

Nadere veiligheidsanalyse

Dijkversterking Monnickendam Zeedijk



Lijst met aanpassingen

Versie	Datum	Beschrijving van de wijziging
10%	28-09-2022	Opzet van de rapportage
50%	7-11-2022	Uitwerking scenario's veiligheidsopgave
90%	23-12-2022	Eindconcept
100%	03-02-2023	Verwerking review HHNK
100% 2.0	08-03-2023	Verwerking review HHNK, restbreedte dijkvak 1

Sweco Nederland B.V.

Onderwerp

Projectnummer

Monnickendam Zeedijk

51008416

Klant

Hoogheemraadschap Hollands

Noorderkwartier

Versie

D2.0

Datum

08-03-2023

Auteur

Wouter Kampman en Martijn Peters

Documentnummer

NL23-648800269-42268

Gecontroleerd door


Maurits Kampen

Vrijgegeven door

Alex Hekman

Inhoudsopgave

1.	Inleiding	7
1.1	Aanleiding	7
1.2	Doel	7
1.3	Leeswijzer	8
2.	Verificatie consequentie-analyse	9
2.1	Inleiding	9
2.2	Grasbekleding	9
2.2.1	Waterstand (GEBU en GEKB)	10
2.2.2	Grondwaterstand (STMI)	10
2.2.3	Kruindaling (GEKB)	10
2.2.4	Kleilaagdikte (GABU, GEBU, GABI en STMI)	11
2.2.5	Gewicht kleibekleding (GABI en STMI)	11
2.2.6	Graskwaliteit (GEBU en GEKB)	11
2.2.7	Conclusie grasbekleding	11
2.3	Steenbekleding	11
2.4	Piping	12
2.5	Voorland	12
2.5.1	Geometrie voorland	12
2.5.2	Hydraulische belasting	13
2.5.3	Conclusie voorland	13
2.6	Conclusie verificatie	13
3.	Macrostabieliteit binnenwaarts (STBI)	14
3.1	Inleiding	14
3.2	Beoordeling STBI	14
3.3	Restbreedte analyse	18
3.4	Hoekpuntenanalyse	20
3.4.1	Inleiding	20
3.4.2	Parameters	21
3.4.3	Resultaat	22
3.4.4	Overige onzekerheden	25
3.5	Duiding resultaten	27
4.	Macrostabieliteit buitenwaarts (STBU)	28
4.1	Inleiding	28
4.2	Beoordeling STBU	29
4.2.1	Scenario's en faalpaden	29
4.2.2	Berekening van glijvlak	30
4.2.3	Faalkans	31

4.2.4	Oordeel	34
4.3	Duiding resultaten	35
5.	Niet-waterkerende objecten (NWO's).....	37
5.1	Beoordeling K&L	37
5.1.1	Inleiding.....	37
5.1.2	Beoordeling K&L op STBI.....	37
5.1.3	Beoordeling K&L op STBU	40
5.2	Beoordeling bebouwing.....	40
5.3	Beoordeling bomen	40
6.	Conclusie.....	42
6.1	Inleiding	42
6.2	Buitenwaartse stabiliteit (STBU)	42
6.3	Binnenwaartse stabiliteit (STBI)	42
6.3.1	Stedelijk deel.....	42
6.3.2	Landelijk deel.....	43
6.4	Aanbevelingen.....	43
7.	Referenties	44
Bijlage 1	Overzicht rekenbestanden	45
Bijlage 2	Besprekingsverslagen werksessies STBU	47
Bijlage 3	Resultaten STBI	48
Bijlage 4	Resultaten STBU	65
Bijlage 5	Resultaten vervolgschuivingen STBU.....	76
Bijlage 6	TOM Steenzetting	81
Bijlage 7	Analyse dijkvak 3	82
Bijlage 8	Rekensheets leidingkraters.....	83

Samenvatting

Naar aanleiding van de Derde Landelijke Toetsronde in 2011 staat het traject Monnickendam Zeedijk (MZD) op de programmering van het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP). Om het ontwerpproces van de dijkversterking in te gaan is een stabiele veiligheidsopgave nodig. Daarom is een nadere veiligheidsanalyse (NAV) uitgevoerd aan de hand van aanvullend veld- en laboratoriumonderzoek (zomer en najaar 2022) en conform de meest recente methodieken. Hierbij is gekeken naar binnen- en buitenwaartse macrostabiliteit, bekleding en NWO's (specifiek kabels en leidingen). Andere faalmechanismes zijn eerder al goedgekeurd in de consequentie-analyse. De NAV geeft inzicht in de actuele waterveiligheid in relatie tot de norm en de verandering van het veiligheidsbeeld in de tijd (toekomstig veiligheidsbeeld met zichtjaar 2072). Voor de veiligheidsanalyse is de Zeedijk Monnickendam opgedeeld in twee delen. Het stedelijke deel tussen DP03+00 (Dijk 26) tot circa DP15+20 (Dijk 27) (dijkvak 1 t/m 4) en het landelijk deel tussen DP15+20 tot DP54+00 (Dijk 27) (dijkvak 5 t/m 9). Zie Figuur 1-1.

Uit de NAV is gebleken dat het gehele stedelijke- en landelijke traject MZD is goedgekeurd op buitenwaartse macrostabiliteit. Hierbij is het van belang dat buitenwaartse instabiliteit een indirect faalmechanisme is: een afschuiving naar buitenwaartse zijde leidt pas tot overstroming als na de afschuiving een tweede hoogwater optreedt. Daarom is gebruik gemaakt van een faalpadenanalyse. De kans dat het dijkprofiel (dat na afschuiving is overgebleven) een tweede hoogwater niet kan keren, is dusdanig klein dat aan de norm wordt voldaan.

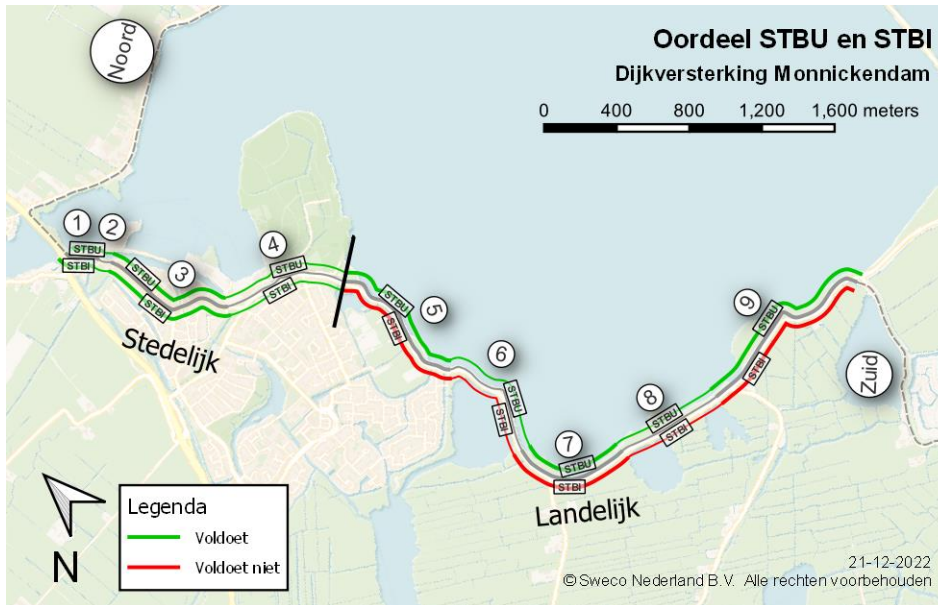
Een soortgelijke beredenering is toegepast voor de binnenwaartse stabiliteit van de dijk ter hoogte van Nieuwendam, ten noorden van Monnickendam (dijkvak 1 en 2). De kering is daar dusdanig breed dat ook na afschuiving van het binnentalud het resterende dijkprofiel nog water kan keren. De kans dat een hoogwater optreedt dat zo groot is dat golfoverslag plaatsvindt (en daarmee tot falen van de dijk leidt) is dusdanig klein dat aan de norm wordt voldaan.

Het voorland ter plaatse van het centrum van Monnickendam ligt hoog, de dijk ligt hier langs het Noordeinde en Zuideinde (dijkvak 3). Dit betekent dat onder norm omstandigheden geen water bij de dijk kan komen. Een overstroming door falen van deze dijk kan op deze locatie daarom niet optreden. De dijk direct ten zuiden van het centrum van Monnickendam voldoet aan de norm voor binnenwaartse stabiliteit (dijkvak 4). Hieruit volgt dat voor het hele stedelijk deel geen veiligheidsopgave is.

De dijk in het landelijk deel voldoet niet aan de norm voor binnenwaartse stabiliteit. Middels een hoekpuntenanalyse is aangetoond dat ook met meer optimistischer aannames (dan het representatieve gemiddelde) niet aan de norm kan worden voldaan. De dijk langs de Gouwzee ligt op slappe grond en is als voormalige Zuiderzeedijk fors hoger dan nu langs het Markermeer noodzakelijk is. De laatste grootschalige dijkversterking is meer dan 100 jaar geleden. De dijk in het landelijk deel is voornamelijk afgekeurd vanwege de zwakke ondergrond in verhouding met het grote dijklichaam.

Onder maatgevende omstandigheden neemt de stijghoogte in het zandpakket onder de dijk toe, wat leidt tot verdere afname van de stabiliteit ten opzichte van de dagelijkse situatie. De invloed van een hogere grondwaterstand in de dijk door een hoger meerpeil is hieraan ondergeschikt. Hoeveel de stijghoogte reageert op de buitenwaterstand is nog niet volledig bekend. Meer onderzoek

naar dit fenomeen kan leiden tot een scherpere versterkingsopgave, maar niet tot een andere veiligheidsopgave. Van de landelijke dijk ligt dijkvak 7 het dichtste bij de norm, in dit dijkvak is het huidige weglichaam dat fungeert als steunberm het breedst. Hoewel dit vak in de hoekpuntenanalyse dicht bij de norm ligt is deze met de huidige uitgangspunten afgekeurd. Hier is het advies ook te versterken, omdat als gevolg van degradatie van de dijk en effecten van klimaatverandering het risico bestaat dat dit binnen één of twee decennia alsnog moet gebeuren.



Figuur 1-1: Resultaten NAV

1. Inleiding

1.1 Aanleiding

In 2011 zijn in de Derde Landelijke Toetsronde vier trajecten van de Markermeerdijken (dijktraject 13-9) afgekeurd [6], waaronder het traject Monnickendam Zeedijk. Het traject omvat voornamelijk Dijk 27 (Waterlandse Zeedijk) en ten noorden van het centrum van Monnickendam een deel van Dijk 26 (Nieuwendam).

Versterking Monnickendam Zeedijk (MZD) bestaat uit een landelijk en stedelijk deel. Als onderdeel van de voorverkenning is van beide delen een consequentieanalyse uitgevoerd conform het WBI2017 [1]. Hieruit is gebleken dat de kering op delen is afgekeurd op binnen- en buitenwaartse stabiliteit [7]. De steenbekleding op het buitentalud is in de consequentieanalyse als voldoende beoordeeld, maar niet volledig juist uitgevoerd. Het historische centrum is nog niet beoordeeld op basis van het WBI2017, met uitzondering van de twee kunstwerken (Damsluis en Grafelijkheidssluis). Deze kunstwerken vallen buiten de scope van de verkenning omdat deze voldoende beoordeeld zijn. Naast deze kunstwerken valt ook het oude en nieuwe gemaal de Poel buiten de scope.

1.2 Doel

Om het ontwerpproces van de dijkversterking in te gaan is een stabiele veiligheidsopgave nodig. Daarom is een nadere veiligheidsanalyse uitgevoerd. De nadere veiligheidsanalyse geeft inzicht in de actuele waterveiligheid in relatie tot de waterveiligheidsnorm en de verandering van het veiligheidsbeeld in de tijd (toekomstig veiligheidsbeeld met zichtjaar 2072).

In dit rapport zijn de resultaten van de nadere veiligheidsanalyse gepresenteerd waarbij de faalmechanismen macrostabiliteit binnen (STBI), macrostabiliteit buiten (STBU) en niet-waterkerende objecten (NWO's) zijn beschouwd. Daarnaast worden de resultaten uit de consequentieanalyse geverifieerd met de huidige inzichten, de steenbekleding wordt hierbij opnieuw beoordeeld. De veiligheidsanalyse is uitgevoerd op basis van de technische uitgangspunten [4] en zijn de basis voor een stabiele scope van de ontwerpogave.

1.3 Leeswijzer

In dit rapport komt na dit hoofdstuk het volgende aan bod:

- Hoofdstuk 2 – Verificatie consequentie-analyse: verificatie van de als voldoende beoordeelde faalmechanismes uit de consequentie-analyse en de beoordeling van de steenbekleding;
- Hoofdstuk 3 – Macrostabieliteit binnenwaarts: de nadere beoordeling van faalmechanisme STBI, inclusief hoekpuntenanalyse om de robuustheid van de resultaten te bepalen;
- Hoofdstuk 4 – Macrostabieliteit buitenwaarts: de nadere beoordeling van faalmechanisme STBU door middel van een faalpadenanalyse;
- Hoofdstuk 5 – Niet-waterkerende objecten: analyse op risico's van kabels, leidingen en begroeiing;;
- Hoofdstuk 6 – Versterkingsopgave: vertaling van opgave naar mogelijke oplossingen;
- Hoofdstuk 7 – Conclusies.

2. Verificatie consequentie-analyse

2.1 Inleiding

Als onderdeel van de voorverkenning is een consequentieanalyse uitgevoerd volgens het WBI om inzicht te geven in de scope van de versterking [7]. Uit de consequentieanalyse bleek dat de dijkstrekking enkel is afgekeurd op macrostabiliteit binnenwaarts (STBI) en buitenwaarts (STBU). Bij alle andere faalmechanismen wordt voldaan aan de signaleringswaarde of is de faalkans verwaarloosbaar. Niet-waterkerende objecten (NWO's) zijn niet beschouwd in de consequentieanalyse.

In dit hoofdstuk is beschouwd of de uitgangspunten van de consequentieanalyse onveranderd zijn en of de resultaten daarom overgenomen kunnen worden in deze veiligheidsanalyse. Alle faalmechanismen met uitzondering STBI en STBU worden in dit hoofdstuk beschouwd. Er wordt specifiek ingegaan op algemene nieuwe kennis, inzichten op basis van het nieuwe veldonderzoek en het effect van verwachte veranderingen over een tijdperiode van 50 jaar. De steenbekleding wordt nader beschouwd, aangezien de consequentieanalyse hierop niet volledig juist is uitgevoerd.

2.2 Grasbekleding

In de consequentieanalyse is geconcludeerd dat de dijk voldoet aan de signaleringswaarde op de faalmechanismes met betrekking tot grasbekleding: grasbekleding afschuiven buitentalud (GABU), grasbekleding erosie buitentalud (GEBU), grasbekleding erosie kruin en binnentalud (GEKB), grasbekleding afschuiven binnentalud (GABI) en microstabiliteit (STMI) [7]. In deze paragraaf worden de uitgangspunten van de consequentieanalyse opnieuw beschouwd om vast te stellen of de resultaten van de consequentieanalyse overgenomen kunnen worden.

De parameters die kunnen veranderen over tijd door autonome processen, door gewijzigd beheer of door nieuwe kennisinzichten worden beschouwd. De relevante parameters (met relevante faalmechanismen) zijn:

- Buitenwaterstand (GEBU en GEKB);
- Freatische grondwaterstand (STMI);
- Bodemdaling (GEKB);
- Kleilaagdikte (GABU, GEBU, GABI en STMI);
- Gewicht kleilaag (GABU, GABI en STMI);
- Graskwaliteit (GEBU en GEKB).

2.2.1 Waterstand (GEBU en GEKB)

In de consequentieanalyse voldeden alle bekledingssporen aan de signaleringswaarde bij het huidige zichtjaar. In de veiligheidsanalyse wordt gekeken of de faalmechanismes met een zichtperiode van 50 jaar aan de ondergrens blijven voldoen. Zoals is weergegeven in de uitgangspuntenrapportage is de huidige waterstand bij een terugkeertijd gelijk aan de signaleringswaarde vrijwel gelijk aan de waterstand met een terugkeertijd aan de ondergrens in 2072 (met een maximale afwijking van 0,05 m). De reden van het beperkte verschil tussen de waterstanden bij de signaleringswaarde en ondergrenswaarde is dat bij de ondergrens voor 2072 een meerpeilstijging is meegenomen. Als momenteel wordt voldaan aan de signaleringswaarde zal er dus ook de komende 50 jaar geen opgave zijn, voor zover het wijzigingen in de buitenwaterstand betreft.

2.2.2 Grondwaterstand (STMI)

Het polderpeil heeft invloed op de schematisering van het grondwaterstandsverloop in de dijk. In de consequentieanalyse is uitgegaan van een polderpeil van NAP -1,54 m. In de huidige uitgangspunten is een polderpeil van NAP -1,56 aangehouden. Dit komt nagenoeg overeen en vanwege de grote berekende veiligheidsfactoren bij de consequentieanalyse zal dit kleine verschil niet leiden tot een ander oordeel.

2.2.3 Kruindaling (GEKB)

De verwachte bodemdaling in dit gebied is relatief hoog, vooral in het oostelijke deel. Tussen DP40 en DP54 wordt een kruindaling van 50 cm verwacht [9]. Om zeker te zijn dat de dijk in 2072 nog voldoet aan de norm is een aanvullende berekening voor GEKB uitgevoerd. Uit de consequentieanalyse blijkt dat tussen DP40 en DP54 het risico op overslag bij DP41 het hoogst is [7]. Deze locatie is daarom gekozen om een berekening voor GEKB uit te voeren voor zichtjaar 2072, inclusief bodemdaling.

De resultaten van de berekening zijn weergegeven in Tabel 2-1. De kruinhoogte rond DP41 is minimaal NAP +3,10, dus is met bodemdaling van 50 cm gelijk aan NAP +2,60 m in 2072. Dit betekent dat er bij de norm een overslagdebiet van minder dan 1,0 l/s/m zal kunnen optreden. Een grasmat kan een dergelijk overslagdebiet weerstaan.

Tabel 2-1 Hydraulisch belastingniveau voor 2072 bij de ondergrens (1/8.333) bij DP41

Overslag- debiet	Berekend HBN met Hydra-NL	Correctie van lokale waterstand voor bodemdaling	HBN 2072 incl. toeslagen
[l/s/m]	[m NAP]	[m NAP]	[m NAP]
0,1	2,98	2,93	3,1
1,0	2,38	2,33	2,5

2.2.4 Kleilaagdikte (GABU, GEBU, GABI en STMI)

In de consequentieanalyse was uitgegaan van een zandkern met een minimale dikte van de kleibekleding van 0,85 m aan de buitenzijde en 0,5 m voor kruin en binnenzijde. Dit was gebaseerd op bestekstekeningen. Er zijn aanvullende boringen door Fugro uitgevoerd [10]. Uit de boringen in de kruin blijkt dat de dijk voor de bovenste 4 m vrijwel alleen uit klei bestaat. De beschikbare gegevens geven daarom geen aanleiding om af te wijken van het gehanteerde uitgangspunt dat de kleidikte minimaal 0,5 m is.

2.2.5 Gewicht kleibekleding (GABI en STMI)

In de consequentieanalyse is uitgegaan van een gewicht van 14,1 kN/m² voor de top laag. Conform aanvullend laboratoriumonderzoek is het gewicht van het dijksmateriaal inderdaad 14,1 kN/m² [11]. Dit uitgangspunt is dus onveranderd.

2.2.6 Graskwaliteit (GEBU en GEKB)

In de consequentieanalyse was de grasbekleding als open zode geschematiseerd conform de uitgangspunten van de ontwerpbasis Alliantie Markermeerdijken [9]. Voor de dijkvakken Gouwzee_1 en Gouwzee_5 was de grasbekleding op basis van visuele inspectie als gesloten zode geschematiseerd. In deze dijkvakken zou de grasbekleding ook voldoen als de bekleding als open zode geschematiseerd zou zijn, omdat naastgelegen vakken met hetzelfde uitgangspunt ook voldoen aan de norm.

De grasbekleding wordt beheerd als open zode [7]. Uit visuele inspectie blijkt dat in de geïnspecteerde dijkvakken de grasbekleding zelfs gesloten is [7]. Er is dus geen aanleiding om aan te nemen dat de grasbekleding minder sterk is dan een open zode.

2.2.7 Conclusie grasbekleding

De uitgangspunten met betrekking tot de beoordeling van de grasbekleding zijn nagenoeg onveranderd ten opzichte van de consequentieanalyse. Ook zullen de resultaten de komende 50 jaar nauwelijks veranderen. De bodem zal echter wel veel kunnen dalen waardoor het risico op overslag wordt vergroot. Echter zal het risico op overslag gering blijven (minder dan 1 l/s/m bij doorsnede-eis GEKB bij de maatgevende locatie rond DP41) waardoor er geen hoogteopgave voor 2072 zal ontstaan. De resultaten uit de consequentieanalyse van de faalmechanismen GABU, GEBU, GEKB, GABI en STMI zijn robuust en worden overgenomen.

2.3 Steenbekleding

Over een groot gedeelte van de dijk is basalt of klinkers aanwezig op het buitentalud [7]. Enkel in het stedelijk deel is de steenbekleding op het buitentalud gedeeltelijk afwezig. In het landelijke deel is overal steen tot minimaal NAP +1,9 m aanwezig.

In de consequentieanalyse was de hele steenbekleding beoordeeld, waaruit bleek dat de steenbekleding voldoet aan de signaleringswaarde [7]. Hiervan is achteraf gebleken dat de gehanteerde toets op maat niet volledig juist is uitgevoerd. De steenbekleding is daarom opnieuw beschouwd, de analyse is

bijgevoegd in Bijlage 6. Uit deze analyse blijkt dat het oordeel standhoudt en dat de steenbekleding voldoet. Bij de nadere analyse is uitgegaan van een teenvoorziening die in orde is. Echter ontbreekt informatie over de teenconstructie. Daarom wordt geadviseerd hierop te inspecteren en archiefonderzoek uit te voeren.

2.4 Piping

In de consequentieanalyse was geconcludeerd dat er ruim wordt voldaan aan de signaleringswaarde voor het faalmechanisme piping [7].

Op basis van het nieuwe grondonderzoek is de onderzijde van de deklaag op enkele locaties op circa NAP -8,0 m geschematiseerd. In de consequentieanalyse is een dikkere deklaag aangehouden met de onderzijde op NAP -8,5 m. Dit betekent dat het risico op opbarsten met de nieuwe inzichten hoger is. Echter heeft dit geen effect op de faalkans van het faalmechanisme piping, omdat terugschrijdende erosie het maatgevende deelmechanisme van piping is in de consequentieanalyse. De dikte van de deklaag heeft geen invloed op het risico van terugschrijdende erosie.

De andere relevante uitgangspunten voor piping zijn onveranderd gebleven. Er is geen aanvullend labonderzoek uitgevoerd op de zandlagen en in de consequentieanalyse is gerekend met default WBI parameters. Deze parameters zijn conservatief. Vanwege het robuuste oordeel is er geen aanleiding om af te wijken van de resultaten van de consequentieanalyse. Dit sluit ook aan bij de conclusie van de consequentieanalyse, namelijk dat niet verwacht wordt dat het oordeel slechter kan worden.

2.5 Voorland

In de consequentieanalyse was geconcludeerd dat de kans op falen van het voorland verwaarloosbaar klein is [7]. Daarbij was echter wel aangegeven dat steile taluds van het voorland zijn waargenomen, wat kan duiden op lokale afschuivingen. Daarnaast is beschreven dat enige mate van golfafslag niet is uit te sluiten, maar dit niet zal plaatsvinden bij hoogwater. Het effect van meerpeilstijging tot 2072 op de hydraulische belasting is verder beschreven in paragraaf 2.5.2.

2.5.1 Geometrie voorland

In de consequentieanalyse was uitgegaan van een taludhelling van 1 op 2,5 en een diepte van de geul (ten opzichte van het voorland) van 2,5 m. Op basis van inmetingen uit 2016 is de minimale taludhelling circa 1 op 6 en de maximale diepte circa 2 m. Er is dus in de consequentieanalyse een conservatief profiel geschematiseerd.

Het risico op afschuiven en verwekingsvloeiing is in de consequentieanalyse als verwaarloosbaar klein gesteld op basis van de breedte van het voorland. Net als de rest van de geometrie kan op basis van AHN4 en de inmetingen uit 2016 worden vastgesteld dat er een minimale breedte van 15 m aanwezig is in plaats van 10 m. In de consequentieanalyse zijn dus conservatieve parameters aangehouden en daarmee is het oordeel robuust.

2.5.2 Hydraulische belasting

In de consequentieanalyse was opgenomen dat golfafslag wel plaats kan vinden, maar niet tijdens hoogwater. In de toekomst zal het waterpeil in het Markermeer wegens klimaatverandering geleidelijk worden verhoogd, dus zal het voorland eerder onder water komen te staan. In dat geval kunnen golven niet leiden tot golfafslag van het voorland. Daarnaast wordt de redenering van de consequentieanalyse onderstreept. Hoge golven ontstaan door harde wind. Echter zal door de harde wind ook de waterstand enigszins stijgen (opwaaiing) waardoor de hoge golven dus niet zullen klappen op het voorland.

2.5.3 Conclusie voorland

Op basis van bovenstaande redenering is aangetoond dat het resultaat van de consequentieanalyse (de faalkans is verwaarloosbaar klein), overgenomen kan worden.

2.6 Conclusie verificatie

Uit verificatie van de uitgangspunten en vernieuwde inzichten is gebleken dat de resultaten uit de consequentie-analyse voor de faalmechanismes niet zijnde STBI en STBU kunnen worden overgenomen. Dit betekent dat er voor de grasbekleding, steenbekleding, piping en voorland geen veiligheidsopgave ligt.

3. Macrostabieliteit binnenwaarts (STBI)

3.1 Inleiding

Voor de beoordeling van macrostabieliteit binnenwaarts (STBI) wordt gebruik gemaakt van de semi-probabilistische aanpak in combinatie met een hoekpuntenanalyse om de robuustheid van het oordeel in beeld te brengen. Voor de beoordeling voor zichtjaar 2022 wordt getoetst aan de signaleringswaarde (1/3.000 jaar). Voor de beoordeling voor zichtjaar 2072 wordt getoetst aan de ondergrens (1/1.000 jaar).

Zoals beschreven in het technische uitgangspuntenrapport [4], resulteren de bovengenoemde faalkanseisen in de vereiste stabiliteitsfactoren op doorsnedeniveau zoals gegeven in Tabel 3-1.

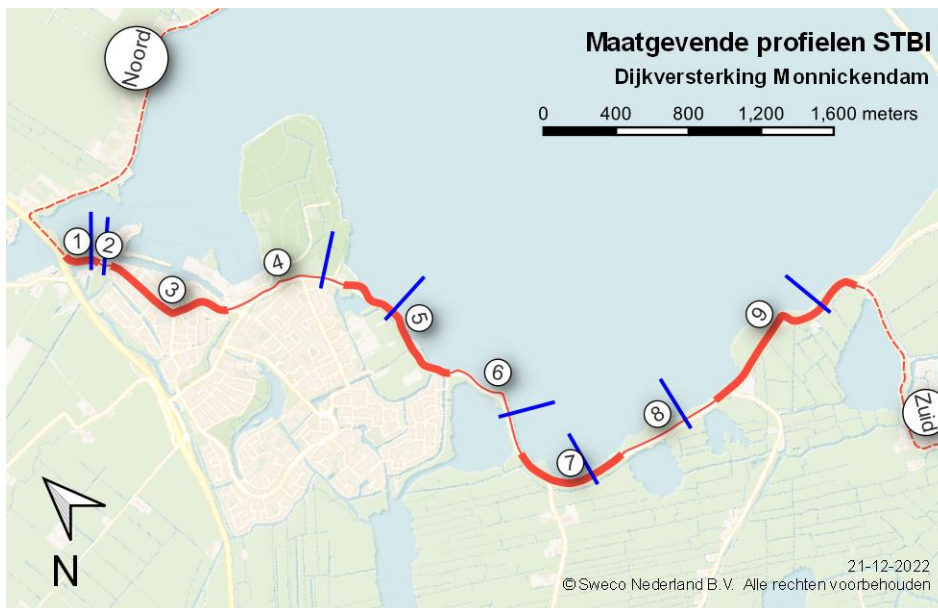
Tabel 3-1 Vereiste stabiliteitsfactoren STBI

Model	Signaleringswaarde 2022	Ondergrens 2072
UpliftVan	1,15	1,11
Spencer-Van der Meij	1,16	1,12

Er wordt met name gekeken naar diepe glijvlakken die intreden in de kruin, aangezien kleine glijvlakken in een situatie zonder significante overslag niet tot falen van de dijk hoeven te leiden. In de berekeningen is het niet nodig geweest het glijvlak hierop te begrenzen.

3.2 Beoordeling STBI

Het maatgevende profiel per dijkvak is gekozen zoals beschreven in het technische uitgangspuntenrapport [4]. De gekozen profielen zijn weergegeven in Figuur 3-1. Voor dijkvak 3 is geen maatgevend profiel gekozen. Voor dit dijkvak geldt dat de faalkans verwaarloosbaar is [5], de bijbehorende analyse is opgenomen in Bijlage 7.



Figuur 3-1 Locatie maatgevende dwarsprofielen voor STBI per dijkvak (blauw)

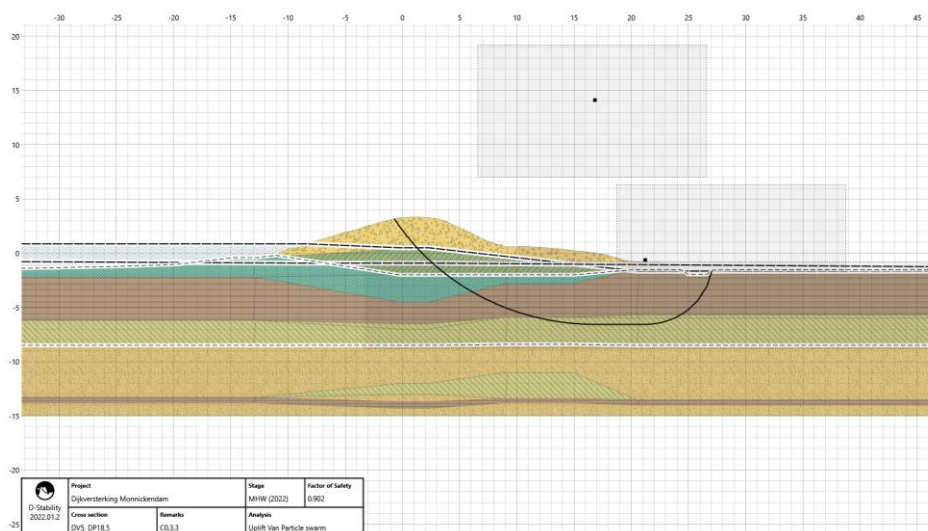
Per profiel is ten eerste de opbarstveiligheid beschouwd. Hiertoe is de massa van de deklaag vergeleken met de opwaartse druk van de stijghoogte. De berekening hiervan is te zien in Bijlage 3. Uit deze beschouwing is een factor voor de opbarstveiligheid bepaald van tussen de 1,1 en 1,2 voor dijkvakken 1, 5, 6, 7, 8 en 9. Dit betekent dat de stijghoogte onder de deklaag hoog genoeg is om de deklaag omhoog te drukken. Echter, omdat de deklaag een dikte heeft van ordegrootte 7 m, wordt in de stabiliteitsberekeningen geen rekening gehouden met opbarsten (en dus sterktereductie) van de deklaag. Voor dijkvakken 2 en 4 geldt dat de opbarstveiligheid ruim voldoende is.

De resultaten van de stabiliteitsberekeningen zijn gegeven in Tabel 3-2. De berekende glijvlakken zijn toegevoegd in Bijlage 3. Uit de resultaten volgt dat alleen dijkvakken 2 en 4 voldoen aan de signaleringswaarde voor 2022 en de ondergrenswaarde voor 2072. De overige dijkvakken voldoen niet aan zowel de signaleringswaarde voor 2022 als de ondergrenswaarde voor 2072.

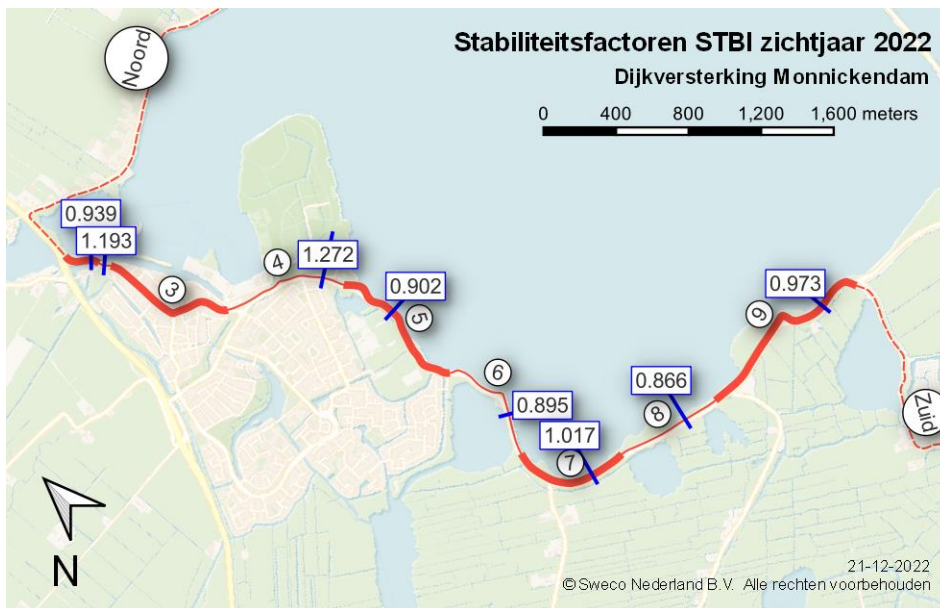
Voor dijkvak 1 geldt dat de berekende stabiliteitsfactor lager is dan vereist. Echter is de dijk dermate breed dat bij een binnenwaartse afschuiving er voldoende restprofiel overblijft om water te keren. De restbreedte analyse voor dijkvak 1 is beschreven in paragraaf 3.3. Deze methode kan alleen worden toegepast voor dijkvak 1. Figuur 3-2 geeft een representatief glijvlak voor het landelijke deel van Monnickendam Zeedijk (dijkvakken 5 t/m 9). Hierin is te zien dat een groot deel van de dijk afschuift ten gevolge van binnenwaartse instabiliteit en er daarmee onvoldoende restprofiel overblijft om nog water te kunnen keren.

Tabel 3-2 Resultaten STBI

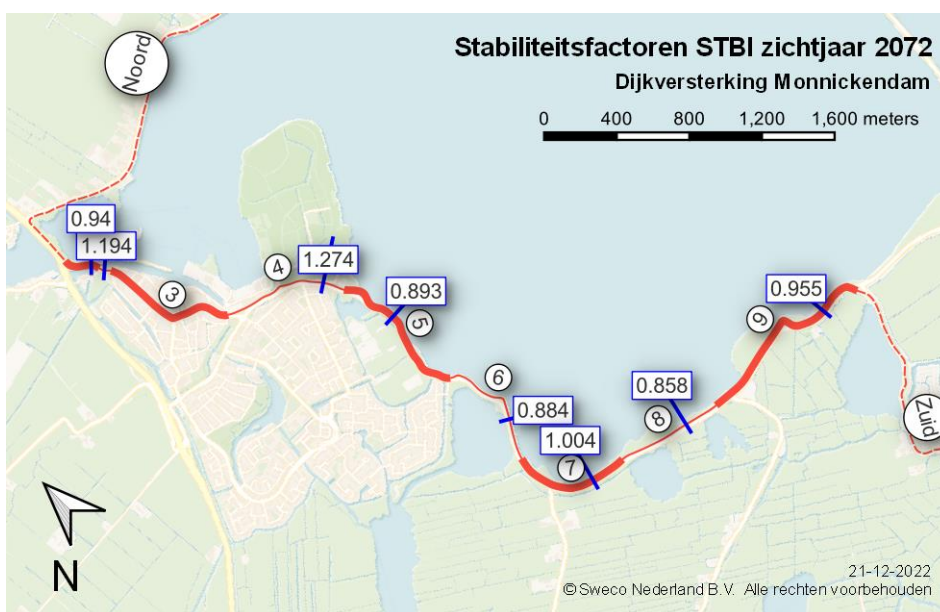
Dijkvak	Signaleringswaarde 2022		Ondergrens 2072	
	Stabiliteitsfactor	Oordeel	Stabiliteitsfactor	Oordeel
1	0,939	Voldoet niet	0,940	Voldoet niet
2	1,193	Voldoet	1,194	Voldoet
3	Faalkans verwaarloosbaar [5], zie Bijlage 7			
4	1,272	Voldoet	1,274	Voldoet
5	0,902	Voldoet niet	0,893	Voldoet niet
6	0,895	Voldoet niet	0,884	Voldoet niet
7	1,017	Voldoet niet	1,004	Voldoet niet
8	0,866	Voldoet niet	0,858	Voldoet niet
9	0,973	Voldoet niet	0,955	Voldoet niet



Figuur 3-2 Glijvlak dijkvak 5, representatief glijvlak voor dijkvakken 5 t/m 9



Figuur 3-3 Resultaten STBI ten opzichte van de signaleringswaarde voor 2022

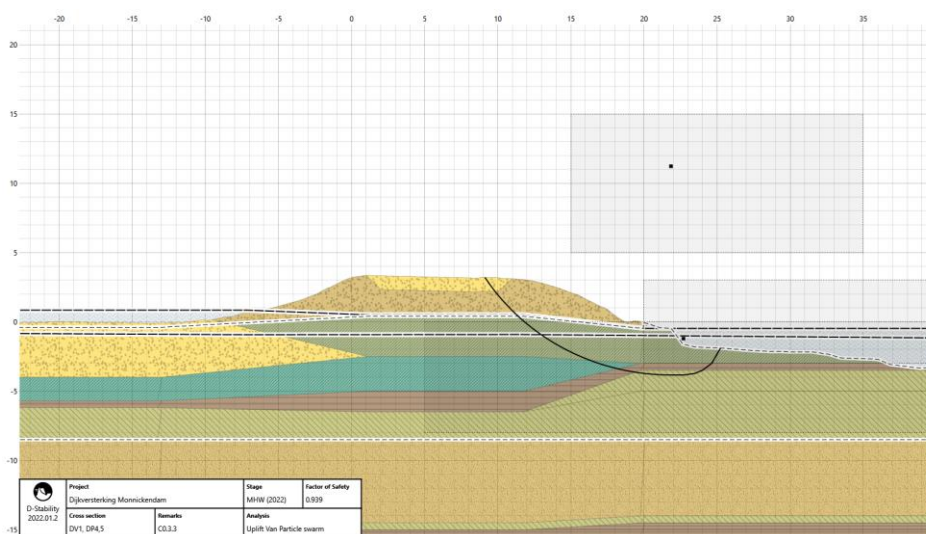


Figuur 3-4 Resultaten STBI ten opzichte van de ondergrenswaarde voor 2072

3.3 Restbreedte analyse

Voor dijkvak 1 geldt dat het binnentalud onvoldoende stabiel is om aan de gestelde eis te voldoen. De dijk is in deze dijkvakken echter dermate breed dat er voldoende restprofiel overblijft om water te keren.

Om dit te toetsen worden twee verschillende methodes gebruikt. Als eerste wordt het maatgevende glijvlak (met de laagste stabiliteitsfactor) beschouwd, deze is het meest waarschijnlijk om te kunnen optreden. Dit glijvlak is weergegeven in Figuur 3-5. Vervolgens wordt, voor het restprofiel, de kans op optreden van verschillende faalmechanismes beschouwd. Wanneer hieruit blijkt dat het restprofiel voldoet op de beschouwde faalmechanismes, wordt gesteld dat de dijk na afschuiving nog voldoende restprofiel heeft om water te keren en daarmee voldoet aan de norm.



Figuur 3-5 Maatgevend glijvlak voor dijkvak 1. De resulterende veiligheidsfactor is hier 0,979

Na de afschuiving en na eventuele vervolgafschuivingen, zoals weergegeven in Bijlage 3, is er nog een kruinbreedte van minimaal 4 m over. Overige faalmechanismes waarvoor de situatie potentieel verandert bij het optreden van een binnenwaartse afschuiving zijn STPH en GEKB.

De kans op optreden van piping voor dit dijkvak is in de consequentie-analyse beschouwd [7]. Daaruit blijkt dat de kans op optreden van piping verwaarloosbaar is, bepaald door het deelfaalmechanisme terugschrijdende erosie. Wanneer afschuiving plaatsvindt bij dijkvak 1, zal de kwelweglengte kleiner worden, waardoor de kans op terugschrijdende erosie groter wordt. Echter, omdat de kans op terugschrijdende erosie zonder afschuiving dermate klein is, zal deze verkorte kwelweglengte in dijkvak 1 niet leiden tot dijkkalen door piping.

Het tweede faalmechanisme waarvan de situatie verandert na afschuiving is GEKB. Om te toetsen of het restprofiel voldoet wordt het golfoverslagdebiet ingeschat bij de mogelijk verlaagde kruinhoogte. Hiertoe wordt het hydraulisch belastingniveau (HBN) bepaald bij de signaleringswaarde voor zichtjaar 2022 en bij de ondergrenswaarde voor 2072 met een terugkeertijd gelijk aan de doorsnede-eis van het faalmechanisme GEKB, voor een golfoverslagdebiet van

0,1 l/s/m'. Wanneer de resterende kruin hoger ligt dan het genoemde HBN, is ook het overslagdebiet voldoende klein en voldoet de dijk aan de norm.

De resultaten van deze analyse zijn gegeven in Tabel 3-3. Hieruit volgt dat de kruinhoogte van het restprofiel ruim voldoende is om te stellen dat het faalmechanisme GEKB niet zal leiden tot dijkfalen voor dijkvak 1.

