

**ONDERWERP**

Aanvulling MER dijkversterking Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat

**ONZE REFERENTIE**

1.0

**DATUM**

29 juli 2022

**VAN**

Esther van Ophuizen - Dieker

**AAN**

Commissie m.e.r.

## 1. Aanleiding voor aanvullende informatie

### 1.1 Inleiding

Voor de dijkversterking Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat hebben in de periode van 30 maart tot en met 11 mei 2022 het Ontwerp-Projectplan en het MER samen met de bijbehorende ontwerpbesluiten voor de uitvoering van het Projectplan ter inzage gelegen. De Gedeputeerde Staten van de provincie Groningen hebben de Commissie voor de milieueffectrapportage – hierna: de Commissie – gevraagd een toetsingsadvies uit te brengen over het MER dijkversterking Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat en daarbij de ontvangen zienswijzen te betrekken. Op 17 mei 2022 heeft de Commissie het Voorlopig Toetsingsadvies, met kenmerk 3433, uitgebracht, waarin zij vier tekortkomingen signaleert. Het opheffen daarvan acht zij essentieel voor het volwaardig meewegen van het milieubelang bij de besluitvorming. De Commissie adviseert om voorafgaand aan de besluitvorming informatie aan te vullen. Daartoe is het voorliggende document “Aanvulling MER Dijkversterking Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat” opgesteld. Daarnaast zijn er nieuwe technische, ecologische en uitvoeringsgerelateerde inzichten en drie zienswijzen naar voren gekomen die tot verdere detaillering en beperkte wijzigingen hebben geleid in het Projectplan Waterwet. Voor een aantal van deze wijzigingen is een aanvullende effectbeoordeling nodig. De Commissie toetst de nieuwe informatie en brengt vervolgens haar definitieve toetsingsadvies uit aan Gedeputeerde Staten van de provincie Groningen.

### 1.2 Benodigde nadere informatie

#### 1.2.1 Advies commissie m.e.r.

De Commissie signaleert bij de toetsing van het MER dat op enkele punten nog belangrijke informatie ontbreekt. Het gaat om de volgende punten:

- De veiligheids- en versterkingsopgave. Deze is onvoldoende onderbouwd. Niet is aangegeven hoe gevoelig de uitkomsten van veiligheidsberekeningen zijn voor de gehanteerde uitgangspunten en aannames.
- De verstoring van vogels en de stikstofdepositie door aanlegwerkzaamheden. De maatregelen om deze effecten te beperken zijn nog onvoldoende in beeld gebracht.
- Een kwantitatieve analyse van de voor- en nadelen van de ecologische koppelprojecten. Informatie over de onzekerheden qua doelbereik, en hoe de daadwerkelijke ecologische effecten worden gemonitord en geëvalueerd, ontbreekt.
- De effecten voor het landschap en de cultuurhistorie. Het eventuele extra ruimtebeslag veroorzaakt door de dijkversterking is niet aangegeven.
- Daarnaast doet de Commissie nog een aanbeveling om circulariteit mee te nemen in het project.

#### 1.2.2 Ambtshalve wijzigingen en zienswijzen

Het Ontwerp Projectplan Waterwet (OPPW) is gebaseerd op het Integraal Voorontwerp voor de dijkversterking. Parallel aan het schrijven en het ter inzage leggen van het OPPW is het Voorontwerp uitgewerkt tot een Definitief Ontwerp (DO). Het DO leidt tot nieuwe technische en ecologische inzichten over het ontwerp en over de uitvoering. Deze nieuwe inzichten worden in het Projectplan Waterwet en de Passende Beoordeling verwerkt.

Daarnaast zijn op het OPPW door drie belanghebbenden zienswijzen ingediend, waardoor ook een aantal wijzigingen is aangebracht. De samenvatting van al deze wijzigingen is opgenomen in bijlage 5. Vanwege deze wijzigingen is op de volgende punten een aanvulling nodig op de effectbeoordeling in het MER:

- Bodembescherming aan de buitenzijde van de dijkdoorkruising.
- Trapelementen als bekleding en twee uitzichtpunten.
- Laarzenpad afsluiten in het broedseizoen.
- Realisatie duurt één jaar langer.
- Bronbemaling nodig voor aanleg dijkdoorkruising.
- Aanpassing ruimtelijke inpassing haven.

## 2 Beantwoording vragen commissie m.e.r.

### 2.1 De veiligheids- en versterkingsopgave

#### 2.1.1 Advies commissie m.e.r.

De Commissie geeft aan dat de veiligheids- en versterkingsopgave onvoldoende is onderbouwd. Er is niet aangegeven hoe gevoelig de uitkomsten van veiligheidsberekeningen zijn voor de gehanteerde uitgangspunten en aannames. De Commissie adviseert, voorafgaand aan de besluitvorming, in een aanvulling op het MER:

- Aan te geven hoe gevoelig de uitkomsten van veiligheidsberekeningen zijn voor de gehanteerde uitgangspunten en aannames.
- Een nadere onderbouwing te geven van de gemaakte keuzes voor toe te laten golfverslagdebieten.
- Een technische onderbouwing te geven waarom de dijk voor andere faalmechanismen, zoals macrostabiliteit en piping, wel voldoet.
- Een onderbouwing te geven van de keuze om het dijkgedeelte aansluitend op de Robbengatssluis niet op te hogen en uit te gaan van een overslagbestendige dijk.

#### 2.1.2 Onderbouwing veiligheids- en versterkingsopgave

a. Gevoeligheid uitkomsten veiligheidsberekeningen voor de gehanteerde uitgangspunten en aannames

De veiligheidsberekeningen zijn uitgevoerd conform OI2014 en WBI2017, waarin een afgewogen en doelmatige set aan ontwerpuitgangspunten is vastgelegd. Het waterschap heeft de wettelijke verplichting om aan te tonen dat de dijk voor 50 jaar aan het OI/WBI voldoet en dat het ontwerp doelmatig is. Grondslag voor een doelmatig ontwerp is een doelmatige set aan ontwerpuitgangspunten en aannames. Deze zijn vastgelegd in een Technische ontwerpuitgangspuntennotitie (hierna TUN) (zie bijlage 3 en 4). Per faalmechanisme zijn de ontwerpuitgangspunten bepaald. De TUN is in de verkenningsfase opgesteld. Het voorkeursalternatief (VKA), het Integraal Voorontwerp en het Definitief Ontwerp zijn gebaseerd op deze technische ontwerpuitgangspunten (in de TUN). Daarmee voldoet na de dijkversterking de dijk voor 50 jaar aan de gestelde eisen.

Voor het ontwerp van de dijkversterking Lauwersmeersdijk – Vierhuizergat zijn de volgende belangrijke ontwerpuitgangspunten uit het OI/WBI gebruikt:

- De faalkansnorm: signaleringswaarde van 1:3000 en een max. toelaatbare overstromingswaarde van 1:1000.
- Zeespiegelstijging tot 2125 volgens klimaatscenario KNMI 2006 W+.
- De hydraulische randvoorwaarden (HR).

De hydraulische randvoorwaarden in de Waddenzee zijn door de dynamiek in het gebied complex. Om deze te bepalen zijn verschillende gevoeligheidsanalyses uitgevoerd. Deze zijn voorgelegd aan experts van WVL (Rijkswaterstaat), het adviesteam dijkontwerp ADO (voorheen KPR) en Deltares. Naar aanleiding hiervan zijn deze aangescherpt en verwerkt in de TUN. Naar aanleiding hiervan zijn deze aangescherpt en verwerkt in de TUN.

b. Een nadere onderbouwing van de gemaakte keuzes voor toe te laten golfverslagdebieten

d. Onderbouwing van de keuze om het dijkgedeelte aansluitend op de Robbengatssluis niet op te hogen

In de huidige beoordelingssystematiek heeft de waterkeringbeheerder meer ruimte dan voorheen omdat het beheerdersoordeel ook meeweegt in de beoordeling. Het waterschap wil als beheerder zoveel mogelijk aansluiten op de normering, hetgeen past binnen het huidige ruimtebeslag van de kering. De havenkade en westelijke havendam dragen bij aan de waterveiligheid omdat in maatgevende omstandigheden deze onderdelen de hydraulische randvoorwaarden (voornamelijk golfhoogte) reduceren. De oostelijke havendammen zijn niet meegenomen in de bepaling van hydraulische randvoorwaarden en hebben daarom geen invloed op de waterveiligheid. In de verkenningsfase is het te hanteren overslagdebiet bepaald. Om een doelmatige keuze te kunnen maken zijn verschillende gevoeligheidsanalyses uitgevoerd. Deze zijn ook te lezen in de TUN (bijlage 3 4n 4).

De beheerder heeft alleen een keuze gemaakt in het toe te laten overslagdebiet. Voor deze keuze is vooral een doelmatige afweging gemaakt. Een afweging tussen de gevolgen voor de gebruiksfuncties op en rond de dijk en de kosten voor de aanpassing van de dijk om aan de norm te kunnen voldoen. Daardoor is er voor de Landelijke dijk een hoger overslagdebiet gekozen dan voor de Havendijk met uitzondering van één maatwerklocatie: de Robbengatssluis.

Het aanpassen van de sluis om te voldoen aan een lager overslagdebiet is niet doelmatig, omdat de kosten erg hoog zijn en de gevolgen van een hoger overslagdebiet aanvaardbaar zijn. De waterveiligheid is bij een hoger overslagdebiet niet in het geding bij maatgevende omstandigheden).

## Haven Lauwersoog

Bij de haven van Lauwersoog is in de basis gekozen voor een kritiek overslagdebiet van 5 l/s/m, behorende bij een worst-case overgang. Er is voor een kritiek overslagdebiet van 5 l/s/m gekozen vanwege de slechte grasmat, het grote aantal overgangen als gevolg van fietspaden en de provinciale weg en omdat de havendijk geheel uit zandig materiaal bestaat en er dus geen erosiebestendige kleilaag aanwezig is. Door uit te gaan van een overslagdebiet van 5 l/s/m is de mate van overslag dusdanig klein dat de kruin alleen over 5 m lengte (in het dwarsprofiel) over[1]slagbestendig moet worden gemaakt door middel van een kwalitatief goede (gesloten) graszode op een kleilaag van 80 cm. Toepassing van een hoger overslagdebiet dan 5 l/s/m neemt de hoogteopgave niet weg en werkt juist kostenverhogend omdat er extra werkzaamheden nodig zijn om de gehele kruin en binnentalud overslagbestendig te maken.

## Landelijke dijk

Op het landelijke deel van de Lauwersmeerdijk wordt een kritiek overslagdebiet van 10 l/s/m gehanteerd in combinatie met een kwalitatief goede (gesloten graszode op 80 cm klei). De belangrijkste overwegingen voor deze keuze zijn:

- Het landelijke dijktraject van de Lauwersmeerdijk past het best bij een gemiddelde overgang (Deltares 2015). Het toestaan van hoge overslagdebieten (die horen bij een geometrische overgang) leiden niet tot noemenswaardige kostenbesparingen.
- Het toestaan van de hoge overslagdebieten die horen bij een geometrische overgang kunnen zelfs leiden tot versterkingsmaatregelen op het binnentalud. Netto kan dit resulteren in hogere kosten.
  - Op het binnentalud is sprake van een relatief dunne zandige kleilaag (oude erosieklasse C3) en tijdens falen van de kleilaag komt de zandlaag direct bloot te liggen. Hierdoor is er geen sprake van reststerkte en heeft het waterschap tijdens extreme omstandigheden geen handelingsperspectief voor noodmaatregelen. Het toestaan van hogere overslagdebieten dan 10 l/s/m bij een zeedijk met zandkern is derhalve onverstandig.

c. Technische onderbouwing waarom de dijk voldoet aan faalmechanismen die niet genoemd zijn in OPPW  
Uit berekeningen in de Verkenningsfase volgt dat ruim wordt voldaan aan macrostabiliteit, piping en asfaltbekleding. Met betrekking tot piping is de situatie niet veranderd (de geometrie wijzigt niet dusdanig dat de berekening niet meer volstaat) en zijn de berekeningen in de Planuitwerkingsfase niet herhaald. Macrostabiliteit en asfaltbekleding verandert wel als gevolg van aanpassingen van de geometrie van de waterkering. Hierdoor zijn in de Definitief Ontwerpfase deze faalmechanismen opnieuw doorlopen, zodanig dat het ontwerp voldoet voor dit faalmechanisme. Overige bekledingen (breuksteenbekleding, zetsteenbekleding en kleibekleding) voldoen tevens aan het OI en WBI en daarmee is een sober en doelmatig ontwerp verkregen zonder extra robuustheid.

## 2.2 De verstoring van vogels en de stikstofdepositie door aanlegwerkzaamheden

### 2.2.1 Advies commissie m.e.r.

De Commissie geeft aan dat in het MER de effecten van verstoring door aanlegwerkzaamheden op vogels slechts zeer globaal zijn beschreven. Uit de passende beoordeling blijkt dat er geen telgegevens zijn gebruikt die een goed beeld geven van aantallen en verspreiding van niet-broedvogels en van de perioden van het jaar dat deze gebruik maken van aanwezige biotopen. Er is niet aangegeven hoeveel niet-broedvogels met een instandhoudingsdoel binnen de verstoringscontouren foerageren en/of rusten en hoe lang het verstoorte gebied voor deze vogels niet te gebruiken is.

Uit het MER blijkt dat de aanleg van de Landelijke dijk en de ecologische koppelprojecten gepaard gaan met (tijdelijke) stikstofdepositie op het Natura 2000-gebied Waddenzee. De effecten van deze stikstofdepositie zijn niet in beeld gebracht. Daarbij wordt gewezen op artikel 2.9a van de Wet natuurbescherming, waarin geregeld is dat deze effecten niet meer betrokken hoeven te worden bij de besluitvorming over een natuurvergunning.

De Commissie merkt daarbij op dat de effecten van tijdelijke stikstofdepositie (maximaal 3,85 mol/ha.jaar) aanzienlijk kunnen zijn, zeker gezien het feit dat de Waddenzee al overbelast is met stikstof.

De Commissie adviseert in een aanvulling op het MER, voorafgaand aan de besluitvorming, nader inzicht te geven in de effecten van verstoring en stikstofdepositie door aanlegwerkzaamheden en de mogelijke maatregelen om deze effecten zoveel mogelijk te beperken.

## 2.2.2 Effecten op verstoring vogels & maatregelen

Voor de eerder uitgevoerde analyse van de verstoring van vogels in de Passende Beoordeling zijn vogels behandeld op soortgroepniveau met overkoepelende verstoringscontouren. Het uitgangspunt daarbij was meestal dat, omdat het rust- en foerageergebied in de regio heel groot is, er in de tijdelijke situatie waarin de aanlegwerkzaamheden plaatsvinden voldoende vergelijkbare en naastliggende uitwijkmogelijkheden zijn. Op advies van de Commissie is als aanvulling hierop een uitgebreide analyse uitgevoerd op soortniveau om de effecten op vogels beter inzichtelijk te maken (zie bijlage 1), de analyse is kwantitatief. Uiteindelijk is met het uitvoeren van deze analyse gehoor gegeven aan twee adviezen van de Commissie, naast dit punt betreffende de verstoring van vogels, zijn hiermee namelijk ook de voor- en nadelen van de koppelprojecten beter in kaart gebracht.

In de kwantitatieve analyse is voor een representatieve selectie van 19 wad- en kustvogelsoorten (zowel broed- als niet-broedvogelsoorten) het effect gekwantificeerd (zie bijlage 1). Hierbij is data geraadpleegd van tellingen van vogels op de Westpolder (kwelder) hoogwatervluchtplaats van 2015 tot en met 2021, welke zijn verricht door Marinus Brijker. Ook zijn in 2020 en 2021 vogeltellingen gedaan door Arcadis om te bepalen welke vogelsoorten foerageren en rusten op en vlakbij de Landelijke dijk. Naast de achterliggende data is er bij de kwantificatie gebruik gemaakt van literatuur met betrekking tot de relevante ecologische kenmerken per vogelsoort (geprefereerde foerageer- en rusthabitat, foerageerradius, relatieve gevoeligheid voor verstoring, enzovoort). Ook zijn enkele praktijkstudies van andere dijkversterkingswerkzaamheden rond de Waddenzee/Eems-Dollard geraadpleegd waarin de gevoeligheid van overtuigende vogelsoorten is geïventariseerd m.b.t. dergelijke werkzaamheden. In het kort is hiermee voor elke soort het onderstaande bepaald:

- De verwachte tijdelijke afname door verstoring tijdens de werkzaamheden.
- De verwachte toename door de extra rust in de kwelder (hoogwatervluchtplaats en eventueel broedgebied) door afsluiting Laarzenpad.
- De verwachte toe- of afname door de langzame omvorming van 22 ha droogvallende wadplaat naar lage kwelder en wat slenken en prielen (geschiktheid van het nieuwe habitat per soort).
- De verwachte toe- of afname door realisatie van binnendijks intergetijdengebied Marnewaard en de rif- en intergetijde elementen. (geschiktheid van het nieuwe habitat per soort).

Uit de kwantificering blijkt dat voor 16 wad- en kustvogelsoorten een tijdelijk negatief effect optreedt als gevolg van de aanlegwerkzaamheden. Voor 17 soorten wordt in de nieuwe (eind)situatie een positief effect verwacht, dat ruimschoots opweegt tegen de tijdelijke verstoring (zie bijlage 1). Voor deze soorten is een negatief effect op de instandhoudingsdoelen uitgesloten. Alleen voor de Zwarte Ruiter en de Bergeend wegen de voordelen mogelijk niet op tegen de nadelen. Beide soorten foerageren namelijk graag specifiek op (zeer) slibrijke bodems, dit areaal neemt op termijn af in omvang door koppelproject kwelderontwikkeling. Het jaargemiddelde aantal Zwarte Ruiters en Bergeenden dat gebruik maakt van dit gebied is een fractie van het jaargemiddelde aantal in de gehele Waddenzee (resp. ca. 0,6% en 0,1%). Het tijdelijke negatieve effect van verstoring en de afname van een deel geschikt foerageerareaal, leidend tot een hooguit lichte afname in het lokale jaargemiddelde aantal in de nieuwe situatie, heeft daarmee geen significant effect op de instandhoudingsdoelen van de soorten.

## 2.2.3 Stikstofdepositie reduceren

Belangrijk uitgangspunt voor dit project is het maken van de meest duurzame dijk van Nederland en zo ook een bijdrage te leveren aan de duurzaamheidsdoelstellingen van het waterschap. De dijk (en koppelprojecten) stoten in de nieuwe situatie geen stikstof uit, alleen tijdens de uitvoering. Daarom wordt de uitvoering zoveel mogelijk emissieloos uitgevoerd. Het waterschap en de aannemer hebben daarom een afspraak gemaakt over de inzet van emissieloos materieel voor de dijkversterking Lauwersmeerdijk-Vierhuizergat (zie bijlage 2).

Het gaat om materieel dat gebruik maakt van elektriciteit, waterstof, mierenzuur en HVO100 diesel. Daarmee verwachten we 50% uitstoot te hebben dan met traditioneel materieel, waarop de Aerius berekening is gebaseerd.

Daarnaast is gekeken naar de stikstofgevoeligheid van de Waddenzee. Uit de gebiedsanalyse van de Waddenzee (2017, zie [natura2000.nl/gebieden/friesland/waddenzee/waddenzee-gebiedsanalyse](https://natura2000.nl/gebieden/friesland/waddenzee/waddenzee-gebiedsanalyse)) blijkt dat een groot deel van de habitattypen in de Waddenzee niet stikstofgevoelig is. Voor bijna elk habitatype dat wel stikstofgevoelig is ligt de stikstofdepositie momenteel (in 2022) ver beneden de kritische depositiewaarde. Er zit tevens een dalende trend in de stikstofdepositie in de Waddenzee. Sinds 2020 is er hierdoor geen sprake meer van overbelasting van enkele kleine arealen Schorren en zilte graslanden (buitendijks) (H1330A), Embryonale duinen (H2110) en Vochtige duinvalleien (kalkrijk). Op de Waddeneilanden zijn alleen nog lokaal een aantal kleine arealen van het habitatype grijze duinen (kalkrijk en kalkarm) (H2130A/ H2130B) overbelast. Met voorzetting van het huidige beheer worden de instandhoudingsdoelstellingen echter naar verwachting wel bereikt. Hiernaast is in de gebiedsanalyse met zekerheid vastgesteld dat stikstofgevoelige leefgebieden niet relevant zijn voor de aangewezen stikstofgevoelige Vogel- en Habitat Richtlijnsoorten. De inzet van emissieloos materiaal voor de uitvoering van de dijkversterking leidt tot een emissiereductie van 95% (ook voor stikstof), t.o.v. de eerdere Aerius-berekening. Gezien er momenteel en in de nabije toekomst (2030) in Natura 2000-gebied Waddenzee geen stikstof gerelateerde bedreigingen lijken zijn voor de instandhoudingsdoelstellingen, heeft de resterende zeer lage emissie geen gevolgen voor het behalen van de instandhoudingsdoelstellingen.

## 2.3 Kwantificering effecten ecologische koppelpojecten

### 2.3.1 Advies commissie m.e.r.

De Commissie adviseert, voorafgaand aan de besluitvorming, in een aanvulling op het MER op basis van een meer kwantitatieve analyse nader inzicht te geven in de voor- en nadelen van de ecologische koppelpojecten. Beschrijf onzekerheden qua doelbereik en hoe de daadwerkelijke ecologische effecten worden gemonitord en geëvalueerd. Monitoring van het doelbereik van een meer natuurlijke overgang naar de Waddenzee en van de realisatie van vismigratie en de zoetwaterovergang ontbreekt. Geef aan welke maatregelen 'achter de hand' beschikbaar zijn als de voordelen minder, of de nadelen van de ecologische koppelpojecten groter zijn dan vooraf aangenomen.

### 2.3.2 Ecologische plus duidelijker inzichtelijk

Eén van de doelen voor deze dijkversterking is het vergroten van de ecologische waarden van de Waddenzee, het kustgebied en het achterland. Dat doen we door het 'verzachten' van de randen van het wad, het versterken van de onderwaternatuur en het inrichten van een zoet-zout overgangsgebied voor vismigratie. In de ecologische redeneerlijn van het project Dijkversterking Lauwersmeerdijk is toegelicht op welke wijze de ecologische koppelpojecten bijdragen aan de doelen voor de Waddenzee in het kader van Natura 2000, Programmatische Aanpak Grote Wateren (PAGW) en Kaderlijn Water (KRW). In van der Heijden et al. (2019) is een kwalitatieve analyse uitgevoerd en zijn de voor- en nadelen van de koppelpojecten (op basis van enigszins verouderde ontwerpen) voor de aanwezige soorten en natuurwaarden bepaald. De ecologische redeneerlijn gaat vooral in op de voordelen van de ecologische koppelpojecten, oftewel 'de ecologische plus'. Nadelen zijn daarin slechts in beperkte mate behandeld.

Voor een divers scala aan soorten is opnieuw, vanaf de basis, met meerdere waddenecologen gekeken naar de ecologische effecten van de ecologische koppelpojecten. De voor- en nadelen zijn tegen elkaar afgewogen om zo te komen tot een eindoordeel. Dit is een kwantitatieve aanvulling op de ecologische redeneerlijn en wordt een meer volledig beeld gegeven van de mogelijke effecten van de ecologische koppelpojecten. Hier is in Hoofdstuk 2.2.2 al op in gegaan voor een uitgebreide selectie van vogelsoorten. In de nieuwe situatie wordt voor 17 van de 19 behandelde vogelsoorten een positief effect verwacht (zie bijlage 1), er zullen van deze soorten naar verwachting grotere jaargemiddelde aantallen voorkomen dan nu het geval is. Alleen voor de Zwarte Ruiter en Bergeend is het overkoepelende effect neutraal of licht negatief; voor beide soorten heeft dit geen invloed op de instandhoudingsdoelstellingen (zie Hoofdstuk 2.2.2).

Voor soorten behorend tot de (trek)vissen, schelp- en schaaldieren, wormen en planten is minder kwantitatieve data beschikbaar, zeker op de lokale schaal van het projectgebied. Om deze reden kan geen goed onderbouwde kwantitatieve analyse gedaan worden voor dergelijke soorten.

Daarom is de kwalitatieve analyse van de bestaande redeneerlijn uitgebreid en met expert judgement van waddenecologen onderbouwd. Er is gekeken naar relevante habitatrictijnsoorten, niet aangewezen maar wel relevante soortgroepen (vissen, planten, schelp- en schaaldieren) en habitattypen: zeehonden, 6 vissoorten, 4 fauna soortgroepen, 2 flora soortgroepen en 6 habitattypen. Uit deze analyse volgt dat er voor vrijwel alle soorten/soortgroepen een licht tot zeer positief effect verwacht wordt. Bijvoorbeeld door het toenemen van foerageer-, schuil- en/of opgroeigebied in de Marnewaard of in rif- en intergetijde elementen. Alleen voor habitatype Slik- en zandplaten (getijdengebied) (H1140A) wordt een negatief effect verwacht, dit in verband met het oppervlakteverlies door de kwelderontwikkeling, de aanleg van bodembescherming voor de dijkdoorkruising en de tweede ontsluitingsweg. Dit is uitgebreid behandeld in de Passende Beoordeling, hieruit blijkt dat het negatieve effect, na cumulatie, niet significant negatief is ten aanzien van de behoudsdoelstelling voor de oppervlakte van habitatype H1140A.

De uitgevoerde (kwantitatieve) analyses blijven verwachtingen; op voorhand kan geen volledige zekerheid qua doelbereik worden gegarandeerd. Daarom worden deze verwachtingen getoetst door middel van monitoring. De basis van de monitoring is het 'vinger-aan-de-pols' principe en het opbouwen van kennis voor volgende projecten in de Waddenzee. Daarom wordt gestart met een nulmeting voorafgaand aan de realisatie, metingen tijdens de realisatie en monitoring tot 10 jaar na realisatie (zie bijlage 1). Als uit de monitoring en de rapportages blijkt dat er geen of minder positieve effecten optreden dan verwacht of negatieve effecten waardoor instandhoudingsdoelstellingen in gevaar komen, wordt daarvan de oorzaak achterhaald. Als blijkt dat de oorzaak ligt bij de aanleg van (één van) de ecologische koppelprojecten, dan worden passende maatregelen genomen om de ongewenste effecten weg te nemen. Dit gebeurt in overleg met de partners van de dijkversterking (waterschap Noorderzijlvest, Provincie Groningen, Rijkswaterstaat en Groninger Landschap) en waar nodig met de grondeigenaren (zoals het Rijksvastgoedbedrijf in de Marnewaard). De precieze passende maatregelen worden in overleg bepaald. Mogelijke aanvullende maatregelen, die nu worden voorzien, zijn:

- Natuurlijke overgang: verwijderen rif- en/of intergetijde elementen of een deel ervan.
- Vismigratie & zoet-zout overgang Marnewaard: watergangen in Marnewaard of werking dijkdoorkruising aanpassen of permanent sluiten.
- Kwelderontwikkeling: geen onderhoud meer plegen aan de geplaatste rijshoutendammen (zodat deze na verloop van tijd vergaan) of de rijshouten dammen actief verwijderen.

## 2.4 Landschap & cultuurhistorie

### 2.4.1 Advies commissie m.e.r.

In het MER en het projectplan Waterwet zijn ter illustratie van de nieuwe situatie enkele dijkprofielen opgenomen, waarin de bestaande situatie niet is aangegeven. Ook gaan beide rapporten in de tekst niet in op een eventueel groter ruimtebeslag van de nieuwe dijk ten opzichte van de huidige. Aangezien extra ruimtebeslag doorgaans leidt tot effecten op landschap en cultuurhistorie is informatie daarover in het MER essentieel. De Commissie adviseert, voorafgaand aan de besluitvorming, in een aanvulling op het MER, nader inzicht te geven in eventueel extra ruimtebeslag en daaruit voortvloeiende effecten.

### 2.4.2 Minimaal ruimtebeslag buiten huidige grenzen van de kering

Voor het overgrote deel van de kering is geen extra ruimtebeslag nodig in de Waddenzee of aan de landzijde van de dijk. Het inpassen van de tweede ontsluitingsweg en het aanbrengen van de bodembescherming in de Waddenzee voor de dijkdoorkruising leidt tot 0,83 ha extra ruimtebeslag buiten de huidige grenzen van de kering aan de Waddenzeezijde. Dit minimale ruimtebeslag heeft geen effect op landschap en cultuurhistorie. Ten aanzien van de Wet natuurbescherming, onderdeel gebiedsbescherming, kan dit wel leiden tot negatieve effecten. Dit is onderzocht in de Passende Beoordeling (eerder toegelicht in 2.3.2), hieruit blijkt dat er na cumulatie geen significant negatief effect is op de behoudsdoelstelling voor de oppervlakte van H1140A. Voor het overige deel van de kering is er geen extra ruimtebeslag in de Waddenzee of aan de landzijde van de dijk.

## 2.5 Circulariteit

### 2.5.1 Aanbeveling commissie m.e.r.

De Commissie beveelt aan bij de uitvoering een materialen- en energiebalans op te stellen, zodat inzichtelijk wordt hoe het plan bijdraagt aan de landelijke doelstelling om minder grondstoffen te gebruiken. Geef daarbij aan welke mogelijkheden er zijn om te sturen op de aard, oorsprong en terugneembaarheid van grondstoffen en materialen.

### 2.5.2 Meest duurzame dijk van Nederland

Deze dijkversterking moet leiden tot een maximale en aantoonbare duurzaamheidswinst voor de thema's circulariteit, energie & klimaat en ruimtelijke kwaliteit. Voor het ontwerp en de uitvoering van de dijkversterking is slim materiaal- en grondstofgebruik toegepast. Voor het ontwerp is maximaal ingezet op het voorkomen van onnodig materiaal en grondstofgebruik (preventie). De benodigde grondstoffen zijn zoveel mogelijk gebiedseigen (binnen 25 km) en vrijwel alle vrijkomende materialen worden lokaal hergebruikt (binnen 25 km). Daarnaast streven we naar 100% hoogwaardig hergebruik van deze materialen.

Daarnaast wordt voor de realisatie van het project materieel met minder uitstoot van broeikasgassen ingezet. Het gaat om materieel dat gebruik maakt van elektriciteit, waterstof, mierenzuur en HVO100 diesel. Daarmee verwachten we zeker 50% minder milieukosten en uitstoot dan de inzet van met traditioneel materieel.

