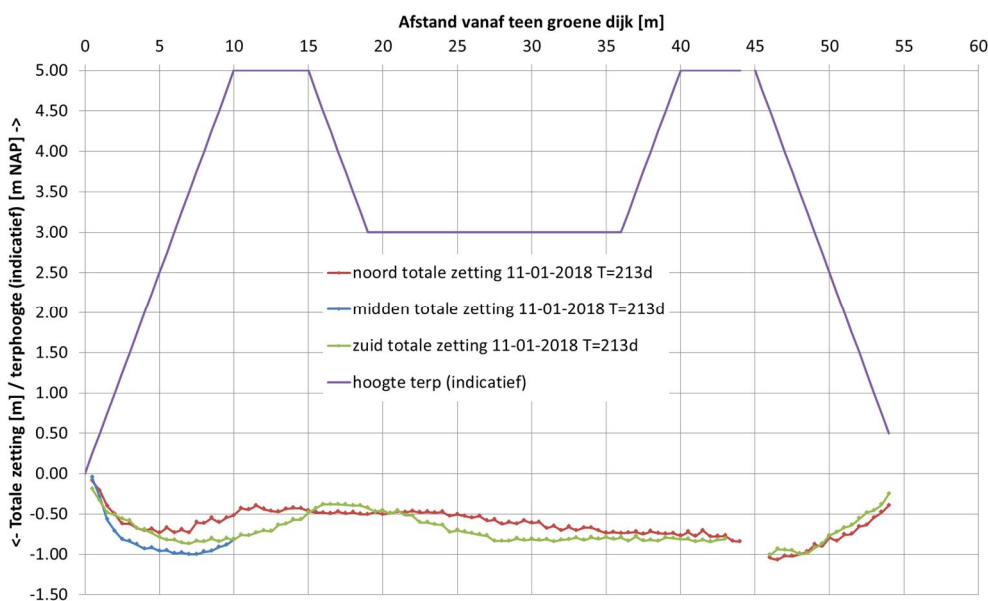
In Figuur C.1.4 worden de (beperkte) zettingen tijdens de proefweek weergegeven.



Figuur C.1.4 Ontwikkelingen zettingen tijdens de proef

Zettingsmeetslangen

In de drie meettraaien noord (N), midden (M) en zuid (Z) in Figuur C.1.1 (die doorlopen onder de blauwe proefdijk) zijn voorafgaand aan de ophoofasering tijdens de aanleg zettingsmeetslangen aangebracht. De meetresultaten zijn in Figuur C.1.5 samengevat.



Figuur C.1.5 Met zettingsmeetslang gemeten totale zettingen in noord-, midden- en zuidraai FSP-groen

Waterspanningsmetingen

De waterspanningsmeters in Figuur C.1.1 zijn op de volgende initiële dieptes geïnstalleerd:

- *wsm39/31/40 ondiep* NAP -1,5 m.
- *wsm39/31/40 diep* NAP -3 m.
- *wsm41/33/42 ondiep* NAP -1,5 m.
- *wsm41/33/42 diep* NAP -3 m.

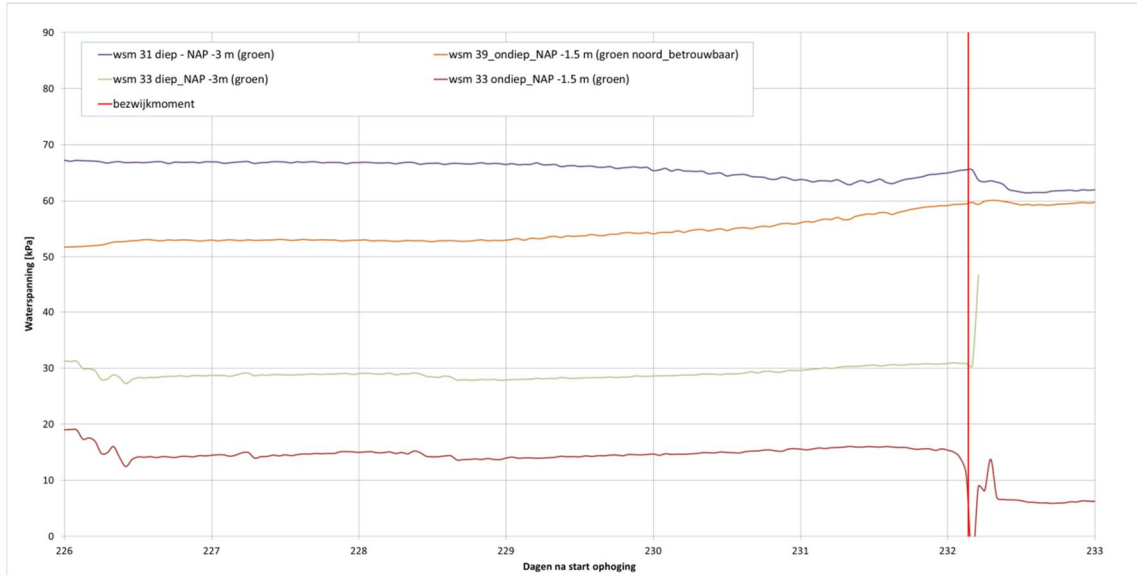
Bij vergelijking van de data in het analyse report van de aanleg⁵⁸ blijken de waterspanningsmeters *wsm31 ondiep* en *wsm40 ondiep* echter onbetrouwbaar te zijn (zie Figuur C.1.6).

In de **postdictie** wordt daarom uitgegaan van *wsm39 ondiep*. De volgende waterspanningsmeters (zie Figuur C.1.7) worden dus aangehouden voor het vergelijken met de **postdicties**:

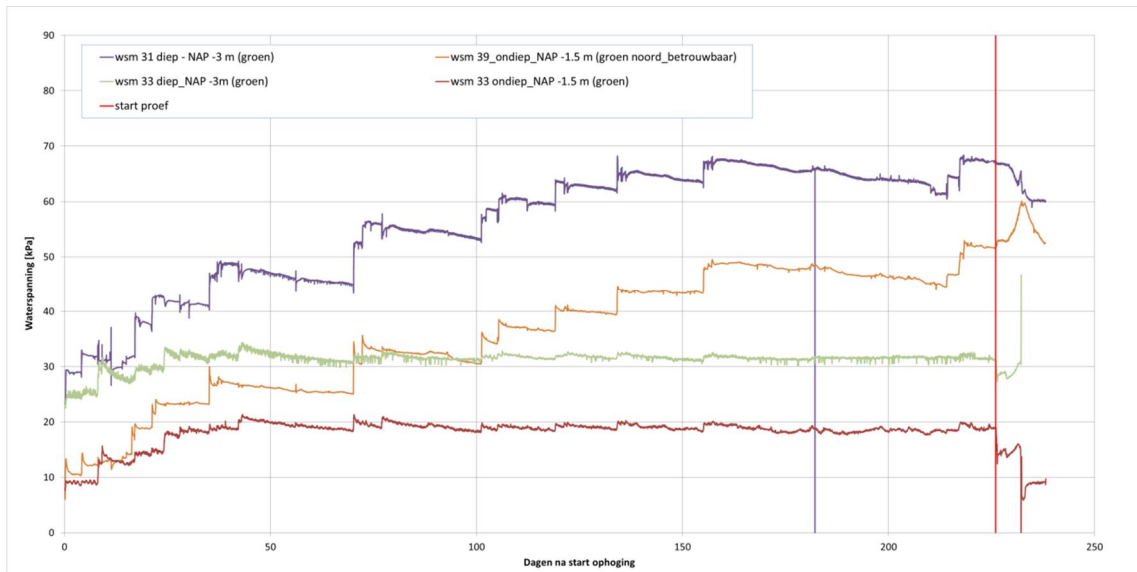
- *wsm39 ondiep* NAP -1,5 m.
- *wsm31 diep* NAP -3 m.
- *wsm33 ondiep* NAP -1,5 m.
- *wsm33 diep* NAP -3 m.

⁵⁸ rapport 11200956-004-GEO-0004 "POVM Eemdijkproef – Analyse aanleg FSP (product S)";

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



Figuur C.1.6 Ontwikkeling waterspanningen in de waterspanningsmeters in de middenraai



Figuur C.1.7 Met waterspanningsmeter gemeten waterspanningen in middenraai FSP groen

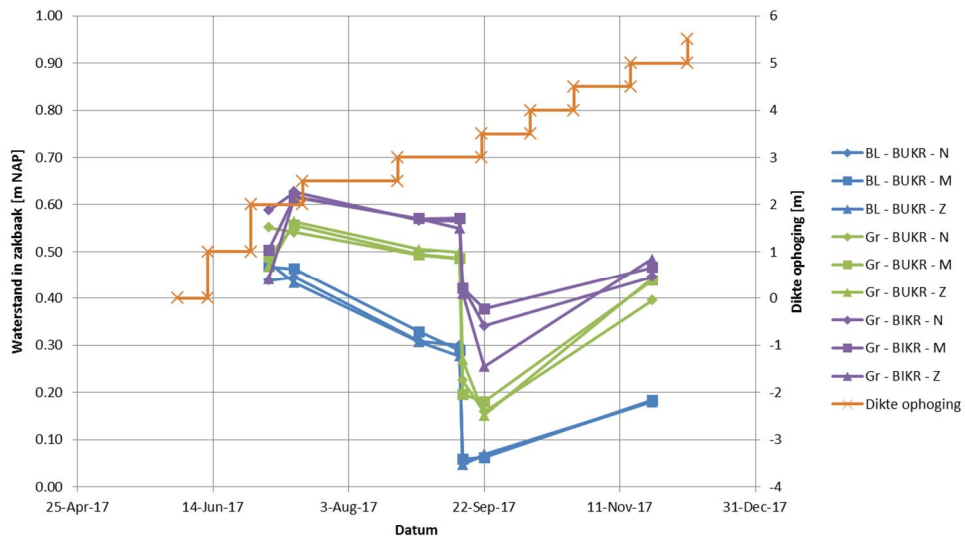
Boreholemetingen

In Figuur C.1.8 wordt het waterniveau in het zandlichaam tijdens de aanleg van de ophoging weergegeven. Hieruit blijkt dat er in september een significante daling heeft plaatsgevonden. Op 13 september 2017 is het zandlichaam namelijk een keer gedraineerd met behulp van de voorzieningen waarmee de zandkernen tijdens de proef zijn geïnfiltreerd.

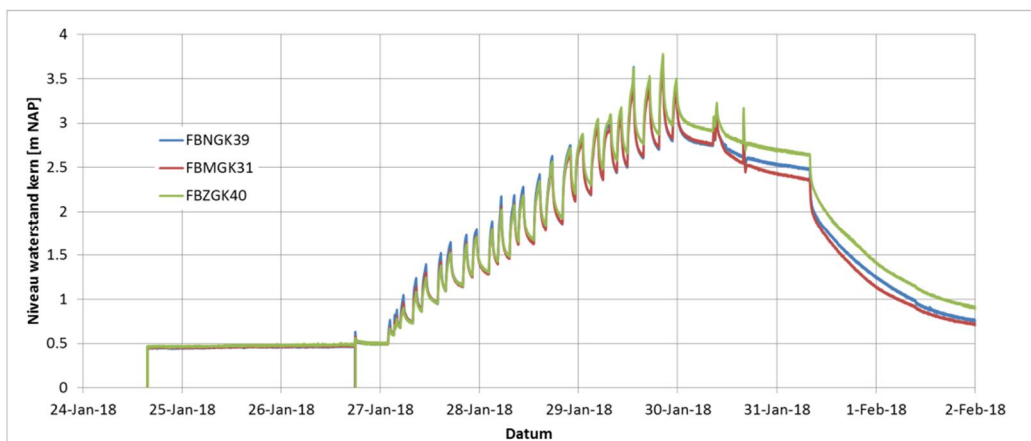
In Figuur C.1.9 worden de boreholemetingen tijdens de proefweek weergegeven.

Tot slot wordt in Figuur C.1.10 de ontwikkeling van het waterniveau van de ontgraving naast de groene proefdijk weergegeven, op basis van de uitgevoerde boreholemetingen.

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

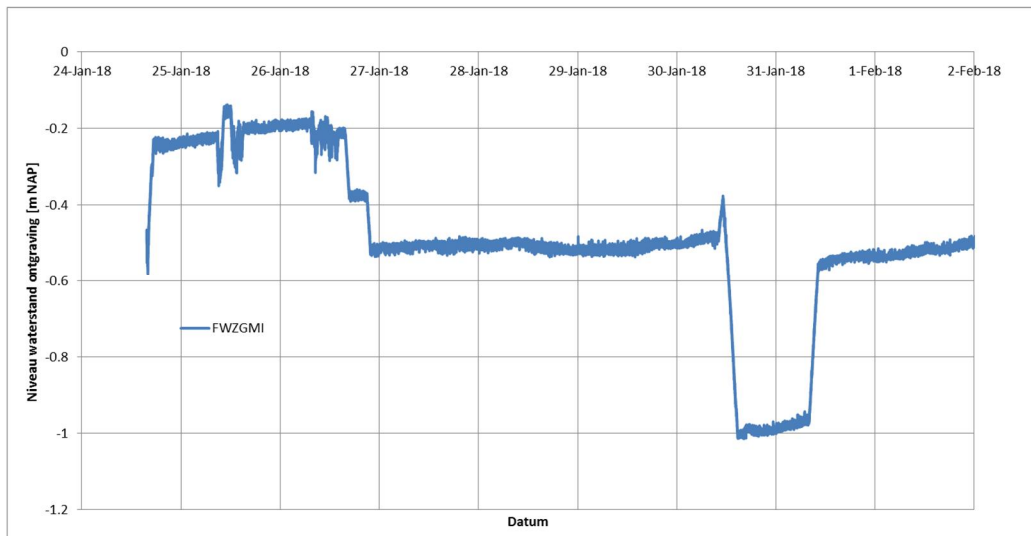


Figuur C.1.8 Met borehole gemeten waterniveaus in zandkern in noord-, midden- en zuidraai FSP-groen



Figuur C.1.9 Ontwikkeling waterspanningen in de zandkern FSP groen gemeten mbv drie boreholemeters in noord, midden en zuid raai

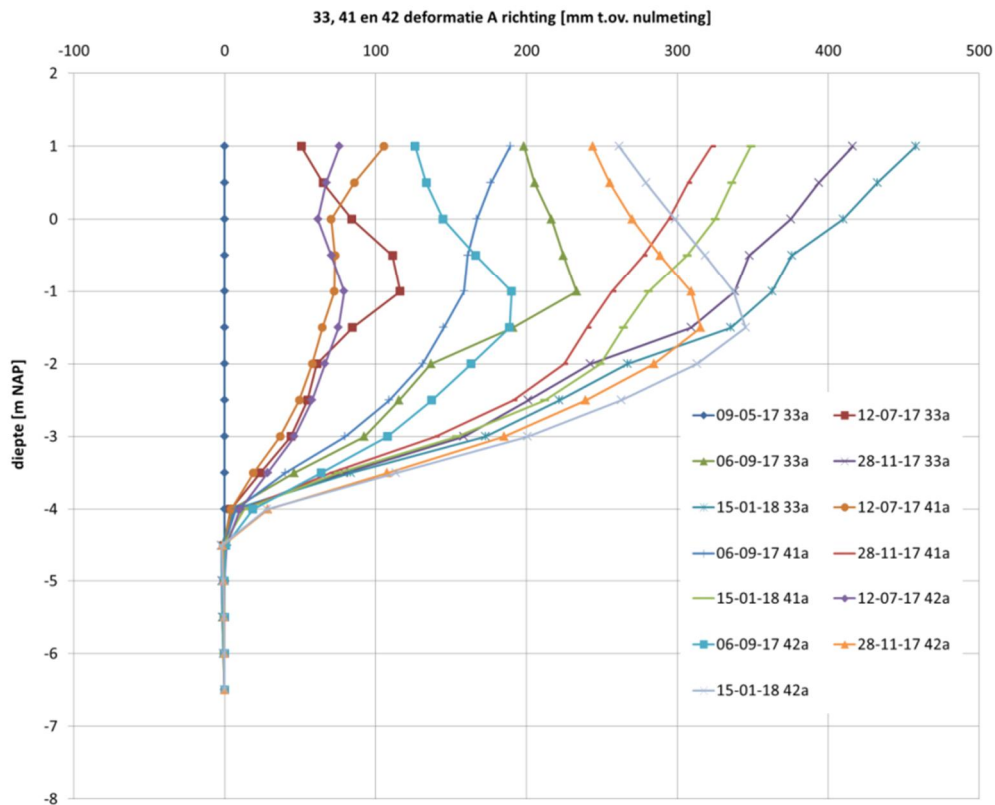
11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



Figuur C.1.10 Ontwikkeling van het waterniveau in de ontgraving

Hellingmeetbuizen

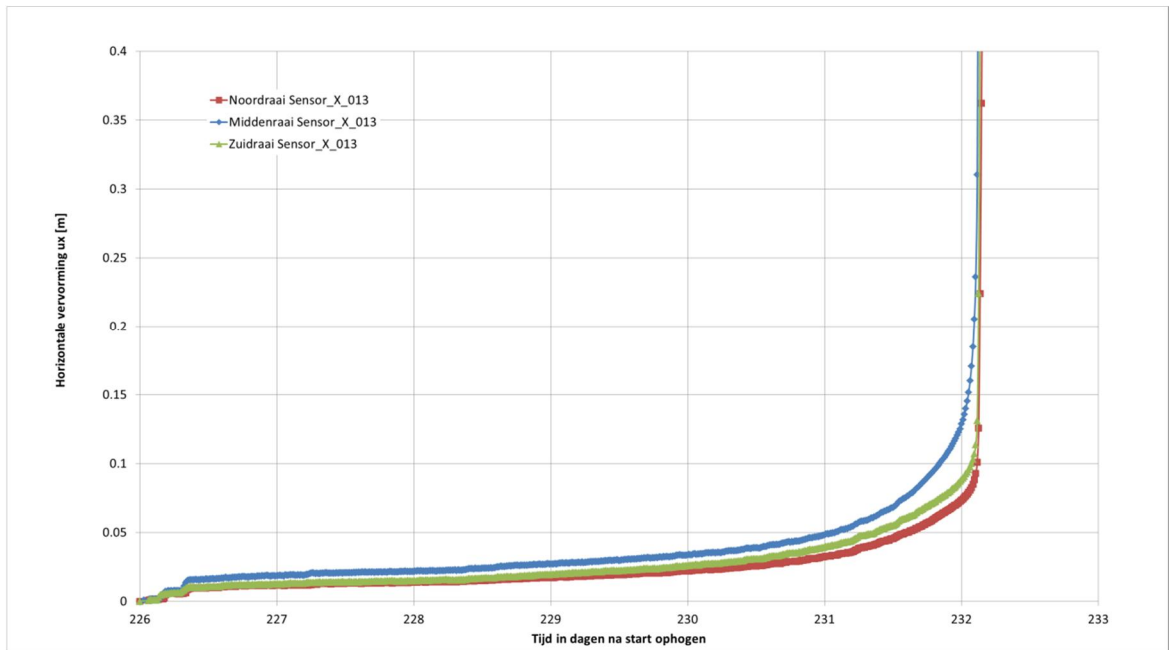
Conform Figuur C.1.1 zijn in de teen van het binnentalud van de ophoging, juist naast de ontgraving, hellingmeetbuizen *HMB 33*, *HMB 41* en *HMB 42* aangebracht. In Figuur C.1.11 zijn de metingen tijdens de aanleg van deze hellingmeetbuizen weergegeven.



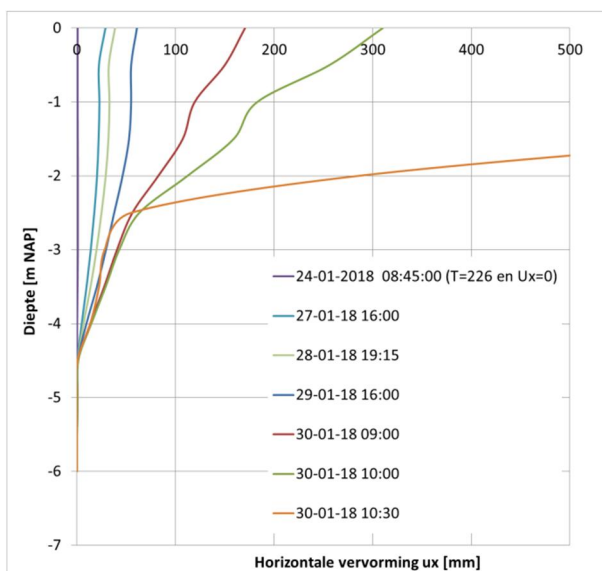
Figuur C.1.11 Gemeten horizontale vervorming haaks op de dijk (A-richting) uit periodieke hellingmeetbuismetingen t.p.v. noordraai (#41), middenraai (#33) en zuidraai (#42) bij FSP-groen

SAAF-metingen

In Figuur C.1.12 en Figuur C.1.13 worden de horizontale vervormingen in de proef getoond.



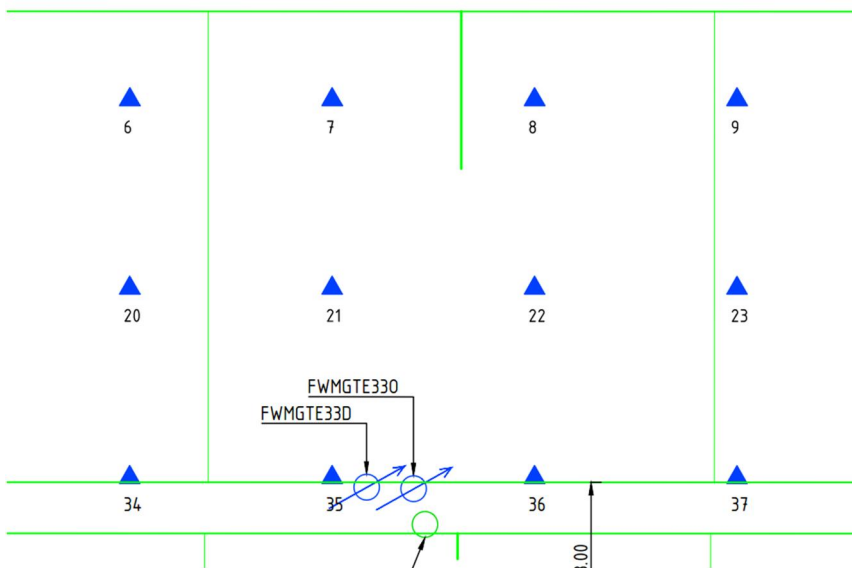
Figuur C.1.12 Ontwikkeling horizontale vervormingen bk SAAF (sensor X_013) haaks op dijk gedurende proef



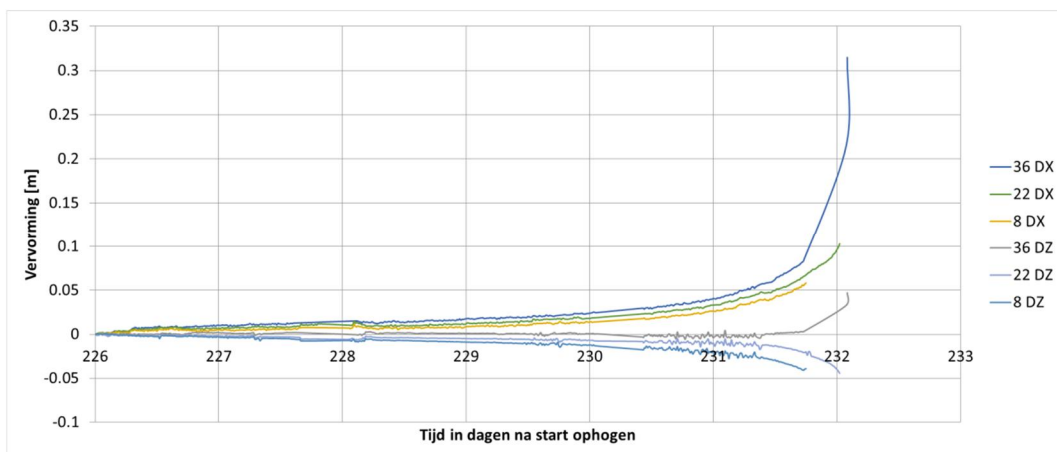
Figuur C.1.13 Ontwikkeling vervormingen in de diepte en in de tijd voor FSMGTE = positie 33 = SAAF_116968 = middenraai

Meetprisma

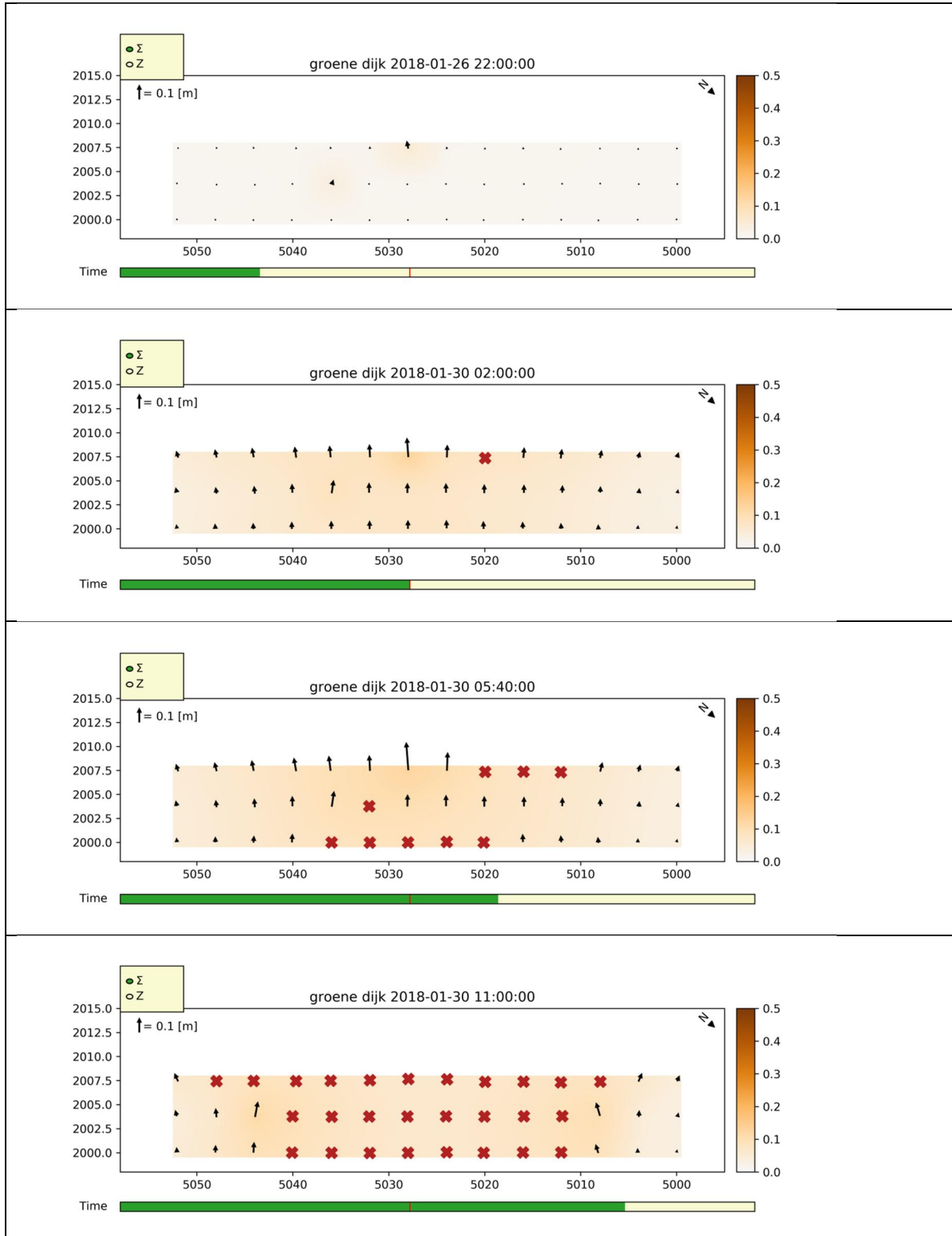
In Figuur C.1.14 wordt ingezoomd op een deel van het binnentalud van de groene proefdijk, waarop tijdens de proef een groot aantal meetprisma's was aangebracht op de optredende vervormingen tijdens het belasten van de dijk (zie Figuur C.1.15) te volgen. In Figuur C.1.16 en Figuur C.1.17 is een overzicht gegeven van de ontwikkeling van de vervormingen in horizontale en verticale richting van het gehele talud van de groene dijk.



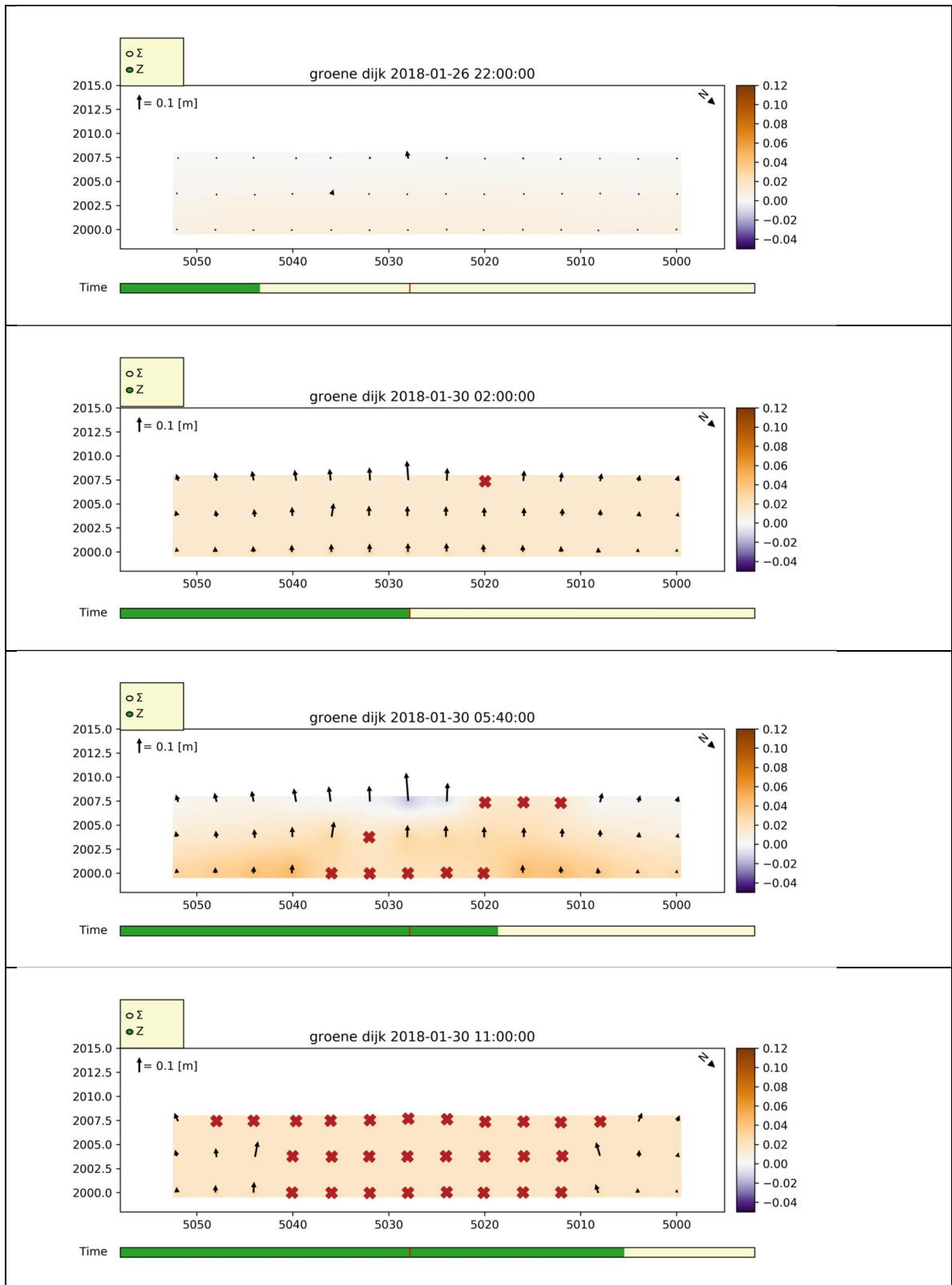
Figuur C.1.14 Ingezoomd: overzicht meetprisma's tpv midden raai (8, 22 en 36). Groene cirkel in teen talud is FSMGTE = positie 33 = SAAF_116968



Figuur C.1.15 Mbv meetprisma's gemeten vervormingen in ux (haaks op de dijk, positief is richting ontgraving) en uz (verticaal, positief is omhoog) voor prisma's 8, 22 en 36. T = 226d is start proefweek en komt overeen met woensdag ochtend 24-01-2018



Figuur C.1.16 Ontwikkeling van de totale horizontale vervormingen van het talud van de groene dijk gedurende de proefweek. Noot: wanneer de meetprisma buiten het bereik van de total station is gevallen (en dus geen meting meer gaf) is een rood kruis geplot



Figuur C.1.17 Ontwikkeling van de verticale vervormingen van het talud van groene dijk gedurende de proefweek.
 Noot 1: wanneer de meetprisma buiten het bereik van de total station is gevallen (en dus geen meting meer gaf) is een rood kruis geplot.
 Noot 2: een positief getal betekent een naar beneden gerichte vervorming

Zakbaken in ontgraving

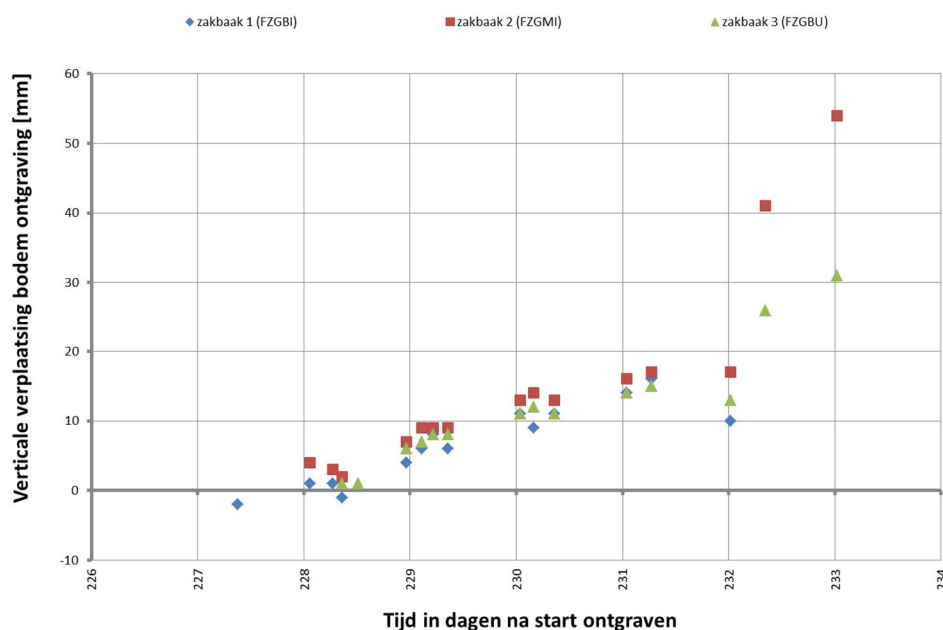
Op basis van Foto C.1.1 is geconcludeerd dat de zakbaken in de ontgraving anders zijn geplaatst dan op de monitoringstekening in Figuur C.1.2 vermeld. Op basis van Foto C.1.1 is duidelijk dat ongeveer in het midden van elke ontgravingsslag een zakbaak is geplaatst. Hier wordt uitgegaan van de locaties zoals aangegeven. In het logboek⁵⁹ zijn de zakbaken genummerd 1,2 en 3. Bekend is dat de (als eerste geplaatste) zakbaak het dichtste bij het talud nummer 1 is. De afstanden van de zakbaken tot de taludteun zijn daarmee ongeveer:

- Zakbaak 1 = $1 + 7/2 = \text{ca. } 4,5 \text{ m.}$
- Zakbaak 2 = $1 + 7 + 1 = \text{ca. } 9 \text{ m.}$
- Zakbaak 3 = $1 + 7 + 6 + 1 = \text{ca. } 15 \text{ m.}$



Foto C.1.1 Overzicht ontgraving naast groene proefdijk met de drie zakbaken

In Figuur C.1.18 worden de verticale verplaatsingen van de drie genoemde zakbaken in de ontgraving tijdens de proeffase weergegeven.



Figuur C.1.18 Ontwikkeling verticale verplaatsing van zakbaken geplaatst in de ontgraving in middenraai

⁵⁹ rapport 11200956-012-GEO-0003, "POVM Eemdijkproef – Factual report proeffase FSP-groen (product U1)";

C.2 Beschrijving afschuifproces FSP-groen

Aan de hand van screenshots van de gemaakte time lapse video (vanaf de zuidzijde) wordt getracht in meer detail het afschuifproces van de FSP-groen te beschrijven. Hierbij is telkens een karakteristiek moment beschreven. De time lapse duurt circa 1 minuut en 13 seconden en bestrijkt de tijd van start bezwijken om circa 10:30u tot iets na het moment van verwijderen van de containers van de dijk, ongeveer 16:00u s' middags. Heel grofweg volgt dat elke 1 sec time lapse gelijk is aan 5 minuten.

Verder is bekend vanuit het logboek dat is gestart met verlagen van de waterstand in de ontgraving aan de lage zijde van de groene dijk om circa 11:15u (peil circa NAP -0,5 m), en dat de pomp is uitgezet om circa 16:00u (peil circa NAP -1,1 m).

<p>T = 0 sec: merk op dat in de ontgraving twee van de drie zakbaken met ok op ontgravingsniveau (NAP -1,5 m) zichtbaar zijn in de rode cirkel. In het afschuivende deel van groene dijk staat ook zakbaak met ok op initieel mv (circa NAP 0 m), die later zichtbaar wordt.</p>	<p>Initiele situatie voor groene dijk, met daarin twee van de drie zakbaken in de ontgraving weergegeven.</p>
<p>T = 1 sec</p>	<p>Het grondmassief begint te bewegen. Rood gestippeld het gevonden bezwijkvlak</p>

<p>T = 13 sec: 1e zakbaak wordt omgeduwd (rode cirkel) en er wordt gestart met peilverlaging in ontgraving.</p>	<p>Grondmassief beweegt door.</p>
<p>T = 27 sec: in het midden van de ontgraving is de zakbaak zichtbaar geworden (rode cirkel).</p>	<p>Grondmassief beweegt door, 1e zakbaak ontgraving onder water. Zakbaak op talud zichtbaar, ok zakbaak op initieel mv, circa NAP 0 m.</p>
<p>T = 57 sec: ontgraving grotendeels tot stilstand. Zakbaak beter zichtbaar door verdere inscharing kruin. Waterpeil ontgraving verlaagd naar ca NAP -1,1 m. Grondmassief stopt juist voor 2e zakbaak ontgraving, dus ca. 7 a 8 m horizontaal verplaatst.</p>	<p>Kruin verder ingeschaard doordat grondmassief rondom bk zakbaak talud ook naar beneden zakt, samen met doorgaande vervorming van het eerste deel afschuiving.</p>

C.3 Beschrijving afschuifvlak FSP-groen

Enkele dagen na bezwijken van FSP-blauw is het glijvlak van FSP-groen opgegraven. Met de rupskraan is het dijklichaam doorgraven (Foto C.3.1a/b) waarbij aan de hand van kleurverschillen in het zand (Foto C.3.1d) van de diverse ophoogslagen de glijcirkel kon worden teruggevonden. Met de gps zijn karakteristieke punten van het glijvlak ingemeten (Foto C.3.1c) en geplot (zie Figuur C.3.1). Hierbij is ook in de diepte gezocht naar de bovenkant van de kleistaven welke voorafgaand de proef zijn ingebracht in de passieve wig van het talud op bekende GSP posities (Foto C.3.2).



a) doorsteek van FSP groen



b) zijaanzicht bezwiken talud (vanuit doorsteek)



c) inmeten karakteristieke punten glijvlak



d) close-up glijvlak (aangeduid met pijlen)

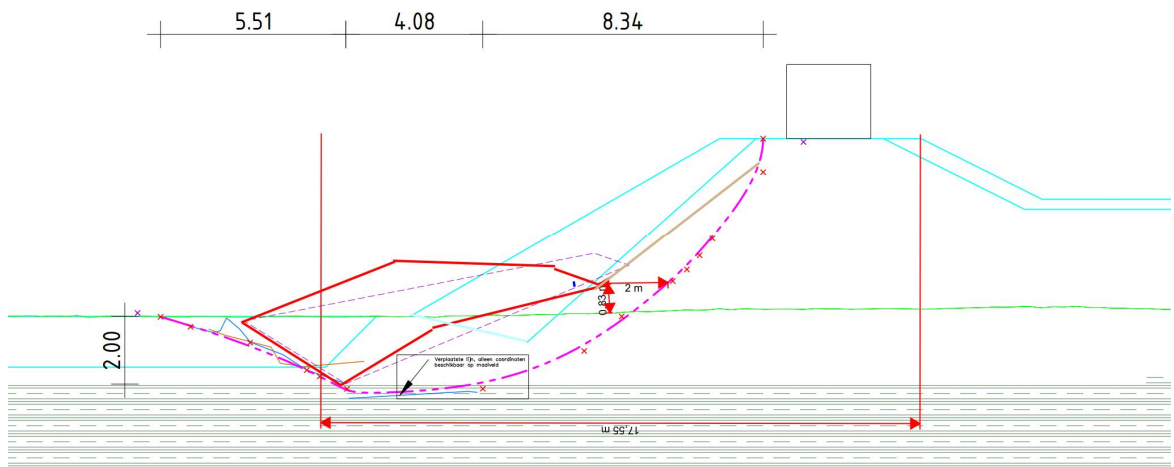
Foto C.3.1 Doorgraven FSP groen en inmeten karakteristieke punten van glijcirkel

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



Foto C.3.2 Opgegraven kleistaaf op bekende GPS locatie (kleistaaf aangeduid met rode cirkel). Gat is ontgraven tot op bovenzijde veenlaag op ca. NAP -2 m

Op basis van de vergaarde informatie is in Figuur C.3.2 indicatief aangegeven hoe het bezwijkvlak er uit moet hebben gezien.



Figuur C.3.1 Schematisch bezwijkvlak adhv van ontgraving en gps inmeting van karakteristieke punten (mbv de kruisjes). Initiele situatie ingetekend met licht blauw. Afgeschoven situatie in rood. Glijcirkel aangegeven met roze. Verder enkele karakteristieke afmetingen aangegeven.

C.4 Onderbouwing uitgangspunten voor analyse FSP-groen

C.4.1 Postdictie parameterset

De **postdictie** parameterset is opgezet aan de hand van interpretatie⁶⁰ van het gedetailleerde labonderzoek, theoretische relaties tussen parameters (uit geotechnische handboeken) en engineering judgement. De verkregen set parameters is vervolgens geverifieerd aan de hand van diverse PLAXIS Soiltest runs om te zien of met de beschikbare materiaalmodellen in PLAXIS tot het waargenomen gedrag in de labproeven kon worden komen. Op basis van de Soiltest runs zijn in enkele gevallen nog kleine aanpassingen gemaakt. De resulterende **postdictie** parameterset is gegeven in onderstaande tabel.

Laag	model	drainage	Gsat [kN/m]	s ^{vi} [kN/m]	Phi [gr]	Sin(phi) [-]	Coh [kPa]	K0:nc [-]	Kur=K0nc/2 [-]	v:ur [-]	pop:i [kPa]	OCRi [-]	k0:oc [-]	S:res:DSS [-]	S:peak:DSS [-]	S:res:TRX [-]	S:peak:TRX [-]	m	Su i [kPa]	
klei talud	MC	drained	17		30		5			0.3										
ophoogzand	HS	drained	19.5		36	0.59	1	0.41	0.21	0.17	0									
1	MC	drained	14.4	5	30	0.50	4	0.50	0.25	0.30	17	4.4	1.05							
2	SS(C) / SH NGI	undrained	14.4	6.0	37	0.60	4	0.40	0.20	0.17	17	3.8	0.78	0.41					0.9	8
3	SS(C) / SH NGI	undrained	13.2	13.9	37	0.60	4	0.40	0.20	0.17	17	2.2	0.59	0.41	0.42	0.37	0.47		0.9	12
3a	SS(C) / SH NGI	undrained	12.6	13.9	32	0.53	2	0.47	0.24	0.19	9	1.6	0.60	0.33	0.33				0.9	7
4	SS(C) / SH NGI	undrained	10.2	16.1	45	0.71	5	0.29	0.15	0.13	12	1.7	0.39	0.50	0.50				0.9	13
5	HS	drained	19.5	41.5	36	0.59	1	0.41	0.21	0.17	10	1.2	0.46							
6	SS(C)	undrained	16.3	71.4	37	0.60	4	0.40	0.20	0.17	139	2.9	0.68	0.37		0.29	0.42		0.9	70
tpv groen kruin																				
3	SS(C) / SH NGI	undrained	13.2	13.9							25	2.8		0.41	0.42	0.37	0.47		0.9	14
4	SS(C) / SH NGI	undrained	10.2	16.1							27	2.7		0.50	0.50				0.9	20
Laag	model	drainage	q:f:a [-]	q:f:d [-]	q:f:p [-]	Gur/Su [-]	t0/su [-]	L* [-]	K* [-]	M* [-]	E* [kN/m]	E50ref [kN/m2]	EOedref [kN/m2]	Eurref [kN/m2]	m	e0 [-]	ke0 [m/s]	ke0 [m/dag]	ck [-]	
klei talud	MC	drained									5000							1.0E-05	8.6E-01	
ophoogzand	HS	drained										3.6E+04	3.6E+04	180000		0.5		1.0E-05	8.6E-01	
1	MC	drained									10000							1.0E-05	8.6E-01	
2	SS(C) / SH NGI	undrained	25%	35%	40%	80	0.80	0.155	0.028	0.011							3.0	1.0E-08	8.6E-04	0.60
3	SS(C) / SH NGI	undrained	25%	35%	40%	80	0.80	0.155	0.028	0.011							3.0	1.0E-08	8.6E-04	0.60
3a	SS(C) / SH NGI	undrained	25%	35%	40%	80	0.76	0.155	0.028	0.011							3.5	1.0E-08	8.6E-04	0.60
4	SS(C) / SH NGI	undrained	35%	45%	50%	57	0.85	0.332	0.090	0.035							10.0	5.0E-08	4.3E-03	2.40
5	HS	drained										3.6E+04	3.6E+04	180000		0.5		1.0E-05	8.6E-01	
6	SS(C)	undrained	10%	20%	25%	200	0.80	0.100	0.020	0.050							1.5	1.0E-08	8.6E-04	0.60

Tabel C.4.1 Postdictie parameterset als startpunt voor PLAXIS-simulaties

Uitgangspunt voor de FSP-groen **postdicties** is dat in PLAXIS 2D en PLAXIS 3D gebruik wordt gemaakt van de volgende constitutieve modellen:

- Aanlegfase: SSC model
- Proeffase: NAS model
eventueel SS model

Het SSC model is de meest logische keus voor het modelleren van de aanlegfase. Het model is een effectief spanningsmodel waardoor het als “undrained A” kan rekenen, oftewel ook met consolidatieberekeningen kan omgaan. Voor het narekenen van de aanlegfase is dit van wezenlijk belang. Daarbij kan het SSC model ook de vervormingen door kruip meenemen.

Voor de proeffase is de focus minder op consolidatie - de aanname is dat de hoeveelheid consolidatie en kruip tijdens de proef van 1 week niet significant is - waardoor ook met het SS model (zonder kruip) of NAS model kan worden gerekend. Merk op dat NAS model werkt als een “undrained B” model, oftewel het is in staat wateroverspanningen door belasting te genereren. De consolidatie in het model dient echter niet als realistisch te worden gezien.

⁶⁰ rapport 11200956-006-GEO-0005 “POVM Eemdijkproef - Geotechnisch Basisrapport (product V)”;

De volgende opmerkingen worden bij de **postdictie** parameterset geplaatst:

- **Laag 1** betreft de toplaag en wordt als MC drained gemodelleerd, sterkte en stijfheid o.b.v. engineering judgement.
- **Laag 2** betreft de initieel onverzadigde kleilaag onder de toplaag, die boven de grondwaterstand ligt. Deze laag zal tijdens de ophoging echter onder water zakken en verzadigd raken. Uiteindelijk is deze laag daarom toch als undrained gemodelleerd (in tegenstelling tot DO fase). Relevante parameters zijn gelijk gekozen aan laag 3.
- SSC-stijfheden **laag 3a** gelijk gesteld aan **laag 3** bij gebrek aan CRS testen op laag 3a.
- SSC- en NAS-stijfheid **laag 6** geschat aan de hand van volumiek gewicht, de 2 beschikbare CRS testen op deze laag worden als niet representatief gezien voor bulk gedrag.
- SSC-sterkte (φ en c) gefit op DSS-pieksterkte (is vrijwel gelijk aan sterkte bij eindrek).
- NAS-sterkte gefit op pieksterkte (normaal geconsolideerde) DSS proeven (is vrijwel gelijk aan sterkte bij eindrek, meest representatief geacht voor overall sterkte afschuifvlak).
- Doorlatendheid **laag 3a** en **laag 6** gelijk genomen aan **laag 3** bij gebrek aan proef data.
- Het beschikbaar labonderzoek voor **laag 3** en **laag 4** ter plaatse van voorbelaste delen van de kruin van FSP-groen onderbouwt een significant hogere POP, de stijfheid en doorlatendheid zijn in eerste instantie gelijk gehouden aan de niet voorbelaste lagen.
- NAS-stijfheden zijn bepaald op basis van DSS proeven. De TRX-compressie en -extensie stijfheden zijn vervolgens zo laag als mogelijk geschat (binnen mogelijkheden materiaalmodel).
- Sterkte en stijfheid van **ophoogzand** is gelijk gekozen aan de parameters van **laag 5** en zijn gebaseerd op de uitgevoerde labproeven bij 75% relatieve dichtheid.
- Sterkte en stijfheid van **kleibekleding** talud zijn gebaseerd op engineering judgement.

In het overzicht in Tabel C.4.2 is in meer detail aangegeven hoe de parameter zijn bepaald. Tenslotte zijn er ten opzichte van de **predictie** parameterset diverse wijzigingen doorgevoerd. De belangrijkste wijzigingen zijn in Tabel C.4.3 verder toegelicht.