Tabel 3-3 Resultaten restbreedte analyse dijkvak 1.

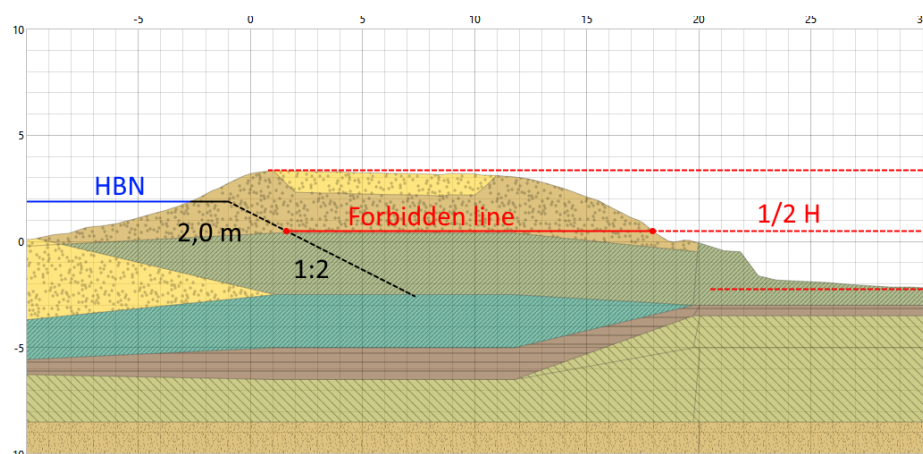
Dijkvak	Situatie	Norm	Kruinhoogte restprofiel [NAP +m]	HBN (0,1 l/s/m') [NAP +m]	Oordeel
1	Signaleringswaarde 2022	1/25.000	3,36	1,83	Voldoet
1	Ondergrenswaarde 2072	1/8.333	3,36	1,80	Voldoet

De tweede methode om de restbreedte in dijkvak 1 te toetsen is gebaseerd op het forceren van een glijvlak dat daadwerkelijk tot falen zal leiden en wordt doorgaans door HHNK gehanteerd als restbreedte methode. Dit wordt gedaan middels het plaatsen van een 'forbidden line' in D-Stability. De locatie van deze lijn wordt als volgt bepaald.

Een virtueel dijkprofiel wordt getekend, zoals weergegeven in Figuur 3-6, met een kruinhoogte van het HBN waarbij 0,1 l/s/m' wordt toegestaan. De breedte van de kruin is 2 m. Het binnentalud van het virtuele dijkprofiel heeft een helling van 1:2. Dit dijkprofiel is het minimale profiel dat moet overblijven na het optreden van instabiliteit binnenwaarts.

Een horizontale 'forbidden line' wordt getekend op half de kerende hoogte, zoals weergegeven in Figuur 3-6. Het rechter punt van de 'forbidden line' raakt de oppervlakte van de dijk en het linker punt raakt het virtuele binnentalud.

Het resulterende glijvlak met deze randvoorwaarden correspondeert met een glijvlak waarbij de binnenwaartse macrostabiliteit daadwerkelijk leidt tot falen. Wanneer de bijbehorende veiligheidsfactor voldoet aan de eis, voldoet het dijkvak op STBI.



Figuur 3-6 Schematisering van restbreedte analyse middels een 'forbidden line'.

Om mogelijke onzekerheden in de grensspanning van de ondergrond direct af te vangen is een extra berekening gemaakt met de POP-waardes volgens het

WBI. Hiervoor is gebruik gemaakt van de schematiseringshandleiding macrostabiliteit.

De resultaten van de verschillende berekeningen zijn gegeven in Tabel 3-4. Hieruit blijkt dat ook met deze methode de dijk voldoet op het faalmechanisme STBI.

Tabel 3-4 Resultaten restbreedte analyse dijkvak 1

Dijkvak	Situatie	Norm	HBN (0,1 l/s/m') [NAP +m]	Veiligheids- factor [-]	Vereiste veiligheids- factor [-]	Oordeel
1	2022 POP NAV	Signaleringswaarde 1/25.000	1,83	1,18	1,15	Voldoet
1	2072 POP NAV	Ondergrenswaarde 1/8.333	1,80	1,20	1,11	Voldoet
1	2022 POP WBI	Signaleringswaarde 1/25.000	1,83	1,22	1,15	Voldoet
1	2072 POP WBI	Ondergrenswaarde 1/8.333	1,80	1,22	1,11	Voldoet

Uit bovenstaande analyses volgt dat de dijk in dijkvak 1 op STBI voldoet middels een analyse van de restbreedte. De leidingen in dit dijkvak hebben geen invloed op deze conclusie, zie paragraaf 5.1.3.

3.4 Hoekpuntenanalyse

3.4.1 Inleiding

De uitgangspunten zijn zo goed mogelijk ingeschat, toch zal er altijd een kennisleemte bestaan in bijvoorbeeld de opbouw van de ondergrond, de sterkte van de ondergrond en de waterspanningen. Om de robuustheid van de veiligheidsopgave te onderzoeken is een hoekpuntenanalyse uitgevoerd, waarbij onder- en bovengrens waarden van parameters worden gebruikt in de berekeningen. Middels de hoekpuntenanalyse wordt inzichtelijk gemaakt of afgekeurde vakken met zekerheid zijn afgekeurd. Voor dijkvakken die op de grens van afkeuren liggen maakt de hoekpuntenanalyse inzichtelijk wat er nodig is om tot goedkeuren te komen, waarna beoordeeld wordt of dit realistisch is.

Uit de beoordeling van stabiliteit binnenwaarts volgt dat dijkvak 8 de laagste stabiliteitsfactor heeft, dus het verste van de norm zit. Om deze reden is gekozen dit dijkvak als eerste te beschouwen bij de hoekpuntenanalyse. Wanneer middels de hoekpuntenanalyse kan worden aangetoond dat dijkvak 8 kan worden goedgekeurd, is de kans groot dat dit voor andere dijkvakken ook mogelijk is.

Voor de hoekpuntenanalyse wordt alleen gekeken naar de stabiliteitsfactor van de berekening voor zichtjaar 2022. Deze wordt vergeleken met de vereiste veiligheidsfactoren uit Tabel 3-1 en de vereiste veiligheidsfactor in het geval dat een schematiseringsfactor van 1,1 wordt gehanteerd. Deze inschatting van de schematiseringsfactor wordt gebruikt om onzekerheden in de schematisering af te dekken.

3.4.2 Parameters

De parameters die gevarieerd worden in de hoekpuntenanalyse voor STBI, met bijbehorende onder- en bovengrens zijn gegeven in Tabel 3-5. De ondergrens parameters betreffen de waarden zoals vastgelegd in het technische uitgangspuntenrapport en betreft de beste inschatting die nu gemaakt kan worden op basis van de beschikbare gegevens. In deze tabel is ook weergegeven wat de waarschijnlijkheid is dat de bovengrens waarde toepasbaar is. De waarschijnlijkheid is ingeschat op basis van het laboratoriumonderzoek, veldonderzoek en vergelijking met andere projecten binnen HHNK.

Op basis van de analyse van het laboratoriumonderzoek [11], is de waarschijnlijkheid van de sterkteparameters bepaald. Alleen voor de POP-waarde van de klei Calais is het aannemelijk dat deze op de bovengrens waarde ligt, zeker onder de huidige berm. Verder is het mogelijk dat de stijghoogte in de zandlaag lager is dan aangenomen in de technische uitgangspunten rapportage [4], aangezien hier weinig informatie van bekend is. Van de andere parameters wordt het onwaarschijnlijk geacht dat de waardes bij de bovengrens op basis van aanvullend onderzoek aantoonbaar kunnen worden gemaakt.

Tabel 3-5 Parameterwaardes voor hoekpuntenanalyse STBI

Parameter	Ondergrens (basis)	Bron ondergrens	Bovengrens (optimistisch)	Bron bovengrens	Waarschijnlijkheid bovengrens
m_{Veen}	0,81 [-]	Lab karakteristieke waarde [11]	0,87 [-]	Lab gemiddelde waarde [11]	Niet waarschijnlijk, o.b.v. labonderzoek
$m_{\text{KleiCalais}}$	0,82 [-]	Lab karakteristieke waarde [11]	0,84 [-]	Lab gemiddelde waarde [11]	Niet waarschijnlijk, o.b.v. labonderzoek
S_{Veen}	0,35 [-]	Lab karakteristieke waarde [11]	0,40 [-]	Inschatting o.b.v. HHNK projecten	Niet waarschijnlijk, o.b.v. labonderzoek
$S_{\text{KleiCalais}}$	0,25 [-]	Lab karakteristieke waarde [11]	0,28 [-]	Inschatting o.b.v. HHNK projecten	Niet waarschijnlijk, o.b.v. labonderzoek
POP_{Veen}	9,4 [kPa]	Lab karakteristieke waarde [11]	11,0 [kPa]	Lab gemiddelde waarde [11]	Niet waarschijnlijk, o.b.v. labonderzoek
$\text{POP}_{\text{KleiCalais}}$	3,0 [kPa]	Lab karakteristieke waarde [11]	11,0 [kPa]	Lab gemiddelde waarde [11]	Waarschijnlijk, o.b.v. labonderzoek
Freatische lijn t.p.v. de kruin	NAP +0,40 [m]	Technische uitgangspunten rapport [4]	NAP -0,10 [m] (-0,50 [m])	Inschatting	Niet waarschijnlijk, o.b.v. metingen
Stijghoogte in zandlaag	- [m]	Technische uitgangspunten rapport [4]	-0,50 [m]	Inschatting	Mogelijk, weinig informatie bekend
Indringingslengte	-	Technische uitgangspunten rapport [4]	2,00 [m]	Inschatting	Niet waarschijnlijk, o.b.v. lange duur hoogwater

De volgende scenario's zijn in de hoekpuntenanalyse onderzocht.

Scenario 0 (SCN0)

Scenario 0 is het basis scenario. Hiervoor worden van alle parameters in Tabel 3-5 de ondergrenswaardes (beste inschatting op basis van huidige gegevens) gebruikt.

Scenario 1 (SCN1)

Scenario 1 is het bovengrens scenario voor de bodemparameters. Hiervoor worden van de bodemparameters in Tabel 3-5 de bovengrenswaardes gebruikt. Hiermee wordt de volledige invloed van de onzekerheid in bodemparameters inzichtelijk gemaakt.

Scenario 2 (SCN2)

Scenario 2 is het totale bovengrens scenario. Hiervoor worden van alle parameters in Tabel 3-5 de bovengrenswaardes gebruikt. Dit is de meest gunstige berekening die wordt doorgerekend. Dit is dus de maximaal haalbare veiligheidsfactor.

Scenario 3 – 8 (SCN3 – SCN8)

Voor scenario's 3 tot en met 8 wordt telkens van één van de bodemparameters de bovengrenswaarde gebruikt. Hiermee wordt de invloed van elk van deze parameters individueel beoordeeld.

Scenario 9 – 10 (SCN9 – SCN10)

In scenario's 9 en 10 worden respectievelijk de freatische lijn en de stijghoogte aangepast. Voor de freatische lijn geldt dat deze in de kruin 0,50 m omlaag wordt gebracht. De buitenwaterstand en het polderpeil blijven wel gelijk aan het basis scenario. De stijghoogte wordt in scenario 10 over de hele doorsnede van de dijk 0,50 m omlaag gebracht.

Scenario 11 (SCN11)

In scenario 11 wordt een indringingslengte van 2,0 m toegepast. Hiervoor wordt in de berekening een extra referentielijn toegevoegd op 2,0 m boven de top van de eerste zandlaag. Op deze referentielijn heerst de dagelijkse stijghoogte. Hiermee wordt gesimuleerd dat de verhoogde waterdruk in de zandlaag nog niet volledig heeft kunnen doorwerken in het pakket van samendrukbare lagen.

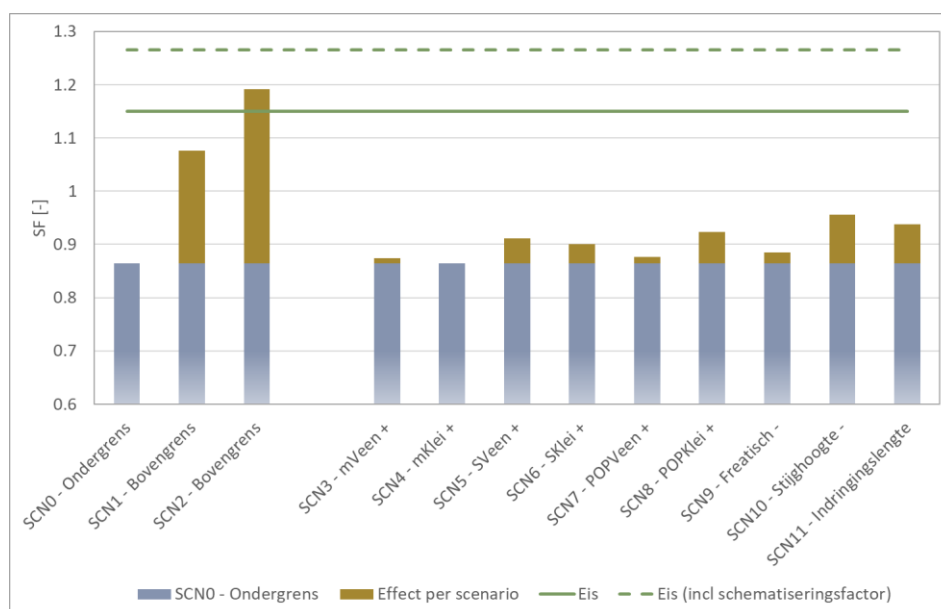
3.4.3 Resultaat

De resultaten van de hoekpuntenanalyse zijn weergegeven in Tabel 3-6 en Figuur 3-7. Uit de resultaten volgt dat alleen het meest optimistische scenario (SCN2) voor dijkvak 8 voldoende is om aan de ondergrens voor STBI te voldoen. Als een schematiseringsfactor van 1,1 wordt gehanteerd om onzekerheden in de schematisering af te dekken wordt alsnog niet aan de eis voldaan.

Het verschil in veiligheidsfactor tussen het minst en meest optimistische scenario is ongeveer 0,3. Met name de stijghoogte en het wel of niet hanteren van een indringingslaag hebben veel effect op de stabiliteitsfactor. Ook de POP in de onderste kleilaag (klei Calais) is van significante invloed.

Tabel 3-6 Resultaten hoekpuntenanalyse STBI

Scenario	Beschrijving	SF	Vershil in SF met SCN0
SCN0	Ondergrens	0,865	-
SCN1	Bovengrens (bodemparemeters)	1,076	0,211
SCN2	Bovengrens (alles)	1,198	0,326
SCN3	m veen 0,87	0,874	0,009
SCN4	m klei Calais 0,84	0,865	0,000
SCN5	S veen 0,40	0,912	0,047
SCN6	S klei Calais 0,26 (S klei Calais 0,28)	0,900	0,035
SCN7	POP veen 11,0 kPa	0,876	0,011
SCN8	POP klei Calais 11,0 kPa	0,924	0,059
SCN9	Freatisch -0,50 m	0,885	0,020
SCN10	Stijghoogte -0,50 m	0,956	0,091
SCN11	Indringingslengte 2,0 m	0,938	0,073

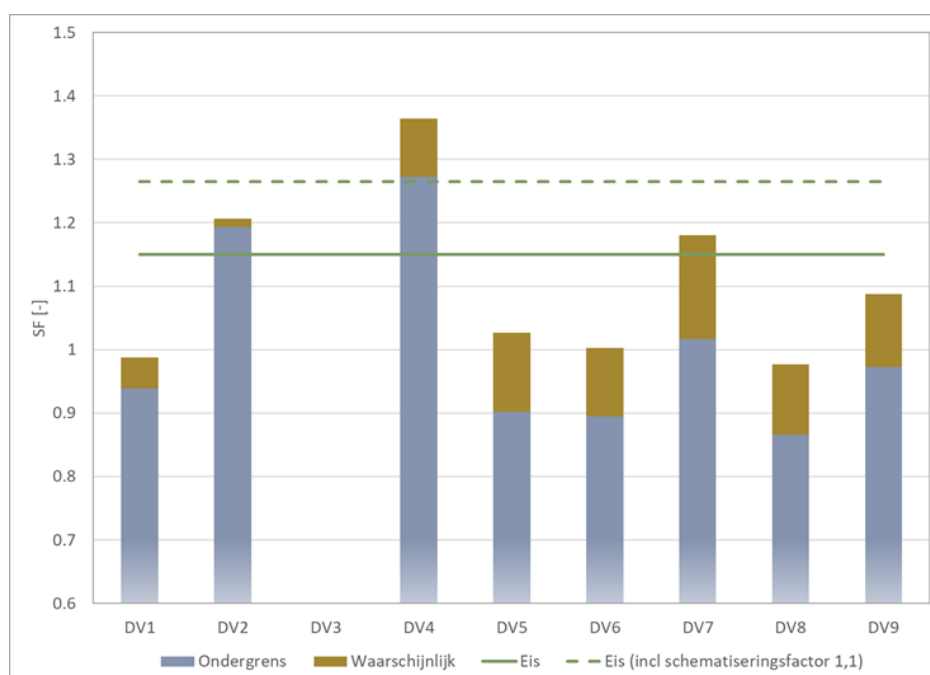


Figuur 3-7 Resultaten hoekpuntenanalyse STBI

Op basis van de waarschijnlijkheid, zoals gegeven in Tabel 3-5, is besloten alleen scenario's 8 (hogere POP klei Calais) en 10 (lagere stijghoogte) verder te beschouwen bij de dijkvakken 5, 6, 7 en 9. De combinatie van deze twee scenario's zal leiden tot een schematisering dat het meest positieve resultaat dat nog waarschijnlijk is weergeeft. Dit scenario, waar een verhoging van de POP in het klei Calais tot 11 kPa en een verlaging van de stijghoogte met 0,5 m zijn meegenomen, is berekend voor alle dijkvakken in het landelijke deel van Monnickendam Zeedijk. De resultaten hiervan zijn gegeven in Tabel 3-7 en Figuur 3-8.

Tabel 3-7 Resultaten meest positieve, waarschijnlijke, scenario voor alle dijkvakken.

Dijkvak	SF Ondergrens	SF Waarschijnlijk	Vershil in SF
DV1	0,939	0,988	0,049
DV2	1,193	1,206	0,013
DV3	-	-	-
DV4	1,272	1,364	0,092
DV5	0,902	1,027	0,125
DV6	0,895	1,003	0,108
DV7	1,017	1,180	0,163
DV8	0,866	0,977	0,111
DV9	0,973	1,088	0,115



Figuur 3-8 Resultaten meest positieve en nog waarschijnlijke scenario voor alle dijkvakken.

Uit Tabel 3-7 en Figuur 3-8 blijkt dat de combinatie van een hogere POP in de klei Calais en een lagere stijghoogte zorgt voor een verhoging van de stabiliteitsfactor die varieert van 0,01 tot 0,16.

Zoals beschreven in paragraaf 3.2, voldoen dijkvakken 2 en 4 reeds aan de signaleringswaarde voor zichtjaar 2022. Dijkvak 1 voldoet niet aan de signaleringswaarde, maar voldoet op basis van een restbreedte analyse. De verhoging in veiligheidsfactor als gevolg van een hogere POP in de klei Calais en een lagere stijghoogte is verder alleen voor dijkvak 7 voldoende om aan de doorsnede-eis te voldoen. Wanneer echter een schematiseringsfactor van 1,1 wordt meegenomen, is ook de stabiliteitsfactor van dijkvak 7 onvoldoende om aan de eis te voldoen.

Met deze hoekpuntenanalyse is voor dijkvakken 5, 6, 8 en 9 aangetoond dat het oordeel, gegeven in paragraaf 3.2, robuust is. Voor dijkvak 7 geldt dat deze is afgekeurd met de huidige gegevens, maar nader onderzoek naar de stijghoogte en POP in de klei Calais nog kan leiden tot een ander oordeel.

3.4.4 Overige onzekerheden

Naast de onderdelen in de hoekpuntenanalyse, zijn een aantal overige onzekerheden beschouwd. Deze onzekerheden zijn in deze paragraaf beschreven. Voor de berekeningen is gebruik gemaakt van dijkvak 8.

3.4.4.1 Dijkopbouw

De zeedijk bij Monnickendam is een dijk die in de geschiedenis is opgebouwd tot de huidige dijk. Dit heeft als gevolg dat er weinig informatie is over eerdere dijkversterkingen en bijbehorend ontwerp. Hierdoor is er enige onzekerheid over de precieze opbouw van de dijk. Om de invloed van deze onzekerheid te beschouwen is een scenario opgesteld waarin het dijksmateriaal uit meer zandig materiaal bestaat en dus zwaarder is, met een hogere hoek van inwendige wrijving. Daarnaast is een scenario opgesteld met een zandscheg (insluiting van zand tussen niet-waterdoorlatende lagen) ter plaatse van de kruin en binnentalud van de dijk. De invloed van deze scenario's op de veiligheidsfactor is beperkt, zoals te zien in Tabel 3-8

Tabel 3-8 Invloed van onzekerheid in dijkopbouw op de stabiliteitsfactor, afgerond op twee decimalen

Scenario	Invloed op stabiliteitsfactor dagelijks	Invloed op stabiliteitsfactor MHW 2022	Invloed op stabiliteitsfactor MHW 2072
Dijksmateriaal met gewicht 17 kN/m ³ en hoek inwendige wrijving 30°	-0,04	-0,03	-0,03
Zandscheg in de dijk	-0,01	+0,01	-0,01

3.4.4.2 Verkeersbelasting

Op de dijk bij Monnickendam ligt een fietspad op de kruin en een N-weg op de binnenberm. In de nadere veiligheidsbenadering voor STBI is geen verkeersbelasting op de dijk meegenomen [4]. Het effect van dergelijke verkeersbelastingen zijn wel beschouwd en gepresenteerd in Tabel 3-9. Hierbij is geen verkeersbelasting toegepast op de dagelijkse situatie. Het effect van de verschillende vormen van verkeersbelasting op de veiligheidsfactoren is beperkt.

Tabel 3-9 Invloed van onzekerheid in verkeersbelasting op de stabiliteitsfactor, afgerond op twee decimalen

Scenario	Invloed op stabiliteitsfactor dagelijks	Invloed op stabiliteitsfactor MHW 2022	Invloed op stabiliteitsfactor MHW 2072
Verkeersbelasting van 5 kPa op de kruin	-	-0,01	-0,01
Verkeersbelasting van 13 kPa op de berm	-	-0,03	-0,03
Verkeersbelasting van 5 kPa op de kruin en 13 op de kruin	-	-0,03	-0,03

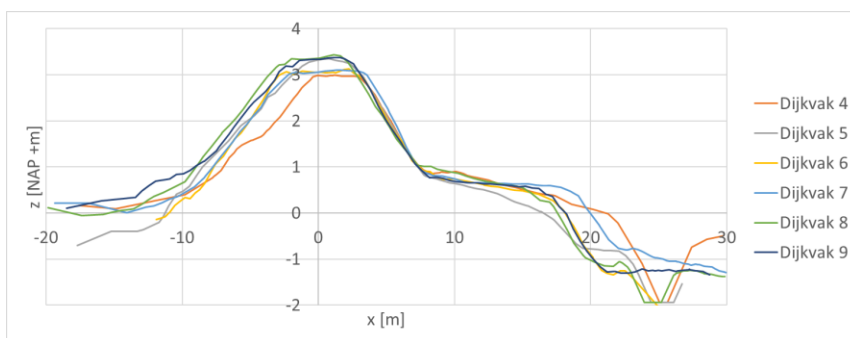
3.4.4.3 *Extreme neerslag*

Ten slotte is de belastingsituatie met extreme neerslag beschouwd. In deze situatie wordt rekening gehouden met een dagelijkse waterstand en stijghoogte met een verhoogde opbolling in de kern van de dijk (+1,20 m ten opzichte van dagelijkse opbolling). In de hoekpuntenanalyse, beschreven in paragraaf 3.4.3, is aangetoond dat het effect van een verhoogde freatische lijn kleiner is dan het effect van variatie in de stijghoogte. Dit betekent dat de situatie extreme neerslag niet maatgevend is over de situatie maatgevend hoogwater.

3.5 Duiding resultaten

De dijk in het stedelijke deel voldoet aan de norm. Dit ligt in lijn van de verwachting. In dijkvak 1 is de kering erg breed, waardoor een afschuiving niet direct tot een overstroming leidt. Het achterland in dijkvak 2 is relatief hoog, waardoor dit dijkvak voldoende stabiel is. Dijkvak 3 is evident veilig: een hoogwater kan niet bij de kering komen, waardoor falen van de kering niet tot een overstroming kan leiden. Dijkvak 4 lijkt qua type kering op de landelijke dijk. In vergelijking met de landelijke dijk zorgen de wat lagere kruinhoogte (minder aandrijvend gewicht), de bredere berm en hoger achterland ervoor dat dit dijkvak wel voldoet aan de norm. Dit in tegenstelling tot de landelijke dijk.

De dijk in het landelijk deel voldoet niet aan de norm voor binnenwaartse stabiliteit. De bodemopbouw is redelijk homogeen, met name de geometrie is een belangrijke indicator voor de berekende stabiliteit. In Figuur 3-9 zijn de beschouwde dwarsprofielen per dijkvak weergegeven. In vergelijking met dijkvak 4 is de kruin in de landelijke dijkvakken wat hoger en is de berm korter. Dijkvak 8 heeft de laagste stabiliteitsfactor, dit dijkvak heeft de hoogste kruin in combinatie met een smalle berm. Dijkvak 7 is het minst afgekeurd, hier is de berm wat langer dan in de rest van het traject.



Figuur 3-9: Maatgevend dwarsprofiel per dijkvak, uitgelijnd op het knikpunt van binnentalud en berm

Middels een hoekpuntenanalyse is aangetoond dat ook met meer optimistische aannames niet aan de norm kan worden voldaan. De voormalige zeedijk langs de Gouwzee ligt op slappe grond en is fors hoger dan nu langs het Markermeer noodzakelijk is. De laatste grootschalige dijkversterking is meer dan 100 jaar geleden. De afgelopen decennia is de kering onder zijn eigen gewicht en door de slappe ondergrond langzaam aan gedegradeerd.

Onder maatgevende omstandigheden neemt de stijghoogte in het zandpakket onder de dijk toe, wat leidt tot verdere afname van de stabiliteit. De invloed van een hogere grondwaterstand in de dijk door een hoger meerpeil is hieraan ondergeschikt. Hoeveel de stijghoogte reageert op de buitenwaterstand is nog niet volledig bekend. Meer onderzoek naar dit fenomeen kan leiden tot een scherpere versterkingsopgave. Van de landelijke dijk is dijkvak 7 het minste afgekeurd. Beter inzicht in de stijghoogte en de respons op een hoger meerpeil kan nog leiden tot een aanscherping van de versterkingsopgave, maar niet tot goedkeuring van de dijk.

4. Macrostabiliiteit buitenwaarts (STBU)

4.1 Inleiding

Het faalmechanisme macrostabiliiteit buitenwaarts (STBU) is een indirect faalmechanisme. Dit betekent dat het afschuiven van het buitentalud niet direct hoeft te leiden tot een dijkdoorbraak en overstromingen. Om deze reden is een faalpadenanalyse uitgevoerd.

Door middel van twee werksessies met specialisten van Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier en Sweco zijn faalpaden met bijbehorende uitwerking opgesteld. De verslagen van beide werksessies zijn te vinden in Bijlage 2.

De eis voor STBU is conform de default waarde van het WBI 10% van de faalkanseis van STBI, wat betekent dat een kans van 1/10 wordt meegenomen dat het afschuiven van het buitentalud uiteindelijk ook leidt tot falen van de dijk. Bij het doorlopen van het volledige faalpad bij STBU worden de vervolgebeurtenissen expliciet beschouwd, waardoor niet standaard een kans van 1/10 voor de vervolgprocessen wordt meegenomen. Daarom moet bij de faalpadenanalyse getoetst worden aan de faalkanseis van STBI. De faalkanseisen zijn weergegeven in Tabel 4-1.

Tabel 4-1 Faalkanseis voor relevante (vervolg)faalmechanismes

	Ondergrens	Signaleringswaarde
STBU	1,19 E-04	3,96 E-05
STBI	1,19 E-05	3,96 E-06

4.2 Beoordeling STBU

4.2.1 Scenario's en faalpaden

Afschuiven van het buitentalud kan optreden door een verhoogd verschil tussen grondwaterstand in de dijk en de buitenwaterstand. Tijdens de eerste werksessie zijn drie inleidende gebeurtenissen gedefinieerd:

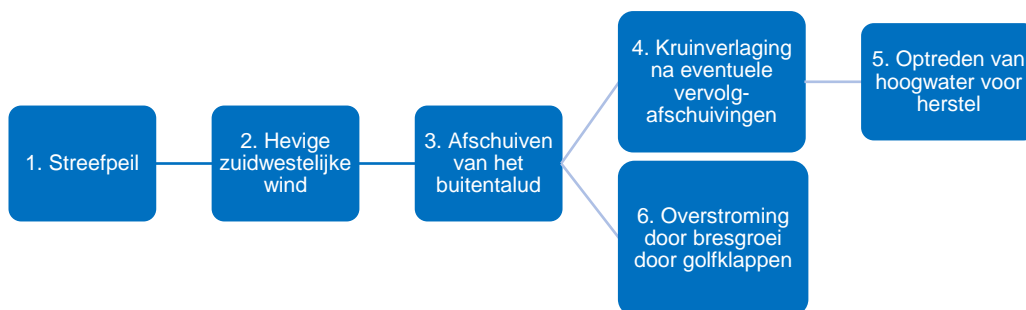
- A. Val na streefpeil door wind opstuwung richting noordoosten;
- B. Stijging freatische vlak door hevige regenval;
- C. Val na hoogwater door zakken van het meerpeil; afvoer van water richting het IJsselmeer.

Hieronder zijn de drie scenario's toegelicht.

Scenario A: Afwaaiing

De dijknormaal is gericht op het noorden en oosten. Indien wind vanuit het zuiden of westen komt is het mogelijk dat het waterpeil snel zakt. Op 28 februari 2022 is bij de sluis van Monnickendam de waterstand gedaald van NAP -0,4 m (streefpeil) naar NAP -1,4 m. De waterstandsverlaging ontstond bij een wind vanuit het westzuidwesten (ZWZ) met een windkracht van 9 op de schaal van Beaufort. Afwaaiing en droogvallen van de waterbodem vlak voor de dijk (circa NAP -1,5 m) is dus realistisch en kan optreden.

Na afschuiven van het buitentalud is de dijk mogelijk verzwakt. Indien de kruin daalt na eventuele (vervolg)afschuivingen en hoogwater optreedt voordat de dijk herstelt wordt, kan er overslag plaatsvinden. Daarnaast kan falen van de dijk optreden door bresgroei door golfklappen. Het faalpad is schematisch weergegeven in Figuur 4-1.

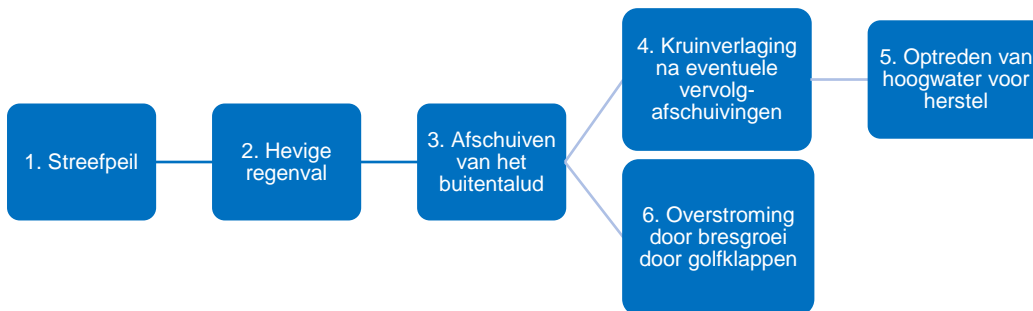


Figuur 4-1 Faalpad scenario A

Scenario B: Regenval

Door hevige regenval kan de grondwaterstand in de dijk stijgen waardoor het verschil met de buitenwaterstand wordt vergroot en de schuifsterkte afneemt. Bij dit scenario is de aanname dat er geen buitenwaterstandsverhoging plaatsvindt en gelijk blijft aan het streefpeil.

De vervolprocessen zijn gelijk aan de processen bij scenario A. Het faalpad voor scenario B is schematisch weergegeven in Figuur 4-2.



Figuur 4-2 Faalpad scenario B

Scenario C: Peilverlaging

Door water af te voeren naar het IJsselmeer ná een hoogwater zakt het waterpeil. Indien snel veel water wordt afgevoerd kan er een waterstandsverschil tussen de dijk en de buitenwaterstand optreden. Echter is gebleken dat het waterpeil met maximaal 1 meter per 10 dagen zakt. Bij deze snelheid zal de waterstand in de dijk ook grotendeels mee dalen. Het verschil in waterstand in de dijk en de buitenwaterstand zal gering zijn en minder dan dat het geval is bij scenario A of B. Dit scenario is daarom niet maatgevend. Een combinatie van hevige wind (scenario A) en zakken van meerpeil (scenario C) leidt niet tot een extremere belastingsituatie, omdat door de wind de waterbodem voor de dijk al droog komt te staan. Een combinatie van regenval (scenario B) en zakken van meerpeil (scenario C) is tegenstrijdig en daarom ook niet relevant.

Scenario C is op basis van bovenstaande niet verder uitgewerkt.

4.2.2 Berekening van glijvlak

Voor de dijkvakken is een maatgevend profiel gekozen op basis van steil buitentalud en eventueel ontbreken van voorland (dijkvak 5, 6 en 9). Voor de dijkvakken zijn scenario's doorgerekend voor het jaar 2072. Alleen dijkvak 3 is niet doorgerekend, omdat falen van de kering hier niet tot een overstroming kan leiden [5], zie Bijlage 7. Omdat in dijkvak 2 een beschoeiing aanwezig is, is in de berekening voor dit profiel gekozen om het glijvlak te begrenzen op 2 meter diepte. Dit betekent dat glijvlakken met een diepte van minder dan 2 meter niet beschouwd worden. De glijvlakken in de andere dijkvakken zijn niet begrensd.

Op basis van modelfactor (respectievelijk 1,11 en 1,06 voor Bishop en UpliftVan) is de stabiliteitsfactor omgerekend naar een kans van optreden van het glijvlak. De gehanteerde formule is als volgt [2]:

$$P_{f;i} = \Phi\left(-\frac{F_{d;i} - 0,41}{0,15}\right)$$

Waarin:

$P_{f;i}$ = Faalkans voor scenario i [1/jaar]

Φ = Standaard normale verdeling [-]

$F_{d;i}$ = Berekende stabiliteitsfactor voor scenario i [-]

γ_d = Modelfactor

Het verschil tussen de berekende eis en de faalkanseis geeft de overgangskans om aan de eis te voldoen. De resultaten zijn weergegeven in Tabel 4-2, de berekende glijvlakken zijn opgenomen in Bijlage 4.

Tabel 4-2 Resultaten stabiliteitsberekeningen STBU

Profiel	Scenario	Bishop		UpliftVan		Overgangskans	
		Stabiliteits-factor	Faalkans	Stabiliteits-factor	Faalkans	Ondergrens	Signalerings-waarde
DV1_DP4,5	A (afwaaing) ²	n.v.t.		n.v.t.		n.v.t.	n.v.t.
	B (regenval)	1,23	1,63E-06	1,30	2,62E-08	Voldoet	Voldoet
DV2_DP5,3 ¹	A (afwaaing) ²	n.v.t.		n.v.t.		n.v.t.	n.v.t.
	B (regenval)	1,02	3,46 E-04	1,00	1,88 E-04	1/29	1/87
DV4_DP11,0	A (afwaaing) ²	n.v.t.		n.v.t.		n.v.t.	n.v.t.
	B (regenval)	1,15	1,50E-05	1,12	8,14E-06	Voldoet	Voldoet
DV5_DP18,5	A (afwaaing)	1,04	2,22E-04	1,03	9,03E-05	1/19	1/56
	B (regenval)	0,99	6,58E-04	0,98	3,02E-04	1/55	1/166
DV6_DP28,6	A (afwaaing)	0,85	8,85E-03	0,84	5,39E-03	1/745	1/2235
	B (regenval)	0,79	2,21E-02	0,79	1,27E-02	1/1864	1/5591
DV7_DP34,5	A (afwaaing) ²	n.v.t.		n.v.t.		n.v.t.	n.v.t.
	B (regenval)	1,05	1,76E-04	1,03	9,03E-05	1/15	1/45
DV8_DP41,0	A (afwaaing) ²	n.v.t.		n.v.t.		n.v.t.	n.v.t.
	B (regenval)	1,02	3,46E-04	1,03	9,03E-05	1/29	1/87
DV9_DP44,5	A (afwaaing)	0,92	2,62E-03	0,89	2,09E-03	1/220	1/661
	B (regenval)	1,01	4,30E-04	1,01	1,48E-04	1/36	1/109

Voor de dijkvakken die niet voldoen aan de eis na een initiële afschuiving wordt het faalpad verder doorlopen. In eerste instantie gekeken naar de overgangskans voor de ondergrens, waarbij gerekend wordt met een verhoogd waterpeil voor zichtjaar 2072. Aanvullend wordt ook gekeken naar de overgangskans om te voldoen aan de signaleringswaarde. Hiervoor wordt dezelfde berekening gebruikt (dus met verhoogd meerpeil voor zichtjaar 2072, zonder het meenemen van bodemdaling) en is dus een conservatieve benadering.

4.2.3 Faalkans

Voor de profielen waarbij nog niet wordt voldaan aan de faalkanseis wordt naar de rest van het faalpad gekeken. Deze worden hieronder per scenario apart

¹ Dijkvak 2 bevat een beschoeiing aan de buitenzijde waar geen gegevens van bekend zijn. Voor de berekening is deze conservatief geschematiseerd tot de waterbodem.

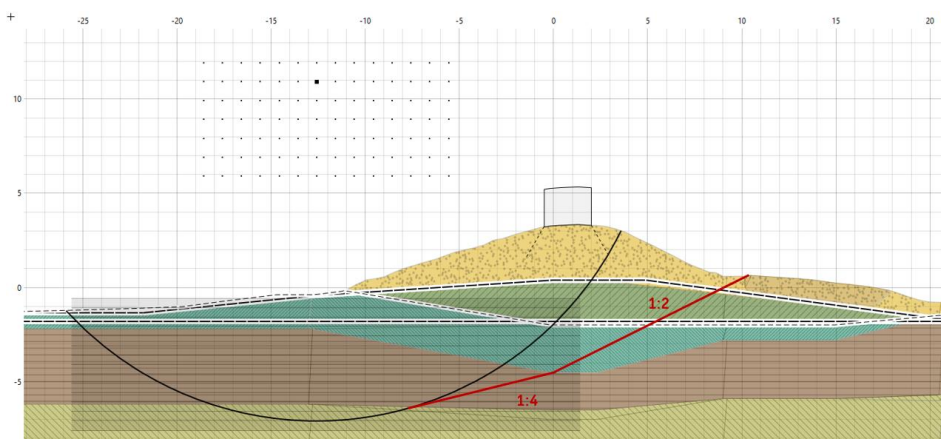
² Vanwege hoog voorland heeft afwaaing geen invloed op de freatische lijn in de dijk of bij de teen van de dijk. Daardoor verandert het risico op afschuiven niet ten opzichte van dagelijkse omstandigheden. Het scenario regenval is daarom maatgevend.

beschreven. Bij het nemen van de kans op optreden wordt er beoordeeld op basis van de faalkansen bij STBI, zoals is beschreven in paragraaf 4.1.

Scenario A: Afwaaiing

Er is een overgangskans van maximaal 1/745 (dijkvak 6) nodig om te voldoen aan de faalkansen STBI (ondergrens) in het scenario van afwaaiing. De kans op optreden van de belastingsituatie (stap 1 en 2 van het faalpad) is hoog en daarom nu niet verder beschouwd.

Na het afschuiven van het talud kunnen vervolgschuivingen plaatsvinden onder een talud van 1:4 (veen) en 1:2 (klei) [3]. Bij dijkvak 5 en 9 is een diep glijvlak aanwezig waardoor vrijwel alleen de huidige binnenberm overblijft na vervolgschuivingen, zoals te zien is in Figuur 4-3. Bij dijkvak 6 is de afschuiving oppervlakkiger en blijft een groot deel van de kruin en het binnentalud over. De vervolgschuivingen zijn grafisch weergegeven in Bijlage 5.

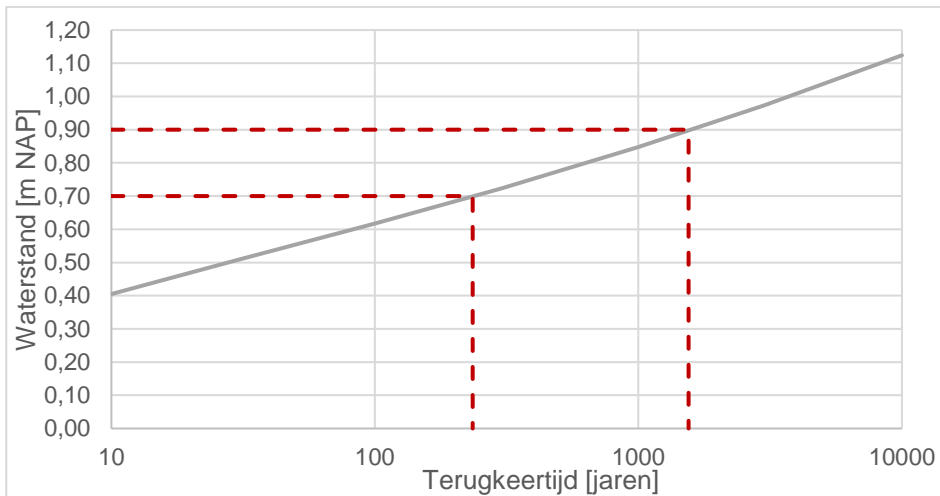


Figuur 4-3 Afschuiving (zwarte lijn) dijkvak 5 bij scenario afwaaiing met vervolgschuivingen (rode lijn)

Voor het vervolgmechanisme ‘overloop’ wordt de hoogte van het restprofiel vergeleken met een tweede hoogwaterstand en de kans van optreden hierop. In Figuur 4-4 is de buitenwaterstand met bijbehorende terugkeertijd uit Hydra-NL gepresenteerd. Voor alle dijkvakken geldt dat de benodigde overgangskans om aan de eis te voldoen kleiner is dan de kans op overloop na vervolgschuivingen. Dit geldt zowel voor de overgangskans benodigd om te voldoen aan de ondergrens als de signaleringswaarde.