Om de mate van circulariteit meetbaar te maken is de circulaire pijler van het HWBP toegepast. De daadwerkelijke duurzaamheidswinst maken we inzichtelijk met de milieukostenindicator, Aeries berekeningen en Dubocalc berekeningen. Gedurende de uitvoering maken we de materiaal en grondbalans inzichtelijk door een materiaal- en grondstoffenpaspoort op te stellen en bij te houden.



## 3 Effecten van ambtshalve wijzigingen & zienswijzen

De uitwerking van het Integraal Voorontwerp voor de dijkversterking tot een Definitief Ontwerp (DO) heeft geleid tot een aantal nieuwe inzichten en tot ambtshalve wijzigingen in het Projectplan Waterwet. Ook hebben vier belanghebbenden zienswijzen ingediend die tot wijzigingen hebben geleid. Vanwege deze wijzigingen is op een aantal punten een aanvulling nodig op de effectbeoordeling in het MER. Deze aanvullingen worden in dit hoofdstuk beschreven. Het gaat om de volgende punten:

- Bodembescherming aan de buitenzijde van de dijkdoorkruising.
- Trapelementen als bekleding en twee uitzichtpunten.
- Laarzenpad afsluiten in het broedseizoen.
- Realisatie duurt één jaar langer.
- Bronbemaling nodig voor aanleg dijkdoorkruising.
- Aanpassing ruimtelijke inpassing haven.

### 3.1 Bodembescherming buitenzijde dijkdoorkruising

Om de waterveiligheid van de dijkdoorkruising te waarborgen in dagelijkse omstandigheden en tijdens extreme omstandigheden is een bodembescherming nodig. De afmetingen en diepte van de bodembescherming zijn in het ontwerpproces gewijzigd; de bodembescherming is iets groter geworden en de bodembescherming komt dieper te liggen. Ook is er duidelijkheid over de wijze van aanbrengen. Voor het aanbrengen van de bodembescherming wordt van de bestaande strekdam een tijdelijke werkbaan gemaakt. Vanaf deze werkbanen wordt met een kraan de geul uitgegraven en de bodembescherming aangebracht. Daar waar niet van vanaf de werkbaan gewerkt kan worden (buiten bereik van de kraan) wordt vanaf een ponton en een wadkraan de geul uitgegraven.

De effecten van deze werkzaamheden zijn opnieuw bepaald in de Passende Beoordeling. Het beïnvloedt vooral oppervlakteverlies, maar na cumulatie is er geen significant negatief effect op de behoudsdoelstelling van de beïnvloedde habitattypen. Ook zijn er door het aanleggen van de grotere bodembescherming geen negatieve effecten als gevolg van extra verstoring of habitataantasting.

De toepassing van de bodembescherming heeft geen significante effecten op de grondwaterstroming. De bodembescherming is doorlatend voor grondwater. Voor het aanbrengen van de bodembescherming wordt geen significante hoeveelheid zand of slib afgegraven. De waterkwaliteit wordt niet beïnvloed: de zoutwaterkwelstroming blijft gelijk en er worden geen milieuonvriendelijke materialen toegepast bij de bodembescherming.

### 3.2 Trapelementen als dijkbekleding en twee uitzichtpunten

Om aan de waterveiligheidsnorm voor de dijk te voldoen is ter hoogte van de noordwestelijke radarpost en de dijkdoorkruising andere bekleding nodig dan in het Integraal Voorontwerp was voorzien. Op deze locaties wordt extra bekleding aangebracht in de vorm van trapelementen op de dijk. Deze trapelementen hebben een waterveiligheidsfunctie. Zonder deze harde elementen zal de golfoverslag te groot zijn en zou de dijk aanzienlijk hoger moeten worden. Als gevolg daarvan zou de dijk ook breder worden en niet meer inpasbaar zijn in de beschikbare ruimte. Hiernaast fungeren de trapelementen als uitzichtpunten voor passanten. In de huidige situatie waren overigens al twee uitzichtpunten aanwezig, er is sprake van een verbetering van de uitzichtpunten, er komen niet meer uitzichtpunten.

De effecten van de trapelementen/uitzichtpunten zijn bepaald in de Passende Beoordeling. Het beïnvloedt vooral verstoring tijdens de gebruiksfase, met name van eventueel aanwezige foeragerende of rustende gewone zeehonden of (wad)vogels. Er zijn geen significant negatieve effecten gevonden op de instandhoudingsdoelstellingen van de betrokken habitatrichtlijnsoorten en niet-broedvogels.

Het uitzichtpunt met trapelementen heeft gevolgen voor landschap en cultuurhistorie. Als de trapelementen niet boven de kruin uitkomen, is er geen effect op de dijk als lijn element. Het aanzicht van de dijk wordt op dit moment echter als waardevol omschouwd. Het aanbrengen van de trapelementen heeft hierdoor een licht negatief effect.

De trapelementen brengen echter ook een extra belevingspunt voor recreanten. Dit mitigeert het licht negatieve effect deels. Het effect van de twee trapelementen is minimaal.

### 3.3 Laarzenpad afsluiten in broedseizoen

In de Passende Beoordeling is geconcludeerd dat er door de aanleg van de dijkversterking en de verbetering van het fietspad op de dijk te veel verstoring van broedvogels op de kwelder kan optreden. Als mitigerende maatregel is het afsluiten van het fietspad tijdens het broedseizoen opgenomen. Op de kwelder ligt ook een Laarzenpad, dat jaarrond toegankelijk is. Na overleg met het bevoegd gezag en een extra analyse van de verstoring is beoordeeld dat de verstoring in het broedseizoen met name wordt veroorzaakt door gebruikers van het Laarzenpad. In overleg met bevoegd gezag en de eigenaren van de kwelder is de mitigerende maatregel aangepast: in plaats van het fietspad wordt het Laarzenpad gedurende het broedseizoen afgesloten. Op deze manier wordt de verstoring van broedende vogels op de kwelder meer beperkt en blijft het fietspad op de dijk het hele jaar toegankelijk. Overtijdende vogels op de hoogwatervluchtplaats op de kwelder profiteren ook mee van deze aanpassing van de mitigerende maatregel.

### 3.4 Realisatie duurt één jaar langer

De uitvoering van de dijkversterking duurt een jaar langer, tot en met 2026, en de planning van verschillende onderdelen wijzigt in beperkte mate. Het bestellen van het benodigde materiaal op dit moment kost bijvoorbeeld meer tijd door schaarste. Dit kwam naar voren bij het door ontwikkelen van het Integraal Voorontwerp tot Definitief Ontwerp. Omdat ook rekening gehouden moet worden met het stormseizoen en de "schietweken" op het militair oefenterrein is er een extra jaar nodig om alle werkzaamheden aan de dijk uit te kunnen voeren. De gewijzigde plannings- en aangepaste uitvoeringswijzen zijn verwerkt in de Passende Beoordeling, hieruit zijn geen significant negatieve effecten naar voren gekomen.

### 3.5 Bronbemaling nodig voor aanleg dijkdoorkruising

De uitvoeringswijze dijkdoorkruising is aangepast, deze wordt nu uitgevoerd in een bouwkuip met bronbemaling. Het effect van een lozing van bemalingswater via de Marnewaard/ kwelbostuw geeft geen tot een gering effect wat betreft het watervolume (~17% toename, is op schaal van Marnewaard verwaarloosbaar). Er is wel een beperkt effect op de zoutbelasting van de Marnewaard (orde 22% toename). Dit effect is op te heffen/ te mitigeren door gedurende de periode van bemaling (20 maanden) extra zoet water aan te voeren. Dat heeft weer een negatief effect op de zoetwaterbeschikbaarheid in de regio Noord-Nederland. Rechtstreekse lozing van bemalingswater op de Waddenzee (ook als is het N2000 gebied) lijkt minder negatief te scoren dan de extra zoutbelasting op het verzoetende systeem van de Marnewaard.

### 3.6 Aanpassing ruimtelijke inpassing haven

Om te kunnen voldoen aan alle veiligheids- en esthetische eisen is de ruimtelijke inpassing van de haven gewijzigd. De belangrijkste wijzigingen zijn:

- Aanpassen van de kerende hoogte van de damwand in sectie 7 van NAP+7,05 m naar NAP+7,30 m.
- Huidige beplanting voor de parkeergarage kan behouden blijven.
- Aanpassen kleurstellingen van de damwanden.
- Detailinrichting wandelpromenade met zitelementen.

Dit heeft geen gevolgen voor de effectbeoordeling in het MER. De beoordelingen veranderen niet.

## **Bijlage 1 Rapport kwantificering effecten ecologische koppelprojecten**

# Dijkversterking en koppelprojecten Lauwersmeerdijk- Vierhuizergat

**Aanvullende analyse voor-/nadelen koppelprojecten en  
verstoring aanlegfase**

**Provincie Groningen**

16 augustus 2022



## Contactpersoon

**ESTHER VAN OPHUIZEN -  
DIEKER**  
Omgevingsmanager

T +31 0611731135  
E [esther.dieker@arcadis.com](mailto:esther.dieker@arcadis.com)

Arcadis Nederland B.V.  
Postbus 264  
6800 AG Arnhem  
Nederland

---

**OLAF BENSINK**  
Junior adviseur mariene ecologie

E: [olaf.bensink@arcadis.com](mailto:olaf.bensink@arcadis.com)  
T: +31 6 25167227

Arcadis Nederland B.V.  
Postbus 220  
3812 GV Amersfoort  
Nederland

---

# Inhoudsopgave

<b>1</b>	<b>Aanleiding en inleiding</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>Algemene methodiek en leeswijzer</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>Kwantitatieve analyse vogels</b>	<b>5</b>
3.1	Resultaten en leeswijzer tabel	5
3.2	Aanvullende toelichting	6
3.2.1	Waarom deze soorten?	6
3.2.2	Toelichting tijdelijke verstoring door de werkzaamheden	6
3.2.3	Toelichting arealen (beschikbaar, verstoord en veranderend)	7
3.2.4	Toelichting foerageerpotentieel en benutting Westpolder	8
<b>4</b>	<b>Kwalitatieve analyse overige soorten en soortgroepen</b>	<b>19</b>
4.1	Resultaten en leeswijzer tabel	19
<b>5</b>	<b>Opzet monitoringsplan</b>	<b>27</b>
5.1	Algemene uitgangspunten, rapportages en mogelijke maatregelen	27
5.2	Vogels	28
5.3	Benthos & flora- en fauna op intergetijde en rifelementen	28
5.4	Vis	28
5.5	Kwelderontwikkeling	29
	<b>Bijlage</b>	<b>30</b>
	<b>Geraadpleegde bronnen</b>	<b>33</b>
	<b>Colofon</b>	<b>34</b>

## 1 Aanleiding en inleiding

De Commissie MER heeft gevraagd om op kwantitatieve wijze nader inzicht te geven in de ecologische effecten van de ecologische koppelprojecten. Ook heeft de Commissie MER gevraagd om meer inzicht te geven in de onzekerheden qua doelbereik van de ecologische koppelprojecten en hoe de ecologische effecten daadwerkelijk zullen worden gemonitord en geëvalueerd. En wat mogelijke maatregelen zijn als voordelen minder, of de nadelen van de ecologische koppelprojecten groter zijn dan vooraf aangenomen.

In de ecologische redeneerlijn van het project Dijkversterking Lauwersmeerdijk is reeds toegelicht op welke wijze de ecologische koppelprojecten inspelen op de doelstelling van de Waddenzee in het kader van Natura 2000, Programmatische Aanpak Grote Wateren (PAGW) en Kaderrichtlijn Water (KRW). In het kort komt het neer op het creëren van geleidelijke overgangen tussen dijk en wad, het zoveel mogelijk toelaten van natuurlijke dynamiek, het verbeteren van de connectiviteit tussen leefgebieden en het terugbrengen / herstellen van verdwenen habitat en leefgebieden. Deze maatregelen leiden tot grotere biodiversiteit en hogere productiviteit. De ingrepen die vanuit deze intenties zijn voorzien brengen naar verwachting positieve effecten met zich mee voor verscheidene soorten dieren, planten en habitattypen. Doordat de drie ecologische koppelprojecten in de buurt van elkaar, zowel binnen- als buitendijks, worden gerealiseerd, zorgen de drie projecten ook voor een synergetische werking. De waarde van het geheel is dus groter dan de bijdrage van de drie projecten los van elkaar. In van der Heijden et al. (2019) is reeds een kwalitatieve analyse gedaan van de voor- en nadelen van de koppelprojecten (enigszins verouderde ontwerpen) voor aanwezige soorten en natuurwaarden. De ecologische redeneerlijn ging vooral in op de voordelen van de ecologische koppelprojecten, oftewel 'de ecologische plus'. Nadelen zijn daar slechts in beperkte mate behandeld. In van der Heijden et al. (2019) is vooral kwalitatief ingegaan op de voor- en nadelen van de koppelprojecten. In dit document is voor een divers scala aan soorten opnieuw, vanaf de basis, met betrokken waddenecologen gekeken naar de ecologische effecten van de ecologische koppelprojecten. De voor- en nadelen zijn tegen elkaar afgewogen om zo te komen tot een eindoordeel. Dit is een kwantitatieve aanvulling op de redeneerlijn, hiermee wordt een vollediger beeld gegeven van de mogelijke effecten en relatieve impact van de ecologische koppelprojecten.

## 2 Algemene methodiek en leeswijzer

Bij de analyses van de ecologische effecten is door middel van literatuur, (regionale en lokale) data en expert judgement gekeken naar de huidige situatie, de tijdelijke verstoring van soorten en de te verwachten nieuwe situatie op basis van habitatgeschiktheid. Hiermee is getracht te kwantificeren wat het totaal te verwachten effect is. De expert judgement is uitgevoerd door Marien-/Waddenecologen Olaf Bensink (Arcadis), Allix Brenninkmeijer (provincie Groningen) en Lies van Nieuwerburgh (Rijkswaterstaat Noord Nederland). Belinda Kater (Arcadis) heeft hier een kwaliteitscontrole op uitgevoerd. De ecologische analyse van natuurmaatregelen langs de Lauwersmeerdijk (van der Heijden et al., 2019) is als basis beschouwd, daar is de meest recent beschikbare data aan toegevoegd. Op basis hiervan is een selectie gemaakt van alle relevante soorten voor dit gebied in de Waddenzee, met een focus op de soorten waar een ontwikkelambitie is of waar het behalen van de instandhoudingsdoelstelling moeilijk of onzeker is. Hierbij is het beheerplan als basis genomen. De daadwerkelijke aantallen soorten en individuen die over enkele (tientallen) jaren de eindsituatie van de ecologische koppelprojecten als leefgebied gebruiken kunnen afwijken van voorspelde waarden. Echter, de voorspelde waarden geven voldoende aanknopingspunten om een kwantitatieve vergelijking te maken om de ecologische effecten en daarmee de ecologische plus vast te stellen.

Van vogels in de Waddenzee is voldoende data beschikbaar, zowel voor het gehele Natura 2000-gebied Waddenzee als op lokale schaal rond het projectgebied. Hiermee kon een gefundeerde kwantitatieve analyse worden opgesteld. De kwantitatieve analyse voor een diverse selectie aan 19 vogelsoorten is weergegeven in **Hoofdstuk 3**. Voor overige soorten en soortgroepen (bijv. vissen en schelpdieren) was op regionaal en/of lokaal niveau niet voldoende data beschikbaar om een gefundeerde kwantitatieve analyse op te stellen. Er is voor dergelijke soorten/soortgroepen daarom een aanvullende kwalitatieve analyse uitgevoerd. Deze is weergegeven in **Hoofdstuk 4**.

De uitgevoerde analyses blijven voorspellingen, er kan op voorhand geen volledige zekerheid qua doelbereik worden gegarandeerd. Daarom wordt de voorspelling getoetst door middel van monitoring, een opzet voor het monitoringsplan staat beschreven in **hoofdstuk 5**. De basis van de monitoring is het 'vinger-aan-de-pols' principe en kennisopbouw voor volgende projecten in de Waddenzee. Wanneer er onverwachte aantalsveranderingen zijn die niet in lijn liggen met de instandhoudingsdoelen zal er geacteerd moeten worden, maatregelen hiervoor zijn ook opgenomen. In het hoofdstuk daarna volgt nog een **Bijlage** van een kwantitatieve analyse van vogels voor polder Breebaart, welke als indicatie is gebruikt voor de analyse in Hoofdstuk 3. De **referenties** zijn tenslotte vermeld in het laatste hoofdstuk.

### 3 Kwantitatieve analyse vogels

Als startpunt van de kwantitatieve analyse zijn het recent uitgekomen rapport van Folmer et al. (2022) en jaarlijkse resultaten van SOVON tellingen gebruikt. Jaargemiddelden zijn uitgezet tegen de instandhoudingsdoelen van Natura 2000-gebied Waddenzee. Middels uitgebreide data van Marinus Brijker van zijn vogeltellingen in de Westpolder tussen 2015 en 2021 is vervolgens de vertaling gemaakt naar de relatieve lokale benutting per soort. Het doel van deze kwantitatieve analyse van vogelsoorten is om een goed overzicht te geven van de verwachte effecten aan de hand van concrete aantallen en metingen uit het veld. Voor 19 vogelsoorten is bepaald wat:

- de verwachte verstoring is tijdens de werkzaamheden voor de dijkversterking en ecologische koppelprojecten (o.a. gebaseerd op de ecologische effectenrapporten van de dijkversterking Ameland, Kersten et al. 2017 en de dijkverbetering Eemshaven – Delfzijl, Kersten & Jager 2021)
- de verwachte toename is door extra rust (o.a. gebaseerd op Folmer et al. 2022: bij soorten waar sprake is van onderbenutting is de verwachting dat meer vogels gebruik maken van een gebied als er sprake is van extra rust)
- de verwachte toename is door het nieuwe binnendijkse zoute systeem van de Marnewaard (o.a. gebaseerd op de soortenverhouding in polder Breebaart, een vergelijkbare situatie in de Dollard)
- de verwachte toename is in de nieuwe slenken en prielen van de nieuwe kwelder (o.a. gebaseerd op de waarnemingen op Ameland door Kersten et al. 2017)
- de verwachte afname is door de omvorming van 22 ha wadplaat naar lage kwelder (o.a. gebaseerd op de waarnemingen op Ameland door Kersten et al. 2017: totdat pionierkwelders permanent droog vallen worden ze nog veel gebruikt door foeragerende en overtijende wadvogels)

#### 3.1 Resultaten en leeswijzer tabel

De resultaten van de kwantitatieve analyse zijn weergegeven in Tabel 1. Aangezien het gaat om veel beknopte informatie gaat in één tabel is in onderstaande tekst een leeswijzer gegeven. In de volgende paragraaf is tevens aanvullende toelichting gegeven met betrekking tot de totstandkoming van de selectie aan soorten, bepaling tijdelijke verstoring, beschikbaar areaal (incl. verstoord en veranderend areaal) en foerageerpotentieel (incl. benutting Westpolder).

In de eerste kolom staat de soortnaam, daarna volgen vier kolommen die de huidige situatie beschrijven:

2. Het jaargemiddelde van het aantal individuen voor de gehele Waddenzee (over de periode 2015-2020), ook de doelstelling van Natura 2000-gebied Waddenzee is benoemd. De kleur van het hokje geeft weer of de doelstelling wordt behaald of niet.
3. De trend in de Waddenzee, zowel voor de lange als korte termijn (afgelopen 40 jaar en 13 jaar)
4. Wanneer er eventuele knelpunten voor een soort zijn, zijn de oplossingsrichtingen weergegeven zoals deze benoemd zijn in het beheerplan van Natura 2000-gebied Waddenzee
5. Het jaargemiddelde aantal individuen voor de Westpolder (over de periode 2015-2020). Ook is het percentage weergegeven relatief aan het jaargemiddelde van de gehele Waddenzee (zoals genoemd in kolom 1)

Vervolgens beschrijven drie kolommen de effecten van de werkzaamheden en de verwachte nieuwe situatie:

6. Tijdelijke verstoring in de aanlegfase (aan de hand van verstoringsgevoeligheid per soort en ervaringen uit andere dijkwerkzaamheden) \*
7. Beschrijving van de soort waarin beknopt relevante punten naar voren komen t.a.v. broeden, geprefereerde foerageerhabitat, actieradius foerageer-/rustlocatie, verstoringsgevoeligheid en rust (Hoofdzakelijk gebaseerd op profieldocumenten en Krijgsveld, Klaassen & van der Winden (2022). *Verstoring van vogels door recreatie. Deel 2 | soortbesprekingen.*). Vervolgens is met behulp van de soortinformatie een kwalitatieve beschrijving gegeven van de mogelijke effecten in de eindsituatie (zowel positief als negatief). Hieruit volgt een eindoordeel wat betreft of er meer voor- of nadelen zijn voor de soort in kwestie.
8. In de laatste kolom is een inschatting gegeven voor het aantal individuen van de soort in kwestie die verwacht kunnen worden in de nieuwe eindsituatie (excl. externe effecten). Dit kan redelijk oplopen wanneer er momenteel bijvoorbeeld sprake is van onderbenutting en als het nieuwe gebied meer geschikt foerageer-, broed- en/of rusthabitat voor de soort biedt\*

\*De daadwerkelijke aantallen vogels die verstoring ondervinden en over enkele tientallen jaren de eindsituatie van de ecologische koppelprojecten als leefgebied gebruiken kunnen en zullen afwijken van voorspelde waarden. De



voorspelde waarden geven echter voldoende aanknopingspunten voor een vergelijking tussen de oude en nieuwe situatie, en daarmee of er sprake zal zijn van ecologische winst.

## 3.2 Aanvullende toelichting

### 3.2.1 Waarom deze soorten?

De kwantitatieve analyse omvat 19 wad- en kustvogelsoorten. Dit zijn uitsluitend vogelsoorten die zijn aangewezen als niet-broedvogel en/of broedvogel voor Natura 2000-gebied Waddenzee. Het betreft een diverse selectie van soorten uit verschillende functionele groepen en omvat tevens verschillende modelsoorten (van der Hut et al, 2014):

- Bonte strandloper: kleine modelsoort HVP
- Zilverplevier: intermediaire modelsoort HVP
- Wulp: grote schuwe modelsoort HVP
- Zwarte ruiter: modelsoort 'ruiters'

Doordat de selectie verschillende functionele groepen en modelsoorten in zich heeft zijn eventuele gevonden positieve/negatieve effecten daarmee ook indicatief voor veel niet behandelde soorten.

De geselecteerde soorten Rosse Grutto, Wulp, Scholekster, Bonte Strandloper, Bontbekplevier, Steenloper en Kanoet zijn tevens als aandachtspunt genoemd in Folmer et al 2022 i.r.t. voedselbeschikbaarheid en HVP benutting voor de Westpolder. Tellingen van Brijker van 2015-2021 laten verder zien dat deze soorten in relatief grote aantallen aanwezig zijn in de Westpolder. Ondanks dat de lepelaar en visdief relatief weinig voorkomen in de Westpolder zijn deze na persoonlijke communicatie met Brenninkmeijer (juni 2022) ook opgenomen.

### 3.2.2 Toelichting tijdelijke verstoring door de werkzaamheden

Verstoring van vogels kan veroorzaakt worden door verschillende bronnen. In dit geval is er een belangrijk verschil te duiden tussen verstoring door recreatie (wandellende mensen, hond uitlaten, watersport e.d.) en door werkzaamheden (door groot materieel langs de dijk). Vergeleken met recreatieve verstoring vormt verstoring door werkzaamheden een vrij constante verstoringsbron binnen een gelijkblijvend areaal. Dit maakt de verstoring door werkzaamheden beter voorspelbaar voor vogels. Enige tijd na de start van de werkzaamheden treedt daardoor bij veel vogels enige mate van gewenning op, waardoor er wel in de relatieve nabijheid van de werkzaamheden gefoerageerd en zelfs gerust kan worden. Tijdens de werkzaamheden aan de Lauwersmeerdijk zullen tevens nabijgelegen wandel- en fietspaden worden afgesloten t.b.v. veiligheid van het publiek (o.a. Laarzenpad op de kwelder). Dit levert een vermindering in recreatieve verstoring op in het gebied. Vogels die gevoelig zijn voor de verstoring door de werkzaamheden kunnen tevens profiteren van de rustige plekken langs de afgesloten wandel-/fietspaden.

Bij werkzaamheden aan twee Waddendijken is het effect van verstoring door constant aanwezige werkzaamheden onderzocht door vogelaantallen te volgen over de jaren voor, tijdens en na de werkzaamheden aan de dijken (Kersten & Jager, 2021; Kersten et al., 2017). Het gaat om de Waddendijk tussen Delfzijl en Eemshaven en de Waddendijk van Ameland. Voor de waddendijk tussen Delfzijl en Eemshaven was de conclusie dat het aantal wad- en watervogels in het studiegebied niet afnam tijdens de werkzaamheden. Er was sprake van een toename in het aantal vogels. De onderzoekers denken dat de toename veroorzaakt is door de afsluiting van de dijk voor publiek ten tijde van de werkzaamheden, gecombineerd met de aanleg van extra rustplaatsen. Kennelijk is het nadelige effect van verstoring door werkzaamheden aan de afgesloten dijk kleiner dan dat van verstoring door publiek op een vrij toegankelijke waddendijk. Het onderzoek op Ameland nuanceert dit beeld enigszins. Voor enkele soorten, waaronder de wulp, scholekster en eider, kon een direct verband worden getrokken tussen de (tijdelijke) afname in aantal en de werkzaamheden. Voor andere soorten kon dit verband niet worden aangetoond.

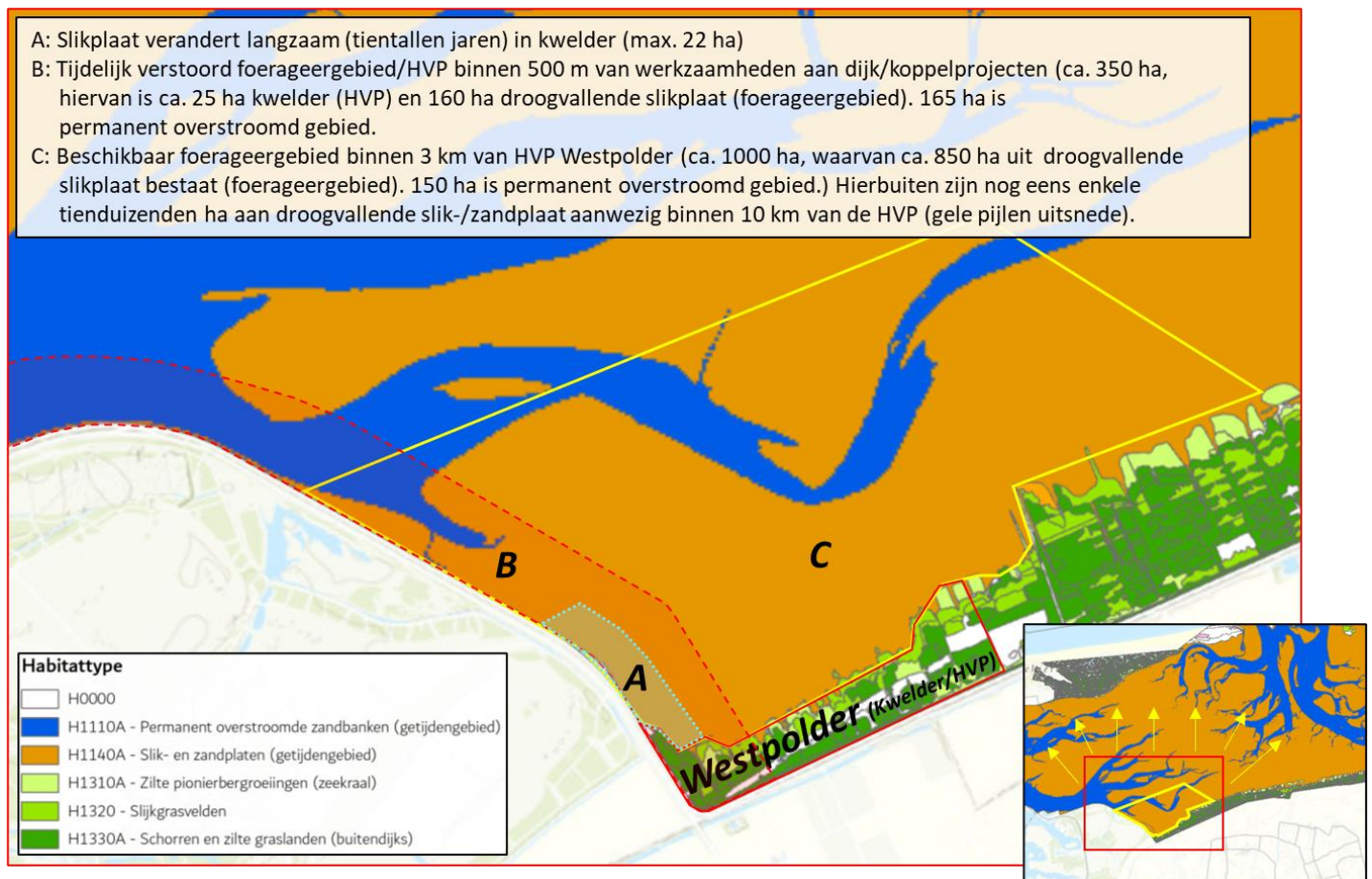
Op basis van het bovengenoemde is de verwachting dat het netto effect van verstoring voor vogels op de hoogwatervluchtplaats en in het foerageergebied langs de dijk niet zo groot is. Onder andere doordat ten tijde van de werkzaamheden aan de Lauwersmeerdijk de nabijgelegen wandel- en fietspaden worden afgesloten. De toename in relatief constante/voorspelbare verstoring wordt dus in ieder geval gedeeltelijk gecompenseerd door het tijdelijk verdwijnen van onvoorspelbare/plotselinge verstoring door recreatie.

### 3.2.3 Toelichting arealen (beschikbaar, verstoord en veranderend)

In figuur 1 is verduidelijkt hoe de verhoudingen zijn tussen het beschikbaar areaal, het verstoord areaal en het veranderend areaal ten opzichte van de hoogwatervluchtplaats (de Westpolder). Op de kaart zijn, naast de HVP, drie gebieden aangegeven:

- A. Het stuk van de slikplaat dat langzaam zal veranderen in een divers kwelderlandschap
- B. Het tijdelijk verstoord areaal door de werkzaamheden
- C. Het foerageergebied op droogvallende platen in de omgeving

De actieradius van vogels die rusten op een HVP en foerageren op het wad is soortafhankelijk, het varieert van enkele kilometers tot meerdere tientallen kilometers. Dit is per soort toegelicht in tabel 1. In figuur 1 is met areaal C (geel contour) verduidelijkt hoe een foerageerradius van ca. 3 km er uit ziet. In de uitsnede is vervolgens aangegeven met de gele pijlen dat dit voor sommige soorten vele mate groter is, waardoor er duizenden hectare additioneel foerageergebied binnen bereik ligt vanaf de Westpolder. Het foerageergebied varieert natuurlijk wel over de dag door het tij. Bij laagtij bestaat het wad nabij de Westpolder uit een relatief grote fractie droogvallend gebied (zie uitsnede).