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

Parameter	Bepaling
γ_{sat} voor cohesieve lagen	Gemiddelde waarde uit alle bepaalde verzadigde volumieke gewichten per laag
γ_{sat} voor niet cohesieve lagen	Engineering judgement
Initiele spanningen	Geschat obv gemiddelde volumieke gewichten per laag en grondwaterstand op ca. NAP -0,8 m
Phi cohesieve lagen	Gemiddelde waarde bepaald op basis van maximaal gemobiliseerde sterkte in beschikbare DSS proeven per laag, $\sin(\phi) = s_{u_piek} / s'_{v_piek} (= t/s')$
Phi niet cohesieve lagen	Waarde gebaseerd op uitgevoerde gedraineerde triaxiaaltesten voor laag 5 bij relatieve dichtheid van 75%
Cohesie van cohesieve lagen	Bepaald op basis van fit sterkte in NC en OC gebied (uitgaande van de bepaalde phi)
Cohesie niet cohesieve lagen	minimale cohesie toegepast van 1
$K0_{nc}$	Is gelijk aan $1 - \sin(\phi)$
Nu_{ur}	Engineering judgement
POP	Gemiddelde waarde bepaald op basis van alle beschikbare CRS proeven per laag. Rekening houdend met (niet-)voorbelaaste delen.
OCR	$OCR = (POP + \sigma'_{vi}) / \sigma'_{vi}$
$K0_{oc}$	$K0_{nc} * OCR^{0.5}$
S	S ratio gebaseerd op DSS (NC gebied); $S = s_{u_bezwijk} / s'_{v_consolidatie}$
Power m (SHANSEP)	Gelijk genomen aan 0.9 in alle gevallen
$Su_{initieel}$	$= S * \sigma'_{vi} * OCR^m$
$\gamma_{m,f;a}$	Zo laag als mogelijk binnen NGI model en passend bij $\gamma_{m,f;d}$
$\gamma_{m,f;d}$	Op basis van fit mbv Soiltest (DSS)
$\gamma_{m,f;p}$	Zo hoog als mogelijk binnen NGI model en passend bij $\gamma_{m,f;d}$
Gur/Su	Engineering judgement en Soiltest runs
To/suA	Engineering judgement en Soiltest runs
λ^*	Is gelijk genomen aan gemiddelde b waarde (van abc isotachen model) volgend uit de beschikbare CRS proeven per laag. Noot: omdat in Plaxis met updated mesh wordt gerekend is geen rek correctie benodigd bij omrekening vanuit abc isotachen model welke is gebaseerd op natuurlijke rek
κ^*	Is, conform Plaxis handleiding [ref.7], gelijk genomen aan 2 maal de gemiddelde a waarde (van abc isotachen model) volgend uit de beschikbare CRS proeven per laag. Noot: omdat in Plaxis met updated mesh wordt gerekend geen rek correctie benodigd bij omrekening vanuit abc isotachen model welke is gebaseerd op natuurlijke rek. Doordat in het SSC model ook al enige cohesie wordt gehanteerd wordt al direct een wat stijver gedrag gevonden. Op basis hiervan wordt het acceptabel geacht om voor kappa een wat slappere (hogere) waarde te hanteren.
μ^*	Is gelijk genomen aan gemiddelde c waarde (van abc isotachen model) volgend uit de beschikbare CRS proeven per laag. Noot: omdat in Plaxis met updated mesh wordt gerekend is geen rek correctie benodigd bij omrekening vanuit abc isotachen model welke is gebaseerd op natuurlijke rek
E'	Stijfheid MC model toegepast voor toplaag (laag 1). Obv engineering judgement
$E50_{ref}, Eoed_{ref}, Eur_{ref}$	Gebaseerd op schatting voor $E50_{ref}$ (60% RD) en de onderlinge verhouding van 1/1/5
Power m (HS model)	Gelijk genomen aan 0.5 voor niet cohesieve lagen
e_0	Gemiddelde waarde uit alle bepaalde void ratios per laag
Ke_0	Waarde bepaald adhv $10 \wedge$ "gemiddelde waarde van de logaritme van de bepaalde doorlatendheden per laag"
ck	Gemiddelde waarde bepaald uit alle bepaalde ck waarden per laag. Noot: $ck = 1 / slope$ (waarbij "slope" de waarde is zoals bepaald binnen de Deltares CRS test)

Tabel C.4.2 Toelichting bepaling parameterwaarden in *postdictie* parameterset

Predictie set	Postdictie set
laag 1 en 2 samengenomen en als onverzadigde laag aangemerkt met een relatief hoge doorlatendheid en daarmee effectief als een gedraineerde laag werkte. De lagen zijn als MC gemodelleerd.	Laag 1 als onverzadigd, gedraineerd en MC. Laag 2 zal door zetting onder de grondwaterstand zakken en verzadigd raken. Laag 2 daarom gemodelleerd met een lage doorlatendheid (undrained) en als SSC danwel SHANSEP laag.
Volumieke gewichten alleen bepaald o.b.v. de resultaten van de CRS proeven. Grondwaterstand op NAP -0.8 m aangehouden. De initiële spanningen zijn gebaseerd op voorgaande.	Bepaling van gemiddelde van alle beschikbare volumieke gewichten (CRS/DSS/TRX). Verwijderen van ongelooftwaardige resultaten. Grondwaterstand groene dijk aangehouden op NAP -0.5 m (blauwe dijk is NAP -0.4 m) De initiële spanningen zijn gebaseerd op voorgaande.
De sterkte parameters phi en c van de cohesieve lagen (zoals gebruikt in SSC model) bepaald adhv fit op ongedraineerde sterkte mbv Plaxis Soiltest runs. De verwachtings, boven en ondergrens waarden van de sterkte zijn gefit op de verzameling van critical state/eindrek waarden van DSS en TRX proeven. Uitgangspunten: <ul style="list-style-type: none"> de K0nc is een vaste waarde en wordt gehanteerd conform de gemiddelde waarde per laag volgend uit de K0-CRS testen. Er wordt een vaste K0 waarde van 0.5 gehanteerd in de simulatie. 	De verwachtingswaarden van de sterkte parameters phi en c van de cohesieve lagen zijn bepaald adhv fit op ongedraineerde sterkte mbv Plaxis Soiltest runs. Uitgangspunten: <ul style="list-style-type: none"> De wrijvingshoek phi is bepaald adhv het spanningspad van de DSS proef obv $\sin(\phi) = \frac{su_{\text{bezwijk}}}{s'_{\text{bezwijk}}}$. K0nc gehanteerd conform $1 - \sin(\phi)$. K0 in Soiltest conform K0nc (normaal geconsolideerd monster) danwel $K0 = K0nc * OCR^{0.5}$ (overgeconsolideerd monster)
De stijfheden van het NGI-ADP SHANSEP model (Gur/suA, gamma's, T0/suA) bepaald obv engineering judgment.	De stijfheden van het NGI-ADP SHANSEP model (Gur/suA, gamma's, T0/suA) bepaald obv fit DSS proef

Tabel C.4.3 Toelichting meest relevante verschillen tussen *predictie* (DO fase) en *postdictie* parameterset

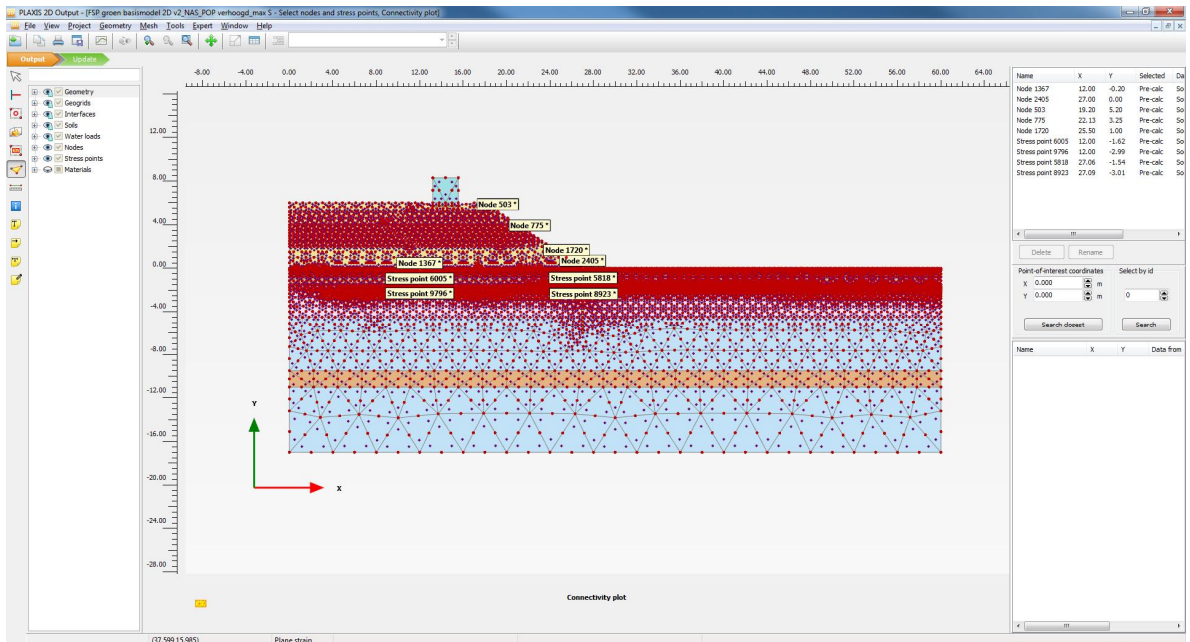
C.4.2 Oriënterende *postdicties* aanlegfase

Voorafgaand aan de *postdictie* van de aanlegfase met de PLAXIS 2D basisschematisatie zijn ter oriëntering testberekeningen opgesteld. Hierin worden in alle fasen de cohesieve lagen gemodelleerd met het SSC model. Deze keus is gemaakt, omdat verwacht wordt dat hiermee de beste fit op de zettingen en waterspanningen kan worden gemaakt. Alle fasen in de testberekeningen met de basisschematisatie zijn verder gemodelleerd als consolidatiefasen.

Toelichting op basisschematisatie

De resultaten uit de oriënterende testberekeningen worden vergeleken met de beschikbare monitoring ter plaatse van de middenraai van de groene dijk (locatie 31 en 33). Hiervoor zijn in de basisschematisering de “nodes” en “stress points” in Figuur C.4.1 geselecteerd, die alle binnen circa 10cm van de “werkelijke” (initiële) coördinaten zijn.

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



Figuur C.4.1 Geselecteerde locaties in basisschematisatie t.b.v. vergelijk testberekeningen en monitoring

Hierin is:

- Knoop 1367 = locatie zettingsmeetplaatje.
- Knoop 2405 = bovenkant SAAF / teen "binnen" talud.
- Stress point 6005 = locatie waterspanningsmeter in klei laag onder kruin.
- Stress point 9796 = locatie waterspanningsmeter in veen laag onder kruin.
- Stress point 5818 = locatie waterspanningsmeter in klei laag onder teen.
- Stress point 8923 = locatie waterspanningsmeter in veen laag onder teen.
- Knoop 503 = bovenste prisma meetrij (na zakking).
- Knoop 775 = middelste prisma meetrij (na zakking).
- Knoop 1720 = onderste prisma meetrij (na zakking).

Voor de basisschematisatie van de groene dijk is gekozen om de voorbelaste zone zo goed mogelijk mee te modelleren. Deze voorbelasting is namelijk de logische verklaring voor de (ten opzichte van de blauwe proefdijk) gemeten afwijkende hoeveelheid zetting en opbouw van wateroverspanningen. In het kort geldt:

- Circa 30 a 40cm minder zetting ter plaatse van groene dijk.
- Circa 10kPa minder wateroverspanning in veenlaag ter plaatse van groene dijk.
- Circa 15kPa minder wateroverspanning in kleilaag ter plaatse van groene dijk.

Er is in de testberekeningen voor de groene dijk getracht om bovenstaande monitoringsresultaten te benaderen. Om de werkelijkheid beter te benaderen is een kleine aanpassing gemaakt aan de ondergrond ter plaatse van de voorbelaste zone. De veenlaag is iets minder dik gekozen en de kleilaag is iets dikker gekozen. Deze aanpassing kan nog worden onderbouwd met de beschikbare sonderingen. Verder is in de voorbelaste zone met de hogere POP waarden rekening gehouden die zijn gevonden in het gedetailleerde lab onderzoek⁶¹.

⁶¹ rapport 11200956-006-GEO-0005 "POVM Eemdijkproef - Geotechnisch Basisrapport (product F)";

Geconcludeerd wordt dat met alleen het meenemen van het voorgaande de gemeten zettingen en wateroverspanningen niet direct in de testberekeningen kunnen worden gereproduceerd. De zettingen en waterspanningen blijven groter dan gemeten.

Aanpassingen naar aanleiding van zettingsmetingen

Het beschikbaar grondonderzoek geeft geen verdere argumentatie voor het hanteren van wezenlijk andere stijfheidsparameters voor de voorbelaste lagen ten opzichte van de niet voorbelaste lagen. Een mogelijke andere aanpassing is dan de berekening van de herbelast-stijfheid (κ^*). Deze herbelast-stijfheid kent een afhankelijkheid van de (variatie in) horizontale spanning. Deze waarde is nu bepaald op basis van een vuistregel uit de PLAXIS handleiding, namelijk $\kappa^* \approx 2 * b$. Bekend is echter dat de factor 2 slechts een benadering⁶² is, het is geen constante en van meerdere zaken afhankelijk. Als redelijke ondergrenswaarde voor deze omrekenfactor wordt circa 1 aangehouden. Bij hanteren van deze lage herbelast stijfheid nemen de zettingen zoals verwacht iets af, maar wordt nog steeds teveel zetting berekend.

Als naast verlaging van de herbelast-stijfheid ook een hogere POP waarde wordt gekozen (40kPa in plaats van 25 à 27kPa), dan wordt de gemeten tijd-zakkings lijn beter benaderd. De hogere POP kan worden onderbouwd doordat bijvoorbeeld in het (verre) verleden de oude zomerkade hoger is geweest dan nu bekend (circa 1 a 1,5m). Door de stijfheidstoename nemen echter de waterspanningen in de tijd ook af, die hiermee niet meer goed op de metingen aansluiten. Bij de doorlatendheden is de volgende aanpak gehanteerd.

- Er is opnieuw gekeken naar de void ratio (e) van de klei- en veenlaag, nu alleen ter plaatse van de kruin van de groene dijk. Hieruit volgt dat in de veenlaag kan worden beargumenteerd, dat daar gemiddeld lagere void ratios voorkomen dan op de rest van het terrein die niet is voorbelast. Voor de voorbelaste veenlaag volgt een gemiddelde void ratio van circa 8,5 (in verhouding tot circa 10 voor niet voorbelaste delen).
- Uitgaande van de gevonden aanpassing van de doorlatendheid (c_k waarde) kan dan de doorlatendheid van het voorbelaste deel worden bepaald.

Uit de PLAXIS Reference manual volgt: $\log(k/k_0) = \Delta e/c_k$

Uitgaande van:

$$\begin{aligned} \Delta e &= -1,5 \\ k_0 &= 4,3 \cdot 10^{-3} \text{ m/dag (uit postdictie parameterset)} \\ c_k &= 2,4 \end{aligned}$$

volgt voor de veenlaag in het voorbelaste gebied:

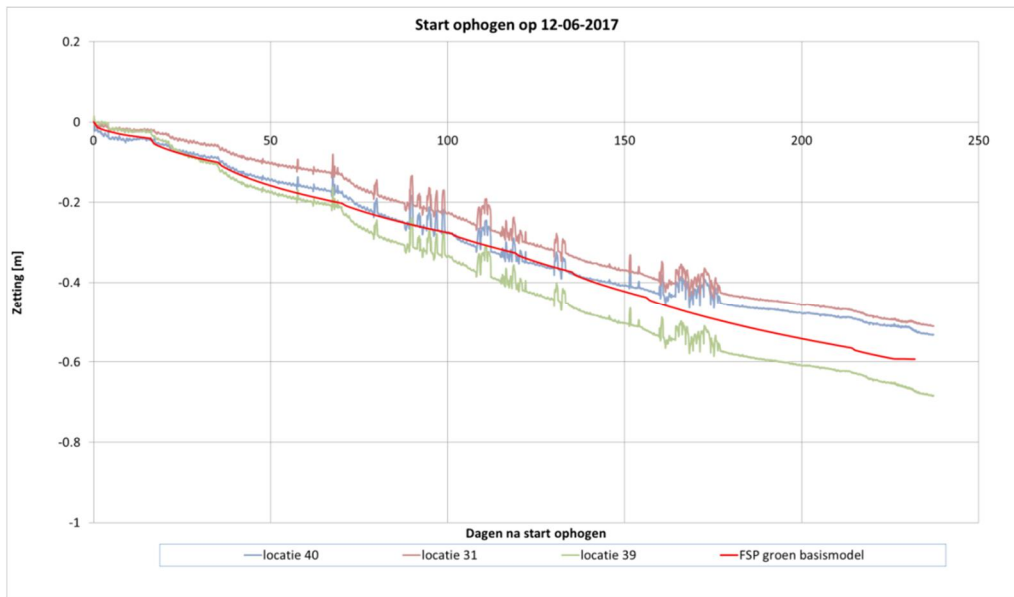
$$k = 0,24 * 4,3 \cdot 10^{-3} = \text{circa } 1 \cdot 10^{-3} \text{ m/dag.}$$

In de aangepaste testberekeningen is uiteindelijk voor $k = 1,2 \cdot 10^{-3}$ m/dag gekozen.

Voor de klei volgt geen duidelijk lagere void ratio (e) in het voorbelaste gebied hier wordt in eerste instantie uitgegaan van de postdictie waarde van $k = 8,6 \cdot 10^{-4}$ m/dag. Na enig verder fitten volgt hier $k = 1 \cdot 10^{-3}$ m/dag. Uitgaande van de voorgenoemde waarden is dan gekomen tot de volgende fit voor de tijd-zettingslijn in het voorbelaste gebied, zie Figuur C.4.2.

⁶² PLAXIS versie 2D 2018.00, Material Models manual;

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



Figuur C.4.2 Vergelijk zettingsmetingen met aangepaste test-berekeningen groene proefdijk

De zetting uit de aangepaste test-berekening is circa 0,6m en sluit daarmee goed aan bij de hoeveelheid zetting ter plaatse van de kruin van de groene dijk. Deze zetting is ook verdisconteerd in de geometrie en fasering in de basisschematisatie.

Aanpassingen naar aanleiding van zettingsmeetslangmetingen

De locatie van de zettingsmeetslangen onder de groene en blauwe proefdijk is als volgt:

- Zettingsmeetslang 1 van loc 41 tot 37 en dan van loc 37 tot 35.
- Zettingsmeetslang 2 van loc 33 tot 31 en dan van loc 27 tot 25.
- Zettingsmeetslang 3 van loc 42 tot 40 en dan van loc 38 tot 36.

De slangen zijn 'onderbroken' om ruimte te maken voor de latere installatie van de damwand van locatie 37 naar 27 naar 38.



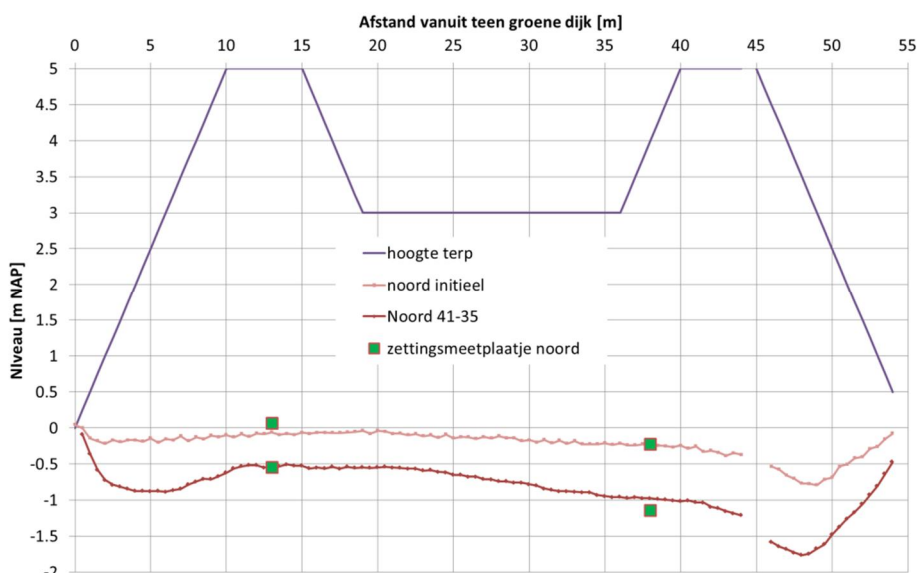
Figuur C.4.3 De locatie van de zettingsmeetslangen, die zijn 'onderbroken' om ruimte te maken voor de latere installatie van de damwand van locatie 37 naar 27 naar 38

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

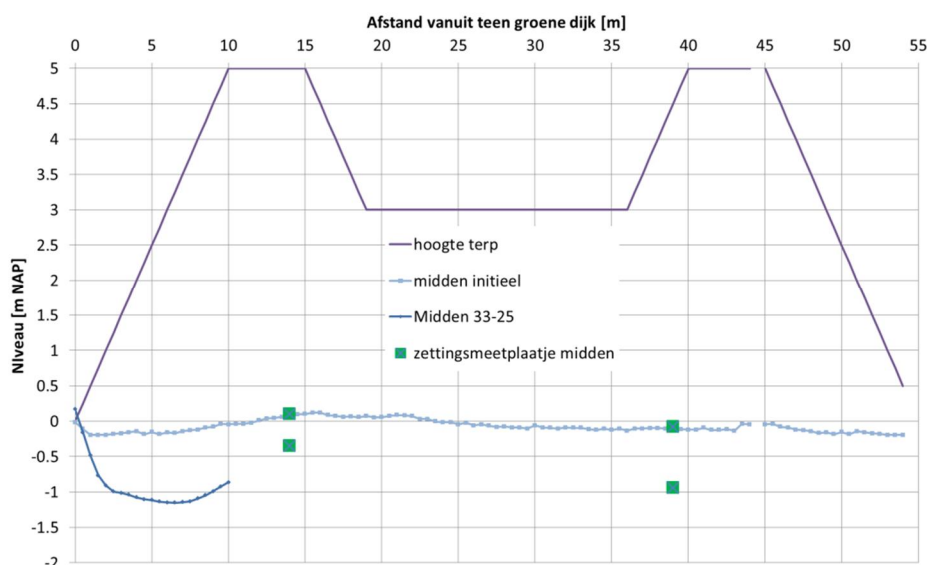
De gehanteerde meetfrequentie van de zettingsmeetslangen is als volgt, waarbij de zettingen in Figuur C.4.4, Figuur C.4.5 en Figuur C.4.6 zijn geplot voor de nulmeting en eindmeting.

	Planning	Daadwerkelijk
0-meting:	20 juni 2017	20 juni 2017
Tussentijds	Geen	29 september 2017
Eindmeting	7 november 2017	11 januari 2018

Ter informatie zijn de metingen van de zettingsmeetplaatjes ook in deze figuren weergegeven voor de betreffende tijdstippen. De gegevens lijken redelijk overeen te komen, waardoor de resultaten van de zettingsmeetslangen als geloofwaardig worden beschouwd.

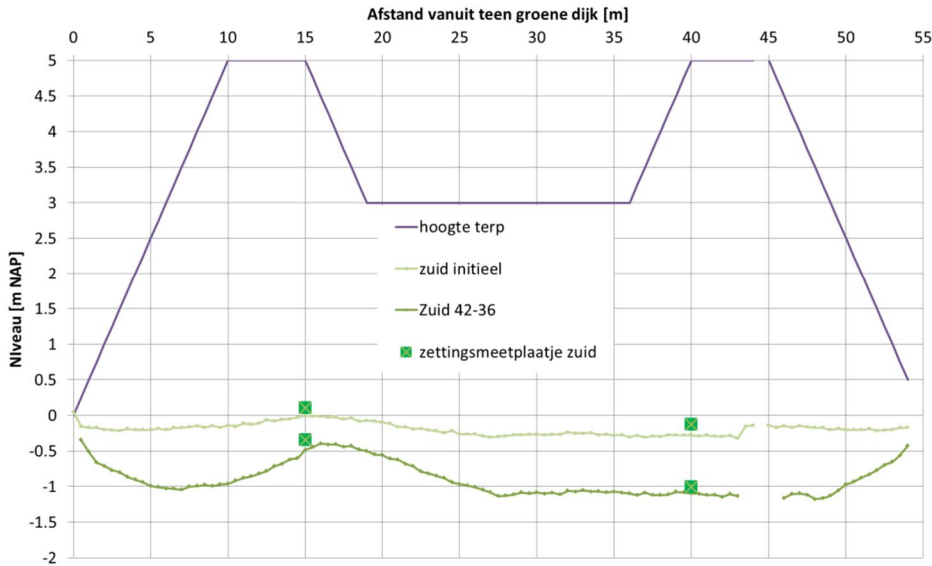


Figuur C.4.4 Vergelijk zettingsmeetslang en zettingmeetplaatjes noordraai (nulmeting en eindmeting)



Figuur C.4.5 Vergelijk zettingsmeetslang en zettingmeetplaatjes middenraai (nulmeting en eindmeting)

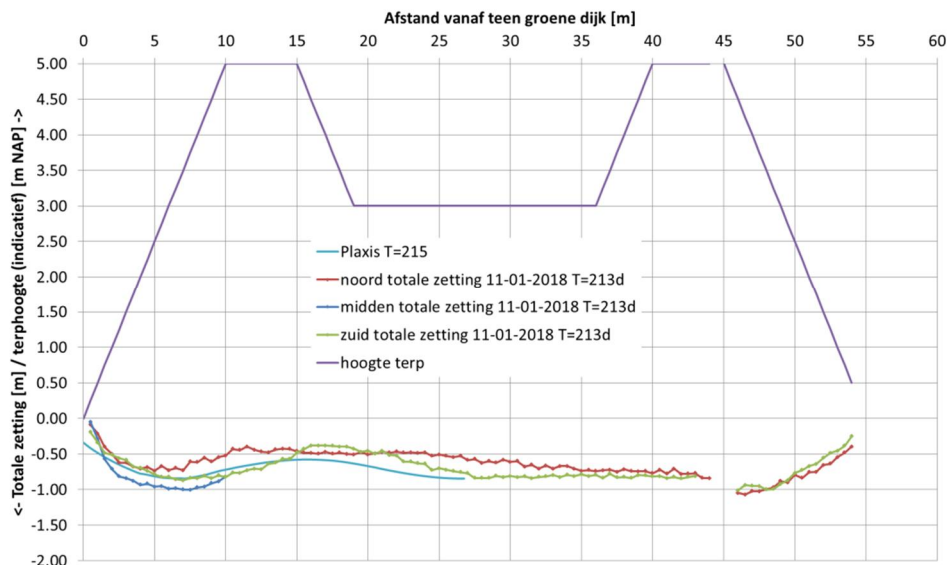
11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



Figuur C.4.6 Vergelijk zettingsmeetslang en zettingsmeetplaatjes zuidraai (nulmeting en eindmeting)

Bij Figuur C.4.5 wordt opgemerkt dat in eerste instantie meetslang 33 niet kon worden uitgelezen in verband met een knik, waardoor uitlezing met de standaard methode niet mogelijk was. Met een aangepaste methode lukte dit wel, maar vanaf $x = 10\text{m}$ wordt de meting onbetrouwbaar geacht. Een logische verklaring hiervoor is dat waar de zettingsmeetslang weer omhoog gaat ingesloten lucht is geweest.

In Figuur C.4.7 zijn de zettingen uit de aangepaste testberekeningen tegen de absolute zettingen van de noord-, midden- en zuidraai geplot. Geconcludeerd wordt dat het verloop van de zettingen en de orde grootte redelijk zijn. Ter plaatse van het talud in de middenraai worden de zettingen onderschat. Vraag daarbij blijft hoe nauwkeurig deze zettingsmeetslangmetingen zijn, omdat daar de metingen voorbij $x = 10$ duidelijk incorrect waren. Dat kan immers suggereren dat de metingen voorafgaand aan $x=10$ ook minder betrouwbaar zijn.



Figuur C.4.7 Vergelijk totale zettingen op T=213 dagen (11-01-2018) tussen metingen en testberekening

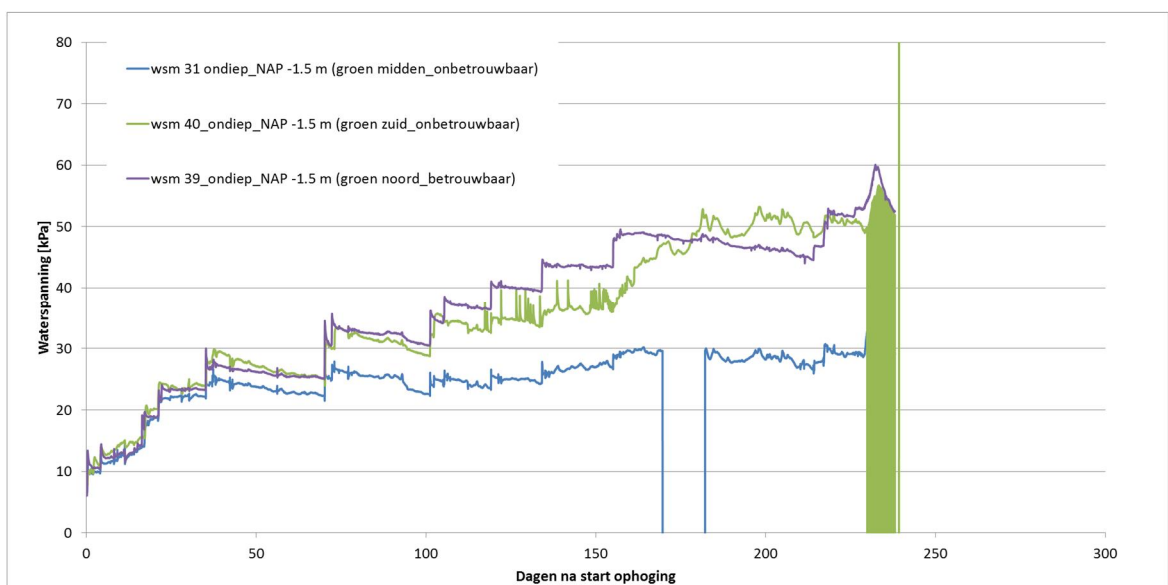
Aanpassingen naar aanleiding van waterspanningsmetingen

In de testberekening is gestart met de parameters zoals deze volgen uit het **postdictie** parameterset. Aanpassingen zijn gemaakt voor de voorbelaste zone zoals hiervoor benoemd. Opgemerkt wordt dat ten opzichte van de **predicties** is besloten om laag 2 ook als ongedraineerd (c.q. met een lage doorlatendheid) mee te nemen. Door de genoemde keuzes blijkt een meer realistische benadering van de waterspanningsmetingen mogelijk.

Besloten is ook om de kruip stijfheden (μ^*) aan te passen. Bij hanteren van de relatief hoge waarden uit de labproeven blijkt er in de aangepaste testberekeningen een significante wateroverspanning te ontstaan door de kruip van het model. Het wordt echter onrealistisch geacht dat door kruip significante wateroverspanningen kunnen ontstaan in de hier beschouwde Holocene gronden. Om deze reden zijn de μ^* -waarden terug gebracht naar $\lambda^*/20$. Het is voor nu onduidelijk waarom de labproeven dergelijke relatief hoge waarden geven. Mogelijk is dit gerelateerd aan gasvorming (?) of mogelijk is μ^* geen constante, zoals wel in het materiaal model wordt aangenomen. De lagere μ^* waarde was al verwerkt in de zettingsbeschouwing in de voorgaande paragraaf.

De combinatie van doorlatendheden en stijfheden voor de niet voorbelaste delen zijn ook getoetst aan de monitoring van de blauwe dijk en blijken hier ook in staat tot zinvolle resultaten (qua zettingen en waterspanningen) te komen.

De resultaten uit de aangepaste testberekeningen zijn vergeleken met de metingen van de beschikbare *wsm 31* (ondiep en diep) en *wsm 33* (ondiep en diep). Hierbij valt op dat *wsm 31 ondiep* opmerkelijke resultaten geeft. Uit de analyse⁶³ van de aanlegfase wordt geconcludeerd dat *wsm 31 ondiep* en *wsm 40 ondiep* onbetrouwbare resultaten lijken te geven. Mogelijk zijn deze beïnvloed door de opgetreden verschilzettingen in dit gebied. *Wsm 39 ondiep* lijkt wel betrouwbare resultaten te leveren. In Figuur C.4.8 wordt dan ook de resultaten uit de aangepaste testberekening met de metingen van *wsm 39 ondiep* in plaats van *wsm 40 ondiep* vergeleken.



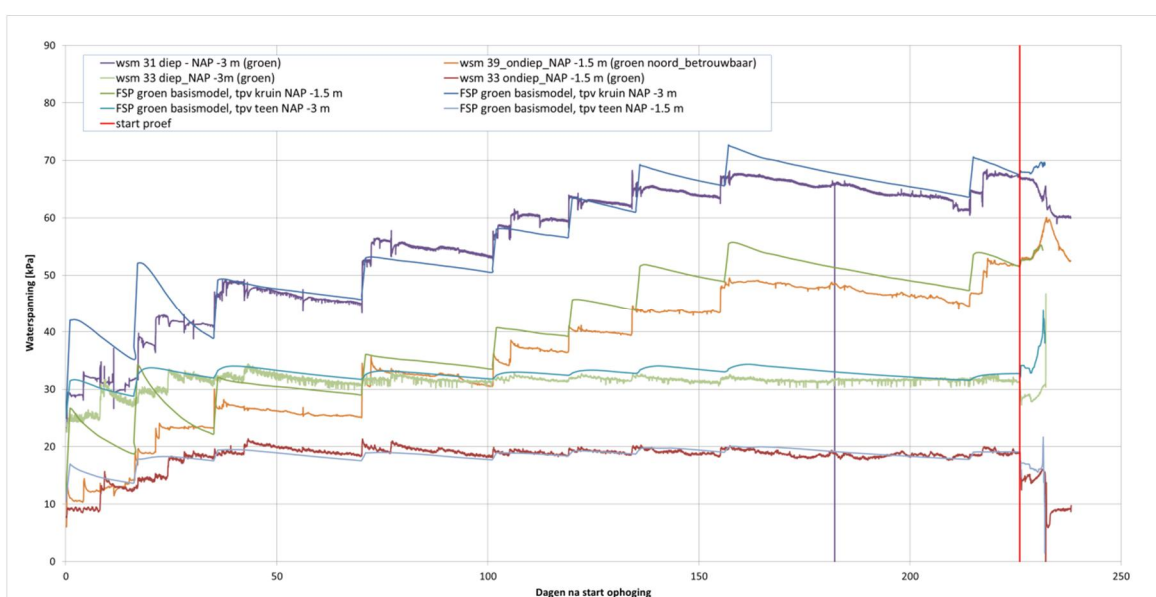
Figuur C.4.8 Vergelijk van waterspanningsmeters 31, 39 en 40 ondiep

⁶³ rapport 11200956-004-GEO-0004 "POVM Eemdijkproef – Analyse aanleg FSP (product S)";

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

Merk verder op dat in werkelijkheid de waterspanningsmeters zullen meezakken met de ondergrond. Door deze zakking zullen de gemeten (steady state) waterspanningen ook toenemen. Dit effect wordt automatisch meegenomen in de PLAXIS 2D simulatie doordat gebruik wordt gemaakt van de UM-optie en de UPP-optie.

In Figuur C.4.9 is het vergelijk gemaakt tussen de gemeten waterspanningen en de resultaten uit de aangepaste testberekening. Getracht is tot een zo goed mogelijke fit te komen en vooral om de waterspanningen bij start proef (T = 226 dagen) zo goed mogelijk te benaderen. De waterspanningen bij de proef bepalen direct de effectieve spanningen en daarmee de sterkte in de ondergrond. Geconcludeerd wordt dat een goede fit is gevonden.



Figuur C.4.9 Vergelijk waterspanningsmonitoring en testberekening groene dijk (wsm 31 diep en 39 ondiep staan in het voorbelaste deel, wsm 33 diep en ondiep staan in het niet voorbelaste deel), waarbij de aanlegfase loopt van T=0 tot T=226 dagen (rode verticale lijn)

Aanpassingen naar aanleiding van hellingmeetbuis-metingen

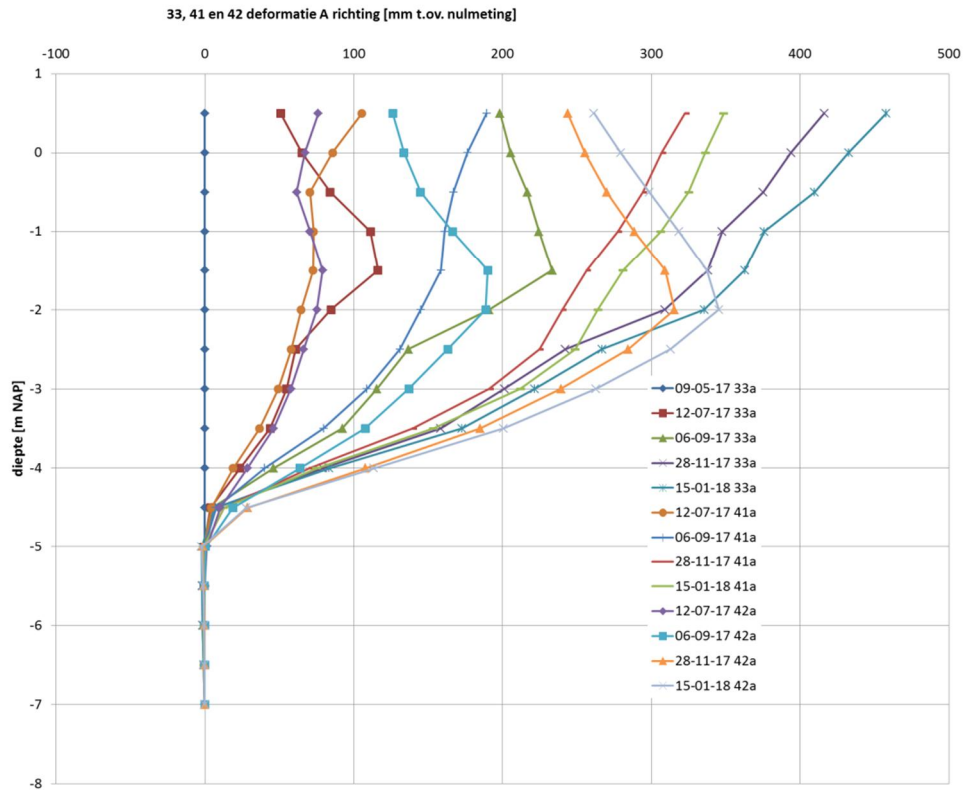
Door de Fugro zijn de meetwaarden afgeleid ten opzichte van bovenkant hellingmeetbuis, deze is circa NAP +0,9m volgens de analyse⁶⁴ van de aanlegfase. De meetwaarden zijn ten opzichte van dit referentiepunt vertaald naar NAP-waarden. Voor het overzicht zijn in Figuur C.4.10 alle resultaten van HMB 33, HMB 41 en HMB 42 geplott.

Er is vervolgens een dubbelcheck gemaakt op de laatste hellingmeetbuis-metingen aan de hand van de eerste SAAF-metingen. De laatste hellingmeetbuis-metingen zijn van 15 januari 2018, waarna in de standbuizen de SAAF's zijn afgehangen ten behoeve van de proeffase. De eerste SAAF-metingen zijn van 17 januari 2018. De verwachting is dat deze metingen vrijwel identiek zijn. De resultaten zijn in Figuur C.4.11 t/m Figuur C.4.13 gepresenteerd.

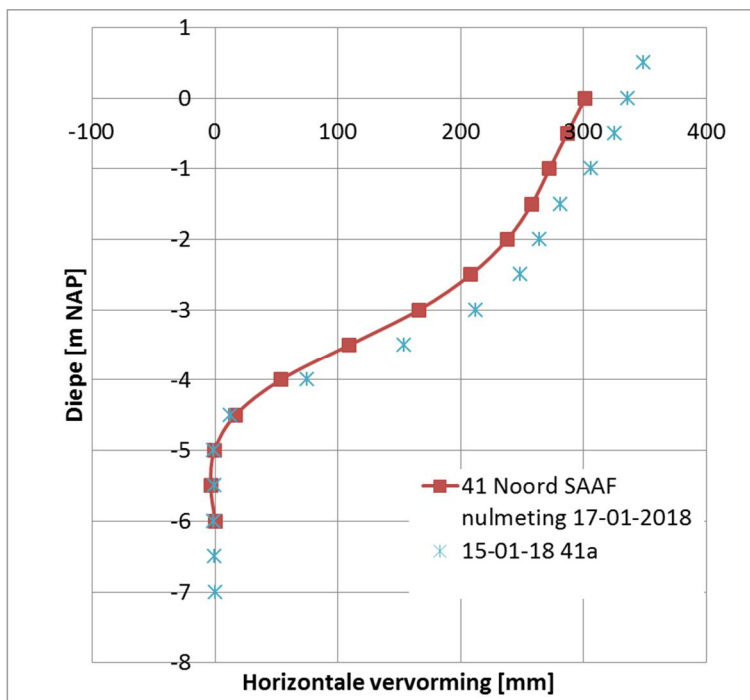
N.B. Zand ligt ter plaatse van de locatie van de hellingmeetbuizen op circa NAP -4,5m of hoger. Opmerkelijk is dat de noord raai en zuid raai op dit niveau al significante vervormingen laten zien. Verwachting zou eerder zijn dat hier de vervorming nog vrijwel nul is. Mogelijk moeten de metingen 0,5m omhoog?

⁶⁴ rapport 11200956-004-GEO-0004 "POVM Eemdijkproef – Analyse aanleg FSP (product S)";

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

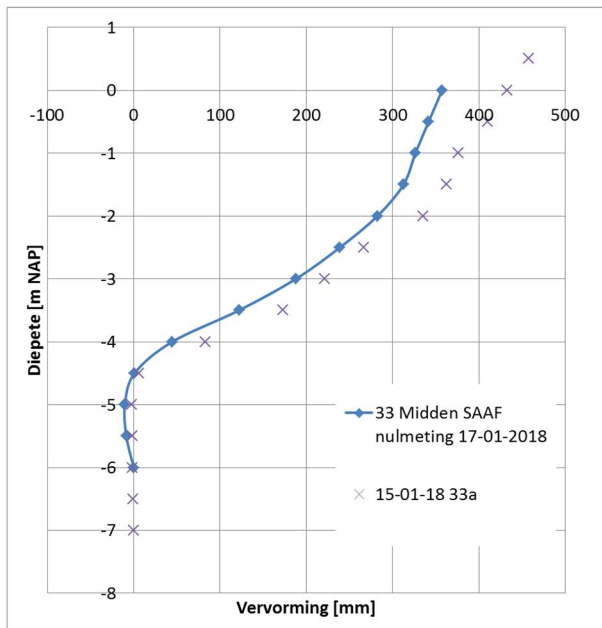


Figuur C.4.10 Gemeten deformaties voor alle drie de hellingmeetbuizen van de groene dijk 33, 41 en 42

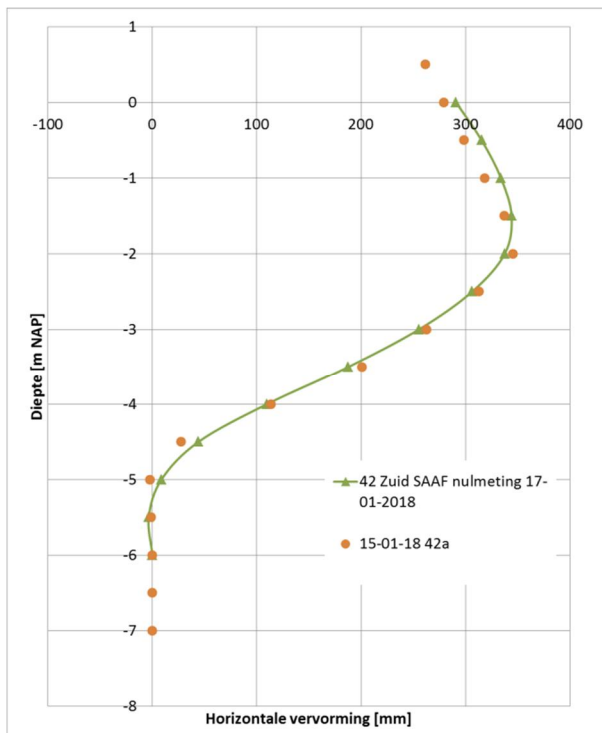


Figuur C.4.11 Vergelijking in noordraai, verschil op maaiveld (circa NAP) is circa 35 mm

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



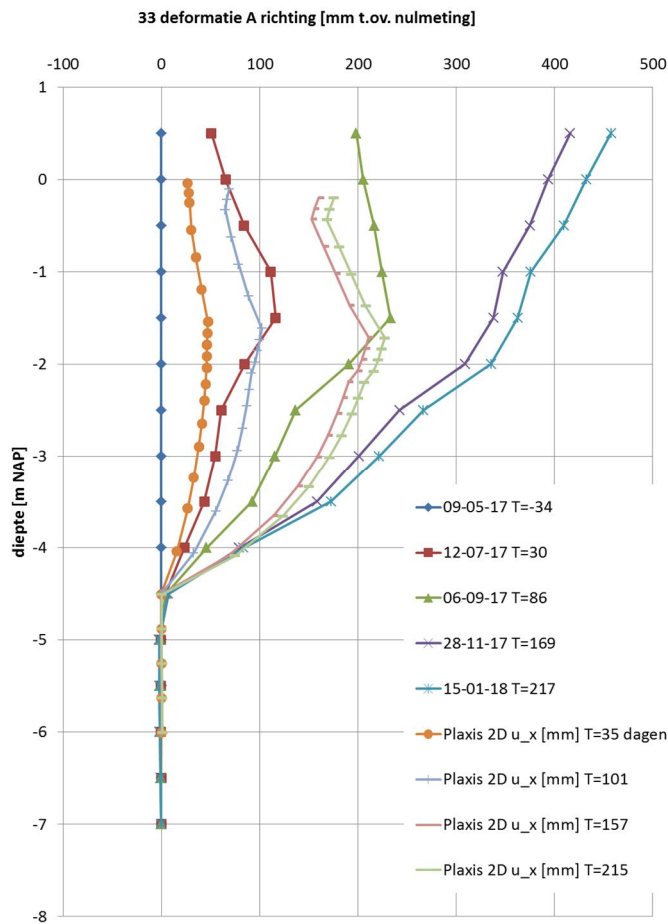
Figuur C.4.12 Vergelijk middenraai, verschil op maaiveld (circa NAP) is circa 75 mm



Figuur C.4.13 Vergelijk zuidraai, verschil op maaiveld (circa NAP) is circa 12 mm

Geconcludeerd wordt dat op hoofdlijnen de vervorming gelijk is. Verschillen van enkele cm's zijn verklaarbaar doordat de SAAF een kleinere diameter kent dan de hellingmeetbuizen. Tijdens het afhangen zal de SAAF gaan aanleggen aan de buis en dus tot iets afwijkende vervormingen komen. De afwijkingen op de middenraai lijken wel groter dan op deze wijze verklaard kan worden. Mogelijk dat hier bij de hellingmeetbuis-metingen een grotere meetfout is ontstaan, deze resultaten lijken in vergelijking met hellingmeetbuis-metingen van de noord- en zuidraai namelijk ook wat extremer.

In Figuur C.4.14 zijn de resultaten van *HMB 33* getoond (teen midden groene dijk) voor vier verschillende momenten in de aanlegfasering. Uit de aangepaste testberekeningen met de basisschematisatie zijn de horizontale verplaatsingen in de teen getoond voor de fasen welke het dichtst bij de werkelijke meetmomenten liggen.



Figuur C.4.14 Vergelijk metingen HMB33 en resultaten aangepaste testberekening groene proefdijk

Op basis van Figuur C.4.14 wordt geconcludeerd dat de met de aangepaste testberekening voorspelde horizontale vervormingen (waarin het SSC model is aangehouden) achterblijven bij de gemeten horizontale vervormingen. Hierbij speel naar verwachting het volgende:

- De 6-knoops elementen reageren stijver dan de 15-knoops elementen, waardoor dus kleinere (horizontale) vervormingen optreden.
- Bij de aanleg treedt nog vrij weinig (Mohr-Coulomb) plasticiteit op. Dit suggereert dat de vervormingen grotendeels uit de gedefinieerde stijfheid moeten voortkomen. Uit de gemaakte Soiltest runs is bekend is dat het SSC model de stijfheid in TRX spanningspaden redelijk goed benaderd, maar voor meer DSS spanningspaden te stijf is. Wat dus ook gedeeltelijk verklaard waarom de vervormingen achterblijven.
- In de middenraai blijkt uit de metingen met de zettingsmeetslang, dat hier meer zetting lijkt op te treden dan in de noord- en zuidraai. Bij deze meting bestaat enige twijfel,

omdat in deze slang naar verwachting lucht ingesloten is geweest waardoor de meting grotendeels als onbetrouwbaar is gezien. Indien de zettingen als correct worden beschouwd, dan sluit dit wel aan bij de grotere horizontale vervormingen gemeten in de middenraai. De aangepaste testberekening onderschat de zettingen voor de middenraai en daarmee waarschijnlijk ook de horizontale vervormingen. Er is een gevoeligheidsanalyse gemaakt, waarbij het gewicht van de klei op het talud is verhoogd naar 20kN/m^3 , waarmee effectief de extra belasting wordt gesimuleerd welke nu mist als gevolg van de circa $0,20\text{ m}$ zetting ($0,2 * 17\text{kN/m}^3 = \text{circa } 3,5\text{kN/m}^2$) welke optreedt in de simulatie vergeleken met de zettingsmeetslang in de middenraai. Uit deze aanvullende simulatie wordt gevonden, dat inderdaad de zettingen en horizontale vervormingen iets toenemen (orde cm's). Uit deze simulatie volgt ook, dat deze extra belasting op het talud geen wezenlijke invloed lijkt te hebben op het bezwijkmoment.

- In de aangepaste testberekening werden in eerste instantie onrealistisch grote horizontale vervormingen gevonden in de zandlaag. Om deze te verkleinen is de stijfheid van deze laag ($m=0$) in de basisschematisatie vergroot en de sterkte verhoogd om lokale plasticiteit uit te sluiten. Mogelijk is hierdoor de stijfheid en sterkte te hoog geworden, waardoor overall de berekende horizontale vervormingen te laag worden.

De hiervoor genoemde redenen bieden een redelijke verklaring voor de gevonden lagere horizontale vervormingen in de aangepaste testberekening. Besloten is om de basisschematisatie hier niet verder op aan te passen. Mogelijk kan in een vervolg studie het model op dit onderdeel verder worden geoptimaliseerd.