Tabel 4-3 Risico op overloop na vervolgschuivingen scenario afwaaiing

Dijkvak	Overgangskans ondergrens [-]	Overgangskans signaleringswaarde [-]	Hoogte restprofiel [m NAP]	Kans overloop [-]	Oordeel
5	1/19	1/56	0,7	≈1/250	Voldoet aan signaleringswaarde
6	1/745	1/2.235	2,4	<1/10.000	Voldoet aan signaleringswaarde
9	1/220	1/661	0,9	≈1/1.500	Voldoet aan signaleringswaarde

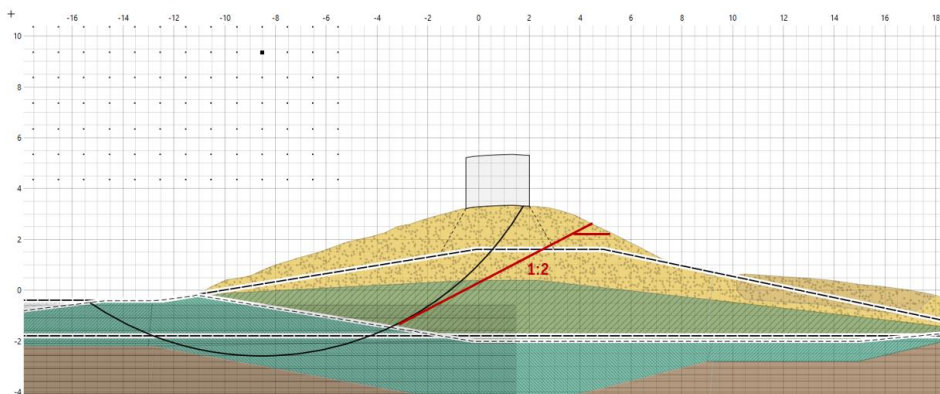


Figuur 4-4 Waterstanden inclusief meerpeilstijging met hoogtes van de restprofielen in rood gestreept

Door de buitenwaartse afschuiving en vervolgfascuivingen zal veel grond voor het restprofiel aanwezig blijven. Golven worden hierdoor gedempt. Vanwege de geringe diepte zullen daarnaast geen hoge golven kunnen ontwikkelen. Het risico op bresgroei (stap 6 van het faalpad) is daarom verwaarloosbaar.

Scenario B: Regenval

Een afschuiving van het buitentalud door regenval is over het algemeen oppervlakkiger dan in de situatie van afwaaiing, zoals te zien is in Figuur 4-5. Na mogelijke vervolgfascuivingen van 1:4 (veen) en 1:2 (klei) [3] is daarom een groter restprofiel over dan bij het scenario afwaaiing. Bij het bepalen van de hoogte van het restprofiel is rekening gehouden met een minimale kruinbreedte van 1,5 m. De vervolgfascuivingen zijn grafisch weergegeven in Bijlage 5.



Figuur 4-5 Afschuiving (zwarte lijn) dijkvak 5 bij scenario regenval met vervolgfascuivingen (rode lijn)

Bij het scenario van regenval is de minimaal benodigde overgangskans (ondergrens) voor overloop gelijk aan maximaal 1/1864 (dijkvak 6). Bij alle dijkvakken is een restprofiel over met een hoogte van meer dan NAP +2,2 m. Een waterstand van NAP +2,2 m heeft een terugkeertijd van meer dan 10.000 jaar. Dit betekent dat de terugkeertijd voor waterstanden die leiden tot overloop veel groter is dan benodigd om aan de eis te voldoen. Dit geldt zowel voor de

overgangskans benodigd om te voldoen aan de ondergrens als de signaleringswaarde.

Tabel 4-4 Risico op overloop na vervolgschuivingen scenario regenval

Dijkvak	Overgangskans ondergrens [-]	Overgangskans signaleringswaarde [-]	Hoogte restprofiel [m NAP]	Kans overloop [-]	Oordeel
2	1/29	1/87	3,4	<1/10.000	Voldoet aan signaleringswaarde
5	1/55	1/166	2,2	<1/10.000	Voldoet aan signaleringswaarde
6	1/1.864	1/5.591	2,4	<1/10.000	Voldoet aan signaleringswaarde
7	1/15	1/45	2,3	<1/10.000	Voldoet aan signaleringswaarde
8	1/29	1/87	2,9	<1/10.000	Voldoet aan signaleringswaarde
9	1/36	1/109	3,4	<1/10.000	Voldoet aan signaleringswaarde

Net als bij scenario A is bresgroei (stap 6 van faalpad) niet maatgevend vanwege het dempend effect van de afgeschoven grond op de golven. Bij alle dijkvakken is een deel van de kern van de dijk over. Daarnaast ligt er ook nog een brede binnenberm op een hoogte van NAP +0,70 m.

4.2.4 Oordeel

Op basis van de faalpadenanalyse voldoet het hele traject op het faalmechanisme STBU. De leidingen langs het traject hebben geen invloed op deze conclusie, zie paragraaf 5.1.3. De vakken die voldeden op basis van een stabiliteitsberekening (gedetailleerde toets) zijn niet verder aangescherpt op basis van een faalpadenanalyse.

Tabel 4-5 Oordeel STBU

Dijkvak	Faalkans gedetailleerde toets	Faalkans n.a.v. faalpadenanalyse	Oordeel
1	1,63 E-06	n.v.t.	Voldoet aan signaleringswaarde
2	2,17 E-06	n.v.t.	Voldoet aan signaleringswaarde
3	Faalkans verwaarloosbaar [5], zie Bijlage 7		
4	1,76 E-04	<3,96 E-06	Voldoet aan signaleringswaarde
5	6,58 E-04	<3,96 E-06	Voldoet aan signaleringswaarde
6	2,21 E-02	<3,96 E-06	Voldoet aan signaleringswaarde
7	1,76 E-04	<3,96 E-06	Voldoet aan signaleringswaarde
8	3,46 E-04	<3,96 E-06	Voldoet aan signaleringswaarde
9	2,62 E-03	<3,96 E-06	Voldoet aan signaleringswaarde

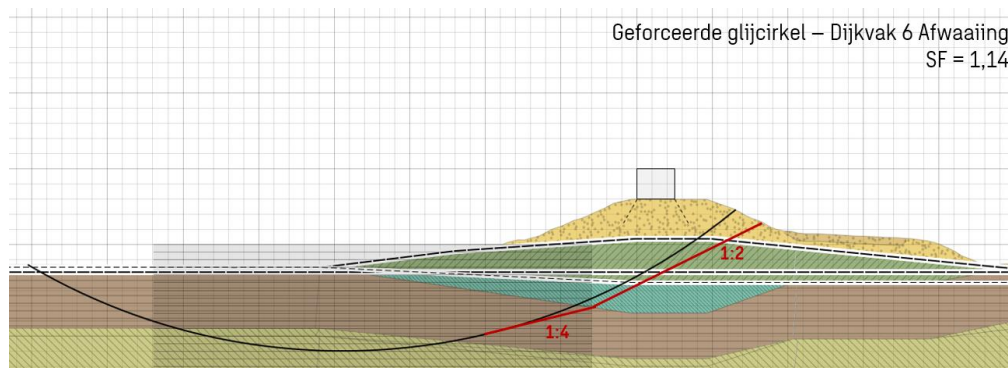
4.3 Duiding resultaten

STBU is een indirect faalmechanisme. Dit betekent dat het afschuiven van het buitentalud niet direct hoeft te leiden tot een dijkdoorbraak en overstromingen. Om deze reden is een faalpadenanalyse uitgevoerd. In de faalpadenanalyse is enkel gekeken naar het glijvlak en naar het restprofiel. Er zijn geen mogelijke aanscherpingen zoals tussentijds herstel meegenomen in het oordeel. Dit betekent dat de faalpadenanalyse niet tot aanvullende eisen aan beheerinspanning en noodherstel met betrekking tot de stabiliteit van het buitentalud leidt.

In het faalpad is enkel gekeken naar een onderbouwing dat het risico op falen van de dijk door buitenwaartse afschuiving kleiner is dan vereist. De kans dat een buitenwaartse afschuiving optreedt en daarbij ook een overstroming plaatsvindt zal nog veel kleiner zijn, aangezien verdere knopen van het faalpad niet zijn aangescherpt. Het oordeel, dat de dijk voldoet op STBU, is daarom robuust.

In de analyse is gerelateerd aan zowel de ondergrens als de signaleringswaarde. Voor de stabiliteitsberekeningen is geen kruindaling meegenomen, maar wel verhoogd waterpeil voor 2072. Dit betekent dus dat de schematisering van de profielen conservatief is, kruindaling zal namelijk enkel zorgen voor een hogere stabiliteitsfactor. Voor de berekening gerelateerd aan de signaleringswaarde zijn ook de waterpeilen van 2072 gebruikt in plaats van de huidige situatie.

Naast het berekenen van het maatgevende glijvlak, dus de meest waarschijnlijke afschuiving, is ook gekeken naar een eventueel groter glijvlak die net voldoet aan de norm. Bijna alle glijvlakken beginnen aan de binnenzijde van de kruin en treden uit in de waterbodem of buitenteen. Er is bij de huidige analyse uitgegaan dat de binnenberm overblijft als restprofiel na vervolgschuivingen. Dit is ook het geval als het glijvlak wordt geforceerd. Door het forceren van het glijvlak wordt deze voornamelijk breder (het uittredepunt ligt verder van de dijk af) waardoor de afschuiving minder steil is. Het effect op vervolgschuivingen is daarom ook kleiner, waardoor er weinig verandert in het restprofiel ten opzichte van een niet-geforceerde glijcirkel.



Figuur 4-6 Afschuiving (zwarte lijn) en vervolgschuiving (rode lijn) na forceren van grotere glijcirkel

Om inzicht te geven in een eventuele beheerinspanning is een beschouwing gedaan van het faalmechanisme STBU met gemiddelde sterkteparameters voor de grond, in plaats van karakteristieke waarden. Hieruit volgt een veiligheidsfactor van groter dan 1, wat betekent dat er in het dagelijks beheer geen instabiliteit te verwachten is.

5. Niet-waterkerende objecten (NWO's)

5.1 Beoordeling K&L

5.1.1 Inleiding

Aan de polderzijde van de N518 ligt een kabels- en leidingenstraat in de steunberm van de kering. Deze bestaat onder andere uit een waterleiding, gasleiding en riool persleiding. Ook in dijkvak 1 en 2 komt een waterleiding voor, in dijkvak 2 ligt in de buitenkruin lokaal een gasleiding [4].

Kabels (al dan niet in mantelbuizen) parallel aan de kering vormen geen risico voor de waterveiligheid, aangezien dit zowel niet tot een kwelweg als krater kan leiden. Leidingen vormen wel een veiligheidsrisico, wat betekent dat de dijk inclusief de parallelle leidingen moet voldoen aan de wettelijke normen.

De invloed van de leidingen op het goedkeuren op STBI (dijkvak 1, 2 en 4) en STBU (alle dijkvakken) worden in deze paragraaf beschouwd. Dijkvak 5 tot en met 9 is zonder invloed van de leidingen al afgekeurd op STBI. Om zicht te krijgen op het handelingsperspectief omtrent de leidingen is alsnog de faalkansbijdrage beschouwd.

5.1.2 Beoordeling K&L op STBI

5.1.2.1 Kraterberekening

Aan de hand van de diepteligging, druk, afmetingen en andere leidinggegevens zijn conform de formules uit NEN3651 de kraters berekend die bij leidingfalen kunnen optreden. De resultaten zijn weergegeven in Tabel 5-1, de rekensheets zijn opgenomen in Bijlage 8.

Tabel 5-1: Berekende kraterbreedtes- en dieptes

Leiding	Kraterbreedte	Kraterdiepte
Persleiding HPE	6,0 m (halve breedte)	1,5 m
Waterleiding HPE	6,6 m (halve breedte)	1,5 m
Gasleiding PE (erosie)	2,9 m (in één richting)	1,3 m
Gasleiding PE (explosie)	n.v.t. ³	n.v.t.

In dijkvak 1 t/m 3 liggen de leidingen op een andere locatie in het dwarsprofiel van de kering dan dijkvak 4 t/m 9, tevens is de stabiliteitsbeoordeling op een andere manier uitgevoerd. Daarom wordt het effect van leidingen op dijkvak 1 t/m 3 en dijkvak 4 t/m 9 in onderstaande paragrafen apart beschouwd.

5.1.2.2 *Faalkansbijdrage dijkvak 1 t/m 3*

Dijkvak 1 is goedgekeurd middels een analyse van de restbreedte. Leidingfalen ten gevolge van de afschuiving zou effect kunnen hebben op het restprofiel. In dijkvak 1 komt alleen een waterleiding voor. Deze ligt echter in de buitenkruin of ter hoogte van het buitentalud/voorland, waardoor deze niet beschadigd wordt bij een afschuiving van het binnentalud en niet van invloed is op de restbreedte analyse STBI.

Dijkvak 2 bevat een waterleiding in de binnenkruin. De kruin is meer dan 10 m breed, waardoor bij falen van de waterleiding alsnog voldoende restprofiel overblijft om water te keren. Met inachtneming van tussentijds herstel zal de kans op overstroming nog kleiner zijn.

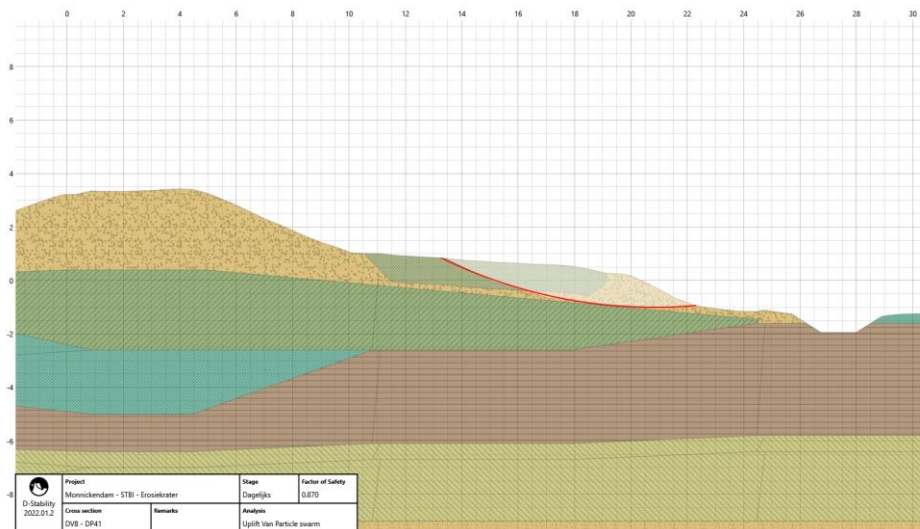
Dijkvak 3 bevat een leidingenstrook langs de kruin, inclusief huisaansluitingen. In de beoordeling van dijkvak 3, hier opgenomen in Bijlage 7, is beschreven dat eventuele kraters door NWO's geen invloed hebben op het oordeel.

5.1.2.3 *Faalkansbijdrage dijkvak 4 t/m 9*

Invloed krater

Van de aanwezig leidingen kan de waterleiding leiden tot de grootste erosiekrater. Deze leiding komt voor in dijkvak 4 en langs de hele landelijke dijk (dijkvak 5 tot en met 9). Een eventueel versterkend effect van tegelijk falende leidingen (waarbij bijvoorbeeld de gasleiding faalt ten gevolge van falen van de waterleiding) is niet beschouwd, aangezien dit waarschijnlijk niet tot een grotere krater zal zorgen. Het effect van de leidingkrater op de stabiliteitsfactor is beschouwd voor dijkvak 8, de schematisering van de krater is weergegeven in Figuur 5-1. De krater leidt tot een afname van de stabiliteitsfactor van 0,055.

³ De beperkte leidingdruk en gronddekking zorgen ervoor dat explosie van de gasleiding niet tot een krater zal leiden



Figuur 5-1 Schematisering erosiekuil

Faalkansbijdrage

De storingsfrequentie van een HPE waterleiding kan op basis van waarnemingen in Nederland worden ingeschat op 0,01/km/jaar [4]. De waterleiding is langs circa 4,4 km aanwezig in de binnenberm. De storingsfrequentie bedraagt daarmee:

$$\text{Storingsfrequentie} = 0,01 * 4,4 = 0,044/\text{jaar}$$

De storingsfrequentie zal in werkelijkheid kleiner zijn, vanwege de beperkingen die voor bijvoorbeeld graafwerkzaamheden in een dijk in de keur zijn vastgelegd. Daarnaast zal ook de kans van optreden van een krater kleiner zijn dan de storingsfrequentie.

De faalkanseis op doorsnedeniveau voor STBI (norm ondergrens) bedraagt:

$$P_{f,eis,STBI} = 1/84.167 \text{ jaar [4]}$$

De faalkanseis voor de situatie gegeven leidingfalen mag hoger zijn, aangezien hierin de kans op leidingfalen wordt meegenomen. De faalkanseis bij leidingfalen bedraagt:

$$P_{\text{leidingfalen}} P_{f,eis,STBI} = 1/84.167 / 0,044 = 1/3.703 \text{ jaar}$$

Wanneer dit wordt teruggerekend naar een vereiste stabiliteitsfactor bedraagt de vereiste stabiliteitsfactor bij leidingfalen 0,99. Dit betekent dat de stabiliteitsfactor bij leidingfalen tot 0,12 lager mag zijn, voordat deze maatgevend wordt ten opzichte van de situatie zonder leidingfalen. De afname van de stabiliteitsfactor door een erosiekrater is met 0,055 minder dan 0,12. De leidingenstrook heeft daarmee geen significante bijdrage op de waterveiligheid van dijkvak 4; de aanwezigheid van de leiding leidt daarom niet alsnog tot afkeuring. Bij het ontwerp van versterkingsvarianten voor dijkvak 5 tot en 9 dient beschouwd te worden of deze conclusie voor de leidingstrook nog steeds op gaat.

5.1.3 Beoordeling K&L op STBU

In paragraaf 0 is de kering goedgekeurd op STBU middels een faalpadenanalyse, die laat zien dat de kans op een overstroming ten gevolge van een buitenwaartse afschuiving voldoende klein is om aan de norm te voldoen.

5.1.3.1 *Faalkansbijdrage dijkvak 1 t/m 3*

In dijkvak 1 en 2 ligt respectievelijk een waterleiding en gasleiding in het buitentalud en/of voorland. De ligging maakt dat deze op twee manieren effect kan hebben op het oordeel:

- Bij falen van de leiding en het optreden van een krater ontstaat een beschadigde kering. Indien het restprofiel onvoldoende groot is en in de tussentijd een hoogwater optreedt, kan dit leiden tot falen van de kering.
- Bij een buitenwaartse afschuiving kan de leiding ook falen en een krater ontstaan, waardoor het restprofiel verder wordt verkleind. Indien het restprofiel onvoldoende groot is en in de tussentijd een hoogwater optreedt, kan dit leiden tot falen van de kering.

De kruin is in dijkvak 2 minimaal 10 m breed en in dijkvak 1 tussen de 10 en 25 m breed. Bij falen van de leiding, al dan niet veroorzaakt door een buitenwaartse afschuiving, zal daarmee alsnog voldoende restprofiel overblijven om water te keren. Met in inachtneming van tussentijds herstel zal de kans op overstroming nog kleiner zijn.

5.1.3.2 *Faalkansbijdrage dijkvak 4 t/m 9*

Ter plaatse van dijkvak 4 t/m 9 ligt de leidingenstrook aan de landzijde van de binnenberm. De ligging van de leidingen worden niet beïnvloed door een buitenwaarts glijvlak. De leidingen zijn daarom niet van invloed op het oordeel STBU.

5.2 Beoordeling bebouwing

Uit de inventarisatie blijkt dat de bebouwing binnen de grenzen van het waterstaatswerk enkel in Monnickendam (dijkvakken 3 en 4) voorkomt.

In het centrum, dijkvak 3, komt het water niet tot de dijk [5]. Het falen of ontbreken van de bebouwing zal niet resulteren in een verhoogd risico op overstromingen, omdat het water nog steeds niet bij de dijk zal komen.

In dijkvak 4 is enige bebouwing aanwezig binnen de grenzen van het waterstaatswerk. Dit is enkel het geval aan de binnenzijde van de sloot. De huizen staan significant hoger dan de sloot. Bij falen of afwezig zijn van de bebouwing zal het maatgevende glijvlak onveranderd blijven.

Op basis van bovenstaande analyse heeft de bebouwing geen significant effect op het risico op falen van de waterkering.

5.3 Beoordeling bomen

Uit de inventarisatie is naar voren gekomen dat er begroeiing aanwezig is in zowel het stedelijke deel (in dijkvakken 1, 2, 3 en 4) als landelijke deel (in

dijkvakken 7, 8 en 9) [12]. Hieronder wordt het risico van de begroeiing per dijkvak toegelicht.

In dijkvak 1 zijn een aantal bomen aanwezig aan de buitenzijde van de kering. Dit kan mogelijk invloed hebben op het faalmechanisme STBU. In dit dijkvak is de waterkering zeer breed, ruim 10 meter of meer, en voldoet nu ruim aan de vereiste stabiliteit. Een ontgrondingskuil in het voorland zou tot een diepere glijcirkel kunnen leiden. In het uiterste geval dat de boom zal omwaaien en een glijcirkel zal ontstaan, blijft voldoende restprofiel over om het water te kunnen keren.

In dijkvak 2 zijn er aan binnen- en buitenzijde van de dijk bomen aanwezig. De bomen staan aan de binnenzijde verhoogd aan de rand met dijkvak 3. Een eventuele ontgrondingskuil door deze bomen zal daarom niet direct leiden tot een ander maatgevende afschuiving in dit dijkvak. Aan de buitenzijde van de dijk kan een ontgrondingskuil, in combinatie met hevige regenval, wel leiden tot verhoogd risico op afschuiven. Bij de analyse op STBU is al rekening gehouden met volledig falen van de dijk door vervolgschuivingen. Een ontgrondingskuil door falen van de boom in combinatie met de afschuiving zal niet leiden tot een grotere afschuiving. Het resultaat van de faalpadenanalyse zal daarom niet veranderen: er blijft voldoende restprofiel over om het water te kunnen keren.

In het centrum, dijkvak 3, komt het water niet tot de dijk [5]. Het falen van de begroeiing zal niet resulteren in een verhoogd risico op overstromingen, omdat het water nog steeds niet bij de dijk zal komen.

In dijkvak 4 is een bomengroep aanwezig aan de binnenzijde van de dijk. Deze bomen staan op verhoogde grond bij de rotonde en staan niet bij het maatgevend profiel. Een ontgrondingskuil heeft daarom geen invloed op het maatgevend profiel.

Het landelijk deel is op STBI afgekeurd, waardoor het niet relevant is om het effect van de bomen aan de binnenzijde verder te beschouwen. Aan de buitenzijde staan de bomen aan de rand van het voorland, waarvan het effect op STBU wordt beschouwd. De bomen staan enkel bij de bredere voorlanden, waardoor falen van een boom geen invloed heeft op het maatgevende profiel. Dit is goed te zien in Figuur 5-2 waarbij de bomen enkel bij het bredere voorland aanwezig zijn. De stabiliteit van de buitenzijde is bij het smalle voorland beschouwd en daarom zal STBU ook voldoen als het voorste deel van het brede voorland weg is.



Figuur 5-2 Locatie bomen op voorland bij grens dijkvak 8 en 9

6. Conclusie

6.1 Inleiding

Om het ontwerpproces van de dijkversterking Monnickendam Zeedijk in te gaan is een stabiele veiligheidsopgave nodig. Daarom is een nadere veiligheidsanalyse (NAV) uitgevoerd aan de hand van aanvullend veld- en laboratoriumonderzoek (zomer en najaar 2022) en conform de meest recente methodieken. Hierbij is gekeken naar binnen- en buitenwaartse macrostabiliteit, bekleding en NWO's. Andere faalmechanismes zijn eerder al goedgekeurd in de consequentie-analyse.

De NAV geeft inzicht in de actuele waterveiligheid in relatie tot de norm en de verandering van het veiligheidsbeeld in de tijd (toekomstig veiligheidsbeeld met zichtjaar 2072). Voor de veiligheidsanalyse is de Zeedijk Monnickendam opgedeeld in twee delen. Het stedelijke deel tussen DP03+00 (Dijk 26) tot circa DP15+20 (Dijk 27) (dijkvak 1 t/m 4) en het landelijk deel tussen DP15+20 tot DP54+00 (Dijk 27) (dijkvak 5 t/m 9). Zie Figuur 1-1.

6.2 Buitenwaartse stabiliteit (STBU)

Uit de NAV is gebleken dat het gehele stedelijke- en landelijke traject MZD is goedgekeurd op buitenwaartse macrostabiliteit. Hierbij is het van belang dat buitenwaartse instabiliteit een indirect faalmechanisme is: een afschuiving naar buitenwaartse zijde leidt pas tot overstrooming als na de afschuiving een tweede hoogwater optreedt. Daarom is gebruik gemaakt van een faalpadenanalyse. De kans dat het dijkprofiel (dat na afschuiving is overgebleven) een tweede hoogwater niet kan keren, is dusdanig klein dat aan de norm wordt voldaan.

6.3 Binnenwaartse stabiliteit (STBI)

6.3.1 Stedelijk deel

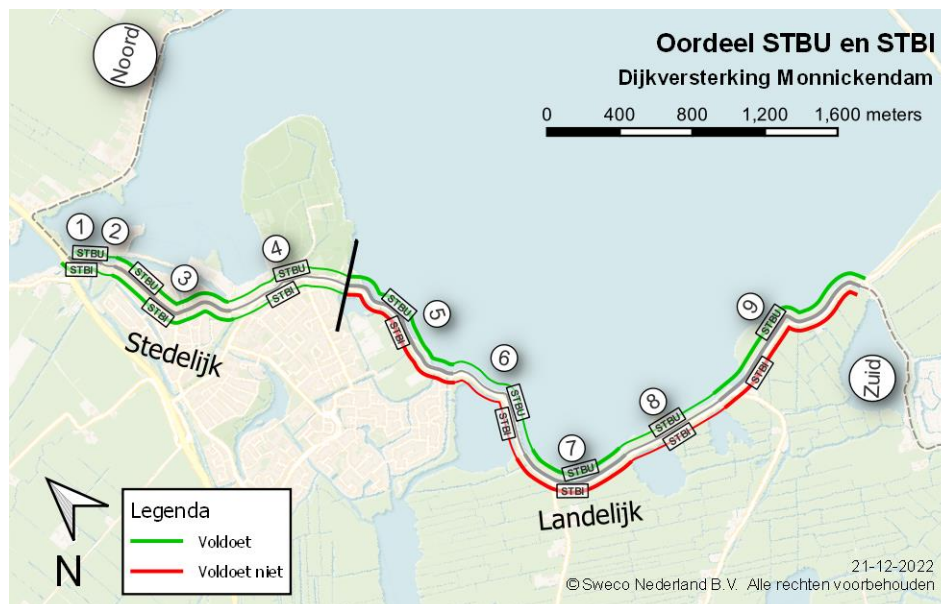
Een soortgelijke beredenering is toegepast voor de binnenwaartse stabiliteit van de dijk ter hoogte van Nieuwendam, ten noorden van Monnickendam (dijkvak 1 en 2). De kering is daar dusdanig breed dat ook na afschuiving van het binnentalud het resterende dijkprofiel nog water kan keren. De kans dat een hoogwater optreedt dat zo groot is dat golfoverslag plaatsvindt (en daarmee tot falen van de dijk leidt) is dusdanig klein dat aan de norm wordt voldaan.

Het voorland ter plaatse van het centrum van Monnickendam ligt hoog, de dijk ligt hier langs het Noordeinde en Zuideinde (dijkvak 3). Dit betekent dat onder norm omstandigheden geen water bij de dijk kan komen. Een overstrooming

door falen van deze dijk kan op deze locatie daarom niet optreden. De dijk direct ten zuiden van het centrum van Monnickendam voldoet aan de norm voor binnenwaartse stabiliteit (dijkvak 4). Hieruit volgt dat voor het hele stedelijk deel geen veiligheidsopgave is.

6.3.2 Landelijk deel

De dijk in het landelijk deel voldoet niet aan de norm voor binnenwaartse stabiliteit. Middels een hoekpuntenanalyse is aangetoond dat ook met meer optimistischer aannames (dan het representatieve gemiddelde) niet aan de norm kan worden voldaan. De dijk langs de Gouwzee ligt op slappe grond en is als voormalige Zuiderzeedijk fors hoger dan nu langs het Markermeer noodzakelijk is. De laatste grootschalige dijkversterking is meer dan 100 jaar geleden. De dijk in het landelijk deel is voornamelijk afgekeurd vanwege de zwakke ondergrond in verhouding met het grote dijklichaam.



Figuur 6-1: Resultaten NAV

6.4 Aanbevelingen

Onder maatgevende omstandigheden neemt de stijghoogte in het zandpakket onder de dijk toe, wat leidt tot verdere afname van de stabiliteit ten opzichte van de dagelijkse situatie. De invloed van een hogere grondwaterstand in de dijk door een hoger meerpeil is hieraan ondergeschikt. Hoeveel de stijghoogte reageert op de buitenwaterstand is nog niet volledig bekend. Meer onderzoek naar dit fenomeen kan leiden tot een scherpere versterkingsopgave, maar niet tot een andere veiligheidsopgave. Van de landelijke dijk ligt dijkvak 7 het dichtste bij de norm, in dit dijkvak is het huidige wegllichaam dat fungeert als steunberm het breedst. Hoewel dit vak in de hoekpuntenanalyse dicht bij de norm ligt is deze met de huidige uitgangspunten afgekeurd. Hier is het advies ook te versterken, omdat als gevolg van degradatie van de dijk en effecten van klimaatverandering het risico bestaat dat dit binnen één of twee decennia alsnog moet gebeuren.

7. Referenties

- [1] Regeling van de Minister van Infrastructuur en Milieu, van 2 december 2016, nr. IENM/BSK-2016/283517, ter uitvoering van de artikelen 2.3, eerste lid, en 2.12, vierde lid, van de Waterwet (Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017).
- [2] Bijlage III Sterkte en veiligheid. Ministerie van Infrastructuur en Milieu.
- [3] Technisch Rapport Actuele sterkte van dijken, Expertisenetwerk Waterveiligheid (ENW), 27 maart 2009.
- [4] Technische Uitgangspunten, Nadere veiligheidsanalyse Monnickendam (corsa 23.0006537), NL22-648800269-23887, versie C2.0. Sweco Nederland B.V., 23 december 2022.
- [5] Veiligheidsanalyse historisch centrum Monnickendam (corsa 23.0006540), NL22-648800269-28196, Sweco Nederland B.V., 19 oktober 2022
- [6] Veiligheidstoets primaire waterkering Edam-Amsterdam (corsa 10.0004977), eenvoudige en gedetailleerde toets. DHV, februari 2010.
- [7] Consequentieanalyse drie trajecten Gouzee en BuitenIJ (corsa 20.0045367). Witteveen+Bos, 23 september 2019.
- [8] AMMD-003757 – Geotechnische Ontwerpbasis DO, versie 1.0. Alliantie Markermeerdijken, 18 oktober 2017.
- [9] AMMD-003314 - Ontwerpbasis Dijken DO, versie 2.0. Alliantie Markermeerdijken, 23 oktober 2019.
- [10] Rapportage geotechnisch onderzoek | Monnickendam 2422-209849 (corsa 23.0006541), Fugro NL Land B.V., 23 september 2022.
- [11] Analyse laboratoriumonderzoek Monnickendam Zeedijk | Monnickendam 6421-202663.R02 (corsa 23.0006543), Fugro NL Land B.V., 15 december 2022.
- [12] NWO inventarisatie Monnickendam Zeedijk, Fugro NL Land B.V., 18 januari 2023.

Bijlage 1 Overzicht rekenbestanden

Stabiliteitsberekeningen STBI beoordeling (2022 en 2072) en ondergrens hoekpuntenanalyse:

- DV1_DP4,5_C0.3.3
- DV2_DP5,3_C0.1.4
- DV4_DP14_C0.3.3
- DV5_DP18,5_C0.3.3
- DV6_DP28,6_C0.4.3
- DV7_DP35_C0.3.4
- DV8_DP41_C0.4.4
- DV9_DP50,6_C0.2.3

Stabiliteitsberekeningen STBI scenario's hoekpuntenanalyse:

- SCN0_DV8_DP41_C0.4.4_UpliftVan_Ondergrens
- SCN1_DV8_DP41_C0.4.4_UpliftVan_Bovengrens_(bodemparemeters)
- SCN2_DV8_DP41_C0.4.4_UpliftVan_Bovengrens_(alles)
- SCN3_DV8_DP41_C0.4.4_UpliftVan_Ondergrens_mVeen
- SCN4_DV8_DP41_C0.4.4_UpliftVan_Ondergrens_mKlei
- SCN5_DV8_DP41_C0.4.4_UpliftVan_Ondergrens_SVeen
- SCN6.1_DV8_DP41_C0.4.4_UpliftVan_Ondergrens_SKlei
- SCN6.2_DV8_DP41_C0.4.4_UpliftVan_Ondergrens_SKlei
- SCN7_DV8_DP41_C0.4.4_UpliftVan_Ondergrens_POPVeen
- SCN8_DV8_DP41_C0.4.4_UpliftVan_Ondergrens_POPKlei
- SCN9_DV8_DP41_C0.4.4_UpliftVan_Ondergrens_Freatisch
- SCN10_DV8_DP41_C0.4.4_UpliftVan_Ondergrens_Stijghoogte
- SCN11_DV8_DP41_C0.4.4_UpliftVan_Ondergrens_Indringingslengte
- SCN100_DV8_DP41_C0.4.4_UpliftVan_Ondergrens_POP_SVeen_PO
PKlei

Stabiliteitsberekeningen STBI waarschijnlijke scenario's voor dijkvakken:

- DV1_DP4,5_C0.3.3_Waarschijnlijk
- DV2_DP5,3_C0.1.4_Waarschijnlijk
- DV4_DP14_C0.3.3_Waarschijnlijk
- DV5_DP18,5_C0.3.3_UpliftVan_Ondergrens_POPKlei&Stijghoogte
- DV6_DP28,6_C0.4.3_UpliftVan_Ondergrens_POPKlei&Stijghoogte
- DV7_DP35_C0.3.4_UpliftVan_Ondergrens_POPKlei&Stijghoogte
- DV8_DP41_C0.4.4_UpliftVan_Ondergrens_POPKlei&Stijghoogte
- DV9_DP50,6_C0.2.3_UpliftVan_Ondergrens_POPKlei&Stijghoogte

Stabiliteitsberekeningen STBU

- STBU_Afwaaiing_DV5_DP18,5_D1.0
- STBU_Afwaaiing_DV6_DP28,6_D1.0
- STBU_Afwaaiing_DV6_DP28,6_D1.0_geforceerd
- STBU_Afwaaiing_DV9_DP44,5_D1.0
- STBU_Regenval_DV1_DP4,5_D1.0
- STBU_Regenval_DV2_DP5,3_D1.0
- STBU_Regenval_DV4_DP11_D1.0
- STBU_Regenval_DV5_DP18,5_D1.0
- STBU_Regenval_DV6_DP28,6_D1.0
- STBU_Regenval_DV7_DP34,5_D1.0
- STBU_Regenval_DV8_DP41_D1.0
- STBU_Regenval_DV9_DP44,5_D1.0

Bijlage 2

Besprekingsverslagen werksessies STBU

Besprekingsverslag

Plaats	HHNK, Heerhugowaard		
Datum	10-10-2022	Tijd	10:00-11:30
Aanwezig	Rob Bakker	HHNK	
	Wessel Copier	HHNK	
	Niels Tenhage	HHNK	
	Pieter Visser	HHNK	
	Sarah Wiggers (online)	HHNK	
	Martijn Peters	Sweco	
	Maurits Kampen	Sweco	
Kopie aan	Ruud Raaijmakers	Sweco	

Startoverleg STBU Monnickendam

Doel

Ruud is ziek, besloten om wel de hele sessie te houden. Dit is het startoverleg en eerste gezamenlijke sessie om tot een oordeel te komen voor STBU.

Doel van de sessie is: kennismaken, gezamenlijk beeld krijgen van de aanpak van de beoordeling op STBU en aanzet tot verhaal van de dijk.

Introductie STBU en voorbeeld Sterke Lekdijk

Martijn introduceert het faalmechanisme STBU. STBU is een indirect faalmechanisme, wat betekent dat een afschuiving niet gelijk tot overstroming leidt.

Het voorbeeld van Sterke Lekdijk (HDSR) wordt geïntroduceerd en de gebeurtenissenboom wordt stap voor stap doorlopen. Het maatgevende faalpad heeft een kleinere kans van voorkomen dan vereist.

Het ADO heeft destijds geconcludeerd zich te kunnen vinden in deze aanpak en conclusie. ADO heeft daarnaast aangegeven dat het niet noodzakelijk is voor elk afzonderlijke knoop een kansinschatting te doen. Draai het om door af te vragen welke overgangskans benodigd is om aan de eis te voldoen.

Dit advies komt overeen met het advies wat HHNK/Sweco heeft gekregen tijdens het intakegesprek met ADO voor dijkversterking Monnickendam.

Aanpak Monnickendam

De te volgen aanpak voor Monnickendam sluit aan bij het nieuwe BOI2023, handleiding Overstromingskansanalyse (2022). We gaan daar vier stappen voor doorlopen:

1. Verhaal van de dijk
2. Berekenen stabiliteitsfactor en kans
3. Analyse vervolproces
4. Challenge door HHNK en Adviesteam Dijkontwerp

Aantal opmerkingen die daarbij worden gemaakt:

- Beredenering dus omdraaien: welke overgangskans heb je nodig. Als bijvoorbeeld blijkt dat met een hersteltijd van 5 weken je voldoet, dan kun je kijken of dit haalbaar is. Ipv exact kansen voor elke knopen proberen in te inschatten.
- Welke storm (ook qua golfbelasting) leidt tot falen en wat is hier de herhalingsstijd van. Golfbelasting is hier meer van belang dan alleen waterstand, dan bij rivierdijken.
- Faaldefinitie opstellen, hoe moet de dijk er dan bij liggen als we hem als gefaald beschouwen. Dan terugwerken naar welke stormen en kansen hierbij horen.

Hierbij is o.a. relevant:

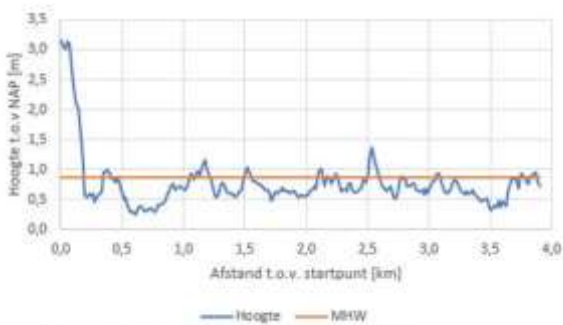
- Te hanteren verkeersbelasting
- Duur van val van hoogwater
- Schade gesignaleerd of niet, hoe snel zie je dit
- Snelheid van herstel
- Kruinbreedte na afschuiving
- Invloed van dichtheid van grondonderzoek, zekerheid in dijksmateriaal

Verhaal van de dijk

Dijk zelf

Oude Zeedijk. De dijk is een oude zeedijk. De dijk heeft daarom een relatief hoge kruin en hoger dan wat nu nodig zou zijn als meerdijk.

Spitse kruin, N-weg op binnenberm. De dijk kenmerkt zich door een spitse en smalle kruin met fietspad en de N518 op de binnenberm. De hoogte van de berm (meerzijde rand asfalt) ligt vaak hoger dan NAP +0,5m. Dit is hoger dan het dagelijkse meerpeil. Bij afschuiven van de kruin heeft de dijk dus nog restbreedte/sterkte.



Figuur: Hoogte van de binnenberm ten opzichte van MHW

Kernmaterialen dijk. Opbouw van de dijk is in grote lijnen bekend: klei dijklichaam met soms een zandkern, berm lijkt meer zandiger. Oud en nieuw grondonderzoek gebruiken om dit verder in kaart te brengen.

Voorland of beperkte waterdiepte voor de kering. In de consequentie-analyse is de dijk op STBU goedgekeurd op de plekken waar voorland aanwezig is. Alleen op basis van stabiliteit (zonder inachtnaam van vervolprocessen en herstel) is de dijk daar goedgekeurd. Op de plekken waar geen voorland aanwezig is, is de waterdiepte beperkt.

Watersysteem

Gelegen aan een gereguleerd meer. De dijk ligt aan het Markermeer met gereguleerd peil. Er treedt een hoogwater op in de situatie dat het IJsselmeer niet kan spuien naar de Waddenzee, in combinatie met hoge afvoer van de IJssel en Vecht. Dit water wordt dan ook door gelaten naar het Markermeer. Een hoogwater is dus langdurig. De piek van de belasting is wel kortdurig, als het hoge meerpeil samenvalt met een storm.

Val na hoogwater. Het is onbekend hoe snel het water weer kan zakken in het Markermeer. Voor de IJsselmeerdijken is eens uitgewerkt dat het IJsselmeer 1m zakt in 10 dagen. Mogelijk dat ook de Alliantie Markermeerdijken hier al gegevens over heeft voor het Markermeer.