*Figuur 1 de verhoudingen in oppervlakte tussen de Westpolder/HVP, het stuk slikplaat dat langzaam zal veranderen in een divers kwelderlandschap (A), het tijdelijk verstoord areaal door de werkzaamheden (B), en het foerageergebied op droogvallende platen in de omgeving (C). In de uitsnede is de verdere omgeving van het gebied zichtbaar, hiervan kunnen soorten met een middelgrote tot grote actieradius (bijv. Wulp of kanoet) ook gebruik maken wanneer zij overtijen op de Westpolder.*



Tabel 1 Overzicht van effecten op 19 wad- en kustvogelsoorten. De huidige situatie is toegelicht, waarin de trends en jaargemiddelde aantallen in de gehele Waddenzee worden uitgezet tegen de jaargemiddelde aantallen in de Westpolder. Vervolgens is kwantitatief per soort het effect van verstoring in de aanlegfase en het effect van het nieuwe gebied ingeschat. De getallen zijn gebaseerd op de huidige situatie, in combinatie met soorteigenschappen en een kwalitatieve, beknopte effectbeoordeling. (WZ = Waddenzee, #jr.gem.= jaargemiddeld aantal)

Soort	Huidige situatie (slikplaat)				Nieuwe situatie door de drie koppelprojecten (Kwelderontwikkeling, binnendijs intergetijdengebied Marnewaard, verzachten randen/natuurlijke overgangen)		
	#jr.gem. WZ 2015-2020 <i>Doelstelling #jr.gem. WZ</i> behaalt doel / behaalt doel niet (Data: Sovon, bhp)	Trend WZ (1980-2020 / 2007-2020)  Trend laatste 13 jaar neg. / pos. / stab. / onzeker (Data: Sovon)	Oplossingsrichtingen WZ  (Of aandachtspunt t.a.v. doelstelling)	#jr.gem. Westpolder 2015-2021 (% t.o.v. #jr.gem. WZ) relatief aandeel klein (<0,5%) / middel (<1,0%) / groot (>1,0%) (Data: Brijker)	Tijdelijke verstoring aanleg -fase  (zie introductie)	Algemene omschrijving hoofdzaken i.r.t. Waddenzee (o.b.v. Krijgsveld et al., 2022 en profieldocumenten LNV) ----- Kwalitatief oordeel eindsituatie, relatief aan huidige situatie --- Eindoordeel eindsituatie	In-schatting #jr.gem. eindsituatie nieuw gebied (excl. externe effecten)
Rosse Grutto	61.841 54.400	↑ / =	n.v.t.	51 (0,1%)	45  -6 (~-10%)	<p>Broedt niet in NL. Foerageert op zowel zandige als slikkige droogvallende wadplaten, vooral naar diverse wormensoorten. Foerageert tot &gt; 10 km van rustplek. Vrijwel uitsluitend in intergetijdengebied te vinden. Zeer verstoringsgevoelig op HVPs, ook redelijk tijdens foerageren. Rust op HVPs is essentieel.</p> <p>---</p> <p>Folmer et al., 2022: Westpolder heeft voor Rosse Grutto's gemiddeld foerageerpotentieel, er is geen onder- of overbenutting, de HVP wordt dus door het verwachte aantal Rosse Grutto's gebruikt. Door de afsluiting van het Laarzenpad (tijdens de realisatiefase en in het broedseizoen) en geleidelijke verruiming van de kwelder wordt de HVP rustiger voor de zeer verstoringsgevoelige Rosse Grutto, ze kunnen zo efficiënter gebruik maken van het voedselaanbod in de omgeving. Dit is beter dan in de huidige situatie. Met de actieradius van &gt;10 km is er voor Rosse Grutto's rond de Westpolder vele duizenden ha aan foerageerhabitat beschikbaar. Rosse Grutto's zijn niet zeer kieskeurig wat betreft foerageerhabitat of prooikeuze. De max. 22 ha aan slikplaat, die langzaam verandert in kwelder (incl. prielen e.d.) heeft daarmee geen merkbaar effect op het foerageerpotentieel. De prielen e.d. hier kunnen tevens nog worden gebruikt als geschikt foerageerhabitat. De soort zal naar verwachting alleen incidenteel gebruik maken van nieuw binnendijs intergetijdengebied Marnewaard om te foerageren en rusten. De Rosse Grutto foerageert niet onder water, daarom hebben de sublitorale rifelemeneten geen (positief/negatief) effect.</p> <p>----</p> <p><b>Eindconclusie: Voordelen wegen ruim op tegen nadelen, er worden meer rosse grutto's verwacht.</b></p>	75  +24 (~+50%)

<p><b>Wulp</b></p>	<p>81.009 96.200</p>	<p>↑ / =</p>	<p>n.v.t.</p>	<p>196 (0,2%)</p>	<p>65  -131 (~-67%)</p>	<p>Broedt niet op kwelders. Foerageert op zowel zandige als slikkige droogvallende wadplaten naar divers scala aan wormen, schelpdieren en kreeftachtigen. Foerageert tot &gt;20km van rustplek. Beschermt voedselterritorium, maar foerageert soms in groepen. Is relatief veel in het binnenland aanwezig. Zeer verstoringsgevoelig op HVPs, ook redelijk tijdens foerageren. Rust op HVPs is essentieel.</p> <p>---</p> <p>Folmer et al., 2022: Westpolder heeft voor Wulpen gemiddeld foerageerpotentieel, de HVP wordt onderbenut. Dit komt waarschijnlijk doordat de HVP onderhevig is aan verstoring. Door afsluiting van het Laarzenpad en geleidelijke verruiming van de kwelder wordt de HVP geschikter voor de zeer verstoringsgevoelige Wulp. Als er meer wulpen gaan overtijen, kunnen ze efficiënter gebruik maken van het voedselaanbod in de omgeving. Met de actieradius van &gt;20 km is er voor Wulpen rond de Westpolder vele duizenden ha aan foerageerhabitat beschikbaar. Wulpen zijn niet zeer kieskeurig wat betreft foerageerhabitat of prooikeuze. De max. 22 ha aan slikplaat, die langzaam verandert in kwelder (incl. prielen e.d.) heeft naar verwachting geen merkbaar effect op het aantal rustende en foeragerende Wulpen in het gebied. De nieuwe prielen e.d. kunnen tevens worden gebruikt als geschikt foerageerhabitat. De Wulp gaat naar verwachting in beperkte mate van het nieuwe binnendijkse intergetijdengebied Marnewaard gebruik maken om te foerageren en rusten. De Wulp foerageert niet onder water, daarom hebben de sublitorale rifelementen geen (positief/negatief) effect.</p> <p>----</p> <p><b>Eindconclusie: Voordelen wegen ruim op tegen nadelen, er worden meer wulpen verwacht.</b></p>	<p><b>300</b>  <b>+104</b> <b>(~+50%)</b></p>
<p><b>Scholekster</b></p>	<p>86.166 150.000</p>	<p>↓ / ↓</p>	<p>Herstel kokkelbanken en litorale mosselbanken</p>	<p>22 (0,03%)  <i>(M. Brijker: scholeksters zitten vooral meer ten oosten van de Westpolder, elk voorjaar zitten er wel enkele tientallen broedparen op de Westpolder)</i></p>	<p>15  -5 (-25%)</p>	<p>Broedt o.a. op kwelders, ook in de Westpolder (maar is niet als broedvogel aangewezen voor Waddenzee). Foerageert vooral op zandige droogvallende wadplaten en schelpdierbanken naar schelpdieren, in mindere mate wormen en krabbetjes. Foerageert vaak niet verder dan enkele km vanaf rustplek. Scholeksters zijn relatief honkvast en kunnen niet altijd zonder problemen terecht in naastgelegen gebied waarin andere scholeksters aanwezig zijn. Ook relatief veel in binnenland aanwezig (in broedtijd). Redelijk verstoringsgevoelig op HVPs, minder tijdens foerageren. Rust op HVPs is essentieel.</p> <p>---</p> <p>Folmer et al., 2022: Westpolder heeft voor scholeksters gemiddeld foerageerpotentieel, de HVP wordt onderbenut. Dit komt waarschijnlijk doordat de HVP onderhevig is aan verstoring, omdat het foerageergebied voor de scholekster hier veelal dicht bij de HVP ligt. Door afsluiting van het Laarzenpad en geleidelijke verruiming van de kwelder wordt de HVP en het nabij gelegen foerageergebied geschikter en kunnen ze efficiënter gebruik maken van het voedselaanbod in de omgeving. Ook hebben ze betere broedgelegenheid door de rust en het extra kwelderoppervlak. De max. 22 ha (die langzaam slikkige areaal naar kwelder verandert) beïnvloedt het foerageerpotentieel voor de scholekster weinig, want de soort foerageert vooral op zandige platen en schelpdierbanken. Daarnaast kunnen de prielen e.d. die ontstaan ook worden gebruikt als foerageergebied. De scholekster broedt ook in de Westpolder en profiteert dus ook mee van de rustigere omstandigheden en het extra kwelderoppervlak om te broeden. Kan hiernaast rond nieuwe intergetijde-elementen in de teen van dijk foerageren op vastgehechte schaaldieren. De scholekster foerageert niet onder water, daarom hebben de sublitorale rifelementen geen</p>	<p><b>50</b>  <b>+30</b> <b>(~+150%)</b></p>

						(positief/negatief) effect. Geen grote voor-/nadelige effecten van nieuw binnendijks intergetijdengebied Marnewaard. ---	
						<b>Eindconclusie: Voordelen wegen ruim op tegen nadelen, er worden meer scholeksters verwacht.</b>	
<b>Bonte Strandloper</b>	246.640 206.000	↑ / =	n.v.t.	522 (0,2%)	460 -62 (~-10%)	<p>Broedt (vrijwel) niet in NL. Foerageert op zowel (zeer) slijkige als zandige droogvallende wadplaten naar divers scala aan wormen, schelpdieren en (jonge) kreeftachtigen. Omvang leefgebied is 'vele hectaren'. Ook deels in binnenland aanwezig. Redelijk verstoringgevoelig op HVPs, minder tijdens foerageren. Rust op HVPs is essentieel.</p> <p>---</p> <p>Folmer et al., 2022: Westpolder heeft voor bonte strandlopers gemiddeld foerageerpotentieel, de HVP wordt onderbenut. Dit komt waarschijnlijk doordat de HVP onderhavig is aan verstoring. De bonte strandloper heeft een relatief kleine actieradius vanaf de HVP. Verstoring in de buurt van de HVP verstoort daarmee ook (een deel van) het foerageergebied. Door afsluiting van het Laarzenpad en geleidelijke verruiming van de kwelder wordt de HVP geschikt voor de bonte strandloper en kunnen ze efficiënter gebruik maken van het voedselaanbod in de omgeving. De bonte strandlopers zijn niet zeer kieskeurig wat betreft foerageerhabitat of prooikeuze. Voor de max. 22 ha aan slikplaat, die langzaam verandert in kwelder (incl. prielen e.d.) is naar verwachting voldoende alternatief aanwezig. De soort gaat waarschijnlijk ook van nieuw binnendijks intergetijdengebied Marnewaard gebruik maken om te foerageren en rusten (verwachte toename 3-14%: 1.000-4.500/31.200). Geen voor-/nadelig effect van rifelementen.</p> <p>---</p> <p><b>Eindconclusie: Voordelen wegen ruim op tegen nadelen, er worden meer bonte strandlopers verwacht.</b></p>	550  +128 (~+25%)
<b>Bontbekplevier</b>	3.449	↑ / ↑	n.v.t.	15 (0,4%)	10 -5 (~-33%)	<p>Broedt niet op de Westpolder kwelder. Foerageert vooral hoog op droogvallende platen dichtbij kwelders, soms ook op kwelder zelf. Eet hier zeeduizendpoten, (jonge) kreeftachtigen, insecten en wadslakjes. Foerageert tot &gt;5 km vanaf rustplek. Ook deels in binnenland aanwezig. Redelijk verstoringgevoelig op HVPs, minder tijdens foerageren. Wel sterke mijdingsreactie van leefgebied t.a.v. recreatie. Rust op HVPs en broedgebied essentieel.</p> <p>---</p> <p>Folmer et al., 2022: Westpolder heeft voor bontbekplevieren gemiddeld foerageerpotentieel, de HVP wordt onderbenut. Dit komt waarschijnlijk doordat de HVP onderhavig is aan verstoring. Het foerageergebied van deze soort ligt ook veelal dichtbij de kwelder/HVP maar ook op de kwelder/HVP. Door afsluiting van het Laarzenpad en geleidelijke verruiming van de kwelder wordt de HVP en het dichtbij gelegen foerageergebied geschikt dan de huidige situatie, ze kunnen efficiënter gebruik maken van het voedselaanbod in de omgeving. Er is geen effect op de broedgelegenheid gezien de nieuw te vormen kwelder naar verwachting niet kaal genoeg zal zijn/blijven. Omdat de bontbekplevier gebruik maakt van zowel de droogvallende platen als de lage kwelder als foerageergebied, brengt de langzame verandering van max. 22 ha slikkig areaal naar kwelder niet direct een duidelijk (positief/negatief) verschil met zich mee qua foerageermogelijkheden. Echter, doordat er in de evoluerende kwelder een grotere diversiteit aan ecotopen verwacht wordt (mozaïek aan kweldervegetaties in verschillende successievormen, afgewisseld door slikken, prielen en geulen) i.p.v. de huidige, monotone slikplaat, is er wel een betere voedselbeschikbaarheid te verwachten. De soort kan ook van nieuw binnendijks</p>	20  +5 (~+33%)  0  ±0 (n.v.t.)
<b>Niet-broedvogel</b>	1.800	↑ / ↑	Terugdringen verruiming, bescherm	---	---		
<b>Broedvogel (#broedparen)</b>	39 60	↓ / ?	nesten tegen predatie, vertrapping en verstoring (houd toezicht)	0* (0%)	0 -0 (n.v.t.)		

					<p>intergetijdengebied Marnewaard gebruik maken om te foerageren en rusten (verwachte toename 20%: 220/1.118). Geen voor-/nadelig effect van rifelementen.</p> <p>---</p> <p><b>Eindconclusie: Voordelen wegen ruim op tegen nadelen, er worden meer bontbekplevieren verwacht als niet-broedvogel. Geen effect op de soort als broedvogel.</b></p>	
Steenloper	3.361 2.650	= / ?	n.v.t.	27 (0,8%)	<p>25</p> <p>-2 (~10%)</p> <p>Broedt (vrijwel) niet in NL. Foerageert op droogvallende wadplaten, vooral rond harde structuren zoals schelpenbaken en taluds van dijken en havens. Eet hier divers scala aan wormen, schelpdieren, krabbetjes, ook voedselresten. Foerageert tot &gt;1 km vanaf rustplek, maar leefgebied is 'vele honderden hectaren'. Vrijwel uitsluitend in intergetijdengebied te vinden. Relatief lage verstoringsgevoeligheid op HVPs en tijdens foerageren.</p> <p>---</p> <p>Folmer et al., 2022: Westpolder heeft voor steenlopers gemiddeld foerageerpotentieel, de HVP wordt onderbenut. Dit komt mogelijk doordat de HVP onderhavig is aan verstoring. De soort heeft echter een relatief lage verstoringsgevoeligheid, maar door afsluiting van het Laarzenpad en geleidelijke verruiming van de kwelder wordt de HVP wel enigszins geschikter dan in de huidige situatie. Ze kunnen hierdoor mogelijk efficiënter gebruik maken van het voedselaanbod in de omgeving, de onderbenutting van deze regio voor deze soort wordt zo mogelijk (deels) verholpen. Voor de steenloper is het relevant om ook het effect van de intergetijde-elementen (van het andere koppelproject natuurlijke overgangen) te beschouwen. De dieren die na enige tijd op deze elementen zullen leven zullen uitstekend foerageergebied vormen voor steenlopers en dus mogelijk een aantrekkende werking hebben. Voedselbeschikbaarheid wordt daarmee ook beter. Kan hiernaast uitstekend rond de nieuwe intergetijde-elementen foerageren op vastgehechte schaaldieren. Geen grote voor-/nadelige effecten van nieuw binnendijks intergetijdengebied Marnewaard.</p> <p>---</p> <p><b>Eindconclusie: Voordelen wegen ruim op tegen nadelen, er worden meer steenlopers verwacht.</b></p>	30  +3 (~+10%)
Kanoet	61.305 44.400	= / =	n.v.t.	0 (0%)  (M. Brijker: kanoeten zitten amper in dit gebied, ze zitten wel iets ten oosten van de Westpolder)	<p>0</p> <p>-0 (n.v.t.)</p> <p>Broedt niet in NL. Foerageert op zowel zandige als slikkige droogvallende wadplaten, vooral naar kleine schelpdieren, maar ook kreeftachtigen, wormen en slakken. Foerageert tot &gt;10 km vanaf rustplek. Vrijwel uitsluitend in intergetijdengebied te vinden. Zeer verstoringsgevoelig op HVPs, ook redelijk tijdens foerageren. Rust op HVPs is essentieel.</p> <p>---</p> <p>Folmer et al., 2022: Westpolder heeft voor kanoeten een <u>hoog foerageerpotentieel</u>, de HVP wordt onderbenut. Dit komt waarschijnlijk doordat de HVP onderhavig is aan verstoring. Door afsluiting van het Laarzenpad en geleidelijke verruiming van de kwelder wordt de HVP geschikter voor de zeer verstoringsgevoelige kanoet dan de huidige situatie, ze kunnen efficiënter gebruik maken van het hoge voedselaanbod in de omgeving. Daarnaast hebben kanoeten een actieradius van &gt;10 km, er is voor kanoeten rond de Westpolder dus duizenden ha aan foerageerhabitat beschikbaar. Kanoeten zijn tevens niet zeer kieskeurig wat betreft foerageerhabitat (zandig/slikkig) en prooikeuze (schelpdieren/wormen/slakken e.d.). De max. 22 ha aan slikplaat, dat langzaam verandert in kwelder (incl. prielen e.d.) heeft daarmee geen merkbaar effect. De prielen e.d. hier kunnen tevens nog worden gebruikt als foerageerhabitat. De soort kan mogelijk ook van nieuw</p>	100  +100 (/)

					<p>binnendijks intergetijdengebied Marnewaard gebruik maken om te foerageren en rusten. Geen duidelijk voor-/nadelig effect van rifelementen.</p> <p>----</p> <p><b>Eindconclusie: Voordelen wegen ruim op tegen nadelen, er worden meer kanoeten verwacht</b></p>		
<p><b>Kluut</b> Niet-broedvogel --- Broedvogel (#broedparen)</p>	<p>5037 6.700 ---- 1.261 3.800</p>	<p>↓ / ↓ --- ↓↓ / =</p>	<p>n.v.t. --- Terugdringen verruiging, bescherm nesten tegen predatie, verstoring en vertrapping</p>	<p>188 (3,7%) ---- 6* (0,5%)</p>	<p>90 -98 (~-50%) --- 3 -7 (~-75%)</p>	<p>Broedt (o.a.) op kwelder, ook langs de noordwest kust van Groningen. De laatste 10 jaar wordt er op de delen ten oosten van de Westpolder kwelder (veel) meer gebroed dan op de Westpolder kwelder zelf (Sovon kaarten). Vooral predatie van kuikens vormt risico. Foerageert vooral in losse, slikkige bodems in ondiep water, naar kleine kreeftachtigen, wormen en zoöplankton. Foerageert tot &gt;5 km vanaf rustplek. Ook deels in binnenland aanwezig. Redelijk verstoring gevoelig op HVPs, ook redelijk tijdens foerageren.</p> <p>---</p> <p>Folmer et al., 2022: Westpolder heeft voor kluut een gemiddeld foerageerpotentieel, de HVP wordt niet onderbenut. De kluut broedt ook in de Westpolder, verstoring heeft een negatief effect op de geschiktheid van het gebied als broedgebied. Verstoring verhoogt ook predatie van kuikens. Door afsluiting van het Laarzenpad en geleidelijke verruiming van de kwelder wordt het gebied dus een stuk beter geschikt als broedgebied. Ook is de HVP dan geschikter voor de kluut dan in de huidige situatie, ze kunnen zo gebruik maken van het voedselaanbod in de omgeving met minder energieverlies door verstoring. Kluten zijn vrij kieskeurig wat betreft foerageerhabitat (liefst zeer slikkig). De max. 22 ha aan slikplaat, die langzaam verandert in kwelder (incl. prielen e.d.) is daarmee ongunstig voor de foerageermogelijkheden van de kluut. Ze hebben echter enkele tienduizenden ha aan potentieel foerageerhabitat binnen bereik liggen vanaf de Westpolder. De (slikkige) prielen en geulen in de te evolueren kwelder kunnen ook nog worden gebruikt door de kluut als foerageerhabitat. De soort kan veelvuldig van nieuw binnendijks intergetijdengebied Marnewaard gebruik maken om te foerageren in ondiepe slikkige delen en hier eventueel rusten (verwachte toename 33-87%: 600-1.600/1.840). Geen duidelijk voor-/nadelig effect van rifelementen.</p> <p>----</p> <p><b>Eindconclusie: Voordelen wegen ruim op tegen nadelen voor de kluut als niet-broedvogel en broedvogel, er worden meer individuen en broedparen van de kluut verwacht.</b></p>	<p><b>200</b> <b>+12</b> <b>(+5%)</b> --- <b>20</b> <b>+10</b> <b>(~+100%)</b></p>
<p><b>Tureluur</b></p>	<p>15.386 16.500</p>	<p>= / =</p>	<p>Doelaantal wordt niet bereikt, maar draagkracht / kwaliteit leefgebied lijkt wel op orde.</p>	<p>612 (4,0%)</p>	<p>550 -62 (~-10%)</p>	<p>Broedt (o.a.) op kwelder (maar niet aangewezen voor Waddenzee). Predatie van kuikens vormt een knelpunt. Foerageert vooral op droogvallende wadplaten, met name langs elementen als geulen, prielen, poelen en mosselbanken. Eet hier wormen, kleine kreeftachtigen, schelpdieren en wadslakjes. Foerageert tot &gt;2 km vanaf rustplek. Ook relatief veel in binnenland aanwezig. Redelijk verstoring gevoelig op HVPs, minder tijdens foerageren. Rust op HVPs is belangrijk.</p> <p>---</p> <p>Folmer et al., 2022: Westpolder heeft voor tureluurs een gemiddeld foerageerpotentieel, de HVP wordt niet onderbenut. De kluut broedt ook in de Westpolder, verstoring heeft een negatief effect op de geschiktheid van het gebied als broedgebied. Verstoring verhoogt ook predatie van kuikens. Door afsluiting van het Laarzenpad en geleidelijke verruiming van de kwelder wordt het gebied dus een stuk beter geschikt als broedgebied. Ook is de HVP dan geschikter voor de tureluur dan in de huidige situatie, ze kunnen zo gebruik maken van het voedselaanbod in de omgeving met minder energieverlies door verstoring. Tureluurs foerageren graag langs geulen en prielen. De max. 22 ha aan slikplaat, die langzaam verandert in een divers kwelderlandschap, waarin geulen en prielen</p>	<p><b>750</b> <b>+138</b> <b>(~+25%)</b></p>



						<p>aanwezig zijn, is daarmee niet ongunstig voor de foerageermogelijkheden van de soort. De soort kan mogelijk ook van nieuw binnendijks intergetijdengebied Marnewaard gebruik maken om te foerageren en rusten (verwachte toename 55-109%: 200-400/366). Geen duidelijk voor-/nadelig effect van rifelementen.</p> <p>---</p> <p><b>Eindconclusie: Voordelen wegen ruim op tegen nadelen, er worden meer tureluurs verwacht</b></p>	
Goudplevier	14.490 19.200	↑ / =	Tegengaan verruiging kwelders	27 (0,2%)	25  -2 (~-10%)	<p>Broed (vrijwel) niet in NL. Foerageert zowel op droogvallende wadplaten dicht bij de kust als op kwelders. Eet hier een divers scala aan kleine evertelaten. Foerageert tot &gt;2 km vanaf rustplek. Ook relatief veel in binnenland aanwezig. Relatief lage verstoringsgevoeligheid op HVPs en tijdens foerageren.</p> <p>---</p> <p>Niet meegenomen in studie Folmer et al., 2022. Het foerageergebied van deze soort ligt veelal dicht bij de kwelder/HVP maar ook op de kwelder/HVP. Door afsluiting van het Laarzenpad en geleidelijke verruiming van de kwelder wordt de HVP en het foerageergebied geschikter dan de huidige situatie, ze kunnen efficiënter gebruik maken van het voedselaanbod in de omgeving. De max. 22 ha aan slikplaat, die langzaam verandert in een mozaïek aan kweldervegetaties in verschillende successievormen, afgewisseld door slikken, prielen en geulen, is daarmee niet ongunstig voor de foerageermogelijkheden van de soort. De soort gaat waarschijnlijk alleen incidenteel gebruik maken van nieuw binnendijks intergetijdengebied Marnewaard om te foerageren en rusten. Geen duidelijk voor-/nadelig effect van rifelementen.</p> <p>---</p> <p><b>Eindconclusie: Voordelen wegen ruim op tegen nadelen, er worden meer goudplevieren verwacht</b></p>	33  +6 (~+25%)
Zilverplevier	25.172 22.300	↑ / =	n.v.t.	166 (0,7%)	150  -16 (~-10%)	<p>Broedt niet in NL. Foerageert op zowel zandige als slijkige droogvallende wadplaten, voornamelijk naar zeeduizendpoten, in mindere mate andere wormen en wadslakjes. Foerageert tot &gt;2 km vanaf rustplek. Vrijwel uitsluitend in intergetijdengebied te vinden. Redelijk verstoringsgevoelig op HVPs, weinig tijdens foerageren. Rust op HVPs is essentieel.</p> <p>---</p> <p>Folmer et al., 2022: Westpolder heeft voor zilverplevieren een gemiddeld foerageerpotentieel, de HVP wordt niet onderbenut. Door afsluiting van het Laarzenpad en geleidelijke verruiming van de kwelder is de HVP geschikter voor de soort dan in de huidige situatie. Ze kunnen zo efficiënter gebruik maken van het voedselaanbod in de omgeving. Zilverplevieren zijn niet zeer kieskeurig wat betreft foerageerhabitat of prooikeuze. De max. 22 ha aan slikplaat, die langzaam verandert in een divers kwelderlandschap, waarin geulen en prielen aanwezig zijn, heeft daarmee hooguit een kleine invloed op de foerageermogelijkheden van de soort. De betere functie van de kwelder als HVP weegt daarom zwaarder dan het verlies van een relatief beperkt areaal aan foerageergebied. De soort gaat waarschijnlijk alleen incidenteel van nieuw binnendijks intergetijdengebied Marnewaard gebruik maken om te foerageren en rusten. Geen duidelijk voor-/nadelig effect van rifelementen.</p> <p>---</p> <p><b>Eindconclusie: Voordelen wegen zwaarder dan de nadelen, er worden meer zilverplevieren verwacht</b></p>	180  +14 (±10%)

<p>Zwarte ruiter</p>	<p>640 1.200</p>	<p>↓ / ↓</p>	<p><i>Doelaantal wordt niet bereikt, maar draagkracht / kwaliteit leefgebied lijkt wel op orde.</i></p>	<p>4 (0,6%)</p>	<p>3 -1 (~-25%)</p>	<p>Broedt niet in NL. Foerageert bij voorkeur op (zeer) slijkige droogvallende wadplaten. Eet hier o.a. zeeduizendpoten, garnalen, kleine vissen en krabbetjes. Foerageert tot &gt;2 km vanaf rustplek. Ook soms in kleine aantallen in binnenland aanwezig. Redelijk verstoringgevoelig op HVPs, weinig tijdens foerageren.</p> <p>---</p> <p>Folmer et al., 2022: Westpolder heeft voor zwarte ruiters een gemiddeld foerageerpotentieel, de HVP wordt <u>overbenut</u>. Dit is merkwaardig gezien er uit de tellingen blijkt dat het jaargemiddelde aantal zwarte ruiters in de Westpolder slechts 4 is (tussen 2015-2021). Door afsluiting van het Laarzenpad en langzame verruiming van de kwelder wordt de HVP geschikter voor de zwarte ruiter dan in de huidige situatie. Ze kunnen zo gebruik maken van het voedselaanbod in de omgeving met minder energieverlies door verstoring. Zwarte ruiters zijn vrij kieskeurig wat betreft foerageerhabitat (liefst zeer slijkig). De max. 22 ha aan slikplaat, die langzaam verandert in kwelder (incl. prielen e.d.) is daarmee ongunstig voor de foerageermogelijkheden van deze soort. De (slijkige) prielen en geulen in de te evolueren kwelder kunnen wel nog worden gebruikt door de zwarte ruiter als geschikt foerageerhabitat. Ook gezien hier meer jonge vis wordt verwacht (kraamkamer vis). Slechts een fractie (~0,6%) van het jaargemiddelde aantal zwarte ruiters in de Waddenzee gebruikt de Westpolder. Ook lijkt de draagkracht / kwaliteit van de Waddenzee op orde voor de soort. Een eventueel licht nadelig verschil op een klein oppervlak hier weegt daarmee niet zwaar voor de instandhoudingsdoelen van de soort voor Natura 2000-gebied Waddenzee. De soort kan tevens van nieuw binnendijs intergetijdengebied Marnewaard gebruik maken om te foerageren in ondiepe slijkige delen (o.a. naar vis en garnaal) en hier eventueel rusten (verwachte toename 22-71%: 400-1.300/1.820). Geen duidelijk voor-/nadelig effect van rifelementen.</p> <p>---</p> <p><b>Eindconclusie: Voordelen zijn waarschijnlijk groter dan de nadelen voor de zwarte ruiter, enige afname in het jaargemiddelde aantal in de Westpolder is mogelijk. Dit heeft geen significant effect op de instandhoudingsdoelen. Waarschijnlijk wordt dit weer gecompenseerd door nieuw foerageerhabitat in de Marnewaard.</b></p>	<p>4 ±0 (n.v.t.)</p>
<p>Visdief Broedvogel (#broedparen)</p>	<p>1.853 5.300</p>	<p>↓ / ?</p>	<p>Verkenning voedselbeschikbaarheid, aanleg broedlocaties, handhaven / verbeteren geschiktheid en rust potentiële en bestaande broedlocaties</p>	<p>0*</p>	<p>0 -0 (n.v.t.)</p>	<p>Broedt alleen op kaal of schaars begroeid terrein in kolonies, niet op Westpolder. Maakt foerageervluchten over water, duikt vanuit de lucht op kleine rondvis, in mindere mate ook platvis en kleine kreeftachtigen. Foerageert tot &gt;30 km vanaf rust-/broedplek. Ook relatief veel in binnenland aanwezig. Redelijk verstoringgevoelig op rust-/broedlocatie, weinig tijdens foerageren. Rustige broedlocatie essentieel.</p> <p>---</p> <p>Niet meegenomen in studie Folmer et al., 2022. Het foerageergebied van deze soort kan het water langs de Lauwersmeerdijk en wateren in de Marnewaard beslaan. Echter is de visdief vrijwel niet waargenomen in rondom de dijk en in de Westpolder, het jaargemiddelde is 0. Een toename aan vis hier door de extra geulen en prielen in de evoluerende kwelder, rond de rifelementen en in de Marnewaard, werkt positief op de voedselbeschikbaarheid voor de visdief. Het werken aan voedselbeschikbaarheid is ook een oplossingsrichting vanuit het beheerplan voor de visdief. De koppelprojecten hebben verder geen direct effect op broedplaatsen rond de Lauwersmeerdijk maar door de grote actieradius kunnen broedvogels van bijvoorbeeld Ameland wel komen foerageren rond de vernieuwde Lauwersmeerdijk.</p> <p>---</p>	<p>0 ±0 (n.v.t.) <i>Wel positief effect op voedsel voor broedparen buiten Westpolder</i></p>