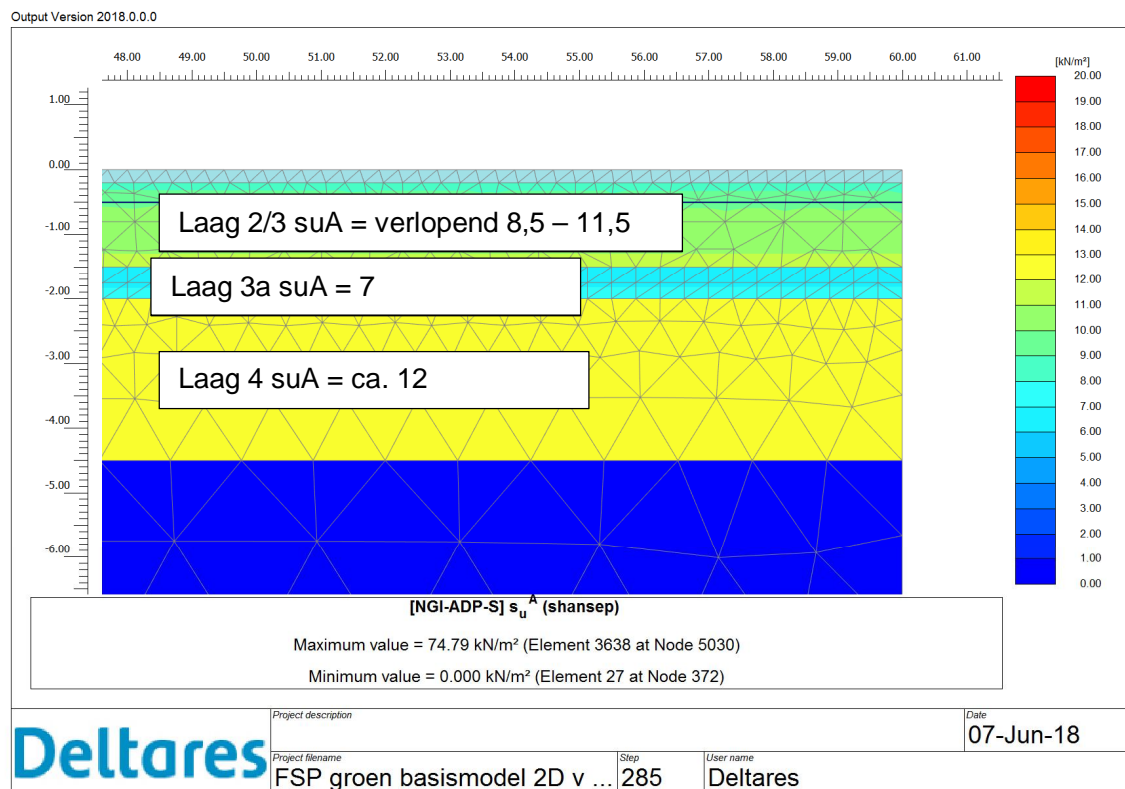
Resumé aanpassingen basisschematisatie

Samenvattend zijn tijdens de oriënterende testberekeningen met de basisschematisatie ter voorspelling van het gedrag tijdens de aanlegfase de volgende wijzigingen aangebracht aan de **postdictie** parameterset om te komen tot een **best fit** parameter set.

- De kruipparameter (μ^*) is verlaagd naar $\lambda^*/20$ voor de cohesieve lagen. De ontwikkelde wateroverspanning met de μ^* uit de **postdictie** set wordt als onrealistisch beschouwd.
- De initiële doorlatendheden (k_0) voor de klei- en veenlaag in het niet voorbelaste deel zijn circa 50% verhoogd voor een betere fit op de waterspanningsmetingen.
- De initiële doorlatendheden (k_0) voor de veenlaag in het voorbelaste deel zijn met een factor 3 verlaagd voor een betere fit op de waterspanningsmetingen en de zettingslijn. Hierbij is ook de initiële void ratio (e_0) verlaagd van 10 naar 8,5
- De overconsolidatie van de kleilaag en de veenlaag (POP) in het voorbelaste deel zijn 10-15 kPa verhoogd voor een betere fit op de zettingslijn.
- De herbelast-stijfheid van alle lagen (κ^*), in zowel het voorbelaste als niet voorbelaste gebied, is gehalveerd door het weglaten van de omrekenfactor 2.

Initiele sterkte en overconsolidatie

Een goede check is om de initiele sterkte te controleren van het 'maagdelijk' terrein bij activatie van het NAS model (zie Figuur C.4.15). Bij deze controle blijkt dat de sterktes van het terrein lager zijn dan verwacht. Geconcludeerd wordt dat door aanpassing van de waterstand naar NAP -0,5m in plaats van NAP -0,8m (en dus de verlaging van de effectieve spanningen) de POP waarden te laag zijn in de **postdictie** parameterset. Deze zijn daarom voor alle cohesieve lagen onder de grondwaterstand verhoogd met 3kPa. Door deze aanpassing kloppen de ongedraineerde sterktes weer wel met de verwachting.



Figuur C.4.15 Controle van de sterkte na switch naar NAS model voor “maagdelijk” terrein (rechterkant model). POP waarden met 3 kPa verhoogd

Sterkte en stijfheden diverse grondlagen

De stijfheden van het NAS model zijn ingeschat op basis van fitten met Soiltest runs op de DSS proeven. Uit de verkennende berekeningen werd duidelijk dat deze stijfheden te laag waren gezien de te grote berekende vervormingen gedurende de diverse proeffasen. Besloten is om de gamma waarden te verlagen naar waarden van ca. 5% in de kleilagen en ca. 10% in de veenlaag welke meer in lijn zijn met de TRX proeven. Zie ook de resultaten van de gevoeligheidsberekening.

De stijfheid en sterkte van de zandlaag 5 bleek ook aan de te lage kant te zijn. De vervormingen in deze zandlaag waren te groot in relatie tot de beschikbare metingen in de middenraai. Besloten is om de power m op nul te zetten waardoor de spanningsafhankelijkheid verdween en hiermee de sterkte afname in stijfheid bij ontgraven gedurende proef fase. Ook is de sterkte verhoogd om plasticiteit (en de bijbehorende vervormingen) in deze laag te voorkomen.

Bij verdere beschouwing van de bezwijkvlakken en de steile hoek waaronder de zandkern bleef staan na bezwijken werd geconcludeerd dat de sterkte van het ophoogzand ook aanzienlijk hoger moest zijn dan tot nu werd aangehouden. De wrijvingshoek is verhoogd naar 40 graden en voor het zand boven de grondwaterstand is een cohesie van 5 kPa opgenomen als gevolg van onverzadigd gedrag.

2D basis model

Het 2D model wat is opgesteld op basis van de genoemde uitgangspunten en waarin bovenstaande aanpassingen zijn meegenomen wordt aangeduid als het “2D basis model”. In

Vergelijkingen met SAAF-metingen

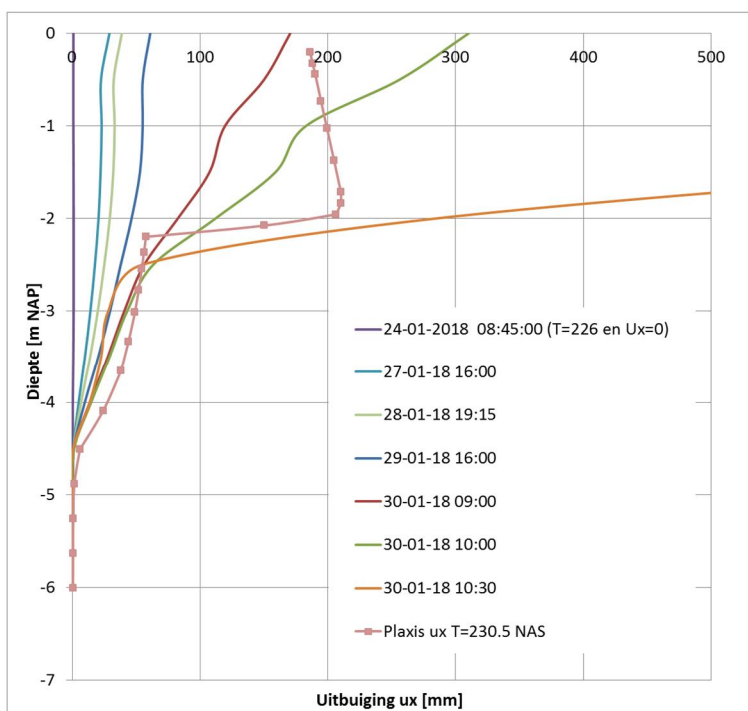
Er zijn drie SAAF's geplaatst in de teen van de groene dijk. De SAAF nummering is overgenomen uit factual report⁶⁶ proeffase FSP groen. De nummering is gecontroleerd aan de hand van het Fugro document "uitleg datafiles dijkproef eemdijk".

De nummering van de toegepaste SAAF's is als volgt:

- Noordraai = FSNGTE = positie 41 = SAAF_116967.
- Middenraai = FSMGTE = positie 33 = SAAF_116968.
- Zuidraai = FSZGTE = positie 42 = SAAF_116974.

Toegepast zijn SAAFS met een totale lengte van 6 m, bestaande uit 12 segmenten van 0,5m. De in de grafieken gehanteerde resultaten van de SAAF's zijn de zogenaamde "engineered values" welke zijn verkregen uit de omrekening van de hoekmetingen per segment met het uitgangspunt dat de onderkant van de SAAF's niet zijn verplaatst.

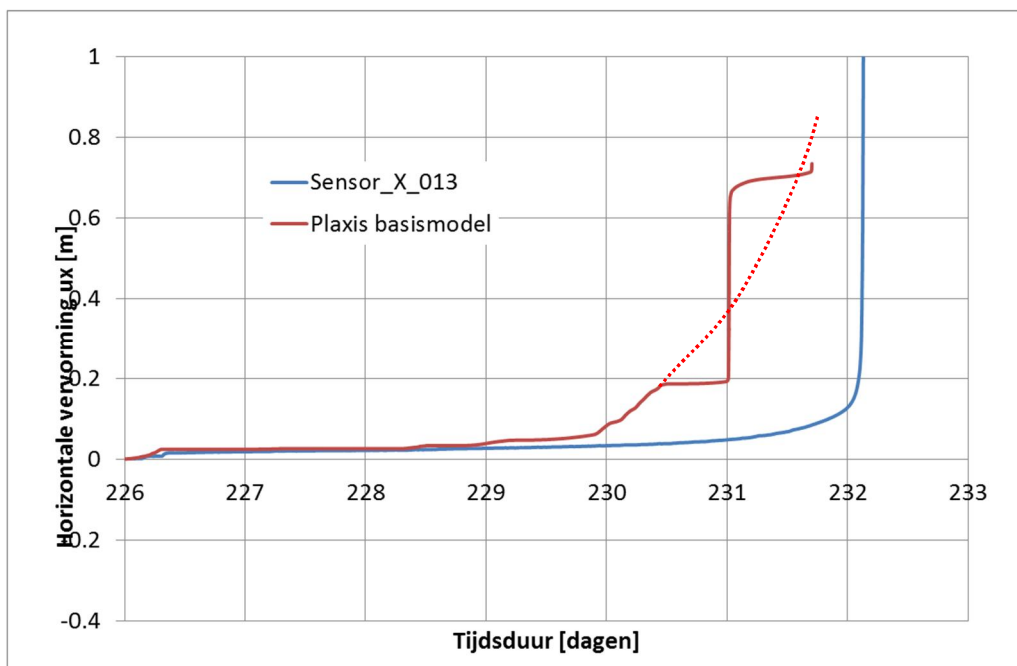
In Figuur C.4.17 is voor het PLAXIS basismodel de resultaten ingeplot van de horizontale vervormingen op T = 230,5 dagen (datum ca. 28-01-2018 19:00u). De waterstand in de kern van de dijk is op dat moment ca. NAP +2m. Te zien valt dat de vervormingen in de veenlaag iets overschat worden en dat de vervormingen in de slappe kleilaag zeer sterk toenemen terwijl de metingen dit niet doen. Dit suggereert dat er vooral in de slappe kleilaag te weinig sterkte en/of stijfheid aanwezig is in het model. Bij verdere inspectie van de model resultaten voor deze fase treedt er in vrijwel de gehele laag 3a al plasticiteit op hetgeen suggereert dat vooral de sterkte aan de te lage kant is. In de veenlaag daarentegen treedt nog vrijwel geen plasticiteit op hetgeen suggereert dat hier vooral de stijfheid nog wat aan de hoge kant is.



Figuur C.4.17 Verloop horizontale vervorming u_x in diepte op enkele tijdstippen voor SAAF raai midden

⁶⁶ rapport 11200956-012-GEO-0003, "POVM Eemdijkproef – Factual report proeffase FSP-groen (product U1)";

Bovenstaand beeld wordt door Figuur C.4.18 bevestigd. Te zien valt dat het model al relatief vroeg in de tijd sterk begint te vervormen. Merk op dat de resulterende tijd – vervorming kromme uit PLAXIS wat lastiger is te interpreteren. Op T = 231 dagen loopt de lijn verticaal omhoog, dit heeft geen fysische oorzaak maar is een gevolg van het niet (numeriek) convergeren van het model. Gebleken is dat convergentie van het model in de buurt van bezwijken lastig is. Ondanks diverse pogingen met aanpassingen aan de numerieke instellingen is het niet gelukt dit gedrag te verbeteren. Met een rode stippellijn is aangegeven hoe naar verwachting de lijn er ongeveer uit had moeten zien bij convergeren van het model.



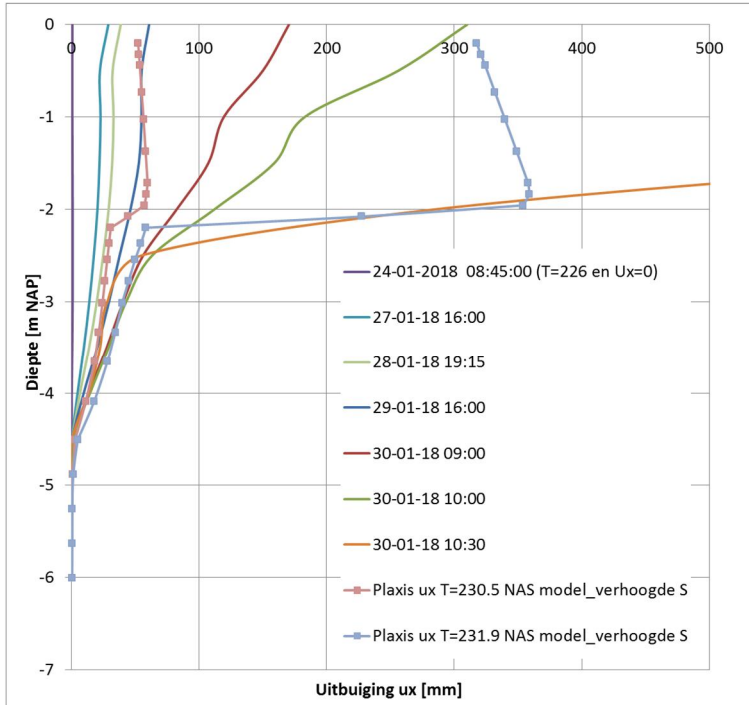
Figuur C.4.18 Verloop horizontale vervorming u_x in tijd voor bovenkant SAAF midden (sensor X 013). Noot: de SAAF data en PLAXIS vervorming is zo gepresenteerd dat op T=226 dagen de vervorming is nul

Besloten is tot aanpassing van de S-waarden in het NAS model. Gekozen zijn nu de piek S-waarden welke volgde uit de TRX-proeven. Omdat voor de lagen 3a en 4 geen TRX resultaten beschikbaar zijn, zijn de waarden voor deze lagen opgeschaald met dezelfde factor als bij laag 3. Gehanteerd is $S = 0.47$ voor laag 3 (opschaalfactor = $0.47 / 0.41 = \text{ca. } 1.15$), $S = 0.37$ voor laag 3a en $S = 0.55$ voor laag 4.

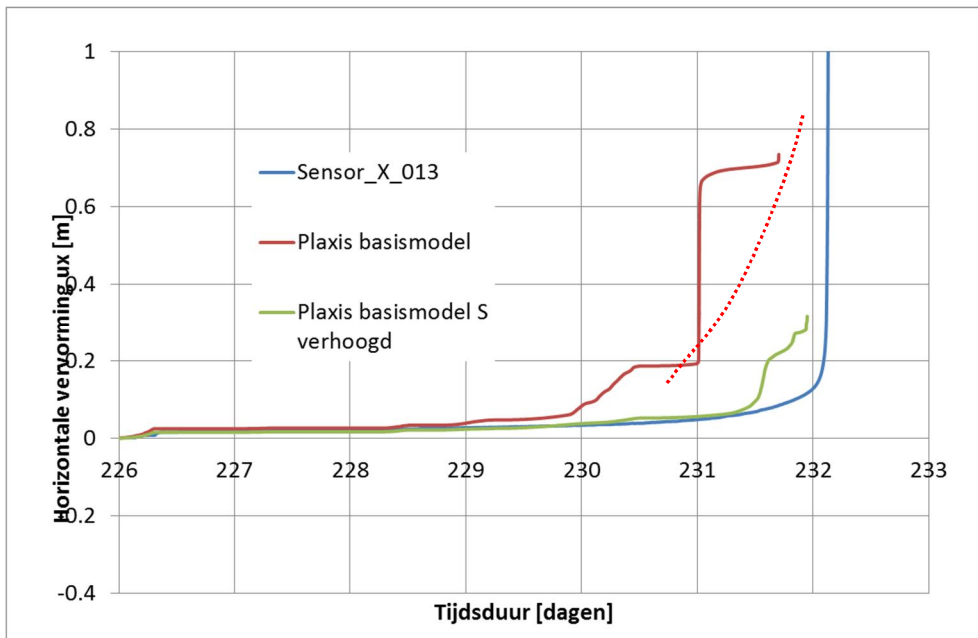
Merk op dat de SAAF geen volledig flexibel meetinstrument is. Segmenten van 0,5 m en daarbij ingebracht in een relatief stijve kunststof omhulling welke met grout is afgehangen in de inclinobuis. Bij grote gradienten in vervorming moet kritisch worden bekeken of de SAAF vervormingen goed weergeeft. In Figuur C.4.18 betekent dit dat de SAAF lijn op 30-01-18 10:30u boven de NAP -2m ook kritisch moet worden bekeken. Daarbij moet ook worden bedacht dat tijdens bezwijken / grote vervormingen ook PLAXIS steeds minder goed in staat is de werkelijkheid te beschrijven.

In Figuur C.4.20 is de tijd-vervorming geplot voor de bovenkant SAAF voor de situatie met verhoogde S waarde.

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



Figuur C.4.19 Vergelijk SAAF metingen en Plaxis basismodel met verhoogde S waarden



Figuur C.4.20 Verloop horizontale vervorming ux in tijd voor bovenkant SAAF midden (sensor X 013) bij verhogen S waarde voor diverse cohesieve lagen in model

Als gevoeligheidsberekening is ook een berekening gemaakt waarbij de S van de veenlaag niet is opgeschaald (dus $S = 0,50$ gehandhaafd). Geconcludeerd wordt dat dit kleine invloed heeft op de vervormingen, deze nemen iets toe in de veenlaag. De tijd – horizontale vervorming kromme verandert niet significant. Geconcludeerd wordt dat de sterkte van de veenlaag in de orde van $S = 0,5$ a $0,55$ moet liggen.

In het vervolg van dit hoofdstuk wordt uitgegaan van het "**2D basismodel met max S**".

Interpretatie van "het bezwijkmoment in Plaxis"

Voor de volledigheid moet worden opgemerkt dat het interpreteren van het moment waarop de dijk bezwijkt (c.q. doorgaand vervormd bij gelijke belasting) lastig te bepalen is. Dit wordt veroorzaakt door diverse zaken:

- In werkelijkheid is het beoordelen van bezwijken van een dijk als gevolg van macro instabiliteit redelijk goed te beoordelen. Een grote wig grond zal een relatief grote doorgaande vervorming ondergaan. In Plaxis is bezwijken van een wig grond vaak minder eenduidig. Aan de hand van een beoordeling van diverse output dient de geotechnisch ingenieur tot een oordeel te komen. Eén van de meest sprekende plot is vaak een kracht – verplaatsing diagram, indien immers bij dezelfde kracht c.q. belasting een doorgaande vervorming optreedt is in het algemeen sprake van bezwijken. In dit geval maken we gebruik van een tijd – verplaatsing lijn. De tijd wordt hier gehanteerd als "maatstaf" voor de belasting over de diverse fasen heen. De interpretatie van een dergelijke tijd – verplaatsings lijn kan lastig zijn door o.a. onderstaande zaken:
- gebruik van de updated mesh: hierdoor zal bij grote vervormingen het model ook weer stabiel worden waardoor de tijd-vervormingslijn de neiging heeft minder abrupt omhoog te gaan lopen en in sommige gevallen zelfs weer enige tijd horizontaal te gaan lopen.
- Geen softening in materiaal modellen: in werkelijkheid kennen de hier gemodelleerde grondlagen een zekere softening, oftewel na bereiken van de pieksterkte zal bij doorgaande vervorming de sterkte weer gaan afnemen. Hierdoor ontstaat na bereiken van de pieksterkte een abrupt bezwijken. In de gebruikte materiaal modellen is deze softening niet aanwezig waardoor dus ook het bezwijken minder abrupt gebeurt;
- Convergentie: hoe dicht bij het bezwijk moment hoe lastiger het is voor Plaxis om op de juiste wijze te convergeren cq nieuw evenwicht te vinden voor de aangebrachte belasting binnen deze stap. Indien het programma binnen (default) 60 iteraties niet voldoet aan de convergentie criteria zal het programma extra verplaatsing introduceren en opnieuw proberen te convergeren. In sommige gevallen kan meerdere stappen achter elkaar geen evenwicht worden gevonden alvorens ineens wel weer te convergeren. Hierdoor ontstaan grillige tijd – verplaatsingslijnen welke ook minder eenduidig zijn te interpreteren.

C.5 Gevoeligheidsberekeningen FSP-groen

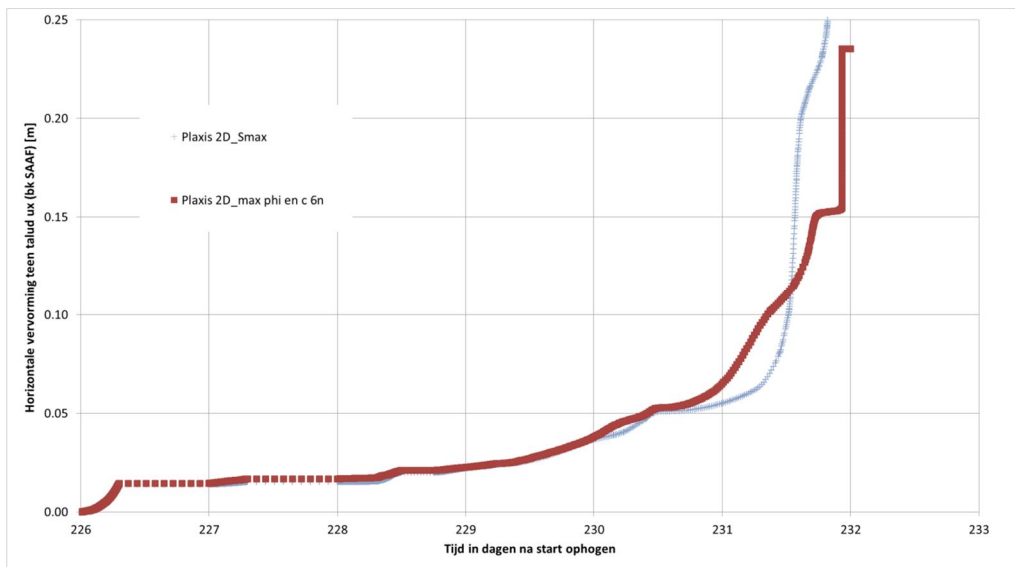
Om meer inzicht te krijgen in de gevoeligheid van de resultaten voor sommige variabelen en parameters, ten opzichte van het berekende bezwijkmoment met de basisschematisering, zijn er enkele aanvullende PLAXIS-simulaties gemaakt. Het berekende bezwijkmoment in de gevoeligheidsberekeningen wordt hierna steeds weergegeven door middel van een plot van de horizontale verplaatsing van de teen van de groene dijk tegen de tijd.

De beschouwde variabelen en parameters waarvan de invloed is beschouwd zijn:

- SS model in plaats van NAS model voor beschrijving gedrag cohesieve grondlagen.
- Rekenmesh opgebouwd uit 15-knoops elementen in plaats van 6-knoops elementen.
- Alleen UM-optie in plaats van UM én UPP-optie.
- Extra gewicht op het talud om te compenseren voor te kleine zettingen in dit gebied;
- Hanteren van een lage stijfheid (hoge gamma's) in plaats van een hoge stijfheid (lage gamma's) in het NAS model.
- Vervangen van onverwacht slappe kleilaag 3a door kleilaag 3.

C.5.1 SS model in plaats van NAS model

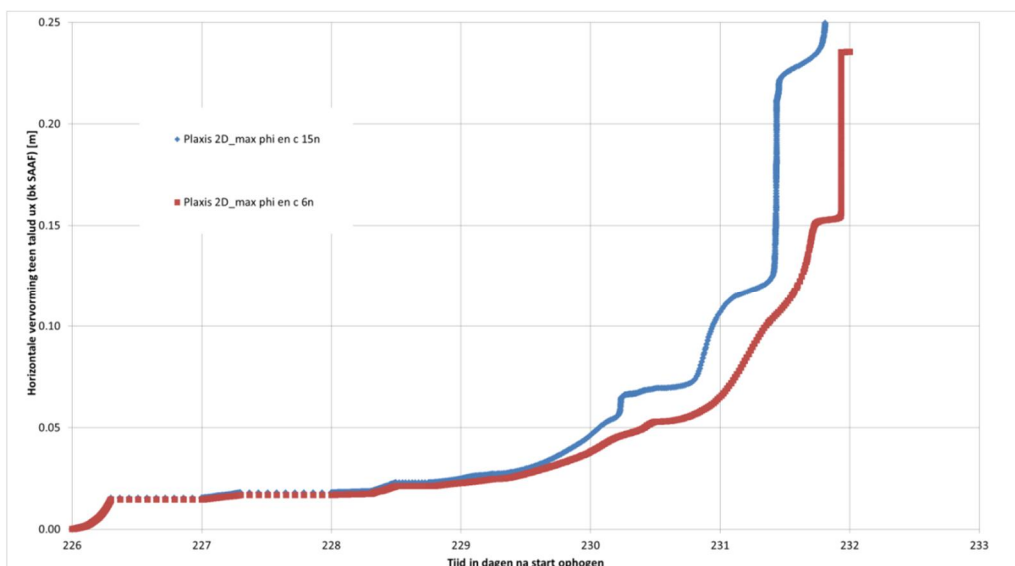
Met behulp van de Soiltest functie in PLAXIS zijn de pieksterkten φ en c voor TRX-situaties bepaald en voor de proeffase FSP-groen toegepast in het SS model. Het SS model geeft conform Figuur C.5.1 een redelijk vergelijk met het NAS model. Het grootste verschil lijkt te zijn dat bij het NAS model een meer “abrupt” bezwijken optreedt, terwijl bij het SS model een meer geleidelijk bezwijken optreedt.



Figuur C.5.1 Vergelijking PLAXIS 2D-basisschematisering met NAS model en maximale S-waarde (6-knoops) en rekenmodel met SS model en maximale φ en c

C.5.2 Rekenmesh opgebouwd uit 15-knoops in plaats van 6-knoops elementen

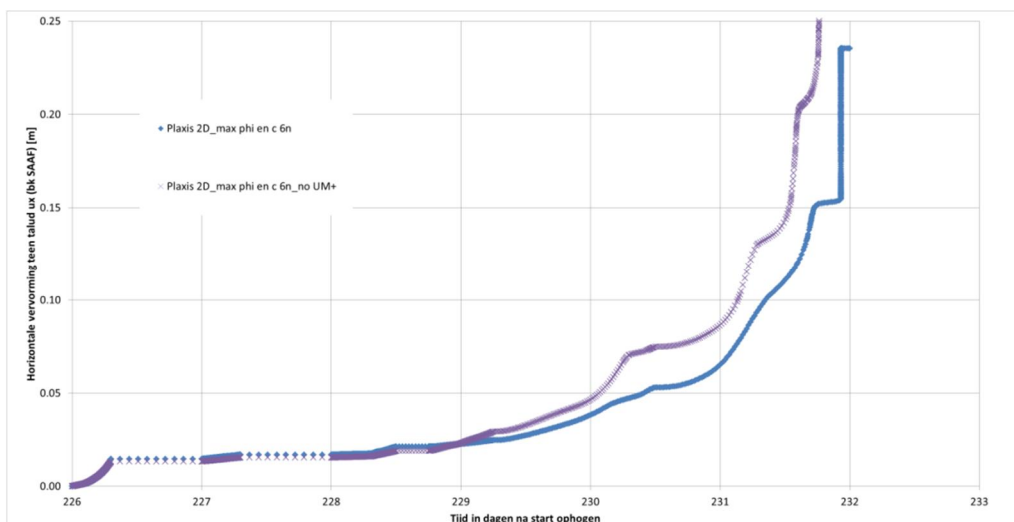
Er lijkt in Figuur C.5.2 een effect te zijn van de interpolatiegraad van de elementen. De 6-knoops elementen reageren wat sterker en stijver dan de 15-knoops elementen, waarbij de 15-knoops elementen worden geacht beter de werkelijkheid te benaderen. Er is bij deze vergelijking gebruik gemaakt van het SS model in plaats van het NAS model, omdat deze niet convergeerde in combinatie met 15-knoops elementen.



Figuur C.5.2 Vergelijking PLAXIS 2D-basisschematisering met φ en c met 6 knoops vs 15 knoops

C.5.3 Alleen UM-optie in plaats van UM én UPP-optie

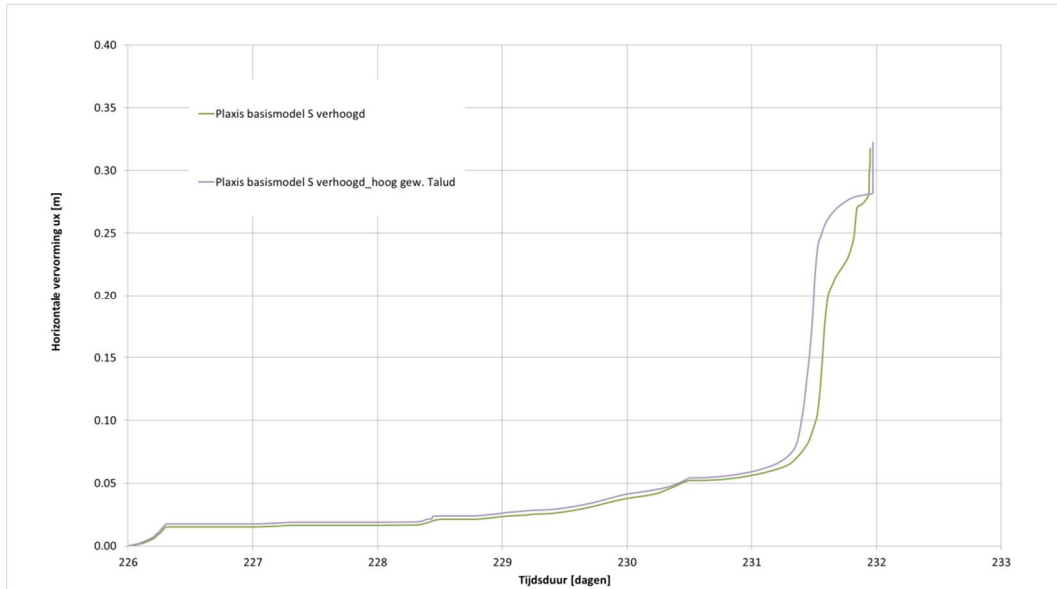
Bij het hanteren van de UPP-optie wordt in de PLAXIS-rekenmodel de waterstand op hetzelfde niveau (als initieel gedefinieerd) gehanteerd. Hiermee kan het onder water zakken van de ophoging worden gemodelleerd (en de bijbehorende afnemende belasting op de ondergrond). Indien deze optie niet wordt gebruikt, dan zal de ophoging dus niet onder water zakken. Hierdoor zal de belasting dus hoger blijven en de ophoging eerder bezwijken, wat ook uit Figuur C.5.3 volgt. Bij deze vergelijking is van de basisschematisering met maximale ϕ en c gebruik gemaakt, omdat het NAS model niet convergeert in de laatste fasen.



Figuur C.5.3 Vergelijking PLAXIS 2D-basisschematisering met ϕ en c (6-knoops) met en zonder UPP-optie

C.5.4 Extra gewicht op talud

Zoals toegelicht in Subparagraaf 5.4.1.1 suggereert de zettingsmeetslang in de middenraai dat het PLAXIS-rekenmodel nu de zetting onderschat ter plaatse van het talud. In dat geval zal in de praktijk meer aangevuld zijn ter plaatse van het talud en dus effectief meer gewicht zijn toegevoegd. Het gaat om circa $0,20\text{m} \cdot 17\text{kN/m}^3 = 3,4\text{kN/m}^2$.

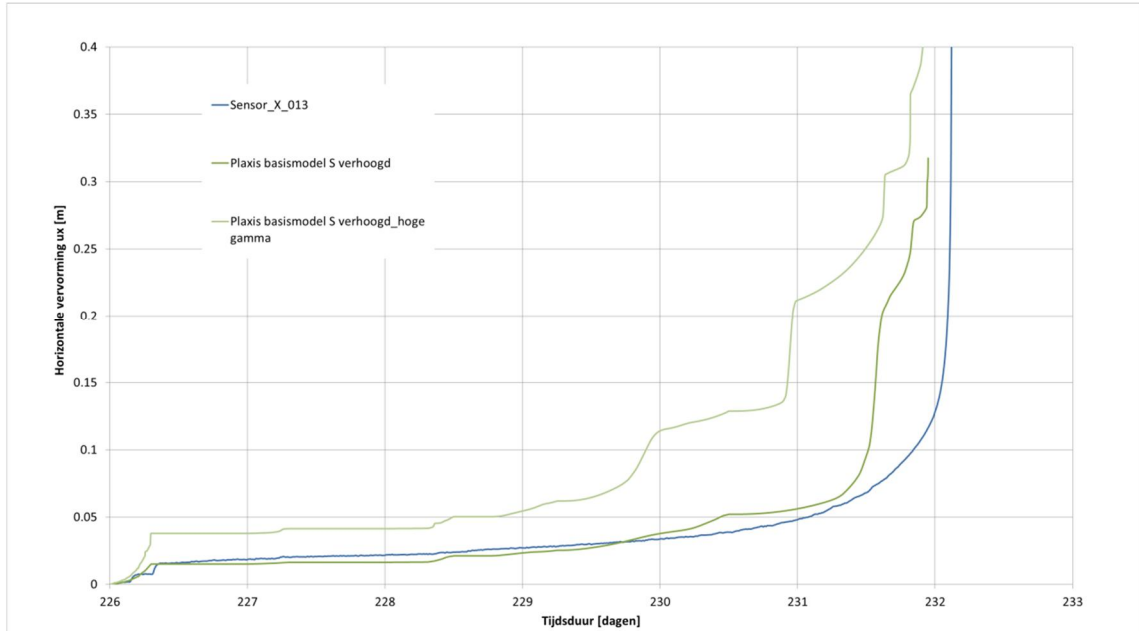


Figuur C.5.4 Vergelijking PLAXIS 2D-basisschematisering en S verhoogd met en zonder verhoogd volumiek gewicht kleibekleding op het talud

Om inzicht te krijgen in de invloed hiervan is het volumieke gewicht van de klei op het talud van 17 naar 20kN/m³ verhoogd. Omdat de verticale dikte van de klei op het talud voor het grootste gedeelte (ruim) groter is dan 1m, wordt hiermee een bovengrens van de extra belasting verkregen. Er wordt uit Figuur C.5.4 geconcludeerd dat er enige invloed is, echter deze lijkt binnen de variatie van de andere (binnen de gevoeligheidsberekeningen) beschouwde zaken te vallen.

C.5.5 Hanteren lage in plaats van hoge stijfheid in NAS model

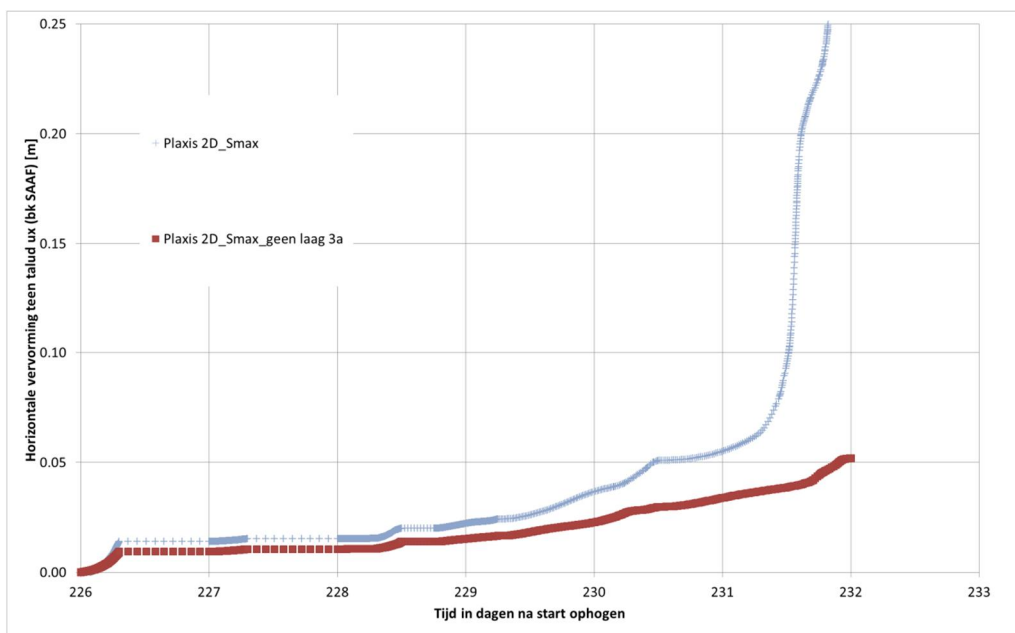
De gamma waarden in het NAS model bepalen voor een groot deel de stijfheid van het model. Om inzichtelijk te krijgen wat de orde van grootte van de gamma waarden in het NAS model moet zijn om de werkelijkheid te benaderen, is er gevarieerd met deze gamma waarden tussen de orde volgend uit de TRX-proeven (5 à 10%) en de orde uit de DSS-proeven (40%). Er wordt uit Figuur C.5.5 geconcludeerd dat de simulatie "PLAXIS basisschematisering met S verhoogd" met gamma's in de orde van 5 à 10% het beste aansluit bij de meting van de horizontale vervorming gedurende de proefweek.



Figuur C.5.5 Vergelijking PLAXIS 2D-basisschematisering en S verhoogd met lage en hoge gamma waarden

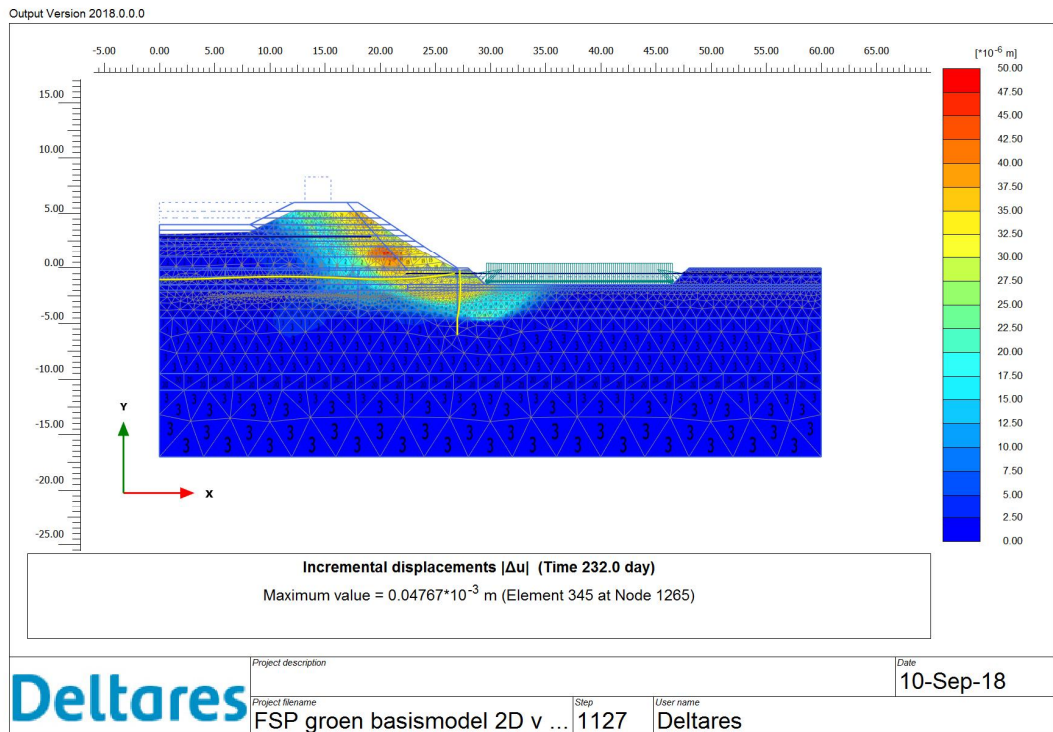
C.5.6 Vervangen slappe kleilaag 3a door kleilaag 3

Interessant is te zien wat de invloed is geweest van de onverwacht slappe kleilaag 3a. Om hierin meer inzicht te krijgen is een simulatie gerund waarin slappe kleilaag 3a is vervangen door de "normale" kleilaag 3. Uit Figuur C.5.6 valt te zien dat de vervormingen aanzienlijk kleiner zijn bij de maximaal opgelegde belasting en dat nog niet echt sprake is van bezwijken. Daarnaast blijkt uit de verdeling van de incremental displacements in Figuur C.5.7 ook, dat de vorm van het afschuifvlak verandert zonder de slappe kleilaag 3a. Het afschuifvlak lijkt zich dieper te gaan ontwikkelen (door de veenlaag).



Figuur C.5.6 Vergelijking PLAXIS 2D-basisschematisering en S verhoogd met en zonder laag 3a

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



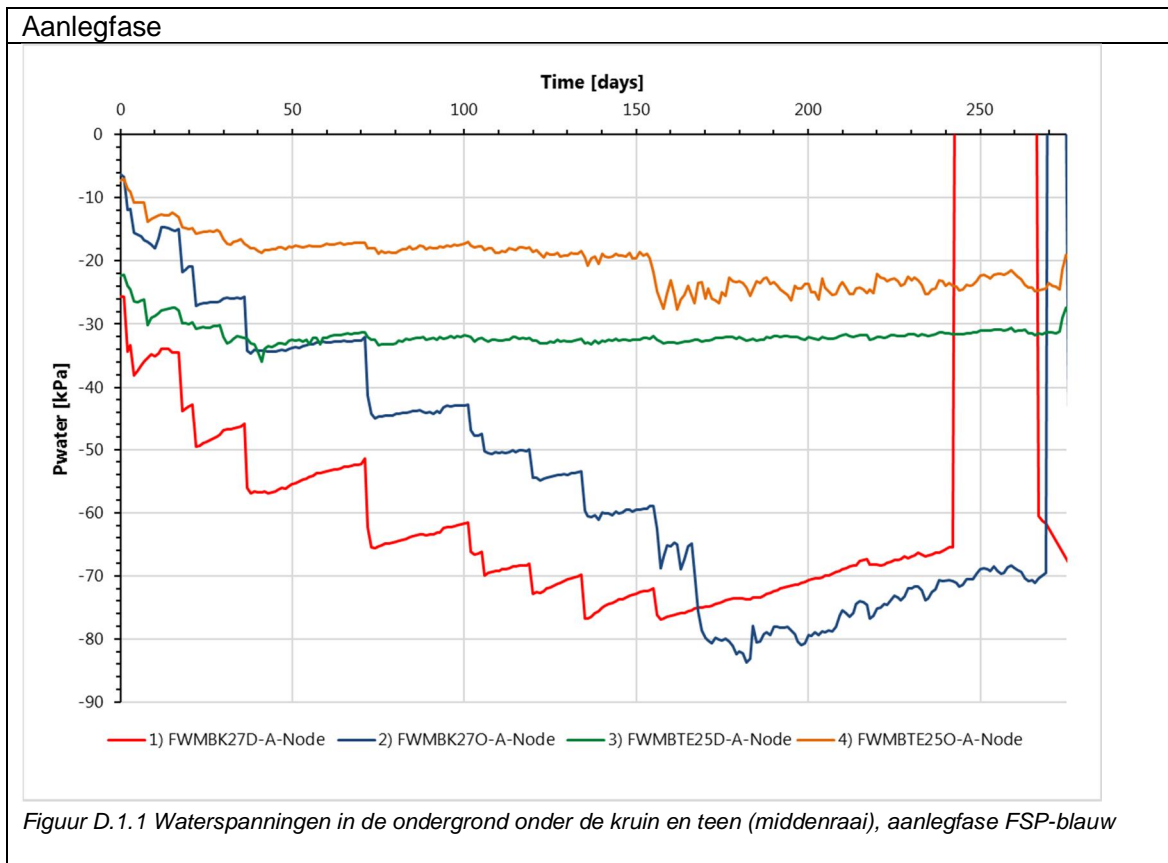
Figuur C.5.7 Incrementele verplaatsingen PLAXIS 2D basisschematisering met verhoogde S zonder laag 3a in laatste fase

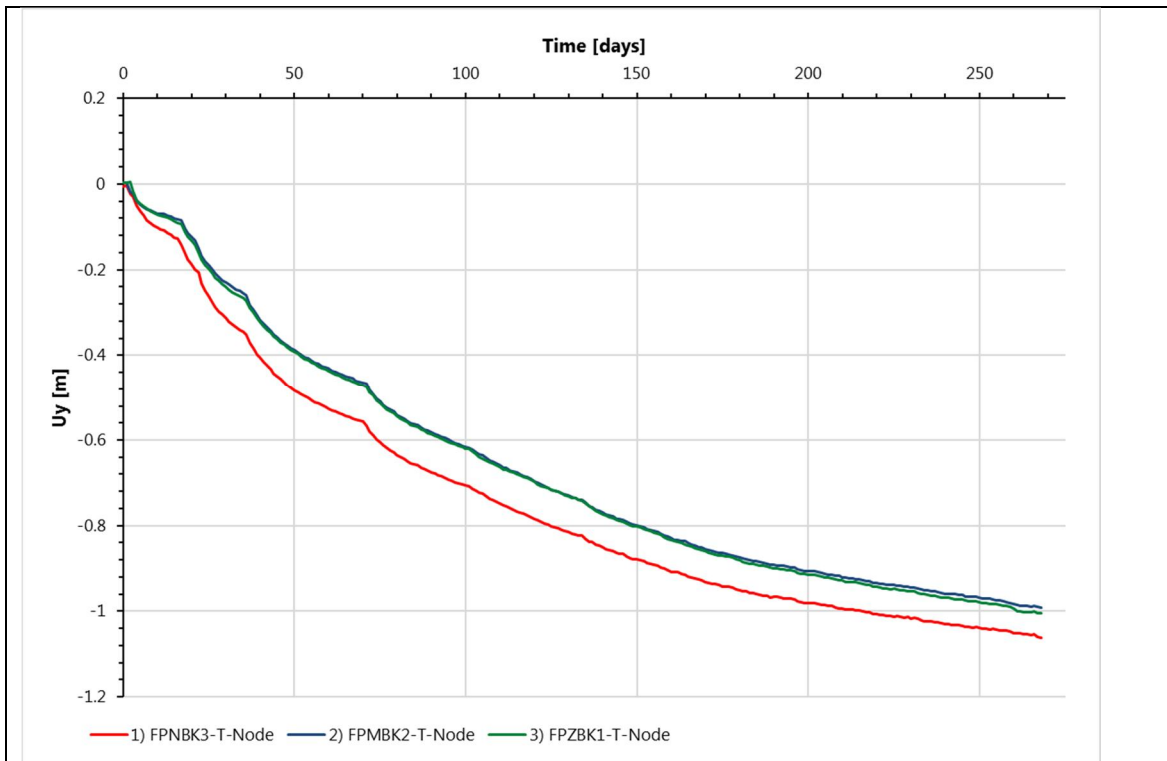
D Samenvatting metingen FSP-blauw

D.1 Metingen FSP-blauw

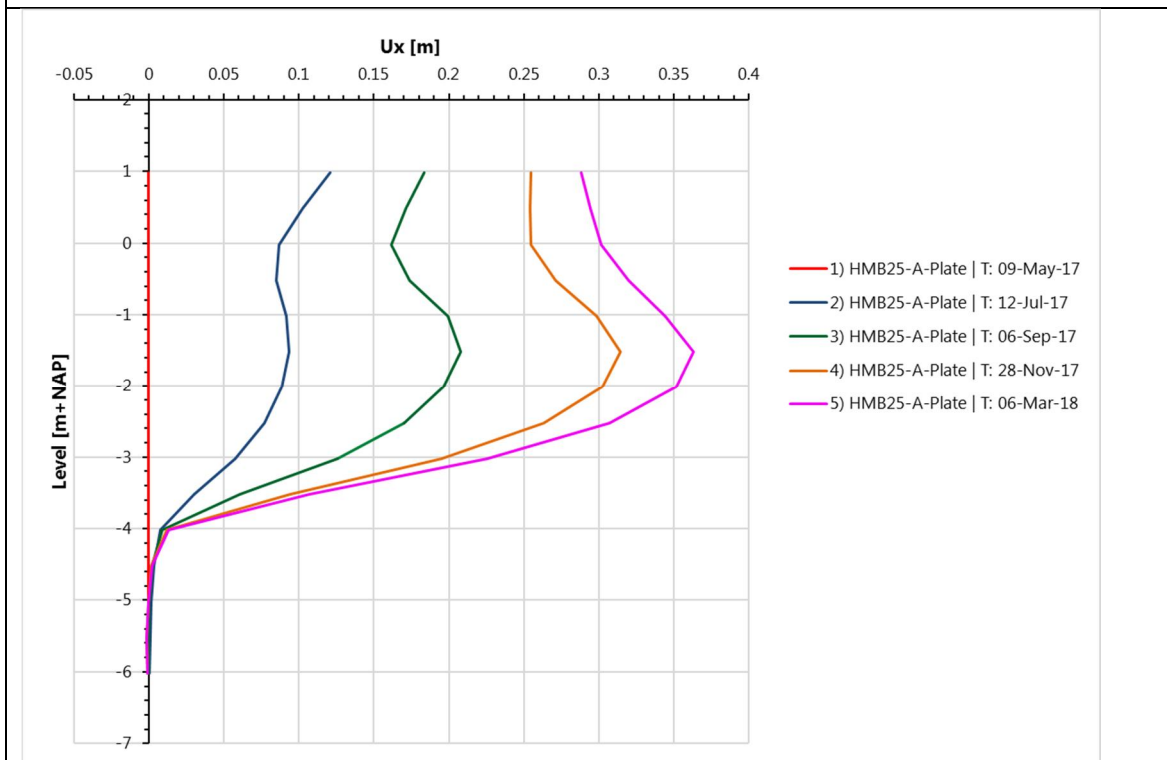
In de onderstaande figuren zijn de belangrijkste metingen weergegeven die ook zijn gepresenteerd in de **postdicties** en op basis waarvan in de aanlegfase en proeffase sturing heeft plaatsgevonden:

- Waterspanningsmetingen.
- Zettings, zakbaak en- en prismametingen.
- Hellingmetingen.
- 3D-laser scans.