Er lijken nu drie scenario's mogelijk als initiërende gebeurtenis:

- Val na hoogwater door wind opstuwning richting noordoosten
- Val na hoogwater door zakken van het meerpeil; afvoer van water richting het IJsselmeer
- Hevige regenval

Actie watersysteem beter in kaart brengen, door middel van:

- Cross check AMMD (Sweco)
- Contact met Robert Slomp (Pieter en/of Sweco, n.t.b.)
- Contact met Jacco Groeneweg (HHNK en/of Sweco, n.t.b.)

Beheer

Calamiteitenorganisatie. Er is een bepaalde hoeveelheid kuub crisisklei aanwezig. Wat met beheerinspanning te behalen is en of de dijk (provisorisch) te herstellen is, zal ook afhangen van de lengte waar we een afschuiving kunnen verwachten.

Onderhoudsstatus. Weinig droogtescheuren of geen, maar wel wat graverijen. Dik asfalt aanwezig bij het fietspad op de kruin. Buitenzijde wat overwoekering en natuurvriendelijke voorlanden, maar grootschalige afschuiving zullen we wel zien.

Actie doorpraten met dagelijks beheerder om ervaringen van afgelopen jaren boven tafel te krijgen en zijn beeld bij deze dijk (Wessel en/of Sweco, n.t.b.)

Steenbekleding. In 2018 is geconcludeerd dat Noorse steen minder sterk is dan eerder gedacht.

Actie controleren of Noorse steen op dit traject voorkomt en zo ja: of het oordeel actueel is (Sweco, als onderdeel van verificatie veiligheidsanalyse)

Vervolg

Dit was sessie 1. Sweco werkt het verhaal van de dijk verder uit en gaat de stabiliteitsberekeningen maken. Daarna sessie 2 om de vervolggebeurtenissen samen uit te werken en tot een concept oordeel te komen. Sweco rapporteert dit, daarna challenge door ADO (schriftelijk of in een sessie, n.t.b.).

Actie Ruud en Rob stemmen af welke aanvullende acties door Sweco worden opgepakt.

Fenomenologische beschrijving van het proces wat tot falen door stabiliteit buitenwaarts leidt	Sessie #1
Verhaal van de dijk afronden Berekenen stabiliteitsfactor en kans	Sweco
Analyse vervolgschuiving	Sessie #2
Afronden analyse en berekeningen Concept rapportage	Sweco
Challenge	HHNK en ADO Sessie #3?

Besprekingsverslag

Plaats	HHNK, Heerhugowaard		
Datum	21-11-2022	Tijd	13:15-14:30
Aanwezig	Rob Bakker	HHNK	
	Wessel Copier	HHNK	
	Niels Tenhage	HHNK	
	Pieter Visser	HHNK	
	Martijn Peters	Sweco	
	Ruud Raaijmakers	Sweco	
Kopie aan	Sarah Wiggers	HHNK	
	Maurits Kampen	Sweco	

Onderwerp van de vergadering

1. Introductie en doel

Doel van vandaag: hypothese vaststellen voor STBU.

Resultaten van Helpdesk Water zijn vertraagd, deze komen op 8 december beschikbaar. Het antwoord is waarschijnlijk niet zozeer van invloed op de resultaten STBU, omdat voor afwaaing al de meest conservatieve omstandigheid plaats heeft gevonden.

Doel van het gesprek bij adviesteam dijkontwerp. Aanpak in lijn met aanpak STBU voor andere dijkversterkingen en rode draden van Adviesteam Dijkontwerp.

Labresultaten zijn nog niet gebuikt voor STBU, maar verwachting is dat dit geen significante invloed gaat hebben op uitkomsten

2. Terugblik verhaal van de dijk

In de eerdere bijeenkomst zijn 3 scenario's gedefinieerd, namelijk:

- A. Val na streefpeil¹ door wind opstuwing richting noordoosten
- B. Hevige regenval
- C. Val na hoogwater door zakken van het meerpeil; afvoer van water richting het IJsselmeer

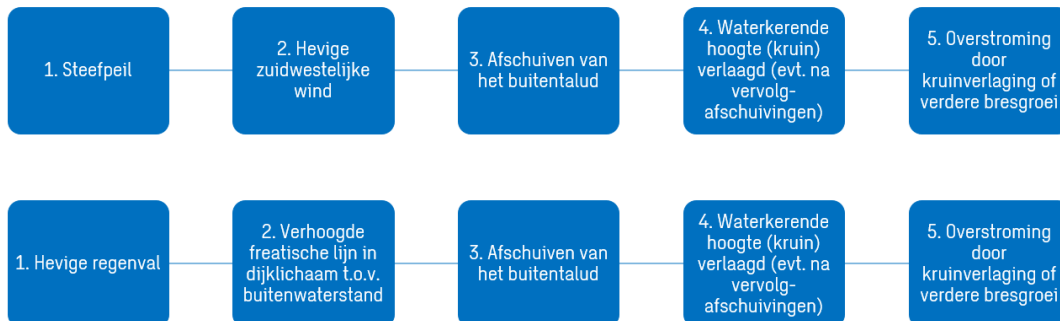
Val van meerpeil gaat erg langzaam 1m/10 dagen. Val is dus erg langzaam en niet maatgevend. Niels geeft aan dat dit scenario wel tot ongedraineerd gedrag zou kunnen leiden dus dat dit scenario niet uit te sluiten is. Echter zal vanwege daling in de freatische lijn door langzaam zakken van de waterstand niet leiden tot een maatgevend scenario t.o.v. A of B.

Pieter geeft aan dat de scenario's wel gecorreleerd zijn, dus de scenario's B en C moeten worden samengevoegd. Er is inderdaad correlatie, maar de buitenwaterstand zal door regenval (na uitmalen van polders) alleen maar stijgen en leiden tot een lager waterstandsverschil. Maatgevend peil is berekend op hevige regenval zonder stijging van de buitenwaterstand (=streefpeil).

¹ In presentatie stond nog hoogwater, maar moet streefpeil zijn zoals is besproken in het overleg

Herleidbaarheid voor de keuzes in de beoordeling moeten wel duidelijk zijn. Hier zal aandacht aan worden besteed in de rapportage.

De faalpaden voor scenario A en B zijn als respectievelijk:



3. Uitgangspunten berekeningen

Scenario A:

- Val van streefpeil 2072 (NAP -0,25 m) naar droog voorland (circa NAP - 1,5 m)
- Verkeersbelasting 15 kN/m² over 2,5 m breedte

In crisissituaties wordt er geen belasting op de kruin gezet, dus 15 KN belasting is te veel. Het verkeer zit namelijk op de berm. Wessel beschrijft dat er in een crisissituatie geen verkeersbelasting plaatsvindt. Vanaf windkracht 7 a 8 mag er niet gewerkt worden op de dijk, dus het is beter om hier 5 kN/m² aan te nemen.

Gebiedsbeheerder nog vragen of er een keer scenario van afwaaiing plaats heeft gevonden, en bij welke omstandigheden is dat zo? **Actie Wessel.**

Misschien wel te zien in de metingen van gemaal aan de buitenzijde. 1 of 2 jaar geleden flink gezakt. **Actie Pieter:** kijkt naar de meetdata voor de afwaaiing.

Scenario B:

- Opbolling freatische lijn van NAP +0,4 m naar NAP +1,6 m.
- Verkeersbelasting 5 kN/m² over 2,5 m breedte

Uitgangspunten voor scenario B zijn prima, geen verdere opmerkingen.

4. Vervolggebeurtenissen (faalboom)

Scenario A voldoet voor nagenoeg al de vakken aan de ondergrenseis. Als de signaleringseis zwaarder is dan de ondergrenseis zou er daaraan getoetst moeten worden. Dit gaat nu goed. Voor de komende 10 jaar voldoet de kering niet aan de signaleringswaarde maar wel aan de ondergrenswaarde. Omdat de signaleringswaarde strenger is dan de ondergrenswaarde is er geen probleem, alleen dit moet wel goed meegenomen worden richting de portefeuillehouder. Op voorhand weten we dat deze dijk mogelijk niet aan de signaleringswaarde voldoet.

Is kruindaling meegenomen in de berekening? Nee, dit is niet meegenomen in de berekening. Maar kruindaling wordt alleen gunstiger.

Voor afwaaiing vindt hier dan kruinverlaging plaats zodanig dat er een 1:3 talud ingetekend wordt voor vervolgschuiving. Daarna wordt gekeken wat de waterstand is bij de overgangskans en wordt dat vergeleken met de hoogte van het overgebleven grondlichaam. Waterstand is bij overgangskans van eens in

de 30 jaar is gelijk aan NAP +0,4 m. In theorie kan er afslag plaats vinden, maar vanwege geringe diepte kunnen de golven niet hoog worden (max de halve waterdiepte). Bij golfaanval kwalitatief beredeneren welke golfhoogte plaats vindt.

Zonder tijdig herstel van de dijk zal de dijk voldoen aan de norm. Belangrijk om dit duidelijk te benoemen.

Actie Sweco: glijcirkel bij de norm forceren en kijken hoeveel ruimte er nog is in het restprofiel

5. Overige vragen

Faalkans voor deelmechanisme ZAF, reactie Mark Klein Breteler staat wel in het reviewformulier.

Vraag richting ADO: er wordt in LBO2 niet meer getoetst met faalkansruimte. Is faalkansruimte nu de juiste. Wat moeten we doen met de faalkansruimtes die samengenomen kunnen worden, en onder welke condities mag dat. Moeten we nog rekening houden met lengte-effecten.

6. Vervolg

Vervolg is om handelingsperspectief weer te geven. Handelingsperspectief is maatgevend

Bijlage 3 Resultaten STBI

Massa slappe lagenpakket dijkvak 1

Referentiepunt x	30
Afstand van binnenteen	9.95
Maaiveld hoogte (zonder sloot)	0
Watergang aanwezig	Ja
Niveau bodem watergang	-3.34
Breedte watergang op maaiveld	35
Breedte watergang op bodem	15
Waterstand in watergang	-0.48
Effectieve locatie maaiveld (2D effect)	-3.34

Veiligheidsfactor	1.1
-------------------	-----

Geldende boring t.p.v. opbarstpunt	6
------------------------------------	---

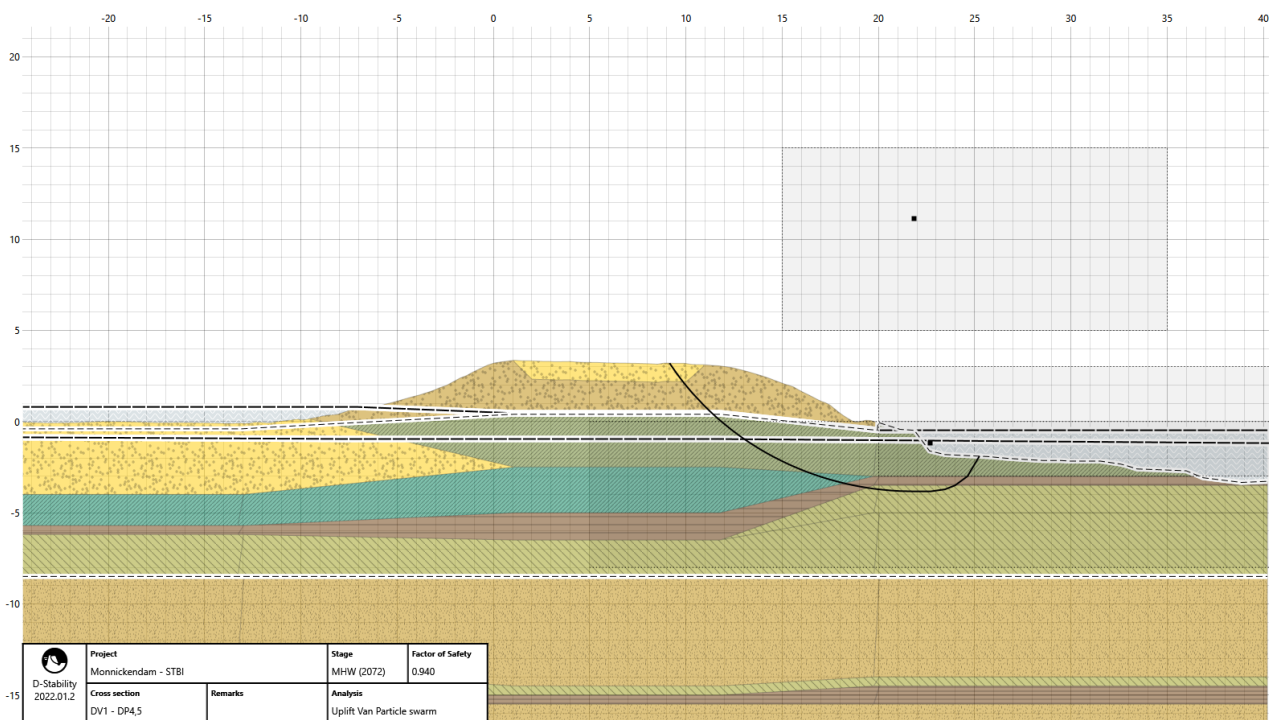
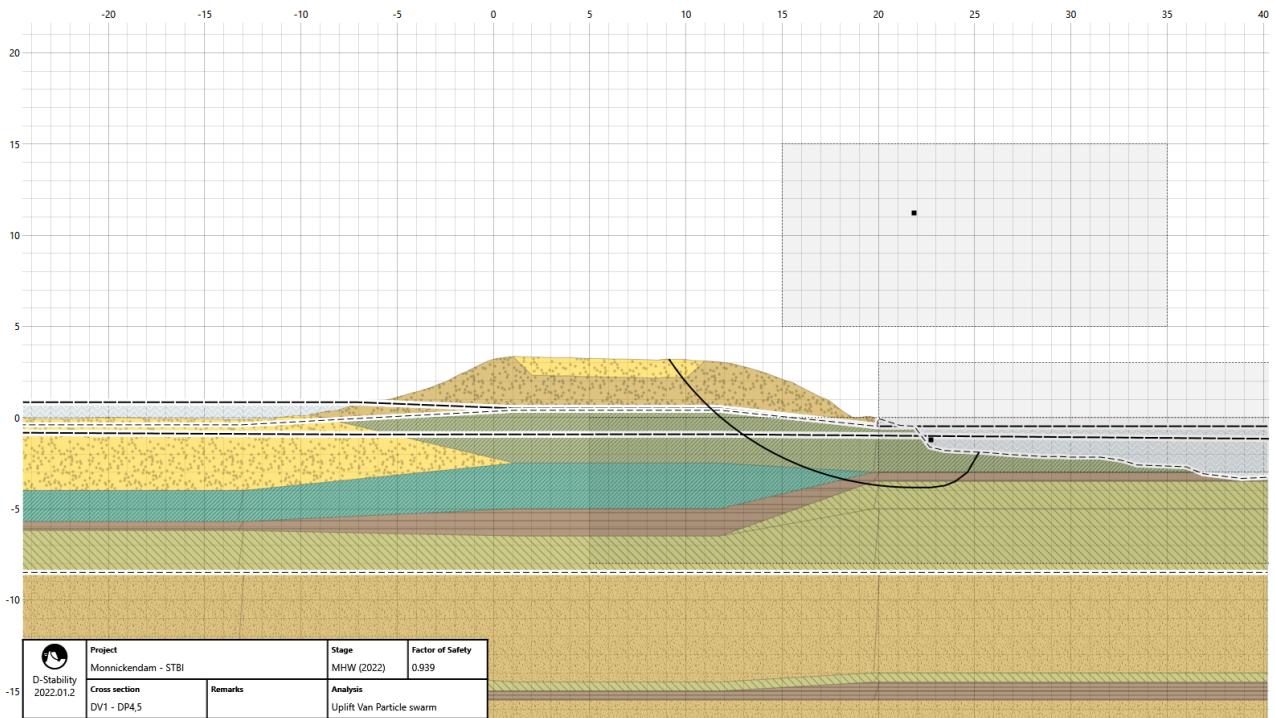
Op basis van de virtuele binnenteen, aangegeven in tabblad 'Freatische lijn'
 Interpolatie van de geometrie geeft NAP -2.17 m
 Eerder aangegeven waarde:
 Interpolatie van de geometrie geeft NAP -2.17 m

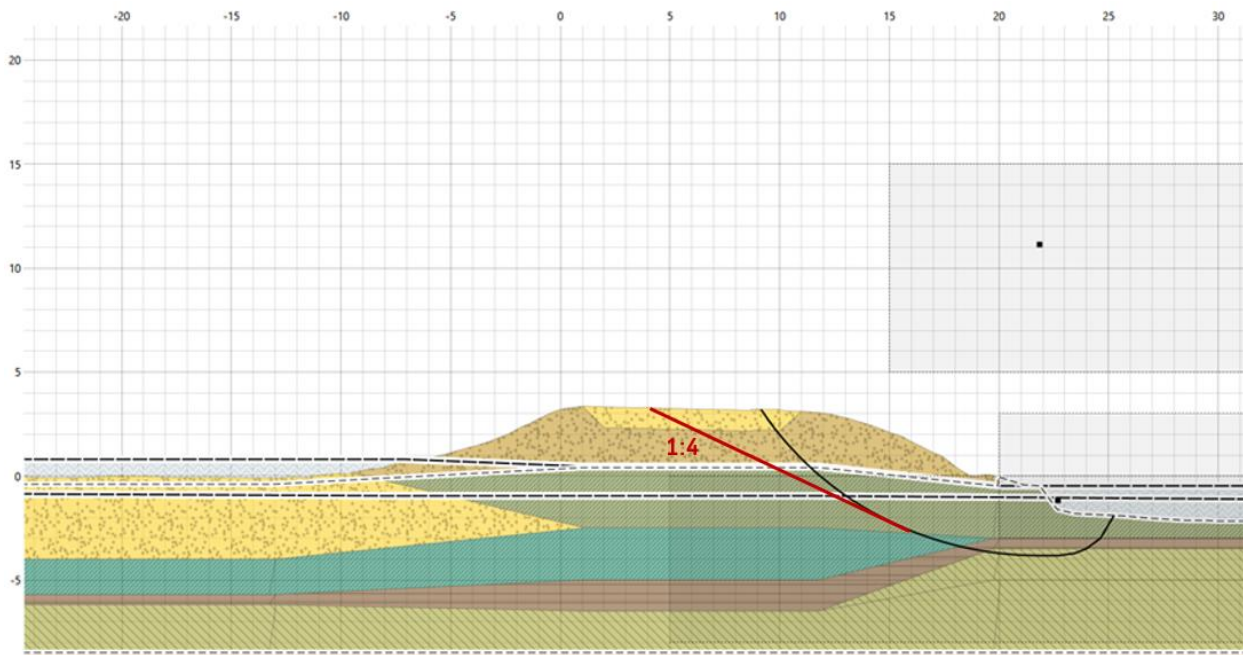
Deklaag onder de sloot (6.16m) is dunner dan dat de slootbodembreedte is (15m).

Boring 6 ligt het dichtste bij het gekozen opbarstpunt.

Grondsoort	Dikte	Gewicht	Deklaag/ zandlaa	Massa	Dikte_zond
Water	2.86	9.81	Water	28.0566	
H_Aa_ht_AL	0	14.1	Deklaag	0	4
H_Vhv_v_AL	0.16	10.2	Deklaag	1.632	0.5
H_Mkw_z&k_AL	1.5	16.8	Deklaag	25.2	1.5
H_Mkw_z&k_AL	3.5	16.8	Deklaag	58.8	3.5
Zand_Walcheren	5.5	18	Niet deklaag	99	5.5
H_Mkw_z&k_AL	0.5	16.8	Niet deklaag	8.4	0.5
H_Vbv_v_AL	1	10	Niet deklaag	10	1
Zand_Walcheren	4.5	18	Niet deklaag	81	4.5
Totaal:	5.16	[m]			9.5
Totale massa deklaag:	85.632	[kPa]			

Dit resulteert in een opbarstveiligheid voor zichtjaar 2022 en 2072 van respectievelijk 1,56 en 1,57.





Massa slappe lagenpakket dijkvak 2

Referentiepunt x	30
Afstand van binnenteen	13.60
Maaiveld hoogte (zonder sloot)	-1.097
Watergang aanwezig	Nee
Veiligheidsfactor	1.1

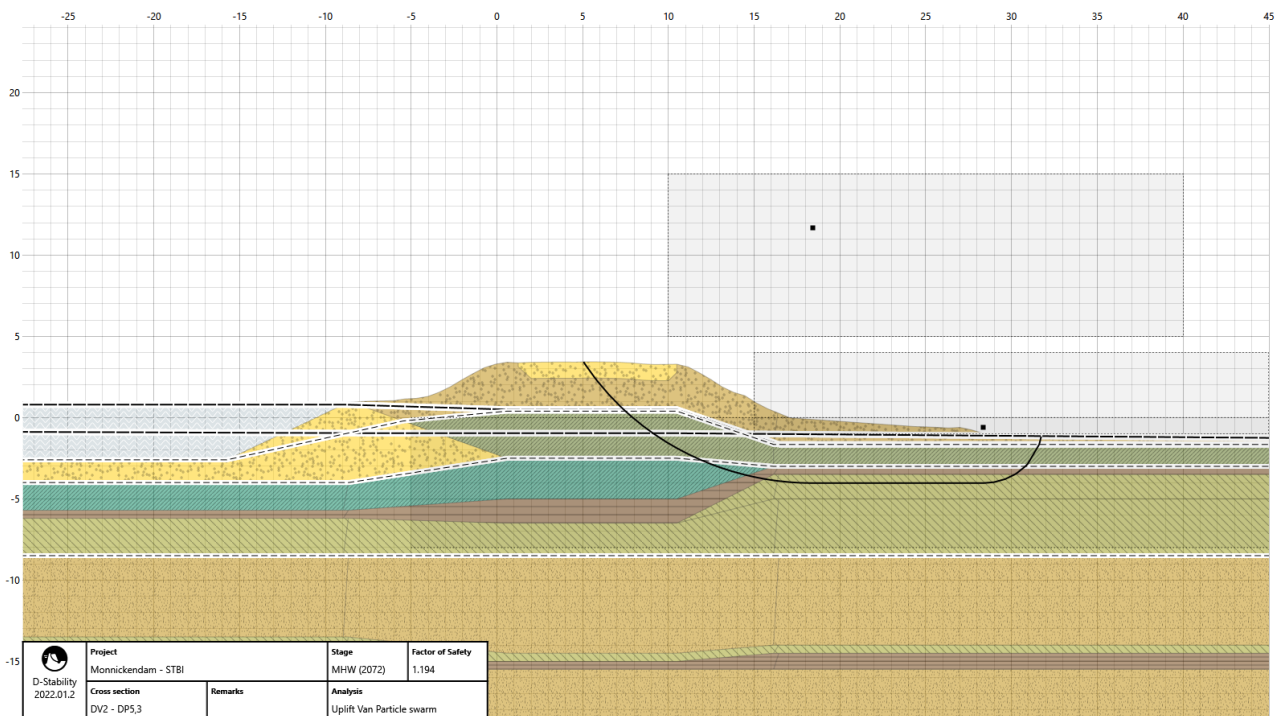
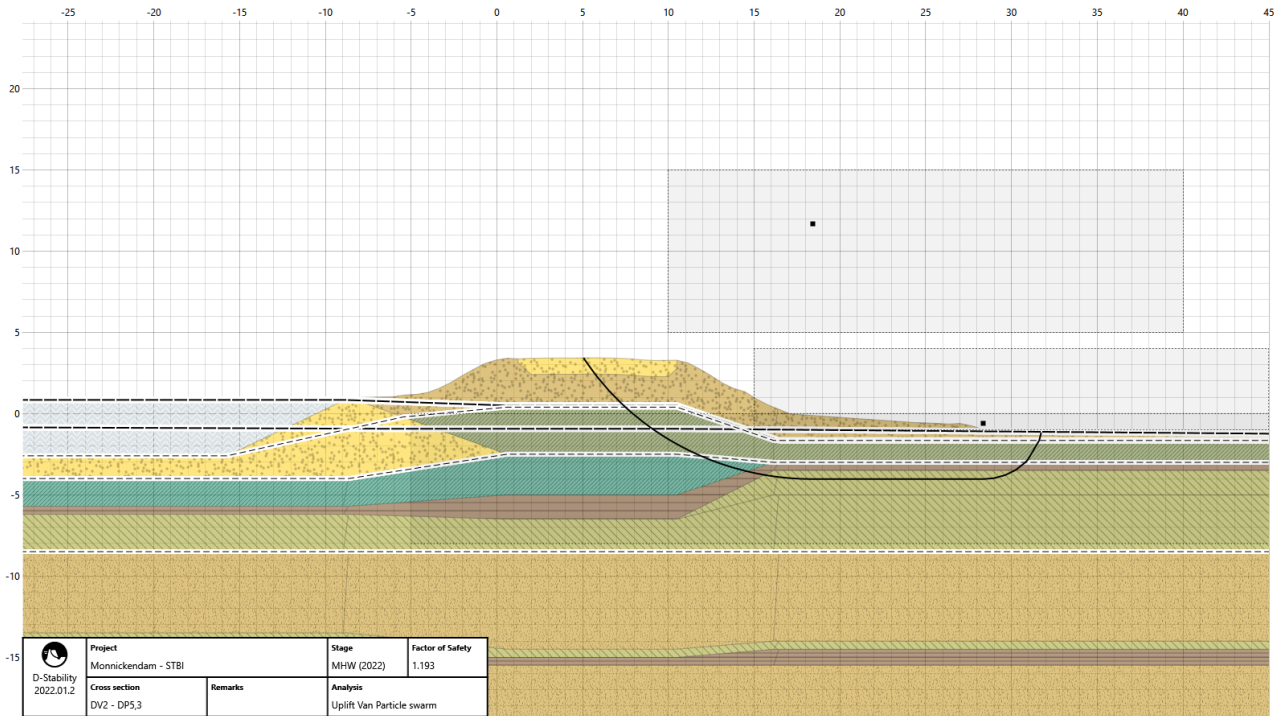
Op basis van de virtuele binnenteen, aangegeven in tabblad 'Freatische lijn'
Interpolatie van de geometrie geeft NAP -1.097 m
Eerder aangegeven waarde:

Geldende boring t.p.v. opbarstpunt	6
------------------------------------	---

Boring 6 ligt het dichtste bij het gekozen opbarstpunt.

Grondsoort	Dikte	Gewicht	Deklaag/ zandlaa	Massa	Dikte zond
H_Aa_ht_AL	1.903	14.1	Deklaag	26.8323	4
H_Vhv_v_AL	0.5	10.2	Deklaag	5.1	0.5
H_Mkw_z&k_AL	1.5	16.8	Deklaag	25.2	1.5
H_Mkw_z&k_AL	3.5	16.8	Deklaag	58.8	3.5
Zand_Walcheren	5.5	18	Niet deklaag	99	5.5
H_Mkw_z&k_AL	0.5	16.8	Niet deklaag	8.4	0.5
H_Vbv_v_AL	1	10	Niet deklaag	10	1
Zand_Walcheren	4.5	18	Niet deklaag	81	4.5
Totaal:	7.403	[m]			9.5
Totale massa deklaag:	115.932	[kPa]			

Dit resulteert in een opbarstveiligheid voor zichtjaar 2022 en 2072 van respectievelijk 1,59 en 1,6.



Massa slappe lagenpakket dijkvak 4

Referentiepunt x	25.5
Afstand van binnenteen	3.50
Maaiveld hoogte (zonder sloot)	-0.5
Watergang aanwezig	Ja
Niveau bodem watergang	-1.94
Breedte watergang op maaiveld	5
Breedte watergang op bodem	1
Waterstand in watergang	-1.65
Effectieve locatie maaiveld (2D effect)	-0.5
Veiligheidsfactor	1.1

Op basis van de virtuele binnenteen, aangegeven in tabblad 'Freatische lijn'
 Interpolatie van de geometrie geeft NAP -1.94 m
 Eerder aangegeven waarde:
 Interpolatie van de geometrie geeft NAP -1.94 m

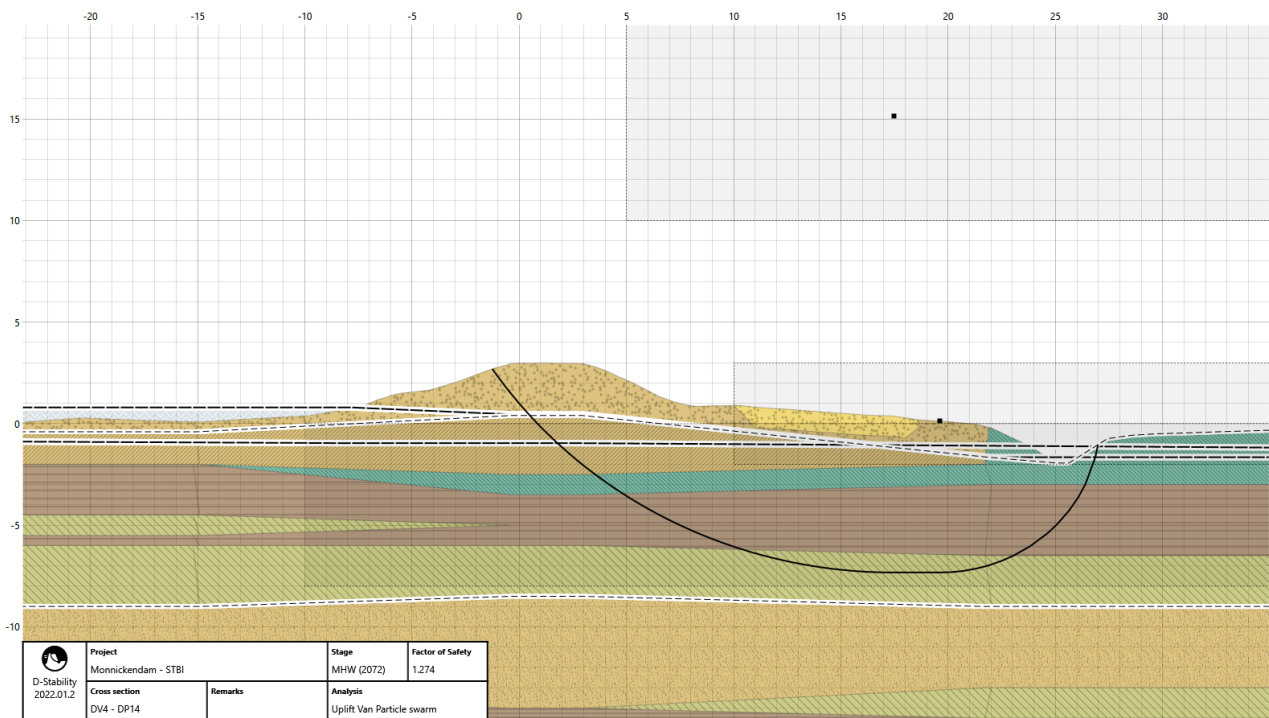
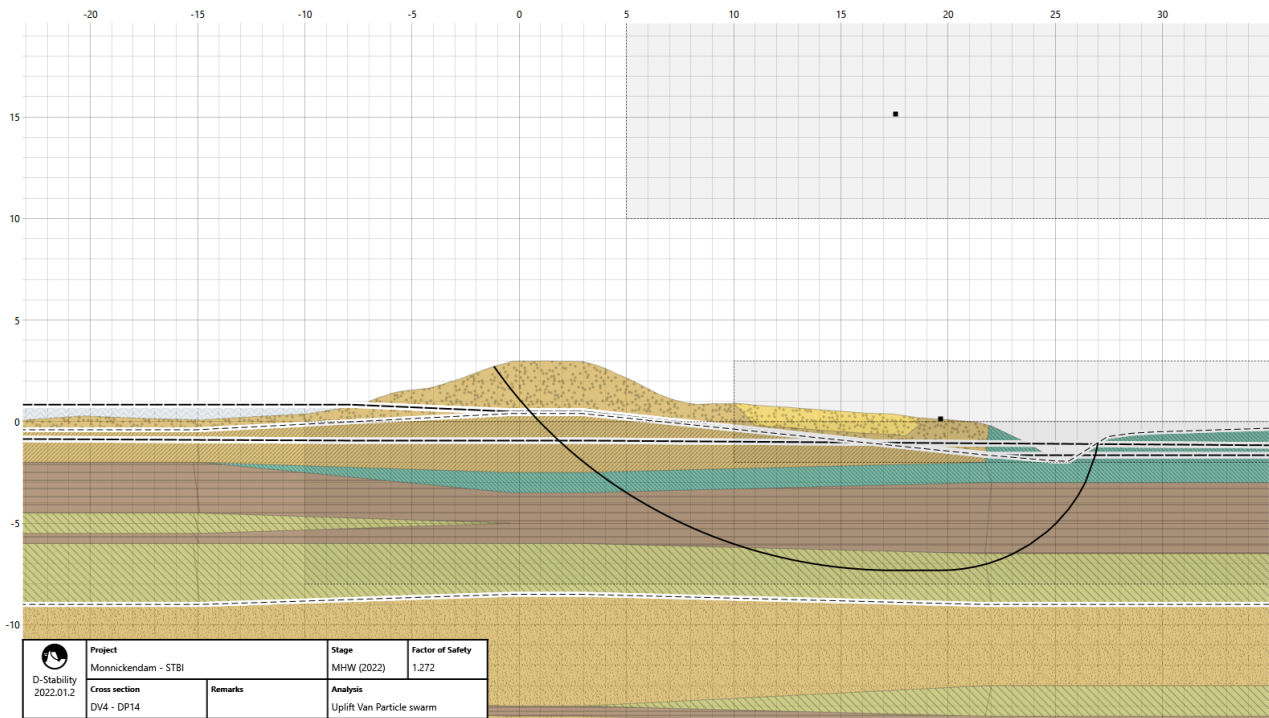
Deklaag (10m) is dikker dan dat de sloot breed is (5m).

Geldende boring t.p.v. opbarstpunt	6
------------------------------------	---

Boring 6 ligt het dichtste bij het gekozen opbarstpunt.

Grondsoort	Dikte	Gewicht	Deklaag/ zandlaa	Massa	Dikte zond
H_Mp_k_AL	2.5	13.1	Deklaag	32.75	4
H_Vhv_v_AL	3.5	10.2	Deklaag	35.7	3.5
H_Mkw_z&k_AL	2.5	16.8	Deklaag	42	2.5
Zand_Walcheren	4	18	Niet deklaag	72	4
H_Mkw_z&k_AL	1.5	16.8	Niet deklaag	25.2	1.5
H_Vbv_v_AL	0.5	10	Niet deklaag	5	0.5
Zand_Walcheren	5	18	Niet deklaag	90	5
Totaal:	8.5	[m]			10
Totale massa deklaag:	110.45	[kPa]			

Dit resulteert in een opbarstveiligheid voor zichtjaar 2022 en 2072 van respectievelijk 1,42 en 1,43.



Massa slappe lagenpakket dijkvak 5

Referentiepunt x	25.5
Afstand van binnenteen	5.04
Maaiveld hoogte (zonder sloot)	-1.53
Watergang aanwezig	Ja
Niveau bodem watergang	-1.94
Breedte watergang op maaiveld	2.7
Breedte watergang op bodem	1.6
Waterstand in watergang	-1.54
Effectieve locatie maaiveld (2D effect)	-1.53
Veiligheidsfactor	1.1

Op basis van de virtuele binnenteen, aangegeven in tabblad 'Freatische lijn'
 Interpolatie van de geometrie geeft NAP -1.94 m
 Eerder aangegeven waarde: n.v.t.
 Interpolatie van de geometrie geeft NAP -1.94 m

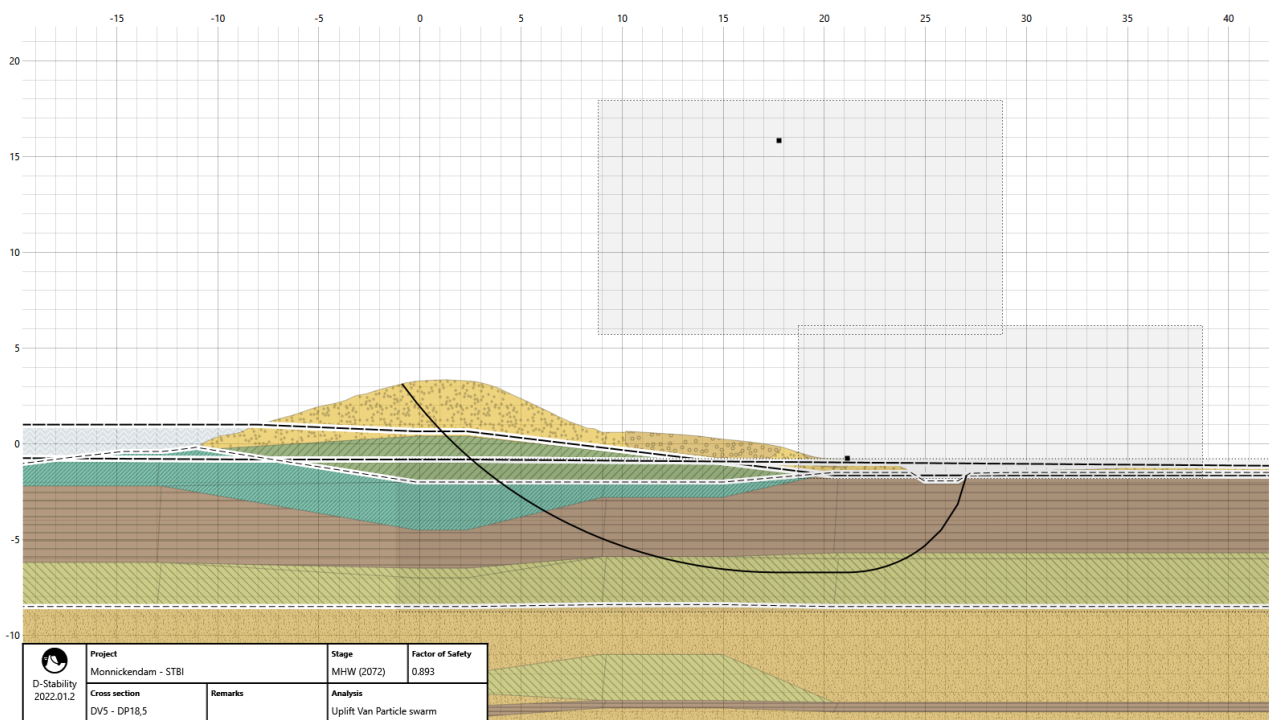
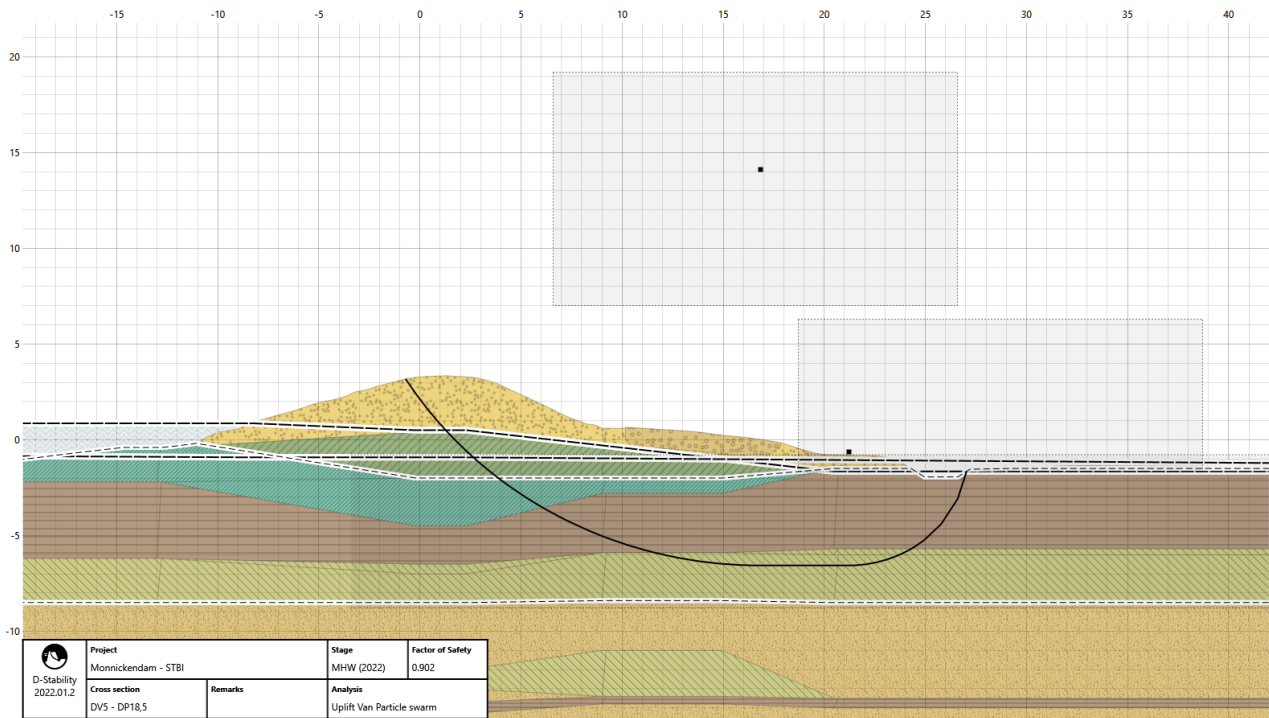
Deklaag (8.5m) is dikker dan dat de sloot breed is (2.7m).

Geldende boring t.p.v. opbarstpunt	9
------------------------------------	---

Boring 9 ligt het dichtste bij het gekozen opbarstpunt.