						<b>Eindconclusie: Vrijwel alleen maar voordelen, positief voor broedende visdieven elders in de Waddenzee.</b>	
<b>Lepelaar</b>	1.239	↑↑ / ↑	n.v.t.	0	0	<p>Broedt in kolonies in ontoegankelijke waterrijke gebieden, o.a. in kwelders, maar niet op Westpolder. Foerageert in ondiep water, o.a. in geulen en prielen, liefst met hoge prooidichtheid. Eet hier divers scala aan vis en garnalen, ook mollusken, wormen, insecten en plantendelen. Foerageert tot &gt;20 km vanaf rust-/broedplek. Ook relatief veel in binnenland aanwezig. Redelijk verstoringsgevoelig op rust-/broedlocatie, weinig tijdens foerageren. Rustige broedlocatie essentieel.</p> <p>Niet meegenomen in studie Folmer et al., 2022. Het foerageergebied van deze soort kan ondiepe wateren langs de kwelder en de wateren in de Marnewaard beslaan. Echter is de lepelaar vrijwel niet waargenomen in rondom de dijk en in de Westpolder, het jaargemiddelde is 0. Een toename aan vis (en garnalen e.d.) op deze plekken door de extra geulen en prielen in de evoluerende kwelder en door het terugbrengen van het tij in de Marnewaard, werkt positief op de voedselbeschikbaarheid voor de soort. De soort kan van het nieuwe binnendijkse intergetijdengebied Marnewaard gebruik maken om te foerageren in ondiepe slikkige delen (naar vis en garnaal) en hier eventueel rusten (verwachte toename 57-115%: 100-200/174). Rifelementen beïnvloeden de soort niet. De koppelprojecten hebben verder geen direct effect op broedplaatsen maar door de grote actieradius kunnen broedvogel van bijvoorbeeld Schiermonnikoog wel komen foerageren rond de vernieuwde Lauwersmeerdijk.</p> <p><b>Eindconclusie: Vrijwel alleen maar voordelen, er worden meer lepelaars verwacht als niet-broedvogel.</b></p>	<p>2</p> <p>+2 (n.v.t.)</p> <p>---</p> <p>0</p> <p>±0 (n.v.t.)</p> <p><i>Wel positief effect op voedsel voor broedparen buiten Westpolder</i></p>
	Niet-broedvogel						
	---	---	---	---	---		
	Broedvogel (#broedparen)	855 430	↑↑ / ?	n.v.t.	0*		
<b>Bergeend</b>	40.584	↑↑ / =	n.v.t.	33 (0,1%)	30	<p>Broedt (o.a.) op kwelder (maar niet aangewezen voor Waddenzee). Foerageert bij voorkeur in ondiepe wateren met losse sliblaag. Eet hier divers scala aan slakjes, kleine kreeftachtigen, wormen, schelpdieren etc.. Foerageert tot &gt;1 km vanaf rustplek, maar leefgebied is 'vele honderden hectaren'. Ook in binnenland aanwezig. Redelijke verstoringsgevoeligheid tijdens foerageren (maakt geen gebruik van HVP)</p> <p>Niet meegenomen in studie Folmer et al., 2022. Het foerageergebied van deze soort ligt veelal dicht bij de kwelder. Door afsluiting van het Laarzenpad en geleidelijke verruiming van de kwelder wordt het foerageergebied geschikter dan de huidige situatie, ze kunnen efficiënter gebruik maken van het voedselaanbod in de omgeving. Bergeenden zijn vrij kieskeurig wat betreft foerageerhabitat (liefst zeer slikkig). De max. 22 ha aan slikplaat, die langzaam verandert in kwelder (incl. prielen e.d.) is daarmee ongunstig voor de foerageermogelijkheden van deze soort. De (slikkige) prielen en geulen in de te evolueren kwelder kunnen wel nog worden gebruikt door de bergeend als foerageerhabitat. Tevens gebruikt slechts een fractie (~0,1%) van het jaargemiddelde aantal bergeenden in de Waddenzee de Westpolder. Ook worden de instandhoudingsdoelen voor de soort in de Waddenzee ruimschoots gehaald. Een eventueel nadelig verschil hier is daarmee nauwelijks merkbaar voor de instandhoudingsdoelen van de soort op niveau van het gehele Natura 2000-gebied. De soort zal naar verwachting incidenteel van nieuw binnendijks intergetijdengebied Marnewaard gebruik maken om te foerageren in ondiepe slikkige</p>	<p>30</p> <p>-3 (~10%)</p>
	38.400						

						<p>delen en hier eventueel rusten (verwachte toename 1%: 30-60/4.420). Geen duidelijk voor-/nadelig effect van rifelementen.</p> <p>---</p> <p><b>Eindconclusie: Voordelen zijn niet per se groter dan de nadelen voor de bergeend, hooguit lichte afname in het jaargemiddelde aantal in de Westpolder is mogelijk. Dit heeft geen significant effect op de instandhoudingsdoelen.</b></p>	
<p><b>Eidereend</b></p> <p>Niet-broedvogel</p> <p>---</p> <p>Broedvogel (#broedparen)</p>	<p>69.880 102.500 (beide midwinter aantallen)</p> <p>---</p> <p>2.445 5.000</p>	<p>↓ / ↓</p> <p>---</p> <p>↓ / =</p>	<p>Verbetering van voedselbeschikbaarheid door verduurzamen/beperken visserij, beperken verstoring door visserij</p> <p>---</p> <p>Herstel kokkelbanken en litorale mosselbanken</p>	<p>10 (0,01%)</p> <p>---</p> <p>4* (0,2%)</p>	<p>5</p> <p>-5 (-50%)</p> <p>---</p> <p>2</p> <p>-2 (~50%)</p>	<p>Broedt (o.a.) op kwelder, ook langs de noordwest kust van Groningen. De laatste 10 jaar wordt er ten oosten van de Westpolder kwelder meer gebroed dan op de Westpolder kwelder zelf (Sovon kaarten). Foerageert op open wateren rond sublitorale en litorale schelpdierbanken naar schelpdieren. Foerageert tot &gt;1 km vanaf rustplek, maar leefgebied is 'vele honderden hectaren'. Uitsluitend in intergetijdengebied te vinden. Komt tijdens hoogwater ook vaak naar de kust om te rusten. Redelijke verstoring gevoeligheid op rustlocatie, ook redelijk tijdens foerageren. Rust in broed-, rust- en foerageergebied is essentieel.</p> <p>---</p> <p>Niet meegenomen in studie Folmer et al., 2022. Door afsluiting van het Laarzenpad en geleidelijke verruiming van de kwelder wordt de Westpolder een stuk geschikter dan de huidige situatie als rust- en broedgebied van de eidereend. Er zijn geen schelpdierbanken aanwezig op het deel wat langzaam verandert in kwelder, er zijn daarom geen nadelige effecten op de foerageerfunctie van het gebied voor deze soort. Mogelijk kunnen de eiders foerageren op schelpdieren die zich vast hechten op de nieuwe rifelementen, als ze diep genoeg liggen, daarmee wordt de voedselbeschikbaarheid verhoogd. Het binnendijkse intergetijdengebied in de Marnewaard zorgt niet voor duidelijke voor- of nadelen voor de eider.</p> <p>---</p> <p><b>Eindconclusie: Voordelen wegen ruim op tegen nadelen, er worden meer broedparen verwacht van de eidereend, als niet-broedvogel is er een licht positief effect te verwachten door de toegenomen rust.</b></p>	<p>12</p> <p>---</p> <p>+2 (~+25%)</p> <p>---</p> <p>8</p> <p>---</p> <p>+4 (~+100%)</p>
<p><b>Brandgans</b></p>	<p>72.389 36.800</p>	<p>↑↑ / ↑</p>	<p>n.v.t.</p>	<p>1.078 (1,5%)</p>	<p>800</p> <p>-278 (~25%)</p>	<p>Broedt (vrijwel) niet op kwelders. Foerageert graag op kwelder, eet hier diverse plantendelen. Foerageert tot &gt;5 km vanaf rustplek. Ook in binnenland aanwezig. Redelijke verstoring gevoeligheid op rustlocatie, ook redelijk tijdens foerageren. Rust in foerageergebied en op rustlocaties is aandachtspunt.</p> <p>---</p> <p>Niet meegenomen in studie Folmer et al., 2022. Foerageert graag op kwelder en houdt van rust. De afstuiting van het Laarzenpad en transitie van slik naar divers kwelderlandschap heeft daarmee een positief effect op deze soort. Zowel de rust- als foerageerfunctie van de Westpolder wordt voor de brandgans verhoogd. De soort zal naar verwachting incidenteel van nieuw binnendijks intergetijdengebied Marnewaard gebruik maken om te foerageren en hier eventueel rusten. Geen duidelijk voor-/nadelig effect van rifelementen.</p> <p>---</p> <p><b>Eindconclusie: Er zijn vrijwel alleen voordelen voor deze soort, er worden meer brandganzen verwacht.</b></p>	<p>1.450</p> <p>---</p> <p>+372 (~+33%)</p>
<p><b>Rotgans</b></p>	<p>27.716 26.400</p>	<p>↑ / =</p>	<p>n.v.t.</p>	<p>71 (0,3%)</p>	<p>55</p> <p>-26</p>	<p>Broedt niet in NL. Foerageert op kwelder, eet hier diverse plantendelen, en op het wad, eet hier wieren. Foerageert tot &gt;5 km vanaf rustplek. Nauwelijks in binnenland aanwezig. Redelijke</p>	<p>100</p> <p>---</p> <p>+29</p>

					(~-25%)	<p>verstoring gevoeligheid op rustlocatie, ook redelijk tijdens foerageren. Rust in foerageergebied en op rustlocaties is aandachtspunt.</p> <p>---</p> <p>Niet meegenomen in studie Folmer et al., 2022. Foerageert graag op kwelder en houdt van rust. De afstuiting van het Laarzenpad en transitie van slik naar divers kwelderlandschap heeft daarmee een positief effect op deze soort. Zowel de rust- als foerageerfunctie van de Westpolder wordt voor de rotgans verhoogd. De soort zal naar verwachting incidenteel van nieuw binnendijks intergetijdengebied Marnewaard gebruik maken om te foerageren en hier eventueel rusten. Geen duidelijk voor-/nadelig effect van rifelementen.</p> <p>---</p> <p><b>Eindconclusie: Er zijn vrijwel alleen voordelen voor deze soort, er worden meer rotganzen verwacht.</b></p>	(~+33%)
Pijlstaart	7.438 5.900	↑ / ?	n.v.t.	410 (5,5%)	300  -110 (~-25%)	<p>Broedt slechts zeer schaars in NL. Foerageert zowel op kwelder als op wad, eet hier diverse plantendelen maar ook slakjes en kleine kreeftachtigen e.d. Omvang leefgebied 'vele honderden hectaren'. Ook in binnenland aanwezig. Redelijke verstoring gevoeligheid op rustlocatie, ook redelijk tijdens foerageren. Rust in foerageergebied en op rustlocaties is aandachtspunt.</p> <p>---</p> <p>Niet meegenomen in studie Folmer et al., 2022. Foerageert graag op kwelder en houdt van rust. De afstuiting van het Laarzenpad en transitie van slik naar divers kwelderlandschap heeft daarmee een positief effect op deze soort. Zowel de rust- als foerageerfunctie van de Westpolder wordt voor de pijlstaart verhoogd. De soort zal naar verwachting incidenteel van nieuw binnendijks intergetijdengebied Marnewaard gebruik maken om te foerageren en hier eventueel rusten. Geen duidelijk voor-/nadelig effect van rifelementen.</p> <p>---</p> <p><b>Eindconclusie: Er zijn vrijwel alleen voordelen voor deze soort, er worden meer pijlstaarten verwacht.</b></p>	550  +140 (~+33%)

\*Het aantal broedparen in de Westpolder is niet opgenomen in de tellingen van Brijker. De weergegeven aantallen zijn gebaseerd op de broedvogelkaarten van Sovon tussen 2012-2019 en overleg met Brijker en andere experts. Een kanttekening hierbij is wel dat het aantal broedparen op een locatie sterk kan fluctueren per jaar, soms is een soort jaren achter elkaar afwezig om in een bepaald jaar juist met tientallen paren aanwezig te zijn.

## 4 Kwalitatieve analyse overige soorten en soortgroepen

Voor (trek)vissen, schelpdieren en planten is minder data beschikbaar, zeker op lokale schaal rond het projectgebied. Om deze reden kan hier geen goede kwantitatieve analyse gedaan worden. Daarom is de kwalitatieve analyse van de bestaande redeneerlijn uitgebreid en met expert judgement van waddenecologen onderbouwd. De aanpak voor deze analyse is vergelijkbaar met de voorgaande kwantitatieve analyse, in dit geval is er echter geen kwantitatieve inschatting mogelijk. Er is een selectie aan relevante habitatrictlijnsoorten, niet aangewezen maar wel relevante soorten en soortgroepen habitatrictlijnsoorten en habitattypen behandeld (o.a. zeehonden, (trek)vissoorten, schelp- en schaaldieren flora soortgroepen). Habitatrictlijnsoorten en habitattypen zijn hier behandeld omdat deze al uitgebreid (kwantitatief) terugkomen in de Passende Beoordeling.

### 4.1 Resultaten en leeswijzer tabel

De resultaten van de kwalitatieve analyse is weergegeven in Tabel 2. Aangezien het gaat om veel beknopte informatie gaat in één tabel is in onderstaande tekst een leeswijzer gegeven. In de eerste kolom staat de soort- of habitatnaam, daarna volgen drie kolommen die de huidige situatie beschrijven:

2. De instandhoudingsdoelen die gesteld zijn voor de soort of habitatype in kwestie voor Natura 2000-gebied Waddenzee, op gebied van populatie, omvang leefgebied of kwaliteit leefgebied (indien van toepassing)
3. Wat de huidige status of trend is en wat evt. als oplossingsrichting is benoemd in het beheerplan van Natura 2000-gebied Waddenzee
4. Beschrijving van de bijdrage van het projectgebied in huidige staat aan de soort of het habitat

Vervolgens beschrijven drie kolommen de effecten van de werkzaamheden en de verwachte nieuwe situatie:

5. Tijdelijke verstoring of aantasting in de realisatiefase
6. Kwalitatieve beschrijving van de effecten (zowel positief als negatief) in de eindsituatie met daarbij een eendoordeel
7. Te verwachten totale effect op een 7-puntschaal, van grote meerwaarde naar grote verslechtering (+++ / ++ / + / 0 / - / -- / ---) t.o.v. huidige situatie.

Tabel 2 Een divers scala aan relevante habitatrictlijnsoorten, habitattypen en overige (niet aangewezen) soortgroepen is behandeld in deze tabel t.a.v. de werkzaamheden en veranderingen n.a.v. de realisatie van de koppelprojecten. Door een gebrek aan data voor het overgrote deel van deze soorten was een kwantitatieve analyse niet mogelijk en/of betekenisvol, zoals dit wel gedaan is bij de vogels in tabel 1. De huidige situatie is toegelicht, waarna een oordeel gegeven wordt over de verstoring/aantasting in de aanlegfase en de toegevoegde waarde na realisatie van de koppelprojecten in eind-situatie. Hieruit volgt een kwalitatieve inschatting van het totale effect. (WZ = Waddenzee)

Soort	Huidige situatie (slikplaat)			Nieuwe situatie door de drie koppelprojecten (Kwelderontwikkeling, binnendijks intergetijdengebied Marnewaard, verzachten randen/natuurlijke overgangen)		
	Doelen WZ  Populatie / Omvang leefgebied / Kwaliteit leefgebied  [oppervlakte / kwaliteit]  behaalt doel / behaalt doel niet / onzeker	Status in WZ en evt. oplossings- richtingen	Wat draagt projectgebied koppelprojecten bij aan doel in huidige staat?	Tijdelijke verstoring of aantasting aanlegfase	Oordeel toegevoegde waarde koppelprojecten in eindsituatie  (bron soort-/habitatinformatie: Profieldocumenten / RAVON)	In- schat- ting totaal effect (+++ / ++ / + / 0 / - / -- / -- -)
Zeehonden	Gewone z: > , Grijze z: = / = / =	Toenemende trend, geen oplossings- richtingen nodig	Ongeveer ten hoogte van de Marnewaard zijn een aantal droogvallende wadplaten aanwezig die gebruikt worden als ligplaats door de gewone zeehond. De gewone zeehond kan foerageren in de diepere geulen aan de noordzijde van de dijk. Bij tellingen in 2020 binnen het deelgebied waarin ook het projectgebied valt (maakt slechts een fractie uit van dit telgebied), werden 149 adulten en 117 juvenielen van de gewone zeehond waargenomen. De grijze zeehond komt slechts bij uitzondering voor in dit deel van de Waddenzee (0 geteld in de tellingen van de afgelopen jaren), het gebied draagt voor de grijze zeehond momenteel dus weinig bij.	Tijdelijke verstoring bij ligplaatsen en voor foera- gerende zeehonden in de geul	De koppelprojecten zijn niet direct gefocust op zeehonden, voor het overgrote deel is er daarom geen voor- of nadelig effect voor zeehonden. Wel kan de aangetrokken vis bij rifelementen mogelijk de voedselbeschikbaarheid voor de gewone zeehond in de regio verhogen. In de nieuwe situatie kunnen er dus mogelijk meer/vaker zeehonden worden waargenomen die foerageren in de buurt van de rifelementen en vervolgens rusten op ligplaatsen hier dichtbij.  <b>Eindconclusie: Er is een licht positief effect voorzien van koppelproject verzachten randen/natuurlijke overgangen.</b>	+

<p><b>Driedoornige stekelbaars</b></p>	<p>Geen habitat-richtlijnsoort, wel een belangrijke soort voor voedselvoorziening voor andere vis en vogels</p>	<p>n.v.t. geen habitat-richtlijnsoort</p>	<p>Kan momenteel niet binnendijks/zoetwater bereiken via projectgebied. Kan wel aan de buitendijkse zijde foerageren.</p>	<p>Hooguit lichte tijdelijke verstoring mogelijk door werk aan de dijk rond/onder de waterlijn</p>	<p>De driedoornige stekelbaars kan van alle drie de koppelprojecten profiteren. Op de eerste plaats kunnen ze via de dijkdoorkruising de Marnewaard bereiken: een binnendijks intergetijdengebied waar gevoerageerd en geschild kan worden. Met vismigratievoorzieningen wordt beoogd dat zij ook het zoete water in het achterland kunnen bereiken. De driedoornige stekelbaars trekt hier richting o.a. plantenrijke poldersystemen en slootjes, waar ze paaien. Verder kunnen ook zowel de rifelementen als de geulen en prielen die langzaam tot stand komen in de kwelder, dienen als foerageer- en schuilplaats voor adulten in het zoute water.</p> <p><b>Eindconclusie: Er is een (zeer) positief effect voorzien van de drie koppelprojecten, het is aannemelijk dat er uiteindelijk meer driedoornige stekelbaarzen in het gebied aanwezig zijn en dat de voedselbeschikbaarheid voor soorten hogerop in de voedselketen toeneemt.</b></p>	<p>+++</p>
<p><b>Europese aal (juv)</b></p>	<p>n.v.t. geen habitat-richtlijnsoort</p>	<p>n.v.t. geen habitat-richtlijnsoort</p>	<p>Kan momenteel niet binnendijks/zoetwater bereiken via projectgebied. Glasaal foerageert niet buitendijks maar is opzoek naar intrekpunt. Het gebied draagt voor glasaal momenteel dus weinig bij.</p>	<p>Niet noemenswaardig, zie 3d stekelbaars</p>	<p>De Europese aal maakt ook gebruik van zoet en zout water, net zoals de driedoornige stekelbaars. Echter, de levenscyclus van beide soorten is zeer verschillend. De Europese aal maakt alleen gebruik van het zoute water van de Nederlandse kustzone als corridor richting intrekpunten naar het zoete water of naar het paaigebied (Sargasso zee). De soort profiteert dus niet tot nauwelijks van extra foerageer- of schuilplekken in het zoute water (bijv. door rifelementen, zie tekst bij driedoornige stekelbaars, al is deze soort al wel waargenomen bij de eerste metingen rondom de sublitorale rifelementen). Aal kan wel profiteren van de beoogde vismigratievoorzieningen richting het zoete water in het achterland. Kleine glasalen groeien o.a. op in poldersystemen en slootjes, ze hoeven dus niet snel naar een zeer specifieke locatie in het verre achterland te migreren. Doordat glasalen een zwakke zwemcapaciteit hebben komen ze wel lastig op eigen kracht door traditionele vismigratievoorzieningen. Door de serie aan meerdere te overbruggen kunstwerken kan het gemiddelde passeersuccess voor de glasaal dus (zeer) laag uitvallen.</p> <p><b>Eindconclusie: Er is een licht positief effect voorzien van koppelproject Marnewaard. Het is mogelijk dat een beperkt aandeel glasalen via de nieuwe intrekroute het zoete water bereiken in het achterland.</b></p>	<p>+</p>
<p><b>Spiering</b></p>	<p>Als typische soort opgenomen in profiel-document H1110A</p>	<p>n.v.t. geen habitat-richtlijnsoort</p>	<p>Kan momenteel niet binnendijks geraken in projectgebied. Kan wel aan de buitendijkse zijde foerageren.</p>	<p>Niet noemenswaardig, zie 3d stekelbaars</p>	<p>Spiering is ook een relatief kleine diadrome trekvis (er zijn ook volledig zoetwatervarianten). De soort leeft een groot deel van zijn leven in scholen in zoute (kust)wateren. De soort kan in dit stadium profiteren van zowel de rifelementen als de geulen en prielen die langzaam tot stand komen in de kwelder. Deze locaties kunnen dienen als foerageerplaats. Paairijpe spiering trekt van zout naar zoet water om te paaien nabij hard substraat op planten langs de oeverzones van rivieren of meren. De vissen moeten dus tamelijk snel een specifieke locatie bereiken vanaf het intrekpunt. Door de serie aan meerdere te overbruggen kunstwerken en de relatief lange weg richting het Lauwersmeer kan het aantal spieringen dat daadwerkelijk aankomt op de paaiplaats (zeer) laag uitvallen.</p>	<p>+</p>



<p><b>Bot (juv)</b></p>	<p>Als typische soort opgenomen in profiel-document H1110A en H1140A</p>	<p>n.v.t. geen habitat-richtlijnsoort</p>	<p>Kan momenteel binnendijks/zoetwater bereiken via projectgebied. Kan wel aan de buitendijkse zijde foerageren.</p>	<p>Niet noemenswaardig, zie 3d stekelbaars</p>	<p><b>Eindconclusie: Er is een licht positief effect voorzien van de drie koppelprojecten.</b></p> <p>Een vrij groot deel van de juveniele botten trekt naar brak en zoet water om op te groeien. Na enkele jaren trekken ze dan weer terug naar het zoute water om daar verder te leven en te paaien. Botlarven zijn zwakke zwemmers, zodoende is het passeren van traditionele vismigratievoorzieningen op eigen kracht zeer lastig. Omdat botten niet per se zoet water hoeven te bereiken om hun levenscyclus te voltooien, maar ook in zout en brak water blijven, zal de soort wel voordeel hebben van alle drie de koppelprojecten. Ze kunnen foerageren-, schuilen en opgroeien in het nieuwe binnendijkse intergetijdengebied Marnewaard (zie Breebaart, o.a. Tydeman (2005)). Ook rond de rifelementen en in de geulen en prielen in de nieuwe kwelder kunnen meer bot(larven/juvenielen) worden verwacht. Directe nadelen op de bot zijn niet aannemelijk.</p> <p><b>Eindconclusie: Er is een positief effect voorzien van de drie koppelprojecten en daarmee verhoogt ook de productie en voedselbeschikbaarheid voor soorten hogerop in de voedselketen.</b></p>	<p><b>++</b></p>
<p><b>Rivierprik</b></p>	<p>&gt; / = / =</p>	<p>Toenemende trend. Oplossingsrichting: Herstel van intrek- en binnendijkse opgroeimogelijkheden</p>	<p>Kan momenteel niet binnendijks/zoetwater bereiken via projectgebied. Zal hooguit 'toevallig' passeren langs Lauwersmeerdiijk op weg naar intrekpunt elders. Er zijn hooguit incidentele vangsten in de Waddenzee (Wintermans, 2014). Projectgebied heeft dus geen bijzondere waarde voor de rivierprik.</p>	<p>Niet noemenswaardig, zie 3d stekelbaars</p>	<p>De rivierprik maakt ook gebruik van zoet en zout water. Adulte rivierprikken leven in kustzones en estuaria (waaronder de Waddenzee). Om te paaien trekken ze naar specifieke paaigronden in bovenstroomse delen van beken, zoals de Drentsche Aa. Om deze locaties te bereiken is de hypothese dat de soort feromonen van juvenielen (die zich daar in de bodem bevinden) in het water opmerkt en deze waterstroom volgt (Winter et al., 2013). Naast passeerbaarheid is de herkomst van het zoete water dus ook belangrijk voor het nut van de vismigratiemogelijkheid voor de rivierprik. Gezien de afstand en de te overbruggen route lijkt het onwaarschijnlijk dat koppelproject Marnewaard een noemenswaardige bijdrage levert voor de rivierprik. Eventueel kunnen rivierprikken buitendijks enig profijt ondervinden van schuilmogelijkheden en verhoogde prooidichtheden rond de rifelementen.</p> <p><b>Eindconclusie: Er is een neutraal tot mogelijk licht positief effect voorzien, dit komt met name door koppelproject verzachten randen/natuurlijke overgangen.</b></p>	<p><b>0/+</b></p>
<p><b>Overige vissoorten</b></p>	<p>Er zijn diverse vissoorten opgenomen in de profiel-documenten van Waddenzee habitats en vis vormt een belangrijke rol in de voedselvoorziening</p>	<p>n.v.t. geen habitat-richtlijnsoort</p>	<p>Kunnen aan de buitendijkse zijde foerageren.</p>	<p>Niet noemenswaardig, zie 3d stekelbaars</p>	<p>Niet trekvisen kunnen in de nieuwe situatie voordeel ondervinden van aanvullende/betere foerageer-, schuil- en opgroeigebieden in het nieuwe binnendijkse intergetijdengebied Marnewaard (zie Breebaart, o.a. Tydeman (2005)), rond de rifelementen (dit is al waargenomen in de eerste metingen rondom de pilot) en in de geulen en prielen in de nieuwe kwelder. Er zijn geen concrete nadelen te bedenken.</p> <p><b>Eindconclusie: Er is een (zeer) positief effect voorzien, dit wordt veroorzaakt door alle drie de koppelprojecten. Er zijn hogere dichtheden aan vis te verwachten in het projectgebied in de eindsituatie wat de onderwaternatuur van de Waddenzee ten goede komt en de productiviteit van het systeem verhoogt.</b></p>	<p><b>+++</b></p>