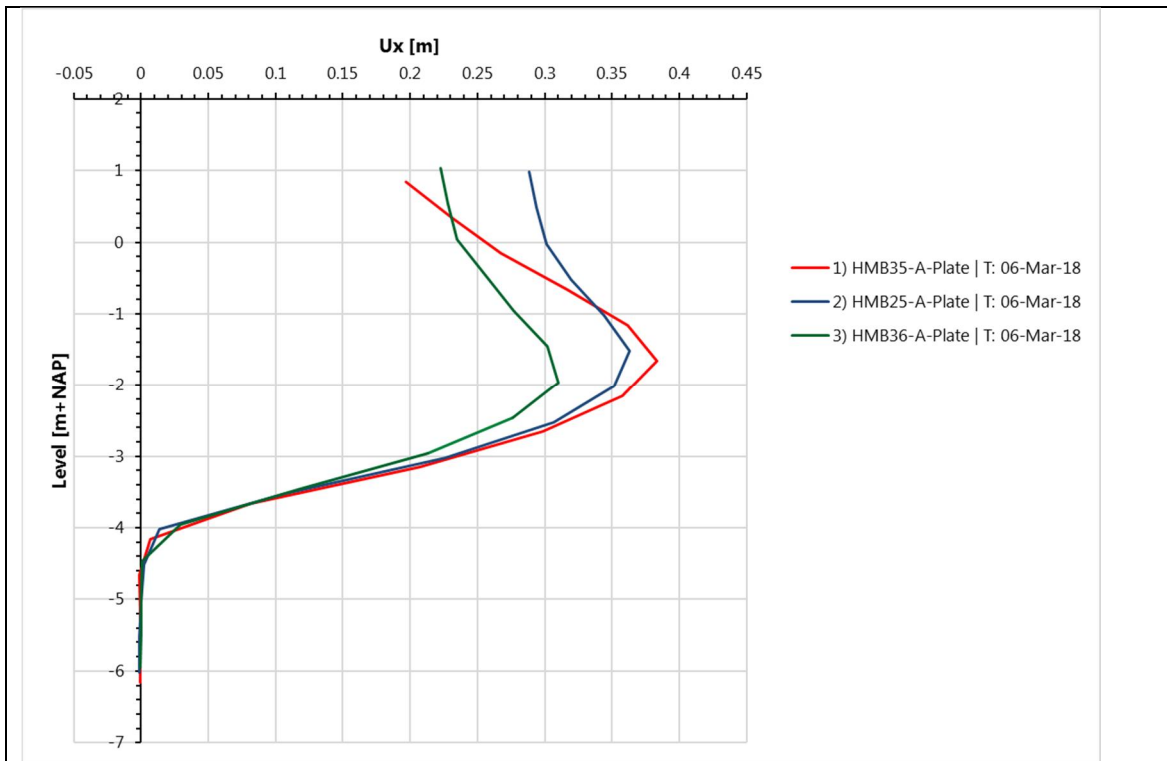


Figuur D.1.2 Zettingen maaiveld onder de kruin (middenraai), aanlegfase FSP-blauw

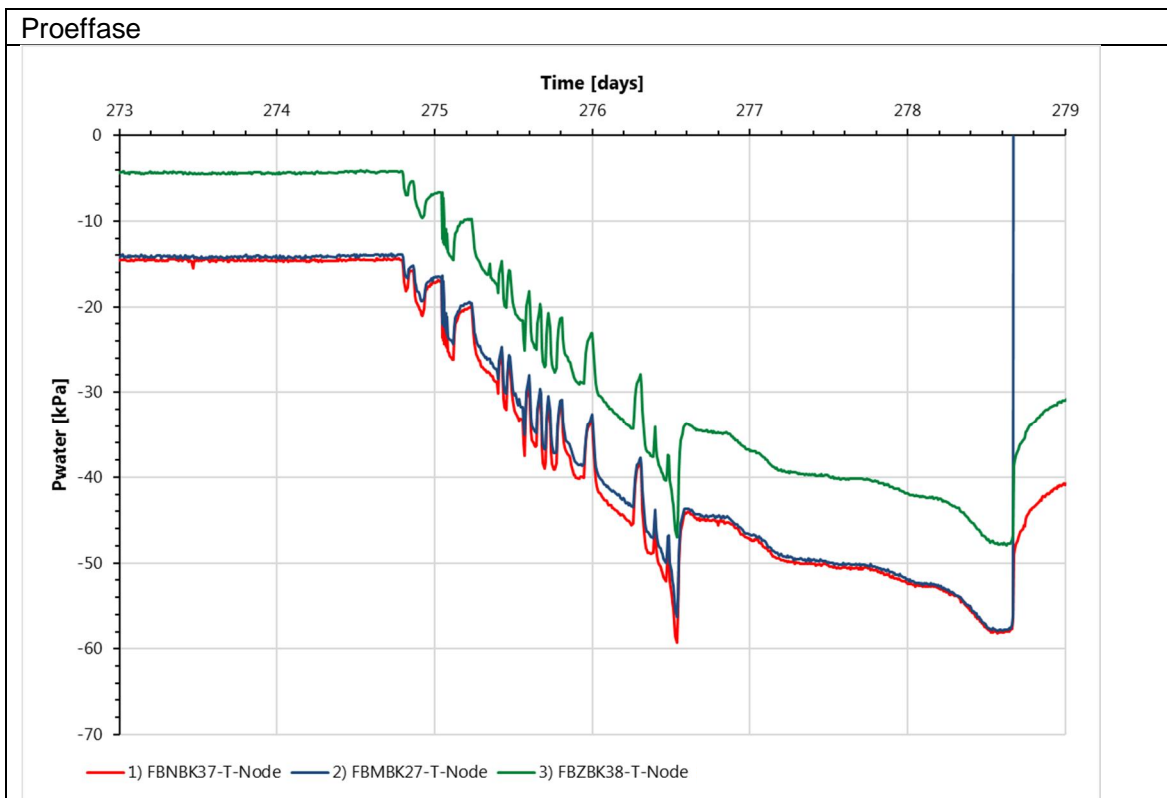


Figuur D.1.3 Hellingmetingen SAAF in de teen talud op verschillende tijdstippen (middenraai), aanlegfase FSP-blauw

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

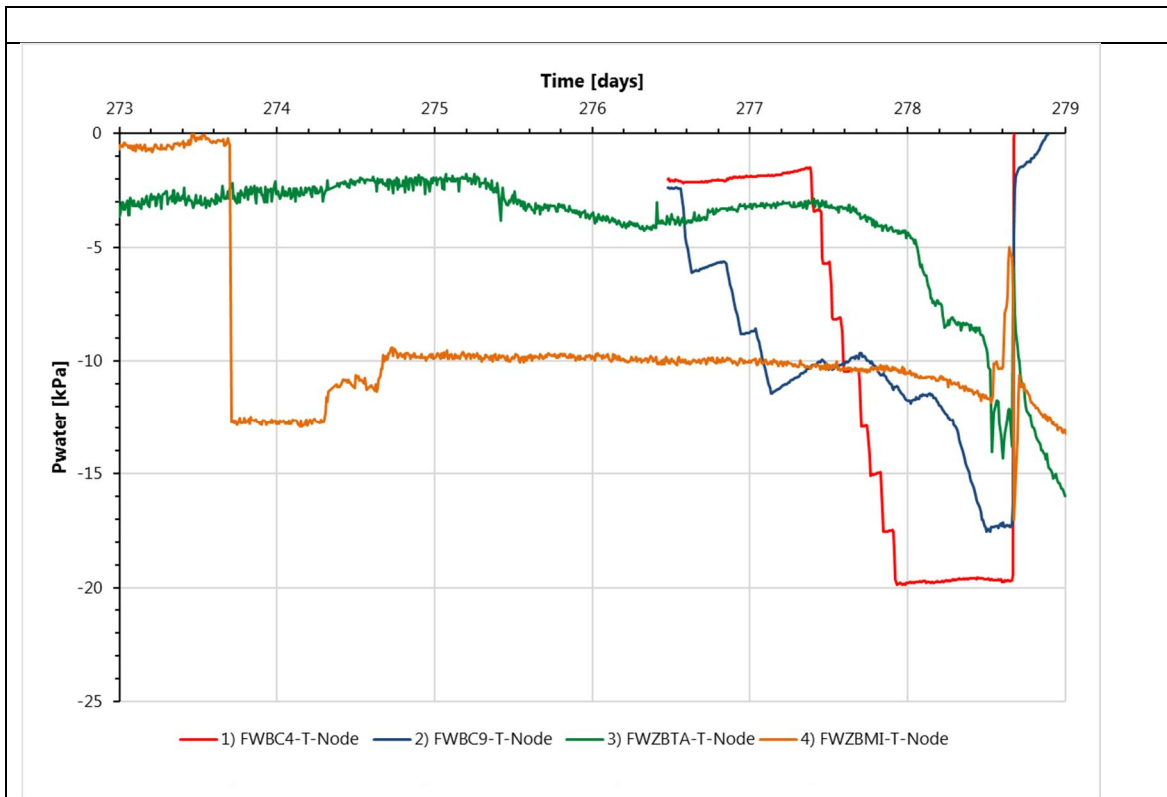


Figuur D.1.4 Hellingmetingen SAAF's in de teen talud (middenraai), einde aanlegfase FSP-blauw

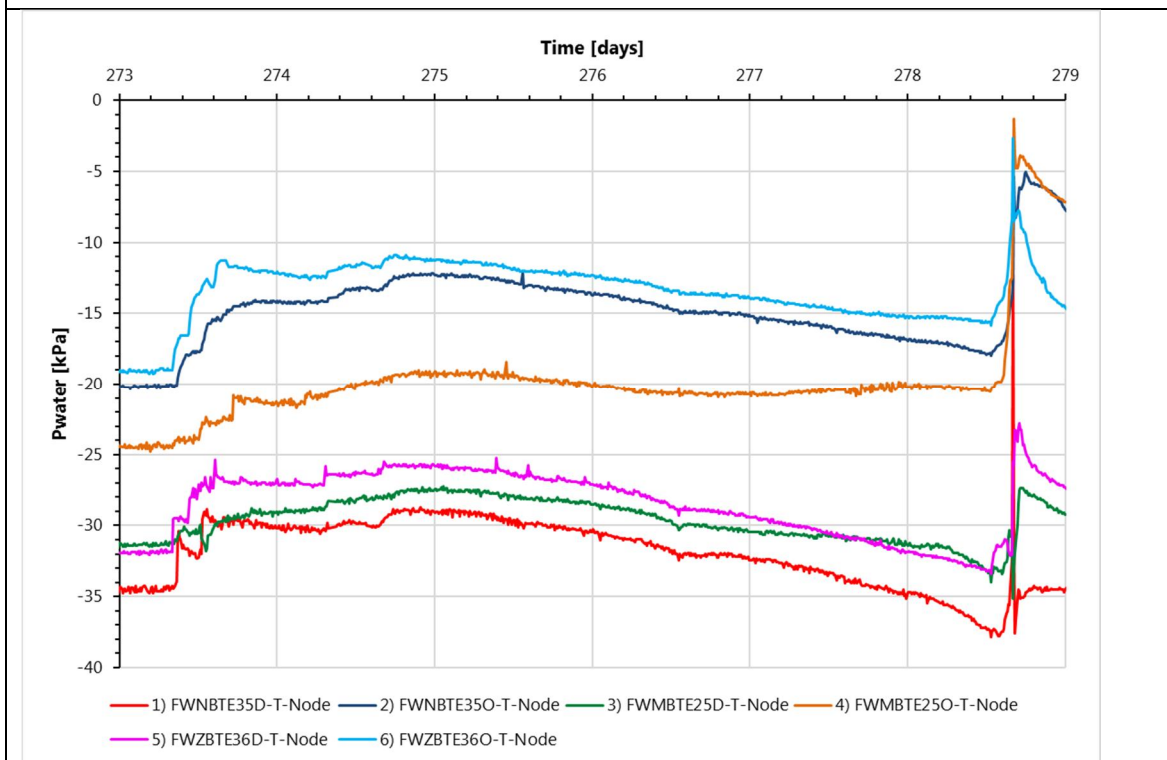


Figuur D.1.5 Waterspanningen in de ophoging onder de kruin, proeffase FSP-blauw

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

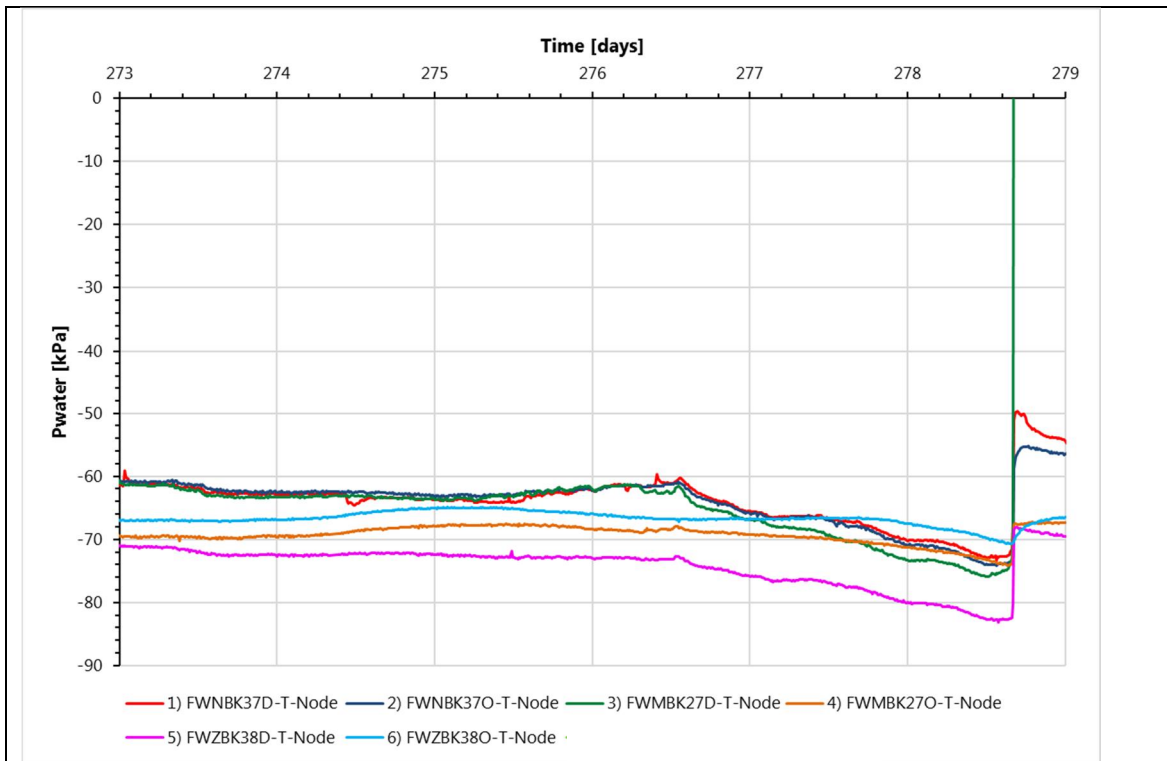


Figuur D.1.6 Waterspanningen in de container (1), in het bassin (2), in het talud (3), in de ontgraving (4), proeffase FSP-blauw

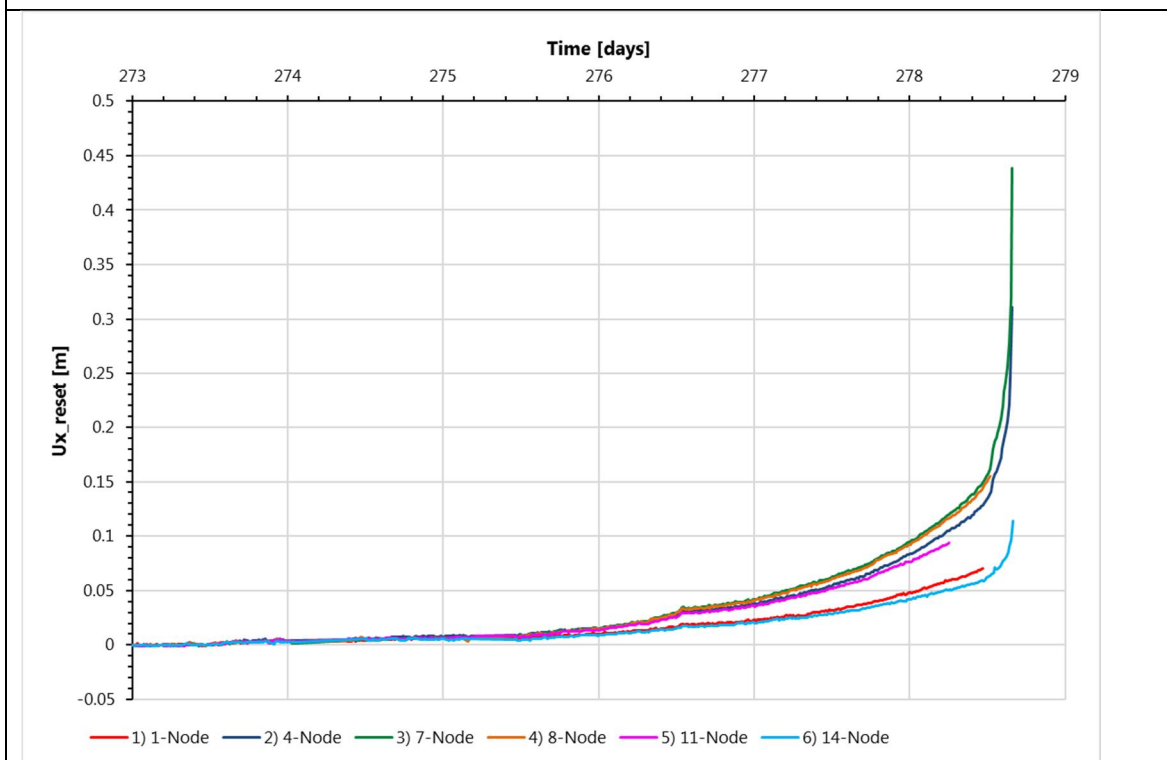


Figuur D.1.7 Waterspanningen in de ondergrond onder de teen, proeffase FSP-blauw

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

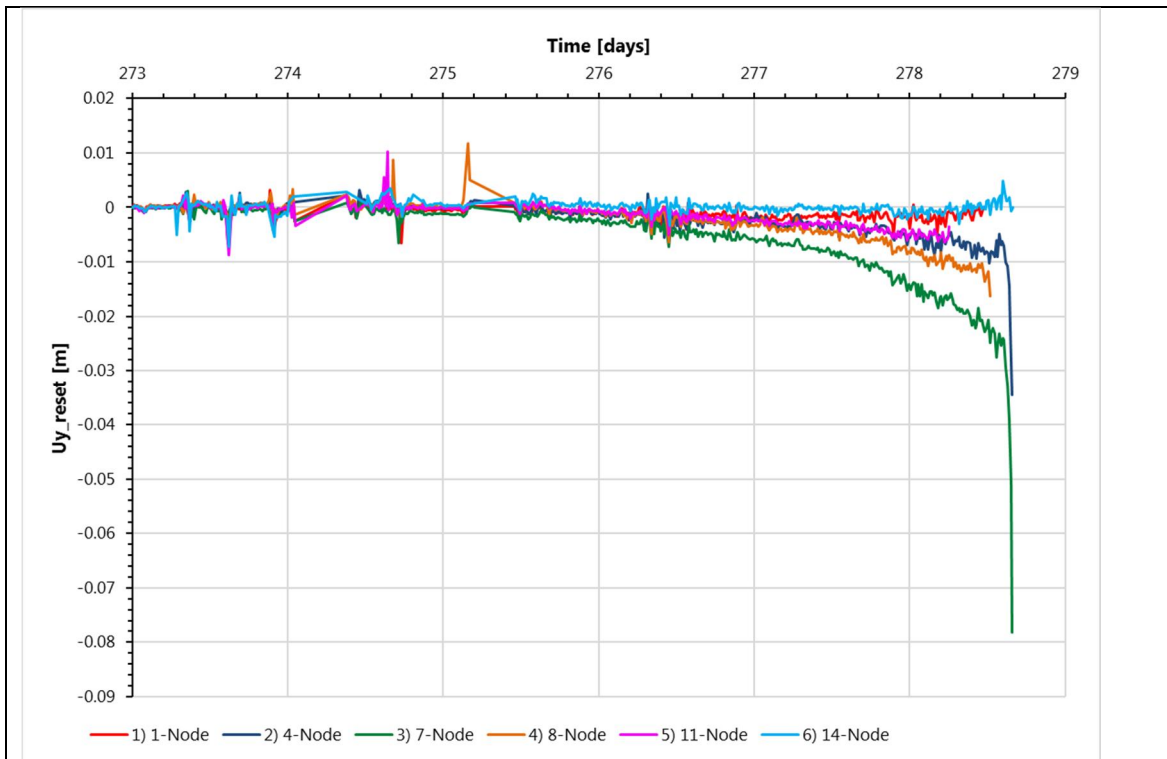


Figuur D.1.8 Waterspanningen in de ondergrond onder de kruin, proeffase FSP-blauw

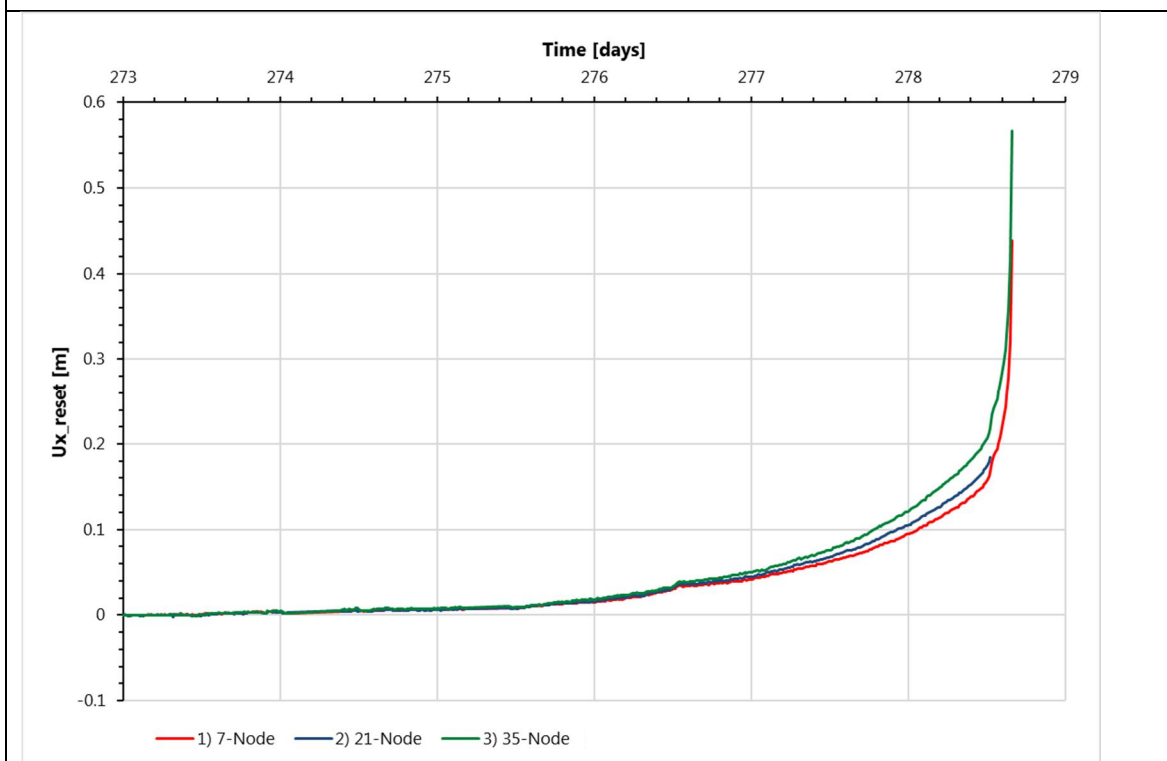


Figuur D.1.9 Horizontale verplaatsingen van de teen, noordrand (1), noordraai(2), middenraai(3 en 4), zuidraai (5), zuidrand (6), proeffase FSP-blauw

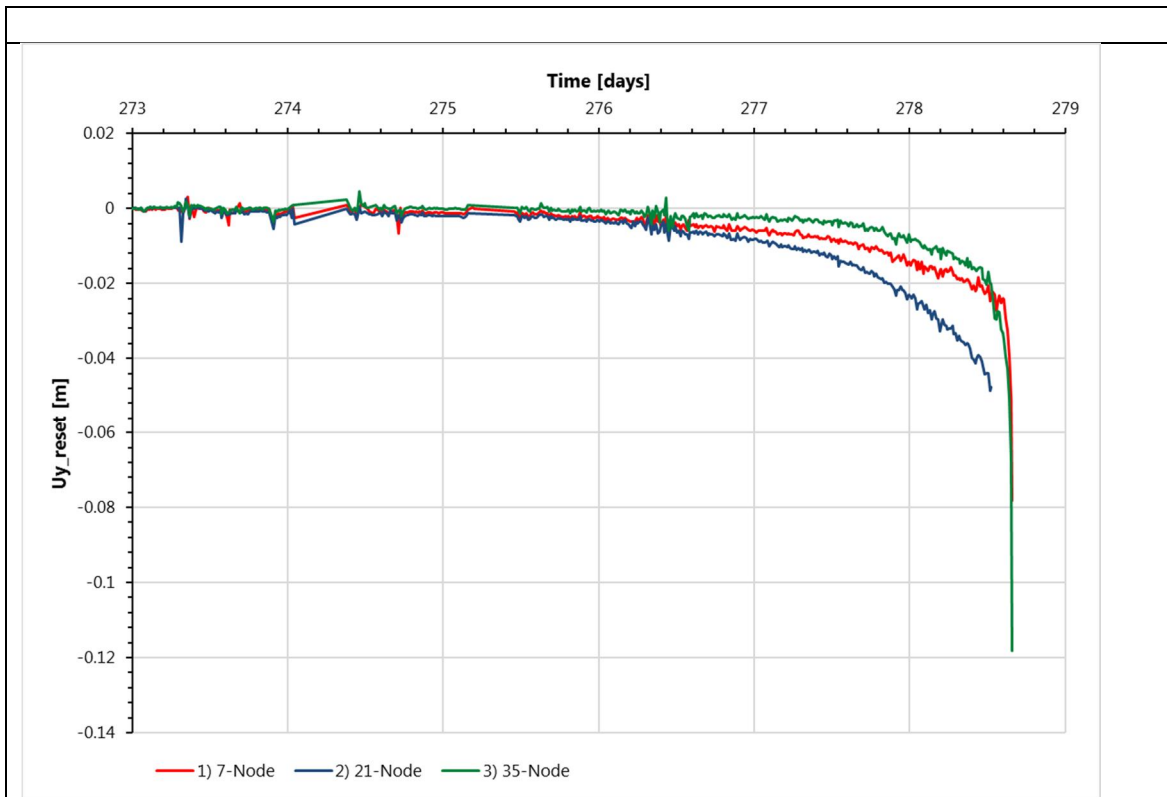
11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



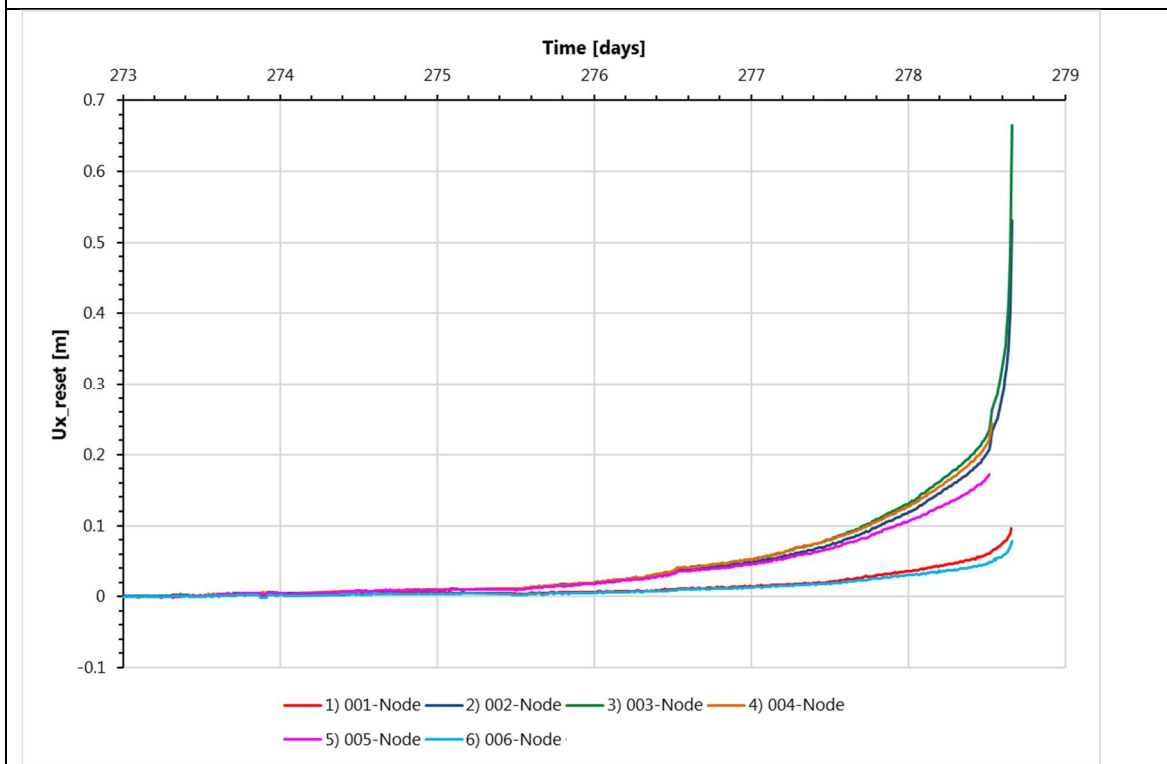
Figuur D.1.10 Verticale verplaatsingen van de teen, noordrand (1), noordraai(2), middenraai(3 en 4), zuidraai (5), zuidrand (6), proeffase FSP-blauw



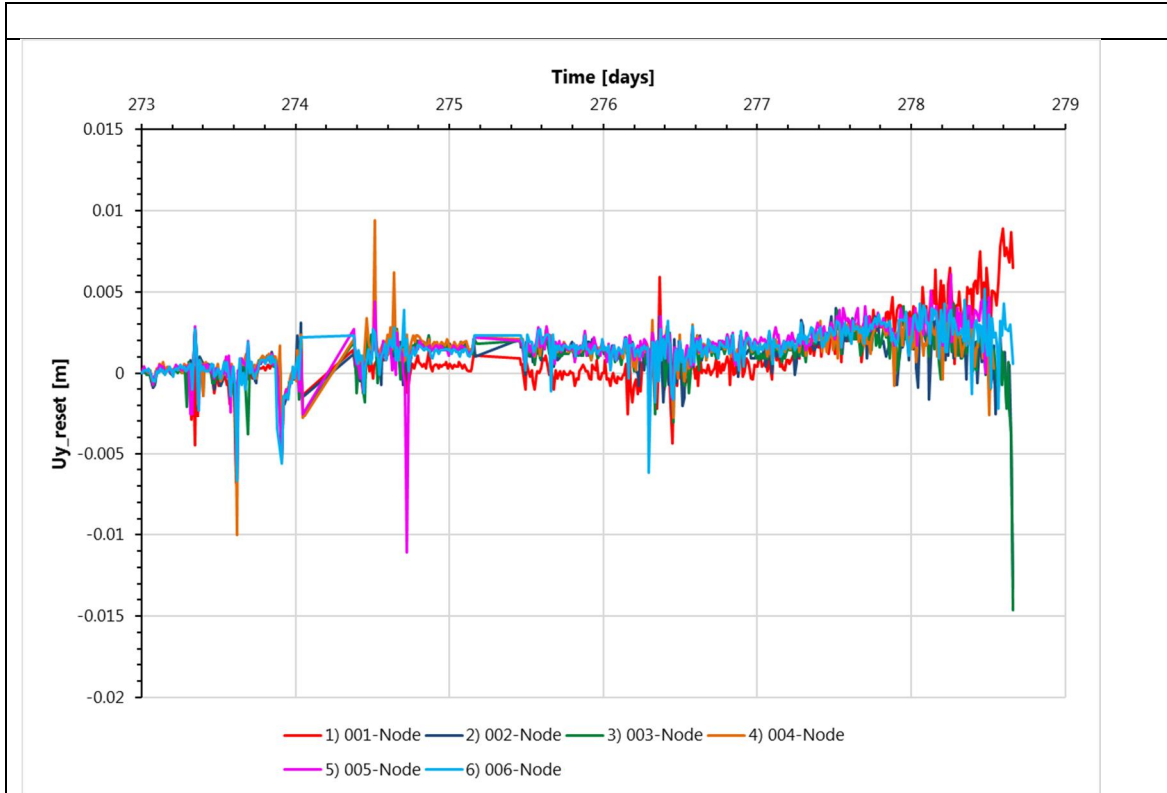
Figuur D.1.11 Horizontale verplaatsingen middenraai talud, teen (1), midden talud (2), bovenkant talud (3), proeffase FSP-blauw



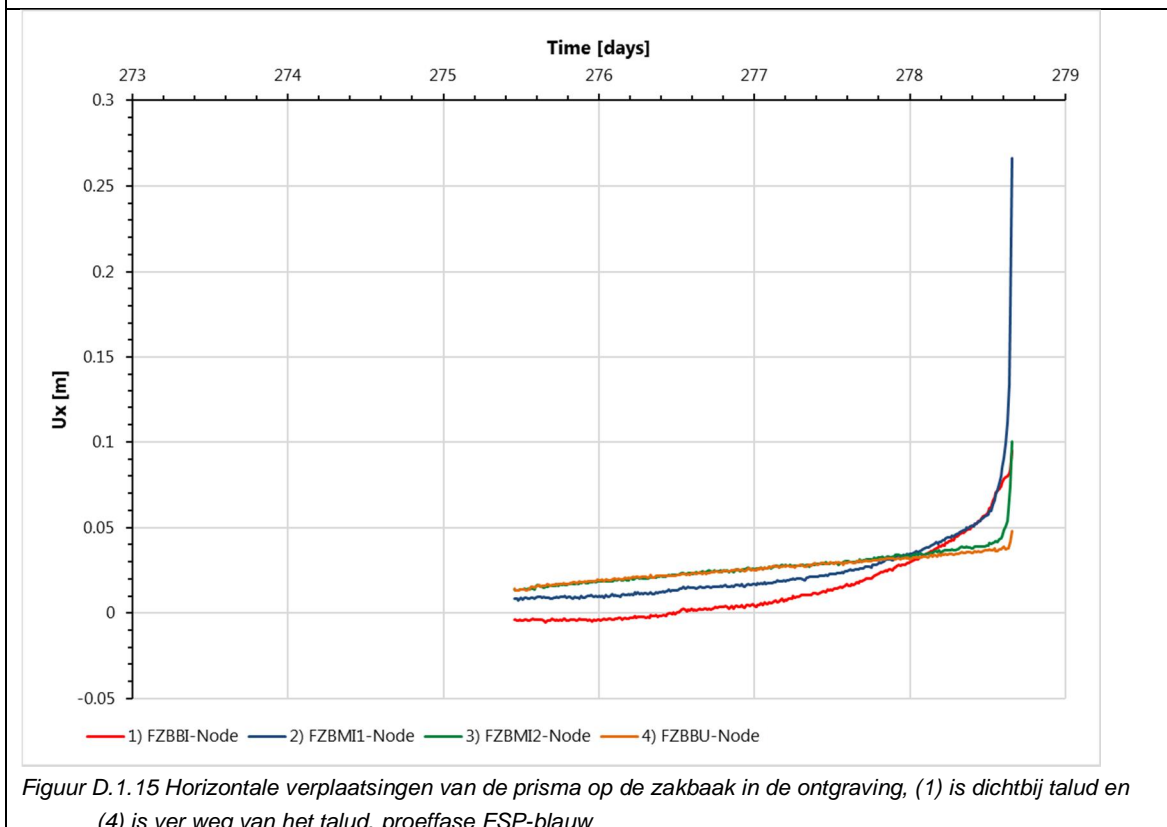
Figuur D.1.12 Verticale verplaatsingen middenraai talud, teen (1), midden talud (2), bovenkant talud (3), proeffase FSP-blauw



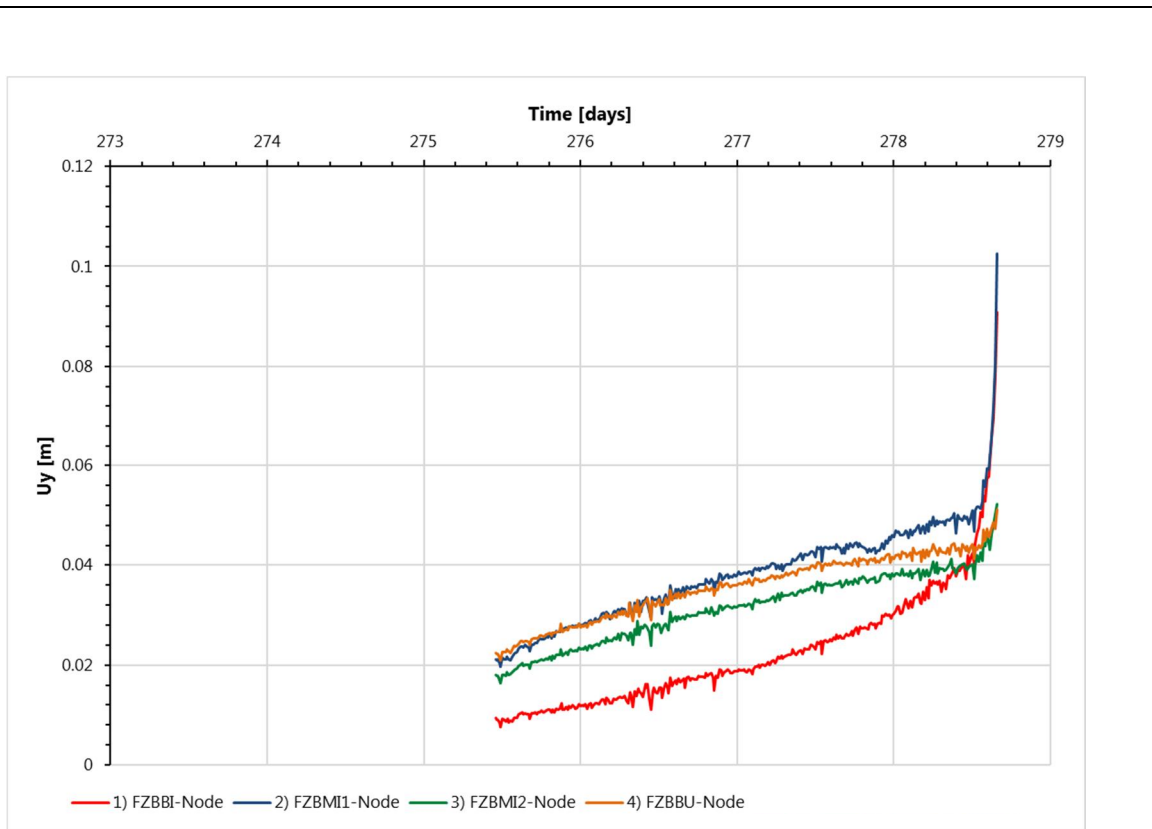
Figuur D.1.13 Horizontale verplaatsingen van de prisma op de damwand, noordraai (1), middenraai (2 en 3), zuidraai (4), proeffase FSP-blauw



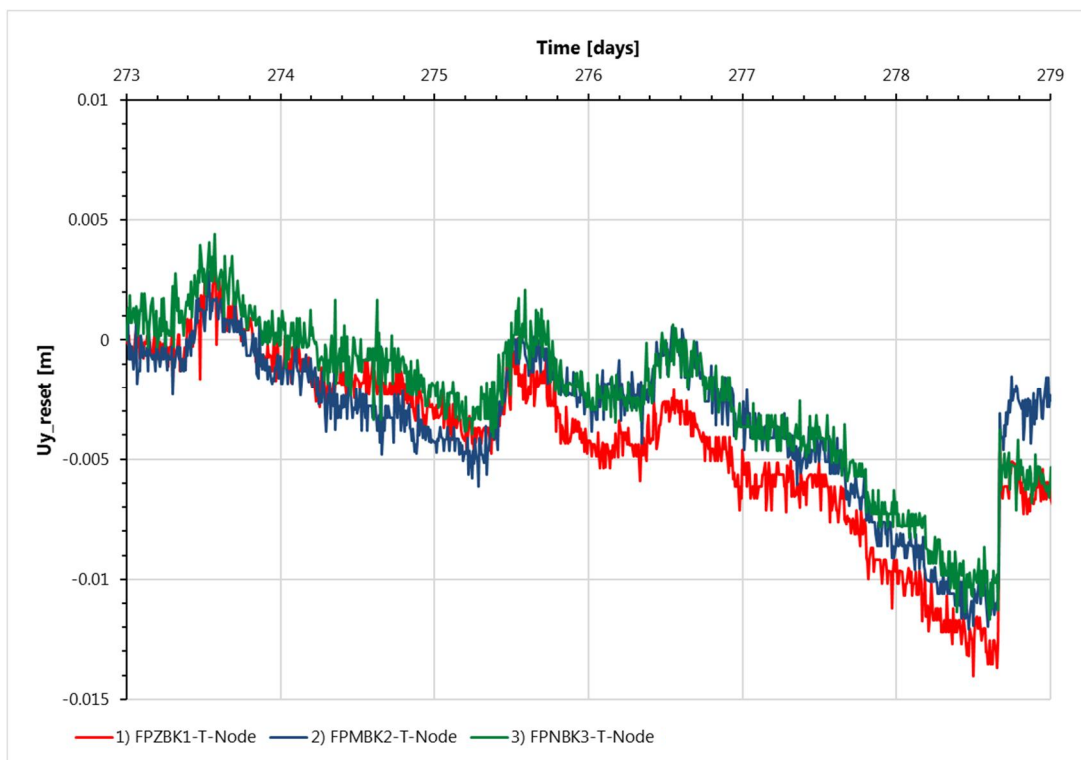
Figuur D.1.14 Verticale verplaatsingen van de prisma op de damwand, noordraai (1), middenraai (2 en 3), zuidraai (4), proeffase FSP-blauw



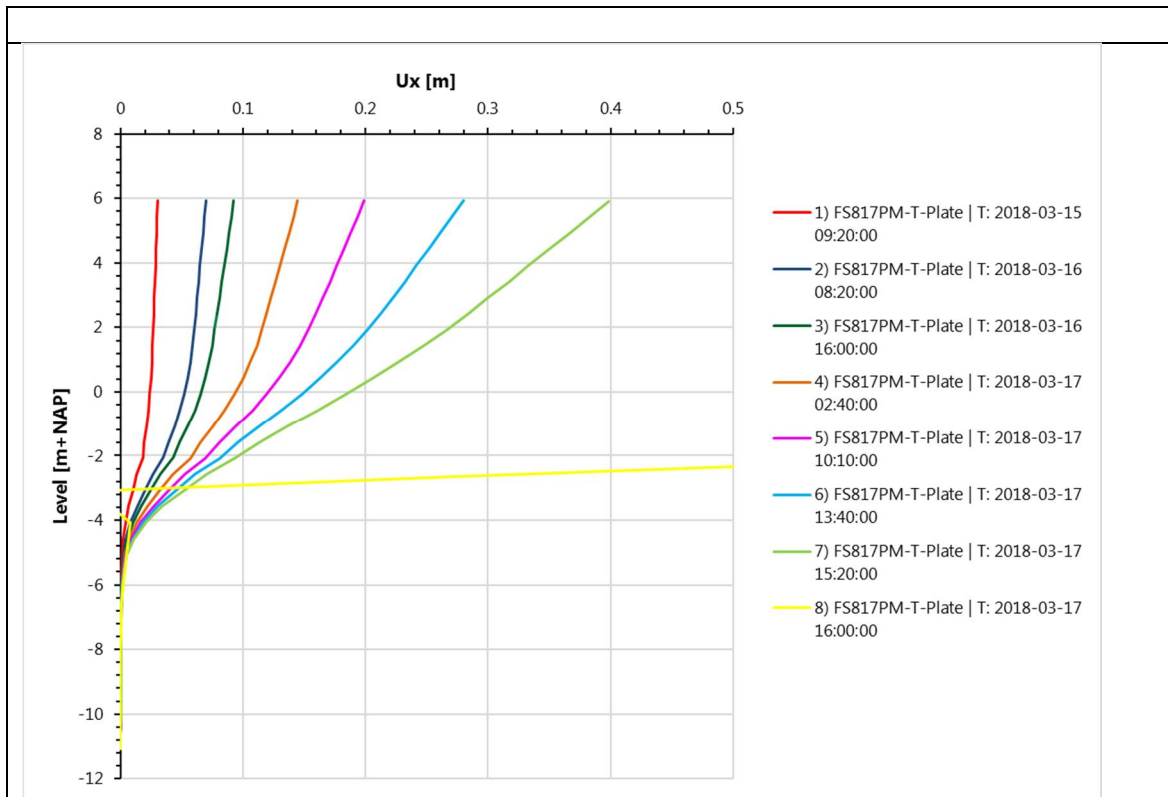
Figuur D.1.15 Horizontale verplaatsingen van de zakbaak in de ontgraving, (1) is dichtbij talud en (4) is ver weg van het talud, proeffase FSP-blauw



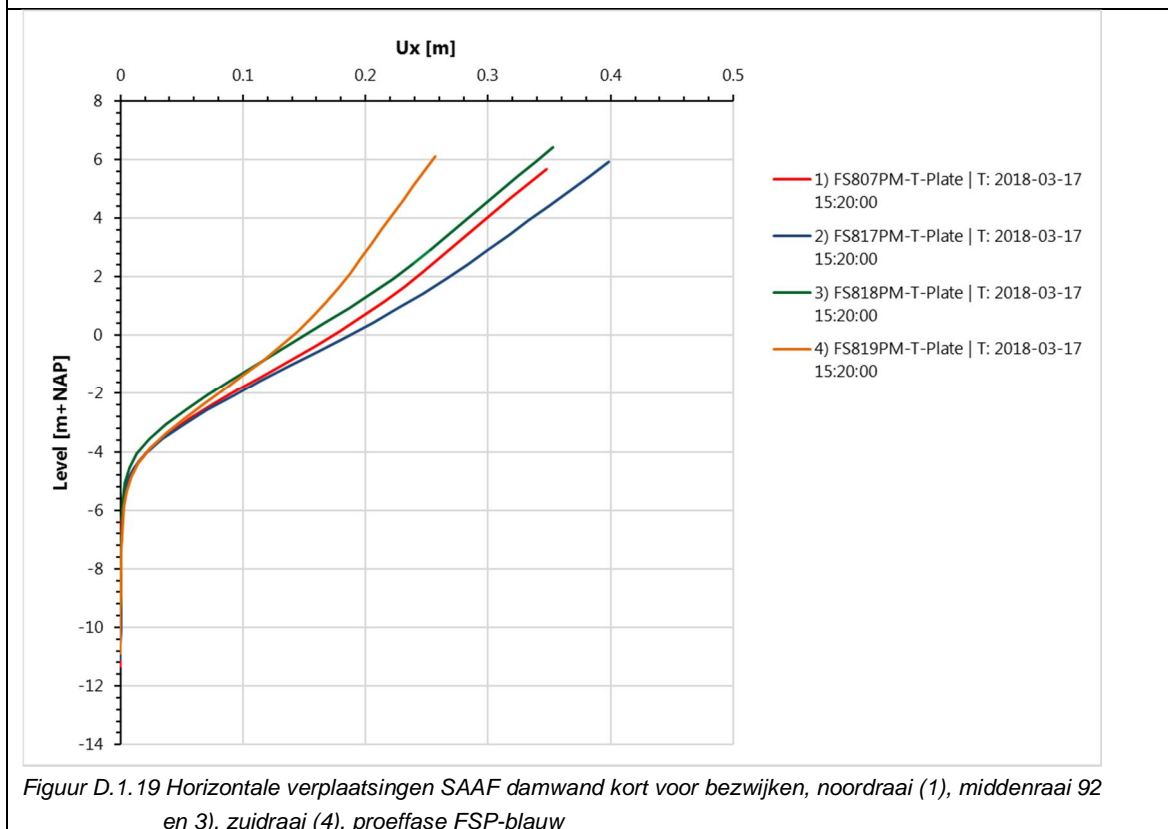
Figuur D.1.16 Verticale verplaatsingen van de prisma op de zakbaak in de ontgraving, (1) is dichtbij talud en (4) is ver weg van het talud, proeffase FSP-blauw



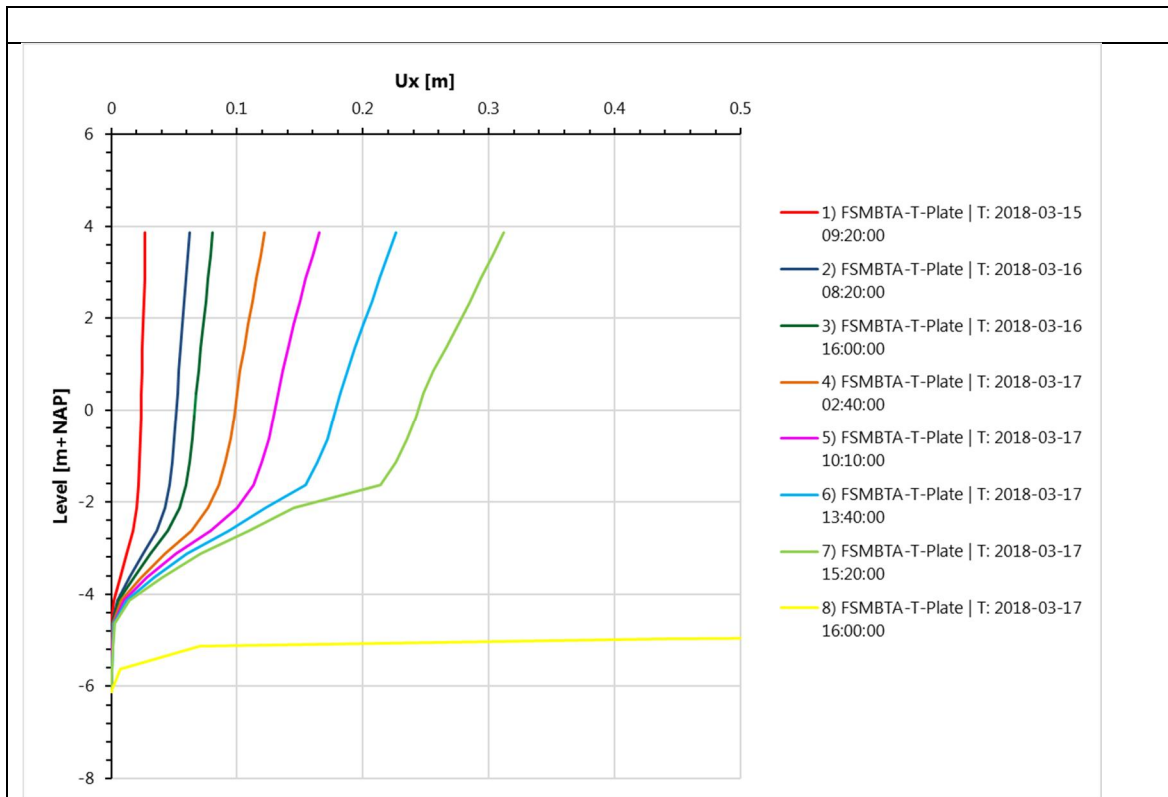
Figuur D.1.17 Verticale verplaatsingen van de zettingsmeetplaatjes onder de kruin, proeffase FSP-blauw