Grondsoort	Dikte	Gewicht	Deklaag/ zandlaa	Massa	Dikte zond
H_Aa_ht_AL	0	14.1	Deklaag	0	1.5
H_Vhv_v_AL	4.17	10.2	Deklaag	42.534	4.2
H_Mp_ko_AL	0.3	16.8	Deklaag	5.04	0.3
H_Mp_k_AL	2.5	13.1	Deklaag	32.75	2.5
Zand	5: niet gedefinieerd		Niet deklaag	0	5
H_Vbv_v_AL	0.5	10	Niet deklaag	5	0.5
Zand	1: niet gedefinieerd		Niet deklaag	0	1
Totaal:	6.97	[m]			8.5
Totale massa deklaag:	80.324	[kPa]			

Dit resulteert in een opbarstveiligheid voor zichtjaar 2022 en 2072 van respectievelijk 1,11 en 1,09.



Massa slappe lagenpakket dijkvak 6

Referentiepunt x	28.5
Afstand van binnenteen	1.86
Maaiveld hoogte (zonder sloot)	-1.65
Watergang aanwezig	Ja
Niveau bodem watergang	-2.50
Breedte watergang op maaiveld	30
Breedte watergang op bodem	30
Waterstand in watergang	-1.65
Effectieve locatie maaiveld (2D effect)	-2.5

Veiligheidsfactor	1.1
-------------------	-----

Geldende boring t.p.v. opbarstpunt	9
------------------------------------	---

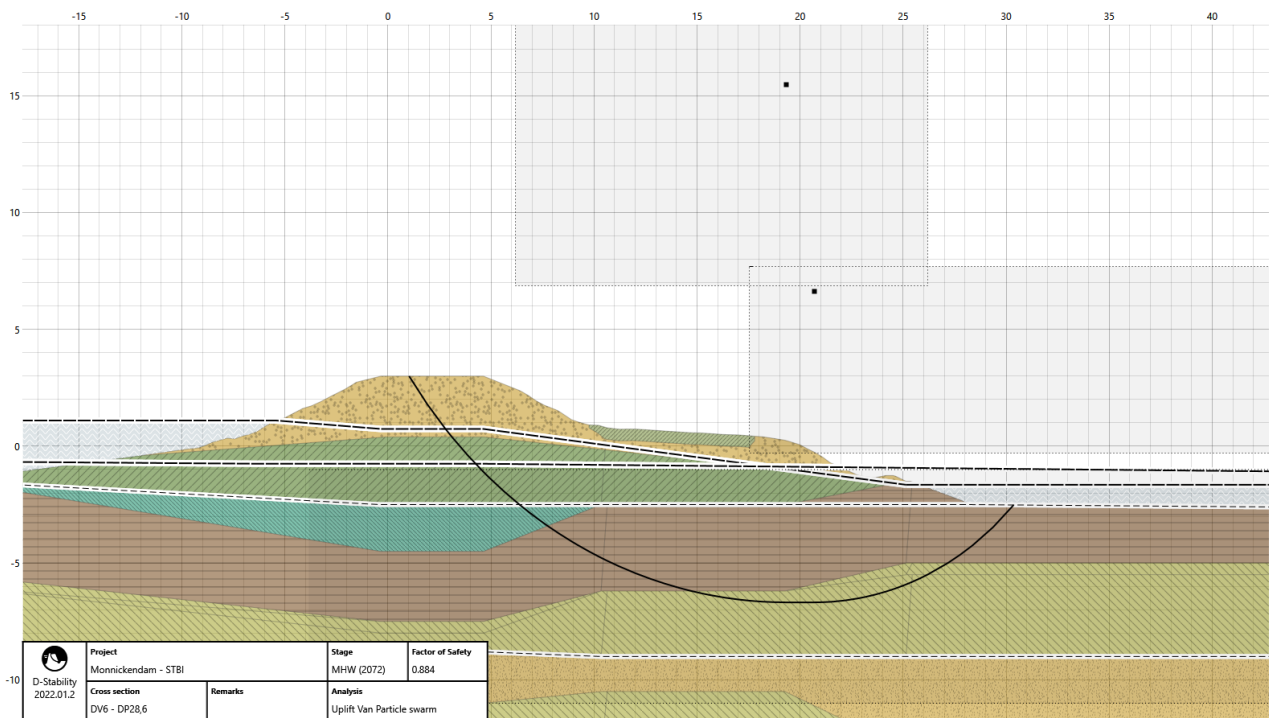
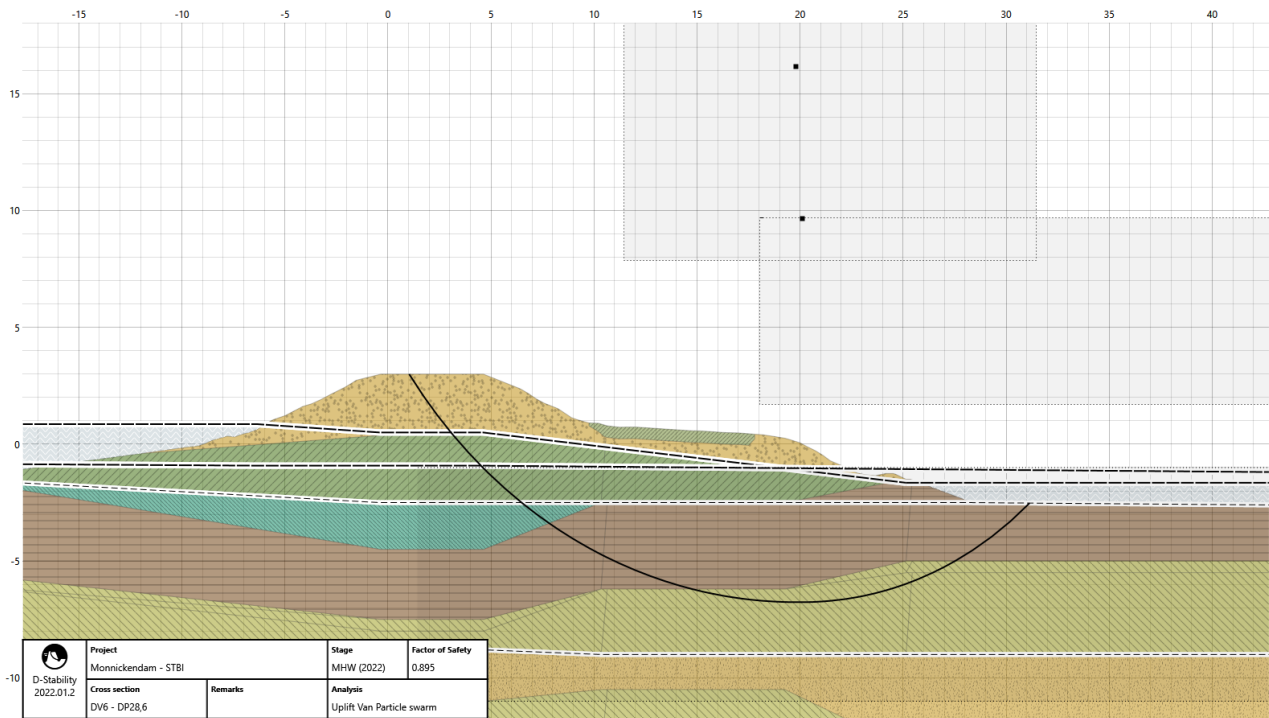
Op basis van de virtuele binnenteen, aangegeven in tabblad 'Freatische lijn'
 Interpolatie van de geometrie geeft NAP -2.501 m
 Eerder aangegeven waarde:
 Interpolatie van de geometrie geeft NAP -2.501 m

Deklaag onder de sloot (6.65m) is dunner dan dat de slootbodembreedte is (30m).

Boring 9 ligt het dichtste bij het gekozen opbarstpunt.

Grondsoort	Dikte	Gewicht	Deklaag/ zandlaag	Massa	Dikte zand
Water	0.85	9.81	Water	8.3385	
H_Vhv_v_AL	2.5	10.2	Deklaag	25.5	3.5
H_Mp_ko_AL	0.5	16.8	Deklaag	8.4	0.5
H_Mp_k_AL	3.5	13.1	Deklaag	45.85	3.5
Zand	4 niet gedefinieerd		Niet deklaag	0	4
Zand	2 niet gedefinieerd		Niet deklaag	0	2
Totaal:	6.5	[m]			7.5
Totale massa deklaag:	79.75	[kPa]			

Dit resulteert in een opbarstveiligheid voor zichtjaar 2022 en 2072 van respectievelijk 1,14 en 1,12.



Massa slappe lagenpakket dijkvak 7

Referentiepunt x	39.57
Afstand van binnenteen	12.93
Maaiveld hoogte (zonder sloot)	-1.375
Watergang aanwezig	Ja
Niveau bodem watergang	-2.34
Breedte watergang op maaiveld	6.5
Breedte watergang op bodem	2.64
Waterstand in watergang	-1.65
Effectieve locatie maaiveld (2D effect)	-1.375
Veiligheidsfactor	1.1
Geldende boring t.p.v. opbarstpunt	9

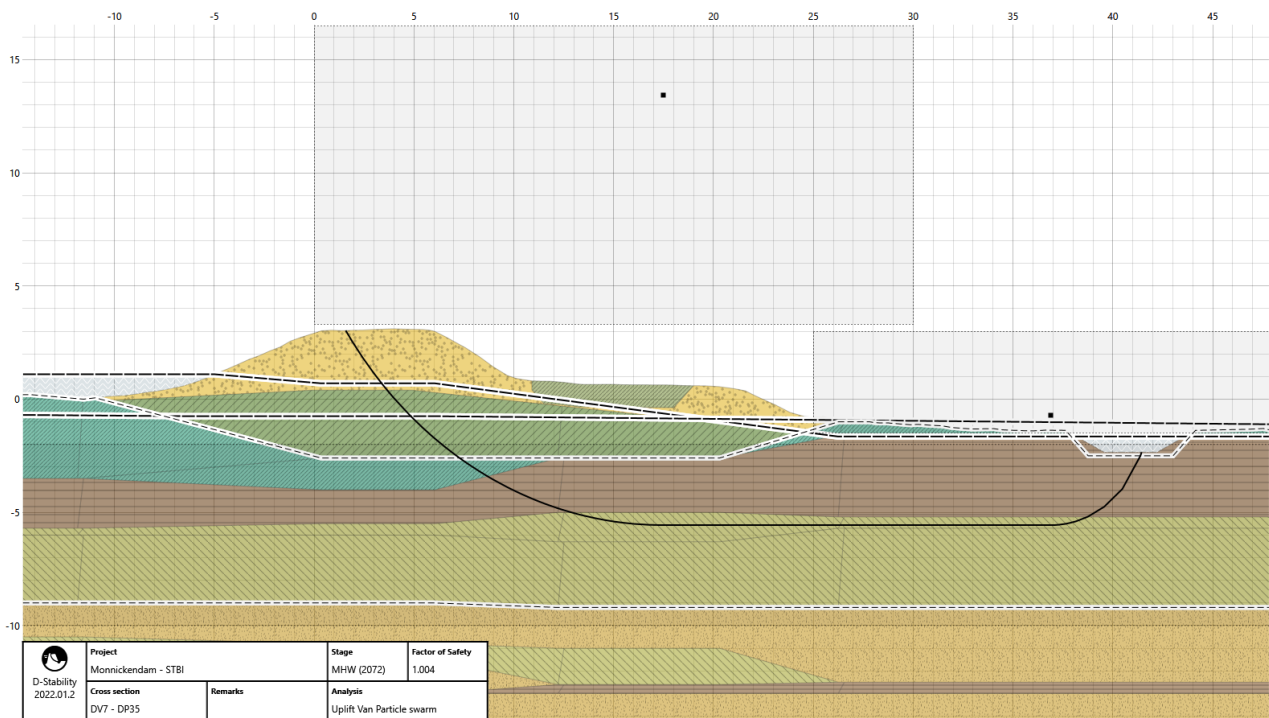
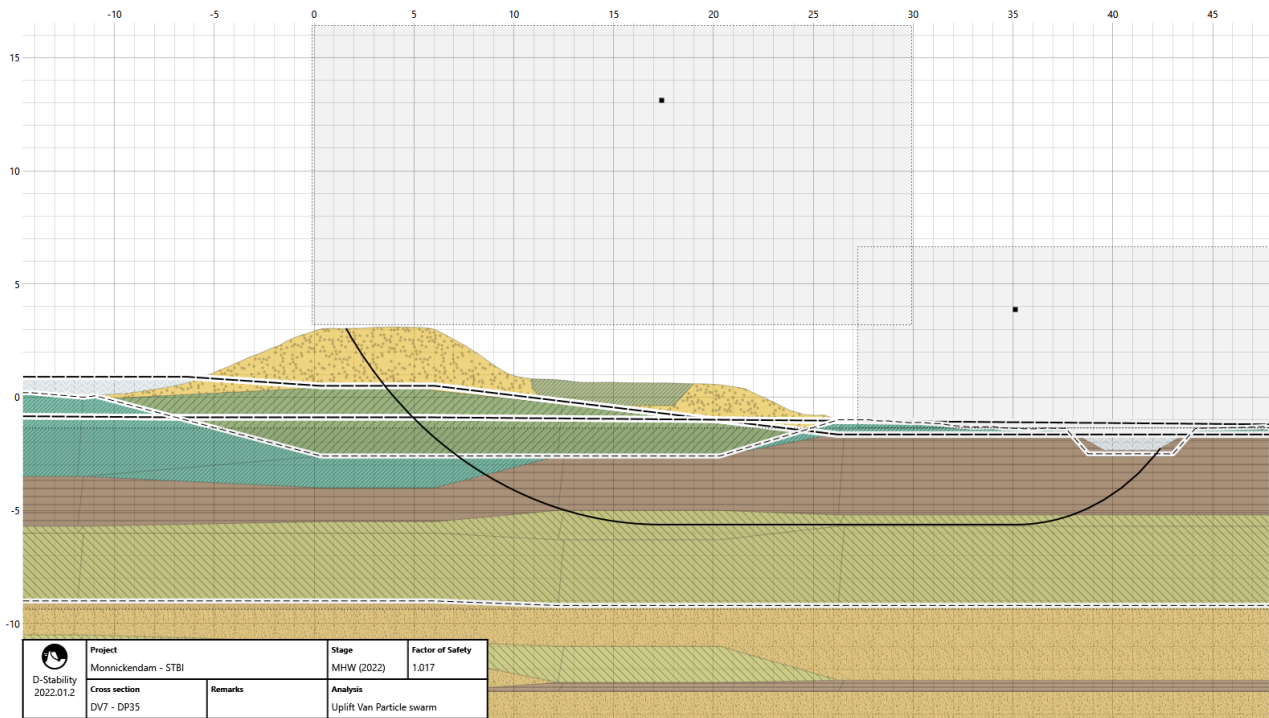
Op basis van de virtuele binnenteen, aangegeven in tabblad 'Freatische lijn'
 Interpolatie van de geometrie geeft NAP -2.34 m
 Eerder aangegeven waarde:
 Interpolatie van de geometrie geeft NAP -2.34 m

Deklaag (8.2m) is dikker dan dat de sloot breed is (6.5m).

Boring 9 ligt het dichtste bij het gekozen opbarstpunt.

Grondsoort	Dikte	Gewicht	Deklaag/ zandlaag	Massa	Dikte zand
H_Mp_k_AL	0.225	13.1	Deklaag	2.9475	0.6
H_Vhv_v_AL	3.6	10.2	Deklaag	36.72	3.6
H_Mp_ko_AL	0.5	16.8	Deklaag	8.4	0.5
H_Mp_k_AL	3.5	13.1	Deklaag	45.85	3.5
Zand_Walcheren	3.3	18	Niet deklaag	59.4	3.3
H_Vbv_v_AL	0.5	10	Niet deklaag	5	0.5
Zand_Walcheren	2	18	Niet deklaag	36	2
Totaal:	7.825	[m]			8.2
Totale massa deklaag:	93.918	[kPa]			

Dit resulteert in een opbarstveiligheid voor zichtjaar 2022 en 2072 van respectievelijk 1,17 en 1,16.



Massa slappe lagenpakket dijkvak 8

Referentiepunt x	26.739
Afstand van binnenteen	0.10
Maaiveld hoogte (zonder sloot)	-1.256
Watergang aanwezig	Ja
Niveau bodem watergang	-1.94
Breedte watergang op maaiveld	3.163
Breedte watergang op bodem	1.25
Waterstand in watergang	-1.65
Effectieve locatie maaiveld (2D effect)	-1.256

Veiligheidsfactor	1.1
-------------------	-----

Geldende boring t.p.v. opbarstpunt	9
------------------------------------	---

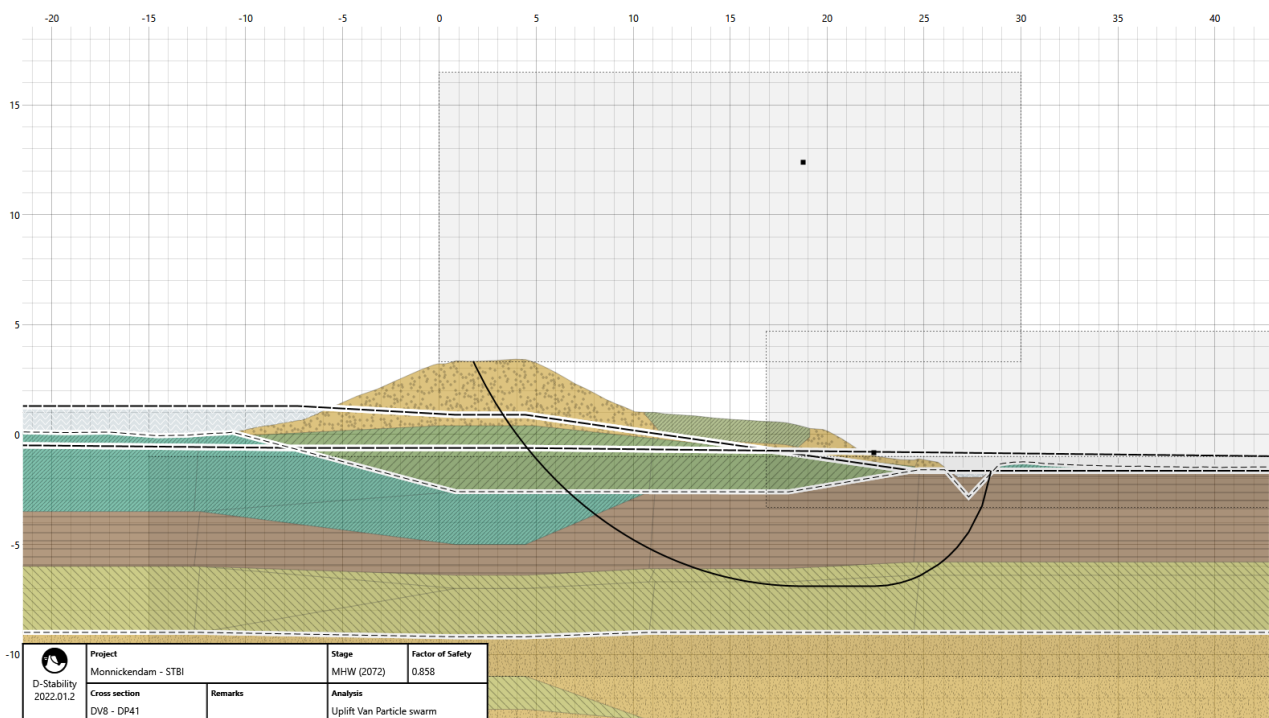
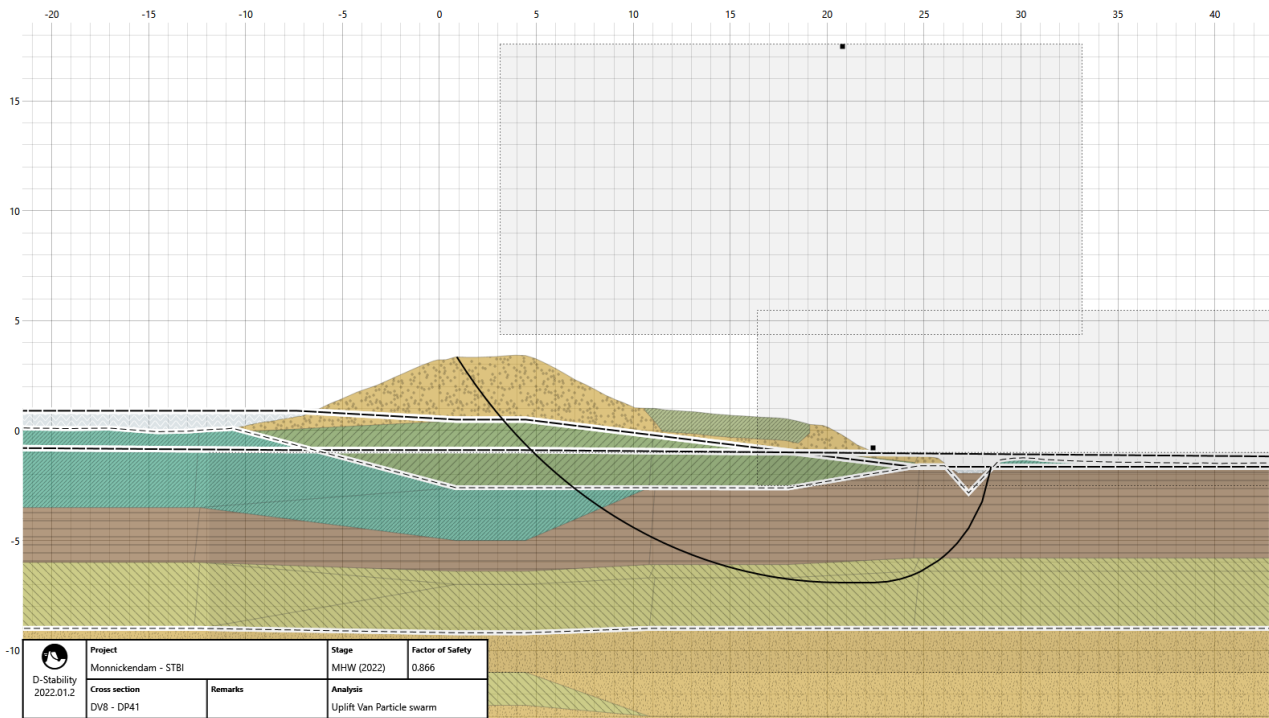
Op basis van de virtuele binnenteen, aangegeven in tabblad 'Freatische lijn'
 Interpolatie van de geometrie geeft NAP -1.94 m
 Eerder aangegeven waarde:
 Interpolatie van de geometrie geeft NAP -1.94 m

Deklaag (8m) is dikker dan dat de sloot breed is (3.163m).

Boring 9 ligt het dichtste bij het gekozen opbarstpunt.

Grondsoort	Dikte	Gewicht	Deklaag/ zandlaa	Massa	Dikte zond
H_Mp_k_AL	0.344	13.1	Deklaag	4.5064	0.6
H_Vhv_v_AL	4.2	10.2	Deklaag	42.84	4.2
H_Mp_ko_AL	0.6	16.8	Deklaag	10.08	0.6
H_Mp_k_AL	2.6	13.1	Deklaag	34.06	2.6
Zand	4 niet gedefinieerd		Niet deklaag	0	4
Zand	2 niet gedefinieerd		Niet deklaag	0	2
Totaal:	7.744	[m]			8
Totale massa deklaag:	91.486	[kPa]			

Dit resulteert in een opbarstveiligheid voor zichtjaar 2022 en 2072 van respectievelijk 1,17 en 1,14.



Massa slappe lagenpakket dijkvak 9

Referentiepunt x	33.54971393
Afstand van binnenteen	6.91
Maaiveld hoogte (zonder sloot)	-1.340575107
Watergang aanwezig	Ja
Niveau bodem watergang	-2.20
Breedte watergang op maaiveld	4.951
Breedte watergang op bodem	2.536
Waterstand in watergang	-1.65
Effectieve locatie maaiveld (2D effect)	-1.340575107

Veiligheidsfactor

Geldende boring t.p.v. opbarstpunt

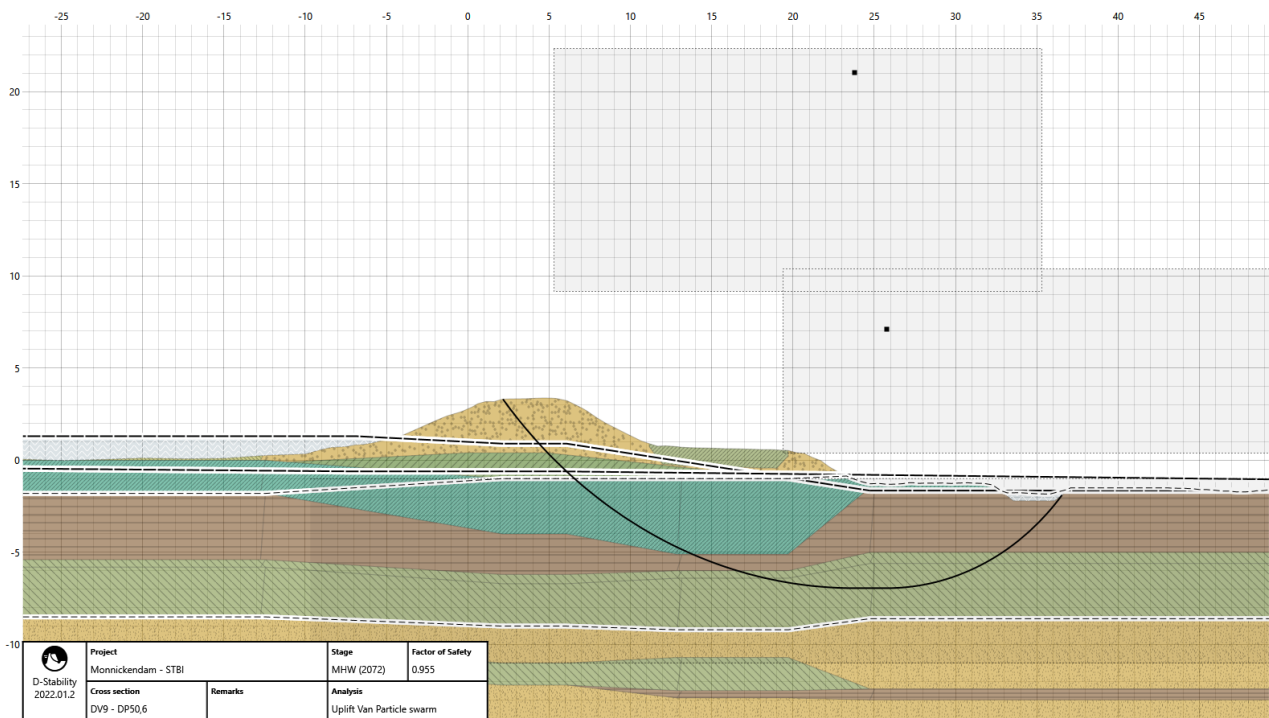
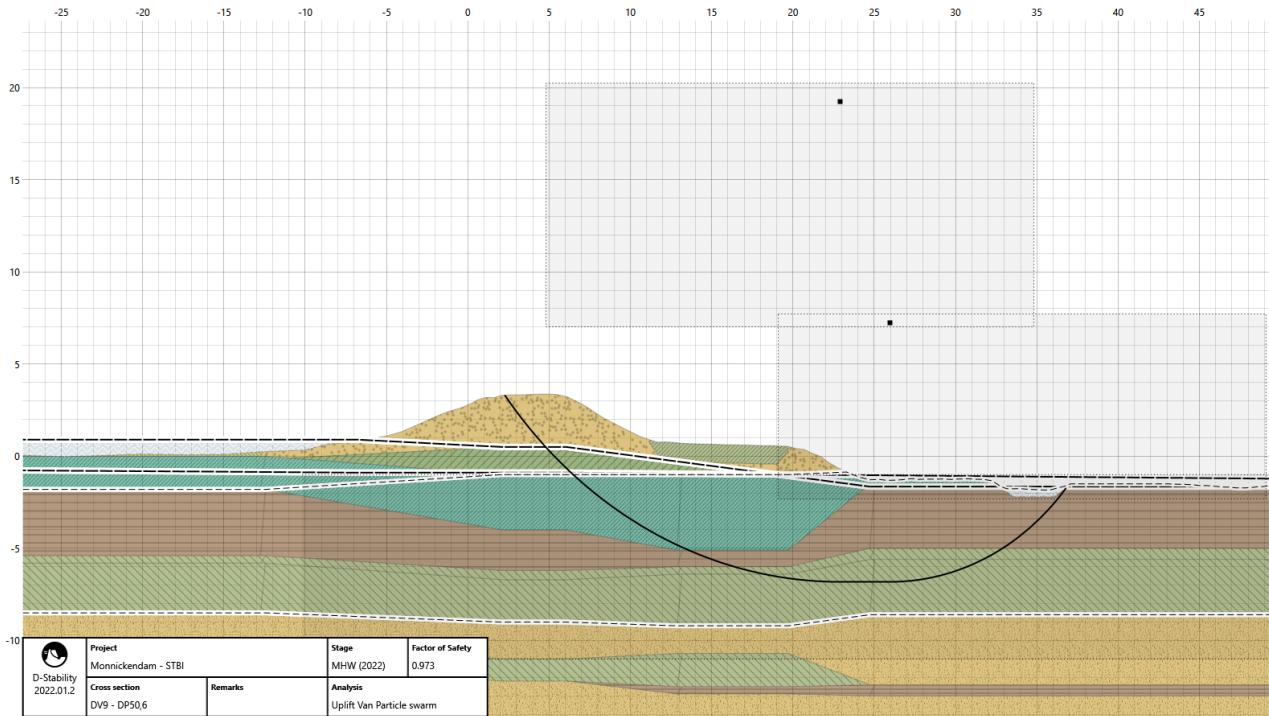
Op basis van de virtuele binnenteen, aangegeven in tabblad 'Freatische lijn'
 Interpolatie van de geometrie geeft NAP -2.2 m
 Eerder aangegeven waarde:
 Interpolatie van de geometrie geeft NAP -2.2 m

Deklaag (7.8m) is dikker dan dat de sloot breed is (4.951m).

Boring 9 ligt het dichtste bij het gekozen opbarstpunt.

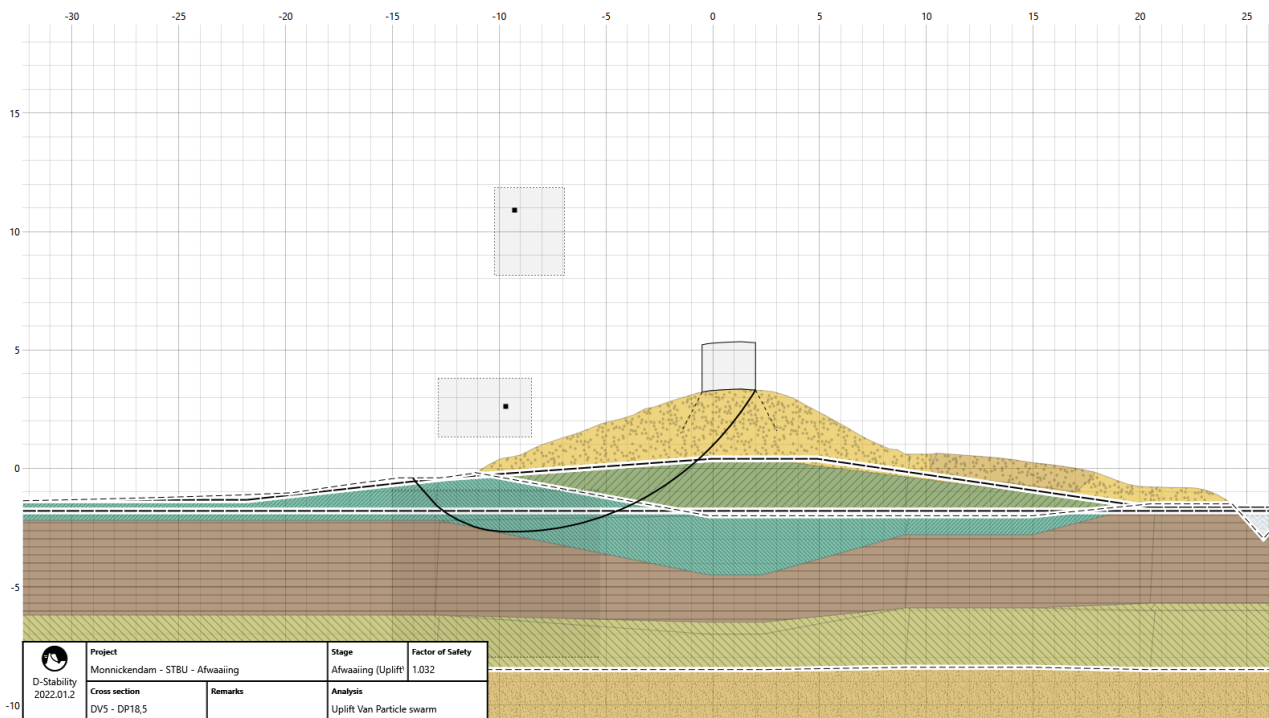
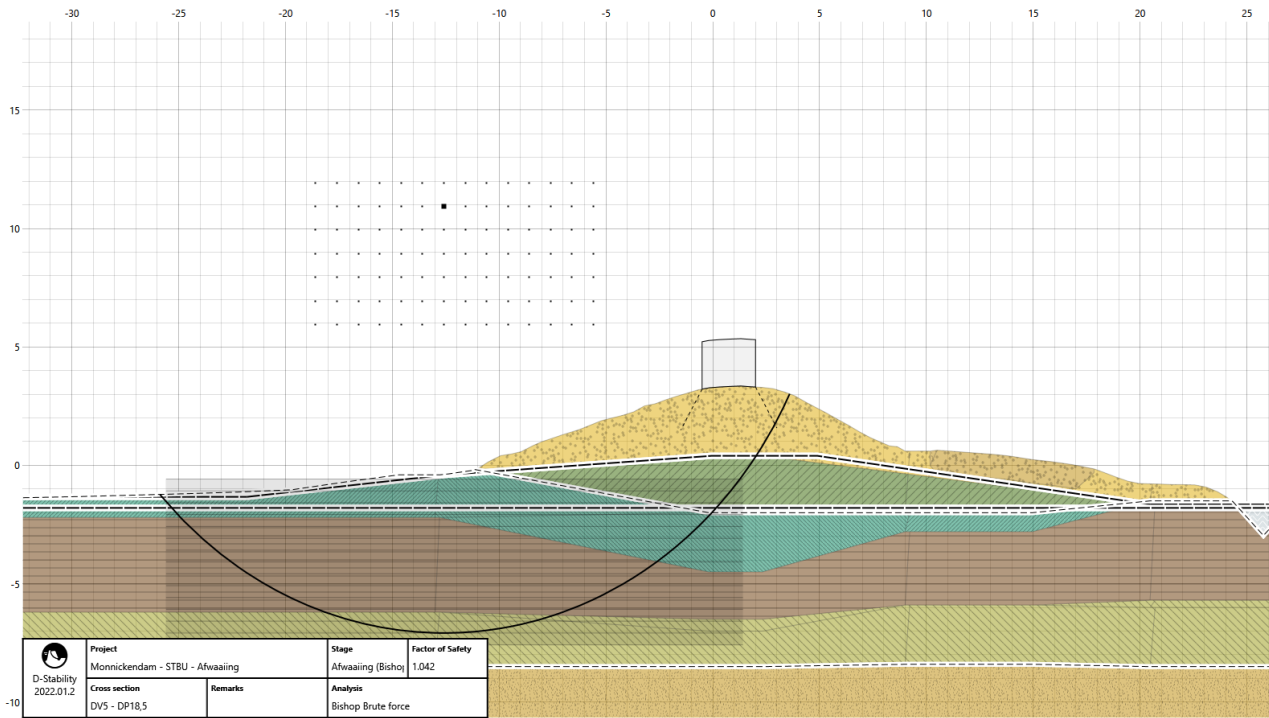
Grondsoort	Dikte	Gewicht	Deklaag/ zandlaa	Massa	Dikte zond
Water	0	9.81	Water	0	
H_Mp_ko_VL	0.159424893	16.8	Deklaag	2.678338202	0.7
H_Vhv_v_VL	3.5	10.2	Deklaag	35.7	3.5
H_Mp_ko_VL	0.6	16.8	Deklaag	10.08	0.6
H_Mp_k_VL	3	13.1	Deklaag	39.3	3
Zand	3.8 niet gedefinieerd		Niet deklaag	0	3.8
H_Vbv_v_VL	0.6	10	Niet deklaag	6	0.6
Zand	2 niet gedefinieerd		Niet deklaag	0	2
Totaal:	7.259	[m]			7.8
Totale massa deklaag:	87.758	[kPa]			

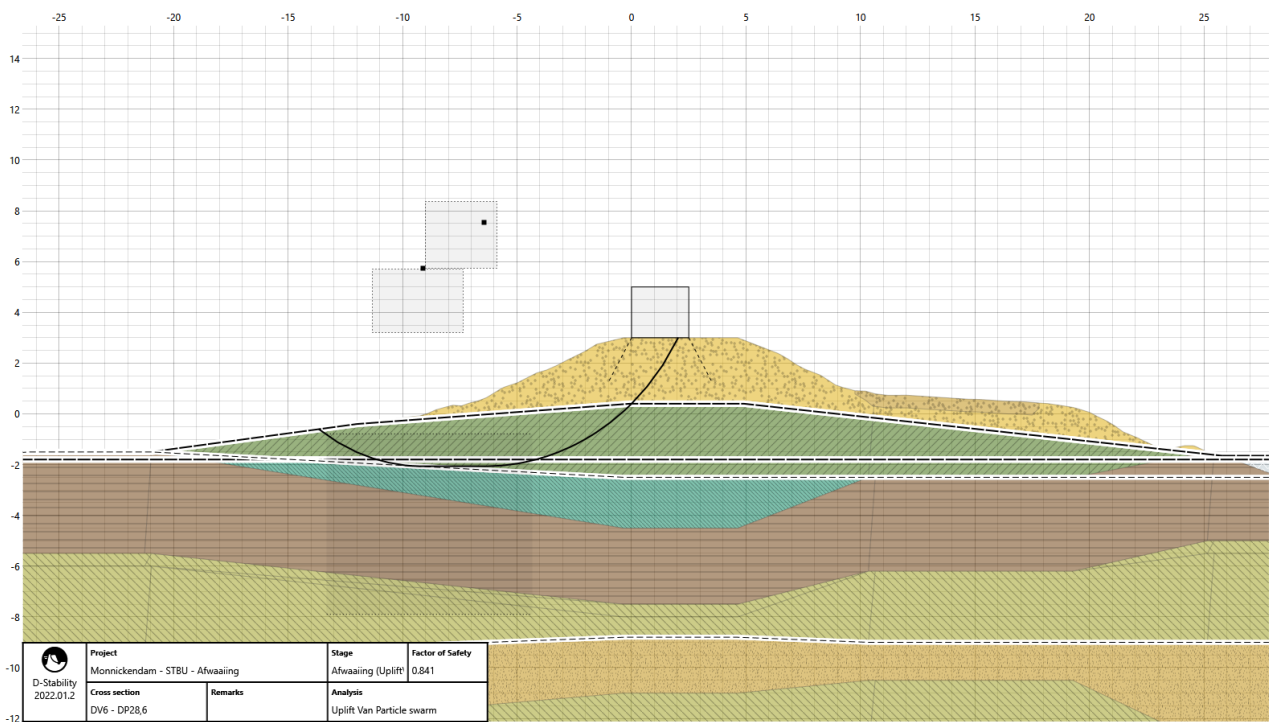
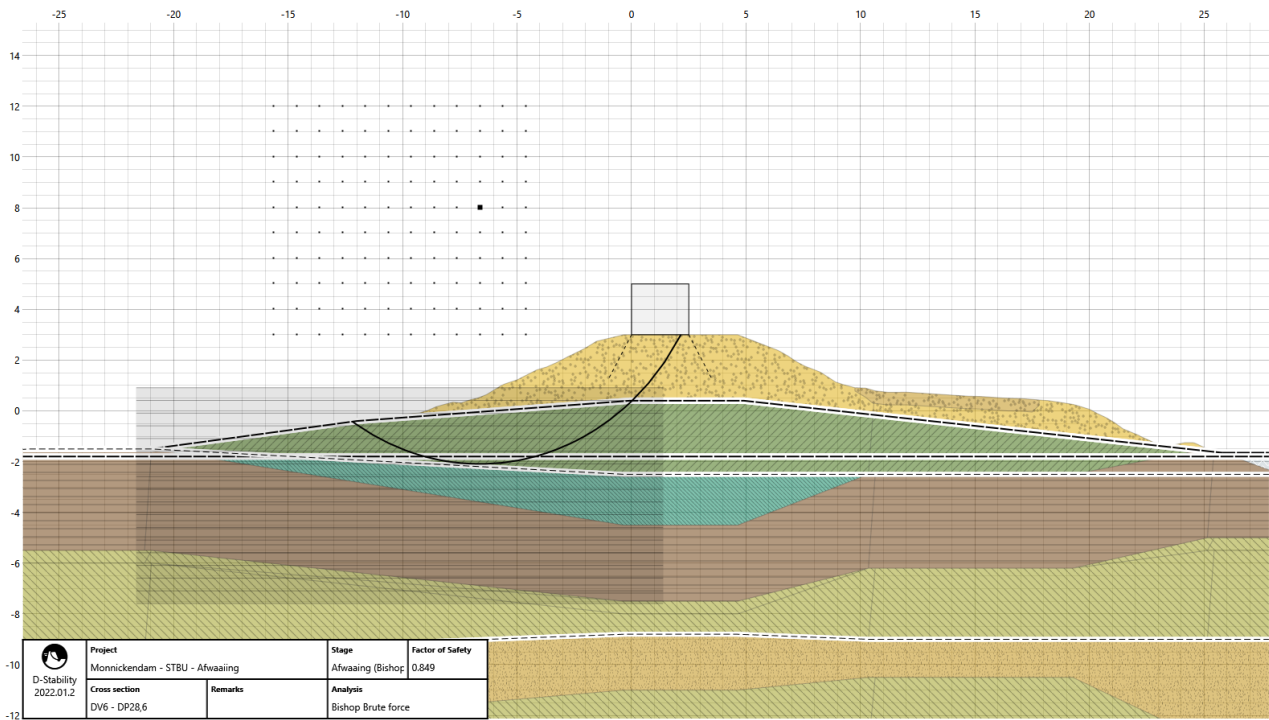
Dit resulteert in een opbarstveiligheid voor zichtjaar 2022 en 2072 van respectievelijk 1,18 en 1,14.