	voor andere vis, zeehonden en vogels						
<b>Schelpdieren en schaaldieren</b>	Er zijn diverse soorten opgenomen in de profiel-documenten van Waddenzee habitats, vormen een belangrijke rol in de voedselvoorziening voor vis en vogels	n.v.t. geen habitat-richtlijnsoort	Afhankelijk van de soort kunnen schelp- en schaaldieren zich op hard substraat langs de teen van de dijk bevinden of in de slikkige/zandige platen.	Schelp- en schaaldieren op de teen van de dijk worden aangetast door werkzaamheden. Dit valt buiten de N2000 grens en is niet significant, relatief aan het totale leefgebied in de hele Waddenzee.	De randvoorwaarde van het project is dat bestaande mosselbanken geen nadeel ondervinden van het project. De schaal- en schelpdieren die nu op en tussen het breuksteen in de teen van de dijk leven, krijgen eenzelfde habitat terug in de nieuwe situatie, aangevuld met getijdenpoelen. Het effect op de grote groep schelp- en schaaldieren is soortafhankelijk. Soorten die zich op hard substraat leven, zoals mossels en oesters, maar ook slakken en pokken, kunnen in de nieuwe situatie voordeel ondervinden van de intergetijde- en rifelementen. Soorten die vooral in slikkige bodems leven (zijn er slechts enkele) zullen een relatief kleine afname in leefgebied ondervinden door het langzaam ontstaan van de nieuwe kwelder. In ruil daarvoor de krijgen andere schelp- en schaaldieren nieuw leefgebied rondom de rifelementen en de getijdenpoelen op de dijk en deels in de geulen en prielen van de nieuwe kwelder. Het nieuwe binnendijkse intergetijdengebied Marnewaard zal ook gekoloniseerd worden door een scala aan schelp en schaaldieren, soortgelijk aan wat in Polder Breebaart is gezien (o.a. Tydeman, 2005). Dit vormt dus een groot aantal hectaren aan nieuw leefgebied.	<b>Eindconclusie: Voordelen wegen op tegen de nadelen. Positief effect.</b>	<b>++</b>
<b>Wormen</b>	Er zijn diverse soorten opgenomen in de profiel-documenten van Waddenzee habitats, vormen een belangrijke rol in de voedselvoorziening voor vogels	n.v.t. geen habitat-richtlijnsoort	Wormachtigen zijn vooral aanwezig in de slikkige/zandige platen van het projectgebied.	Soortgelijk als schelp- en schaaldieren, maar vooral in slijk. Niet significant.	Wormachtigen die vooral van slikkige bodems houden zullen een relatief kleine afname in leefgebied ondervinden door het langzaam ontwikkelen van de nieuwe kwelder (max. 22 ha). In ruil daarvoor komt er wel nieuw leefgebied in de evoluerende geulen en prielen. Het nieuwe binnendijkse intergetijdengebied Marnewaard zal ook gekoloniseerd worden door verschillende soorten wormachtigen, soortgelijk aan wat in Polder Breebaart is gezien (o.a. Tydeman, 2005). Dit vormt dus een groot aantal hectaren aan nieuw leefgebied.	<b>Eindconclusie: Voordelen wegen op tegen de nadelen. Positief effect.</b>	<b>++</b>
<b>Kreeftachtigen</b>	Er zijn diverse soorten opgenomen in de profiel-documenten van Waddenzee habitats,	n.v.t. geen habitat-richtlijnsoort	Kreeftachtigen, zoals krabben, zullen vooral aanwezig zijn rond de harde structuren langs de teen van de Lauwersmeerdijk binnen het projectgebied. Ook op de slikken en in permanent overstroomde delen. Garnalen zijn veel aanwezig in het water, bij laagwater kunnen er hoge concentraties in de geulen en prielen aanwezig zijn.	Soortgelijk als schelp- en schaaldieren. Vooral langs teen dijk. Niet significant.	Krabben profiteren vooral van de intergetijde- en rifelementen. Garnalen zullen profiteren van de nieuwe geulen en prielen in de evoluerende kwelder, maar ook van het nieuwe leefgebied in de Marnewaard. Er zijn geen concrete nadelen te bedenken.	<b>Eindconclusie: Er is een positief effect voorzien, dit wordt veroorzaakt door alle drie de koppelprojecten.</b>	<b>++</b>

	vormen een belangrijke rol in de voedselvoorziening voor vogels					
<b>Wieren</b>	Er zijn diverse soorten opgenomen in de profiel-documenten van Waddenzee habitats, vormen een belangrijke rol in de voedselvoorziening voor andere soorten	n.v.t. geen habitat-richtlijnsoort	Wieren zullen vooral aanwezig zijn rond de teen van de dijk, waar ze zich vasthechten aan de harde structuren.	Soortgelijk als schelp- en schaaldieren. Vooral langs teen dijk. Niet significant.	Wieren kunnen zich in de nieuwe situatie aan meer hard substraat hechten langs de Lauwersmeerdijk en tevens wat verder uit de dijk dan nu het geval is. Ze ondervinden dus voordeel van de intergetijde- en rifelementen. Koppelproject kwelderontwikkeling heeft geen concrete voor- of nadelen voor wieren.	<b>++</b>
<b>Kwelder-vegetatie</b>		n.v.t. geen habitat-richtlijnsoort	Aanwezig op het droogvallende luwe slik aan de oostzijde van het projectgebied. Aanwezige soorten zijn afhankelijk van de droogvalduur. Op het lage deel, dat een relatief korte droogvalduur heeft, zullen pioniersoorten als zeekraal en klein schorrenkruid kunnen groeien. Op het hogere deel, dat een slechts kort tot incidenteel overstroomd, zullen soorten als gewone zoutmelde en zeealsem kunnen groeien.	Wordt aangetast bij werkzaamheden aan de teen van de dijk t.h.v. huidige kwelder. Wordt zo goed mogelijk gespaard. Niet significant.	Kweldervegetatie krijgt in de nieuwe situatie meer ruimte om zich natuurlijk te ontwikkelen door de luwte en extra opslibbing dat door de rijshoutendammen gecreëerd wordt. Er wordt beoogd om niet/nauwelijks in te grijpen, na vele jaren (tientallen) zal er zo naar verwachting enig natuurlijk balans ontstaan tussen pioniervegetatie en de uiteindelijke successie stadia. In het binnendijkse intergetijde gebied Marnewaard kan mogelijk ook al snel pioniervegetatie tot stand komen wanneer de juiste omstandigheden worden aangeboden (qua droogvalduur en hellingshoek van de bodem e.d.) (zie Breebaart, o.a. Tydeman (2005)).	<b>+++</b>
<b>H1110A Permanent overstroomde zandbanken (getijdengebied)*</b>		Stabiel. Maar verbeteringen nodig om kwaliteitsdoelstelling te behalen: vermindering bijvangst, bescherming benthos, verbetering	Er is vooral langs de noordzijde van de dijk permanent overstroomd gebied (in de diepere geulen).	Enige aantasting mogelijk bij werkzaamheden langs teen dijk, bij installatie rifelementen en bij werkzaamheden rond	De kwaliteit van dit habitattype wordt mede door de aanwezigheid van een scala aan specifieke worm-, vis- en weekdiersoorten gekenmerkt. Hieronder vallen ook soorten die biogene structuren vormen, zoals de mossel en schelpkokerworm. Na realisatie van de koppelprojecten geven de rifelementen langs de dijk naar verwachting daarom een kwaliteitsimpuls voor dit habitattype. Schelp-, schaal- en weekdieren kunnen zich na verloop van tijd in hoge dichtheden op de rifelementen hechten (gelijkenis met biogene structuren). Op hun beurt trekt dit weer geassocieerde soorten, vis en ander leven aan omdat ze er rust, voedsel of een schuilplek vinden. Ook leveren de rifelementen een mogelijke kraamkamerfunctie. Dit heeft een positief op de kwaliteit van het habitattype, conform de doelstelling. Rondom de nieuw te ontwikkelen kwelder ontstaan nieuwe natuurlijk ontwikkelde	<b>++</b>

		mosselbanken en zoetzoutgradiënten.		<p>ebgeul. Tijdelijk en relatief aan oppervlak in hele Waddenzee niet significant.</p>	<p>geulen, dit draagt bij aan zowel het oppervlakte als de kwaliteit. In het binnendijkse intergetijdengebied Marnewaard komt er extra oppervlak aan permanent overstroomd gebied bij, wat een overgangsgebied vormt tussen land en water en zoet en zout, dit is echter niet in formele zin, de Marnewaard is geen onderdeel van Natura 2000-gebied Waddenzee. Er treedt een negatief effect op nabij de uitstroom van de dijkdoorkruising: door wordt een bodembescherming (100x80m) in de Waddenzee geplaatst, deels op de bodem van de natuurlijke ebgeul, deels wordt daarvoor wadplaat afgegraven. Hierdoor ontstaat een groter areaal H1110A, echter met een onnatuurlijke bodem van breuksteen.</p> <p><b>Eindconclusie: De voordelen wegen ruim op tegen de nadelen, dit wordt hoofdzakelijk veroorzaakt door koppelproject verzachten randen/natuurlijke overgangen en binnendijks intergetijdengebied Marnewaard.</b></p>	
<p><b>H1140A</b> Slik- en zandplaten (getijdengebied)*</p>	<p>[= / &gt;]</p>	<p>Toenemend. Maar verbeteringen nodig om kwaliteitsdoelstelling te behalen: ontwikkeling zeegras en mosselbanken en verbetering zoetzoutgradiënten.</p>	<p>Er zijn vooral aan de oostzijde van de dijk droogvallende slik- en zandplaten aanwezig (in de diepere geulen).</p>	<p>Minimale aantasting mogelijk bij werkzaamheden langs teen dijk, bij installatie intergetijdelementen en bij werkzaamheden rond ebgeul en kwelder. Tijdelijk en relatief aan oppervlak in hele Waddenzee niet significant.</p>	<p>De intergetijde-elementen met aantrekkingskracht op flora en fauna kunnen lokaal de kwaliteit van habitattype H1140A verhogen op eenzelfde wijze als beschreven bij H1110A. Rond de locatie waar de rijshoutendammen zijn voorzien zal het oppervlak van de slikplaten in het intergetijdengebied langzaam afnemen (in de loop van enkele tientallen jaren). Het betreft naar verwachting niet het gehele areaal van 22 ha, hierbinnen zullen nog natuurlijke geulen en prielen aanwezig blijven. Door de hoge diversiteit binnen deze intergetijde geulen/pielen (relatief aan de huidige monotone slikplaat) kan dit mogelijk wel gekenmerkt worden als H1140A van hogere kwaliteit. Daarnaast is er op nog 2 locaties klein oppervlakte verlies: ter hoogte van de 2<sup>e</sup> ontsluitingsweg komt de dijk iets verder het wad op en ter hoogte van de uitstroom van de dijkdoorkruising wordt een bodembescherming (100x80m) aangelegd. Hierdoor verdwijnt er in totaal maximaal 6000m<sup>2</sup> (0,6 ha) H1140A. Een deel van de bodembescherming overlaagt weer met sediment, maar hij ligt wel permanent onder water.</p> <p>Dat betekent dat er op kleine schaal enige verschuiving plaatsvindt in het areaal H1110A/H1140A. Bij het beoordelen van vogels is reeds gebleken dat er geen negatieve effecten zijn door de afname van een relatief klein oppervlak aan H1140A. In de Marnewaard zal extra oppervlak aan intergetijdengebied ontstaan langs de randen van het water. Omdat de Marnewaard niet onderdeel is van het Natura 2000-gebied telt dit in formele zin niet mee voor de oppervlakte van het habitattype, maar de natuur profiteert hier wel van mee.</p> <p><b>Eindconclusie: De voordelen wegen mogelijk niet op tegen de nadelen voor dit habitattype. Een negatief effect kan worden verwacht wat betreft oppervlakte. In het licht van de autonome ontwikkeling van de Waddenzee zal dit negatief effect in het niet vallen omdat het areaal wadplaten in de toekomst naar verwachting toeneemt door klimaatverandering totdat de zeespiegelstijging een versnelling zal ingaan.</b></p>	-

<b>H1310A</b> Zilte pionier- begroeiingen (zeekraal)*	[= / =]	Stabiel. Geen oplossingsrich- tingen nodig.	De aanwezige kwelder bestaat uit een mozaïek van vooral H1310A en H1330A, in mindere mate ook kleine arealen H1320 aanwezig. De pionierbegroeiing staat vooral langs de randen.	Tijdelijke aantasting door werkzaamheid en mogelijk op H1310A en H1330A, H1320 ligt verder van de dijk. Tijdens de werkzaamheid en wordt vegetatie zo goed mogelijk gespaard/ ontweken. Niet significant.	Rond de locatie waar de rijshoutendammen zijn voorzien zal het oppervlak aan kweldervegetatie langzaam toenemen (in de loop van enkele tientallen jaren). Dit begint bij H1310A, waarna uiteindelijk H1330A en H1320 volgt. Doordat er niet/beperkt wordt ingegrepen zal het gebied geleidelijk en natuurlijk gevormd worden door de natuurlijke processen afkalving, erosie en opslibbing. Dergelijke vrije loop van natuurlijke processen is een kenmerk van hoge kwaliteit voor deze habitattypen. Vooral de pionierszone zal zich ontwikkelen, daar is vanuit Natura2000 een opgave voor.  <b>Eindconclusie: Er zijn alleen voordelen voor deze habitattypen. Deze voordelen betreffen zowel de oppervlakte als de kwaliteit (conform de doelstelling van H1330A). Samen levert dit een (zeer) positief effect op.</b>	+++
<b>H1320</b> Slijkgrasvelden*	[= / =]	Stabiel. Geen oplossingsrich- tingen nodig.				
<b>H1330A</b> Schorren en zilte graslanden (binnendijks)*	[= / >]	Stabiel. Maar verbeteringen nodig om kwaliteits- doelstelling te behalen: Tegengaan verruiging (o.a. door begrazing). beperken geforceerde ontwatering, afgraven verruigde kwelderdelen				

\*Habitattypen in de tabel zijn niet altijd conform de formele zin m.b.t. Natura 2000-gebieden. Het gaat hier om een indicatief beeld van leefgebieden met functies en karakteristieken die soortgelijk zijn aan de omschrijving van het desbetreffende habitatype (vooral van toepassing op de Marnewaard).

## 5 Opzet monitoringsplan

De uitgevoerde (kwantitatieve) analyses in tabel 1 en 2 blijven voorspellingen, er kan op voorhand geen volledige zekerheid qua doelbereik worden gegarandeerd. Daarom wordt de voorspelling getoetst door middel van monitoring, het kader daarvoor is beschreven in dit hoofdstuk. De basis van de monitoring is het 'vinger-aan-de-pols' principe en kennisopbouw voor volgende projecten in de Waddenzee. Wanneer er onverwachte aantals- of areaalveranderingen zijn die niet in lijn liggen met de instandhoudingsdoelen zal er geacteerd moeten worden. In onderstaande paragrafen volgen eerst algemene aangehouden uitgangspunten, op te stellen rapportages en eventuele te nemen maatregelen. Vervolgens wordt ingegaan op de benodigde monitoringsinspanningen per soortgroep/onderdeel.

### 5.1 Algemene uitgangspunten, rapportages en mogelijke maatregelen

Het monitoringsplan ligt nog niet vast, maar voldoet aan de volgende uitgangspunten:

- De monitoring sluit aan op de bestaande monitoring in de Waddenzee, in ieder geval de SIBES metingen en de 6-jaarlijkse habitatmonitoring van RWS.
- De monitoring tijdens de realisatie van de maatregelen sluit aan bij de voorschriften van de ontwerp Wnb vergunning en Passende Beoordeling van het project.
- Er zal worden aangehaakt op de monitoringslijn van de Programmatische Aanpak Grote Wateren (deze is nog niet beschikbaar).
- De monitoring sluit aan op de monitoring van de pilot Natuurlijke overgang en lessen daaruit.
- De monitoring wordt uitgevoerd gedurende de uitvoering en voor 10 jaar na de afronding van de uitvoering.
- De monitoring wordt gezamenlijk met alle initiatiefnemers van de ecologische koppelprojecten opgezet en betaald.
- De T=0 meting start vóór de uitvoering.
- Er worden tijdens monitoringsmomenten foto's gemaakt van relevante zaken ter archivering.
- In het monitoringsplan wordt aangegeven wanneer en hoe moet worden ingegrepen om te voorkomen dat de instandhoudingsdoelstellingen in gevaar komen.

De komende periode (tot eind 2022) wordt gebruikt om een kwalitatief goed, betaalbaar en uitvoerbaar monitoringsplan op te zetten. Het monitoringsplan gedurende de realisatie van de werkzaamheden worden in het kader van de NB-wet vergunning ten minste 1 maand voor start van de werkzaamheden ter goedkeuring aan de Gedeputeerde Staten van Groningen voorgelegd. Hieronder staat de eerste opzet van het monitoringsplan per soort(groep) en habitatype.

Om de kennis vast te leggen worden de volgende rapportages opgesteld:

- Rapport met beschrijving T0 situaties, uiterlijk tijdens werkzaamheden vrijgeven.
- Rapport met te effecten tijdens werkzaamheden (met name vogels en zeehonden, maar evt ook schelpdieren langs dijk e.d.) uiterlijk twee jaar na beëindiging werkzaamheden vrijgeven.
- Vervolgens elke 5 jaar een rapport opstellen met tussentijdse uitkomsten o.b.v. monitoring. Hierin worden ook verbanden gezocht tussen resultaten van verschillende monitoringsonderzoek. Bijvoorbeeld de interactie van vogelsoorten met hun (herstellende/veranderende) voedselaanbod. Of het voorkomen van vissen in de Marnewaard en de openingstijden van de dijkdoorkruising.
- Hoofdrapport van de belangrijkste bevindingen en eventueel getroffen maatregelen, 10 jaar na afronding werkzaamheden (kwelder is dan mogelijk nog niet volledig ontwikkeld).

Als uit de monitoring en de rapportages blijkt dat er geen of minder positieve effecten optreden dan verwacht of negatieve effecten waardoor instandhoudingsdoelstellingen in gevaar komen, wordt daarvan de oorzaak achterhaald. Als blijkt dat de oorzaak ligt bij de aanleg van (één van) de ecologische koppelprojecten, dan worden passende maatregelen genomen om de ongewenste effecten weg te nemen. Dit gebeurt in overleg met de partners van de dijkversterking (waterschap Noorderzijlvest, Provincie Groningen, Rijkswaterstaat en Groninger Landschap) en waar nodig met de grondeigenaren (zoals het Rijksvastgoedbedrijf in de Marnewaard). De precieze passende maatregelen worden in overleg bepaald, dit zijn enkele mogelijkheden die nu worden gezien als optie:

- Natuurlijke overgang: verwijderen rifelementen of een deel ervan
- Vismigratie & zoet-zout overgang Marnewaard: watergangen in Marnewaard of werking dijkdoorkruising aanpassen of permanent dicht zetten

- Kwelderontwikkeling: geen onderhoud meer plegen aan geplaatste rijshoutendammen of rijshouten dammen verwijderen

## 5.2 Vogels

Op dit moment wordt de vogelmonitoring voor de Westpolder uitgevoerd door SOVON. Dit is ieder jaar op een aantal vaste momenten en aanvullend daarop in wisselende maanden zodat er iedere 5 jaar een heel kalenderjaar aan data beschikbaar is. Uit de effectbepaling blijkt dat maandelijkse data van een kleiner gebied rond de dijk nodig zijn om de te verwachten tijdelijke en permanente effecten goed te kunnen kwantificeren en te controleren. Er is voor vogels een redelijke referentiesituatie, echter niet met maandelijkse data. Daarom is het voorstel om:

- Vanaf augustus 2022 de T=0 data en SOVON tellingen aan te vullen met maandelijkse tellingen in de maanden dat er niet door de standaard monitoring van SOVON geteld wordt conform de methode Jager et al. 2022 (Eemshaven-Delfzijl).
- In het broedseizoen 2023 een T=0 meting uitvoeren voor broedvogels op de kwelder en in de Marnewaard.
- Tijdens werkzaamheden aan dijk, naar verwachting 3 tot 4 jaar maandelijkse hoogwater vogeltellingen uitvoeren van de westelijke Westpolder, droogvallende wadplaten, en permanent overstroemd gebied, tot ca. eerste 2 km uit dijk.
- Na de werkzaamheden jaarlijks de broedvogels monitoren in de Marnewaard en op de kwelder in de Westpolder.
- Na de werkzaamheden om het jaar de SOVON tellingen aanvullen met maandelijkse vogeltellingen op de HVP en in de Marnewaard.

## 5.3 Benthos & flora- en fauna op intergetijde en rifelementen

Over deze soorten rondom de dijk is weinig data beschikbaar en weinig bekend over de bijdrage aan de kwaliteit van de Waddenzee rondom de dijk. De SIBES data blijkt te grofmazig voor projectniveau. Daarom is het doel van de monitoring om de ontwikkeling in aanwezigheid, diversiteit, dichtheid en biomassa te onderzoeken. Hiermee kan kennis opgebouwd worden van de huidige staat en ontwikkeling om voor volgende projecten een betere ecologische analyse te kunnen maken. Daarom is het voorstel om:

- De bodemfauna te monitoren middels steekbuizen onderzoek, opgezet door een gespecialiseerde aanbieder. Dit gebeurt jaarlijks in de zomer. Hierbij worden soorten genoteerd, aantallen bijgehouden (dichtheid per m<sup>2</sup> berekenen) en de 'vangst' gewogen (biomassa per m<sup>2</sup>).
- Voor de realisatie een T=0 meting te doen
- Voor de intergetijde- en rifelementen wordt de huidige pilot monitoring gedeeltelijk voortgezet: enkele elementen verspreid over het gebied worden geselecteerd als monitoringselement. Om het jaar worden de vastgehechte of aanwezige sessiele soorten in en rond het rif geïnventariseerd door de elementen op te takelen en te inventariseren. Het gaat dan om schelp- en schaaldieren, wieren, anemonen, zeesterren, zakpijpen etc.

## 5.4 Vis

In en rond de Waddenzee wordt vis gemonitord en onderzocht in de programma's Ruim baan voor vissen en Swimway en nu in de pilot voor de natuurlijke overgang. Dit is voldoende voor een T=0 meting en voldoende om de monitoring de komende jaren door te zetten. Hierover zijn werkafspraken (bijv. over beschikbaarheid en gebruik data en evt. toevoegen meetpunten) nodig met de ecoloog van het waterschap. Het doel van de monitoring is om de ontwikkeling in aanwezigheid, diversiteit, dichtheid en biomassa vis in het projectgebied (rondom rifelementen, in het nieuwe binnendijkse intergetijdengebied Marnewaard en in de ontwikkelende geulen/prielen in de kwelder) te onderzoeken. Hiermee wordt kennis opgebouwd van welk type vis in welke hoeveelheid aanwezig is. Daarom is het voorstel om:

- Als uitgangspunt te nemen om ieder kwartaal te meten in de realisatiefase en de periode na uitvoering. De precieze frequentie en tijdstippen worden afgestemd met het Swimway programma en lokale vissers.
- In de Marnewaard intrekende vis te monitoren middels een fuik in een op maat gemaakt raamwerk in de dijkdoorlaat of middels een fuik in de te realiseren geul die het aanwezige waterlichaam verbindt met de dijkdoorlaat. Hiernaast is aparte monitoring nodig met glasaal kruisnet (zeer fijne maaswijdte).

- Het passeersucces van de vismigratievoorzieningen achter de Marnewaard (o.a. nieuw visvriendelijk gemaal en Delimitantenstuw) wordt gemonitord. Dit kan door merk/terugvang methodieken of door fuikvangsten (per unit of effort) bij elke migratievoorziening, inclusief de dijkdoorlaat zelf, met elkaar te vergelijken. Het besturingsregime van de regelbare dijkdoorlaat tussen het wad en de Marnewaard is beschikbaar.
- Zodra er zich noemenswaardige geulen/prielen hebben gevormd in de regio van de nieuwe rijshoutendammen wordt gestart met monitoring middels fuiken in enkele geulen/prielen.
- Monitoring rond rifelementen wordt op eenzelfde manier gedaan tijdens de realisatiefase en de periode na uitvoering als tijdens de pilot.
- Bovenstreams van de dijkdoorgang en het gemaal zijn sponningen om een fuik of cameramonitoring aan te brengen.
- Bovenstreams van de vispassages bij de stuwen zullen naast de afsluiter sponningen aanwezig zijn t.b.v. monitoring. Hier kunnen fuiken ingezet worden, maar mogelijk kunnen camera's ook worden toegepast.

## 5.5 Kwelderontwikkeling

De kwelderontwikkeling is na het plaatsen van de rijshoutendammen een natuurlijk proces waarbij maximaal 22 hectare nieuwe kwelder ontstaat. De verwachting is dat het tot 25 jaar kan duren voordat de complete 22 hectare is gevormd. Uitgangspunt is dat nabij gelegen mosselbanken en zeegrasvelden geen negatieve effecten ondervinden van deze kwelderontwikkeling. Daarom is het van belang dat de monitoring op zowel de kwelderontwikkeling als op de nabij gelegen mosselbanken en zeegrasvelden gericht is. Het doel is om bij te houden hoe snel en wat er verandert (rondom de rijshoutendammen, maar ook iets daarbuiten), welke plantsoorten wanneer tot stand komen en wat er gebeurt met de morfologie (bodemhoogte, geulvorming, stroomsnelheden e.d.). Daarom is het voorstel om:

- Eens in de 6 jaar de habitattypen in deze twee gebieden in kaart te brengen, in de reguliere RWS monitoring.
- Elk jaar in juli/augustus kwalitatieve dronebeelden te maken van de Marnewaard en het nieuwe kweldergebied tijdens de realisatiefase en de 10 jaar na uitvoering. Na 10 jaar wordt op basis van de ontstane kwelderontwikkeling bepaald of dit voorgezet moet worden.
- T=0 meting is een dronebeeld en hoogtebepaling in juli/augustus 2022 of 2023, als de werkzaamheden voor de kwelder nog niet gestart zijn. Dit is voldoende omdat het gebied dat kwelder moet worden, nu nog wadplaat H1140A is.
- In het gebied binnen de rijshouten dammen wordt ieder jaar op hetzelfde moment de hoogte van het maaiveld bepaald. Zo kan de snelheid en de locatie van erosie/sedimentatie bepaald.
- Zodra er prielen en geulen ontstaan, worden stroomsnelheden in tot stand gekomen prielen/geulen worden gemeten op het moment van de hoogtemeting.

Na aanleg van de rijshouten dammen wordt ieder jaar de vegetatie gemonitord in permanente kwadranten. De exacte locatie(s) en frequentie worden bepaald met een kwelderexpert.



## Bijlage

In de Dollard ligt een vergelijkbare situatie met het nieuw te ontwikkelen projectgebied: polder Breebaart en de Dollardkwelder. Polder Breebaart is een binnendijs intergetijdegebied dat in verbinding staat met de Eems-Dollard. Aan de buitenzijde van de dijk ligt een kwelder. Dit is vergelijkbaar met de nieuwe situatie bij de Lauwersmeerdijk: aan de binnenzijde wordt de Marnewaard heringericht als intergetijdegebied dat in verbinding staat met de Waddenzee, aan de buitenzijde wordt de kwelder vergroot. Daarom is de analyse van wadvogels rondom polder Breebaart uit Brenninkmeijer et al. 2017 gebruikt als indicatie voor de kwantificering van het ecologisch effect op wadvogels in de nieuwe situatie van de Lauwersmeerdijk.

In Tabel 3 volgen de jaarlijkse maximum aantallen in Polder Breebaart, in Tabel 4 de jaarlijkse maximum aantallen in de Dollard, in Tabel 5 de uiteindelijke vergelijking van het relatieve gerbuik van Polder Breebaart door vogels aanwezig in de Dollard.

*Tabel 3 Jaarlijkse maximum aantallen in Polder Breebaart van de meest voorkomende soorten kwalificerende wadvogels (maximum > 20) waarvoor de Waddenzee is aangewezen. In de kolom 'periode' is voor elke soort de periode aangegeven waarin ze in de hoogste aantallen aanwezig zijn. Maxima en periode zijn gebaseerd op 15 tellingen tussen oktober 2015 en december 2016. Krakeend en Pijlstaart zijn maximaal slechts in lage aantallen (< 20) waargenomen en zijn derhalve niet vermeld. Deze informatie is als indicatie gebruikt voor de kwantificatie van de ontwikkelingen rond de Lauwersmeerdijk.*

Polder Breebaart	Maximum aantal	Periode
Lepelaar	100 - 200	juli - september
Grauwe gans	100 - 600	juli - augustus
Brandgans	800 - 1.000	april - mei
Bergeend	30 - 60	oktober - december
Smient	20 - 90	oktober - maart
Wintertaling	100 - 400	mei - oktober
Wilde eend	1.000	augustus
Slobeend	40 - 100	augustus - september
Kluut	600 - 1.600	juli - november
Bontbekplevier	220	mei
Wulp	20 - 30	februari - maart
Bonte strandloper	1.000 - 4.500	juli - september
Zwarte ruiter	400 - 1.300	mei - oktober
Tureluur	200 - 400	juli - augustus

Tabel 4 Jaarlijkse maximum aantallen in de Dollard van de 20 meest voorkomende soorten kwalificerende wadvogels waarvoor de Waddenzee is aangewezen. Eider, Drieteenstrandloper en Steenloper worden slechts incidenteel waargenomen en zijn derhalve niet vermeld. In de kolom 'periode' is voor elke soort de periode aangegeven waarin ze in de hoogste aantallen aanwezig zijn. In de laatste kolom zijn de gemiddelde dagelijkse aantallen vermeld van 2010/11 t/m 2014/15. Deze informatie is als indicatie gebruikt voor de kwantificatie van de ontwikkelingen rond de Lauwersmeerdijk.

Soort	2010/11	2011/12	2012/13	2013/14	2014/15	Periode	Gemiddeld
<b>Aalscholver</b>	70	100	130	170	70	sept-okt	32
<b>Lepelaar</b>	160	200	230	120	160	aug-sept	33
<b>Bergeend</b>	1.900	4.500	6.000	4.900	4.800	jul-aug	1.241
<b>Wintertaling</b>	11.000	12.000	7.600	6.000	3.800	nov-apr	1.475
<b>Wilde Eend</b>	3.100	3.000	4.800	1.900	4.500	okt-jan	1.189
<b>Pijlstaart</b>	290	1.500	820	350	560	okt-apr	145
<b>Scholekster</b>	570	630	520	510	450	feb-mrt	284
<b>Kluut</b>	1.400	1.000	1.400	4.600	800	okt en mrt	594
<b>Bontbekplevier</b>	870	470	670	680	2.900	aug en mei	142
<b>Goudplevier</b>	990	6.100	9.900	14.000	3.200	sep-dec	1.262
<b>Zilverplevier</b>	4.100	3.000	4.800	6.900	4.400	mei	575
<b>Kanoet</b>	34.000	32.000	6.900	12.000	5.560	mei	1.621
<b>Krombekstrandloper</b>	110	180	140	46	54	jul-aug	12
<b>Bonte Strandloper</b>	28.000	30.000	46.000	30.000	22.000	okt-apr	15.675
<b>Grutto</b>	23	78	69	64	64	juni	12
<b>Rosse Grutto</b>	6.500	8.500	5.100	1.900	6.700	mei	625
<b>Wulp</b>	1.900	2.600	2.400	1.700	2.000	aug-jan	946
<b>Zwarte Ruiter</b>	2.600	1.600	1.600	1.400	1.900	mei-jul	440
<b>Tureluur</b>	400	160	370	610	290	jul en apr	96
<b>Groenpootruiter</b>	140	180	60	110	330	mei-aug	32

Tabel 5 Het percentage vogels op de Dollard kwelder dat gebruikmaakt van de binnendijkse polder Breebaart. Deze informatie is als indicatie gebruikt voor de kwantificatie van de ontwikkelingen rond de Lauwersmeerdijk. Rood gemarkeerde soorten zijn niet of nauwelijks aanwezig in polder Breebaart.