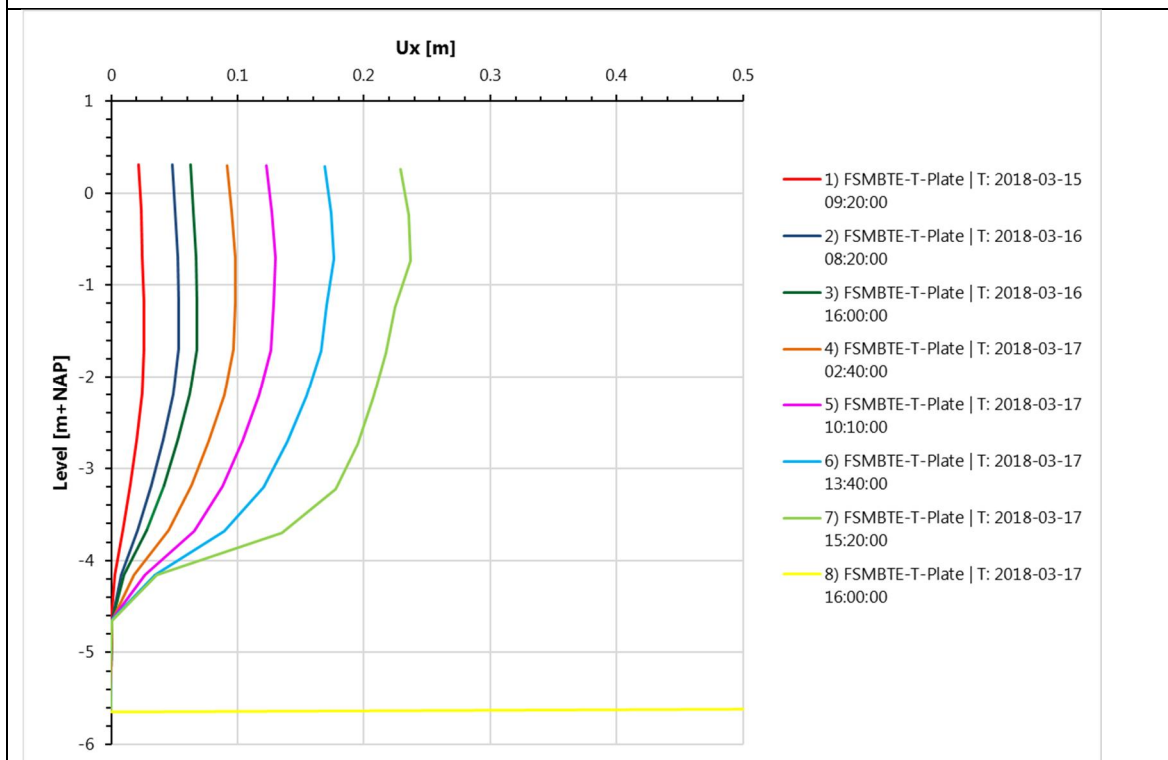
Figuur D.1.18 Horizontale verplaatsingen SAAF damwand middenraai op verschillende tijdstippen, proeffase FSP-blauw



Figuur D.1.19 Horizontale verplaatsingen SAAF damwand kort voor bezwijken, noordraai (1), middenraai 92 en 3), zuidraai (4), proeffase FSP-blauw



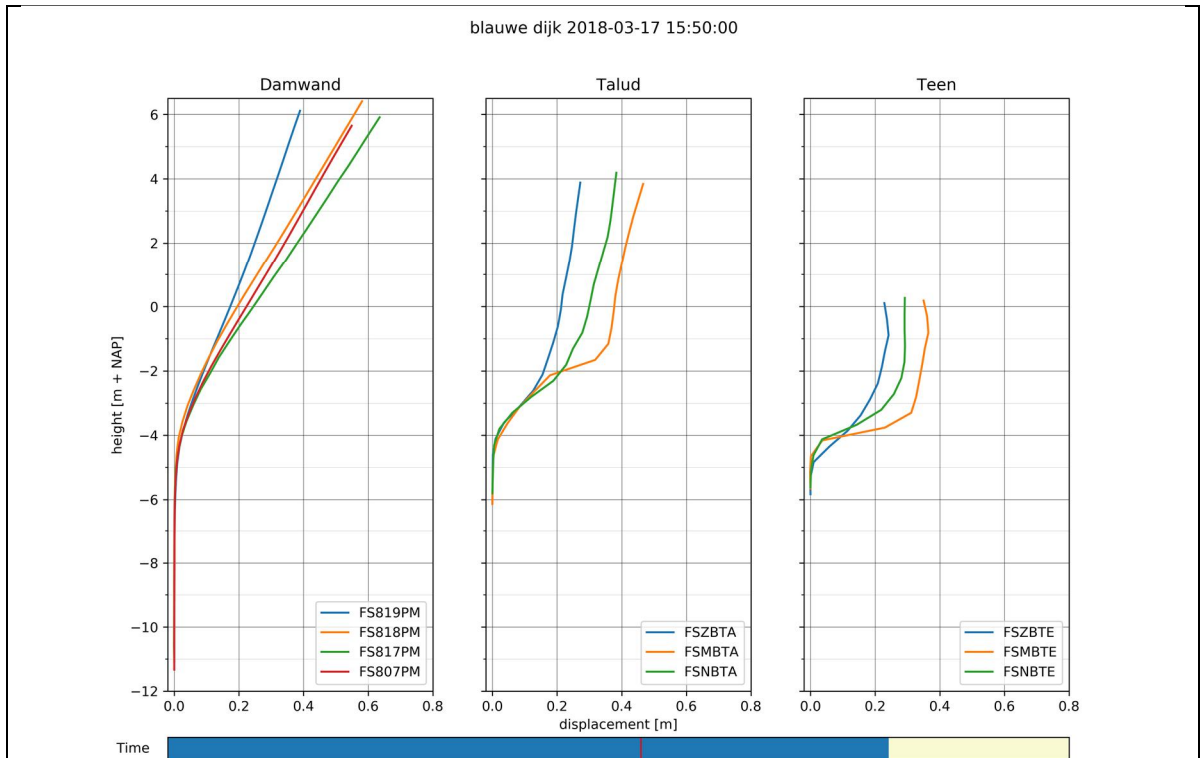
Figuur D.1.20 Horizontale verplaatsingen SAAF talud middenraai op verschillende tijdstippen, proeffase FSP-blauw



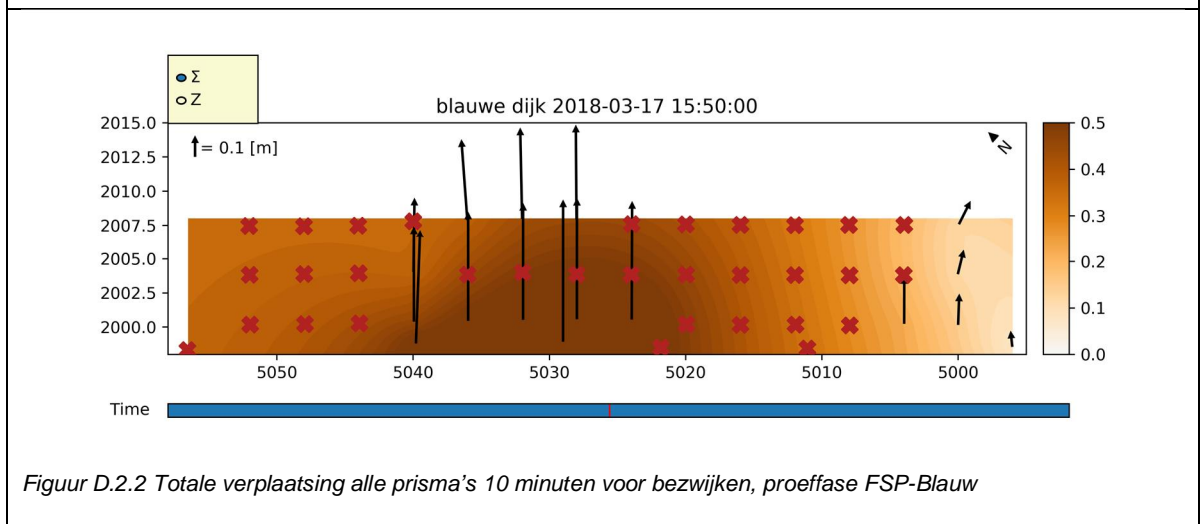
Figuur D.1.21 Horizontale verplaatsingen SAAF teen middenraai op verschillende tijdstippen, proeffase FSP-blauw

D.2 Beschrijving afschuifproces FSP-blauw

In onderstaande figuren is te zien wat de gemeten verplaatsing is 10 minuten voor doorgaand bezwijken.



Figuur D.2.1 Horizontale verplaatsing alle SAAF's 10 minuten voor bezwijken, proeffase FSP-Blauw



Figuur D.2.2 Totale verplaatsing alle prisma's 10 minuten voor bezwijken, proeffase FSP-Blauw

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018

Aan de hand van de timelaps video's is een compilatie gemaakt van het afschuifproces. De video is iets meer dan 1min, terwijl in werkelijkheid de afschuiving en overstroming circa 10min duurde. Elke seconde in onderstaande beschrijving is dus circa 10sec in werkelijkheid.

Screenshots van timelapse camera Noord- en Oostzijde



0 sec: Situatie net voor bezwijken waarin op het oog nog geen (verschil)verplaatsingen zijn waar te nemen maar waar in werkelijkheid al decimeters verplaatsingen zijn opgetreden.



1 sec: De 2 linker zakkbakens gaan wijken en komen omhoog. Het glijvlak treed dus tussen deze punten uit.



5 sec: Doorgaande vervorming van de zakbakens maar ook het talud zakt, de containers achter de damwanden zakken en de damwand komt iets naar voren.



9 sec: De bodem van de ontgraving komt nu boven het waterniveau uit in het midden van de ontgraving tussen de twee linker zakbakens.



11 sec: Doorgaande verplaatsing van het talud voor de damwand in verhoogde snelheid. Ook is duidelijk te zien dat de verplaatsing in het midden het grootst is. De containers achter de damwand zijn ook ca 1m gezakt



13 sec: Doorgaande verplaatsing van het talud. De afschuiving is nu volledig boven water en dus 2m omhoog gedrukt. Tevens is te zien dat de afschuiving over een grotere breedte plaatsvindt.

11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



Camera 2 Oost-zijde

15 sec: De damwand is nu zo ver naar voren gekomen dat de bovenkant meer dan 0.5m is gezakt en er voor het eerst water over de rand van de damwand stroomt. Een dergelijke verplaatsing van de damwand kan niet alleen elastische doorbuiging zijn, de damwand moet lokaal zijn bezweken en knikt steeds verder.



Camera 1 Noord-zijde

19 sec: De afschuiving neemt niet meer verder toe en ook de damwand knikt niet verder uit. De waterstand in de ontgraving en achterland neemt aanzienlijk en die in het bassin neemt steeds verder af.



59 sec: Geen wijzingen meer in het beeld ten opzichte van sec 19, de waterstand in het bassin is nu weer gelijk aan het laagste punt van de geknikte damwand. Ondanks dat de damwand volledig is uitgeknikt is deze niet verder naar voren gekomen. De damwand is namelijk gaan hangen aan de naastgelegen planken die minder vervormen. Uiteindelijk is later vastgesteld dat alleen de 2 buitenste damwand niet bezweken en geknikt zijn. De damwanden zijn ook uitgerekt in langsrichting, ongeveer 2 cm per enkele plank.

D.3 Beschrijving afschuifvlak FSP-blauw

Opmerkingen	Foto's 23-3-2018
<p>Foto van de achterkant van de bezweken damwand, ontgraving tot ca 1 m NAP. De damwand is in het midden meters naar voren gekomen, maar ook meters gezakt aan de bovenkant. Van boven gezien is het een V-vorm met licht kromming naar een U-vorm. Voor zover zichtbaar zijn de damwanden over het ontgraven deel recht gebleven. De doorbuiging onder het gewicht van het resterende zand is minimaal. De grote vervorming komt voort uit een lokale buiging/knip op grotere diepte onder de grond. De exacte positie van de top van de damwand is met GPS vastgelegd (XYZ). Een actief glijvlak is niet meer waarneembaar is het geroerde zand achter de damwand.</p>	
<p>Het talud voor de damwand is in de sloot gedrukt/afgeschoven. De foto is genomen van bovenaf de kruin terwijl het water in de sloot is verlaagd. Van bovenaf gezien heeft het bezwijkvlak van het talud een U-vorm. Op de foto is duidelijk een opbarst scheur te zien, dit is de bestaande veenbodem die ophoog is gekomen zoals ook in de video's is waar te nemen. De scheur loopt aan beide kanten niet helemaal door tot de randen van de sloot, en is ca 40 m breed. De scheur ligt ongeveer in het midden van de 15m brede sloot.</p>	
<p>Foto is nu vanaf de zijkant genomen. De scheur in de veenlaag is duidelijk zichtbaar. De bovenkant van de opgedrukte veenlaag steekt ca 50cm boven het bestaande maaiveld uit. De scheur liep redelijk parallel aan de tevens verplaatste slootrand (daar waar gras nog zichtbaar was). De afstand van de scheur tot de sloot rand was ca 4 m. Dat betekent dat de veenlaag ca 1m uit de teen van de ontgraving is opgebarsten en daar de scheur is ontstaan, want het talud was 3m lang (2 m diep en 1V:1.5H ontgraven).</p>	

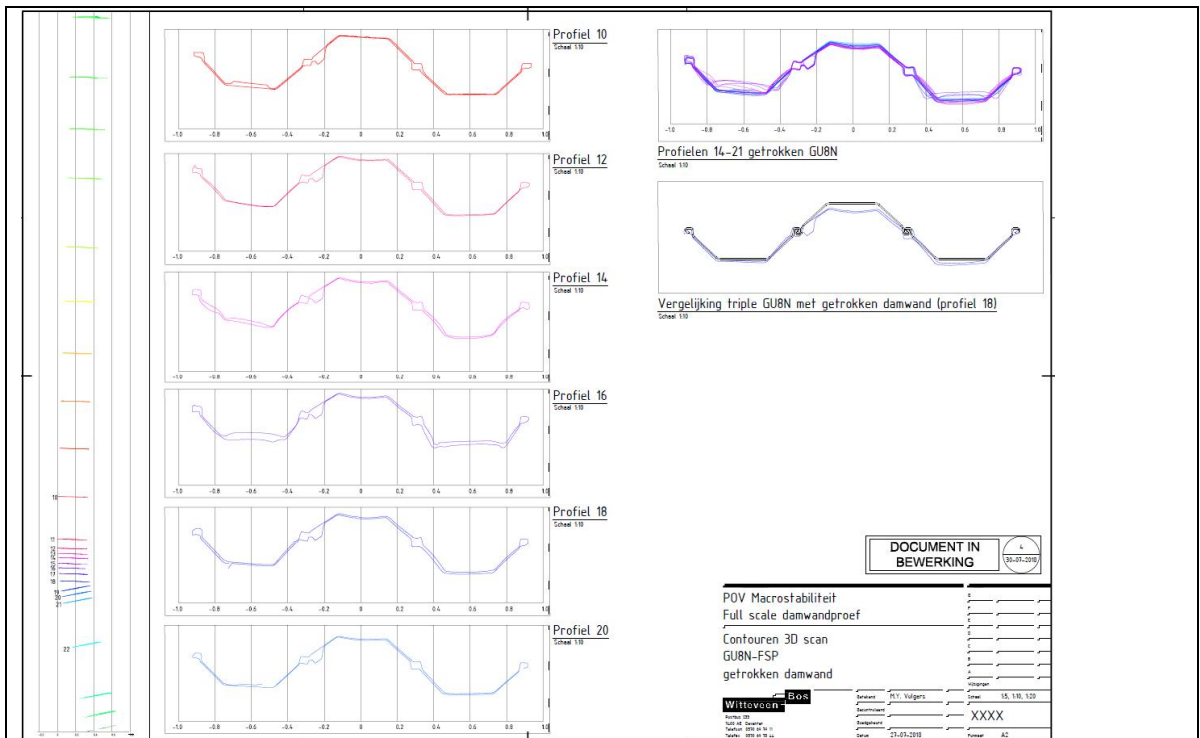
Foto kijken richting de blauwe dijk. De opgedrukte veenlaag loopt hier ongeveer 1:1 omhoog, het donkere gedeelte is de bovenkant van de scheur.



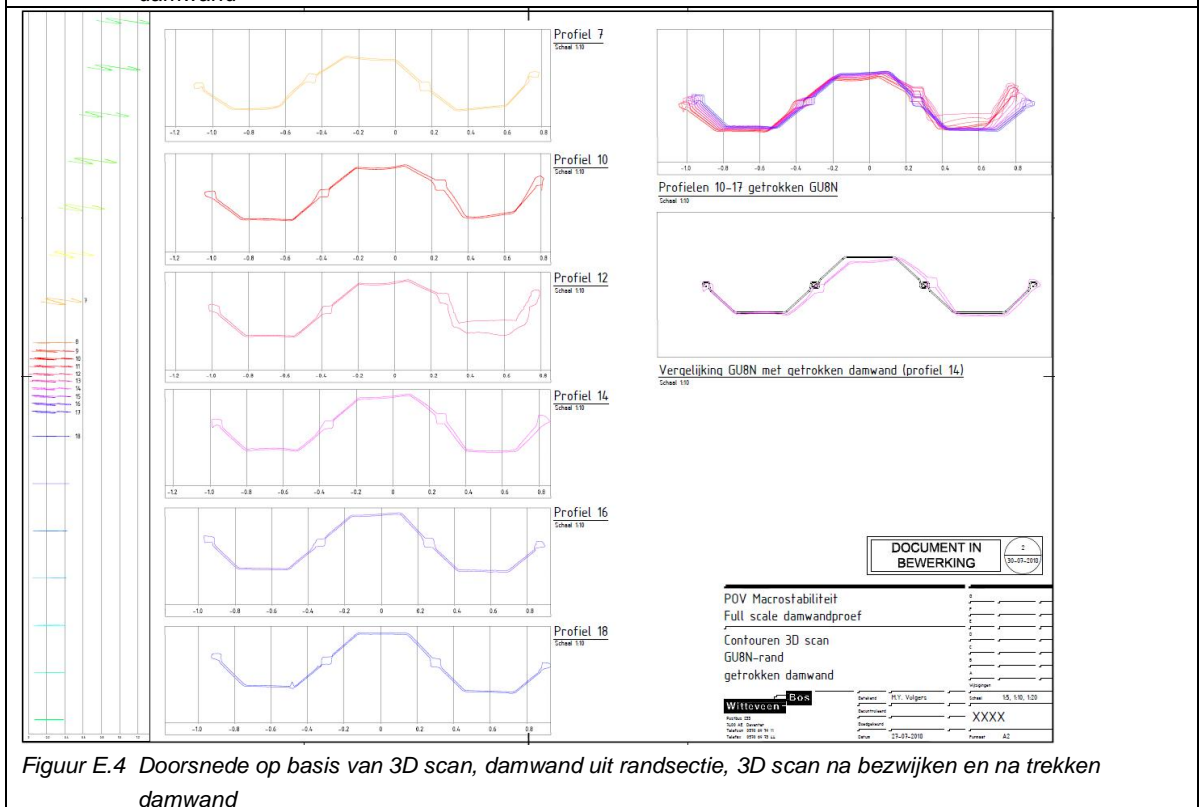
De sloot is volledig bemalen tot -2.0 m NAP aan de zuidkant, aan de noordkant was het peil minder gezakt vanwege de veenrestanten in het midden. Tijdens de bemaling heeft geen monitoring plaatsgevonden maar er was geen enkele visuele verplaatsing of wel/lekkage zichtbaar. De afmeting van het bemalen gedeelte is ca 15 mx15 m.



11200956-014-GEO-0001, definitief, november 2018



Figuur E.3 Doorsnede op basis van 3D scan, damwand uit middensectie, 3D scan na bezwijken en na trekken damwand



Figuur E.4 Doorsnede op basis van 3D scan, damwand uit randsectie, 3D scan na bezwijken en na trekken damwand

F Ontwerp volgens OSPW en BEEM

F.1 Inleiding

F.1.1 Aanleiding

Als onderdeel van de Project-Overstijgende Verkenning Macrostabieleit (POVM) is een full-scale damwandproef uitgevoerd. Deze proef heeft als doel om sterkte en vervormingsgedrag van een combinatie van constructieve elementen en (on)gedraineerde grond onder extreme (hoogwater)condities betrouwbaarder te kunnen voorspellen. Daartoe is deze bezwijkproef is een 5,5m hoge dijk, voorzien van een stabiliteits-verhogende langsconstructie in de vorm van een gestaffelde GU8N met een lengte van 18m, toegepast. De dijk en damwand zijn bezweken bij onder een waterdruk van 5m in de zandkern en gevulde containers op de kruin.

F.1.2 Doelstelling dijkontwerp Eemdijk

Ter referentie en vergelijking wordt in deze bijlage een ontwerp gemaakt voor dezelfde situatie als de bezwijkproef. Het dijkontwerp voor de bezwijkproef te Eemdijk heeft als doelstelling om inzicht te krijgen in hoe betrouwbaarheid zich vertaalt naar een constructief versterkte dijk, door een vergelijking te maken tussen de nog net stabiele proefdijk en een ontwerp voor deze situatie. Ook kan worden vergeleken hoe de oude en nieuw te verschijnen richtlijn zich hiermee verhouden. Daarbij zal een ontwerp conform de nog huidige richtlijn⁶⁷ (in het vervolg OSPW) en de nieuw te verschijnen richtlijn⁶⁸ (in het vervolg BEEM) en zal worden overgenomen in de TR Langsconstructies⁶⁹. Hier wordt eerst een korte toelichting op (de verschillen tussen) beide ontwerprichtlijnen gegeven.

F.1.2.1 OSPW

In 2013 is voor dijkverbetering Kinderdijk-Schoonhovenseveer de Ontwerprichtlijn Stabiliteitschermen in Primaire Waterkeringen (OSPW) opgesteld. Met de methodiek die ten grondslag ligt aan deze richtlijn kan, gebruik makende van een rekenmodel gebaseerd op de Eindige Elementen Methode, tot een ontwerp worden gekomen voor verankerde lange stalen damwandconstructie die de binnenwaartse macrostabieleit van de waterkering verbetert.

De OSPW veiligheidsfilosofie voorziet in de vertaling van Waterwet eisen, via een te kiezen faalkansruimteverdeling over de relevante bezwijkmechanismen, naar partiële factoren. In Figuur F.4 wordt de methodiek met rekenwaarden voor sterkten en stijfheden, toetsen op basis van resultaten uit sterkte-reductie fasen en gedraineerde EEM-analyse getoond.

F.1.2.2 BEEM

Op dit moment wordt ten behoeve van het sneller, goedkoper en beter verhogen van de binnenwaartse macrostabieleit van primaire waterkeringen gewerkt aan het BEEM, dat in principe het OSPW gaat vervangen. Hieraan gerelateerd wordt per versterkingstechniek (waaronder stalen damwanden) ook een richtlijn opgesteld die aangeeft hoe de EEM-analyse specifiek moet worden toegepast.

Ook de BEEM veiligheidsfilosofie voorziet in de vertaling van Waterwet eisen, via een te kiezen faalkansruimteverdeling over de relevante bezwijkmechanismen, naar partiële

⁶⁷ Deltares, "Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie), rapport nr. 1205887-000-GEO-0016," 2013;

⁶⁸ POV Macrostabieleit, "POVM Rekentechnieken - Basisrapport Eindige-elementenmethode, versie 1.0," 2017;

⁶⁹ POV Macrostabieleit, "Technische Richtlijn Langsconstructies (nog te verschijnen)," 2018;

factoren. In Figuur F.5 wordt de methodiek weergegeven met karakteristieke waarden voor sterkten en stijfheden, een constructieve toets via een Design Approach en het meenemen van ongedraineerd grondgedrag op basis van CSSM en SHANSEP principes.

F.1.3 Aannames en afbakening

Voor het ontwerp is een aantal aannames gedaan en worden er een aantal versimpelingen ten opzichte van de werkelijke bezwijkproef gedaan. Uitgangspunt daarbij is dat deze aannames en versimpelingen niet leiden tot een conservatief ontwerp, maar juist tot een “minimaal” ontwerp.

F.1.3.1 *Ophoogfasering en wateroverspanningen*

De bouwfases en ophoogfasering voor installatie van de damwand zullen niet in het ontwerp worden meegenomen om het ontwerp te versimpelen. Voor het ontwerp wordt daarom uitgegaan van een “*wished in place*” geometrie. Het gezette damwandprofiel vlak voor start van de proef wordt daarvoor aangehouden.

In werkelijkheid zijn er als gevolg van de ophoogfasering tijdens de aanleg nog aanzienlijke wateroverspanningen in de ondergrond aanwezig. In het ontwerp volgens worden deze wateroverspanningen niet meegenomen. Hierdoor zullen de korrelspanningen in de ondergrond hoger zijn wat leidt tot een minder conservatief ontwerp.

F.1.3.2 *Normering*

Voor het ontwerp van een dijk moet een normering aangehouden worden. Voor het ontwerp van de bezwijkproef zal de normering ter plaatse van Eemdijk worden overgenomen. Het ontwerp bij Eemdijk valt in dijktraject 45-2. Conform de Waterwet⁷⁰ is voor dit dijktraject de maximaal toelaatbare faalkans: 1/300 per jaar. Dit is de laagste normering die gehanteerd wordt, wat tot een minimaal ontwerp leidt.

F.1.3.3 *Ontwerp situatie*

Het dijkontwerp wordt gemaakt voor de situatie waarbij er tijdens de proef nog geen bezwijken is opgetreden. Daarbij geldt als uitgangspunt een waterstand die tijdens de proef gedurende een langere tijd aanwezig is geweest. Daarom wordt in het ontwerp een hoogwater tot NAP+4,2m aangehouden (bezwijken van de dijk is opgetreden bij een waterstand van ca. NAP+5,0m). Er is dan nog geen water geïnfilteerd in het voortalud.

De vloeistofdichte containers op de kruin zijn gevuld met 2m water, inclusief het eigengewicht geeft dit een belasting van 22kPa over 2,5m breedte.

F.1.3.4 *Schematiseringsfactor*

Voor de schematiseringsfactor is een relatief lage (gunstige) waarde van 1,05 aangenomen. Aangezien dit lager is dan 1,07 mag conform de OSPW dan voor de constructieve toets een waarde van 1,0 worden aangehouden.

⁷⁰ Ministerie van Infrastructuur en Milieu, “Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage II: Normen voor dijktrajecten.” 2017;

F.1.4 Gebruikte termen en afkortingen

De volgende termen en afkortingen zijn in de voorliggen rapportage gebruikt:

BEEM	Basisrapport Eindige Elementen Methode
CSSM	Critical state soil mechanics
EEM	Eindige Elementen Methode
FSP	Full-scale proef
HS	Hardening Soil
MC	Mohr-Coulomb
OCR	Overconsolidatie ratio
OSPW	Ontwerprichtlijn stabiliteitsschermen in primaire waterkeringen
POT	Tull-over test
POVM	ProjectOverstijgende Verkenning Macrostablieit
SHANSEP	Stress history and normalized soil engineering properties
SS	Soft Soil
SSC	Soft Soil Creep

F.2 Uitgangspunten

F.2.1 Veiligheidsfilosofie

De proeflocatie in Eemdijk is buitendijks gelegen en is daarom geen onderdeel van een dijkkring. Dit ontwerp betreft een fictief ontwerp waarbij ervan wordt uitgegaan dat de proef-situatie wel onderdeel is van een werkelijke dijkkring. Voor de betrouwbaarheid wordt in dit geval uitgegaan van normering ter plaatse van de locatie te Eemdijk.

F.2.1.1 Dijktraject

De maximaal toelaatbare overstromingskans per dijktraject is opgenomen in de Waterwet⁷¹. Het ontwerp voor de proefdijk bij Eemdijk valt in dijktraject 45-2. Voor dit dijktraject is de maximaal toelaatbare faalkans: 1/300 per jaar.

F.2.1.2 Doorsnede

De faalkanseis per jaar op doorsnedeniveau volgt uit de faalkanseis per traject, met hulp van de volgende vergelijking uit OI 2014⁷²:

$$P_{eis;dsn} = \frac{P_{max} \cdot \omega}{N} \quad (F.1)$$

Waarin:

$P_{eis;dsn}$	Faalkanseis die per doorsnede aan een faalmechanisme wordt gesteld [1/jaar].
P_{eis}	Maximaal toelaatbare overstromingskans van het dijktraject [1/jaar].
ω	Faalkansruimtefactor voor het betreffende faalmechanisme [-]. De verdeling over de verschillende faalmechanismen is per traject vrij te kiezen. In dit voorbeeld wordt aangenomen dat optimalisatie van de faalkansverdeling over de mechanismen heeft geleid tot de keuze van een waarde van 0,04.
N	Lengte-effectfactor [-].

⁷¹ Ministerie van Infrastructuur en Milieu, "Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage II: Normen voor dijktrajecten.," 2017;

⁷² Ministerie van Infrastructuur en Milieu, "Handreiking ontwerpen met overstromingskansen, Veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskansnormen, versie OI2014v4," 2017;

De lengte-effectfactor N wordt daarbij volgt bepaald:

$$N = 1 + \frac{a \cdot L_{\text{traject}}}{b} \quad (\text{F.2})$$

Waarin:

- a Fractie van de lengte gevoelig voor faalmechanisme [-].
voor macrostabiliteit geldt: $a = 0,033$.
- b Lengte van onafhankelijke, equivalente vakken [m].
voor macrostabiliteit geldt: $b = 50$.
- L_{traject} Lengte van het dijktraject waarop de norm van toepassing is [m].
voor dijktraject 45-2 geldt: $L_{\text{traject}} = 28500$.

Invullen levert:

$$N = 1 + \frac{a \cdot L_{\text{traject}}}{b} = 1 + \frac{0,033 \cdot 28500}{50} = 19,81$$

$$P_{\text{eis;dsn}} = \frac{P_{\text{max}} \cdot \omega}{N} = \frac{1/300 \cdot 0,04}{19,81} = 6,73 \cdot 10^{-6} \text{ per jaar} \quad (\text{F.3})$$

F.2.1.3 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 ($\beta_{\text{ref}} = 3,8$)⁷³.

Onderdeel	Faalkansruimte		Benodigde betrouwbaarheidsindex β	Vereiste schadefactor γ_s	Vereiste correctiefactor γ_{corr}
	[%]	[-]			
Bezwijken damwand	80	5,38E-06	4,40	1,05	1,10
Geotechnisch bezwijken	20	1,35E-06	4,69	1,09	-

Tabel F.1 Faalkansverdeling damwand met ankerscherm voor stabiliteit binnenwaarts (STBI)Modelfactor

⁷³ β_{ref} van 3,8 wordt in de praktijk veelal toegepast. Deze waarde staat echter ter discussie, men kan namelijk ook beredeneren dat β_{ref} gelijk is aan de β waarbij de kracht wordt uitgelezen (in dit voorbeeld dus een β van 4,42).

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 en dat er sprake is van opdrijven.

- Geotechnische toets (opdrijven): $\gamma_{d:geo} = 1,00$.
- Constructieve toets: $\gamma_{d:con} = 1,00$.

Schematiseringsfactor

De schematiseringsfactor voor geotechnische toets is aangenomen op 1,05 waarbij conform de OSPW voor de constructieve schematiseringsfactor 1,0 mag worden aangehouden.

- Schematiseringsfactor geotechnisch: $\gamma_{b:geo} = 1,05$.
- Schematiseringsfactor constructief: $\gamma_{b:con} = 1,00$.

F.2.1.4 Factoren conform BEEM

Schadefactor

Ook voor de vernieuwde ontwerpmethodiek 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 verankering⁷⁴, 33% bezwijken damwand, 33% geotechnisch bezwijken.

Onderdeel	Faalkansruimte		Benodigde betrouwbaarheidsindex β	Vereiste schadefactor γ_n	Sluitfactor γ_{corr}
	[%]	[-]			
Bezwijken damwand	33	2,22E-06	4,59	1,10	1
Geotechnisch bezwijken	33	2,22E-06	4,59	1,10	1

Tabel F.2 Faalkansverdeling stabiliteit binnenwaarts (STBI)

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 ontwerpmethodiek wordt ook een schematiseringsfactor van 1,05 aangehouden voor zowel de constructieve als de geotechnische toets.

- Schematiseringsfactor $\gamma_{b:geo} = \gamma_{b:con} = 1,05$

⁷⁴ In het geval van een onverankerde wand blijft 33% van de faalkans beschikbaar voor de damwand en 33% voor geotechnisch bezwijken. De overige 33% wordt niet gebruikt.

F.2.1.5 Conclusie vereiste betrouwbaarheid

Faalmechanisme	γ_n	$\gamma_{d;g}$	$\gamma_{b;g}$	$\gamma_{eem;g}$	Materiaalfactor
OSPW (opdrijven)	1,09	1,0	1,05	1,16	Voor rekenwaarden van de grondsterkte geldt conform de OSPW nog een reductie met materiaalfactoren.
BEEM	1,10	1,06	1,05	1,24	Materiaalfactor = 1,0

Tabel F.3 Minimaal vereiste stabiliteitsfactor geotechnisch bezwijken

Faalmechanisme	γ_n	$\gamma_{d;c}$	$\gamma_{b;c}$	$\gamma_{EEM;c}$	Sluitfactoren γ_{corr}	Materiaalfactor
OSPW	1,05	1,00	1,00	1,10	$\gamma_{corr;M}=1,10$	Voor rekenwaarden van de grondsterkte geldt conform de OSPW nog een reductie met materiaalfactoren.
BEEM	1,10	1,06	-*	1,18	$\gamma_{brc}=1,05^*$	Materiaalfactor = 1,0

* de schematiseringsfactor wordt conform BEEM achteraf toegepast

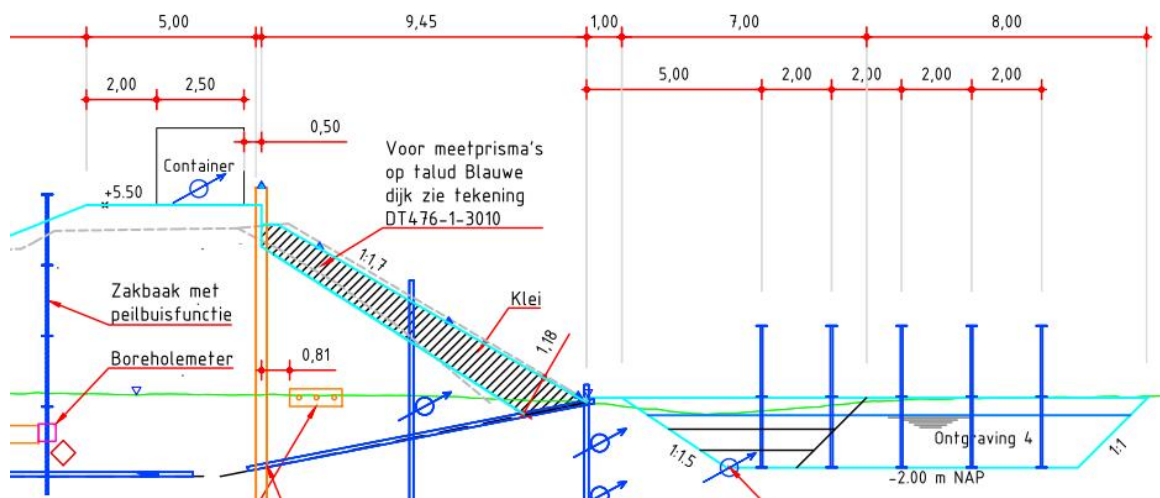
Tabel F.4 Globale veiligheid tegen constructief bezwijken ($\gamma_{EEM;c}$)

F.2.2 Geometrie

Uitgangspunt voor het ontwerp van de situatie in Eemdijk is de gezette geometrie voor start van de proef. In Tabel F.5 is een overzicht weergegeven van de geometrische eigenschappen. Daarbij is het uitgangspunt dat alleen de ophoging aanwezig is in de initiële situatie. Als onderdeel van de dijkversterking zullen de damwanden geïnstalleerd worden en het achterland worden ontgraven.

Geometrie	
Kruinhoogte	NAP+5,5m
Maaiveld hoogte	NAP+0,0m
Bodemdiepte sloot	NAP-2,0m
Taludhelling binnentalud	1:1,7
Taludhelling buitentalud	1:2,5
Bovenbelasting	22 kPa over 2,5 m breedte

Tabel F.5 Geometrische eigenschappen dijkversterkingsontwerp Eemdijk



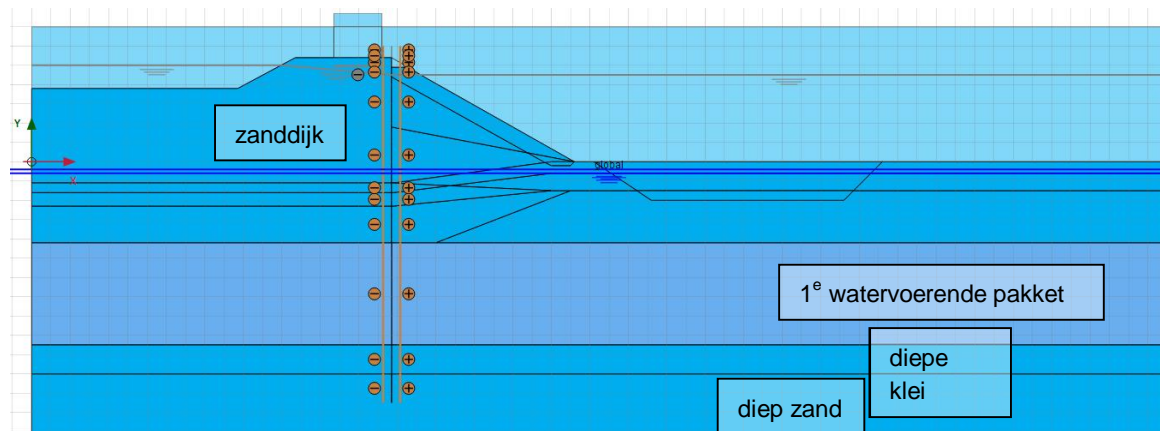
Figuur F.1 Geometrie Eemdijk

F.2.3 Waterstanden en stijghoogtes

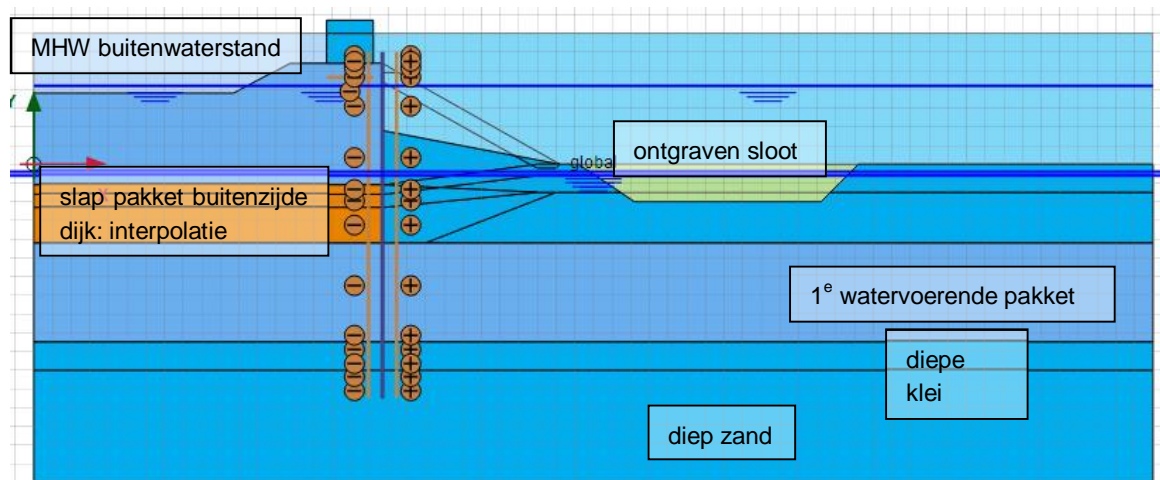
De waterspanningslijnen volgen de waterstanden zoals aanwezig voorafgaand en tijdens de FSP op de blauwe dijk, zie Tabel D.6. Het verloop in de diepe kleilaag en de diepe zandlaag is hydrostatisch. Voor een schematisering van de waterspanningslijnen onder dagelijkse omstandigheden en onder 'MHW' omstandigheden, zie Tabel D.2 en Tabel D.3.

Waterstand	
Grondwaterstand (dagelijks)	NAP - 0,60 m
Stijghoogte 1 ^e watervoerend pakket	NAP - 0,40 m
Waterstand in sloot	NAP - 0,40 m
Buitenwaterstand (MHW)	NAP + 4,2 m

Tabel F.6 Waterstanden dijkversterkingsontwerp Eemdijk



Figuur F.2 Schematisering waterspanningslijnen in PLAXIS onder dagelijkse omstandigheden



Figuur F.3 Schematisering waterspanningslijnen in PLAXIS onder MHW omstandigheden

F.2.4 Grondopbouw en geotechnische parameters

F.2.4.1 Grondopbouw

De grondopbouw in Tabel F.7 is overgenomen uit het Geotechnisch Basisrapport⁷⁵. Door het aanbrengen van het dijklichaam is ter plaatse van de ophoging ongeveer 1m zetting opgetreden. Dit wordt in de ondergrond schematisatie meegenomen door de cohesieve toplaag 1m dunner te maken. Het dijklichaam bestaat uit zand, zie Tabel F.8.

F.2.4.2 Geotechnische parameters

Tabel F.9 tot en met Tabel F.12 bevatten de sterkte- en stijfheidsparameters voor de OSPW en BEEM ontwerpberoeeningen. De parameters zijn overgenomen uit het Geotechnisch Basisrapport⁷⁵. Op basis van de variatiecoëfficiënt zijn de verwachtingswaardes omgezet naar karakteristieke sterkte eigenschappen.

Binnen het OSPW ontwerp wordt uitsluitend gebruik gemaakt van gedraineerde sterkte- en stijfheidsparameters, terwijl in het BEEM gedraineerde sterkteparameters van toepassing zijn bij het opbouwen van het model, waarna in een latere fase met ongedraineerde (SHANSEP) parameters wordt gerekend. Zie ook Figuur D.5 voor de berekeningsfasering.

F.2.5 Constructieve versterking

Wat betreft de constructieve versterking van de dijk wordt er uitgegaan van een onverankerde damwandconstructie in de binnenkruinlijn van de dijk. Dit is dezelfde constructie als in de bezwijkproef is toegepast zodat er een eerlijk vergelijk gemaakt kan worden tussen de ontwerpoplossing en de proef. Er wordt geen rekening gehouden met staalcorrosie of met openingen in de damwand aangezien dit ook niet aanwezig is bij de proef. Tabel F.13 geeft een overzicht van de kenmerken en eigenschappen van de twee damwandontwerpen conform OSPW en BEEM, zoals uiteindelijk iteratief bepaald binnen het ontwerpproces.

Voor het BEEM ontwerp zijn er twee ontwerpen gemaakt. Het lichte ontwerp betreft een ontwerp waarbij alleen de geotechnische stabiliteits en constructieve sterkte zijn getoetst. De vervormingen worden in dat geval dus niet getoetst. Het zware ontwerp betreft een ontwerp om ontwerp om te voldoen aan de vervormingseisen.

⁷⁵ rapport 11200956-006-GEO-0005, POVM Eemdijkproef – Geotechnisch Basisrapport (Product F);

Grondlaag	Laag nr.	b.k. laag [m NAP]	o.k. laag [m NAP]	$\gamma_{\square\square\square}\gamma_{\text{sat}}$ [kN/m ³]
ophoogzand	-	-	-	17,5 / 19,5
toplaag	1	0,0	-0,6	14,4 / 14,4
klei boven/onder g.w.s.	2/3/3a	-0,6	-1,5	14,4 / 14,4
veen	4	-1,5	-4,2	10,2 / 10,2
zand (diep)	5	-4,2	-9,5	18 / 20
klei (diep)	6	-9,5	-11	16,3 / 16,3
zand (diep)	7	-11	-17	18 / 20

Tabel F.7 Bodemopbouw (profiel in achterland)

Grondlaag	Laag nr.	b.k. laag [m NAP]	o.k. laag [m NAP]	$\gamma_{\square\square\square}\gamma_{\text{sat}}$ [kN/m ³]
ophoogzand	-	5,5	-1,0	17,5 / 19,5
toplaag	1	-1,0	-1,4	14,4 / 14,4
klei boven/onder g.w.s.	2/3/3a	-1,4	-2,3	14,4 / 14,4
veen	4	-2,3	-4,2	10,2 / 10,2
zand (diep)	5	-4,2	-9,5	18 / 20
klei (diep)	6	-9,5	-11	16,3 / 16,3
zand (diep)	7	-11	-17	18 / 20

Tabel F.8 Bodemopbouw (profiel ter plaatse van kruin)

Grondlaag	Laag nr.	EEM materiaal model	Karakteristieke waarden (M1, niet-associatief)			Rekenwaarden, associatief (M2, associatief)		
			$c'_{\text{na;k}}$ [kPa]	$\varphi'_{\text{na;k}}$ [°]	$\psi_{\text{na;k}}$ [°]	$c'_{\text{a;d}}$ [kPa]	$\varphi'_{\text{a;d}}$ [°]	$\psi_{\text{a;d}}$ [°]
ophoogzand	-	HS	1,0	35,0	2,5	0,9	30,9	30,9
toplaag	1	MC	2,0	25,0	0	1,9	22,3	22,3
klei boven/onder g.w.s.	2/3/3 a	SSC	1,5	30,7	0	1,2	27,1	27,1
veen	4	SSC	2,0	19,0	0	1,6	16,4	16,4
zand (diep)	5 / 7	HS	0,0	33,5	0	0,0	29,4	29,4
klei (diep)	6	SSC	1,9	18,7	0	1,5	16,8	16,8

Tabel F.9 OSPW gedraineerde sterkteparameters (bij lage rekken)

Grondlaag	Laag nr.	EEM materiaal-model	Gedraineerde CSSM sterkteparameters			Ongedraineerde SHANSEP NGI-ADP sterkteparameters	
			c'_{na} [kPa]	φ'_{na} [°]	ψ_{na} [°]	s_d [-]	m_d [-]
ophoogzand	-	HS	1,0	32,5	2,5	-	-
toplaag	1	MC	1,0	25,0	0	-	-
klei boven / onder gws	2/3/3 a	SSC / NGI-ADP	1,0	23,8	0	0,38	0,8
veen	4	SSC / NGI-ADP	1,0	29,6	0	0,45	0,8
zand (diep)	5 / 7	HS	0,0	32,5	2,5	-	-
klei (diep)	6	SSC / NGI-ADP	0,0	14,5	0	0,34	0,8

Tabel F.10 BEEM (on)gedraineerde sterkteparameters

Grondlaag	Laag nr.	Hardening Soil				Mohr-Coulomb		Soft Soil Creep		
		E_{50} [kPa]	E_{oed} [kPa]	E_{ur} [kPa]	m [-]	E [kPa]	ν [-]	λ □□□	κ □□□	μ [-]
ophoogzand	-	30e3	30e3	150e3	0,5	-	-	-	-	-
toplaag	1	-	-	-	-	10e3	0,3	-	-	-
klei boven / onder gws	2/3/3 a	-	-	-	-	-	-	0,1080	0,0195	0,00540
veen	4	-	-	-	-	-	-	0,2310	0,0626	0,01150
zand (diep)	5 / 7	30e3	30e3	150e3	0,5	-	-	-	-	-
klei (diep)	6	-	-	-	-	-	-	0,044	0,0088	0,0022

Tabel F.11: Laag karakteristieke stijfheidsparameters (gedraineerd)

Grondlaag	Laag nr.	SHANSEP NGI-ADP			
		G_{ur}/s_u [kPa]	Strain comp [%]	Strain ext [%]	Strain DSS [%]
ophoogzand	-	-	-	-	-
toplaag	1	-	-	-	-
klei boven / onder gws	2/3/3a	80	20	40	30
veen	4	57	25	50	37,5
zand (diep)	5 / 7	-	-	-	-
klei (diep)	6	200	12,5	18,8	25

Tabel F.12 Laag karakteristieke stijfheidsparameters (ongedraineerd)

	OSPW	B-EEM	
		Licht ontwerp	Zwaar ontwerp
Restprofiel	Ja, vlak	Ja, 1/3 h	Ja, 1/3 h
Locatie damwand	Binnenkruinlijn	Binnenkruinlijn	Binnenkruinlijn
Type damwand	AZ 46-700	AZ 28-700	AZ 52-700
Staalgraad damwandstaal	S390GP	S390GP	S390GP
Lengte damwand [m]	22	18,5	22
Lengte damwand in zand (vanaf 1 ^e zandlaag) [m]	12	8,5	12

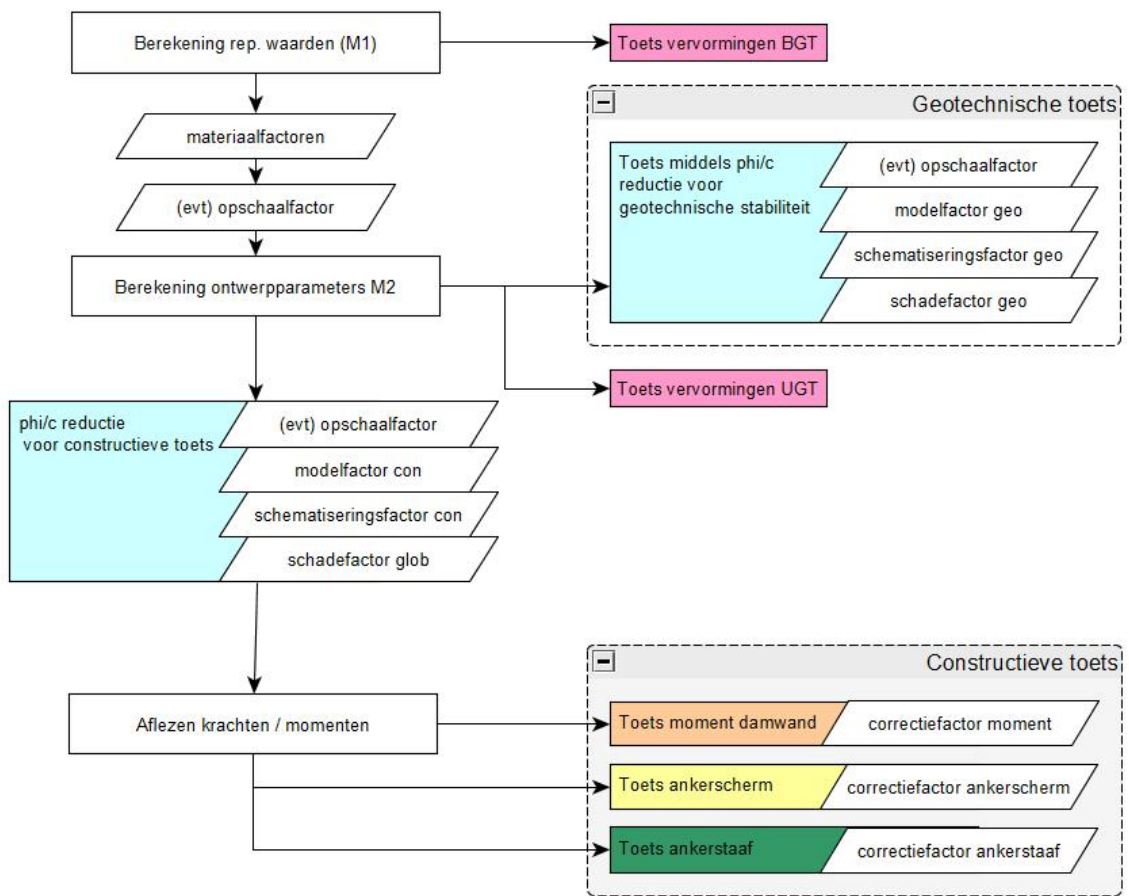
Tabel F.13 Overzicht eigenschappen constructieve versterkingsoplossingen

F.2.6 Fasering

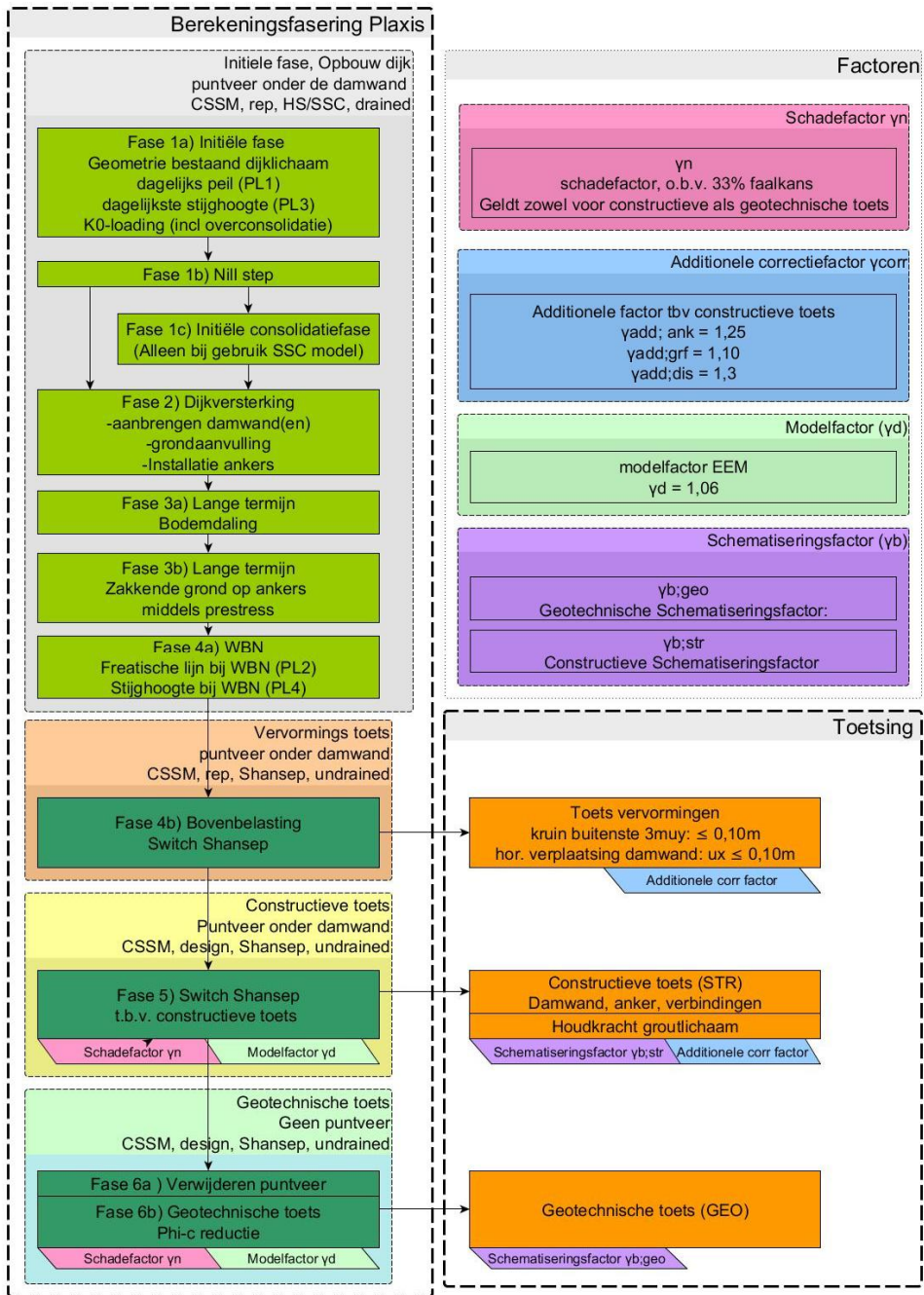
In Figuur F.4 en Figuur F.5 wordt de berekeningsfasering conform OSPW respectievelijk BEEM weergegeven. Voor beide berekeningen geldt als uitgangspunt dat de initiële situatie gelijk is aan de gezette profiel met een ophoging tot NAP+5,5. Na de initiële fase wordt de damwand geïnstalleerd en hierna wordt het achterland ontgraven. Vervolgens wordt het hoogwater opgezet en als laatste wordt de bovenbelasting geactiveerd.