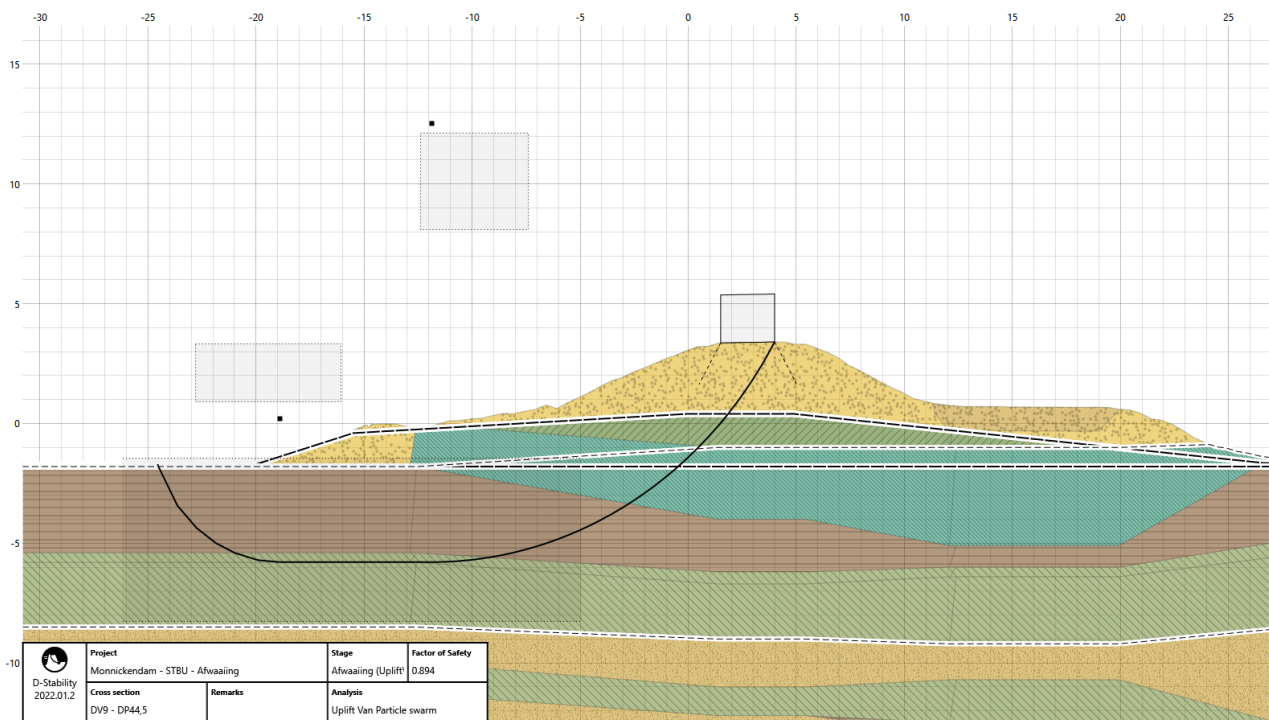
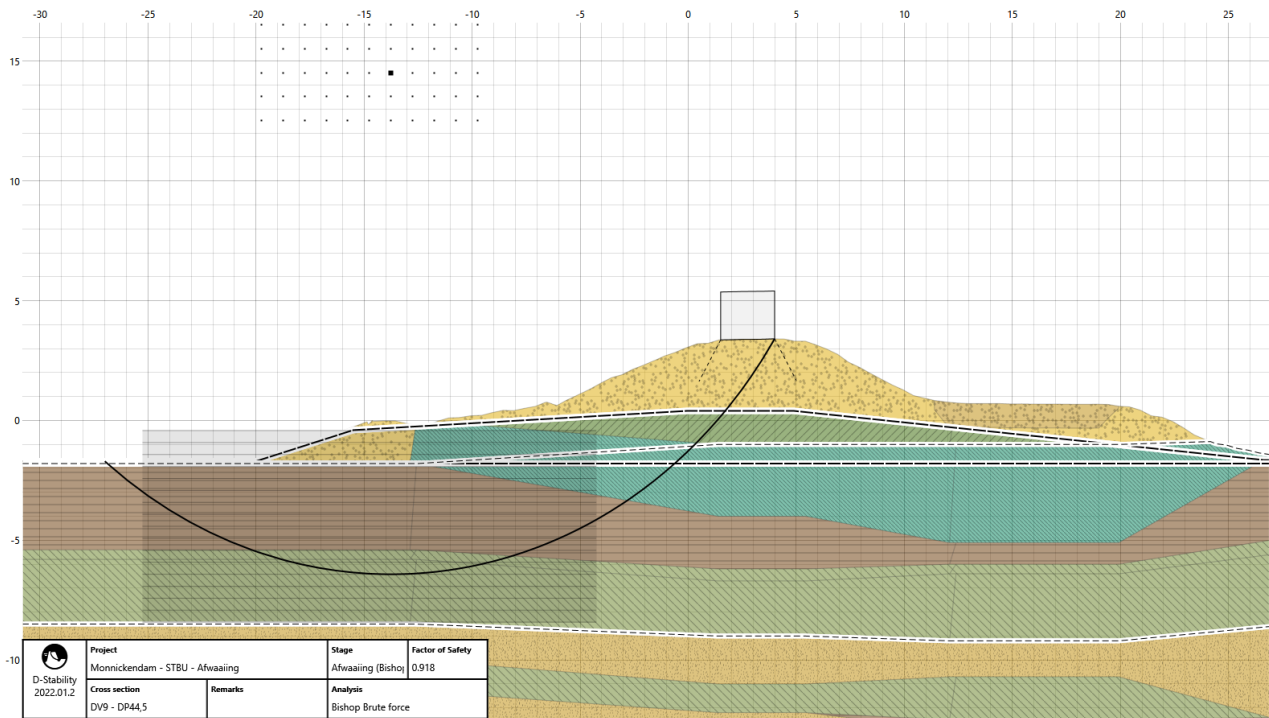


Bijlage 4 Resultaten STBU

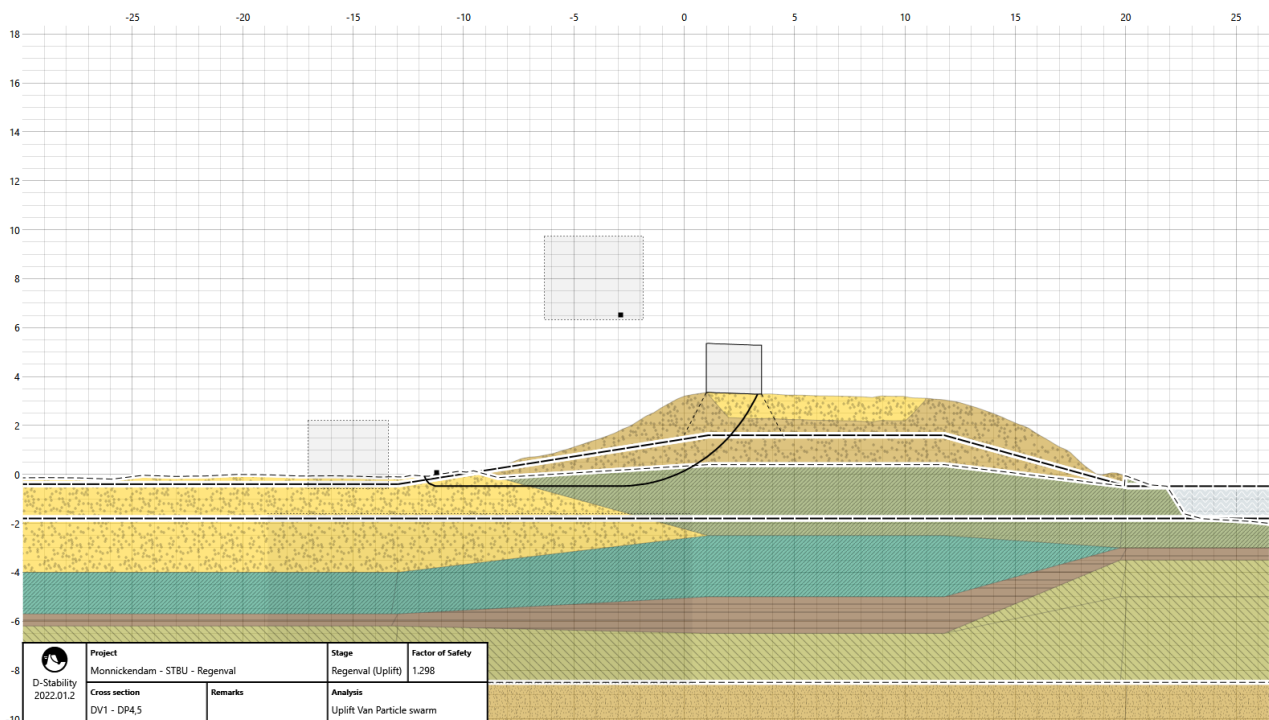
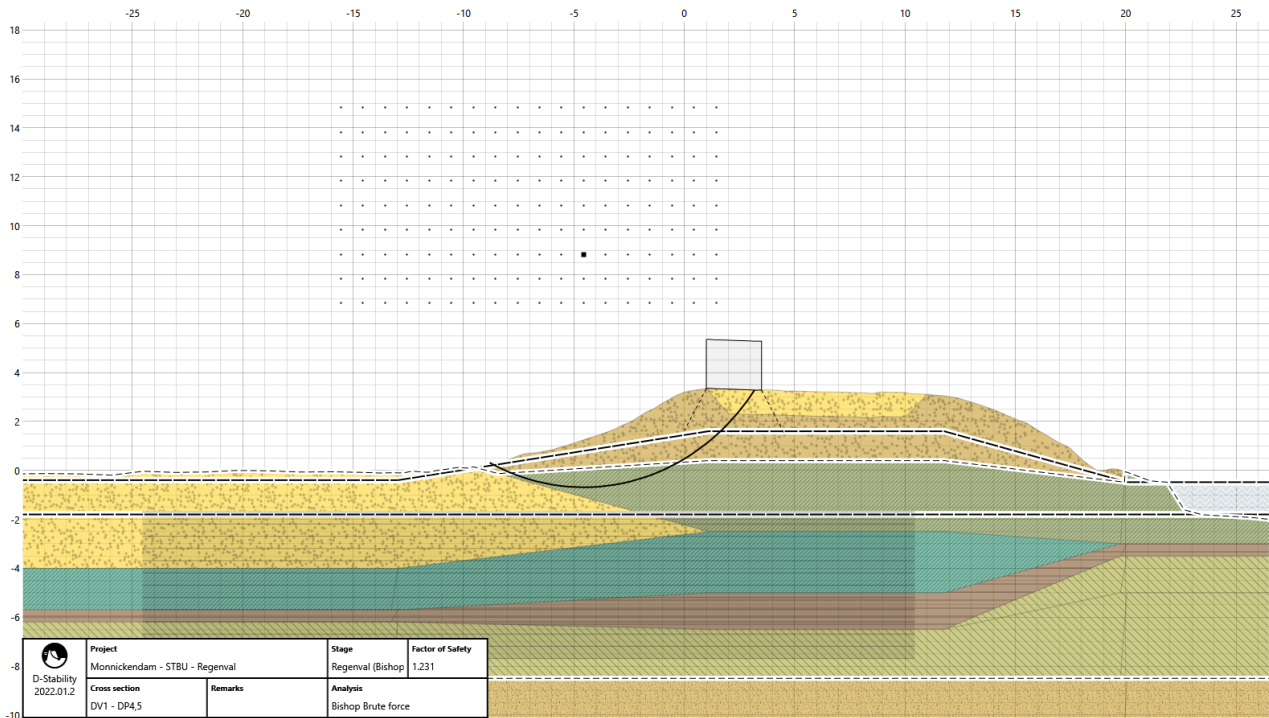
Afwaaiing

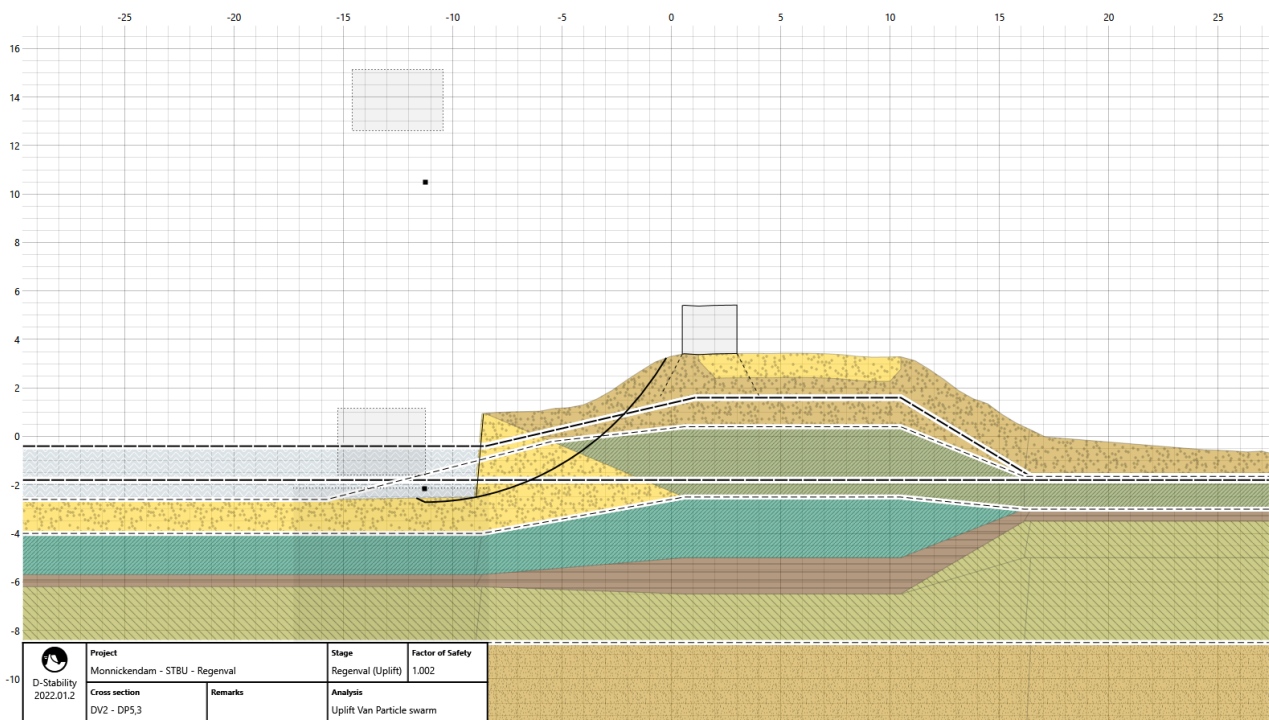
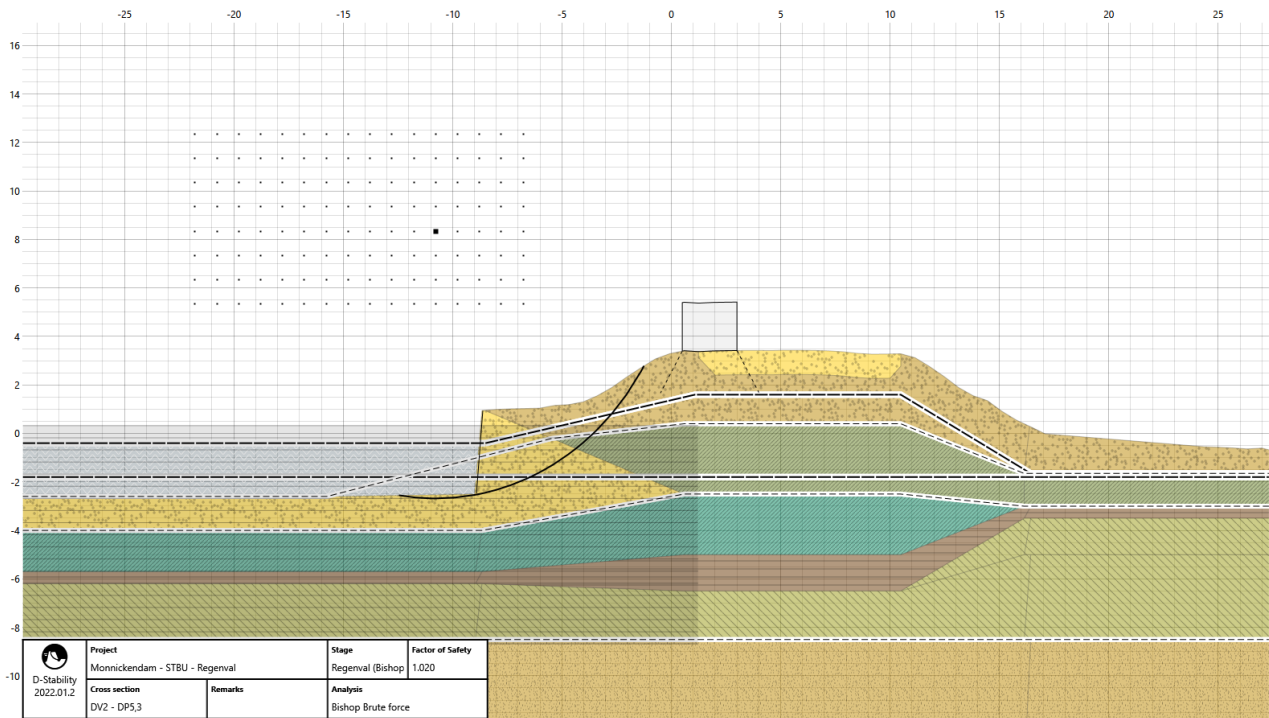


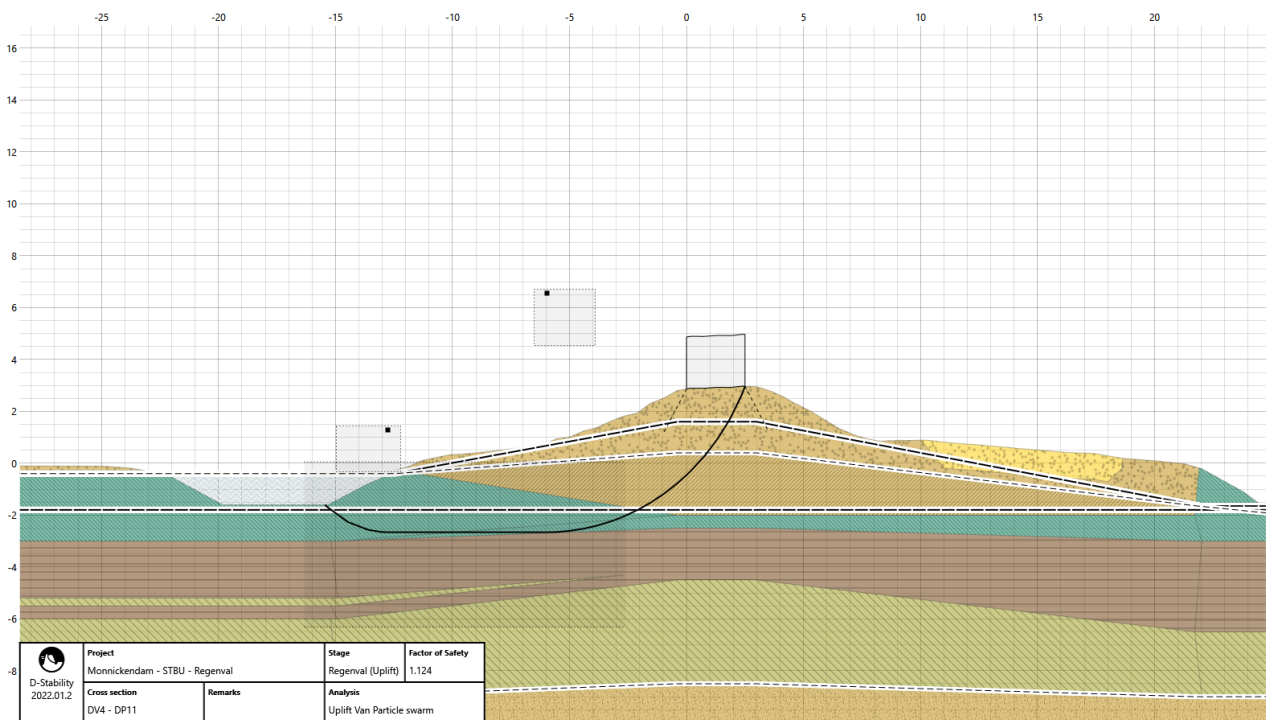
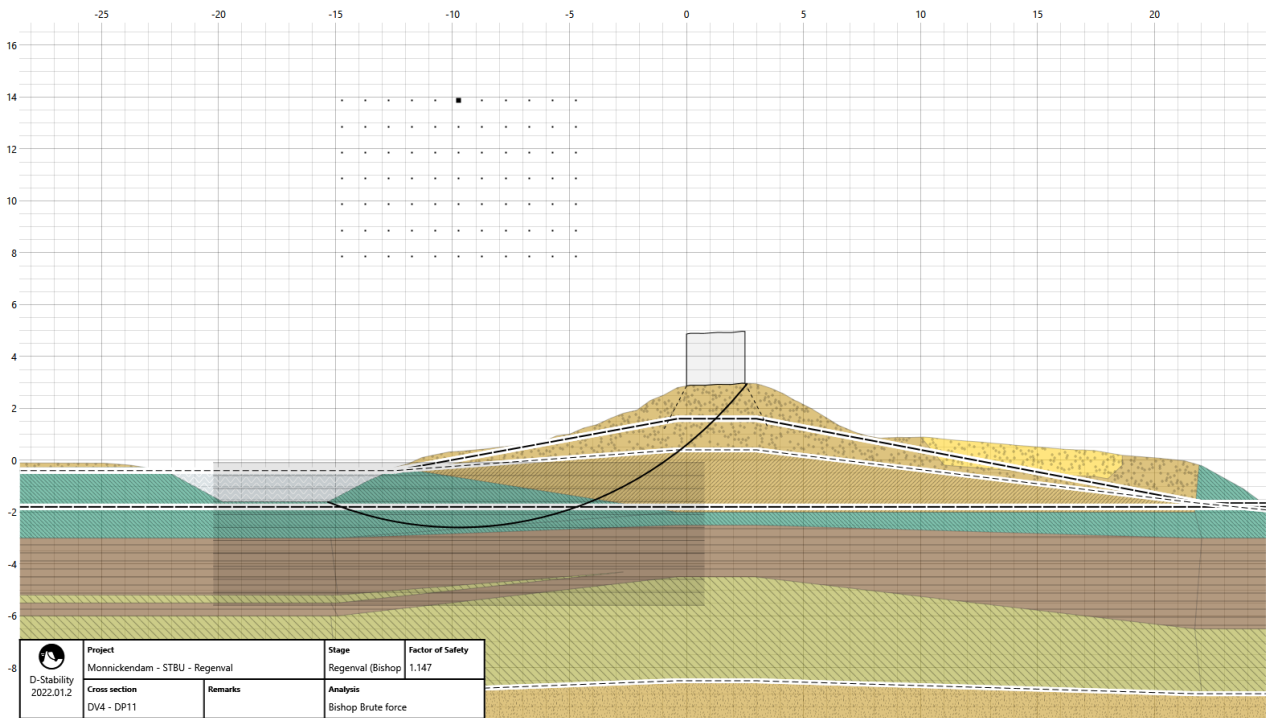


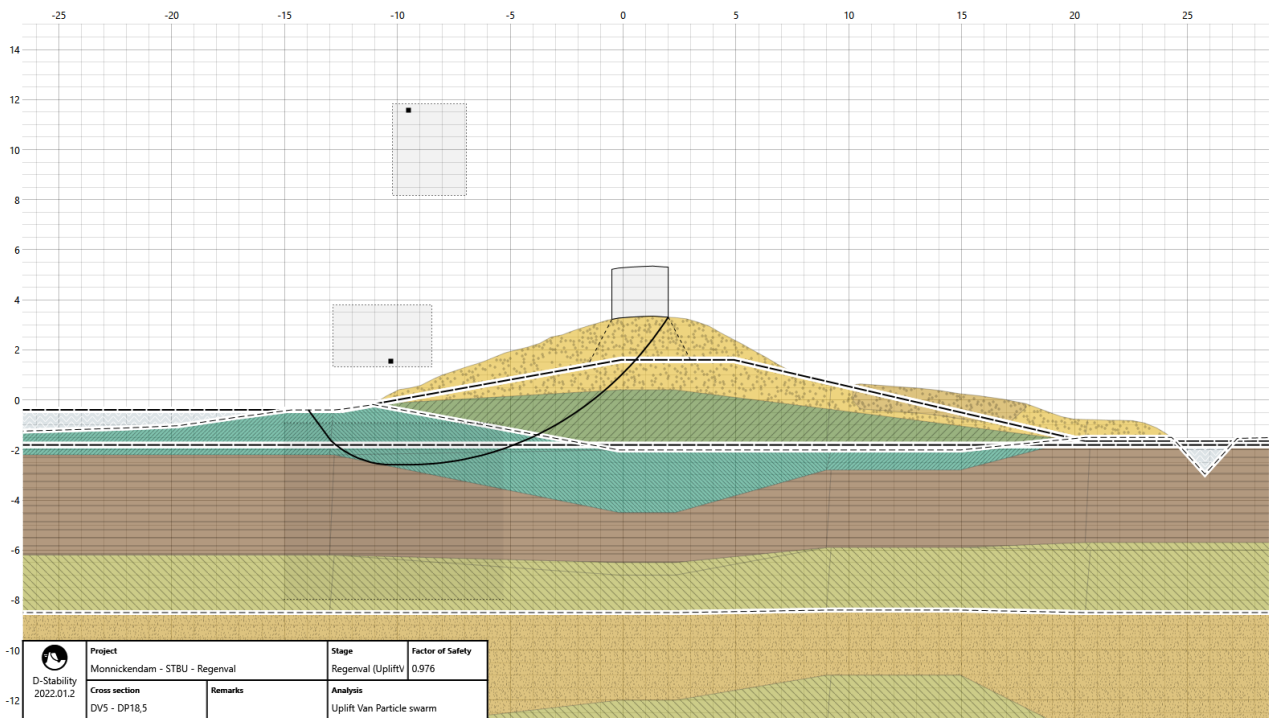
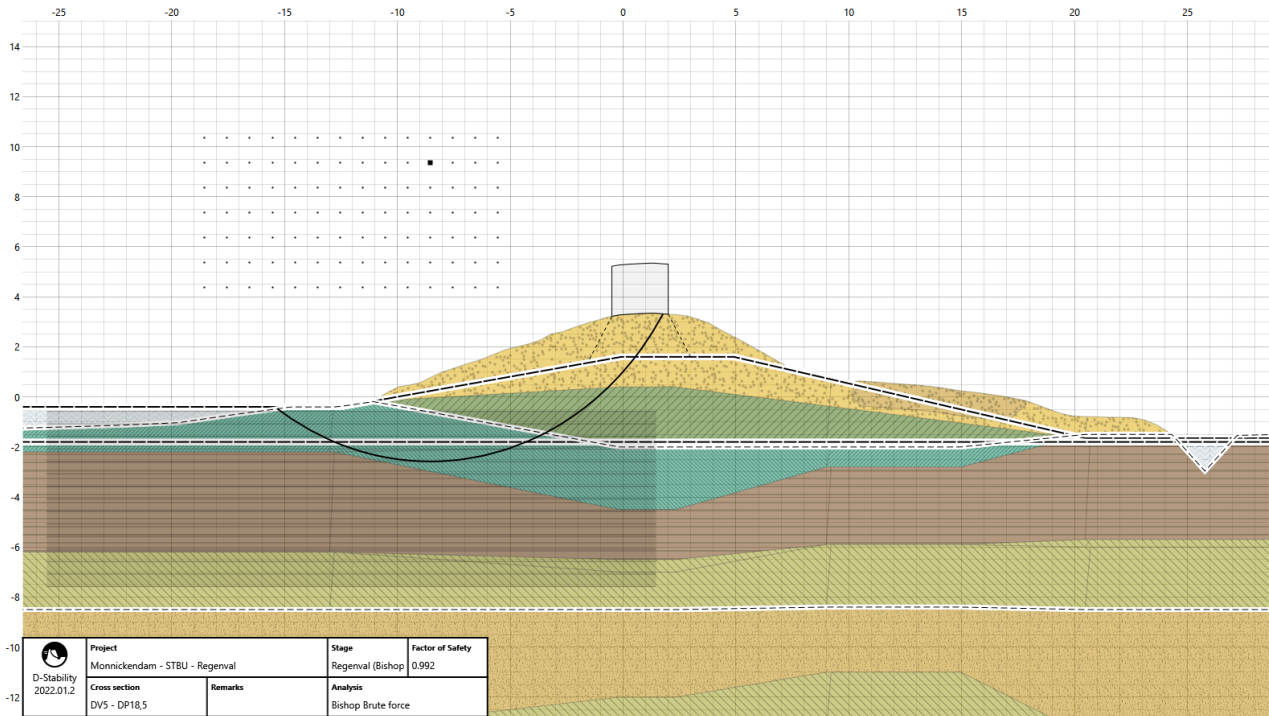


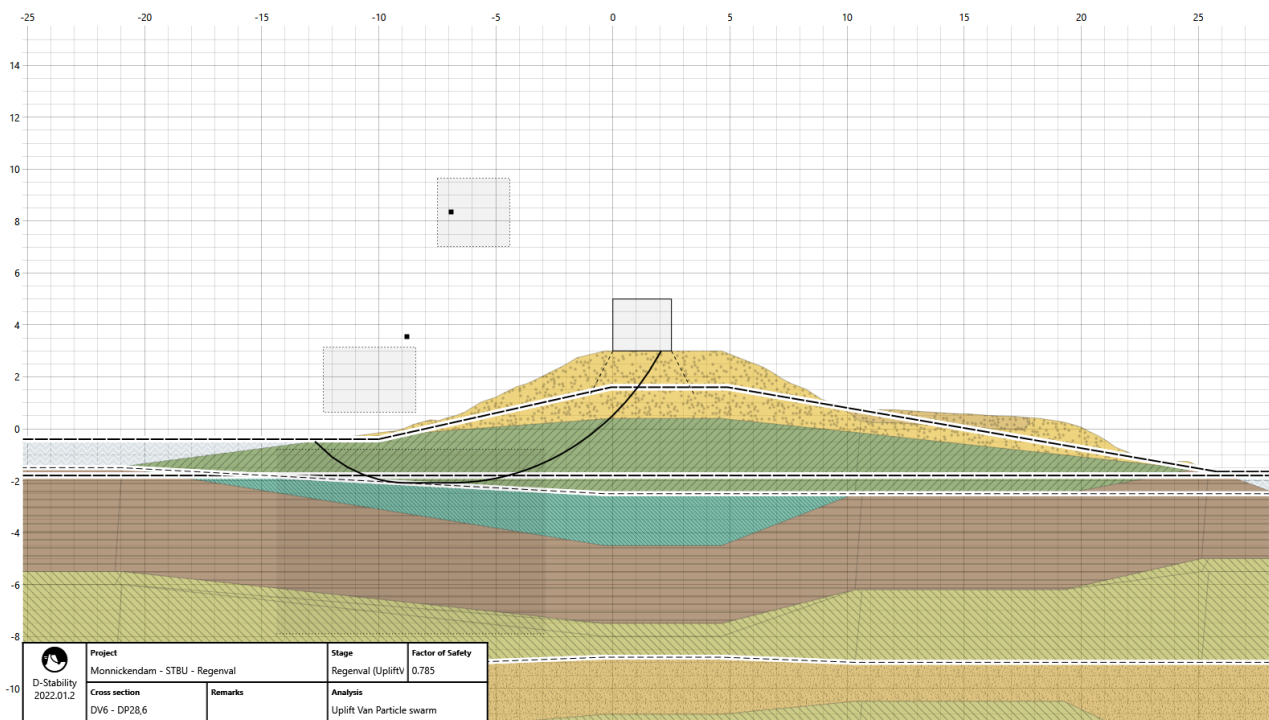
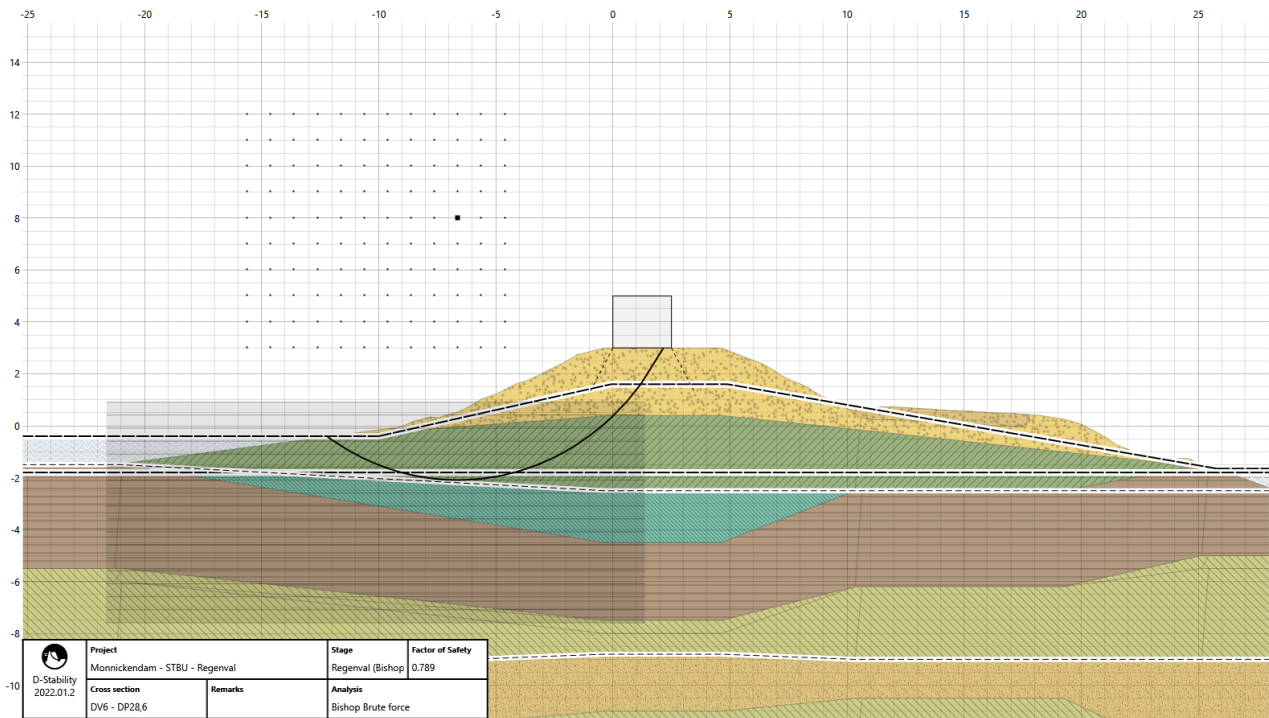
Regenval

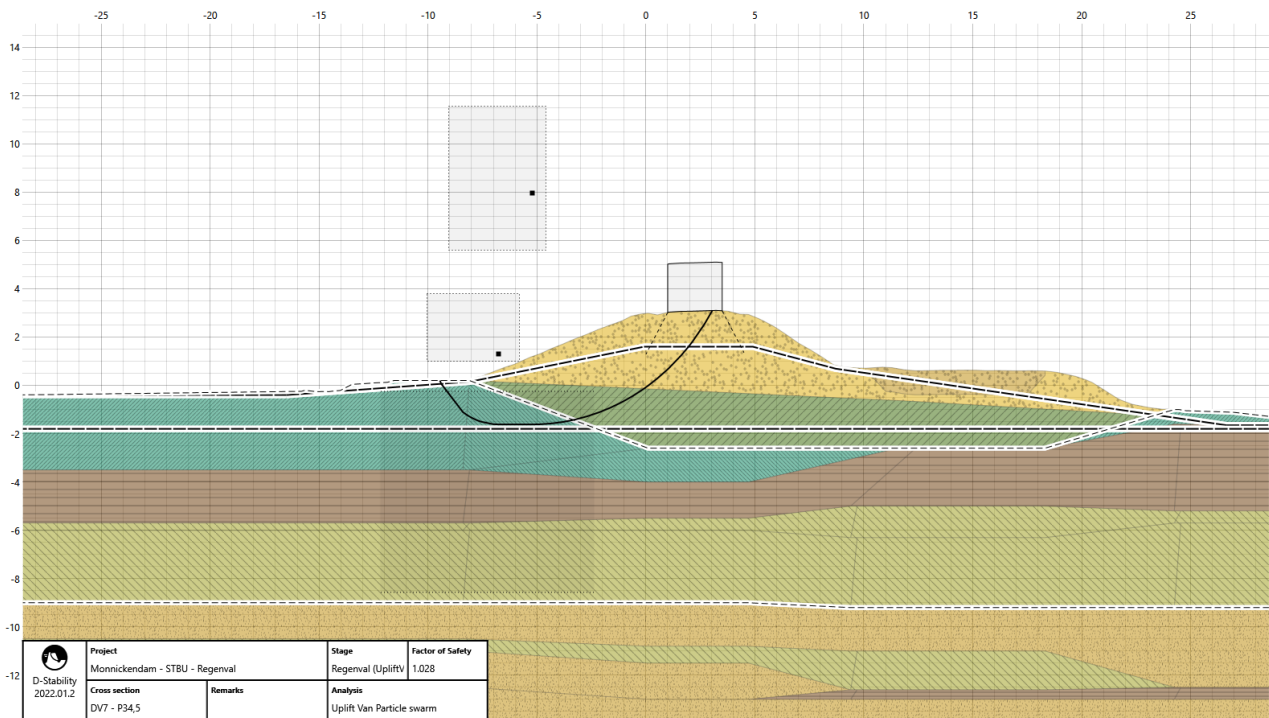
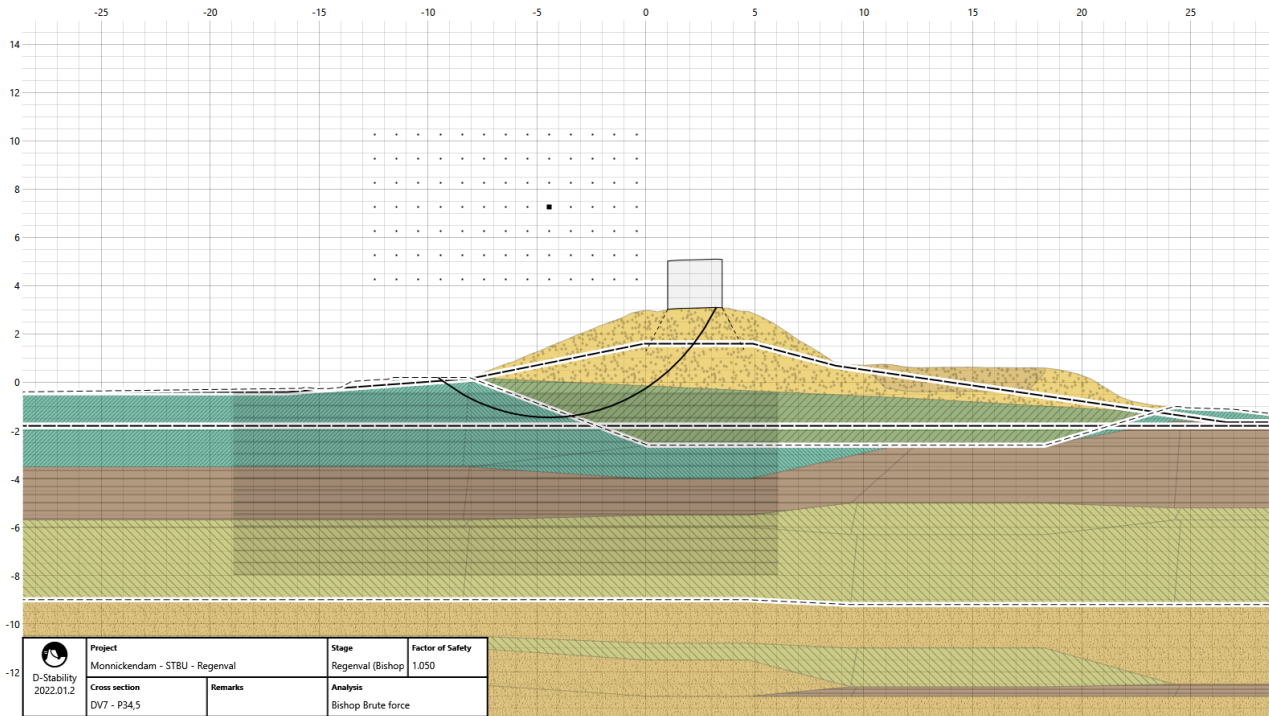