Soort	Breebaart		Dollard Totaal	% Breebaart	
	Min	Max		Min	Max
Aalscholver			108	0%	0%
Lepelaar	100	200	174	57%	115%
Bergeend	30	60	4420	1%	1%
Wintertaling	100	400	8080	1%	5%
Wilde Eend	1000	1000	3460	29%	29%
Pijlstaart			704	0%	0%
Scholekster			536	0%	0%
Kluut	600	1600	1840	33%	87%
Bontbekplevier	220	220	1118	20%	20%
Goudplevier			6838	0%	0%
Zilverplevier			4640	0%	0%
Kanoet			18092	0%	0%
Krombekstrandloper			106	0%	0%
Bonte Strandloper	1000	4500	31200	3%	14%
Grutto			59,6	0%	0%
Rosse Grutto			5740	0%	0%
Wulp	20	30	2120	1%	1%
Zwarte Ruiter	400	1300	1820	22%	71%
Tureluur	200	400	366	55%	109%
Groenpootruiter			164	0%	0%

## Geraadpleegde bronnen

- Brenninkmeijer, A, Bijkerk, W, van der Zee, E, Kersten, M, Bruinzeel, L, van der Heijden, E, Bos D. (2017). *Ecologische Beoordeling Vitale Kust - Dollard*. A&W-rapport 2258. Altenburg & Wymenga ecologisch onderzoek, Feanwâlden
- Brijker, M. *Expertvisie vogeltellingen Westpolder 2015-2021*. Wadvogelwerkgroep van Avifauna Groningen
- van der Heijden, E, Rippen, A, Schut, E. (2019). *Ecologische analyse van natuurmaatregelen langs de Lauwersmeerdijk*. A&W-rapport 2567 Altenburg & Wymenga
- Kersten, M. Brenninkmeijer, A. m.m.v. Krol J. & Kijk in de Vegte, A. (2017). *De HVP op de Feugelpôle in 2017. Effect van beëindiging werkzaamheden aan de waddendijk op het aantal vogels tijdens hoogwater*. EcoSense rapport 4. EcoSense, Groningen.
- Kersten, M., Jager, T. D. (2021). *Vogels Eemshaven – Delfzijl: Evaluatie dijkversterking en nieuwe hoogwatervluchtplaatsen*. Rapportnr. NSc202015R01. Natuurscope, Zuidhorn.
- Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2016). *Beheerplan Natura 2000-gebied Waddenzee Netwerk Ecologische Monitoring, Sovon, provincies & CBS, www.sovon.nl (vogeltellingen Waddenzee 2015-2020 en trends)*
- Tydeman, P. (2005). *De Polder Breebaart: De ontwikkelingen in de polder Breebaart resultaten van de monitoring in 2003 en 2004 en een vergelijking met 2001 en 2002*. Rapportnr.: 2005.030.
- Winter, H. V, Griffioen, A. B., van Keeken, O. A., & Schollema, P. P. (2013). *Telemetry study on migration of river lamprey and silver eel in the Hunze and Aa catchment basin*. IMARES.
- Wintermans G.J.M. (2014). *Trekvisaanbod langs de Waddenzeekust. Gegevensverslag monitoring voorjaar 2013*. WEB-rapport 14-05 Wintermans Ecologenbureau, Finsterwolde

## Colofon

DIJKVERSTERKING EN KOPPELPROJECTEN LAUWERSMEERDIJK-VIERHUIZERGAT  
AANVULLENDE ANALYSE VOOR-/NADELEN KOPPELPROJECTEN EN VERSTORING AANLEGFASE

### KLANT

Provincie Groningen

### AUTEUR

Olaf Bensink

### PROJECTNUMMER

30067387

### DATUM

16 augustus 2022

### STATUS

Definitief

### GECONTROLEERD DOOR

Belinda Kater  
Teamleider Natuur & Biodiversiteit Noord-Oost

### VRIJGEGEVEN DOOR

Esther van Ophuizen - Dieker  
Omgevingsmanager

## **Bijlage 2 Duurzaamheidsmatrix Dijkversterking Lauwersmeerdijk-Vierhuizergat**

## Bijlage C: Duurzaamheidsmatrix

Opgesteld door: Waterschap Noorderzijvest, Bert de Wolff

Versie: juli 2021

nr	Onderwerp	Doel	Prioriteit	Besluit toepassen	Haalbaarheid	Fasering	Actiehouder	Toelichting
1	inzet Tom (trade-off) matrix	duurzaamheid expliciet mee wegen in ontwerpbesluiten toe te passen materialen	1	ja	hoog	VO	MO	
2	Uitvoeren LCC-analyses	Levensduurkosten (onderhoudskosten en vervangingskosten) expliciet mee wegen in ontwerpbesluiten toe te passen	1	ja	hoog	VO	MO	
3	Inzet dubo-calc	duurzaamheid (MK-waarde) expliciet mee wegen in ontwerpbesluiten toe te passen materialen	1	ja	hoog	VO	MO	
4	Optimaliseren ontwerputgangspunten	Lager gebruik grondstof- en materiaalgebruik door optimalisatie hoogwaterontwerp;	1	ja	hoog	VO	MO	
5	Inzet ontwerptool Lana (parametrisch ontwerpen)	Lager gebruik grondstof- en materiaalgebruik door optimalisatie hoogwaterontwerp;	1	ja	hoog	VO	HJP	
6	Inzet materialenpaspoort	navolgbaarheid gebruikte materialen beheerfase	1	ja	hoog	UO	BdW	Eis interne organisatie Noorderzijvest
7	CO2-neutrale uitvoering (compenserende maatregelen)	Energie en klimaat: beperken emissies	3	ntb	laag	VO	SMO	Nagaan wat interne beleid is, afstemming met HWBP
8	Gebruik bio-brandstoffen in te zetten bouwmaterieel	Energie en klimaat: beperken emissies	1	ntb	hoog	DO	HJP	
9	Inzet stofstof-filters (NOX-filters in te zetten bouwmaterieel)	Energie en klimaat: beperken emissies	3	ntb	laag	DO	HJP	
10	Inzet emissieloos aangedreven bouwmaterieel (waterstof/elektrisch)	Energie en klimaat: beperken emissies	1	ntb	hoog	DO	JvD	
11	Bouw waterstofstation/vulpunt in de haven Lauwersoog	Energie en klimaat: beperken emissies	2	ntb	hoog	VO	SMO	
12	Minimaliseren vervoersbewegingen bouwmaterieel, optimaal grondstromenplan	Energie en klimaat: beperken emissies	1	ja	hoog	DO	HJP	
13	Minimaliseren vervoersbewegingen aan te voeren bouwmaterialen (vervoersafstanden, per as/schip)	Energie en klimaat: beperken emissies	1	ja	hoog	DO	HJP	
14	Toepassen kalk tbv verbeteren vrijkomende klei	Circulariteit: lager materiaalgebruik;	2	ntb	middel	VO	HJP	In Zeeland draait hiervoor een pilot
15	Inrichting duurzame bouwplaats	Energie en klimaat: beperken emissies	1	ntb	hoog	UO	HJP	
16	Hergebruik koperslabblokken	Circulariteit: lager materiaalgebruik	1	ntb	middel	VO	MO	
17	Hergebruik niet erosiebestendige klei (gebiedseigen grond) , klei uit de regio	Circulariteit: lager materiaalgebruik	1	ntb	hoog	DO	JvD	
18	Overgang hard-zacht buitentalud verlagen	Lager gebruik grondstof- en materiaalgebruik; behoud ruimtelijke kwaliteit	1	ja	hoog	VO	BdW	Deltagootonderzoek sterkte gras op klei
19	Hergebruik oude WAB, nieuwe WAB-mengsels	Circulariteit: lager materiaalgebruik	1	ntb	middel	DO	HJP	Combineren met 21
20	Hergebruik oude asfalt onderhoudsweg (Kustweg)	Circulariteit: lager materiaalgebruik	2	ntb	hoog	DO	HJP	
21	Hergebruik vrijkomende inrichtingselementen (bijv. afrasteringen)	Circulariteit: lager materiaalgebruik	2	ja	hoog	DO	BdW	
22	Toepassen bio-based lijnmarkeringen	Circulariteit: lager grondstoffengebruik	3	ntb	middel	DO	HJP	
23	Hergebruik slib uit de Eems (slibblokken als voormetseling kademuur, als vulstof in zetsteen)	Circulariteit: lager materiaalgebruik	2	ntb	laag	DO	BdW	
24	Toepassen rifblokken (van slib) in Vierhuizergat	Circulariteit: lager materiaalgebruik en vergroten biodiversiteit	2	ntb	middel	DO	BdW	
25	Gewapende grondoplossing als alternatief voor stalen damwand of betonnen L-wand	Circulariteit: lager materiaalgebruik	2	ntb	laag	VO	MO	
26	Toepassen zetsteen met eco-top	Vergroten biodiversiteit	2	ntb	middel	DO	HJP	
27	Toepassen "groen" beton (tbv betonconstructies)	Circulariteit: lager grondstoffengebruik	3	ntb	middel	DO	HJP	Kost veel inspanningen in de PU-fase en levert relatief gezien weinig op

28	Toepassen bloem- en kruidenrijk grasmengsel /CO2 en stikstof minnende soorten	Vergroten biodiversiteit	2	ntb	middel	DO	BdW	Aansluiten op lopende POV-onderzoeken
29	Ecologische herinrichting k&L-strook landelijke dijk	Vergroten biodiversiteit	3	ntb	laag	DO	BdW	Mogelijk ism met Enexis
30	Toepassen slib uit baggerprojecten Noorderzijlvest	Circulariteit: lager grondstoffengebruik	2	ntb	laag	DO	BdW	Kost veel inspanningen in de PU-fase om haalbaarheid te bepalen
31	Hergebruik slib uit zout-zoet overgang 30.000 - 40.000 m3	Circulariteit: lager grondstoffengebruik	1	ntb	hoog	DO	HJP	
32	Toepassen gereinigd zand RWZI's Noorderzijlvest (als secundair zand bijv. zetsteen of ophoogzand 2e ontsluiting)	Circulariteit: lager grondstoffengebruik	2	ntb	middel	DO	BdW	
33	Toepassen olievijn (bind CO2, als instrooi materiaal of als toplaag in zetsteen)	Circulariteit: lager grondstoffengebruik	3	ntb	laag	DO	HJP	
34	Toepassing Silex (nederlandse vuursteen als stortsteen)	Circulariteit: lager grondstoffengebruik	3	ntb	laag	DO	MO	
35	Hergebruik mijnsteen in nieuwe zetsteen als toeslagmateriaal in zetsteen	Circulariteit: lager grondstoffengebruik	3	ntb	laag	VO	HJP	Kost veel inspanningen in de PU-fase om haalbaarheid te bepalen
35	Realiseren koppelkans vismigratie	Vergroten biodiversiteit	1	ja	hoog	VO	BdW	
36	Realiseren natuurlijke overgang en onderwaternatuur	Vergroten biodiversiteit	1	ja	hoog	VO	BdW	
36	Realiseren koppelkans kwelderuitbreiding	Vergroten biodiversiteit	1	ja	hoog	VO	BdW	



## **Bijlage 3 Veiligheidsbeoordeling Lauwersmeerdijk**

# Veiligheidsbeoordeling Lauwersmeerdijk

Definitief

Opdrachtgever





# Veiligheidsbeoordeling Lauwersmeerdijk

---

Definitief



Eindrapport



**Auteurs**

G. Pleijter  
M. Huis in 't Veld  
M. van Montfoort  
R. Mom  
J. Tigchelaar  
G. Dupuits  
R. Daggenvoorde  
J. Stenfert  
J.W. Stijnen



PR3524.40  
September 2018

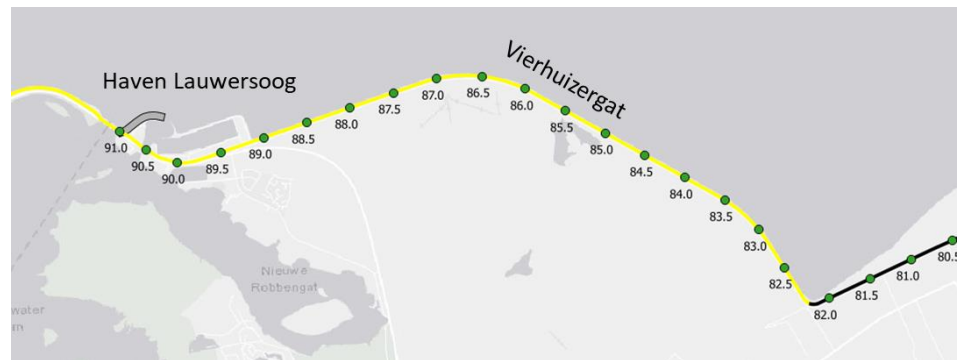


## Samenvatting

Normtraject 6-5 is gelegen langs de Waddenzee en ten noorden van het Lauwersmeer. In de derde toetsronde is het asfalt op het buitentalud van de Lauwersmeerdijk afgekeurd, daarom is de Lauwersmeerdijk geprogrammeerd in het hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP).

Per 1 januari 2017 zijn de nieuwe waterveiligheidsnormen van kracht. In voorliggende studie wordt de waterveiligheidsstatus van de Lauwersmeerdijk (9 km) beoordeeld op basis van deze nieuwe waterveiligheidseisen. Gezien het asfalt op het buitentalud in de derde toetsronde is afgekeurd is dit niet opnieuw beoordeeld. Ook gezien de huidige staat van het asfalt is het overduidelijk dat dit niet voldoet aan de gestelde eisen. De Cleverlingsluizen en de Robbengatsluis zijn daarnaast ook niet beoordeeld in voorliggende veiligheidsbeoordeling (de veiligheid is beoordeeld in een aanvullende analyse).

*Figuur 1  
Lauwersmeerdijk  
(traject 6-5). Het  
deel in het  
beheergebied van  
Noorderzijlvest loop  
van dijkpaal 91.0  
t/m 82.0. Het deel  
ten westen van  
dijkpaal 91.0 wordt  
beheerd door  
Wetterskip Fryslân*



De veiligheidsbeoordeling laat zien dat:

- Voor de huidige situatie (peildatum 1 jan. 2023) is vooral sprake van een veiligheidsopgave op het buitentalud. Naast het asfalt voldoen de koperslakblokken onder op het buitentalud (ZST) langs het hele traject niet aan de maximaal toelaatbare overstromingskans. Dit geldt ook voor het grootste deel van de betonblokken en klinkers en de buitenwaartse stabiliteit. Als laatste voldoet de Lauwersmeerdijk bij het Vierhuizen niet voor piping (STPH). Dit komt omdat door het Vierhuizen het voorland en de dus beschikbare kwelweg minder groot is.
- Langs het oostelijke deel van de Lauwersmeerdijk en in de haven is de huidige veiligheidsopgave niet beperkt tot het buitentalud. Op het meest oostelijk deel van het traject, tussen dijkpaal 82.0 en 83.5 voldoet de grasbekleding op het binnen- en buitentalud (GEKB en GEBU) niet aan de maximaal toelaatbare kans. Bij de haven van Lauwersoog ontbreekt de kleibekleding op het binnentalud, daarom is bij de haven ook sprake van een opgave voor GEKB. Ook als wel sprake zou zijn van een kleilaag is er een opgave aanwezig voor GEKB. Als laatste voldoet de binnenwaartse stabiliteit in de haven (STBI) bij dijkpaal 89.9 niet aan de faalkanseis.
- Als klimaatverandering wordt beschouwd, wordt de veiligheidsopgave groter. De opgave voor de grasbekleding op het binnen- en buitentalud

(GEKB en GEBU) is het meest gevoelig voor klimaatverandering. In de huidige situatie voldoet het grootste deel (tussen dijkpaal 89.9 en 84.0) van de Lauwersmeerdijk nog wel aan de maximaal toelaatbare kans. In 2075 voldoet het grootste deel van de Lauwersmeerdijk echter niet meer aan de maximaal toelaatbare kans (voor GEKB en GEBU). Daarnaast is op delen van de Lauwersmeerdijk rond 2075 de kans op golfoverslag dusdanig groot dat voor macrostabiliteit en golfoverslag (net) niet meer wordt voldaan aan de maximaal toelaatbare kans.

- De voorlanden voor de Lauwersmeerdijk zijn stabiel. De kans op afschuiving (VLAF), golfafslag (VLGA) en zettingsvloeiing (VLZV) is verwaarloosbaar.

*Figuur 2  
Ligging van de  
westelijke  
havendam, het  
werelderfgoed  
centrum en de  
binnenhaven aan het  
Lauwersmeer*



#### Werelderfgoed centrum

Voor het huidige zichtjaar voldoet de Lauwersmeerdijk ter plaatste van het (toekomstige) werelderfgoed centrum alleen niet voor buitenwaartse stabiliteit (STBU), de steenbekleding is niet stabiel bij golfaanval (ZST) en er is sprake van een erosie van het binnentalud door golfoverslag (opgave voor GEKB).

#### Vierhuizergat

Het Vierhuizergat is een getijdengeul net ten oosten van de kop van de Lauwersmeerdijk. De stabiliteit van het Vierhuizergat is beoordeeld omdat deze dienst doet als voorland van de Lauwersmeerdijk. Bij falen van het voorland kan de standzekerheid van de Lauwersmeerdijk zelf mogelijk in gevaar komen. Het Vierhuizergat voldoet in ieder geval tot 2075 aan de maximaal toelaatbare overstromingskansen voor golfafslag (VLGA), afschuiving (VLAF) en zettingsvloeiing (VLZV). De faalkans is verwaarloosbaar klein. Langs de Lauwersmeerdijk ter plaatste van het Vierhuizergat voldoen de kopslablokken (ZST) op het benedentalud en de betonblokken en klinkers boven het asfalt (ZST) in de huidige situatie niet aan de maximaal toelaatbare overstromingskansen. Ditzelfde geldt voor buitenwaartse stabiliteit (STBU). Door de ligging van de geul ontbreekt het voorland en is de beschikbare kwelwel minder groot. Daarom is ter plaatste van het Vierhuizergat ook sprake van een opgave voor piping (STPH).

### Westelijke havendam

De westelijke havendam reduceert de golfhoogte in de haven en levert daarom een bijdrage aan de waterveiligheidsstatus van de Lauwersmeerdijk. De westelijke havendam is opgenomen in de legger van Waterschap Noorderzijlvest, maar is geen primaire waterkering (bij doorbraak volgt immers geen overstroming).

De beoordeling van de havendam laat zien dat de faalkans van de havendam relatief groot is, tussen de 1/30 tot 1/100 per jaar. Deze faalkans is significant groter dan de faalkans van de achterliggende primaire kering. Tijdens maatgevende omstandigheden voor de primaire kering is falen van (of significante schade aan) de havendam daarom waarschijnlijk.

De havendam heeft invloed op de hydraulische belasting op de primaire kering. De faalkans voor GEKB is zonder de havendam een factor 3 groter. Voor GEBU is de resulterende beoordelingscategorie direct achter de havendam in 2075 twee klassen zonder havendam twee klassen lager. In de huidige situatie heeft de havendam geen invloed op het beoordelingsresultaat van de klinkers (ZST). Dit omdat met havendam al sprake is van de slecht mogelijke score (voor ZST).

Het wordt aangeraden de havendam te beschouwen in de verkenningsfase van het HWBP project Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat. Dit vanwege de directe relatie tussen de hydraulische belasting op de Lauwersmeerdijk en de havendam. Dit komt het sterkste tot uiting bij het faalmechanisme GEKB (de hoogteopgave).





# Inhoud

<b>1</b>	<b>Inleiding</b>	<b>1</b>
1.1	Aanleiding	1
1.2	Leeswijzer	2
<b>2</b>	<b>Basiselementen</b>	<b>3</b>
2.1	Overstromingskans in de Waterwet	3
2.2	Hydraulische belastingen	6
2.3	Ondergrondschematisatie	21
<b>3</b>	<b>Veiligheidsbeoordeling</b>	<b>28</b>
3.1	Macrostabieliteit binnenwaarts - STBI	28
3.2	Macrostabieliteit buitenwaarts - STBU	46
3.3	Piping, opbarsten & heave - STPH	54
3.4	Stabiliteit steenzetting - ZST	66
3.5	Grasbekleding erosie kruin binnentalud - GEKB	74
3.6	Grasbekleding erosie buitentalud - GEBU	81
3.7	Grasbekleding afschuiven binnentalud - GABI	91
3.8	Grasbekleding afschuiven buitentalud - GABU	100
3.9	Micro instabiliteit - STMI	106
3.10	Golfafslag voorland - VLGA	106
3.11	Afschuiving voorland - VLAF	111
3.12	Zettingsvloeiing voorland - VLZV	114
3.13	Niet waterkerende objecten - NWO	120
<b>4</b>	<b>Veiligheidsoordeel</b>	<b>145</b>
4.1	Werelderfgoed centrum	146
4.2	Vierhuizergat	146
4.3	Conclusies per beoordelingsspoor	147
<b>5</b>	<b>Reflecties en aanbevelingen</b>	<b>151</b>
<b>6</b>	<b>Referenties</b>	<b>153</b>
A	Afkortingen	156
B	Beoordelingsstrategie	157
C	Schematisering havenprofielen	159
D	Duiding HBN traject 6-5	163
E	Hydraulische belastingen bij de signaalwaarde	167
F	Faalkans en HBN per dijkspaal	171
G	Grondparameters STBI / STBU	173
H	Relevantie van piping (STPH) langs de Lauwersmeerdijk	175
I	Vakindeling geotechnische sporen (STBI, STBU, STPH)	177

J	STBI	179
L	STPH	219
M	Parameterlijst ZST	235
N	Beoordeling Voorlanden (VLGA, VLAF, VLZV)	237
O	Verzadiging van het dijklichaam bij golfoverslag	267
P	Stijghoogte binnenteen bij de waterstand bij de norm	270

# 1 Inleiding

## 1.1 Aanleiding

Normtraject 6-5 is gelegen langs de Waddenzee en ten noorden van het Lauwersmeer. De dijk werd in 1969 aangelegd om de Lauwerszee mee af te sluiten. Het westelijk deel van de Lauwersmeerdijk valt binnen het beheergebied van Wetterskip Fryslân en loopt tot aan de Cleveringsluizen. Het oostelijk deel valt binnen het beheergebied van waterschap Noorderzijlvest (NZV) en omvat zowel de groene dijk als de Cleveringsluizen. Direct ten oosten van de Cleveringsluizen ligt de haven van Lauwersoog. Het buitentalud van de Lauwersmeerdijk is bekleed met koperslakblokken en asphalt. Boven de asphaltbekleding ligt een strook betonblokken en klinkers, waarna de grasbekleding begint. Ook de kruin en het binnentalud zijn bekleed met gras.

In de derde toetsronde is het asphalt op het buitentalud van de Lauwersmeerdijk afgekeurd, daarom is de Lauwersmeerdijk geprogrammeerd in het hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP). Per 1 januari 2017 zijn de nieuwe waterveiligheidsnormen van kracht. In voorliggende studie wordt de veiligheid van de Lauwersmeerdijk (9 km) binnen het beheergebied van waterschap Noorderzijlvest beoordeeld op basis van deze nieuwe waterveiligheidseisen (m.u.v. de Cleveringsluizen – zie Figuur 3). Hierbij wordt niet opnieuw gekeken naar het asphalt op het buitentalud, maar naar alle andere mechanismen die tot falen van de waterkering kunnen leiden. De faalmechanismen die betrekking hebben op het asphalt op de buitenzijde worden daarom niet meegenomen in deze beoordeling. Daarnaast wordt de veiligheidssituatie van de Cleveringsluizen in een aanvullende analyse beoordeeld.

*Figuur 3:  
Normtraject 6-5  
(rode lijn). De scope  
van de veiligheids-  
beoordeling is  
weergegeven met de  
groene lijn.*



De veiligheidsbeoordeling vindt plaats in de scope van de voorverkenning van het HWBP project Lauwersmeerdijk. In de veiligheidsbeoordeling is daarom niet alleen gekeken naar de huidige veiligheidssituatie, maar ook hoe deze zich in de toekomst ontwikkelt. Dit om een solide veiligheidsscope te bepalen voor de verkenningfase van het HWBP project.

## Leeswijzer

Voorliggende rapportage beschrijft de veiligheidsbeoordeling van de Lauwermeersdijk in het beheergebied van waterschap Noorderzijlvest. Hoofdstuk 2 beschrijft de basiselementen in de beoordeling; de norm is toegelicht in paragraaf 2.1, de hydraulische belastingen in paragraaf 2.2 en de ondergrond schematisatie in paragraaf 2.3.

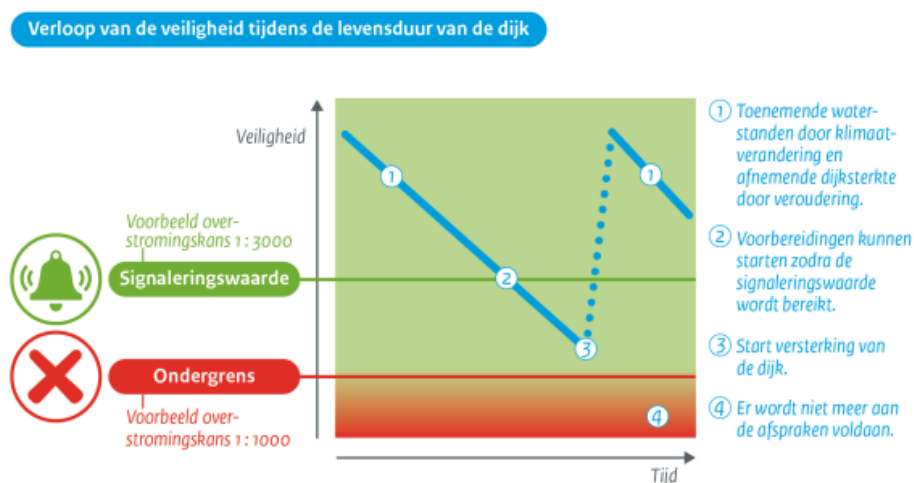
Hoofdstuk 3 beschrijft de totstandkoming en resultaten van de veiligheidsbeoordeling en de restlevensduur analyse. De beoordeling van de verschillende faalmechanismen is uitgewerkt in de verschillende paragrafen van hoofdstuk 3. In hoofdstuk 5 is het veiligheidsoordeel van de Lauwersmeerdijk beschreven. Hoofdstuk 6 bevat reflecties en aanbevelingen.

## 2 Basiselementen

### 2.1 Overstromingskans in de Waterwet

Per 1 januari 2017 beoordelen we de veiligheid van de primaire waterkeringen op basis van de overstromingskansbenadering. Per normtraject zijn twee normgetallen vastgesteld in de Waterwet (Bijlage II en Bijlage III – [RWS – WVL, 2017a]). Dit zijn de signaleringswaarde van de norm en de maximaal toelaatbare kans. De signaalwaarde van de norm stelt waterkering-beheerders in staat de waterkering te ‘signaleren’ wanneer de waterkering in de nabije toekomst niet meer aan de norm dreigt te voldoen. Hierdoor is voldoet tijd de waterkering te verbeteren voordat de maximaal toelaatbare overstromingskans wordt overschreden. Deze maximaal toelaatbare overstromingskans (of ondergrenswaarde) is de norm waar de waterkering altijd aan moet voldoen (Figuur 4).

*Figuur 4  
Verloop levensduur van de dijk met de signalerings- en ondergrenswaarde (overgenomen van presentatie Min IenM; normering waterveiligheid)*



De wettelijke norm voor traject 6-5 is gedefinieerd als een signaleringswaarde van 1/3.000 per jaar en een max. toelaatbare kans van 1/1.000 per jaar (maximaal toelaatbare overstromingskans). Deze norm is met de voorschriften (Bijlage III van de ministeriële regeling) vertaald naar de faalkanseisen per faalmechanisme op trajectniveau door gebruik te maken van de standaard faalkans-begroting (zie paragraaf 2.1.1). Vervolgens zijn de faalkanseisen per traject (en per faalmechanisme) vertaald naar faalkanseisen per vak of doorsnede, door het lengte-effect in rekening te brengen (zie paragraaf 2.1.2). De signaleringswaarde en max. toelaatbare kans voor normtraject 6-5 zijn in Tabel 1 opgenomen.

*Tabel 1  
Signalerings- en max. toelaatbare kans voor normtraject 6-5*

Normtraject	Signaleringswaarde [per jaar]	Max. toelaatbare kans [per jaar]	Totale lengte	Te beoordelen lengte
6-5	1/3.000	1/1.000	13,4 km	9,0 km

### 2.1.1

## Faalkanseisen per beoordelingsspoor

De faalkansbegroting is de verdeling van de totale faalkansruimte over de verschillende beoordelingssporen. Voor de gedetailleerde beoordeling per vak is de faalkansbegroting voorgeschreven in de Ministeriële Regeling (Tabel 2). Deze standaardfaalkansbegroting is het uitgangspunt voor de veiligheidsbeoordeling in dit project. Bij de beoordeling op maat is het mogelijk deze faalkansbegroting voor een traject te optimaliseren. Deze optimalisatie valt buiten de scope van dit project.

Tabel 2  
Standaard  
faalkansbegroting

Beoordelingsspoor	Faalkansruimtefactor $\omega$ dijken en dammen
Hoogte kunstwerk (HTKW) of Grasbekleding erosie kruin en binnentalud (GEKB)	24%
Piping (STPH)	24%
Macrostabieliteit binnenwaarts (STBI)	4%
Grasbekleding erosie buitentalud (GEBU)	5%
Overige bekledingen buitentalud	5%
Betrouwbaarheid sluiting kunstwerk (BSKW)	4%
Piping bij kunstwerk (PKW)	2%
Sterkte en stabiliteit kunstwerk (STKWp)	2%
Overige beoordelingssporen	30%
<b>Totaal</b>	<b>100%</b>

De faalkanseis per traject  $P_{eis,traject}$  [1/jaar] voor het betreffende beoordelingsspoor wordt berekend door de norm van het traject  $P_{eis}$  [1/jaar] te vermenigvuldigen met de toegestane bijdrage aan faalkans ofwel de faalkansruimtefactor  $\omega$  [%] voor het betreffende beoordelingsspoor:

$$P_{eis,traject} = \omega \cdot P_{eis} \quad [I]$$

### 2.1.2

## Faalkanseisen per vak of doorsnede

De faalkanseisen per vak of doorsnede  $P_{eis,dsn}$  [1/jaar] worden met de volgende formule bepaald:

$$P_{eis,dsn} = \frac{\omega \cdot P_{eis}}{N_{dsn}} \quad [II]$$

waarbij  $N_{dsn}$  [-] de lengte-effectfactor is die de variabiliteit van de dijk beschrijft. Tabel 3 presenteert de waarden van de lengte-effectfactor per beoordelingsspoor voor dijktraject 6-5 (zoals afkomstig uit de assemblagetool).