F.2.6.1 Berekeningsfasering OSPW en BEEM

In Figuur F.4 zijn de belangrijkste elementen uit de rekenfasering van de OSPW schematisch weergegeven. In Figuur F.5 is de aan te houden fasering weergegeven voor berekeningen conform de nieuwe BEEM methodiek. Uitgangspunt daarbij is het gebruik van rekenvariant B, waarbij de reductie van de grondsterkte pas in de te toetsen fase wordt doorgevoerd.



Figuur F.4 Berekeningsfasering conform OSPW



Figuur F.5 Berekeningsfasering conform BEEM (rekengang B)

F.2.7 Toetsen van het ontwerp

F.2.7.1 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 (= 1).
γ_{corr}	Additionele veiligheidsfactor damwand [-].
γ_z	Factor voor toename moment als gevolg van zakkende grond op ankers, (alleen OSPW verankerde damwand: 1,1).
$M_{S,max;eem}$	Maximum buigend moment EEM-analyse in wand [kNm/m].

F.2.7.2 Rekenwaarde normaalkracht in damwand

Conform de OSPW moet de normaalkracht in de damwand bepaald worden op basis van de ankerkracht en de negatieve kleeft. Aangezien het een hele korte duur betreft en een onverankerde wand is er conform de OSPW geen normaalkracht. Om in dit voorbeeld wel de normaalkracht mee te nemen wordt deze voor zowel de OSPW en BEEM methodiek uitgelezen in de constructieve toetsfase in de PLAXIS-berekening.

F.2.7.3 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.

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

Waarin:

$\sigma_{S,dw;d}$	= Rekenwaarde spanning in de uiterste vezel van wanddoorsnede [kN/m ²].
$M_{S;d}$	= Rekenwaarde van buigend moment in de wand [kNm/m].
W_{el}	= Elastisch weerstandsmoment wanddoorsnede na corrosie [m ³].
$N_{S;d}$	= Rekenwaarde van de normaalkracht in de wand [kN/m].
A_{corr}	= Oppervlakte wanddoorsnede na corrosie [m ²].
$f_{y,dw;d}$	= Rekenwaarde vloeispanning damwandstaal conform Eurocode 3 [kN/m ²].

Voor het doorsnedeoppervlak en weerstandsmoment wordt geen rekening gehouden met corrosie aangezien in deze case de maatgevende situatie direct na installatie optreedt.

F.2.7.4 OSPW

De vervormingen als gevolg van hoogwater (inclusief verkeersbelasting) van de stabiliteitschermen 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 0,5 m.

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

F.2.7.5 BEEM

Conform de BEEM gelden de volgende vervormingseisen. Merk daarbij op dat conform BEEM op de berekende vervormingen in de EEM-berekening nog een modelfactor van 1,3 moet worden toegepast.

- BGT: kruindaling max 10cm over buitenste 3 m.
- BGT: horizontale vervorming top damwand max 10 cm.

Conform het BEEM mag onder bepaalde voorwaarden van deze vervormingseisen worden afgeweken. In dat geval moet vanuit andere faalmechanismen zoals overslag en stabiliteit bekleding gewaarborgd blijven dat de dijk stabiel blijft door bv de overslag te minimaliseren.

F.2.8 Toets verticaal draagvermogen

F.2.8.1 OSPW

Conform de OSPW dient het verticaal draagvermogen getoetst te worden op basis van de CUR 166. In dit voorbeeld is verticaal draagvermogen niet relevant aangezien er geen verticale component vanuit ankerkracht is, de negatieve kleef is verwaarloosbaar en de damwand moet voor de geotechnische stabiliteit al diep in het zand staan.

F.2.8.2 BEEM

In het BEEM is draagvermogen geen faalmechanisme voor de dijk en hoeft dus niet getoetst te worden. Het betreft in dit geval een onverankerde wand en daarom is het ook niet nodig om een puntveer onder de damwand te modelleren.

F.3 Resultaten en toetsingen

F.3.1 OSPW dijkversterkingsontwerp

F.3.1.1 Opzet

Het ontwerp is getoetst op de volgende aspecten:

- Geotechnische stabiliteit.
- Constructieve sterkte van de damwand.
- Vervormingen.

De resultaten uit de EEM-berekening welke zijn gebruikt in de toetsing zijn als volgt:

EEM BEREKENING				
Geotechnisch	ΣM_{sf}	EEM: UGT	[-]	1,25
	$u_{y;kruin}$	EEM: BGT	[m]	0,44
Damwand	$M_{dw;max}$	EEM: UGT	[kNm]	1557,0
	$N_{dw;max}$	EEM: UGT	[kN]	122,9
	$u_{dw;x}$	EEM: BGT	[m]	0,42
	$u_{dw;x}$	EEM: UGT	[m]	0,69

Tabel F.14 Resultaten EEM voor OSPW ontwerp

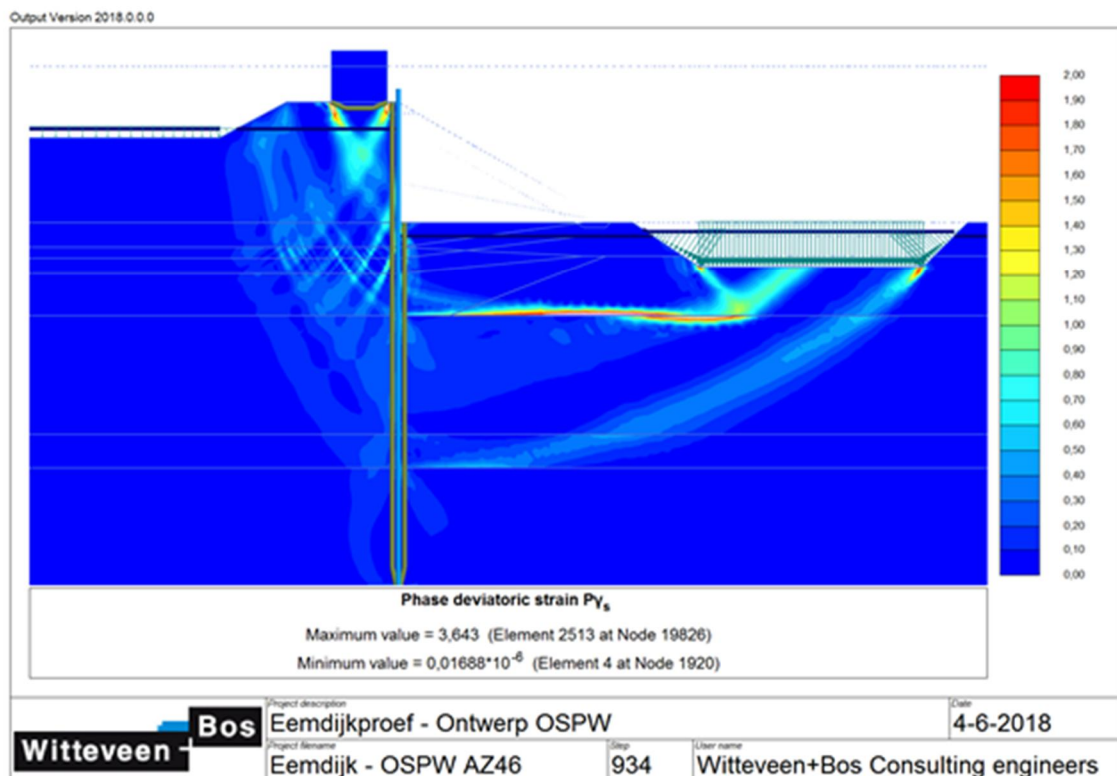
F.3.1.2 Geotechnische stabiliteit

De geotechnische stabiliteit is maatgevend voor de lengte van de damwand. Bij een plankpuntniveau van NAP -16,5 m voldoet de toets op geotechnische stabiliteit. In Figuur F.6 is het maatgevend glijvlak weergegeven.

Daarbij valt op dat er tijdens de sterkte-reductie twee glijvlakken ontstaan: een ondiep glijvlak tussen de veenlaag en de eerste zandlaag; en een tweede, dieper glijvlak, zie Figuur F.6. Het ondiepe glijvlak is maatgevend als gevolg van de lage sterkte in het veen en de lage korrelspanningen in het zand onder de ontgraving. Daarom is het in de OSPW berekening ook noodzakelijk om het talud achter de damwand als een vlak maaiveld te schematiseren.

TOETSEN			
lengte damwand	L	[m]	22
lengte damwand in zand	d_dw	[m]	12
Toets macrostabiliteit			
vereiste geotech. stabiliteitsfactor	$\gamma_{EEM};g$		1,14
geotechnische stabiliteitsfactor EEM	ΣM_{sf}		1,251
unity check macro			1,09

Tabel F.15 Geotechnische stabiliteit OSPW-ontwerp



Figuur F.6 Maatgevend glijvlak OSPW ontwerp

F.3.1.3 Constructieve sterkte damwand

De rekenwaarden van het buigend moment en de normaalkracht worden bepaald middels de formules in subparagraaf D.2.7. De toets op een combinatie van moment en normaalkracht voldoet bij toepassing van een AZ46-700 profiel met staalkwaliteit S390GP.

Toets constructieve sterkte damwand AZ46-700		
rekenwaarde moment damwand	$M_{s;d}$ [kNm/m']	1712,70
rekenwaarde normaalkracht damwand	$N_{s;d}$ [kN/m']	135,2
rekenwaarde spanning damwand	$f_{y;d}$ [N/mm ²]	376,6
rekenwaarde vloeispanning damwand	$f_{y;r}$ [N/mm ²]	390
unity check sterkte damwand		0,97

Tabel F.16 Constructieve sterkte damwand OSPW ontwerp (AZ46-700)

F.3.1.4 Vervormingen

In onderstaande tabel is de toets van de vervormingen weergegeven. De constructie met een onverankerde AZ46-700 voldoet bij lange na niet aan de gestelde vervormingseisen. Om conform de OSPW te kunnen voldoen aan de vervormingseisen zal een ander type constructie zoals een verankerde damwand moeten worden toegepast.

	Max value [m]	Toets vervormingen
BGT kruinzakking	0,1	0,44
BGT hor. Damwandverplaatsing	0,1	0,42
UGT hor. Damwandverplaatsing	0,44	0,69

Tabel F.17 Vervormingen licht OSPW ontwerp (AZ46-700)

F.3.2 BEEM dijkversterkingsontwerp

F.3.2.1 Opzet

Voor het BEEM dijkversterkingsontwerp worden er twee ontwerpen gemaakt: één licht ontwerp waarbij aan geotechnische stabiliteit en constructieve sterkte van de damwand wordt voldaan, maar vervormingen niet worden getoetst. En één zwaar ontwerp waarbij getracht wordt de horizontale verplaatsing van de damwand te minimaliseren.

De resultaten uit de EEM-berekening welke zijn gebruikt in de toetsing zijn als volgt:

PLAXIS OUTPUT				
Geotechnisch	6b - ϕ -c reductie	ΣM_{sf} [-]	UGT	1,22
	4b) Switch SHANSEP &	$u_{y;kruin}$ [m]	BGT	0,36
Damwand	5) Switch SHANSEP con	$M_{dw;max}$ [kNm]	UGT	931,3
	5) Switch SHANSEP con	$N_{dw;max}$ [kN]	UGT	116
	5) Switch SHANSEP con	$V_{dw;max}$ [kN]	UGT	191,3
	4b) Switch SHANSEP &	$u_{dw;x}$ [m]	BGT	0,46

Tabel F.18 Resultaten EEM voor licht BEEM ontwerp (AZ28-700)

PLAXIS OUTPUT				
Geotechnisch	6b - ϕ -c reductie	ΣM_{sf} [-]	UGT	1,38
	4b) Switch SHANSEP & ve	u_y ;kruin [m]	BGT	0,29
Damwand	5) Switch SHANSEP constr	M_{dw} ;max [kNm]	UGT	984,9
	5) Switch SHANSEP constr	N_{dw} ;max [kN]	UGT	97,1
	5) Switch SHANSEP constr	V_{dw} ;max [kN]	UGT	157,9
	4b) Switch SHANSEP & ve	u_{dw} ;x [m]	BGT	0,28

Tabel F.19::Resultaten EEM voor zwaar BEEM ontwerp (AZ52-700)

F.3.2.2 Geotechnische stabiliteit

Voor het licht ontwerp wordt de damwandplank op een diepte van NAP -12,5 gebracht, 1,5 m diep in de tweede zandlaag. Voor het zware ontwerp wordt eenzelfde plankpuntniveau als bij het OSPW ontwerp aangehouden, namelijk NAP -16,0 m. Beide ontwerpen voldoen op deze manier aan de eis voor geotechnische stabiliteit:

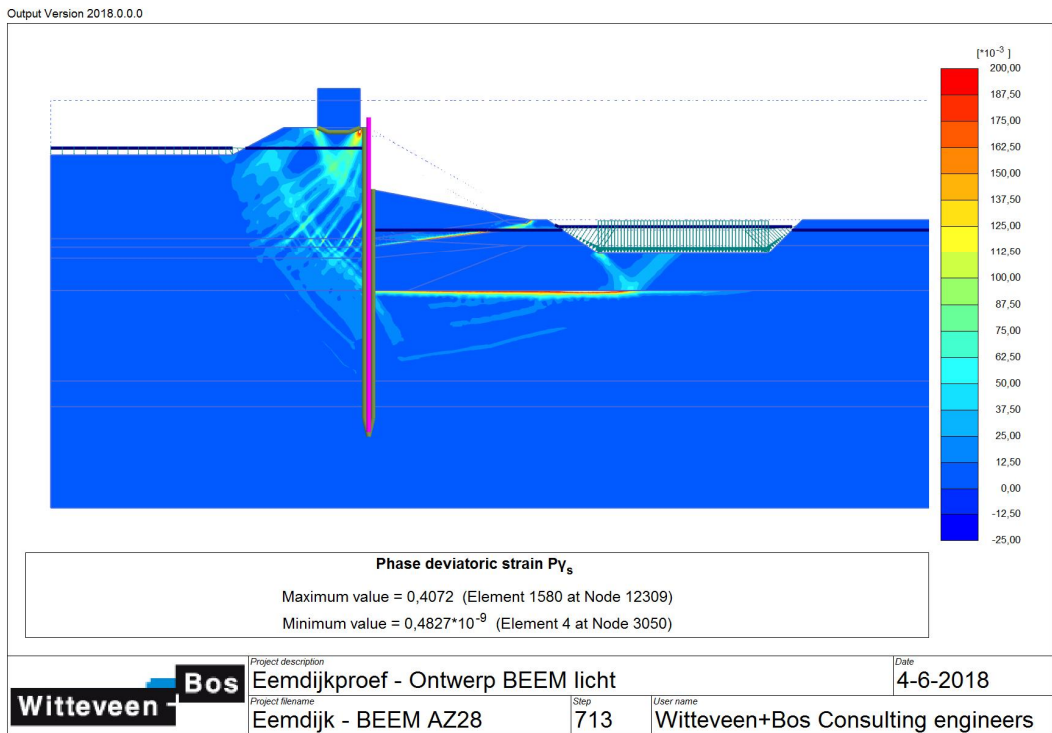
TOETSEN			
Toets macrostabiliteit			
vereiste geotechnische stabiliteitsfactor	$\gamma_{EEM};g$	[-]	1,05
geotechnische stabiliteitsfactor EEM	ΣM_{sf}	[-]	1,27
	unity check macro		1,21

Tabel F.20 Geotechnische stabiliteit licht BEEM ontwerp (AZ28-700)

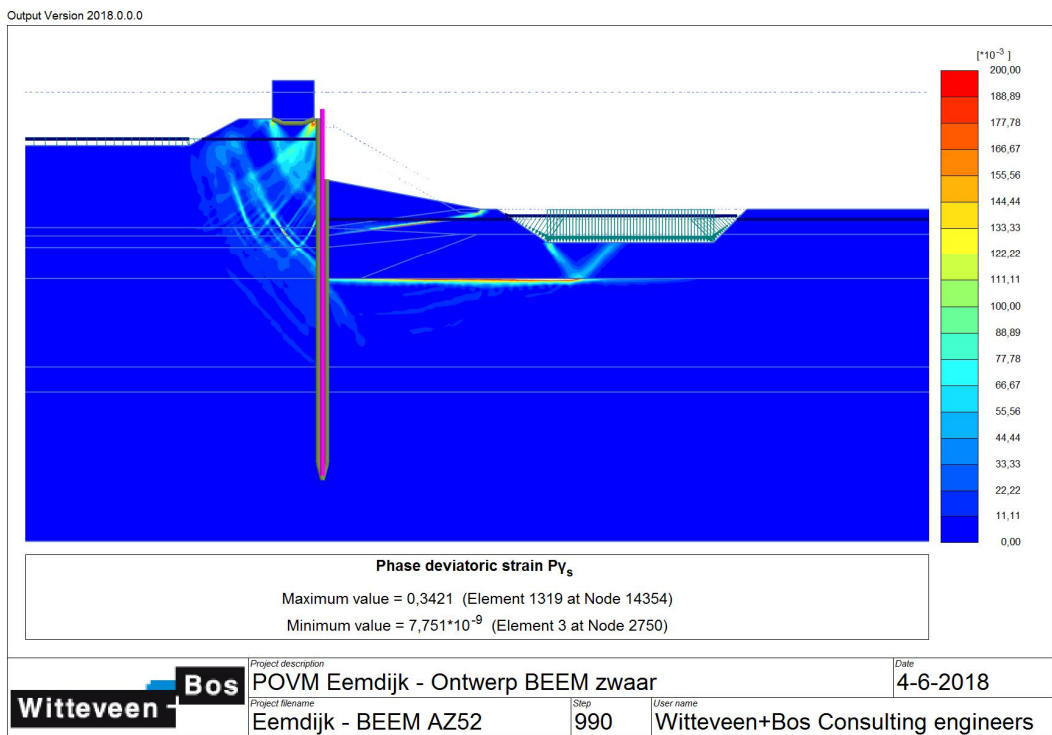
TOETSEN			
Toets macrostabiliteit			
vereiste geotechnische stabiliteitsfactor	$\gamma_{EEM};g$	[-]	1,05
geotechnische stabiliteitsfactor EEM	ΣM_{sf}	[-]	1,38
	unity check macro		1,31

Tabel F.21 Geotechnische stabiliteit zwaar BEEM ontwerp (AZ52-700)

De maatgevende glijvlakken ten gevolge van de sterkereductie zijn zeer gelijkend voor het licht en het zwaar ontwerp, zie Figuur F.7 en Figuur F.8.



Figuur F.7 Maatgevend glijvlak licht B-EEM ontwerp (AZ28-700).



Figuur F.8 Maatgevend glijvlak zwaar B-EEM ontwerp (AZ52-700)

F.3.2.3 Constructieve sterkte damwand

De rekenwaarden van het buigend moment en de normaalkracht worden bepaald middels de formules in paragraaf F.2.7. De toets op een combinatie van moment en normaalkracht voldoet zowel voor het licht als het zwaar ontwerp bij een staalkwaliteit S390GP.

Toets constructieve sterkte damwand moment + normaalkracht AZ28-700			
rekenwaarde moment damwand	M _{s;d}	[kNm/m']	977,9
rekenwaarde normaalkracht damwand	N _{s;d}	[kN/m']	121,8
rekenwaarde spanning damwand	f _{s;d}	[N/mm ²]	360,4
rekenwaarde vloeispanning damwand	f _{y;d}	[N/mm ²]	390
	unity check sterkte damwand		0,92

Tabel F.22 Constructieve sterkte damwand licht BEEM ontwerp (AZ28-700)

Toets constructieve sterkte damwand moment + normaalkracht AZ52-700			
rekenwaarde moment damwand	M _{s;d}	[kNm/m']	1034,1
rekenwaarde normaalkracht damwand	N _{s;d}	[kN/m']	102,0
rekenwaarde spanning damwand	f _{s;d}	[N/mm ²]	203,8
rekenwaarde vloeispanning damwand	f _{y;d}	[N/mm ²]	390
	unity check sterkte damwand		0,52

Tabel F.23 Constructieve sterkte damwand zwaar BEEM ontwerp (AZ52-700)

Vervormingen

In Tabel F.24 en Tabel F.25 zijn de berekende vervormingen weergegeven voor het lichte en zware ontwerp. Voor het lichte ontwerp is de horizontale kopvervorming van de damwand 59cm (inclusief 1,3 modelfactor). Dit is groter dan de 10 cm die in de basis geëist wordt.

Het toepassen van een veel zwaarder damwandprofiel reduceert de vervormingen aanzienlijk (ca. 20 cm). Echter wordt er dan nog steeds niet voldaan aan de gestelde vervormingseisen.

Of de vervormingen in dit geval toelaatbaar zijn hangt in dit geval af van het effect op de overige faalmechanismen en is dus sterk case afhankelijk.

Toets vervormingen			
Zakking kruin	u _{y;kruin} ;EEM	[m]	0,36
	u _{y;kruin} ;EEM x 1,3	[m]	0,46
Horizontale vervorming damwand	u _{dw;x} ;EEM	[m]	0,46
	u _{dw;x} ;EEM x 1,3	[m]	0,59

Tabel F.24 Vervormingen licht BEEM ontwerp (AZ28-700)

Toets vervormingen			
Zakking kruin	u _{y;kruin} ;EEM	[m]	0,29
	u _{y;kruin} ;EEM x 1,3	[m]	0,38
Horizontale vervorming damwand	u _{dw;x} ;EEM	[m]	0,28
	u _{dw;x} ;EEM x 1,3	[m]	0,37

Tabel F.25 Vervormingen zwaar B-EEM ontwerp (AZ52-700)

F.4 Samenvatting berekeningsresultaten

In Tabel F.26 zijn de resultaten van de verschillende ontwerpen weergegeven. Daarbij valt duidelijk op dat het BEEM ontwerp aanzienlijk lichter is dan het OSPW ontwerp.

	OSPW	BEEM	
		Licht ontwerp	Zwaar ontwerp
Damwandprofiel	AZ 46-700N	AZ 28-700	AZ 52-700
Lengte damwand [m]	22,0	18,0	22,0
UC geotechnische stabiliteit [-]	1,03	1,21	1,31
UC constructieve sterkte damwand [-]	0,91	0,92	0,75
Max. horizontale vervorming dw [m]	0,51	0,59*	0,38*
Max. kruinzakking [m]	0,49	0,46*	0,37*

* Inclusief modelfactor 1,3

Tabel F.26 Samenvatting resultaten OSPW en BEEM ontwerp

Het verschil tussen het OSPW ontwerp en het BEEM ontwerp heeft twee oorzaken:

- Toegenomen sterkte eigenschappen veen bij CSSM.
- In de SHANSEP methode wordt overconsolidatie als gevolg van een hoge grensspanning direct vertaald in een hogere sterkte.

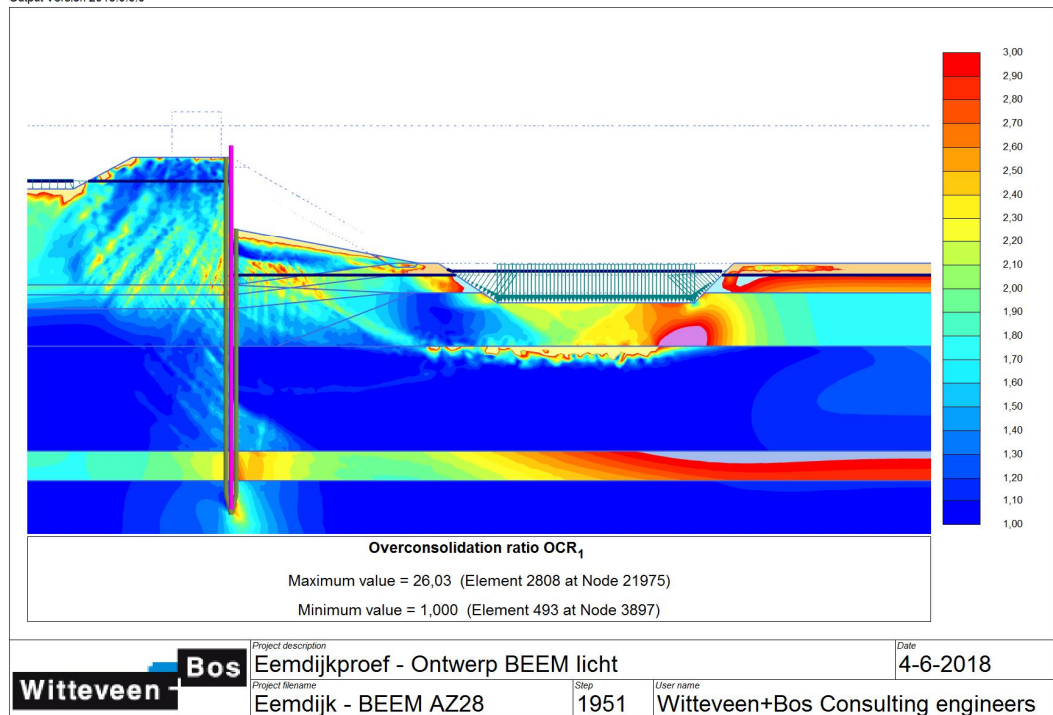
Sterkte eigenschappen veen

In het OSPW ontwerp wordt voor de grondsterkte uitgegaan van sterkte eigenschappen bij kleine rekken. Met name in de veenlaag is daarbij de sterkte erg laag. Conform BEEM wordt gerekend met sterkte eigenschappen bij grote rekken, in de veenlaag wordt hierbij dan een aanzienlijk grotere sterkte gevonden.

Overconsolidatie als gevolg van hoge grensspanning

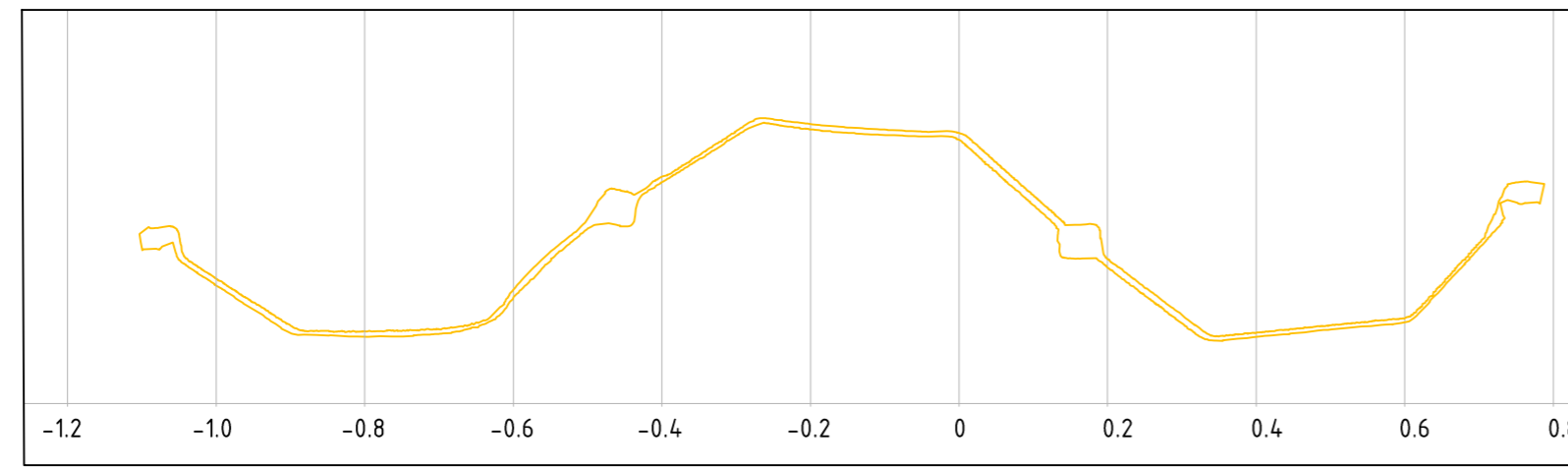
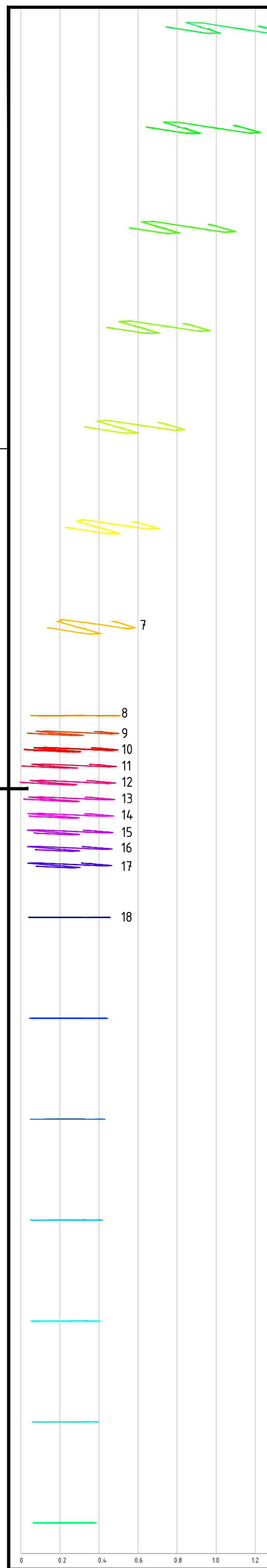
Als gevolg van het ontgraven van het bassin en het verwijderen van de grond voor het restprofiel is er een aanzienlijk overconsolidatie aanwezig, zie Figuur F.9. In het geval van ongedraineerd rekenen conform de SHANSEP methode vertaald de OCR zich direct in een toename van de schuifsterkte. In het geval van een *effective stress model*, is dit niet het geval. In het geval van een *effective stress model* is de afname in sterkte zo goed als linear. In geval van ongedraineerd rekenen conform de SHANSEP methode zorgt de OCR voor een beperkte afname van de sterkte.

Output Version 2018.0.0.0

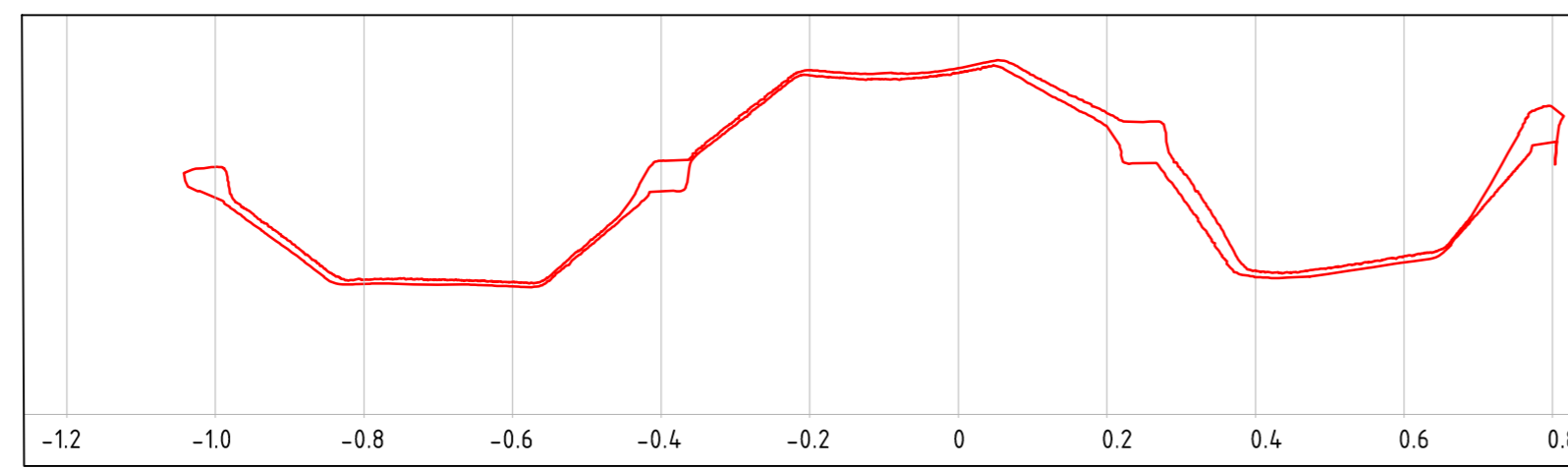


Figuur F.9 Overconsolidatie in de ondergrond bij hoog water

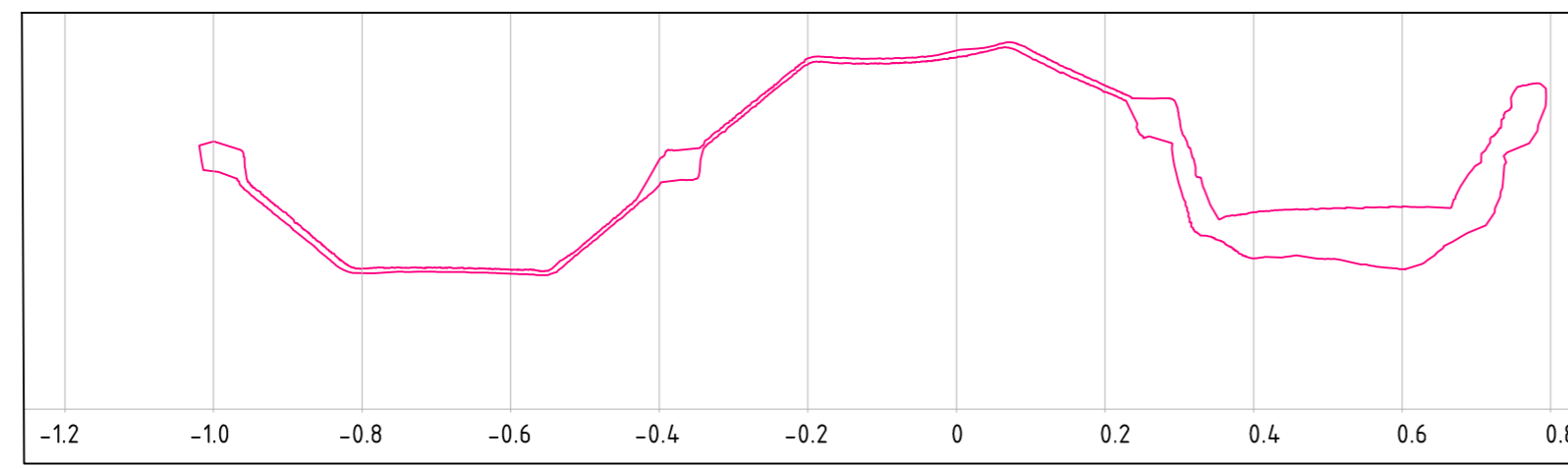
G As built tekeningen



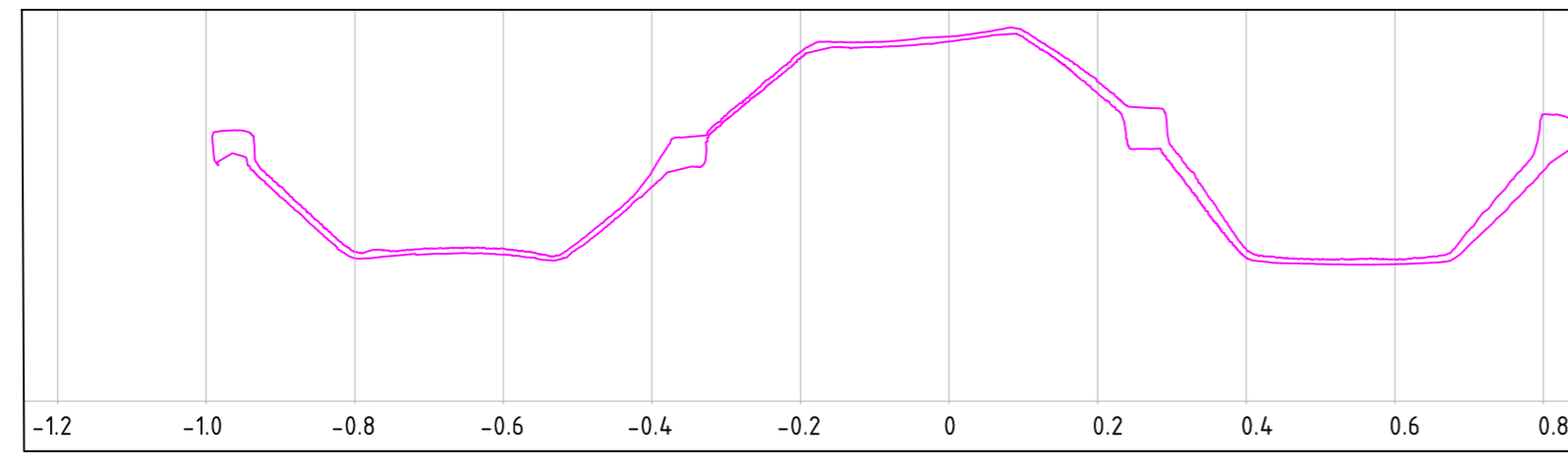
Profiel 7
Schaal 1:10



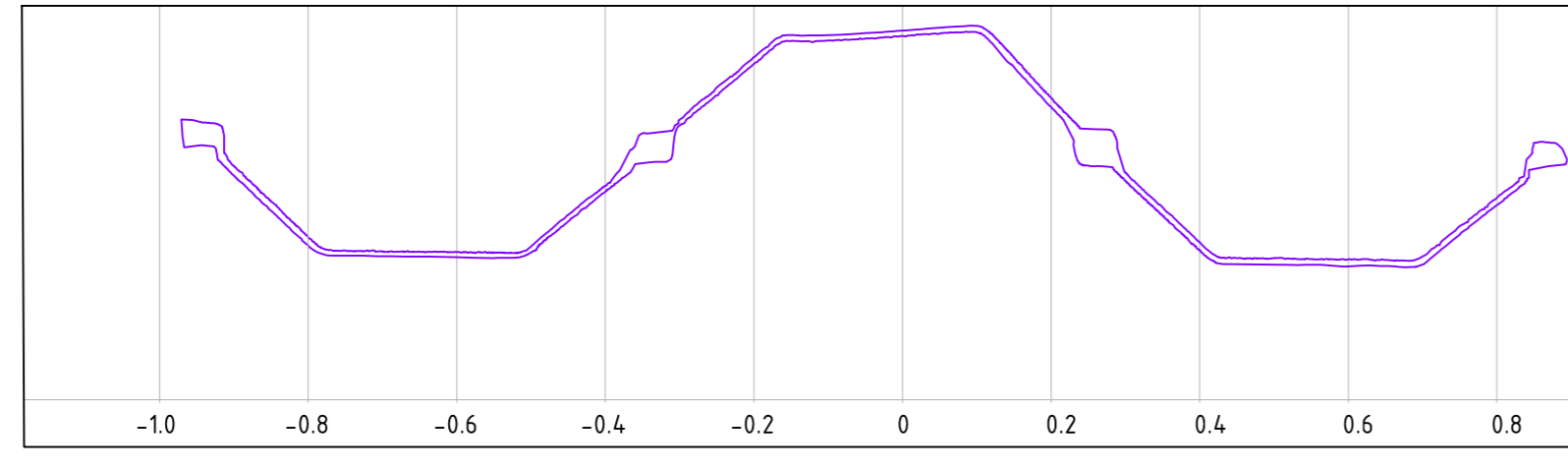
Profiel 10
Schaal 1:10



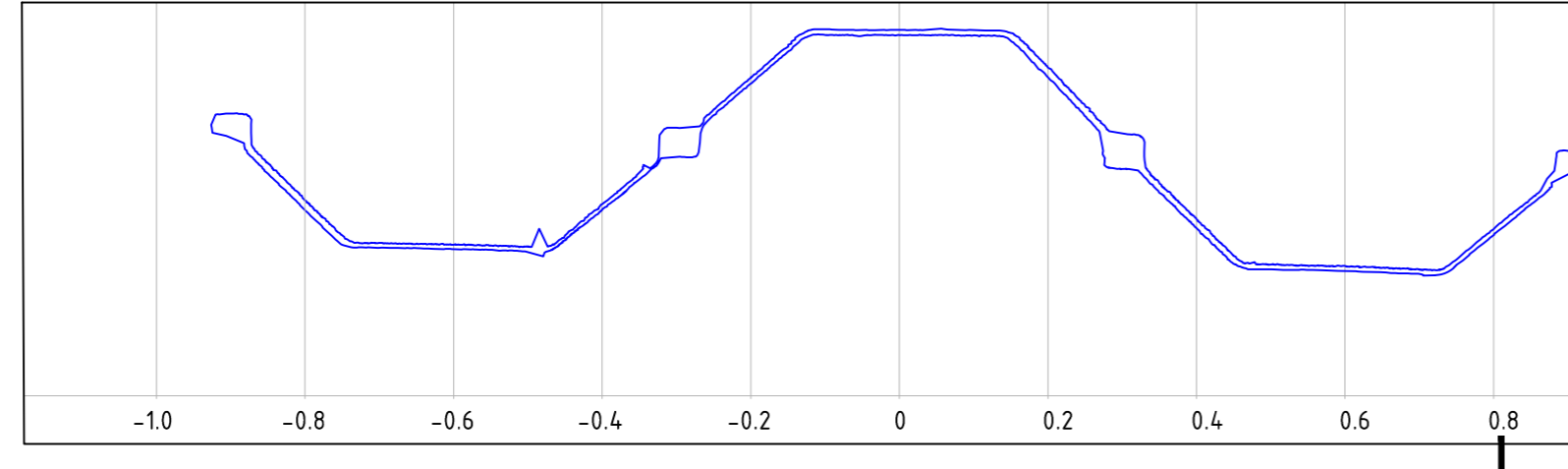
Profiel 12
Schaal 1:10



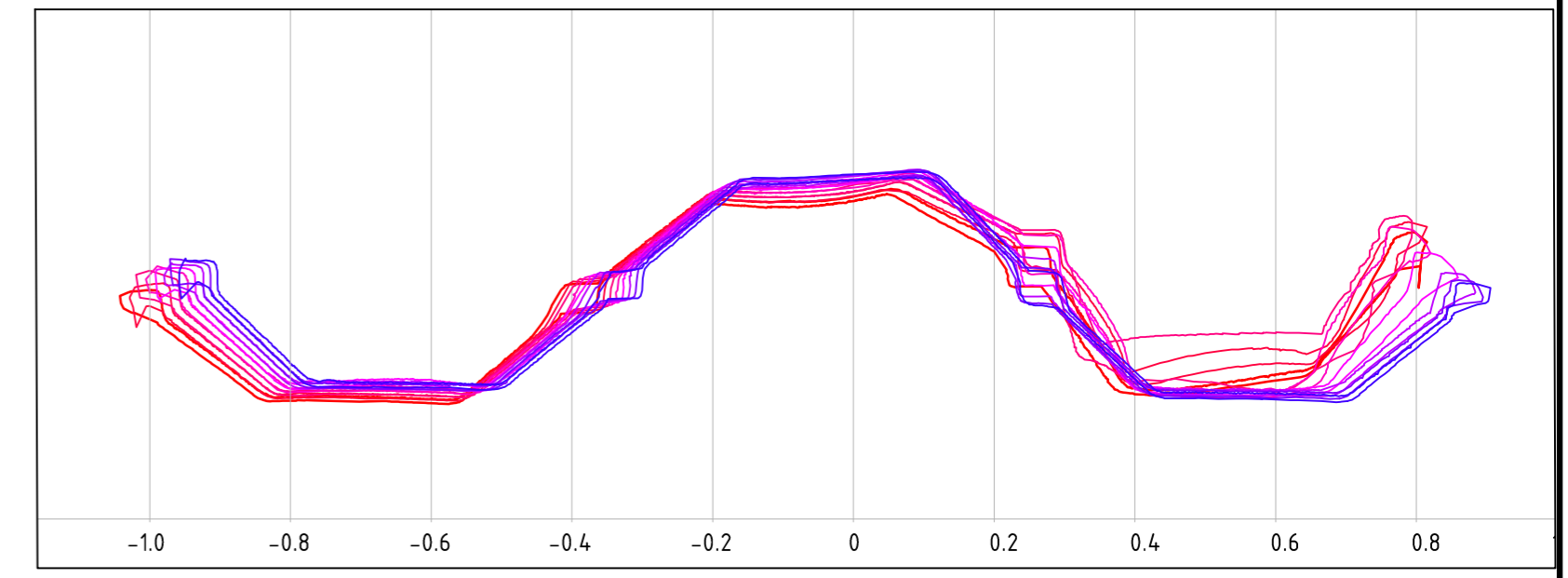
Profiel 14
Schaal 1:10



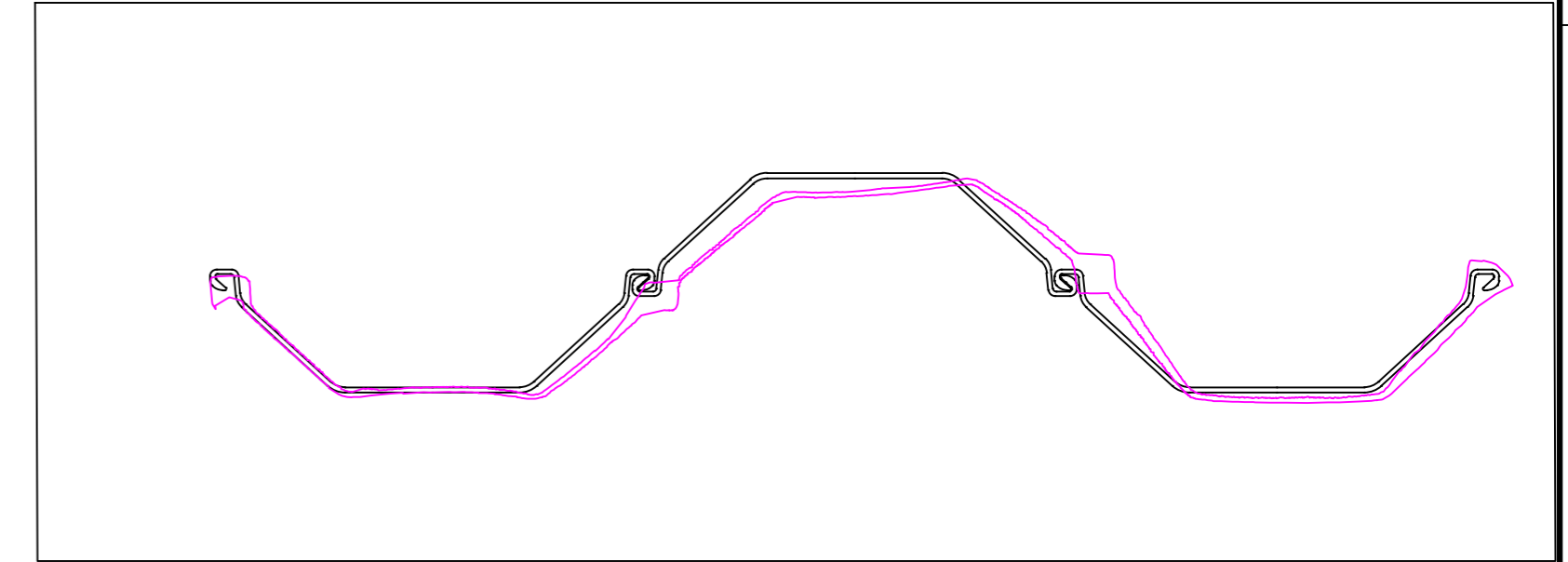
Profiel 16
Schaal 1:10



Profiel 18
Schaal 1:10



Profielen 10-17 getrokken GU8N
Schaal 1:10



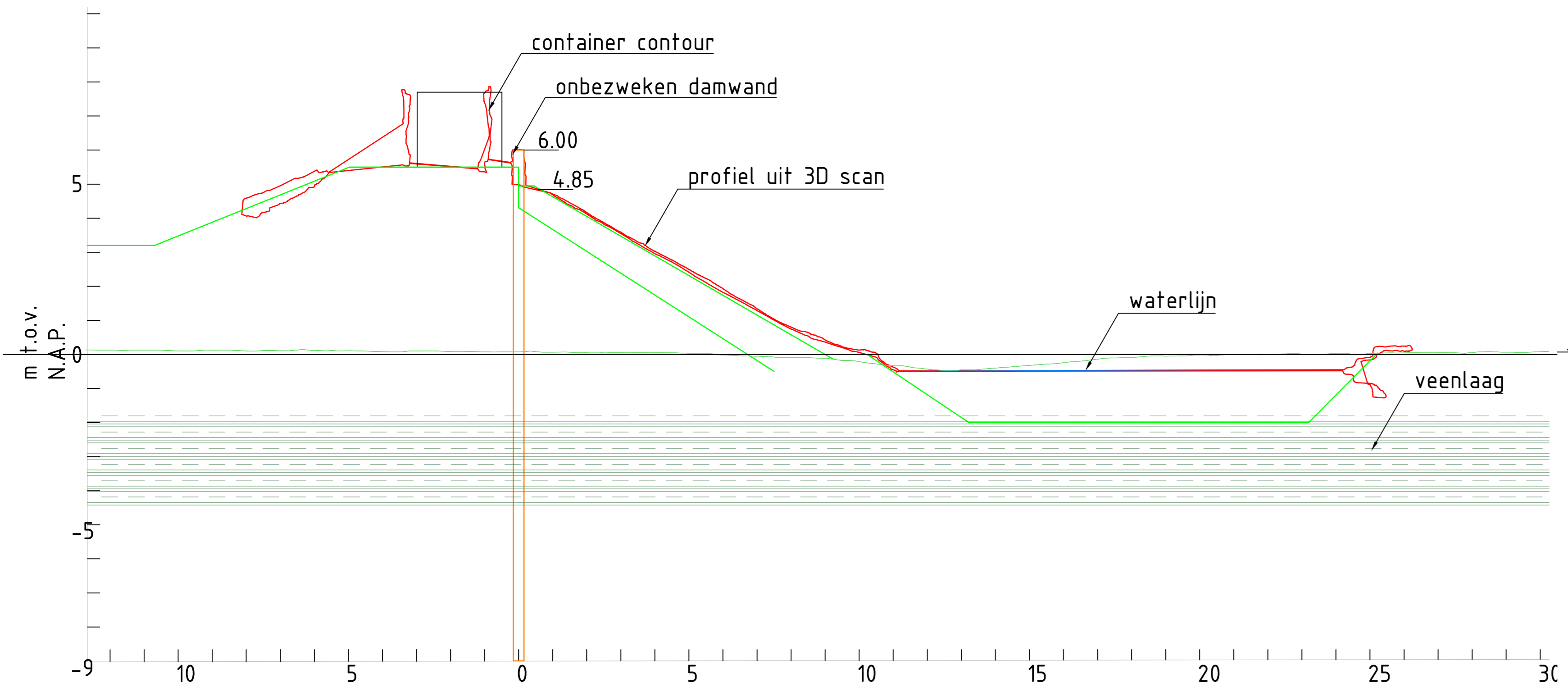
Vergelijking GU8N met getrokken damwand (profiel 14)
Schaal 1:10