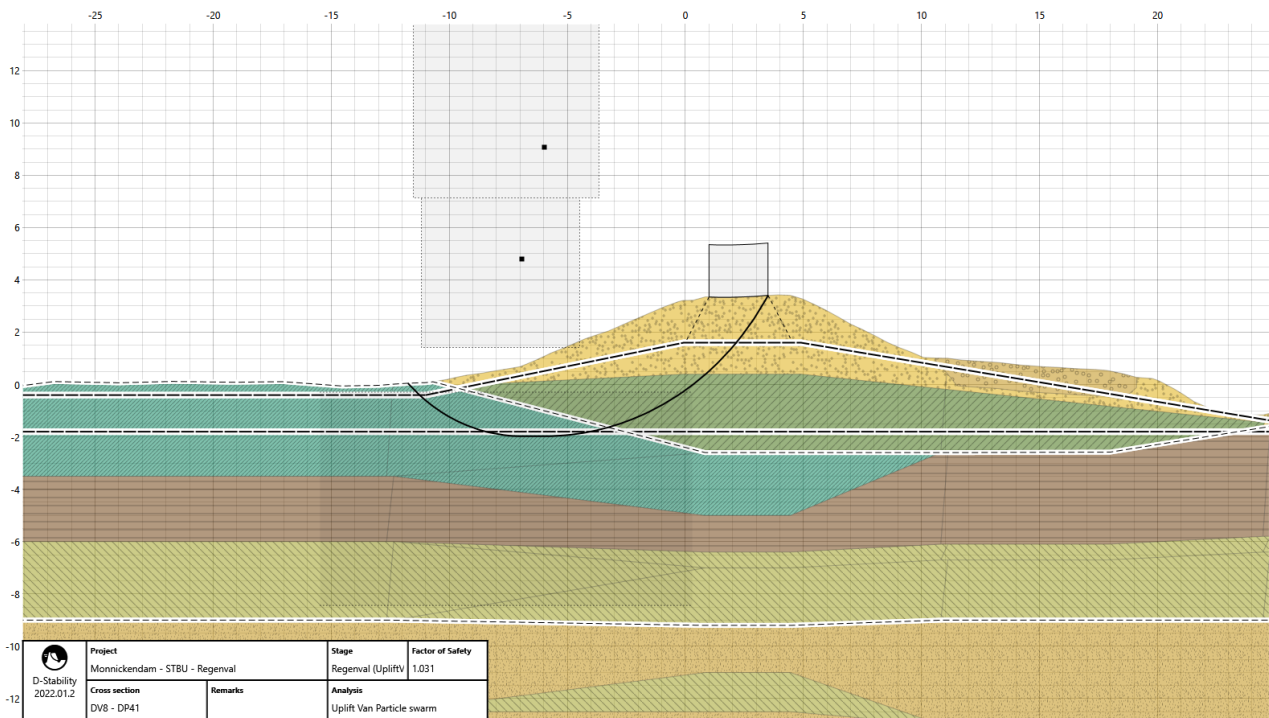
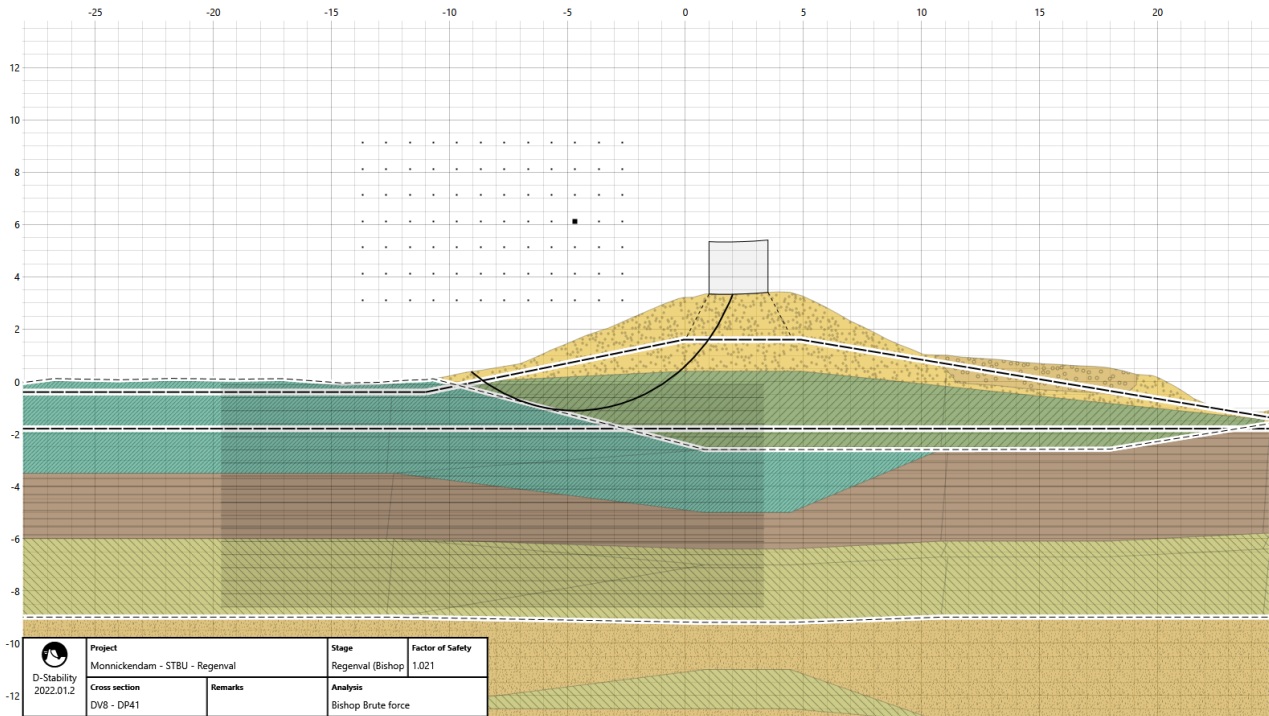


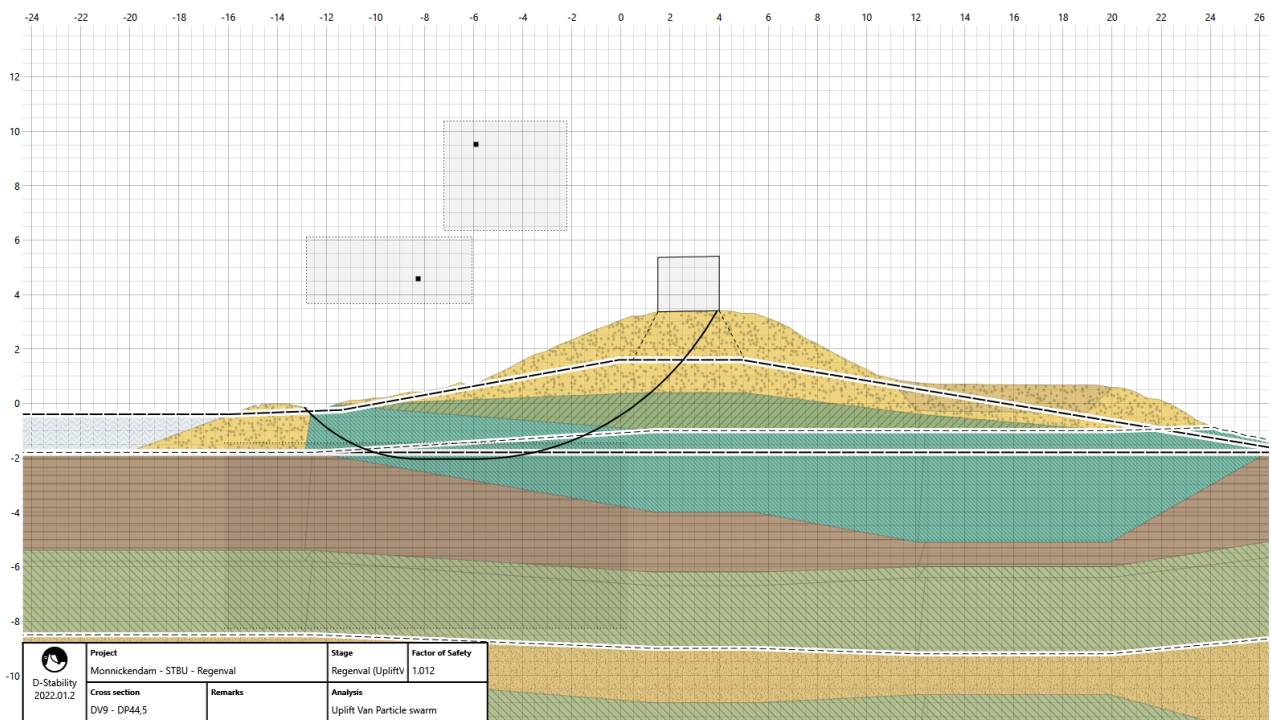
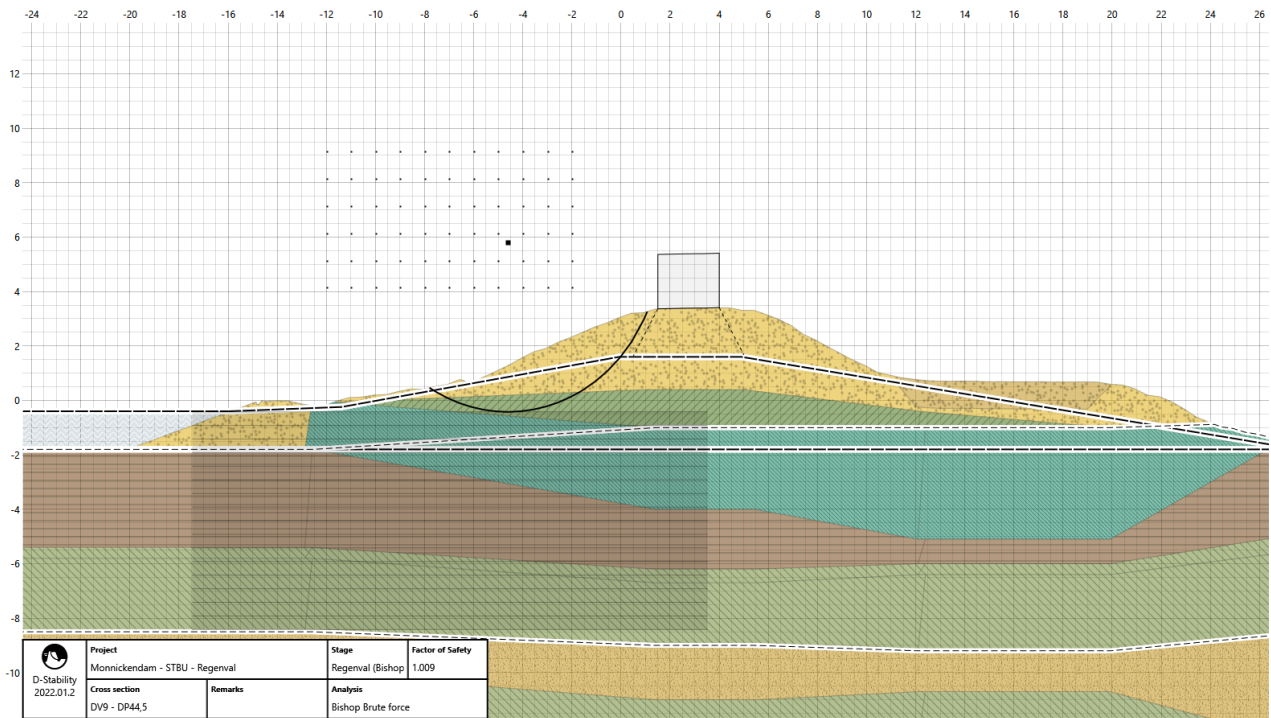






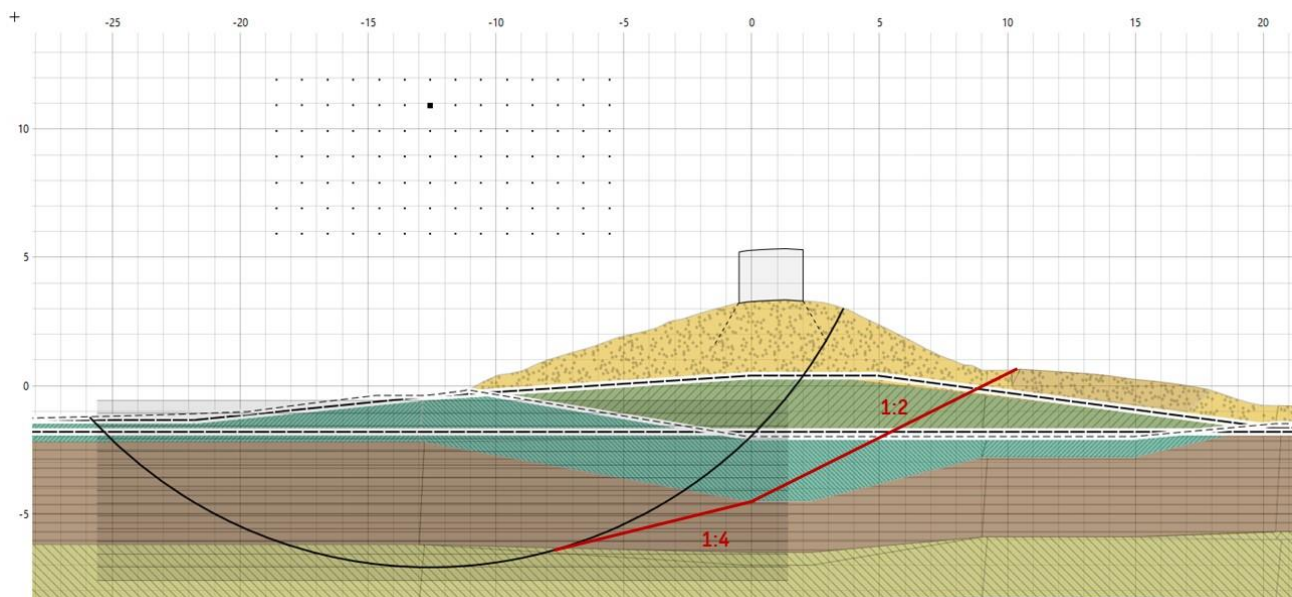




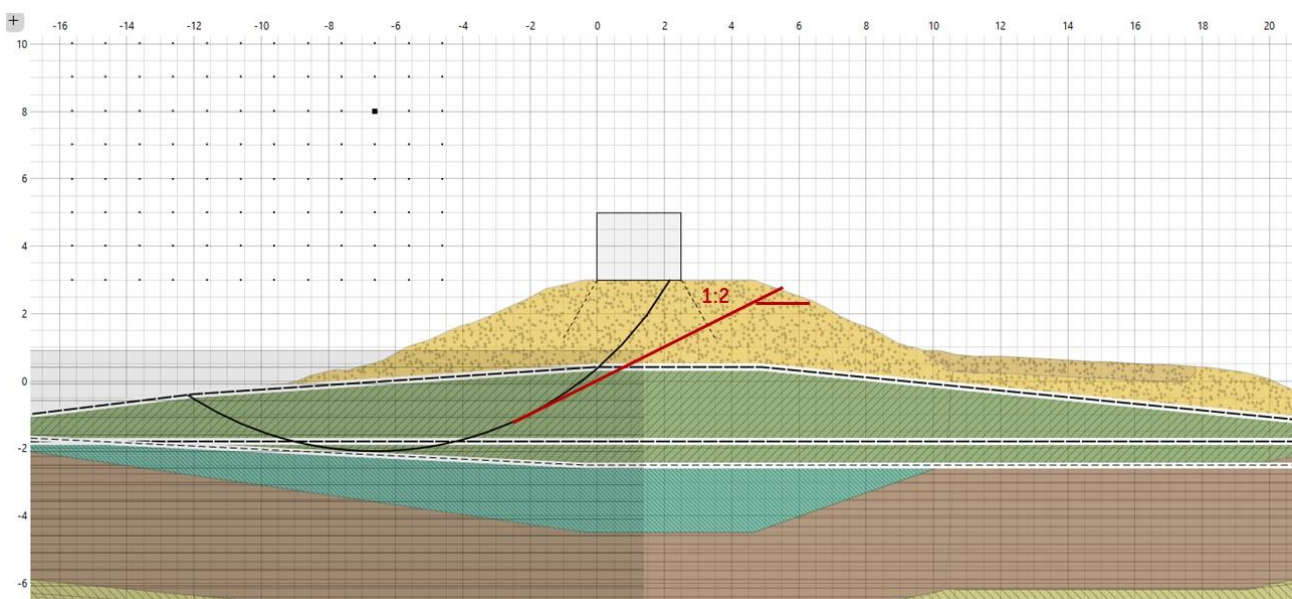


Bijlage 5 Resultaten vervolgafschiuvingen STBU

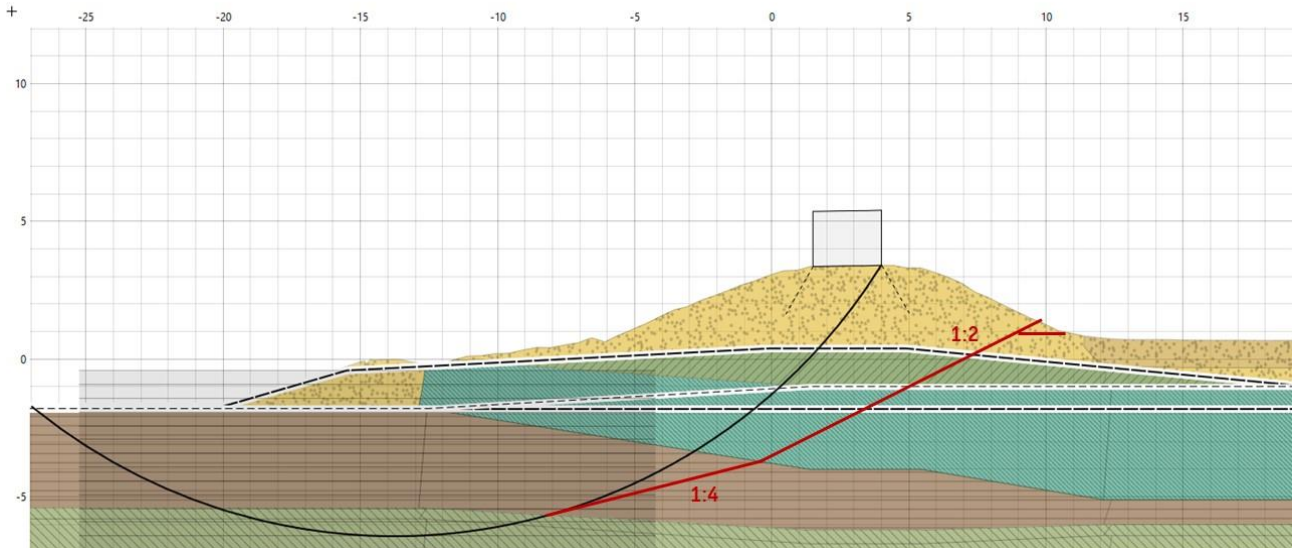
Afwaaiing – DV5



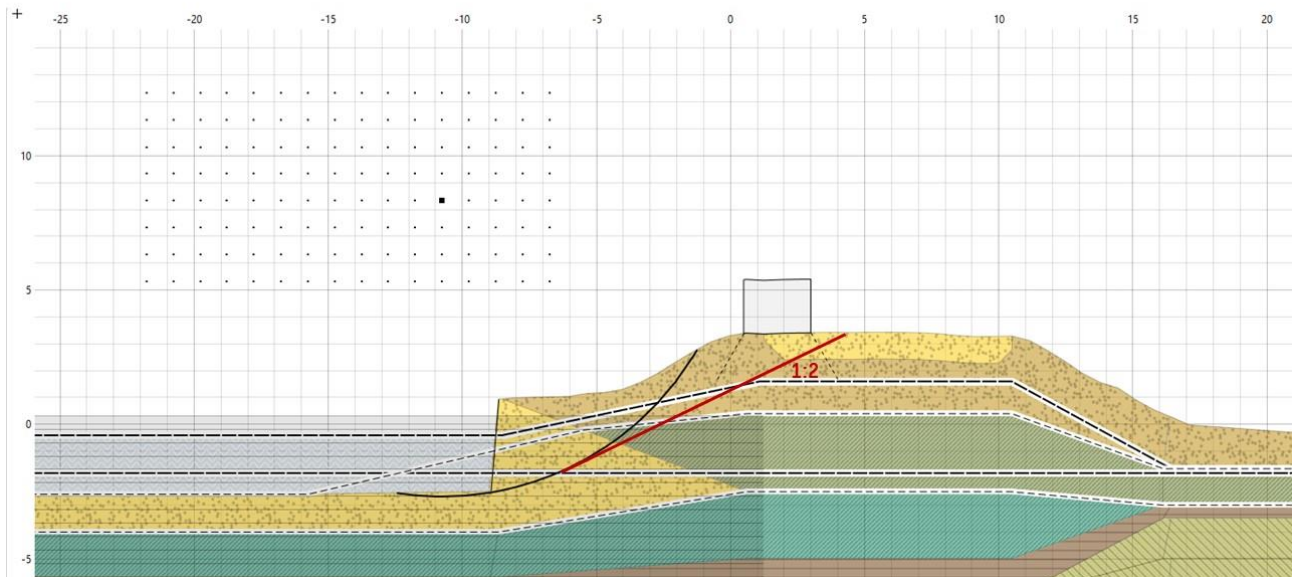
Afwaaiing – DV6



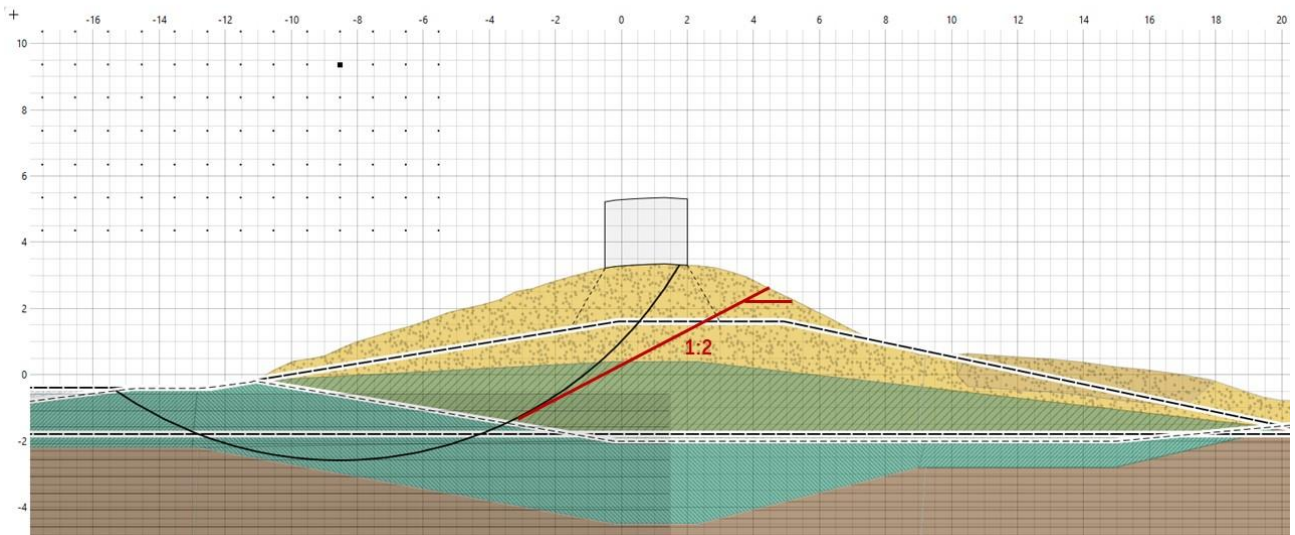
Afwaaiing – DV9



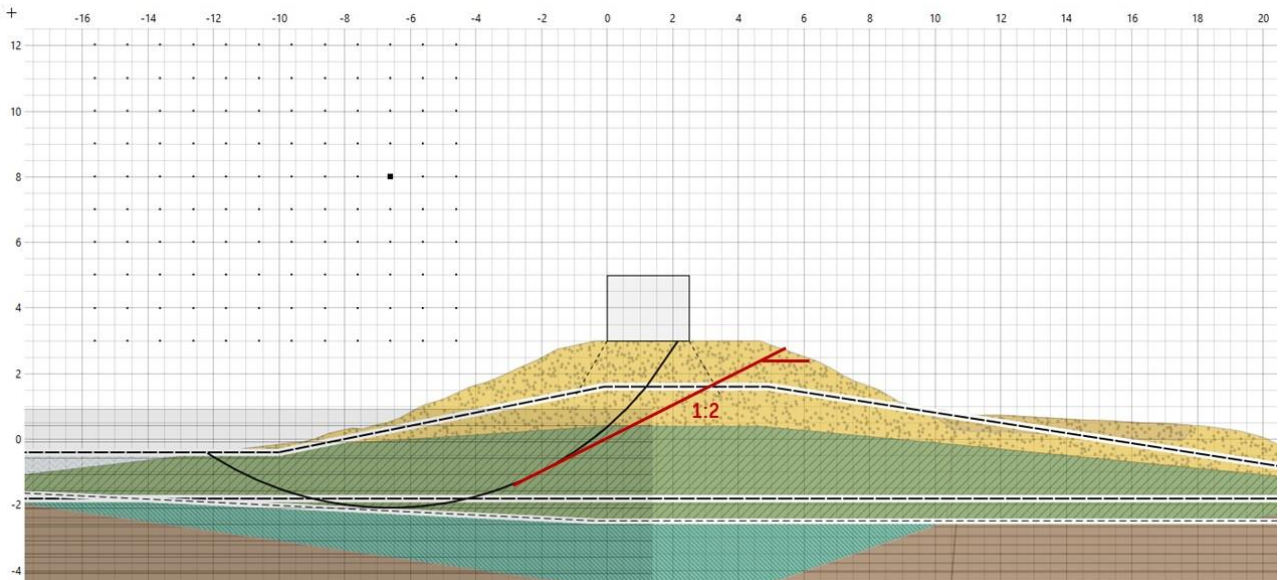
Regenval – DV2



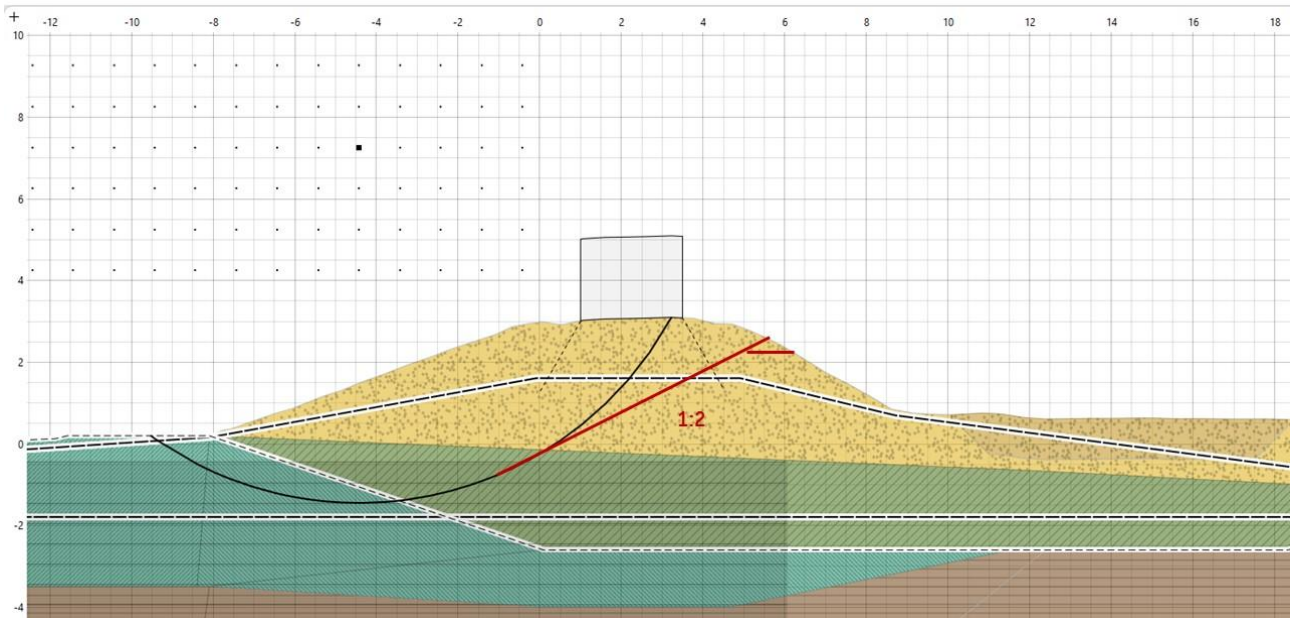
Regenval – DV5



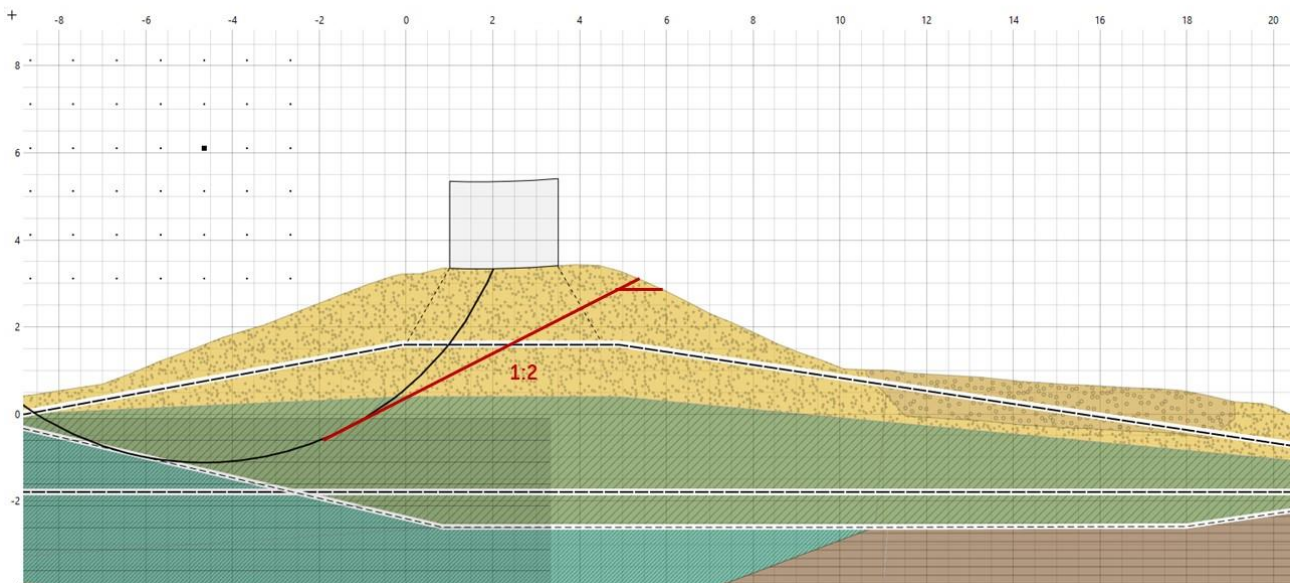
Regenval – DV6



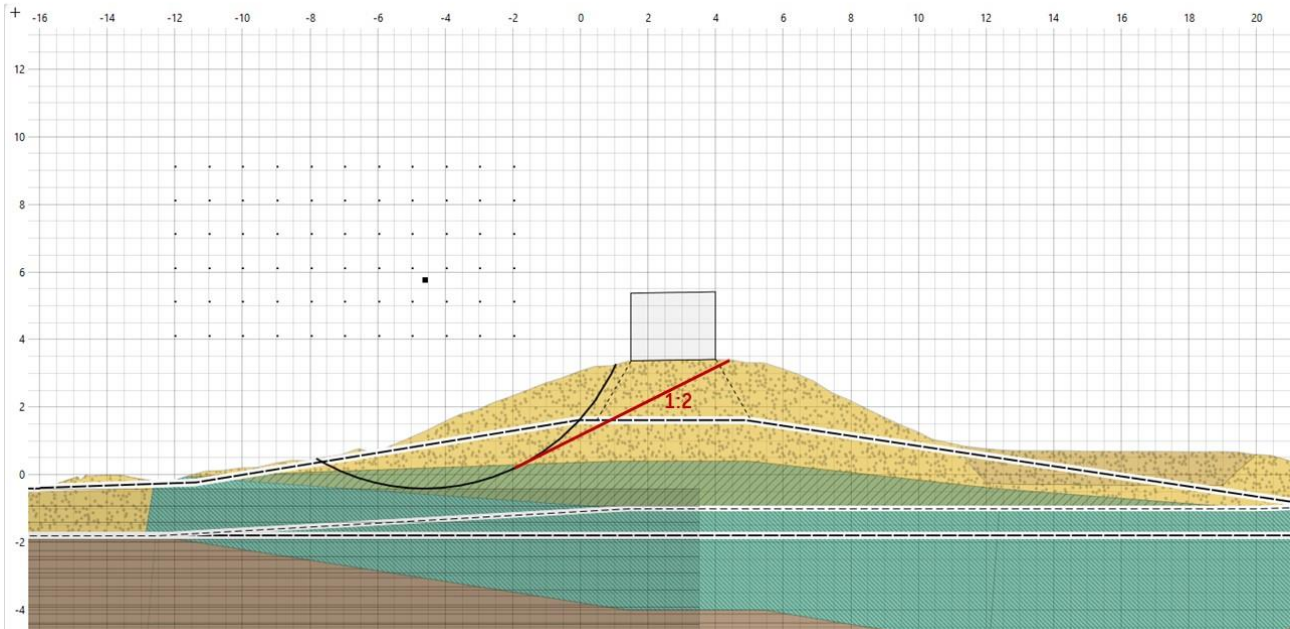
Regenval – DV7



Regenval – DV8



Regenval – DV9



Bijlage 6 TOM Steenzetting

Toets op maat Zetsteen

Dijkversterking Monnickendam



Lijst met aanpassingen

Versie	Datum	Beschrijving van de wijziging
C1.0	06-01-23	90% versie
D1.0	20-01-23	Definitieve versie na verwerking commentaar HHNK

Sweco Nederland B.V.

Onderwerp Verkenningfase Monnickendam
Zeedijk

Projectnummer 51008416

Klant Hoogheemraadschap Hollands
Noorderkwartier

Auteur Frank Smorenburg

Datum 20-01-2023

Versie D1.0

Documentnummer NL23-648800269-42264

Gecontroleerd door Maurits Kampen

Vrijgegeven door Alex Hekman

Inhoudsopgave

1.	Inleiding	4
1.1	Aanleiding.....	4
1.2	Scope	4
1.3	Leeswijzer	5
2.	Uitgangspunten	6
2.1	Normen, leidraden en overige documenten.....	6
2.2	Steenbekleding	6
2.3	Hydraulische Randvoorwaarden	7
3.	Methodiek	8
3.1	Afschuiving zetsteen door golfbelasting (ZAF)	8
3.2	Toets op Maat	8
4.	Resultaten	10
4.1	Stap 1	10
4.2	Stap 2.....	10
4.3	Stap 3.....	11
5.	Gevoeligheidsanalyse	12
6.	Conclusie en aanbevelingen	13
6.1	Conclusie.....	13
6.2	Aanbeveling.....	13

1. Inleiding

1.1 Aanleiding

In 2011 zijn in de Derde Landelijke Toetsronde vier trajecten van de Markermeerdijken (dijktraject 13-9) afgekeurd [5], waaronder het traject Monnickendam Zeedijk. Het traject omvat voornamelijk Dijk 27 (Waterlandse Zeedijk) en ten noorden van het centrum van Monnickendam een deel van Dijk 26 (Nieuwendam).

Voorliggende rapportage maakt onderdeel uit van de Verkenningsfase van Monnickendam Zeedijk, zoals opgestart door het Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier (HHNK). Monnickendam ligt ingesloten tussen verschillende dijkvakken die door de Alliantie Markermeerdijken (AMMD) versterkt worden.

Op het buitentalud van de kering ligt steenbekleding (D26-DP03+00 tot D26-DP04+75 en D27-DP14+25 tot D27-DP 54+00). Dit betreft voornamelijk basalt, op sommige locaties komen klinkers voor [4]. In de consequentie-analyse [4] is de steenbekleding beoordeeld middels een geavanceerde toets en een toets op maat.

In de consequentieanalyse [4] hebben vijf van de zestien dijkvakken in Steentoets het oordeel gekregen 'niet stabiel' voor het deelmechanisme ZAF (stabiliteit steenzetting afschuiving) omdat het talud steiler is dan 1V:2,5H. Vervolgens is in een toets op maat (TOM) op basis van resultaten van de proeven uit de Deltagoot (Stabiliteit van steenzettingen op steile taluds) het oordeel 'voldoet' gegeven. Deze proeven zijn echter uitgevoerd voor het deelmechanisme ZTG (stabiliteit steenzetting toplaaginstabiliteit onder golfaanval) en geeft geen oordeel over afschuiving (ZAF). Daarmee is de redenering in de TOM onjuist en is een herbeoordeling van betreffende vijf vakken benodigd. Deze beoordeling zal uitgevoerd worden conform de methodiek beschreven in Documentatie Steentoets [1] en is nader toegelicht in hoofdstuk 3 Methodiek.

1.2 Scope

Alleen de voorgenoemde vijf dijkvakken die in de gedetailleerde toetsing op faalmechanisme Zetsteen Afschuiving (ZAF) het oordeel 'niet stabiel' hebben gekregen worden beoordeeld. Er is geen reden het voldoende oordeel voor de overige dijkvakken opnieuw te beschouwen. De vijf vakken worden alleen getoetst op faalmechanisme Zetsteen Afschuiving (ZAF). Het betreft de volgende dijkvakken (conform naamgeving en representatief dwarsprofiel van de consequentieanalyse):

- Gouwzee_06, D27-DP 19+00
- Gouwzee_07, D27-DP 24+00
- Gouwzee_08, D27-DP 27+50
- Gouwzee_09, D27-DP 30+00
- Gouwzee_16, D27-DP 52+50



Figuur 1 Vakindeling consequentieanalyse Zetsteen Gouwezee

1.3 Leeswijzer

In hoofdstuk 1 is de aanleiding en scope van de analyse beschreven. Hoofdstuk 2 geeft de gehanteerde uitgangspunten. De toegepaste methodiek is beschreven in hoofdstuk 3. De resultaten van de berekeningen zijn gegeven in hoofdstuk 0 en een gevoeligheidsanalyse volgt in hoofdstuk 0. Tot slot zijn de conclusie en aanbevelingen gegeven in hoofdstuk 0.

2. Uitgangspunten

In dit hoofdstuk zijn de toegepaste uitgangspunten toegelicht.

2.1 Normen, leidraden en overige documenten

- [1] Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017 Bijlage II Voorschriften bepaling hydraulische belasting primaire waterkeringen, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017
- [2] Fenomenologische beschrijving – Faalmechanismen WBI, Deltares, 2018
- [3] Documentatie Steentoets 1209832-006-HYE-0022, Deltares, mei 2017
- [4] Consequentieanalyse drie trajecten Gouwzee en BuitenIJ Logboek ZST, HHNK/Witteveen+Bos, 23 september 2019
- [5] Rapportage toetsing steenbekledingen 3de toetsronde, Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier, 2010
- [6] Inventarisatie steenbekleding ten behoeve van toetsing, Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier, 2007
- [7] Ontwerpbasis Hydraulische randvoorwaarden (DO2), Alliantie Markermeerdijken, 21 februari 2018

2.2 Steenbekleding

De parameters van de steenbekleding zijn overgenomen uit de consequentieanalyse. In de consequentieanalyse is het type steenbekleding en de overgang tussen de harde bekleding en de grasbekleding bepaald op basis van de veldinspectie in mei 2019. De overige parameters van de steenbekledingen zijn overgenomen uit de derde toetsronde [5]. De gegevens komen voort uit de tweede toetsronde en zijn geverifieerd aan de hand van een veldinspectie in 2007 [6].

Uit logboek ZST van de consequentieanalyse [4] blijkt dat de parameters van de steenbekleding en eerste filterlaag voor de vijf te beschouwen dijkvakken hetzelfde zijn. De dimensies van de steenbekleding en parameters van de zetsteen zijn gegeven in Tabel 1 en Tabel 2.

Tabel 1 – Dimensies steenbekleding

Vak	Doorsnede	Verticaal [m]	Horizontaal [m]	Lengte [m]	tan α
6	DP19+00	0,983	2,30	2,50	0,404
7	DP24+00	0,338	0,71	0,78	0,446
8	DP27+50	1,263	2,85	3,12	0,417
9	DP30+00	1,286	2,90	3,18	0,417
16	DP52+50	0,402	0,95	1,03	0,402

Tabel 2 - Parameters zetsteen dijkvakken 6, 7, 8, 9 en 16

Type bekleding	Afmetingen	Spleten	Soortelijk gewicht	Ingewassen	Goed ingeklemd
Basalt	D=0,29 m	12% (open oppervlak)	2900 kg/m ³	Nee	Ja

Voor basalt is labonderzoek uitgevoerd naar de eigenschappen van de bekleding en filterlagen [4]. Onder het basalt ligt puin met de eigenschappen zoals weergegeven in Tabel 3.

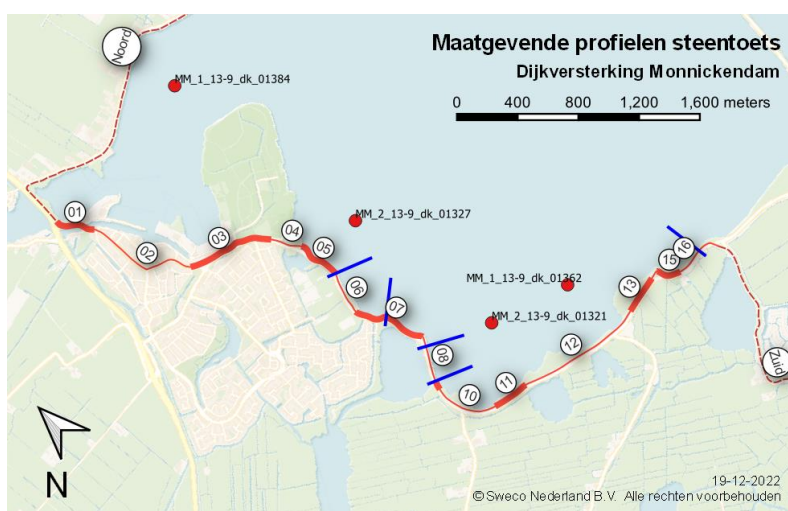
Tabel 3 – Eigenschappen filterlaag onder basalt

Eigenschap	Waarde
b1	1,1 m
D15	18 mm
D50	50 mm
Porositeit	0,4

2.3 Hydraulische Randvoorwaarden

De hydraulische randvoorwaarden (HR) zijn bepaald in de Testmodus van software Hydra-NL 2.8.2. Hierbij is gebruik gemaakt van de database WBI2017_Markermeer_13-9_13a-1_44-2_v02.sqlite. De HR zijn bepaald bij zichtjaar 2072 waarvoor in de Testmodus een meerpeilstijging van 0,12 m is toegepast, zoals is beschreven in Ontwerpbasis Hydraulische randvoorwaarden (DO2) [7]. Conform Bijlage II [1] zijn de HR bepaald bij de norm. De hydraulische randvoorwaarden zijn bepaald bij de signaleringswaarde en ondergrenswaarde. Dit komt overeen met respectievelijk 1/3.000 per jaar en 1/1.000 per jaar.