Tabel 3  
 Waarden van de  
 lengte-effectfactor  
 per beoordelings-  
 spoor voor  
 dijktraject 6-5

Beoordelingsspoor	Lengte-effectfactor [-]
STBI	9.8
STBU	9.8
STPH	18.9
STMI	n.v.t.
GEBU	3.0
GABU	n.v.t.
GEKB	3.0
GABI	n.v.t.
ZST	4.0
VLGA	n.v.t.
VLAF	n.v.t.
VLZV	n.v.t.

### 2.1.3

### Uitvoering van de veiligheidsbeoordeling

De veiligheidsbeoordeling van de Lauwersmeerdijk is uitgevoerd om de veiligheidsscope van het HWBP project Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat vast te stellen. In deze veiligheidsbeoordeling is niet alleen gekeken naar de huidige veiligheidssituatie, maar ook hoe deze zich in de toekomst ontwikkelt. Dit betekent dat voor de faalmechanismen die op dit moment voldoen aan de maximaal toelaatbare overstromingskans de restlevensduur is bepaald. De restlevensduur is gedefinieerd als de tijd vanaf 2023 totdat de faalkanseis op doorsnedeniveau voor een bepaald faalmechanisme wordt overschreden. Als de faalkanseis op doorsnedeniveau voor het faalmechanisme piping bijvoorbeeld in 2050 wordt overschreden, is de restlevensduur dus 27 jaar. In de veiligheidsbeoordeling is zowel de restlevensduur tot overschrijding van de signaalwaarde van de norm als tot overschrijding van de maximaal toelaatbare overstromingskans bepaald.

Bij het bepalen van het toekomstig veiligheidsoordeel is met twee wijzigingen rekening gehouden ten opzichte van de huidige situatie: (1) klimaatverandering in de vorm van zeespiegelstijging en (2) bodemdaling. De geometrie (bijv. de kruinhoogte, de ligging van de berm of de bekledingsovergangen) zijn verlaagd met de bodemdaling. De inschatting van het waterschap is dat in 2080 sprake is van ongeveer 10 cm bodemdaling (Tabel 4). Dit is een combinatie van autonome bodemdaling en bodemdaling door gaswinning [NZV, 2018a].

Tabel 4  
 Bodemdaling en  
 zeespiegelstijging  
 voor de zichtjaren  
 2023, 2050 en 2100

Zichtjaar	Bodemdaling [m]	Zeespiegelstijging [m]
2023	0	0
2050	0,05	0,27
2075	0,1	0,52
2100	0,1	0,77



Voor de geotechnische faalmechanismen is bodemdaling verwaarloosd en is alleen rekening gehouden met zeespiegelstijging. Dit is gedaan omdat de onzekerheden over de ligging van de verschillende grondlagen dusdanig groot zijn, dat deze in het niet vallen ten opzichte van de te verwachten bodemdaling van 10 cm tot 2080.

## 2.2 Hydraulische belastingen

### 2.2.1 Inleiding

Deze paragraaf beschrijft de bepaling van de hydraulische belastingen voor de proefbeoordeling van de Lauwersmeerdijk. Per dijkspaal zijn voor de zichtjaren 2023, 2050, 2075 en 2100 de volgende grootheden afgeleid:

- Waterstand bij de norm (maximaal toelaatbare overstromingskans of de signaalwaarde van de norm);
- Hydraulische belastingniveaus (HBN) bij  $q = 0.1, 1, 5, 10, 20, 50$  l/s/m;
- Golfcondities voor bekledingen (gras, blokken en asfalt) per waterstands-niveau.

De hydraulische belastingen langs de Lauwersmeerdijk zijn afgeleid voor dijkpalen 82.0 t/m 90.9 (Figuur 5). Dit is vanaf de 90 graden bocht bij het dijkopslag (Figuur 5) tot aan de Cleverlingsluizen van het Lauwersmeer. Deze spuisluis is geen onderdeel van deze beoordeling. Dijkpalen 89.2 t/m 90.8 bevinden zich in de haven van Lauwersoog. De afleiding van de hydraulische randvoorwaarden voor dit havengebied is nader toegelicht in paragraaf 2.2.6. In de gepresenteerde resultaten is voor de haven uitgegaan van de volledige aanwezigheid van de haventerreinen, inclusief dammen (schematisatie "variant01"). In paragraaf 2.2.6 zijn aanvullende twee alternatieve schematisaties beschouwd. Meer over de schematisatie van de haven is te vinden in paragraaf 2.2.6.

*Figuur 5  
Gebieds-  
schematisatie*



In Figuur 5 zijn de volgende elementen te zien:

- Het te beoordelen normtraject (rode lijn);
- De haven (oranjegekleurde vlak);
- HR-uitvoerlocaties (blauwe punten);
- Dijkpalen per halve kilometer (groene punten);
- Enkele belangrijke locaties (zwarte punten);

- a. Haven (Lauwershaven)
- b. Vierhuizergat, geul voor de dijk die tot -15,0 m+NAP loopt.
- c. Militair oefenterrein
- d. Dijkopslag
- e. Werelderfgoedcentrum, geplande ontwikkeling
- De gele lijn toont de grens van deze beoordeling, het traject ten oosten van deze lijn hoort bij de beoordeling.

## 2.2.2

### Uitgangspunten

De uitgangspunten voor het afleiden van de hydraulische randvoorwaarden zijn beschreven in de beoordelingsstrategie (zie Bijlage B). Deze is afgestemd met waterschap Noorderzijlvest. De belangrijkste uitgangspunten zijn getoond in de onderstaande tabellen (Tabel 5, Tabel 6 en Tabel 7).

Tabel 5  
Gebruikte software

Software	Versie
Ringtoets (Riskeer) t.b.v. GEKB berekening – zie ook paragraaf 3.1.	17.2.1.13333
Hydra-NL (gebruik van de testmodus)	2.3.5

Tabel 6  
Basisgegevens

Gegevens	Versie
Database fysica	WBI2017_Waddenzee_Oost_6-5_v03

Tabel 7  
Uitgangspunten

Instelling	Waarde
Zichtjaren, met corresponderende zeespiegelstijging (m)	2017 (-); 2050 (0.27); 2075 (0.52); 2100 (0.77)
Deterministisch overslagdebiet HBN berekeningen	0.1, 1, 5, 10, 20, 50 (l/s/m)
Waterstandsniveaus bekledingen	NAP +0 m tot de maatgevende waterstand behorend bij een overschrijdingsfrequentie getalsmatig gelijk aan de doorsnede-eis (gras / GEBU) of de norm (overige bekledingsmechanismen). Stapgrootte is 0,5 m.
Terugkeertijden (jaren)	10, 30, 100, 300, 1.000, 3.000, 10.000, 12.500, 24.610, 30.000, 37.500, 60.000, 66.667, 73830, 79.000, 90.000, 100.000, 180.000, 200.000, 246.000, 300.000, 738.000, 1.000.000
Statistiek	WBI2017-statistiek (zoals standaard opgenomen in Hydra-NL en Riskeer), inclusief statistische onzekerheid
Onzekerheden	Statistiek inclusief statistische onzekerheden (zie bovenstaand) ten toepassing van modelonzekerheden. Dit bij alle HB (waterstand, HBN, $H_s$ , $T_{m-1,0}$ , $T_p$ , golfcondities voor bekleding)
Voorlanden/dammen	Buiten de haven niet relevant
Verhouding $T_{m-1,0} / T_p$	$T_{m-1,0} = T_p / 1,1$

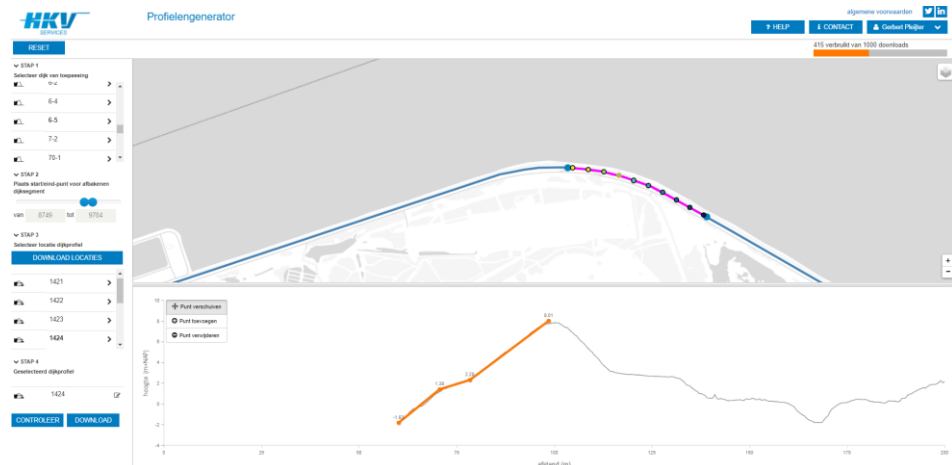
### 2.2.3

## Profielschematisatie

De profielen zijn om de 100 m geschematiseerd conform de schematiseringhandleiding op basis van het AHN2. Hiervoor is ter hoogte van de dijkpaal een doorsnede van de waterkering gegenereerd. Gezien de lage ruimtelijke variatie langs de Lauwersmeerdijk zijn geen aanvullende doorsnedes gecreëerd. Het profiel uit het AHN2 (grijze lijn in Figuur 6) is de basis voor het geschematiseerde profiel. Het geschematiseerde profiel (oranje lijn in Figuur 6) is automatisch gegenereerd conform de schematiseringhandleidingen en vervolgens handmatig gecontroleerd op inconsistenties. Zo nodig zijn de profielen handmatig aangepast.

De kruinhoogte is bepaald op basis van de toegeleverde DTM-data. Per 1 meter is langs de kering een dwarsprofiel bepaald, waarvan het hoogste punt is genomen (de waterkerende hoogte). Van deze hoogste punten van de dwarsprofielen binnen één dijkvak is vervolgens de laagste kruinhoogte binnen elk dijkvak (binnen 100 m) bepaald.

*Figuur 6  
Afleiding van  
profielen o.b.v. het  
AHN2*



Aan de profielschematisatie in de haven is extra aandacht besteedt in verband met de aanwezige haventerreinen. De schematisatie van deze profielen is te vinden in Bijlage C. Voorlanden zijn meegenomen conform de schematiseringhandleiding hydraulische condities bij dijkteen [RWS – WWL, 2016g]. Op basis hiervan zijn de oostelijke kwelders niet als voorland geschematiseerd. Dit omdat de dijkteen niet significant hoger ligt dan de uitvoerlocaties van de database. De golfreductie is meegenomen in de database fysica.

### 2.2.4

## Resultaten

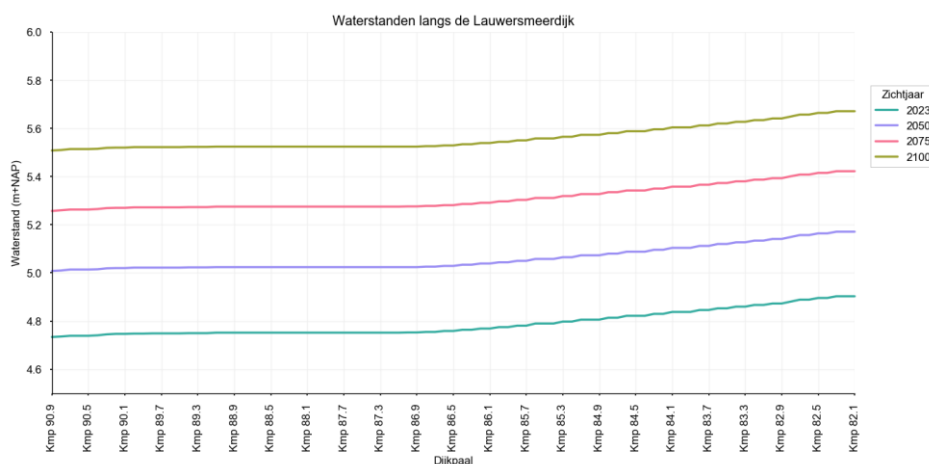
In deze paragraaf zijn de hydraulische belastingen bij de maximaal toelaatbare overstromingskans (ondergrens) beschreven per faalmechanisme. Ook de hydraulische belastingen bij de signaalwaarde van de norm zijn bepaald. In paragraaf 2.2.6 is specifiek gekeken naar het effect van de haven op de hydraulische belastingen. Er zijn verschillende varianten beschouwd: met beide havendammen, zonder oostelijke havendam en helemaal zonder haven. De haven bevindt zich tussen dijklocaties kmp 89.2 en kmp 90.8. In de resultaten in deze paragraaf zijn de hydraulische

randvoorwaarden inclusief beide havendammen gepresenteerd (variant 1 in paragraaf 2.2.6). Deze variant beschrijft de huidige situatie.

### Waterstanden

De waterstanden langs traject 6-5 bij de maximale toelaatbare overstromingskans (1/1.000 per jaar) zijn weergegeven in Figuur 7. De waterstanden variëren tussen NAP +4,75 m en NAP +4,9 m voor zichtjaar 2023 en tussen NAP +5,50 m en NAP +5,70 m voor zichtjaar 2100. De waterstandsstijging voor zichtjaren 2050, 2075 en 2100 ten opzichte van 2023 komt overeen met de zeespiegelstijging voor de verschillende zichtjaren.

*Figuur 7  
Waterstand bij de  
max. toelaatbare  
overstromingskans  
(1/1.000 per jaar)*



### Hydraulische belastingniveaus

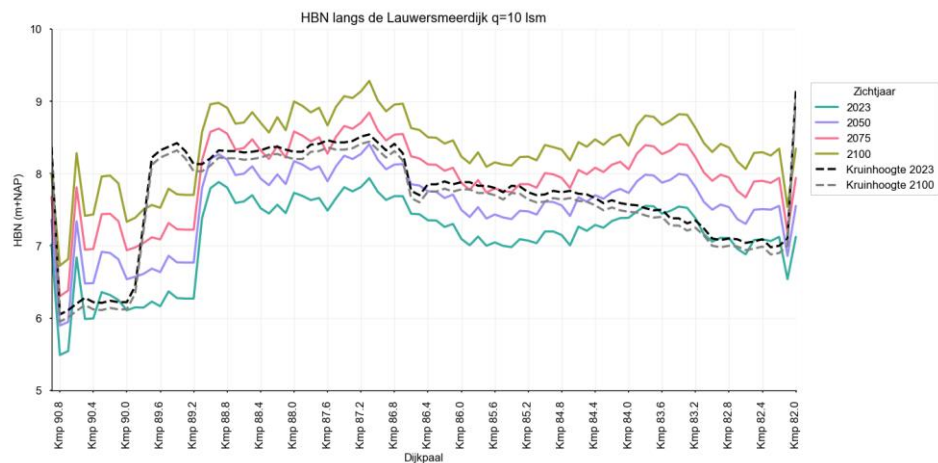
De hydraulische belastingniveaus zijn afgeleid voor een doorsnede-eis van 1/12.500 per jaar voor zes verschillende waarden van het kritiek overslagdebiet (0.1, 1, 5, 10, 20 en 50 l/s/m) en voor de zichtjaren 2023, 2050, 2075 en 2100.

Figuur 8 geeft de hydraulische belastingniveaus bij een kritiek overslagdebiet van 10 l/s/m weer. Ook zijn de huidige en verwachte toekomstige kruinhoogte in 2100 (door zetting) weergegeven. Het HBN varieert langs het traject tussen circa NAP +5,50 m en NAP +8,00 m voor zichtjaar 2023 en tussen NAP +6,75 m en NAP +9,25 m voor zichtjaar 2100 (bij  $q = 10$  l/s/m). Ter plaatse van de haven, waar havendammen en haventerreinen aanwezig zijn, neemt het HBN sterk af. Dit is duidelijk zichtbaar aan de linkerzijde van de figuur. Hier is één piek te zien in het HBN, die overeenkomt met de sluis in de haven. Daar is het voorland veel korter dan de omliggende locaties (zie Bijlage C met een overzicht van de gehanteerde profielen).

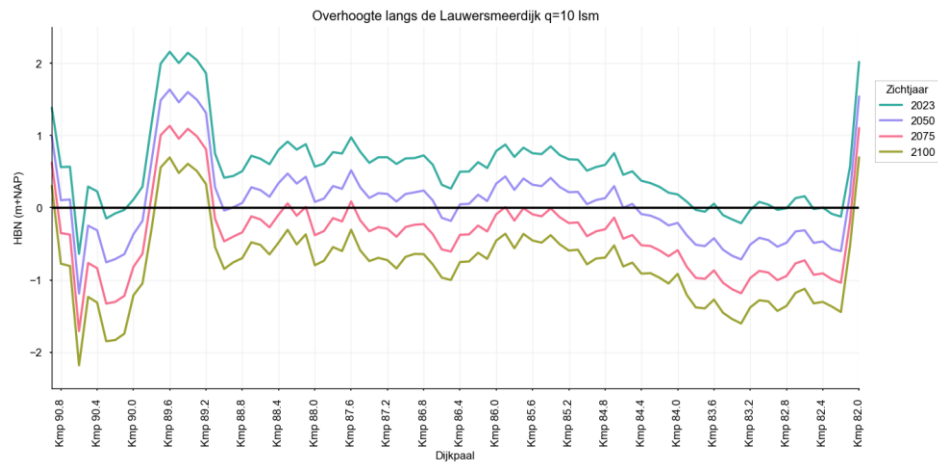
Figuur 9 laat de overhoogte zien (het verschil tussen het HBN en de huidige kruinhoogte; een negatieve waarde betekent dat sprake is van een hoogteopgave). In zichtjaar 2023 ligt het HBN op enkele plaatsen al onder de kruinhoogte. Het betreft vooral de oostelijke kant van het traject en enkele locaties in de haven. Voor zichtjaren 2050 is sprake van een opgave over grofweg de helft van het traject, en in 2075 en 2100 is vrijwel overal langs

het traject sprake van een hoogteopgave. De enige uitzondering is een klein stuk binnen de haven waar sprake is van een hoogteoverschot. Dit wordt veroorzaakt door de hooggelegen haventerreinen die de golfbelasting op de dijk flink reduceren. Het HBN en de maatgevende omstandigheden die leiden tot de weergegeven benodigde kruinhoogtes zijn in meer detail geduid in Bijlage C. Met name op het oostelijk deel van het traject hebben de golven een kleine hoek van golfinval. Hier is in meer detail naar gekeken en er is geconcludeerd dat dit valide resultaten zijn. (zie Bijlage D voor meer achtergrond hierover).

*Figuur 8  
HBN bij de max.  
toelaatbare  
overstromingskans  
(1/12.500 per jaar)  
bij  $q = 10$  l/s/m voor  
verschillende  
zichtjaren*

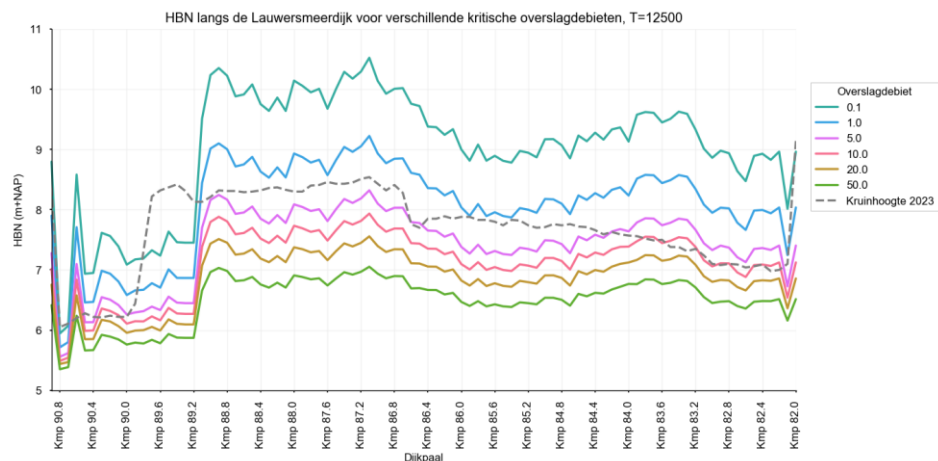


*Figuur 9  
Overhoogte bij de  
max. toelaatbare  
overstromingskans  
(1/12.500 per jaar)  
bij  $q = 10$  l/s/m voor  
verschillende  
zichtjaren*



Figuur 10 geeft de hydraulische belastingniveaus weer bij verschillende waarden van het kritiek overslagdebiet voor respectievelijk zichtjaar 2023. Het HBN is hoger bij een lager kritiek overslagdebiet, wat overeenkomt met de verwachting. Het verloop van de verschillende overslagdebieten is, zoals verwacht, vergelijkbaar, maar komt steeds dichter bij elkaar te liggen naarmate het kritieke overslagdebiet groter wordt. Met andere woorden het verschil tussen 0.1 en 1 l/s/m is groter dan het verschil tussen 5 en 10 l/s/m.

*Figuur 10  
HBN bij de max.  
toelaatbare  
overstromingskans  
(1/12.500 per jaar)  
in 2023 voor  
verschillende  
overslagdebieten*



### Golfrandvoorwaarden voor bekleding

De golfcondities voor bekledingen (asfalt, basalt, blokken en gras) zijn met Hydra-NL bepaald. Hiervoor is in overleg met het waterschap gekozen, om consistentie over de verschillende zichtjaren te behouden (in Riskeer is het nog niet mogelijk om andere zichtjaren dan 2023 door te rekenen). Hierbij zijn per doorgerekend waterstandsniveau de volgende grootheden berekend:

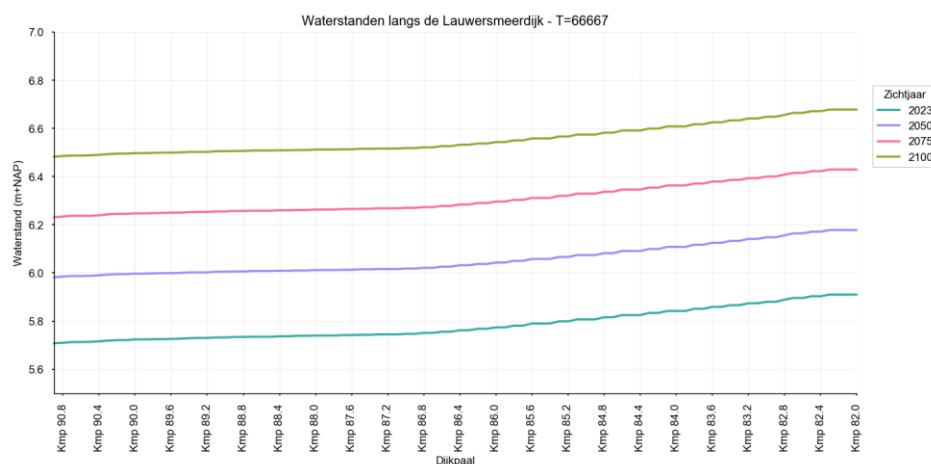
- Significante golfhoogte  $H_s$  [m];
- Piekperiode  $T_p$  [s];
- Golfrichting [ $^\circ$  Noord];
- Hoek van golfinval [ $^\circ$ ].

In deze paragraaf zijn gepresenteerd:

- Significante golfhoogte en piekperiode voor asfalt, basalt, blokken en gras; bij de maximaal toelaatbare overstromingskans;
- Significante golfhoogte en piekperiode voor gras: faalkanseis op doorsnedeniveau die volgt uit de maximaal toelaatbare overstromingskans (1/66.667 per jaar);
- Het waterstandsverloop in bekledingsmechanismen.

De waterstanden die de overgang van de golfklap naar de golfploopzone van grasbekledingen aangeven zijn weergegeven in Figuur 11. Deze waterstanden zijn afgeleid bij een doorsnede-eis van het mechanisme GEBU van 1/66.667 per jaar. Voor zichtjaar 2023 variëren de waterstanden tussen NAP +5,70 m en NAP +5,90 m en tussen NAP +6,50 m en NAP +6,70 m voor zichtjaar 2100. De waterstandstijging voor zichtjaren 2050, 2075 en 2100 ten opzichte van 2023 correspondeert met de zeespiegelstijging voor de verschillende zichtjaren.

**Figuur 11**  
*Waterstand bij de doorsnede-eis voor GEBU bij de max. toelaatbare overstromingskans (1/66.667 per jaar)*

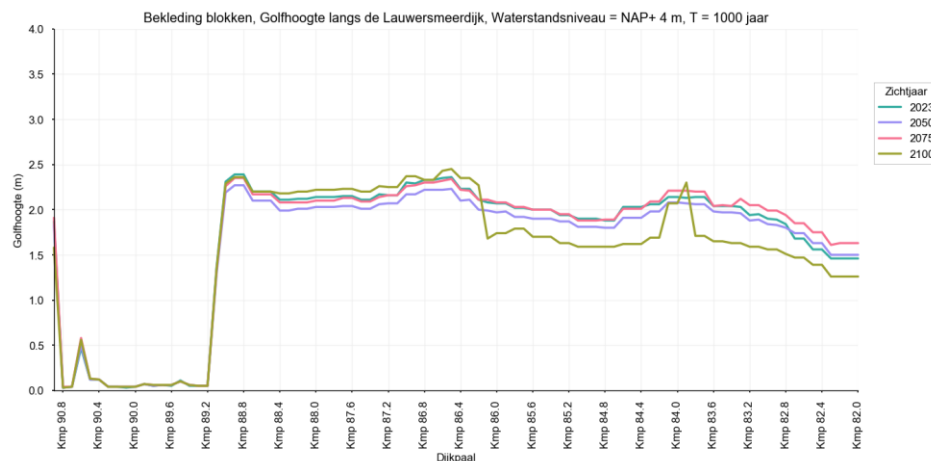


### Blokken

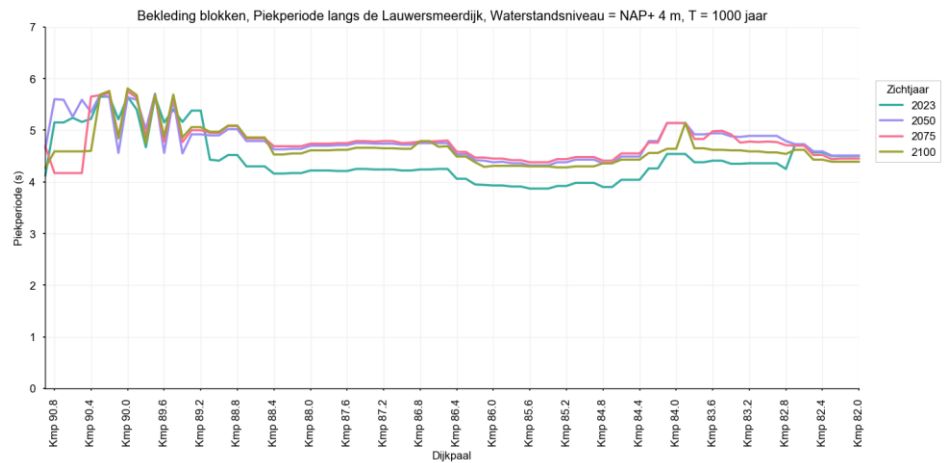
De significante golfhoogten en piekperioden voor betonblokken bij een terugkeertijd van T = 1.000 jaar en een waterstandsniveau van NAP +4,0 m zijn weergegeven in Figuur 12 en Figuur 13. De significante golfhoogte bij een waterstandsniveau van NAP +4,0 m en een terugkeertijd van T = 1.000 jaar is maximaal ca. 2,0 m. Op locaties met een voorland (in de haven) is een sterke reductie van de golfhoogten zichtbaar.

Figuur 12 en Figuur 13 vertonen een aantal sprongen tussen verschillende dijkpalen, bijvoorbeeld de golfhoogte bij Kmp 86.0 (Figuur 12, zichtjaar 2100, groene lijn). Deze sprongen worden veroorzaakt door de gevoeligheid voor de windrichting van de bekledingsberekeningen. Hydra-NL bepaalt de maximale golfbelasting 'S'. Deze golfbelasting is opgebouwd uit de golfrichting, golfhoogte en golfperiode. Andere omstandigheden (ander zichtjaar, andere dijknormaal, andere randvoorwaarden locatie) kan leiden tot een andere combinatie die leidt tot de maximale golfbelasting. Figuur 12 en Figuur 13 vertonen springerig verloop, dit wordt veroorzaakt doordat een andere combinatie leidt tot de maximale golfbelasting. Om de resultaten te valideren is ook gekeken naar parameter 'S' zelf, deze vertoont wel een vloeiender verloop langs de dijk en neemt altijd toe in de tijd.