POV Macrostabiteit
Full scale damwandproef
Contouren 3D scan
GU8N-rand
getrokken damwand

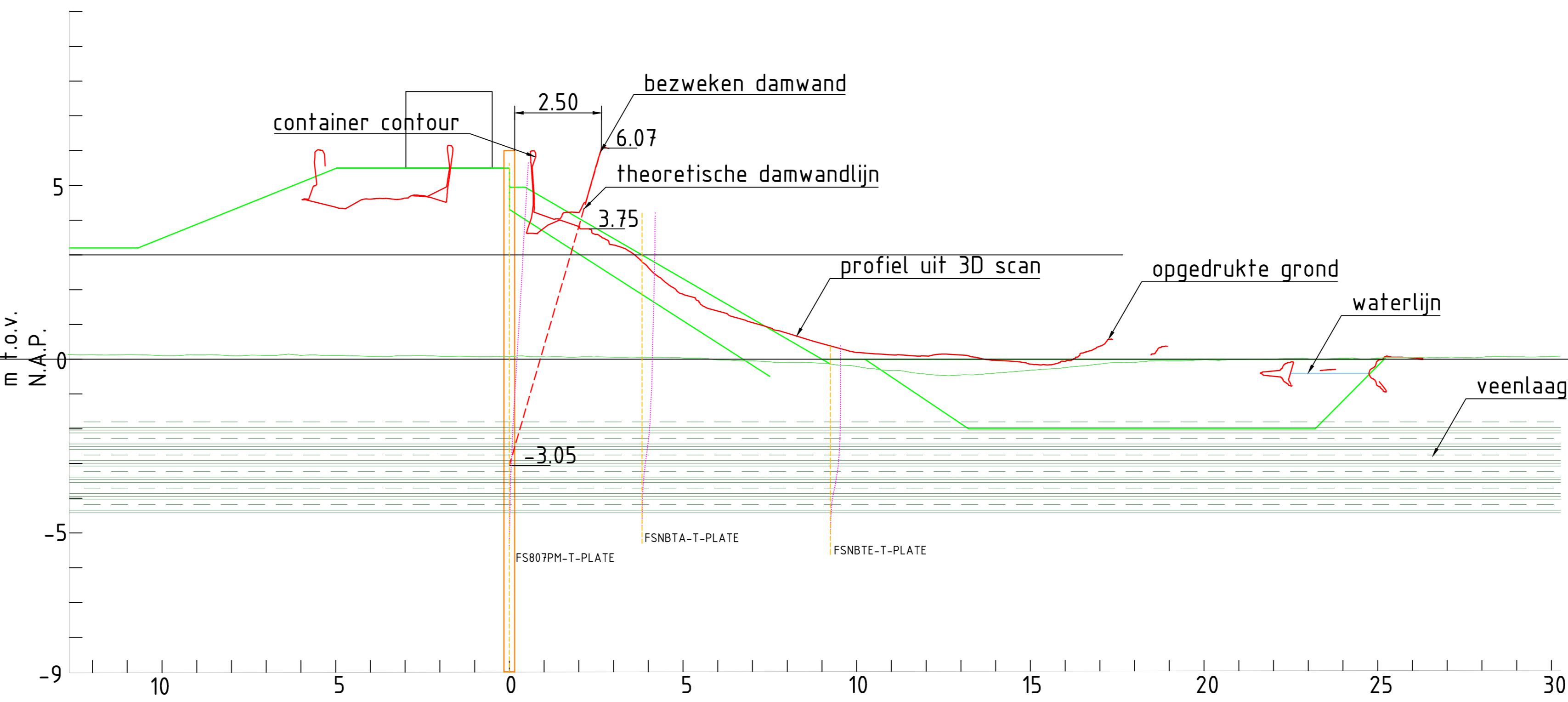
Witteveen **Bos**
Postbus 233
7400 AE Deventer
Telefoon 0570 69 79 11
Telefax 0570 69 73 44

Getekend M.Y. Volgers
Gecontroleerd T. Naves
Goedgekeurd A. Lengkeek
Datum 18-09-2018

G	_____	_____
F	_____	_____
E	_____	_____
D	_____	_____
C	_____	_____
B	_____	_____
A	_____	_____
Wijzigingen		
Schaal	1:5, 1:10, 1:20	
		DT476-1-4013
Formaat	A2	



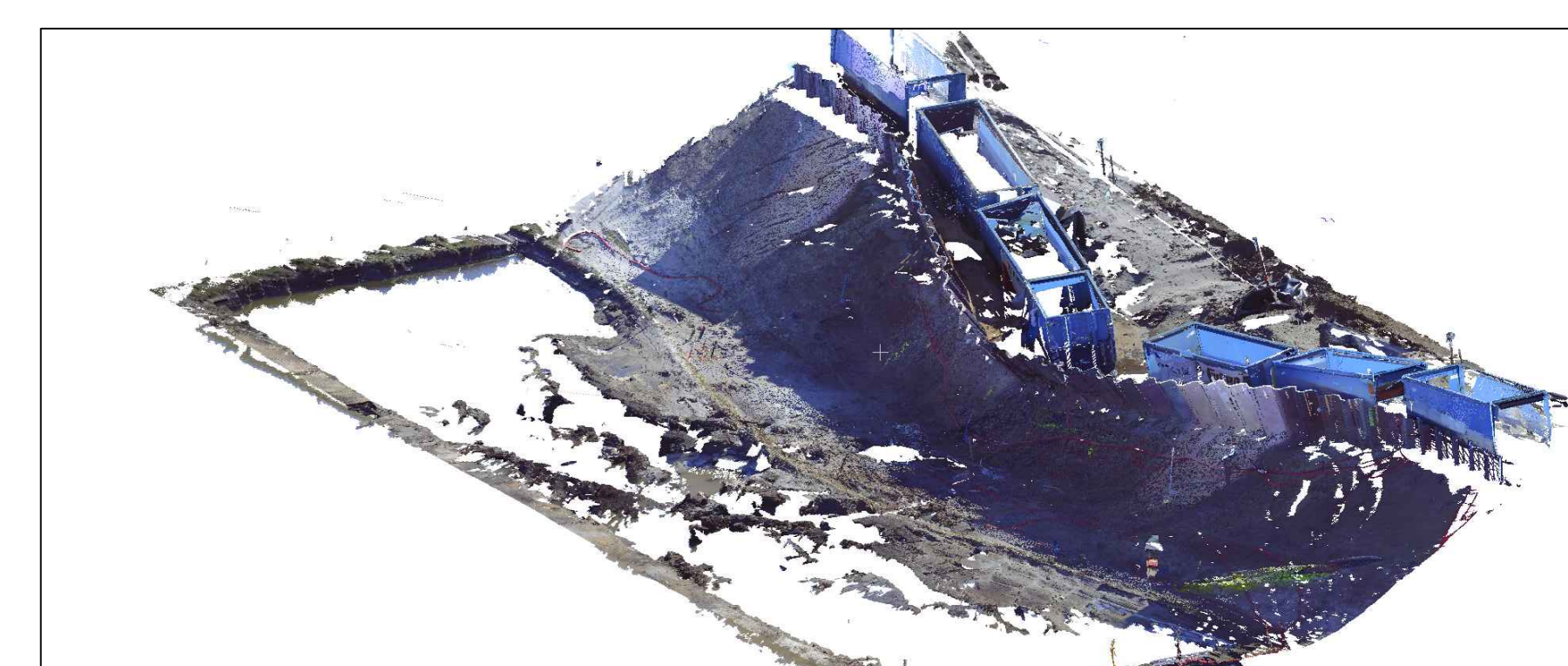
Dwarsprofiel A - rechterkant
Schaal 1:100



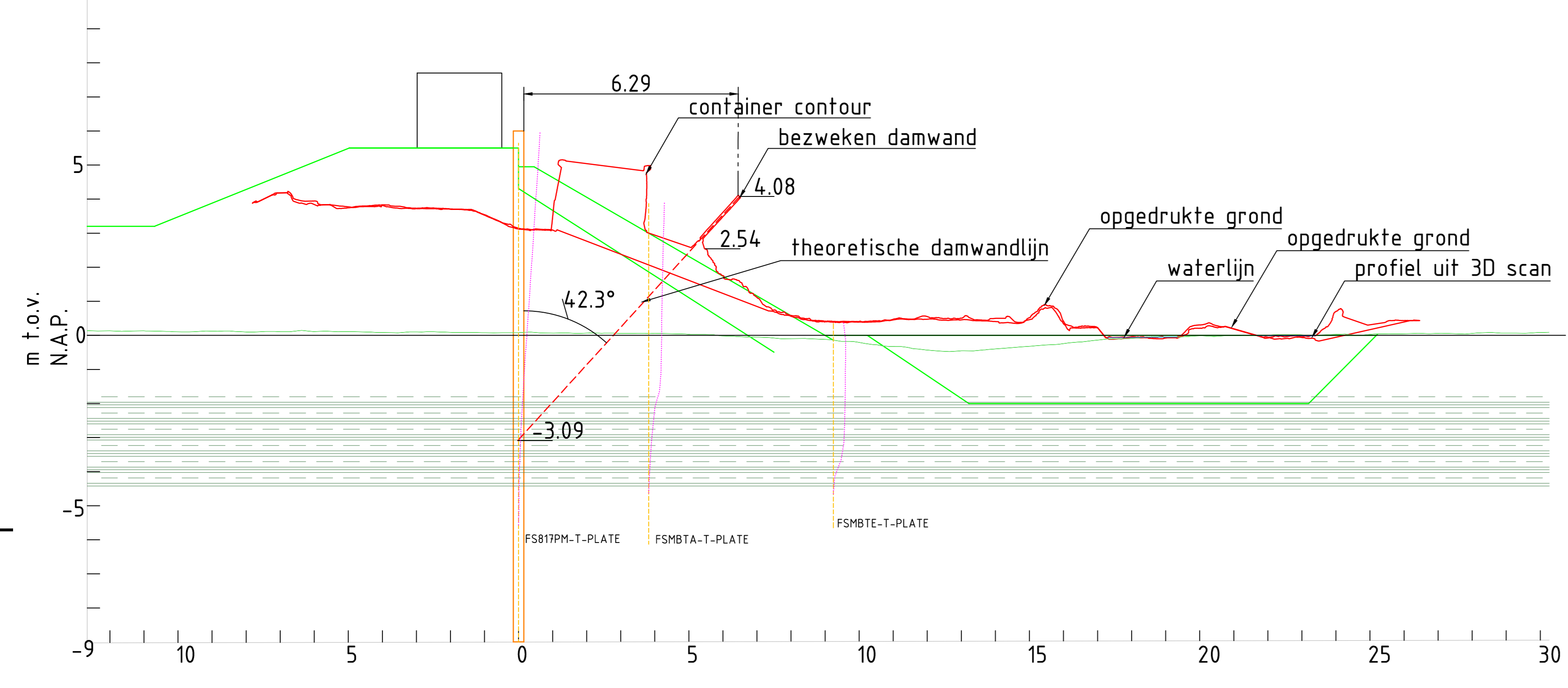
Dwarsprofiel B - midden rechts (damwandplank 007 met meetbox)
Schaal 1:100



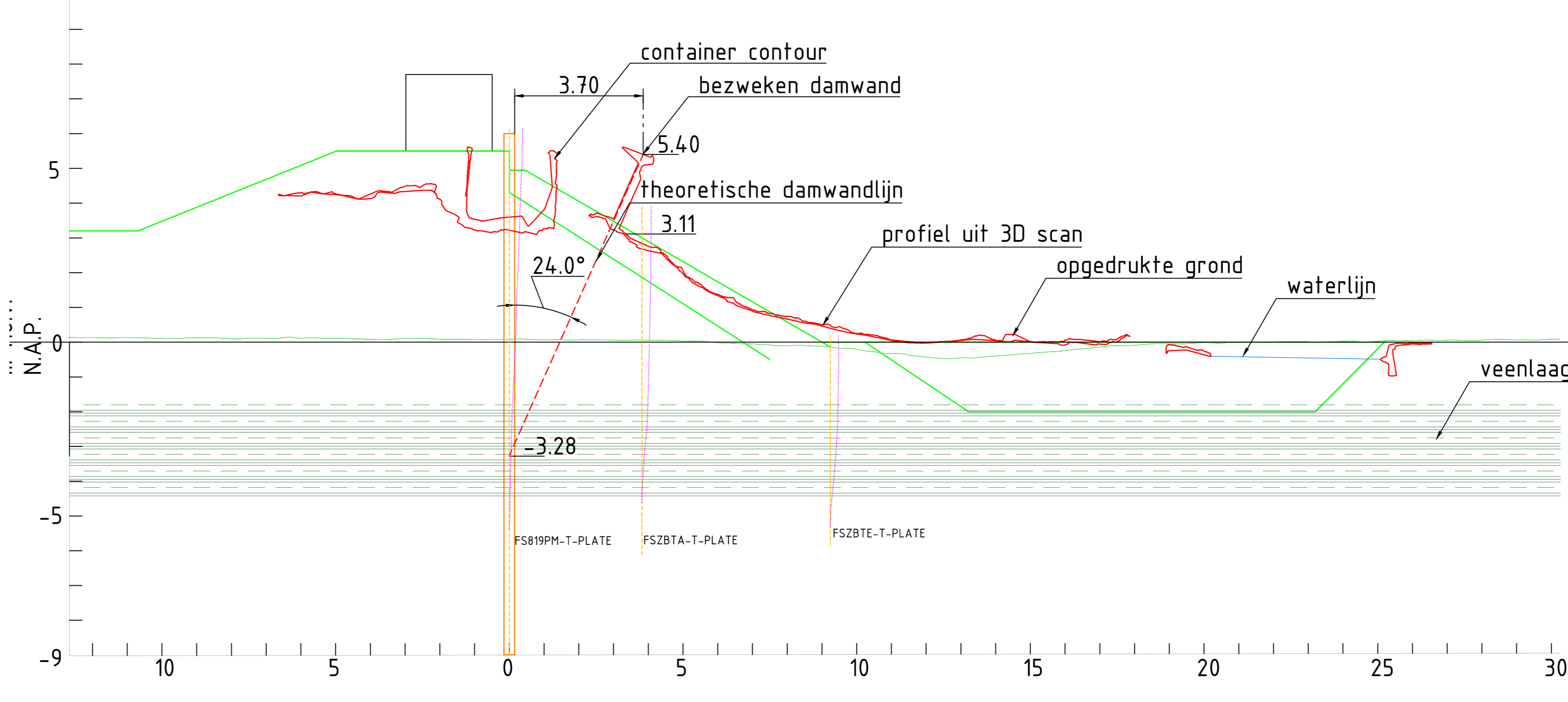
3D aanzicht pointcloud 3D scan
Schaal n.v.t.



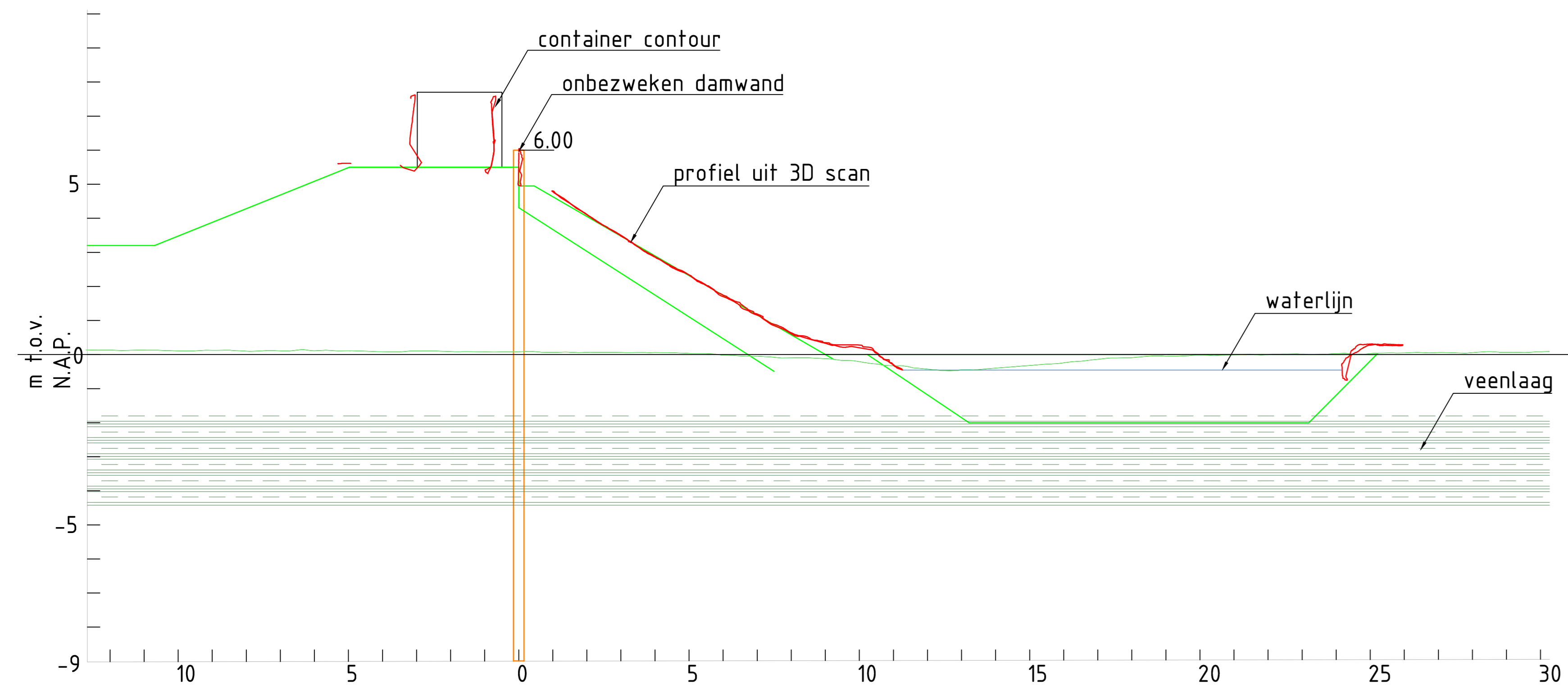
3D aanzicht pointcloud 3D scan
Schaal n.v.t.



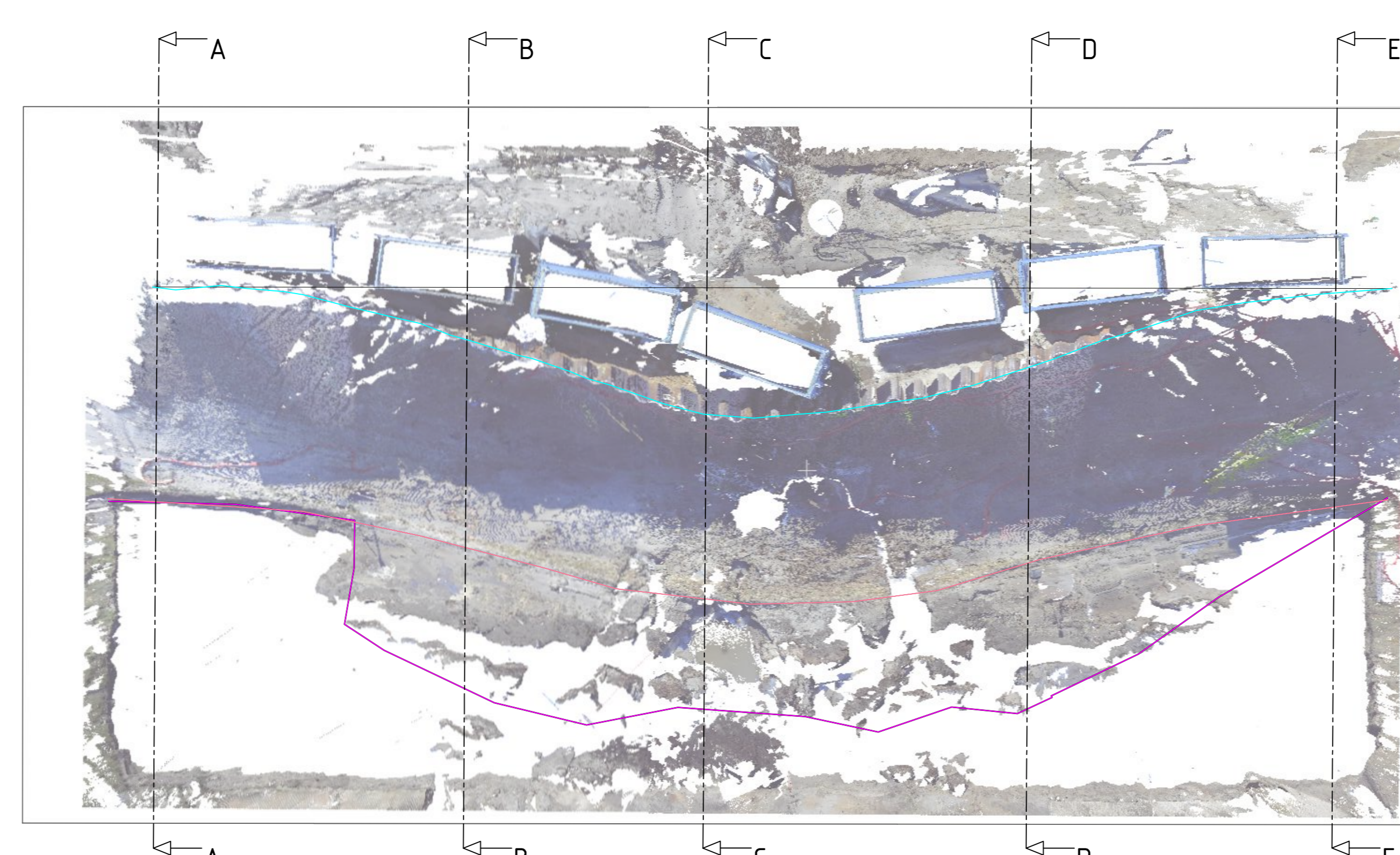
Dwarsprofiel C - midden 3D scan
Schaal 1:100



Dwarsprofiel D - midden links (damwandplank 019 met meetbox)
Schaal 1:100



Dwarsprofiel E - links
Schaal 1:100



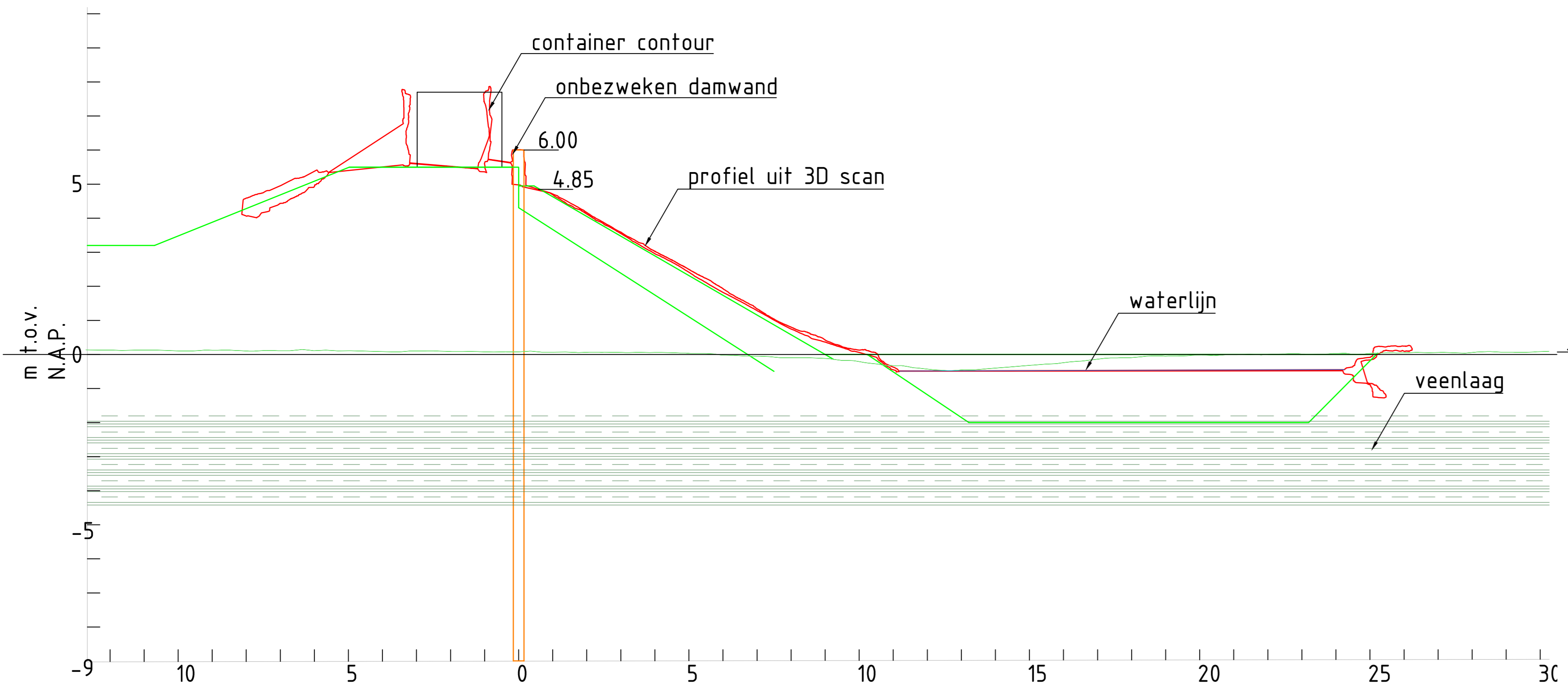
Indicatieve locaties dwarsprofielen met ingemeten lijnen
Schaal 1:200

Lengte originele damwand: ±61,00m
Theoretische lengte bezwaken damwand: ±62,75m
Verlenging: ±1,75m

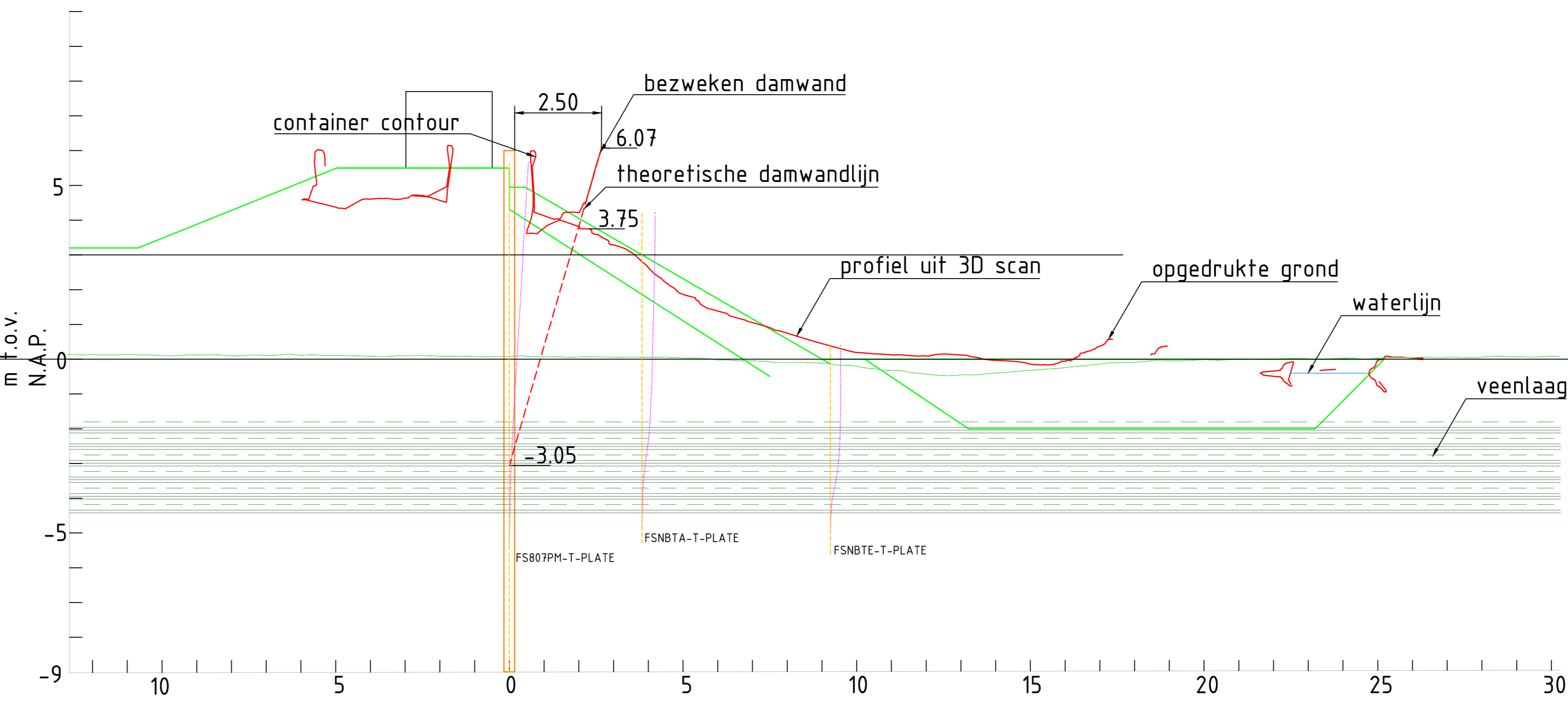
- LEGENDA**
- Profiel uit 3D scan
 - - - theoretische damwandlijn
 - bestaand maaiveld
 - - - ontwerpprofiel
 - ontwerprijn damwand
 - - - bezwijkindicatie ontwerp damwand
 - waterlijn
 - Locatie meetbaak
 - Vervormingsmeting 10min voor falen
 - ingemeten bezwaken damwand
 - ingemeten binnenste opgedrukte grondlijn
 - ingemeten buitenste opgedrukte grondlijn

- OPMERKINGEN**
- Meetgegevens in m tenzij anders aangegeven
 - Hoeken in graden tenzij anders aangegeven
 - Hoeken in m t.o.v. N.A.P.
 - 3D scanprofiel locatie is een schatting t.b.v. vergelijking
 - Vervormingslijnen zijn indicatief

POV Macrostabiteit	✓
Full scale damwandproef	✓
Dwarsdoorsnede 3D scan	✓
Ontwerpprofiel i.v.m. scanprofiel	✓



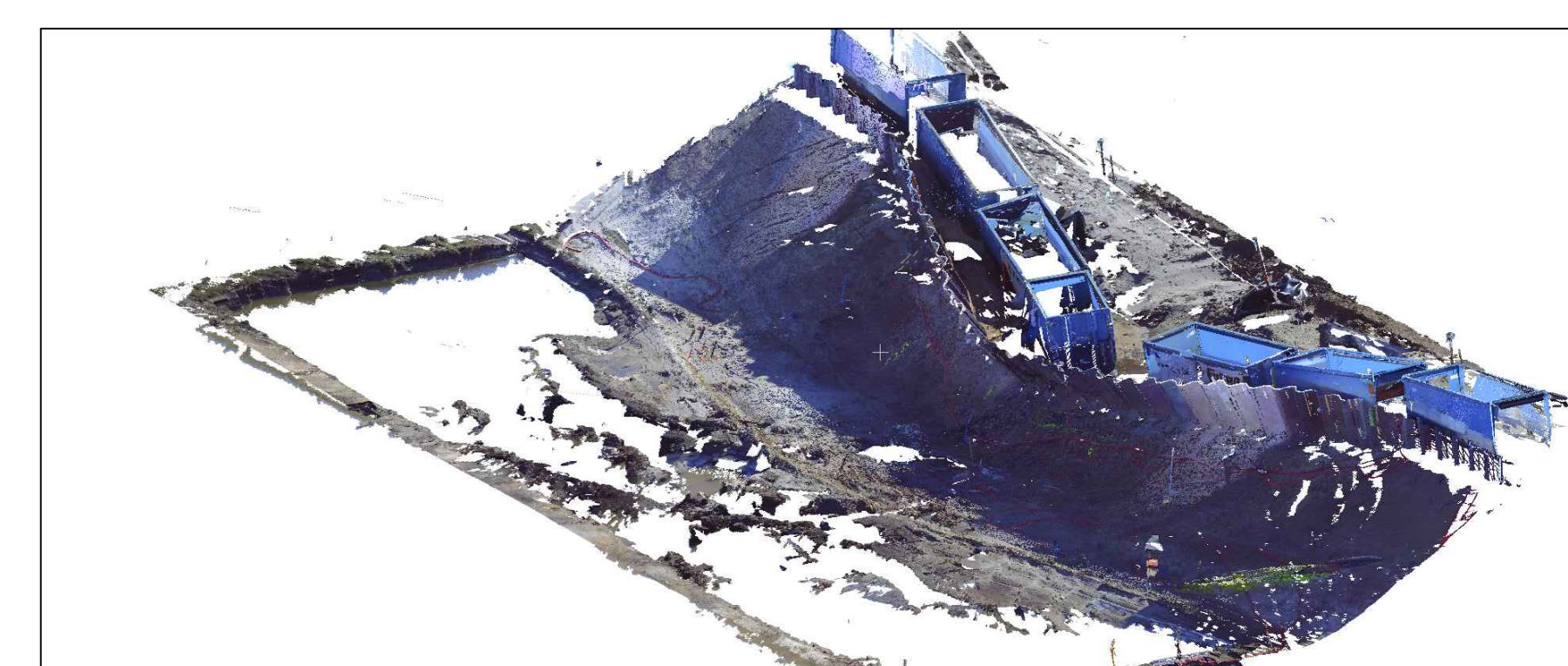
Dwarsprofiel A - rechterkant
Schaal 1:100



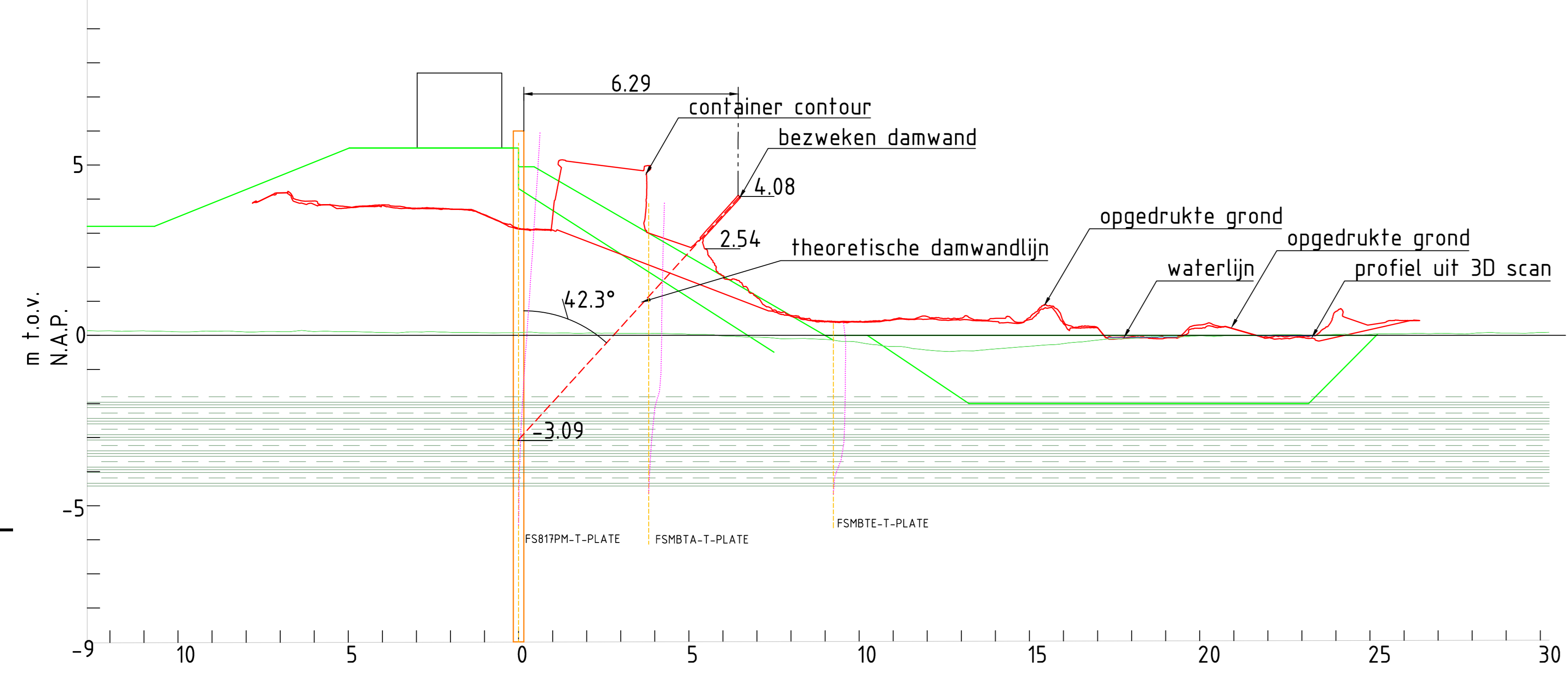
Dwarsprofiel B - midden rechts (damwandplank 007 met meetbox)
Schaal 1:100



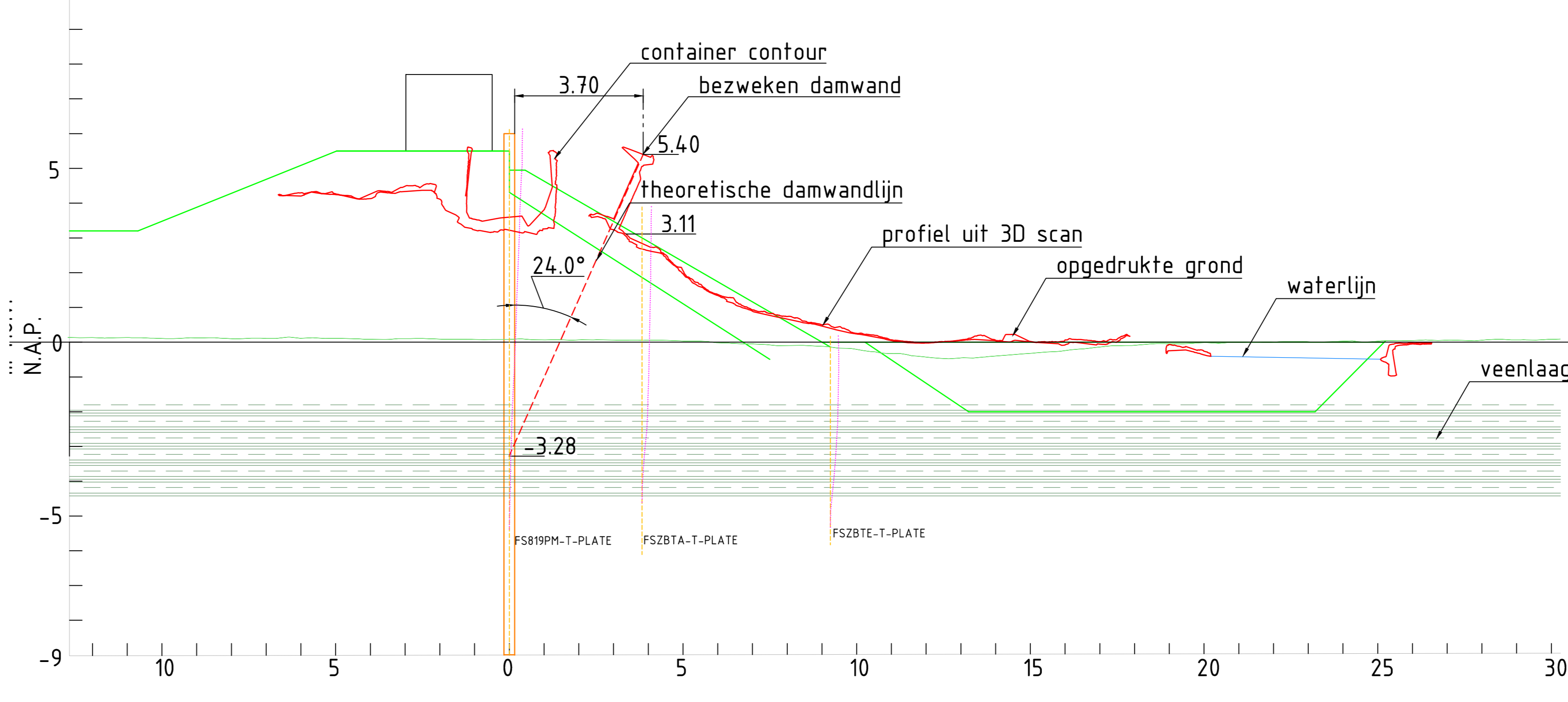
3D aanzicht pointcloud 3D scan
Schaal n.v.t.



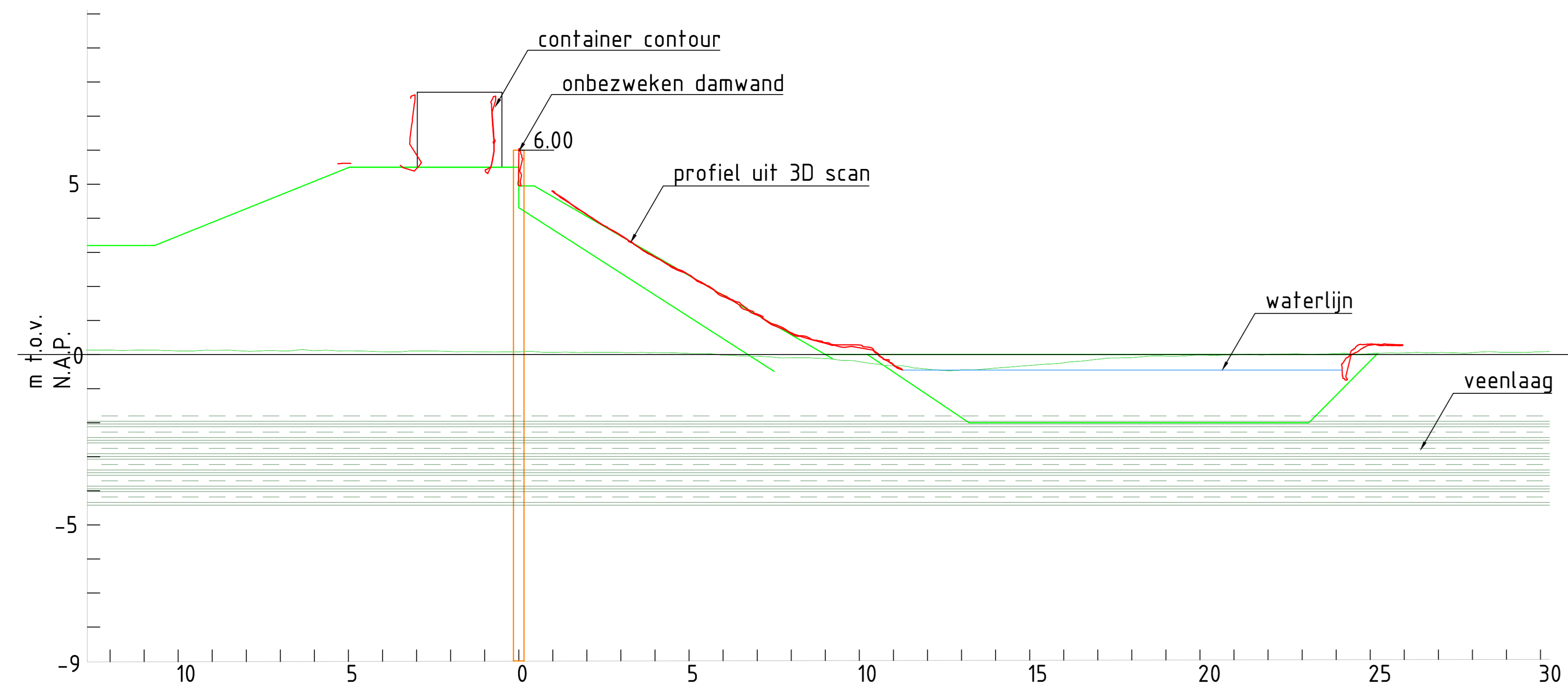
3D aanzicht pointcloud 3D scan
Schaal n.v.t.