De golfhoogte en -periode zijn bepaald per waterstand bij de golfconditie 'Steenzetting betonzuilen (normale golfsteilheid)'. De waterstand is beschouwd tussen NAP -0,5 m en NAP +1,0 m, variërend met een stapgrootte van 0,25 m.



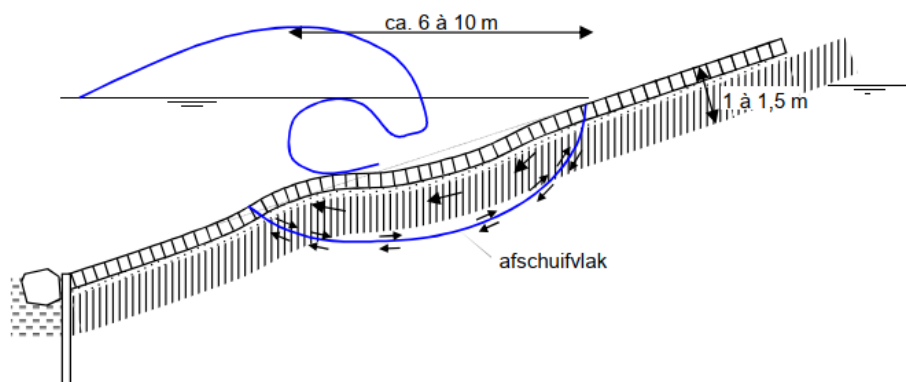
Figuur 2 Locaties dwarsprofielen en HR-uitvoerlocaties

3. Methodiek

Eerst is een korte beschrijving van het faalmechanisme gegeven, vervolgens is de methodiek van de Toets op Maat toegelicht.

3.1 Afschuiving zetsteen door golfbelasting (ZAF)

Afschuiving zetsteen door golfbelasting (ZAF) wordt in de Fenomenologische beschrijving [2] als volgt beschreven. De golfbelasting zorgt voor een wisselende waterdruk in de filterlaag onder de steenzetting. Dit is vooral mogelijk als er geen kleilaag onder de filterlaag aanwezig is of als de kleilaag relatief dun is. De wisselende druk in de filterlaag zorgt in elke grote golf voor een tijdelijke stroming uit de filterlaag, dat daardoor plaatselijk even kan verweken. Zo kan in elke grote golf het talud een beetje vervormen totdat een S-profiel ontstaat zoals geschetst in Figuur 3. De waterdrukken in combinatie met de golfaanval kunnen leiden tot opdrijven van de bekleding en verweking van het zand. Hierdoor kan het zand zich gaan verplaatsen, wat leidt tot vervorming van de bekleding. Elke grote golf kan wat extra vervorming opleveren, waardoor na verloop van tijd een S-profiel of een andere taludformatie ontstaat, met als ultiem gevolg dat de toplaag zijn samenhang verliest.



Figuur 3 Gemodelleerde weergave van de vervorming tot een S-profiel [2]

3.2 Toets op Maat

HHNK heeft contact gehad met Deltares (Mark Klein Breteler) over de te volgen methodiek voor het faalmechanisme Afschuiven (ZAF) voor locaties met zetsteen bij een talud steiler dan 1:2,5. Door Deltares is een methode aangedragen bestaande uit drie stappen.

Stap 1 is handberekeningen uit te voeren conform de methode zoals beschreven in Documentatie Steentoets [3], par 7.4.2. Hierbij gebruikmakend van formule 7.94, zie onderstaande formule.

$$\Delta D + b_1 + b_2 + (\Delta D)_{PBA} > H_s \cdot \min \left(1,5; 0,112 \cdot (1,56 T_p^2 \cdot \tan \alpha_m / H_s)^{0,8} \right) - 1334 \cdot (1 - 1,19 \cdot \tan \alpha_m) \cdot D_{b15} \sqrt{T_p}$$

Met hierin:

Δ	relatieve dichtheid [-]
D	hoogte zuil [m]
b_1	dikte eerste filterlaag [m]
b_2	dikte tweede filterlaag [m]
D_{PBA}	dikte PBA (Polyurethane Bonded Aggregate) [m]
H_s	significante golfhoogte [m]
T_p	golfperiode [s]
$\tan \alpha_m$	maatgevende taludhelling [-]
D_{b15}	korrelgrootte van eerste filterlaag dat door 15% op basis van gewicht wordt onderschreden [m]

Hierbij wordt de invoerdata gebruikt uit de consequentieanalyse, er is geen nieuwe data beschikbaar.

Stap 2 is een kwalitatieve beoordeling van de teenconstructie. Als er ruime veiligheidsmarge is ten opzichte van de formules, dan volgt een beoordeling van de kwaliteit van de teenconstructie.

Stap 3 is een kwalitatieve beschouwing van de lengte van het talud. Deltares geeft aan dat de taludlengte niet 'te lang' mag zijn. Indien benodigd wordt met Deltares afgestemd of aan stap 3 wordt voldaan.

Indien aan de drie stappen wordt voldaan volgt goedkeuring van de constructie voor faalmechanisme ZAF.

4. Resultaten

4.1 Stap 1

De resultaten van de analyse zijn gegeven in dit hoofdstuk. In de eerste stap wordt getoetst of het sterkte-deel van de vergelijking, te weten het deel links van “>”, groter is dan de belasting (het rechter gedeelte). Indien de waarde in de laatste kolom van onderstaande tabellen groter is dan “0” wordt voldaan aan de toetsvoorwaarde en wordt vervolgt met de beoordeling van de teenconstructie. In Tabel 4 en Tabel 5 zijn de resultaten voor de maatgevende combinatie van waterstand en golfcondities bij de ondergrenswaarde en signaleringswaarde gegeven. Uit de resultaten blijkt dat zowel bij de ondergrens- als signaleringswaarde ruim wordt voldaan aan de toetsingsvoorwaarde. Dit komt met name door de grote waarde van D_{b15} (korrelgrootte) door de filterlaag van puin. De invloed van de golfbelasting is hierdoor klein.

Tabel 4 Resultaten bij ondergrenswaarde (1/1.000 per jaar)

Profiel	Waterstand [NAP +m]	D [m]	Δ [-]	ΔD [m]	b1 [m]	Sterkte (S)	H_s [m]	T_p [s]	$\tan \alpha$ [-]	D_{b15} [m]	Belasting (B)	=S-B
DP19+00	0,75	0,29	1,9	0,55	1,1	1,651	0,37	2,52	0,404	0,018	-19,51	21,16
DP24+00	0,75	0,29	1,9	0,55	1,1	1,651	0,36	2,47	0,446	0,018	-17,42	19,07
DP27+50	0,75	0,29	1,9	0,55	1,1	1,651	0,4	2,52	0,417	0,018	-18,91	20,56
DP30+00	0,75	0,29	1,9	0,55	1,1	1,651	0,39	2,52	0,417	0,018	-18,91	20,57
DP52+50	0,75	0,29	1,9	0,55	1,1	1,651	0,3	2,36	0,402	0,018	-19,00	20,65

Tabel 5 Resultaten bij signaleringswaarde (1/3.000 per jaar)

Profiel	Waterstand [NAP +m]	D [m]	Δ [-]	ΔD [m]	b1 [m]	Sterkte (S)	H_s [m]	T_p [s]	$\tan \alpha$ [-]	D_{b15} [m]	Belasting (B)	=S-B
DP19+00	0,75	0,29	1,9	0,55	1,1	1,651	0,57	3,22	0,404	0,018	-21,92	23,57
DP24+00	0,75	0,29	1,9	0,55	1,1	1,651	0,54	3,2	0,446	0,018	-19,68	21,33
DP27+50	0,75	0,29	1,9	0,55	1,1	1,651	0,58	3,18	0,417	0,018	-21,12	22,77
DP30+00	0,75	0,29	1,9	0,55	1,1	1,651	0,61	3,29	0,417	0,018	-21,46	23,11
DP52+50	0,75	0,29	1,9	0,55	1,1	1,651	0,30	2,80	0,402	0,018	-20,64	22,29

4.2 Stap 2

De tweede stap in de methodiek, als is beschreven in paragraaf 3.2, is een beschouwing van de kwaliteit van de teenconstructie. In de berekening van de consequentieanalyse in Steentoets is aangegeven dat de overgangsconstructie ter plaatse van de zetsteen bestaat uit type a0. Dit betreft een overgangsconstructie waarbij de eventuele betonband, houten schot, of palenrij tot hooguit 5 cm onder de steenzetting in het filter, zand of klei steekt, waardoor de stroming in het filter niet wordt geblokkeerd. Een overgangsconstructie van type a0 is uitgevoerd zonder gietasfalt tussen de stenen vlak onder de overgangsconstructie. Indien dit type overgangsconstructie aanwezig is kan niet met zekerheid gesteld worden dat aan stap 2 wordt voldaan.

Het type is overgenomen uit de berekening van de consequentieanalyse in Steentoets. Meerdere redenen kunnen ten grondslag liggen voor deze invoerwaarde:

- Er is geen, of niet aan sterkte bijdragende, overgangsconstructie aanwezig,
- Er is geen informatie beschikbaar van het type of de staat van de overgangsconstructie en dit is niet beschouwd tijdens het veldbezoek, waardoor een conservatieve waarde is genomen,
- De overgangsconstructie was mogelijk in de gedetailleerde toets niet benodigd om tot een positief resultaat te komen, daarom is een conservatieve waarde genomen.

Zonder verder onderzoek kan niet met zekerheid het type overgangsconstructie worden vastgesteld. Er wordt vanuit gegaan dat de staat van de teenvoorziening in orde is. Informatie hierover is echter niet voorhanden bij de beheerder. Uit archiefonderzoek naar het type en inspectie voor vaststelling van de staat van de teenconstructie zal moeten volgen of aan stap 2 wordt voldaan of dat een verbetermaatregel benodigd is.

4.3 Stap 3

De derde stap geeft aan dat de taludlengte niet 'te lang' mag zijn. De toegestane lengte is in de afstemming met Deltares niet gekwantificeerd. In Tabel 1 in paragraaf 2.2 zijn de taludlengtes aangegeven van de delen die niet voldoen aan 'afschuiven'. De lengte varieert tussen 0,8 m (DP 24+00) en 3,2 m (DP 30+00). Uit afstemming met Mark Klein Breteler¹, werkzaam bij Deltares, volgt het oordeel dat de taludlengte van 3,2 m niet wordt gezien als 'te lang'. Daarmee voldoet de steenbekleding aan stap 3.

¹ Mail RE: Toets op maat ZAF zetsteen Monnickendam, dd. 6-1-2023

5. Gevoeligheidsanalyse

Uit de berekeningen volgt dat zeer ruim wordt voldaan aan de vergelijking van Stap 1. Er is een analyse gedaan naar de gevoeligheden van de parameters. Als basis-berekening zijn de gemiddelde waarden genomen van de invoer bij signaleringswaarde (1/3.000 per jaar).

Uit de gevoeligheidsanalyse blijkt dat de invloed van een variatie van de sterktekant (Δ , D , b_1) kleine invloed heeft op het resultaat door negatieve waarde van de belastingzijde.

De waarde van de belasting wordt gedomineerd door de waarde van D_{b15} . De aanpassing van deze waarde dient significant groot te zijn (1 à 2 ordes) voor een resultaat dat richting afkeur gaat. Om daadwerkelijk tot afkeur te komen voor ZAF dient de waarde van D_{b15} significant kleiner worden, in combinatie met een steiler talud, grotere H_s en / of een kortere golfperiode én daarnaast een verminderde dikte van de filterlaag en zuilhoogte.

Tabel 6 Resultaten gevoeligheidsanalyse

Gevoeligheids- berekening	D [m]	ΔD [m]	b_1 [m]	Sterkte	H_s [m]	T_p [s]	$\tan \alpha_m$	D_{b15}	Belasting	=S-B (>0)	Voldoet?
Basis	0,29	0,551	1,1	1,651	0,492	3,136	0,4172	1,80E-02	-20,98	22,6	Voldoet
Filterlaag = 0,5 m	0,29	0,551	0,5	1,051	0,492	3,136	0,4172	1,80E-02	-20,98	22,0	Voldoet
Filterlaag = 0,2 m	0,29	0,551	0,2	0,751	0,492	3,136	0,4172	1,80E-02	-20,98	21,7	Voldoet
$H_s = 1$ m	0,29	0,551	1,1	1,651	1,0	3,136	0,4172	1,80E-02	-20,92	22,6	Voldoet
$H_s = 2$ m	0,29	0,551	1,1	1,651	2,0	3,136	0,4172	1,80E-02	-20,84	22,5	Voldoet
$0,5 \times T_p = 1,4$ s	0,29	0,551	1,1	1,651	0,492	1,568	0,4172	1,80E-02	-15,00	16,6	Voldoet
$2 \times T_p = 5,6$ s	0,29	0,551	1,1	1,651	0,492	6,272	0,4172	1,80E-02	-29,54	31,2	Voldoet
$\tan \alpha + 0,1$	0,29	0,551	1,1	1,651	0,492	3,136	0,5172	1,80E-02	-15,84	17,5	Voldoet
$\tan \alpha + 0,2$	0,29	0,551	1,1	1,651	0,492	3,136	0,6172	1,80E-02	-10,70	12,4	Voldoet
D_{b15} : 1 orde kleiner	0,29	0,551	1,1	1,651	0,492	3,136	0,4172	1,80E-03	-1,71	3,4	Voldoet
D_{b15} : 2 ordes kleiner	0,29	0,551	1,1	1,651	0,492	3,136	0,4172	1,80E-04	0,22	1,4	Voldoet
$b_1 = 0,2$; $D_{b15} = 1$ orde kleiner	0,29	0,551	0,2	0,751	0,492	3,136	0,4172	1,80E-03	-1,71	2,5	Voldoet
$b_1 = 0,2$; $D_{b15} = 2$ orde kleiner	0,29	0,551	0,2	0,751	0,492	3,136	0,4172	1,80E-04	0,22	0,5	Voldoet
$b_1 = 0,2$; $D_{b15} = 2$ ordes kleiner; \tan $\alpha + 0,2$; $H_s = 1,5$; $D^*0,5$	0,145	0,2755	0,2	0,4755	1,5	2,8	0,6172	1,80E-04	0,51	0,0	Voldoet niet

6. Conclusie en aanbevelingen

6.1 Conclusie

Uit de berekeningen volgt dat ruim wordt voldaan aan stap 1 van de toets op maat. De aanwezige filterlaag is ca. 1,1 m dik en bestaat uit puin. De dikte van de filterlaag zorgt dat de sterktekant in de formule betrekkelijk hoog is. Het puin zorgt voor een grote waarde van de D_{b15} waardoor het belastingdeel (deel na “>”) van de formule negatief wordt. Dit resulteert dat alle doorsnedes zeer ruim voldoen aan de voorwaarde in de formule.

Uit de gevoeligheidsanalyse blijkt dat de waarde van D_{b15} significant kleiner moet worden, in combinatie met een steiler talud, grotere H_s en / of een kortere golfperiode én daarnaast een verminderde dikte van de filterlaag en zuilhoogte om te leiden tot afkeur van de zetsteen. In de consequentieanalyse is aangegeven dat de waarden van de filterlaag gebaseerd zijn op labonderzoek, daardoor is het niet waarschijnlijk dat de waarden van b_1 en D_{b15} dusdanig afwijken dat niet ruim aan de toetsing van de formule wordt voldaan. Het oordeel van stap 1 wordt daardoor gezien als stabiel.

Bij stap 2 ontbreken gegevens over de teenconstructie. Archiefonderzoek en veldinspectie zal moeten uitwijzen of de teenconstructie reeds voldoet of verbeterd moet worden.

De taludlengte varieert tussen 0,8 m en 3,2 m. In afstemming met Deltares wordt geconcludeerd dat deze lengte niet te lang is voor ZAF en wordt voldaan aan stap 3.

Geconcludeerd wordt dat, op basis van voorgenoemde argumenten, alle vijf de toetsvakken voldoen voor het faalmechanisme ZAF en geen versterkingsopgave benodigd is ten aanzien van de steenbekleding bij deze dijkvakken, mits uit archiefonderzoek en inspectie blijkt dat aan stap 2 wordt voldaan.

6.2 Aanbeveling

Het type teenconstructie en de staat van de teenconstructie is onbekend. Er wordt vanuit gegaan dat de staat van de teenvoorziening in orde is. Informatie hierover is echter niet voorhanden bij de beheerder. Geadviseerd wordt hierop te inspecteren. Daarnaast wordt geadviseerd archiefonderzoek uit te voeren ter bepaling van het type teenconstructie.

Bijlage 7 Analyse dijkvak 3

Notitie

Veiligheidsanalyse historisch centrum Monnickendam

1 Inleiding

1.1 Aanleiding

In 2011 zijn in de Derde Landelijke Toetsronde vier trajecten van de Markermeerdijken (dijktraject 13-9) afgekeurd, waaronder het traject Monnickendam Zeedijk. Om deze reden is de verkenningfase van de dijkversterking gestart. Om het ontwerpproces van de dijkversterking in te gaan is een stabiele veiligheidsopgave nodig. Daarom wordt in de eerste fase van de verkenning een nadere veiligheidsanalyse uitgevoerd.

Als onderdeel van de voorverkenning is een consequentieanalyse uitgevoerd voor Monnickendam Zeedijk conform het WBI2017 [5]. Hierin is het historische centrum van Monnickendam niet beschouwd, aangezien dit een dijk met lintbebouwing is die met de reguliere toetsmethoden niet kon worden beoordeeld. Deze notitie gaat in op de veiligheidsanalyse van het historische centrum van Monnickendam. Dit betreft het stuk waterkering tussen dijkpalen DP0+70 tot DP8+30 (circa 760 m) van Dijk 27, zoals benoemd in de legger. Rondom dijkpaal DP5+50 ligt de Damsluis, welke eerder als voldoende is beoordeeld.



Figuur 1-1: Locatie historisch centrum Monnickendam in traject Monnickendam Zeedijk

1.2 Doel

Deze notitie omvat de veiligheidsanalyse van het historische centrum van Monnickendam. Hierbij is enkel gekeken naar het dijklichaam, de kunstwerken in het tracé zijn eerder al beoordeeld. Indien dit dijkvak voldoet, zijn hier geen maatregelen nodig en gaat het niet verder het zeefproces van de verkenningfase in. Bij afkeuring geeft het inzicht in de afgekeurde faalmechanismen en waar de dijk op verbeterd moet worden.

2 Uitgangspunten

2.1 Aanpak

2.1.1 Beschrijving situatie

De te beoordelen waterkering loopt langs het Noordeinde en Zuideinde in Monnickendam, met de straat Middendam rondom de Damsluis. De ligging van de straten is al eeuwen hetzelfde, zoals te zien is in Figuur 2-1. Inmiddels ligt het historische centrum – met het Noordeinde, Middendam en Zuideinde als kern – hoger dan haar omgeving, zoals zichtbaar in de AHN4 uitsnede in Figuur 2-2. Aan weerszijden van de kering is lintbebouwing aanwezig, zoals afgebeeld in Figuur 2-3.



Figuur 2-1: Historisch centrum Monnickendam: links in 1649, rechts huidig. De wit gestreepte lijn volgt de kering over het Zuideinde, Middendam en Noordeinde



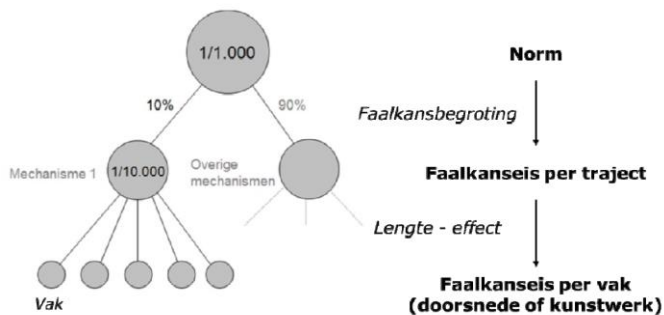
Figuur 2-2: Uitsnede AHN4

Figuur 2-3: Noordeinde, vanaf Middendam

2.1.2 Overstromingsbenadering

Met de komst van het WBI2017 worden primaire keringen beoordeeld met een overstromingsbenadering. Er wordt daarbij gekeken of de kans op overstroming klein genoeg is. Elke kering heeft een norm ondergrens (de maximaal toelaatbare overstromingskans) en een signaleringswaarde. Voor dijktraject 13-9 is dit respectievelijk 1/1.000 jaar en 1/3.000 jaar.

De vereiste overstromingskans wordt verdeeld over de verschillende toetsporen middels de faalkansbegroting. Vervolgens wordt dit verder onderverdeeld over de dijkvakken (of kunstwerk) middels het toepassen van de lengte-effect factor, tot een faalkanseis op dijkvakniveau. Dit principe is geïllustreerd in Figuur 2-4.



Figuur 2-4: Bepalen van de faalkanseis per toetspoot en per vak [3]

De faalkansbegroting en het lengte-effect leiden uiteindelijk tot een faalkanseis op doorsnedeniveau, gebaseerd op onderstaande vergelijking:

$$P_{eis,dsn} = \frac{\omega \cdot P_{eis}}{N_{dsn}}$$

Waarin:

$P_{eis,dsn}$	Faalkanseis per doorsnede [-]
P_{eis}	Norm van het dijktraject [-]
ω	Faalkansruimte voor het betreffende toetspoot [-]
N_{dsn}	Lengte-effectfactor voor een doorsnede [-]

2.1.3 Hydraulische belasting

De hydraulische belasting op de kering komt van hoogwater op de Gouwzee. Dit waterlichaam ligt tussen het eiland Marken en het vasteland en maakt deel uit van het Markermeer.

2.1.3.1 Te hanteren waterstanden

Voor de verschillende faalmechanismes wordt conform Bijlage II van het WBI2017 gewerkt met een verschillende schematisering van de hydraulische belasting [2]. Dit is veelal afhankelijk van of de beoordeling een semi-probabilistische of volledig probabilistische aanpak betreft en hoe de veiligheidsfilosofie doorwerkt in de wijze van beoordelen. De te hanteren hydraulische belasting per faalmechanisme is als volgt [2]:

- Macrostabiliteit binnenwaarts (STBI): semi-probabilistische benadering met waterstand bij de norm;
- Piping (STPH): semi-probabilistische benadering met waterstand bij de norm;
- Bekleding, waaronder Microstabiliteit (STMI), Grasbekleding afschuiven binnentalud (GABI), Stabiliteit steenzetting (ZST), Grasbekleding afschuiven buitentalud (GABU): semi-probabilistische benadering met waterstand bij de norm, al dan niet met bijbehorende golfbelasting;
- Grasbekleding erosie buitentalud (GEBU): semi-probabilistische benadering met waterstand op doorsnedeniveau, met bijbehorende golfbelasting;

- Grasbekleding erosie kruin en binnentalud (GEKB)/Hoogte: probabilistische benadering met alle mogelijke combinaties van waterstand en golfbelasting.

08-03-2023

Versie D2.0

Projectnummer 51008416

Onderwerp Verkenning Monnickendam Zeedijk

2.1.3.2 Waterstand bij de norm

De waterstand bij de norm is bepaald met software Hydra-NL v2.8.2 op basis van de hydraulische database WBI2017_Markermeer_13-9_13a-1_44-2_v02 (klimaatsscenario W+). Om rekening te houden met toekomstige meerpeilstijgingen is aangesloten bij de werkwijze van de Alliantie Markermeerdijken [7]. De waarden zijn weergegeven in Tabel 2-1.

Tabel 2-1: Waterstanden bij de norm

Terugkeertijd [jaar]	Zichtjaar	Waterstand [m +NAP] ¹
1/1.000 (norm ondergrens)	2022	0,71
1/1.000 (norm ondergrens)	2072	0,8
1/3.000 (signaleringswaarde)	2022	0,84
1/3.000 (signaleringswaarde)	2072	1,0

Wanneer een waterstand van NAP +1,0 m, overeenkomend met de maximale waterstand in 2072 met een terugkeertijd van 1/3.000 jaar (behorend bij de signaleringswaarde), geplot wordt over het AHN4, ontstaat de overstrooming zoals weergegeven Figuur 2-5. (N.B. In het AHN4 is de bebouwing uit het hoogtemodel gefilterd, de straten en steegjes haaks op de kering zitten wel in het hoogtemodel). In de figuur is te zien dat de buitenwaterstand tussen DP0+70 tot DP8+30 niet tot de kering reikt.



Figuur 2-5: Overstroming ten gevolge van een waterstand van NAP +1,0 m



Figuur 2-6: Overstroming ten gevolge van een waterstand van NAP +1,4 m

2.1.3.3 Waterstand bij doorsnede-eis GEBU

De doorsnede-eis van GEBU wordt bepaald door de signaleringswaarde te vermenigvuldigen met de faalkansruimte voor GEBU ($\omega=0,05$) en te delen door de lengte-effectfactor ($N_{dsn} = 2$ [4]). Dit leidt tot een doorsnede-eis van 1/120.000 jaar. De bijbehorende waterstand voor 2072 is afgeleid in Hydra-NL en bedraagt NAP +1,4 m. Wanneer deze waterstand geplot wordt over het

¹ De waterstand voor 2072 dient conform de Alliantie Markermeerdijken [7] naar boven afgerond te worden op 1 decimaal nauwkeurig

AHN4 (meetnauwkeurigheid ± 10 cm), ontstaat de overstroming zoals weergegeven Figuur 2-6. In de figuur is te zien dat ook deze buitenwaterstand niet tot de kering reikt.

2.1.3.4 *Robuust voorland*

De buitenwaterstanden bij de norm zullen niet tot de waterkering reiken vanwege een hoog en breed voorland. Het voorland varieert met een breedte van circa 30 tot 150 m en is bebouwd. Enige golfbelasting zal dus niet leiden tot wegslaan van het voorland. Daarnaast is de ligging gunstig, omdat dit deel van Monnickendam in de luwte ligt van de Gouwe. Dit resulteert in kortere strijklengtes (lengtes van het water waarover golven ontstaan door de wind), waardoor hoge golven minder snel voor zullen komen. Ontbreken van het voorland tijdens norm omstandigheden wordt daarom niet als risico gezien.

Door HHNK is overwogen om de legger aan te passen ter bescherming van het voorland. Enerzijds wordt vanwege de robuustheid van het voorland nauwelijks risico gezien. Anderzijds worden vergunningen en de nodige handhaving als nadelig gezien. Daarom is besloten om de legger niet aan te passen. Invloed kruindaling

In het kader van de Alliantie Markermeerdijken is historische kruindaling geanalyseerd om een prognose te maken voor de toekomstige kruindaling [6]. Het traject Monnickendam Zeedijk is hierin meegenomen. De kruindaling voor de komende 50 jaar ter plaatse van het historische centrum is verwaarloosbaar gebleken (0,0 meter [6]), naar verwachting ligt hier een stevige onderlaag die over de eeuwen is ontstaan ter plaatse van het Noordeinde, Middendam en Zuideinde.

De prognose op basis van satellietdata (Bodemdalingskaart 2.0 [8]) geeft maximaal 5 mm/jaar kruindaling aan, oftewel 25 cm de komende 50 jaar. De invloed hiervan zal worden meegenomen in de gevoeligheid van het beoordelingsresultaat.

2.1.4 *Relevante faalmechanismes*

Wanneer het historische centrum als één dijkvak wordt gezien, betekent het dat dit dijkvak aan de faalkanseisen van alle faalmechanismes moet voldoen. Hiervoor geldt het volgende:

- De faalmechanismes die worden beoordeeld met de waterstand bij de norm kunnen gelijk worden goedgekeurd, aangezien deze waterstand niet tot de kering reikt. Falen van de kering kan daarmee nooit tot een overstroming leiden. Dit betreft STBI, STPH, STMI, GABI, ZST en GABU.
- Het faalmechanisme GEBU wordt beoordeeld door de golfbelasting op een niveau van de waterstand behorend bij de doorsnede-eis te beschouwen. Ook deze waterstand reikt niet tot de kering. Falen van de kering door GEBU kan daarmee nooit tot een overstroming leiden.
- Falen van de kering door golfoverslag (GEKB) of het verkrijgen van een overstroming/inundatie door overslaand water wordt beoordeeld met alle mogelijke combinaties van waterstand en golfhoogte. Dit is het daarmee het enige mechanisme waarop de kering theoretisch kan falen. De wijze van beoordelen is nader beschreven in paragraaf 2.3.

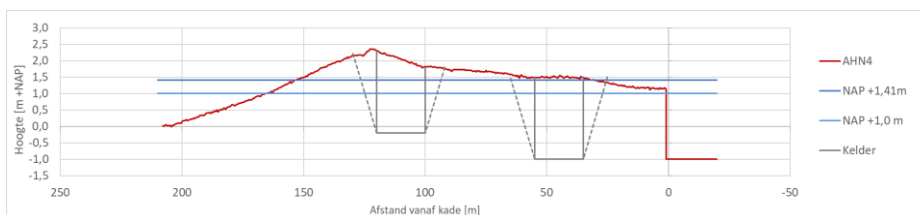
2.2 Invloed NWO's

2.2.1 Bebouwing en begroeiing

Bovenstaande uiteenzetting van relevante faalmechanismes gaat uit van de huidige situatie, in en langs de kering komen echter niet-waterkerende objecten (NWO's) voor. Langs de kering is lintbebouwing aanwezig, waarvan de aanwezigheid niet te allen tijde is te garanderen doordat bijvoorbeeld een huis gesloopt op het moment dat een maatgevende hoogwatersituatie optreedt. Haaks op het Noordeinde ligt ter hoogte van DP04+00 de Molenstraat en Brugstaat, in Figuur 2-7 is het hoogteverloop van deze straten dwars op de kering weergegeven. Dit geeft een representatief beeld van de hoogteligging van het centrum, inclusief kering.

In de figuur is de ontgroning van een huis met een kelderdiepte van 2,5 m weergegeven, ter plaatse van de kruin en halverwege de Brugstraat. Tevens is hier het restprofiel met taluds van 1:4 in weergegeven. Hieruit wordt zichtbaar dat de afwezigheid van een huis nooit tot een overstroming kan leiden, er blijft immers altijd ruim voldoende restbreedte over om het water te kunnen keren.

Dezelfde redenering gaat op voor begroeiing. Omgewaaide begroeiing kan tot een ontgrondingskuil leiden. Aangezien dit niet dieper zal zijn dan de 2,5 m waar voor het NWO Bebouwing al rekening mee is gehouden, geldt ook hier dat begroeiing als NWO geen invloed heeft op het oordeel.



Figuur 2-7: Hoogteverloop Molenstraat-Brugstraat, rechterzijde is de Gouwee. NAP +1,0 m komt overeen met de waterstand bij de norm (signaleringswaarde 2072) en NAP +1,41 m komt overeen met de waterstand behorend bij de GEBU doorsnede-eis (signaleringswaarde 2072)

2.2.2 Kabels en leidingen

In de kruin van de kering lopen kabels en leidingen, die zijn aangesloten op de naastgelegen huizen. Een ontgroning door gapend of sluipend lek zal niet leiden tot ontgrondingen dieper dan de 2,5 m waar voor het NWO Bebouwing al rekening mee is gehouden. Ook hiervoor geldt dat een mogelijke ontgroning door falen van een leiding dus nooit tot een overstroming kan leiden. Er blijft ook hier voldoende restbreedte over.

De conclusie hieruit is dat de aanwezigheid van NWO's niet van invloed is op de relevante faalmechanismes. Met enkel de beoordeling op GEKB/hoogte kan de overstromingskans beoordeeld worden.

2.3 Beoordeling GEKB/hoogte

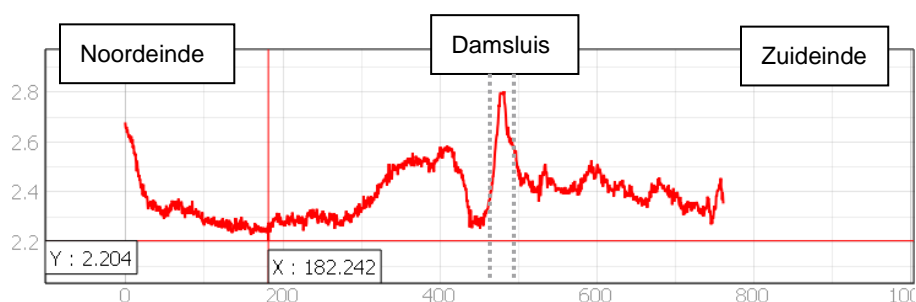
2.3.1 Kritiek overslagdebiet

Falen van de kering door overslag kan optreden doordat de bekleding van de kering de hoeveelheid erosie niet aan kan (faalmechanisme GEKB), of doordat de hoeveelheid overslag te groot is en er een overstroming/inundatie van het achterland optreedt. Er kan van uit worden gegaan dat bij een overslagdebiet

van 0,1 l/s/m de hoeveelheid overslag klein genoeg is dat er geen erosie van de kering en geen significante overstroming van het achterland optreedt.

2.3.2 Kruinhoogte

Het hoogteverloop over de kering is weergegeven in Figuur 2-8. De Damsluis met naastgelegen kade vormt het hoogste punt. Het laagste punt bevindt zich op het Noordeinde en bedraagt NAP +2,2 m. In Hydra-NL wordt aan de hand van (een simplificatie van) het dwarsprofiel van Figuur 2-7 de hoeveelheid overslag bepaald bij de doorsnede-eis van GEKB. De gunstige werking van de aanwezigheid van bebouwing en de dam van de voorliggende jachthaven wordt hierbij vooralsnog buiten beschouwing gelaten.



Figuur 2-8: Hoogteverloop kering

2.3.3 Faalkanseis

De kans op een kritiek overslagdebiet van 0,1 l/s/m wordt vergeleken met de hoeveelheid overslag die optreedt bij een terugkeertijd gelijk aan de doorsnede-eis van faalmechanisme GEKB. De doorsnede-eis van GEKB wordt bepaald door de signaleringswaarde te vermenigvuldigen met de faalkansruimte voor GEKB ($\omega=0,24$) en te delen door de lengte-effectfactor ($N_{dsn} = 2$ [4]). Dit leidt tot een doorsnede-eis van 1/25.000 jaar. De resultaten zijn opgenomen in het volgende hoofdstuk.

2.3.4 Robuustheid

Om de robuustheid van het oordeel op GEKB te onderzoeken wordt ook gekeken bij welke kruinhoogte een overslagdebiet van meer dan 0,1 l/s/m optreedt. Deze kan vervolgens vergeleken worden met de aanwezige kruinhoogte. De resultaten zijn opgenomen in het volgende hoofdstuk.

3 Resultaten en conclusie

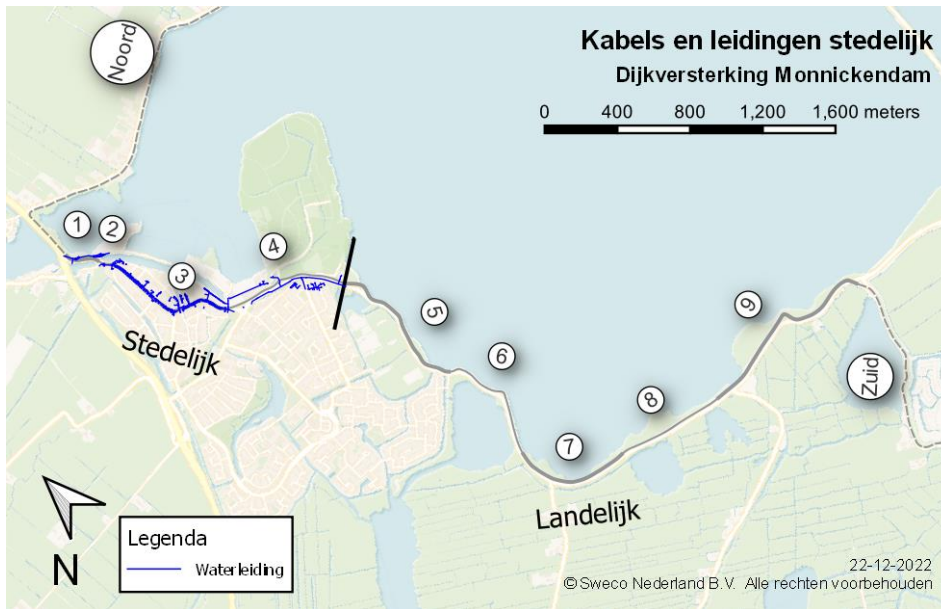
In deze notitie is de veiligheid van de primaire kering beschouwd die door het historische centrum van Monnickendam loopt. De kering maakt deel uit van normtraject 13-9 en loopt van dijkpaal DP0+70 tot DP8+30. Met de komst van het WBI2017 wordt gewerkt met een overstromingskansbenadering, waarbij de toelaatbare overstromingskans wordt verdeeld over de mogelijke faalmechanismes. Elk faalmechanisme wordt op een andere manier beoordeeld, een groot deel hiervan maakt gebruik van de waterstand bij de norm. Door de relatief hoge ligging van het historische centrum kan de waterstand bij de norm niet tot aan de kering reiken. Dit zorgt ervoor dat de meeste faalmechanismes niet relevant zijn om verder te beschouwen, doordat falen van de kering hierdoor niet tot een overstroming kan leiden. De aanwezige NWO's (bebouwing, begroeiing en leidingen) veranderen deze conclusie niet.

Met Hydra-NL is berekend dat het overslagdebiet ter plaatse van het historische centrum onder de 0,1 l/s/m blijft bij een terugkeertijd behorend bij de doorsnede-eis van faalmechanisme GEKB (1/25.000 jaar) voor de komende 50 jaar. In deze berekening is de gunstige werking van de aanwezige bebouwing en de havendam van de voorgelegen jachthaven niet meegenomen. Bij een kruinhoogte van NAP +1,8 m of lager treedt pas een overslagdebiet groter dan 0,1 l/s/m op (bij gebeurtenis met een terugkeertijd van 1/25.000 jaar), terwijl de aanwezige kruinhoogte minimaal NAP +2,2 m betreft. Daarmee is aangetoond dat de golfoverslag niet zo groot kan worden dat het tot inundatie van het achterland leidt, ook niet met enige mate van kruindaling. De primaire kering door het centrum van Monnickendam (tussen dijkpalen DP0+70 tot DP8+30) voldoet daarmee aan de signaleringswaarde en hoeft niet versterkt te worden.

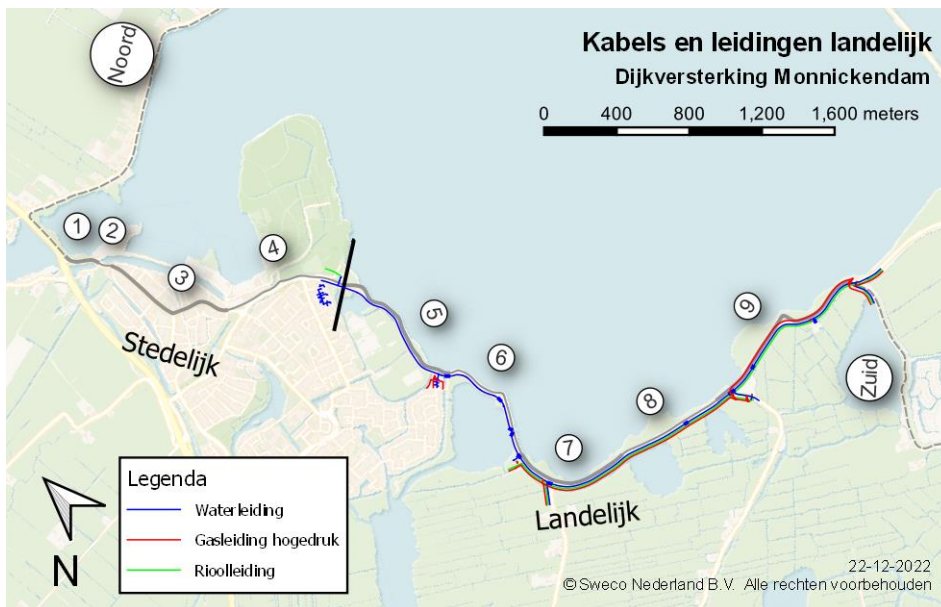
4 Referenties

- [1] Regeling van de Minister van Infrastructuur en Milieu, van 2 december 2016, nr. IENM/BSK-2016/283517, ter uitvoering van de artikelen 2.3, eerste lid, en 2.12, vierde lid, van de Waterwet (Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017).
- [2] Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017; Bijlage II Voorschriften bepaling hydraulische belasting primaire waterkeringen. Ministerie van Infrastructuur en Milieu.
- [3] Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017; Bijlage III Sterkte en veiligheid. Ministerie van Infrastructuur en Milieu.
- [4] Schematiseringshandleiding Grasbekleding. Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat, maart 2022.
- [5] Consequentieanalyse drie trajecten Gouzee en BuitenIJ. Witteveen+Bos, 23 september 2019.
- [6] AMMD-003314 - Ontwerpbasis Dijken DO, versie 2.0. Alliantie Markermeerdijken, 23 oktober 2019.
- [7] AMMD-003182 – Ontwerpbasis Hydraulische Randvoorwaarden DO2, versie 3.0. Alliantie Markermeerdijken, 21 februari 2018.
- [8] Bodemdalingskaart 2.0. SkyGeo, geraadpleegd via:
<https://bodemdalingskaart.portal.skygeo.com/>

Bijlage 8 Rekensheets leidingkraters



Figuur 7-1 Relevante leidingen in het stedelijke deel van het traject



Figuur 7-2 Relevante leidingen in het landelijke deel van het traject