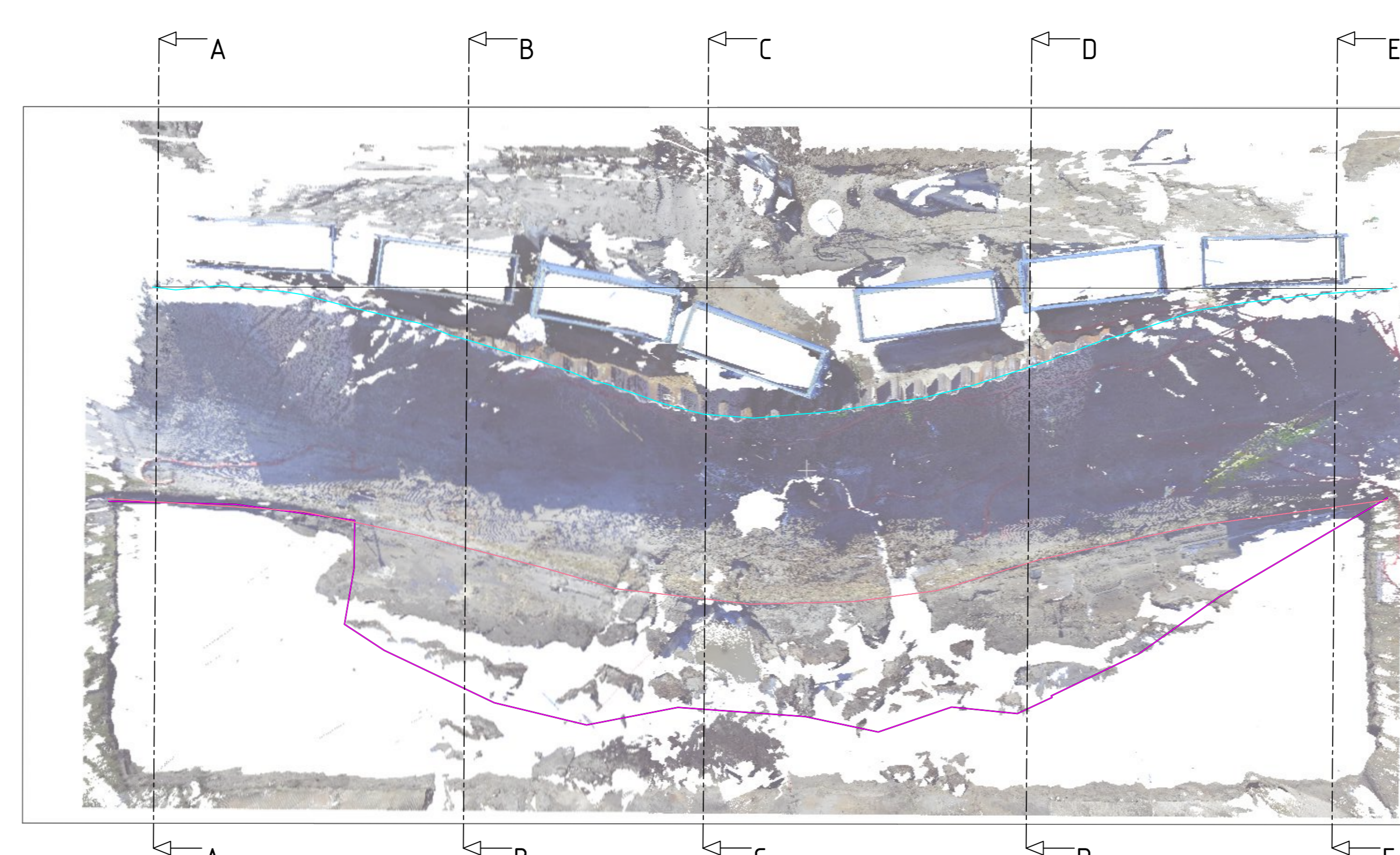
Dwarsprofiel C - midden 3D scan
Schaal 1:100



Dwarsprofiel D - midden links (damwandplank 019 met meetbox)
Schaal 1:100



Dwarsprofiel E - links
Schaal 1:100



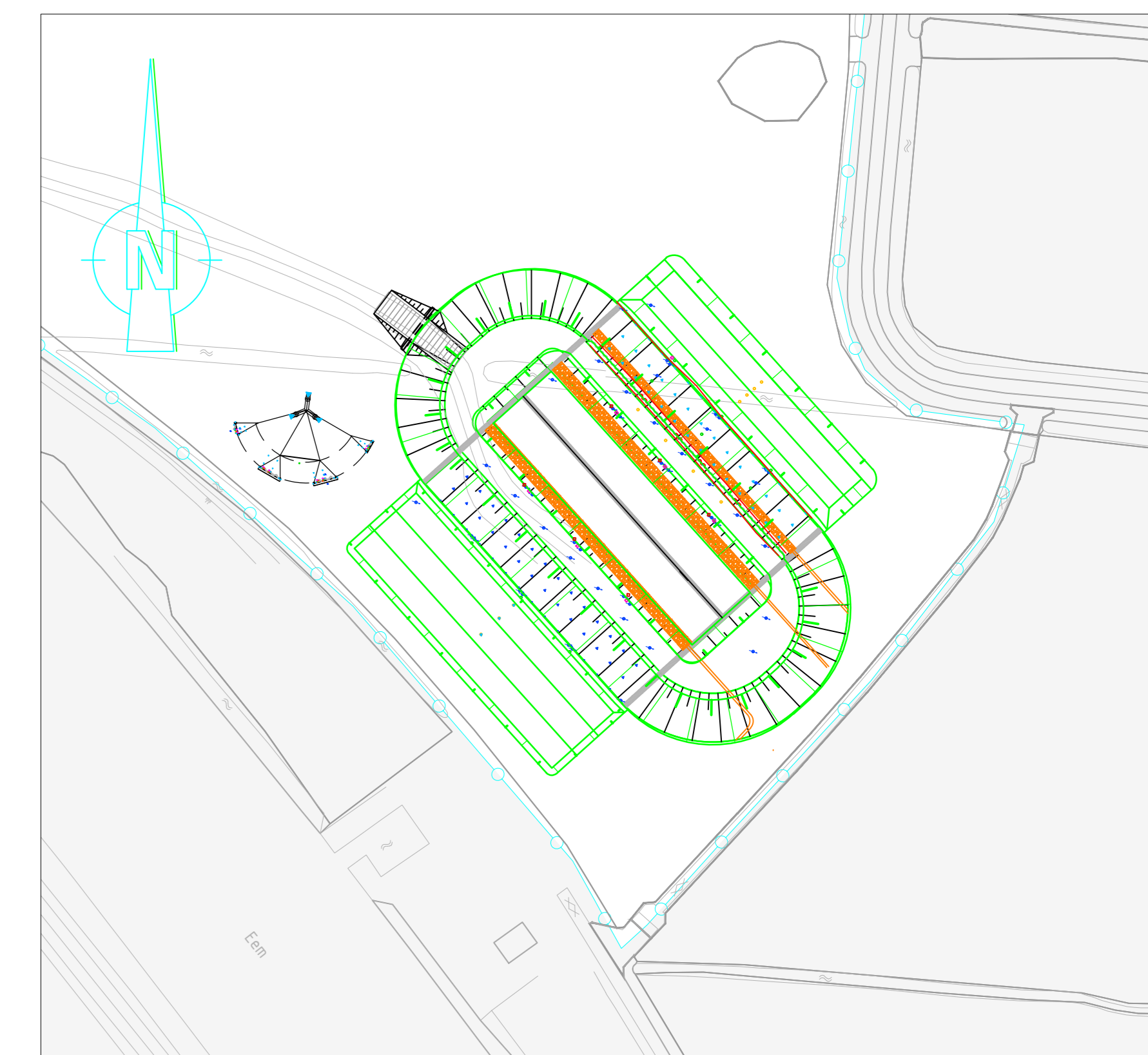
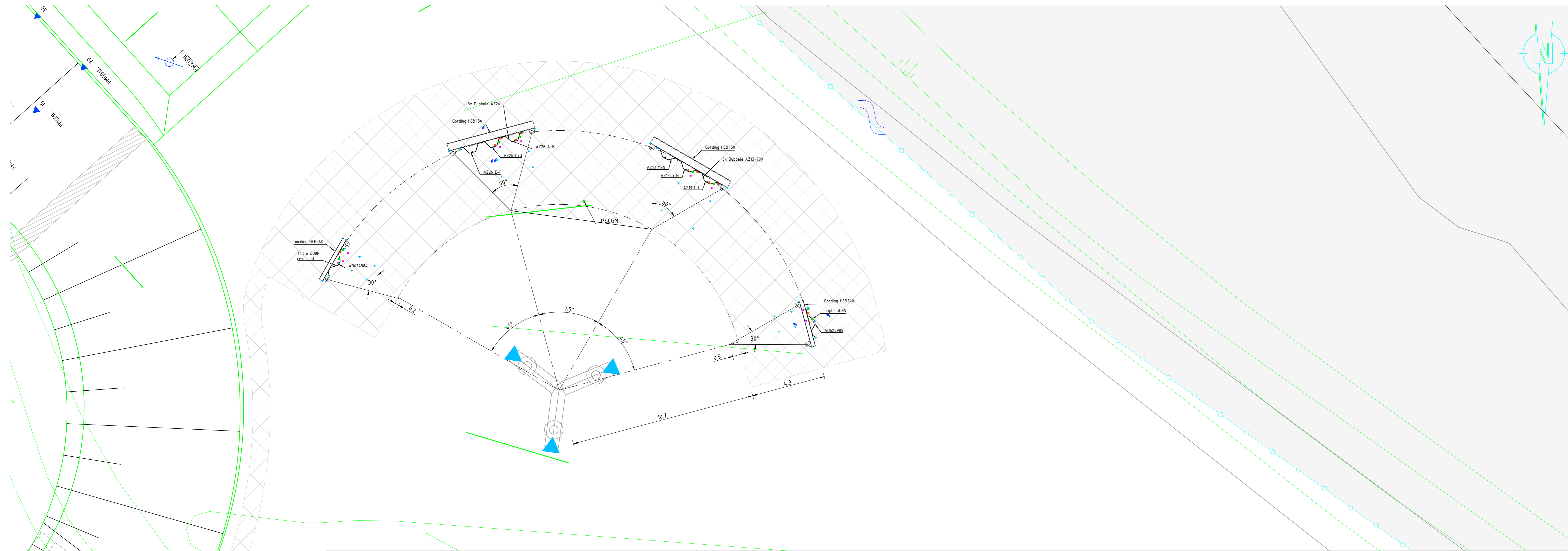
Indicatieve locaties dwarsprofielen met ingemeten lijnen
Schaal 1:200

Lengte originele damwand: ±61,00m
Theoretische lengte bezwoken damwand: ±62,75m
Verlenging: ±1,75m

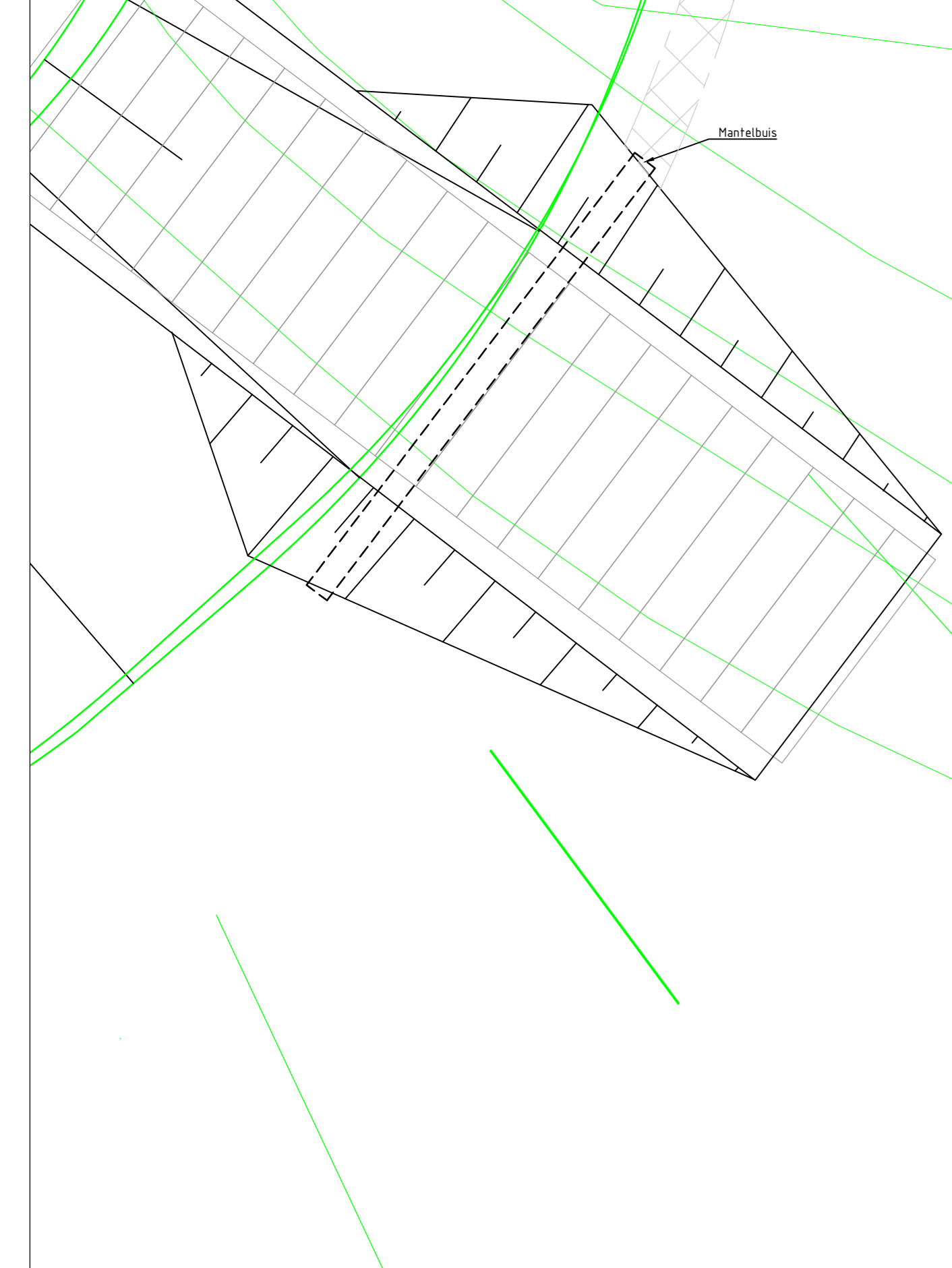
- LEGENDA**
- Profiel uit 3D scan
 - - - theoretische damwandlijn
 - bestaand maaiveld
 - - - ontwerpprofiel
 - ontwerprijn damwand
 - - - bezwijkindicatie ontwerp damwand
 - waterlijn
 - Locatie meetbak
 - Vervormingsmeting 10min voor falen
 - ingemeten bezwoken damwand
 - ingemeten binnenste opgedrukte grondlijn
 - ingemeten buitenste opgedrukte grondlijn

- OPMERKINGEN**
- Meetwaartje in m tenzij anders aangegeven
 - Hoekmaten in graden tenzij anders aangegeven
 - Peilmaten in m t.o.v. N.A.P.
 - 3D scanprofiel locatie is een schatting t.b.v. vergelijking
 - Vervormingslijnen zijn indicatief

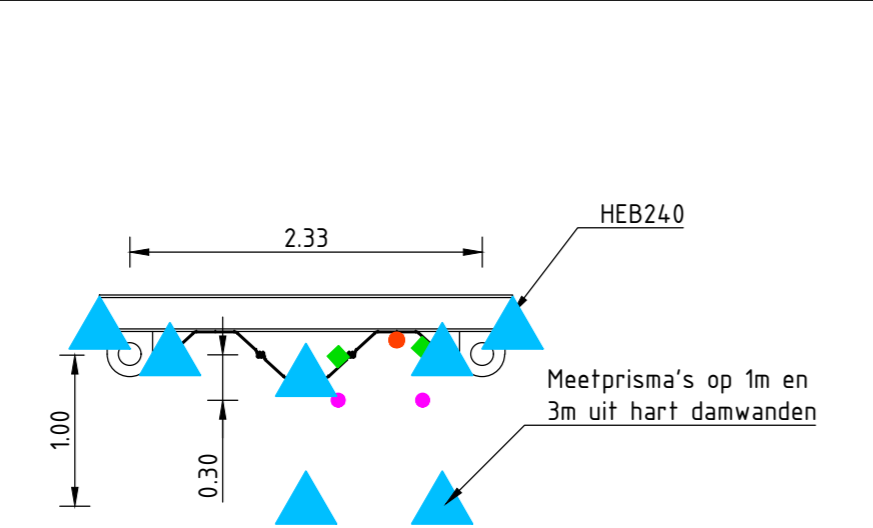
POV Macrostabiteit	✓
Full scale damwandproef	✓
Dwarsdoorsnede 3D scan	✓
Ontwerpprofiel i.v.m. scanprofiel	✓



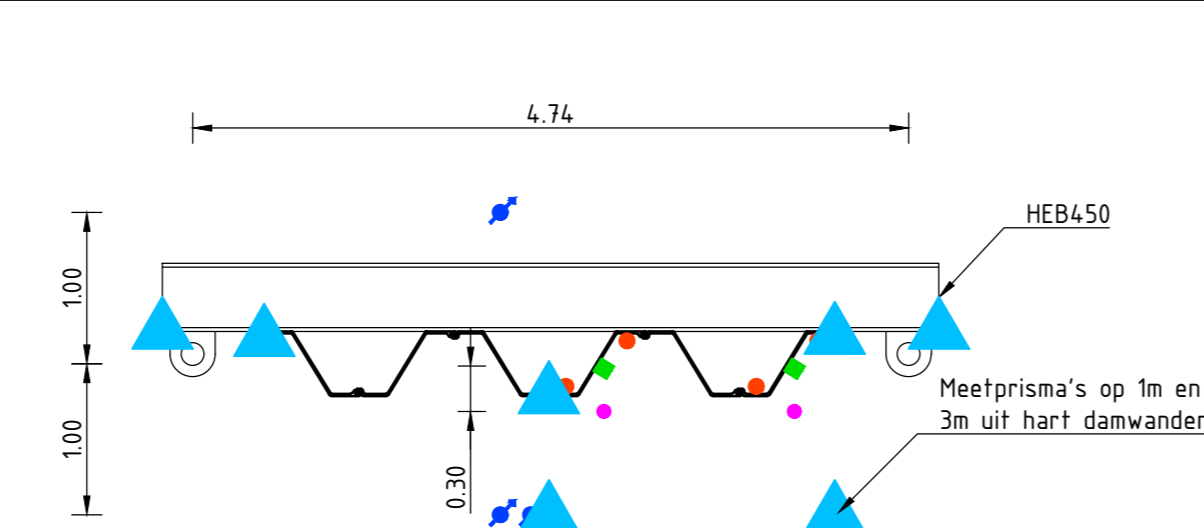
Situering opstelling POT
SCHAAL 1:1000



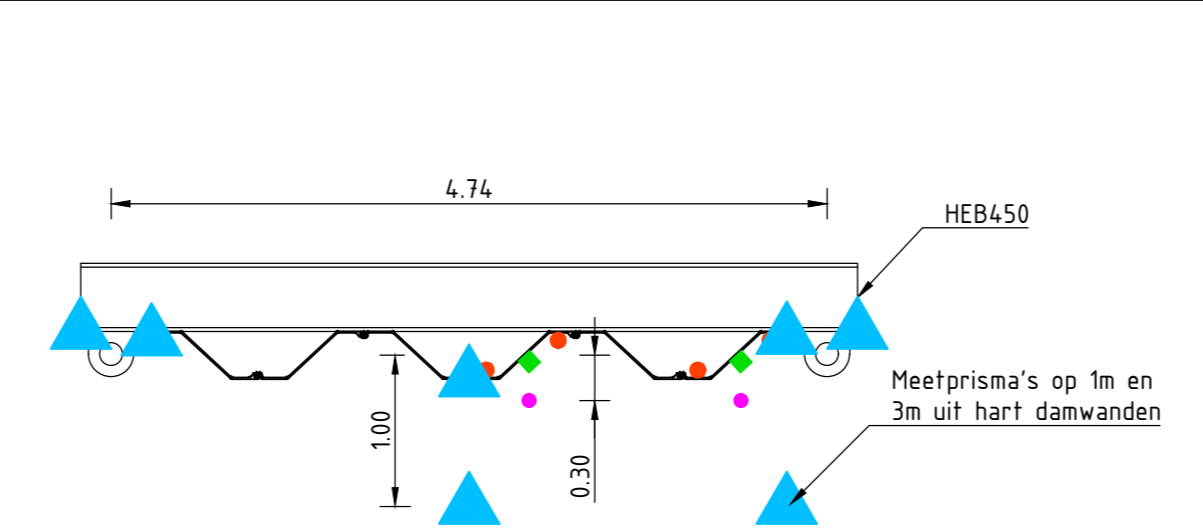
Bovenaanzicht opstelling POT
SCHAAL 1:100



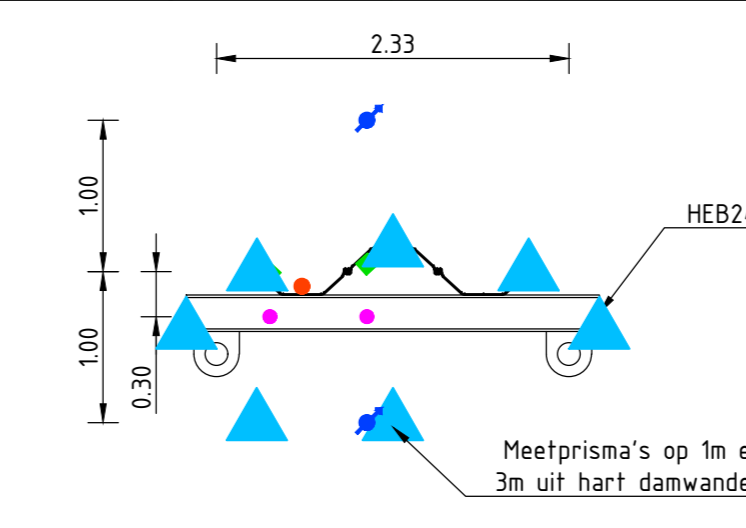
Bovenaanzicht GU8N reversed
SCHAAL 1:50



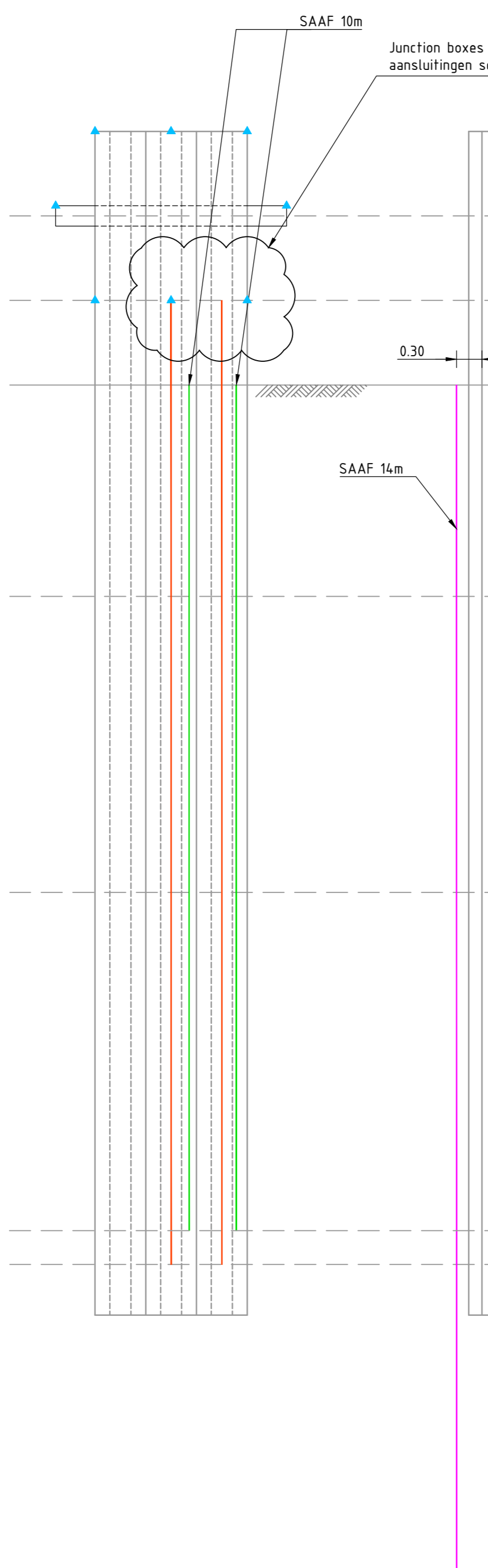
Bovenaanzicht AZ26
SCHAAL 1:50



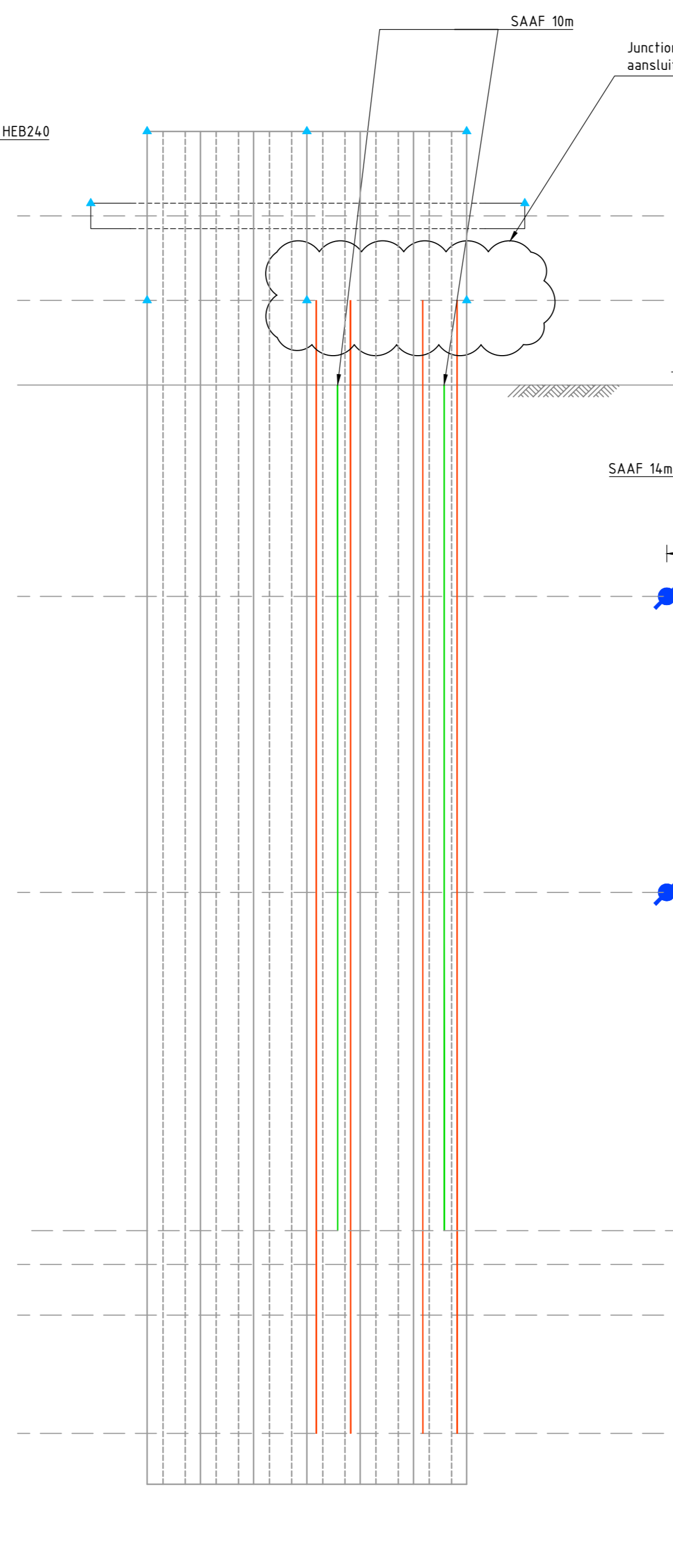
Bovenaanzicht AZ13-700
SCHAAL 1:50



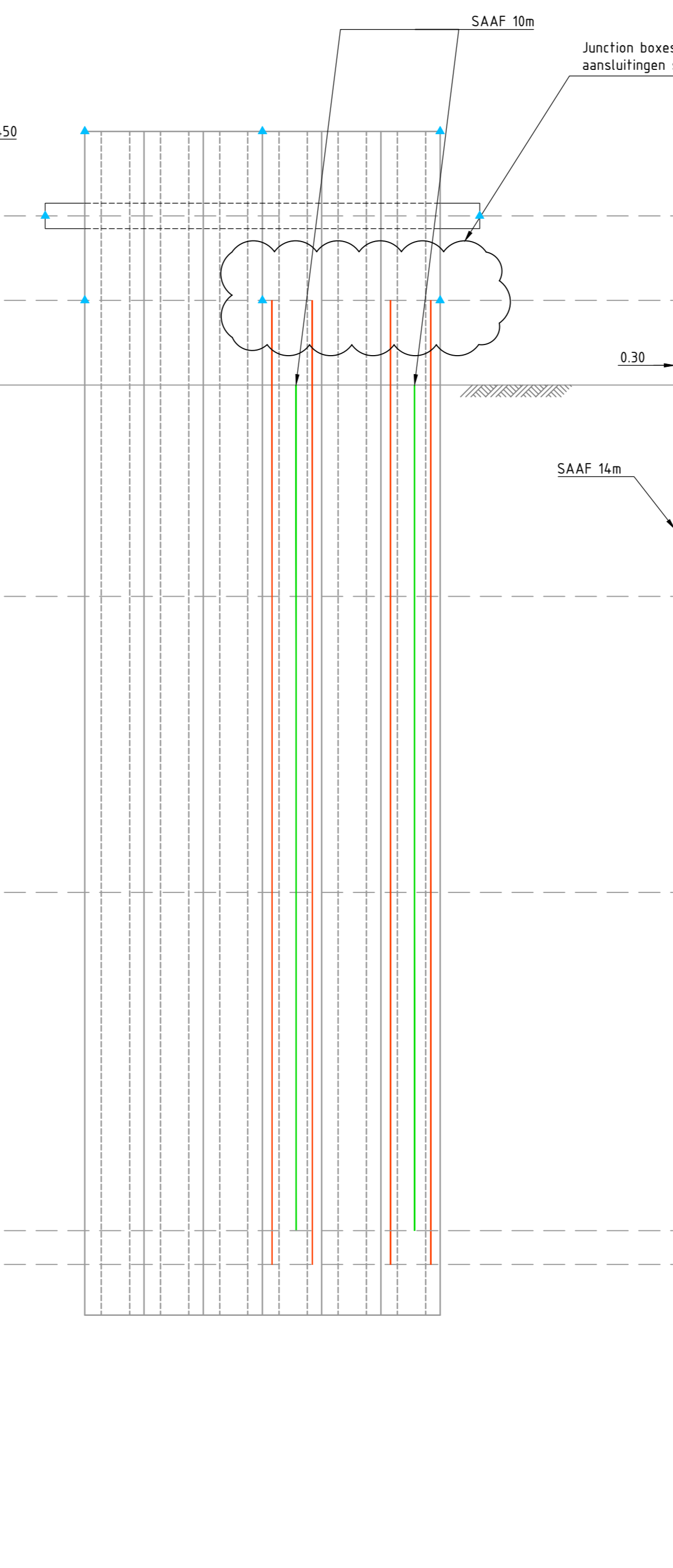
Bovenaanzicht GU8N
SCHAAL 1:50



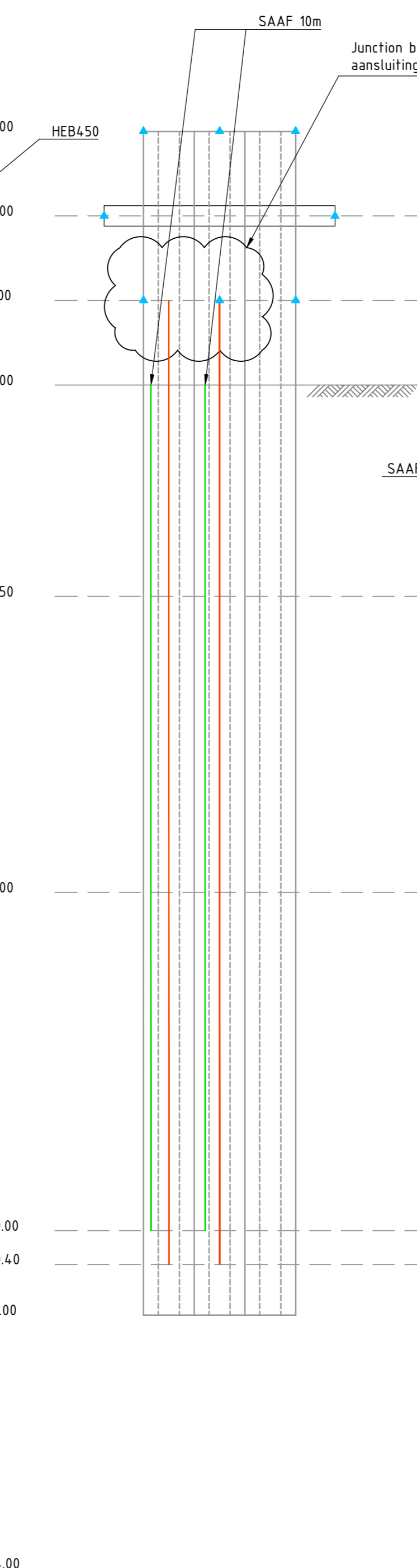
Voor- en zijaanzicht GU8N reversed
SCHAAL 1:50



Voor- en zijaanzicht AZ26
SCHAAL 1:50



Voor- en zijaanzicht AZ13-700
SCHAAL 1:50



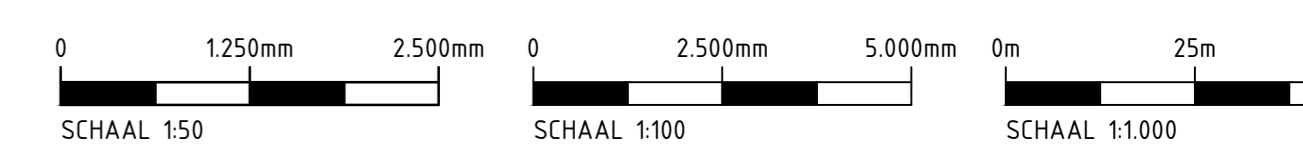
Voor- en zijaanzicht GU8N
SCHAAL 1:50

LEGENDA

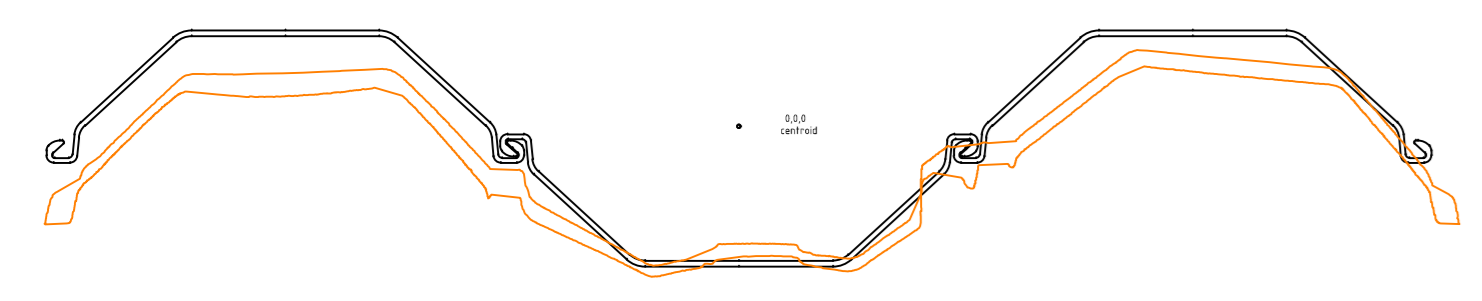
- Glasvezel
- SAAF op damwand
- SAAF in casing
- Waterspanningsmeter
- Glasvezel
- SAAF op damwand
- SAAF in casing
- Waterspanningsmeter
- K&L-strook datakabels sensoren

OPMERKINGEN

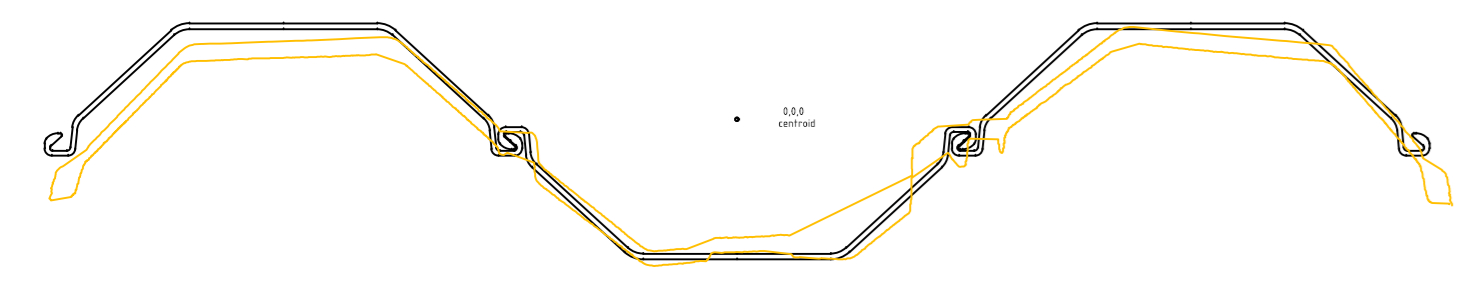
- Maten in m, tenzij anders aangegeven
- Hoogtemaatvoering in m f.o.v. N.A.P.
- Hoeken in booggraden
- Voor sensoren op de damwanden zie ontwerp Figuro. Tekening 1317-0071-001-05 dd. 26-10-2017



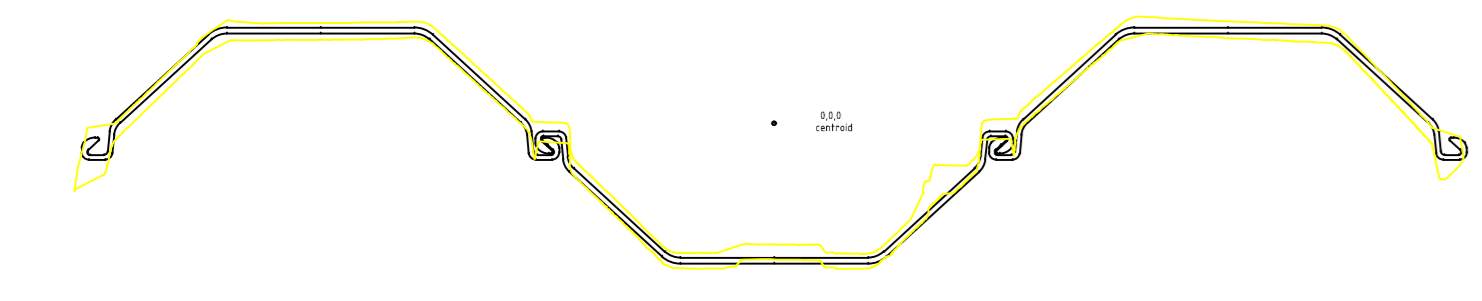
POV macrostabiliteit	1
Full scale damwandproef	1
As-Build	1
Pull over test	1
Bovenaanzicht en damwanden	1



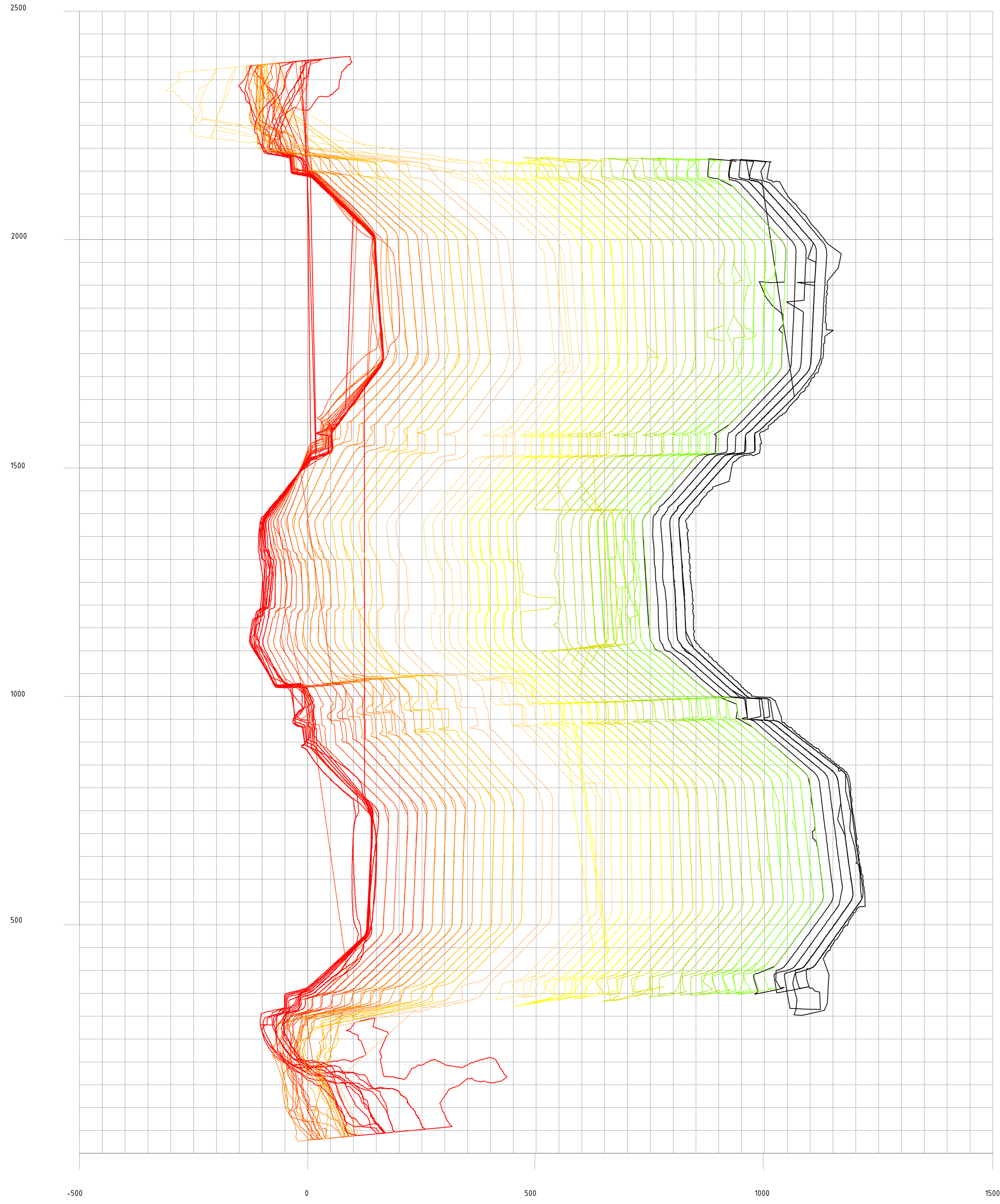
Dwarsdoorsnede GU8N 4.5m onder bovenkant
Schaal 1:10



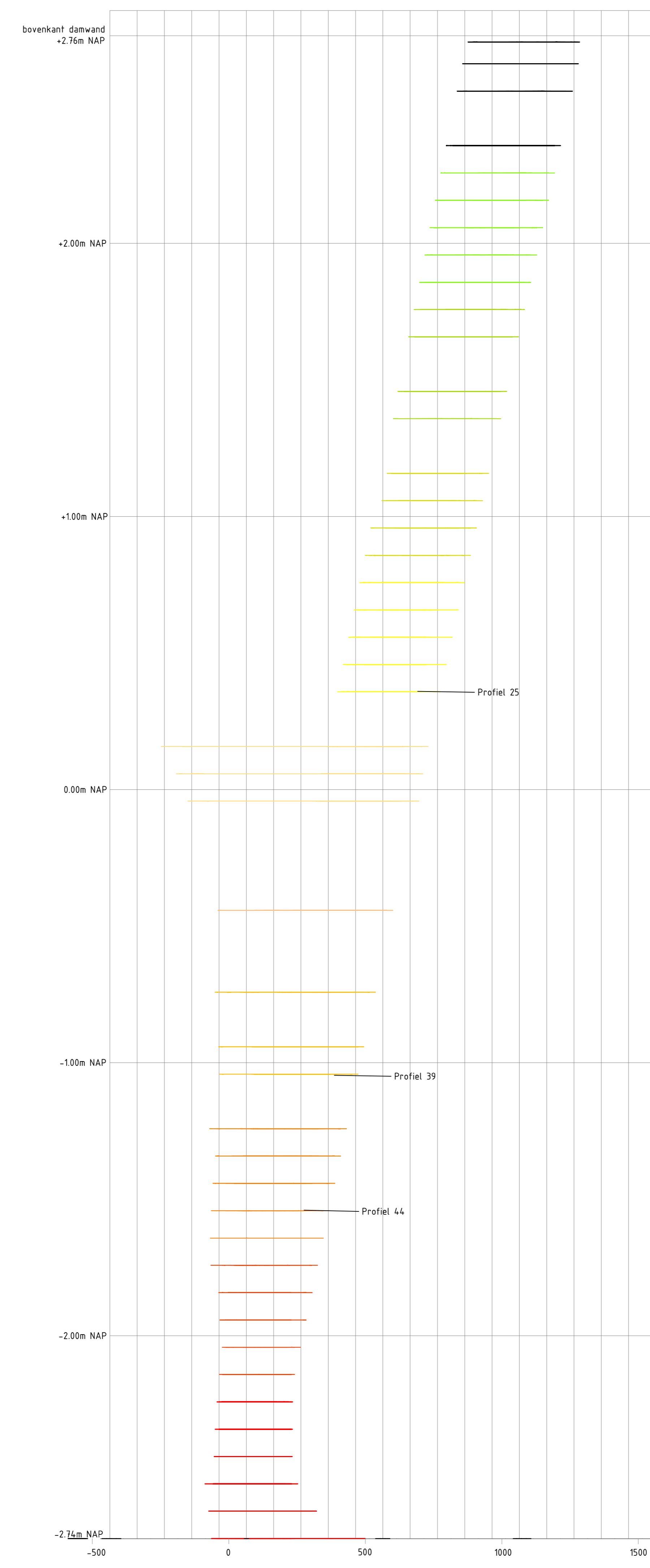
Dwarsdoorsnede GU8N 4.0m onder bovenkant
Schaal 1:10



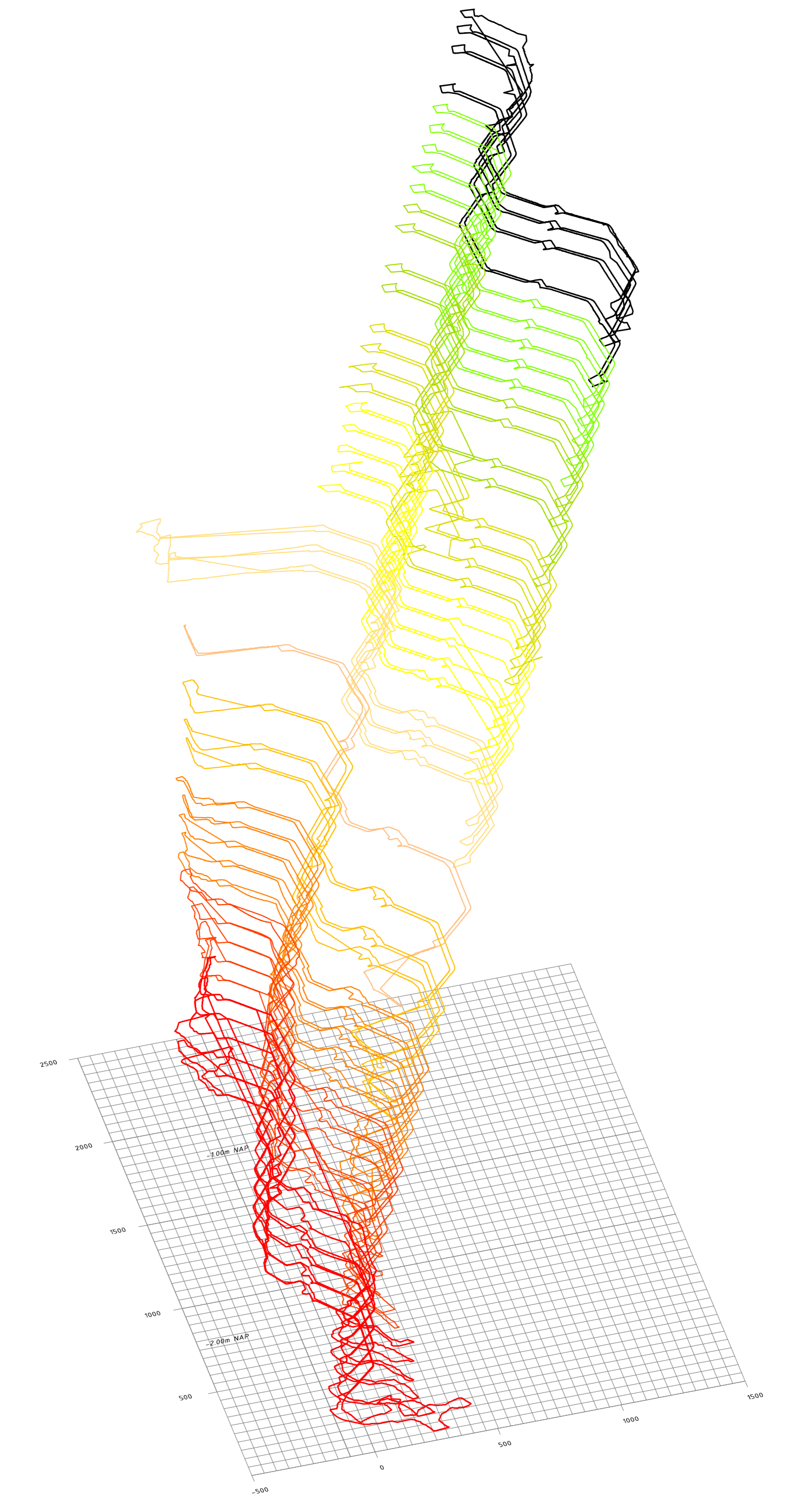
Dwarsdoorsnede GU8N 2.6m onder bovenkant
Schaal 1:10



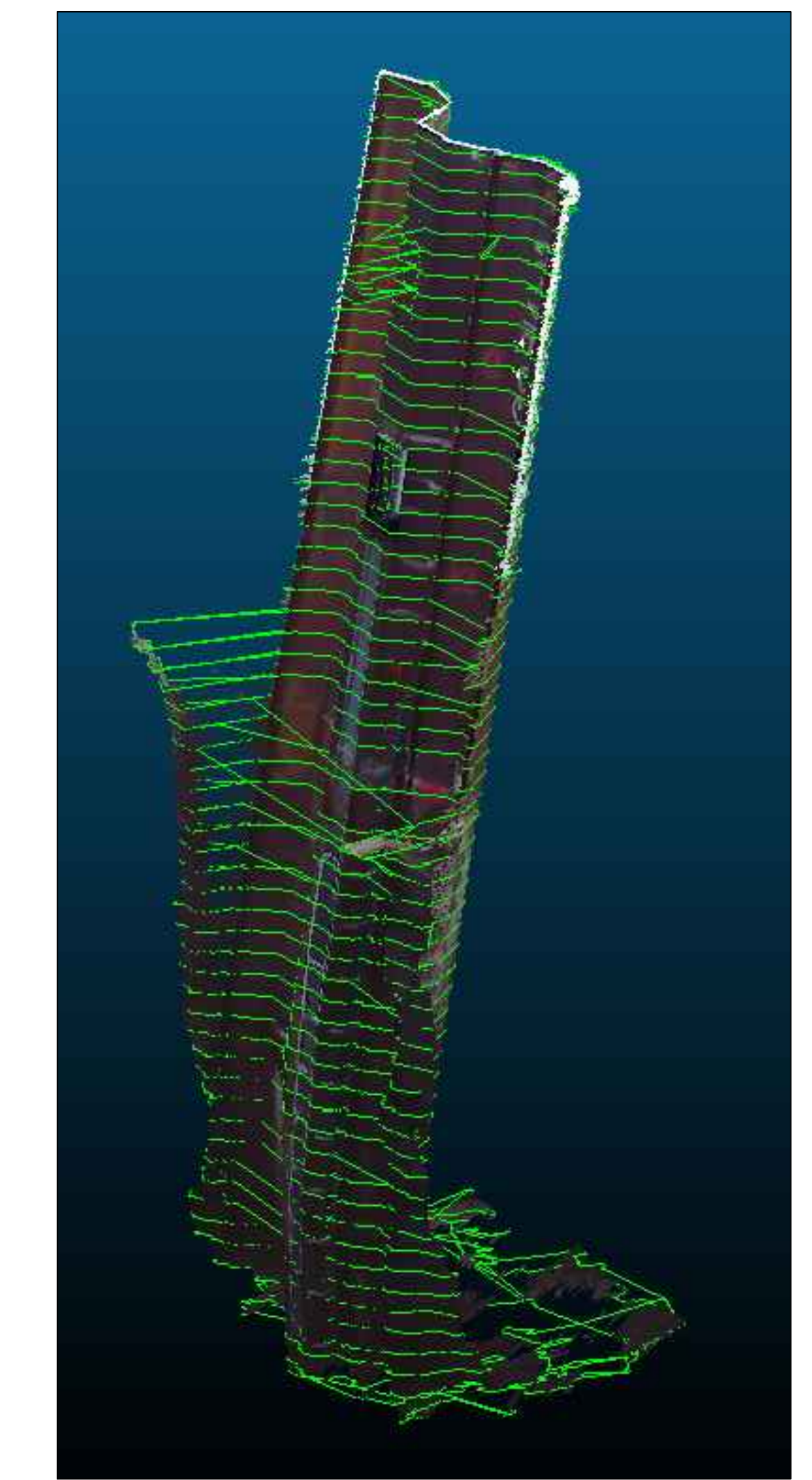
Bovenaanzicht alle geexporteerde contouren
Schaal 1:5



Zijaanzicht geexporteerde contouren
Schaal 1:20



3D aanzicht geexporteerde contouren
Schaal n.v.t.



3D aanzicht geexporteerde contouren in cloudcompare
Schaal n.v.t.

POV Macro stabiliteit	S
Full scale damwandproef	T
Contouren 3D scan	D
Pull over test GU8N	B
	A
	Wijzigingen
	Schaal 15, 1:10, 1:20
Witteveen Bos	Getekend M.Y. Volgers
Postbus 133	Gecontroleerd T. Naves
3420 AC, Dieren	Geopikt H.J. Lengkeek
Tel: 0576 69 79 11	Datum 11-06-2018
Tel: 0576 69 73 44	Formaat A0
	DT 476-2-4105