**Figuur 12**  
*Significante golfhoogten voor betonblokken bij waterstandsniveau NAP +4,0 m en max. toelaatbare overstromingskans (1/1.000 per jaar)*



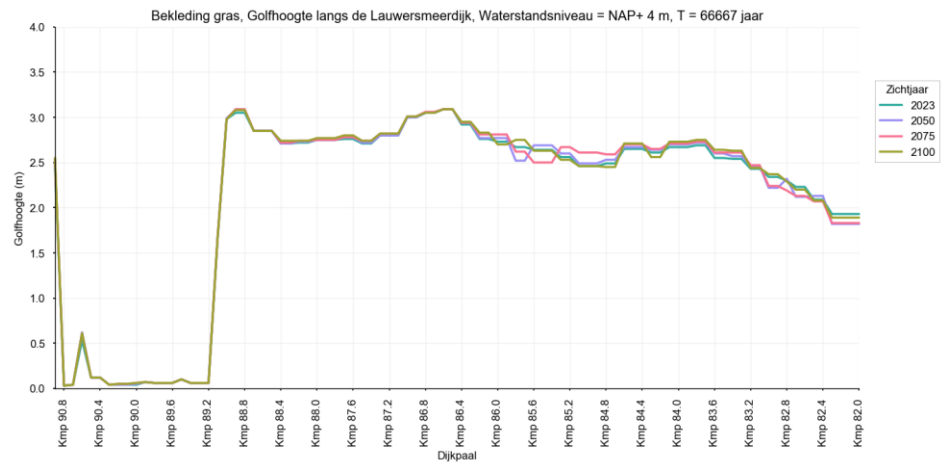
**Figuur 13**  
 Piekperioden voor betonblokken bij waterstandsniveau NAP +4,0 m en max. toelaatbare overstromingskans (1/1.000 per jaar)



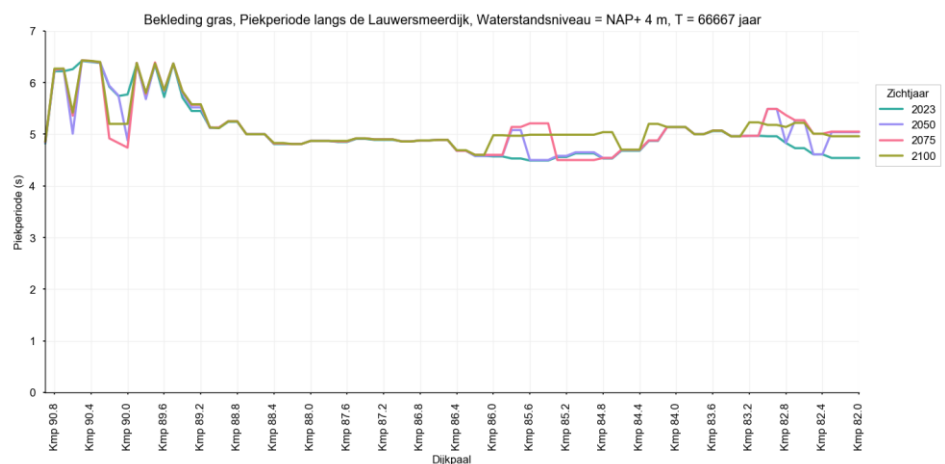
### Grasbekleding

De significante golfhoogten en piekperioden voor gras bij een terugkeertijd van  $T = 66.667$  jaar (de doorsnede eis) en een waterstandsniveau van NAP +4,0 m zijn terug te vinden in Figuur 14 en Figuur 15. De significante golfhoogte is maximaal 3.2 m. De piekperioden variëren tussen 4,5 en 6,5 s. De haven zorgt wederom voor een sterke reductie van de significante golfhoogten.

**Figuur 14**  
 Significante golfhoogten voor grasbekleding bij waterstandsniveau NAP +4,0 m en bij de doorsnede eis o.b.v. de max. toelaatbare overstromingskans (1/66.667 per jaar)



**Figuur 15**  
 Piekperioden voor grasbekleding bij waterstandsniveau NAP +4,0 m en bij de doorsnede eis o.b.v. de max. toelaatbare overstromingskans (1/66.667 per jaar)



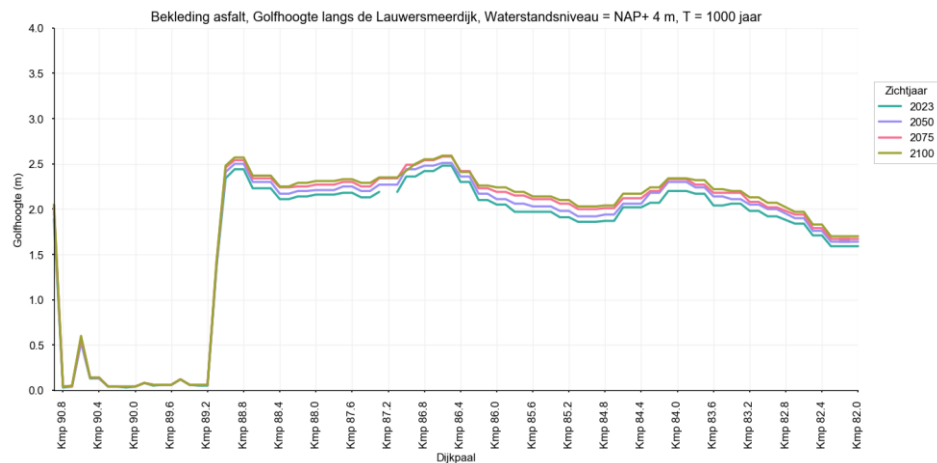


## Asfalt

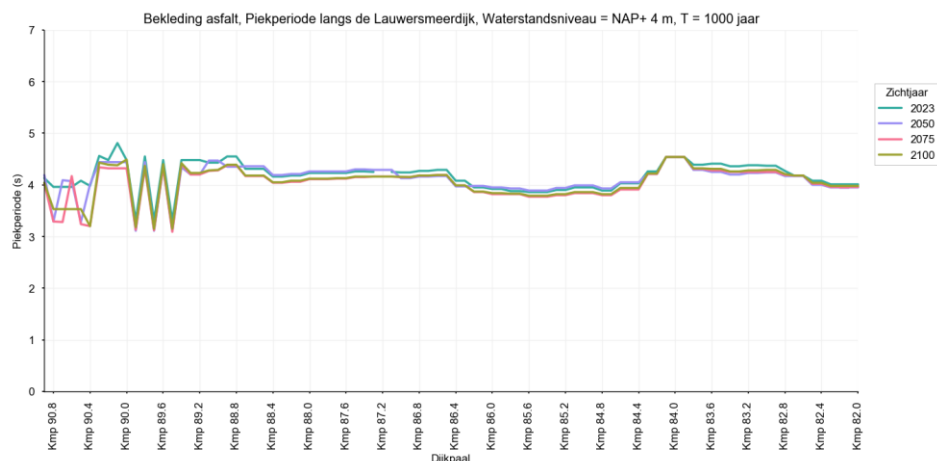
De significante golfhoogten en piekperiodes voor asfalt bij een terugkeertijd van 66.667 jaar en een waterstandsniveau van NAP +4,5 m zijn in Figuur 16 en Figuur 17 weergegeven. De significante golfhoogte bij een waterstandsniveau van NAP +4,0 m en een terugkeertijd van 1.000 jaar is maximaal ca. 3,5 m. Op locaties met een voorland (in de haven) is er sterke reductie van de golfhoogten.

Wederom zitten er sprongen en kruisende lijnen in de golfhoogten en piekperiodes. Om te controleren of de resultaten valide zijn is er wederom gekeken naar de golfbelasting 'S'. Deze parameter neemt consequent toe voor toenemende zichtjaren, wat er op duidt dat de golfbelasting inderdaad toeneemt. Dat betekent dat een combinatie van golfrichting, piekperiode en golfhoogte dus altijd zorgt voor een toename van de belasting op de bekleding, zelfs als het verloop van een individuele parameter wat springerig oogt.

*Figuur 16  
Significante  
golfhoogten voor  
asfaltbekleding bij  
waterstandsniveau  
NAP +4,0 m en max.  
toelaatbare  
overstromingskans  
(1/1.000 per jaar)*



*Figuur 17  
Piekperiodes voor  
asfaltbekleding bij  
waterstandsniveau  
NAP +4,0 m en max.  
toelaatbare  
overstromingskans  
(1/1.000 per jaar)*

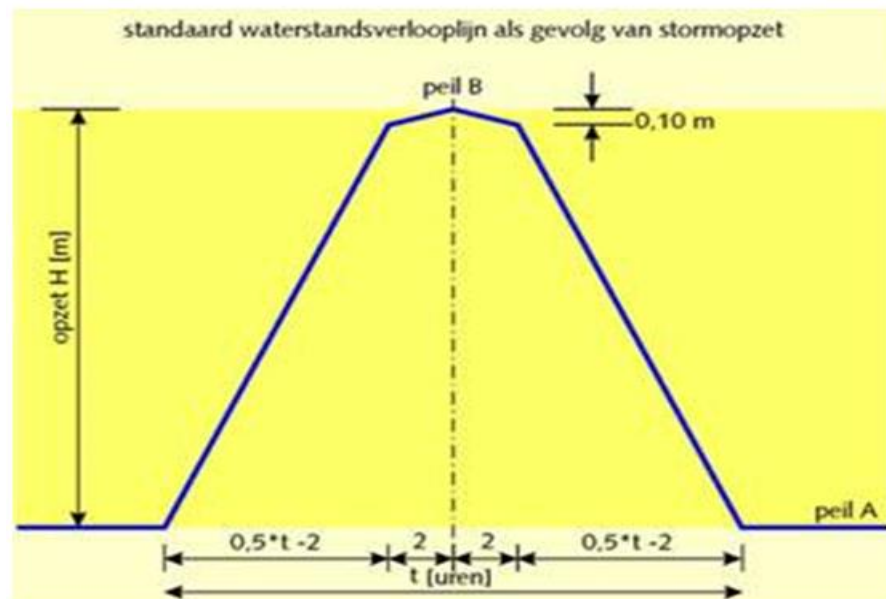


### Waterstandsverlopen voor bekleding

Voor het beoordelingsspoor GEBU is het waterstandsverloop afgeleid<sup>1</sup>. Het waterstandsverloop bestaat uit de gemiddelde buitenwaterstand en het verloop van de stormopzet. De gemiddelde buitenwaterstand vormt de basis van het waterstandsverloop waarop het stormopzetverloop is gesuperponeerd. Voor de Waddenzee is conform de Schematiseringshandleiding grasbekleding een standaardverloop van de stormopzet gehanteerd. Dit verloop bestaat uit 4 lineaire op elkaar aansluitende stukken (zie onderstaande figuur):

- van de gemiddelde buitenwaterstand (peil A) aan het begin van de storm tot de maximale opzet -0,1 m op 2 uur vóór het tijdstip halverwege de storm;
- van de maximale opzet -0,1 m vóór het tijdstip halverwege de storm tot de maximale opzet op het tijdstip halverwege storm;
- van de maximale opzet op het tijdstip halverwege storm tot de maximale opzet -0,1 m op 2 uur ná het tijdstip halverwege de storm;
- van de maximale opzet -0,1 m op 1 uur ná het tijdstip halverwege de storm tot 0 aan het eind van de storm;

Figuur 18:  
Schematische  
weergave  
waterstandsverloop.



In de figuur zijn de volgende parameters gehanteerd:

- Peil A = gemiddelde buitenwaterstand [NAP+m];
- Peil B = maximale opzet + getijde amplitude [m] = waterstand bij doorsnede-eis (GEBU);
- t = stormopzetduur = 45 uur;

Het waterstandsverloop voor het beoordelingsspoor ZST is geïmplementeerd in de voor de gedetailleerde beoordeling per vak te gebruiken software.

<sup>1</sup> Het waterstandsverloop conform de 'waterstandsverloop tool' zoals beschikbaar is Helpdesk Water (ftp-server van het WBI2017) is niet correct.

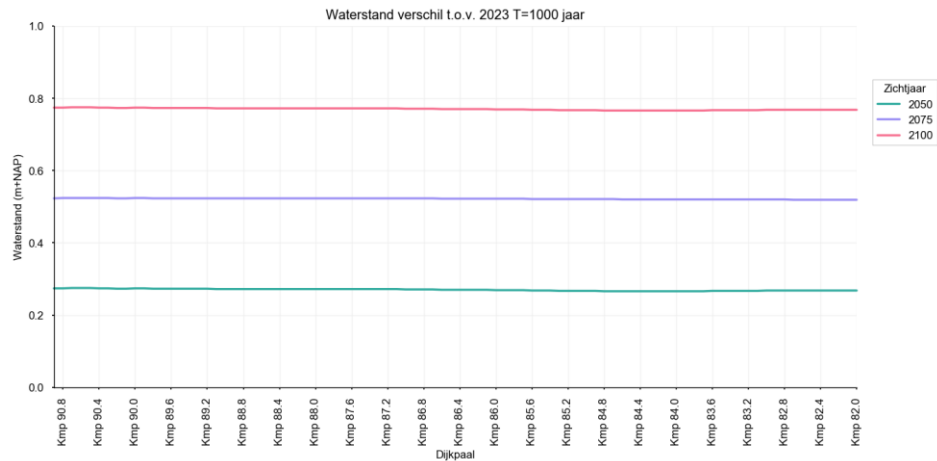
## Verschilanalyse

In de verschilanalyse is het waterstandsverschil en het verschil in hydraulisch belastingniveau (HBN) beschouwd ten opzichte van het referentiejaar 2023.

### Waterstandsverschillen

Door klimaatverandering neemt de zeewaterstand toe. Conform de uitgangspunten is dit 0,27 m in 2050, 0,52 m in 2075 en 0,77 m in 2100. We zien dat de zeespiegelstijging direct doorwerkt in de waterstandsverschillen t.o.v. van zichtjaar 2023 (Figuur 19).

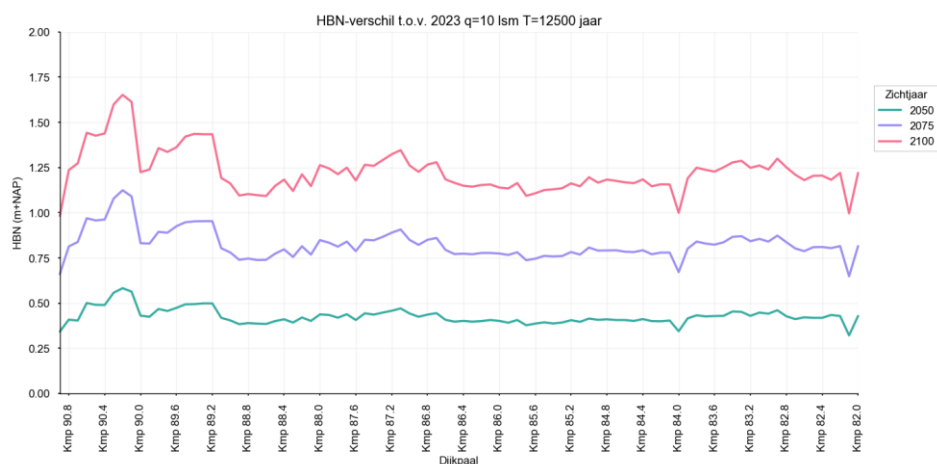
*Figuur 19  
Waterstands-  
verschillen t.o.v.  
2023 bij de max.  
toelaatbare  
overstromingskans  
(1/1.000 per jaar)*



### HBN verschillen

De HBN verschillen t.o.v. van het zichtjaar 2023 zijn weergegeven in Figuur 20. De stijging van het HBN in toekomstige zichtjaren is groter dan de zeespiegelstijging. Dit komt omdat bij hogere waterstanden sprake is van minder golfbreking en dus hogere golven. Hierdoor neemt het HBN wat meer toe ten opzichte van de waterstand c.q. zeespiegelstijging.

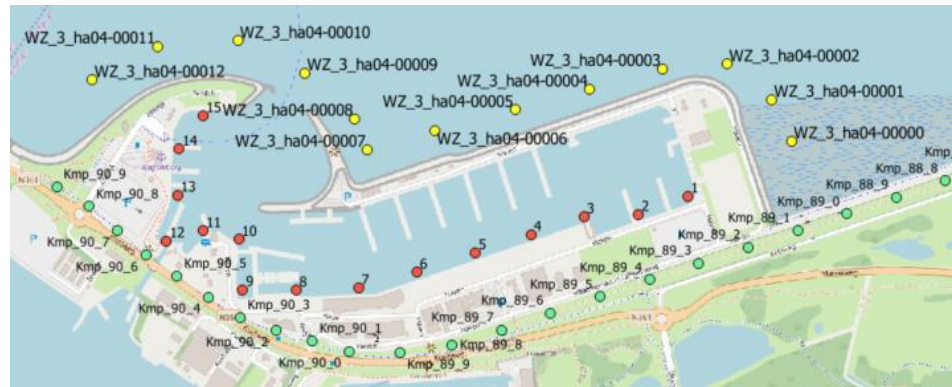
*Figuur 20  
HBN verschillen bij  
een overslagdebiet  
van 10 l/s/m t.o.v.  
2023 bij de  
doorsnede-eis o.b.v.  
de max. toelaatbare  
overstromingskans  
(1/12.500 per jaar)*



## Gevoeligheidsanalyse HR-Haven

De hydraulische randvoorwaarden in de haven van Lauwersoog zijn nader geanalyseerd. Dit omdat het gedrag van golven in havens meer detail vereist dan op dit moment mogelijk is met de bestaande databases vanuit het WBI2017. De golven in de haven zijn geanalyseerd met behulp van de HB-Haventool die door RWS hiervoor is vrijgegeven [HKV, 2017]. Met dit softwarepakket is een vertaling gemaakt van de WBI-uitvoerlocaties rondom de haven (gele punten) naar nieuwe uitvoerlocaties in de haven (rode punten) conform de rekenregels uit het technisch rapport golfbelastingen in havenbekkens [RWS – WV, 2004]. Figuur 21 toont de ligging van de oorspronkelijke en de nieuwe uitvoerlocaties die zijn bepaald met behulp van de haventool. Deze zijn gedefinieerd aan de teen van het haventerrein, met tussenliggende afstanden van 100 meter. Het golfreducerende effect van het haventerrein is meegenomen door dit te schematiseren in het dwarsprofiel van deze locaties. Merk op dat de tool alleen de effecten bepaalt van de havendammen op de golven, de waterstanden worden niet aangepast.

*Figuur 21  
Dijkpalen (groen),  
WBI-locaties (geel)  
en nieuwe locaties  
(rood)*



Om de gevoeligheid van de schematisatie van de haven en de bijbehorende rekenmethode te evalueren, zijn voor vier verschillende varianten de waterstanden, HBN's en bekledingsrandvoorwaarden afgeleid. In de volgende paragrafen zijn de resulterende waterstanden en het HBN weergegeven. Op basis van deze analyse is een keuze gemaakt welke schematisatie van de haven gebruikt moet worden voor het verdere project. Figuur 22 t/m Figuur 25 laten de verschillende onderzochte varianten zien. Deze varianten zijn vastgesteld in overleg met het waterschap en vastgelegd in de beoordelingsstrategie (zie Bijlage B):

- Huidige situatie (variant 1). In de schematisatie is de westelijke en een oostelijke havendam meegenomen (Figuur 22). Deze situatie is gelijk aan de huidige situatie.
- Geen haven (variant 2). Dit is een situatie zonder haven waarbij het dijkprofiel een berm van 5 m breed bevat op de hoogte van het huidige haventerrein (Figuur 23).
- Geen oostelijk havendam (variant 3). In deze situatie is alleen de westelijke havendam aanwezig en geen oostelijke havendam (Figuur 24). De haventerreinen zijn geschematiseerd als voorland per dijkprofiel. Aan de oostkant in variant 3 is het haventerrein korter gemaakt door het net zo lang te maken als de rest van het gebied binnen de oostelijke haven.

- Geen havendammen (variant 4). In deze situatie is geen van de havendammen meer aanwezig. De haventerreinen zijn wel geschematiseerd door per dijkprofiel een voorland mee te nemen (Figuur 25).

De HB-haventool is gebruikt voor varianten 1 en 3 (Figuur 27). In variant 2 en 4 wordt golfbreking door de havendammen niet meegenomen, daarom zijn de uitvoerlocaties buiten de haven gebruikt (Figuur 28).

De profielen bij de verschillende varianten (ter plaatse van Kmp 89.2) is weergegeven in Figuur 26. Overige schematiseringskeuzes voor de dwarsprofielen zijn te vinden in Bijlage C "Profielschematisatie haven".

*Figuur 22  
Havenvariant 1,  
huidige situatie  
(haventerrein,  
westelijke havendam  
en oostelijke  
havendam)*



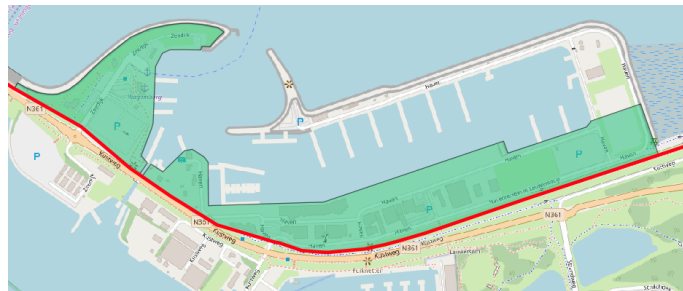
*Figuur 23  
Havenvariant 2,  
situatie zonder  
haven*



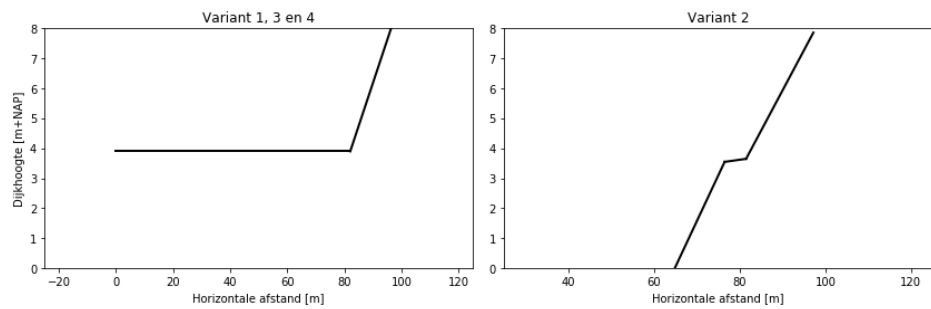
*Figuur 24  
Havenvariant 3,  
situatie met  
haventerrein en de  
westelijke havendam*



*Figuur 25  
Havenvariant 4,  
situatie met  
haventerrein zonder  
havendammen*



*Figuur 26 Schematisatie van dijkprofielen bij Kmp 89.2 voor de verschillende varianten.*



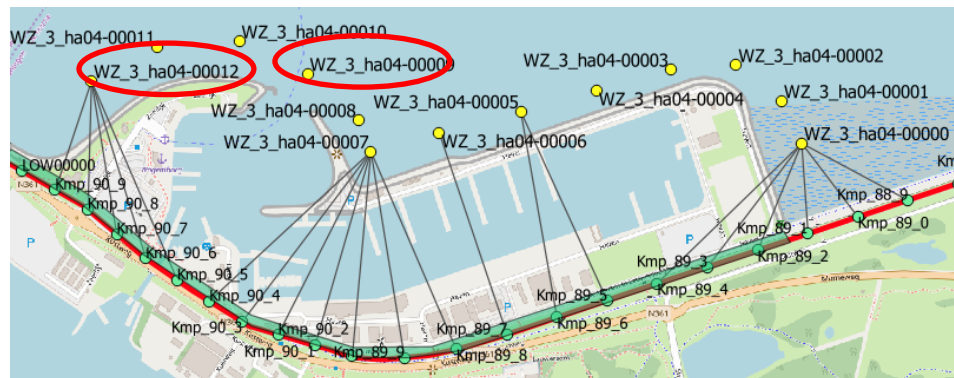
### Resultaten

De verschillen tussen de verschillende havenvarianten komt vooral tot uiting in de mate van golfreductie. In de verschilanalyse wordt daarom vooral stilgestaan bij het HBN op basis van de verschillende varianten. In de berekeningsresultaten zijn ook kleine waterstandverschillen te zien (orde 1cm). Deze ontstaat omdat de koppeling tussen dijkpalen en uitvoerlocaties verschilt bij de verschillende varianten (zie Figuur 27 en Figuur 28). Deze zijn daarom niet nader beschouwd.

*Figuur 27 Koppeling tussen dijpalen (groen) en uitvoerlocaties vanuit de haventool (rood) voor variant 1 en 3. Bij variant 3 is de oostelijke havendam niet meegenomen (zie Figuur 24). De koppeling is voor beide varianten gelijk.*



*Figuur 28 Kortste afstanden tussen dijklocaties (groen) en uitvoerlocaties (geel) voor variant 2 en 4. Bij variant 4 zijn de haventerreinen (voorlanden) wel meegenomen (zie Figuur 25). De koppeling is voor beide varianten gelijk.*

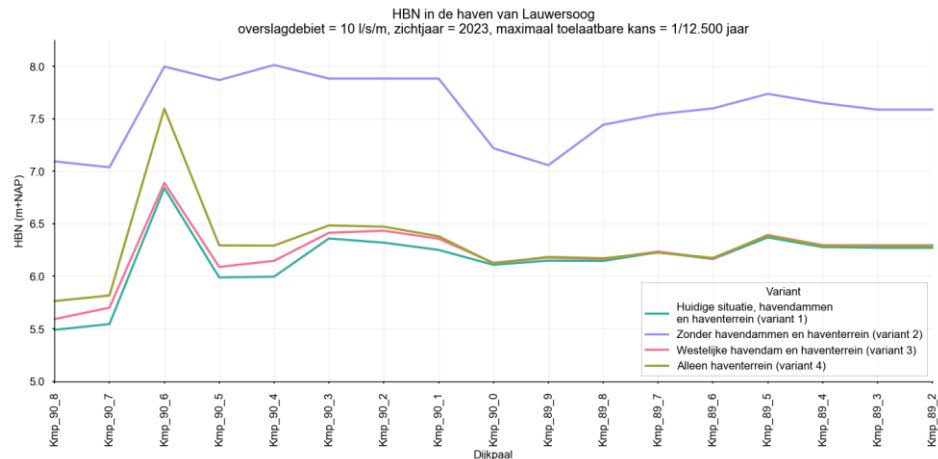


Figuur 29 toont de hydraulische belastingniveaus (HBN) voor zichtjaar 2023 voor de drie verschillende situaties. Variant 2 laat duidelijk hogere HBN's zien. Het meenemen van het haventerrein en de havendammen zorgt voor lagere golfcondities, en daarmee lagere hydraulische belastingen (conform verwachting). Het valt op dat het HBN op basis van de varianten 1, 3 en 4 op

op het grootste deel van de haven nauwelijks van elkaar verschillen. Dit betekent dat de reductie van de golven in een HBN berekening vooral wordt veroorzaakt door de hooggelegen haventerreinen.

Bij dijkpaal Kmp 90.6 is een piek te zien. Op deze locatie is het haventerrein wat korter in vergelijking met de andere locaties (de eerder genoemde sluis is hier gelegen), waardoor minder golfreductie plaatsvindt. Daarnaast is op deze (en naastgelegen) locaties sprake van een wat hogere golfaanval omdat ze in het verlengde van de havenmondung liggen.

*Figuur 29  
HBN voor 3 haven-varianten in 2023 bij de max. toelaatbare overstromingskans (1/12.500 per jaar)*



## 2.2.7

### Keuze havenschematisatie

Havenvariant 1, waarin de oostelijke en westelijke havendam en de verhoogde ligging van de voorlanden is meegenomen, is in deze veiligheidsbeoordeling als basis verondersteld<sup>2</sup>:

1. De schematisatie van variant 1 sluit het beste aan bij de huidige situatie.
2. De oostelijke havendam is niet in de legger opgenomen en het is niet duidelijk of deze standzeker is onder maatgevende omstandigheden. Het effect van deze havendam op de hydraulische belastingen is echter klein. Gezien de kleine verschillen en het niet duidelijk is of de situatie zonder oostelijke havendam (variant 2) relevant is, is de situatie zonder oostelijke havendam niet als maatgevend verondersteld.

In hoofdstuk 4 is nader de faalkans van de westelijke haven in beeld gebracht en is de relatie met de veiligheidsbeoordeling in beeld gebracht.

<sup>2</sup> Dit is in overleg met het waterschap vastgesteld

## 2.2.8

### Getijdeninformatie

De getijdeninformatie is weergegeven in Figuur 30. Dit zijn de kenmerkende waarden zoals vrijgegeven door RWS – WVL.

*Figuur 30:  
Kenmerkende  
waarden  
Lauwersoog [RWS –  
WVL, 2013]*

Standen in cm t.o.v. NAP

Getijtype cq grootheid	Slotgemiddelden			Waarden maansverloop	
	HW- stand	LW- stand	tijverschil	HW	LW
Gem. springtij	119	-142	261	9:33	15:47
Gem. tij	106	-126	232	9:29	15:39
Gem. doortij	87	-102	189	9:22	15:28
Gem. duur rijzing					6:15
Gem. duur daling					6:10
Gem. waterstand		4			

Gemiddelde over- en onderschrijdingsfrequenties		
Frequentie	Overschrijding hoogwaterstanden	Onderschrijding laagwaterstanden
1x per 10.000 jaar	520	
1x per 5.000 jaar	510	
1x per 4.000 jaar	500	
1x per 2.000 jaar	490	
1x per 1.000 jaar	470	
1x per 500 jaar	460	
1x per 200 jaar	440	
1x per 100 jaar	420	
1x per 50 jaar	400	
1x per 20 jaar	375	-270
1x per 10 jaar	355	-260
1x per 5 jaar	340	-250
1x per 2 jaar	315	-235
1x per jaar	280	-225
2x per jaar	255	-215
5x per jaar	230	-200
LAT		-175

Hoogst bekende waarde 375 cm 3 jan 1976 Periode 1970-2010  
 Laagst bekende waarde -290 cm 2 mrt 1987 Periode 1970-2010

Bijzonderheden:

- 21 mei 1965 Aanvang waarnemingen
- 23 mei 1969 Afsluiting Lauwerszee
- 1 jan 1988 DNM geplaatst

## 2.3

### Ondergrondschematisatie

De schematisatie van de ondergrond is de basis voor de faalmechanismen piping en macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts. Voor de ondergrond is een lokale ondergrondschematisatie opgesteld. Hiervoor is de werkwijze toegepast in de 'Handreiking lokaal schematiseren met WTI-SOS' [Deltares, 2015].

De Stochastische Ondergrond Schematisatie (WBI-SOS) is gebruikt als vertrekpunt. Op basis van de werkwijze in de handleiding is de schematisatie met lokaal grondonderzoek verder aangescherpt. Conform de handleiding



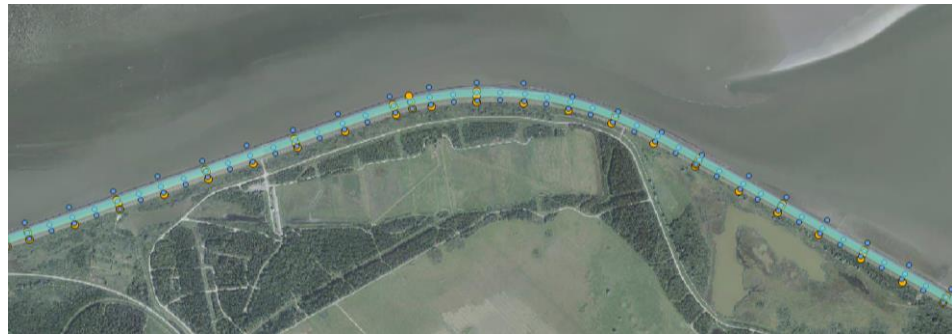
lokaal schematiseren met WBI-SOS [Deltares, 2015], zijn hierin vijf stappen te nemen:

3. Verzamelen gegevens;
4. Ordenen gegevens;
5. Eerste analyse grondopbouw met WBI-SOS;
6. Nadere detaillering van de WBI-SOS scenario's;
7. Vaststellen te beoordelen scenario's.

### Verzamelen (stap 1) en ordenen gegevens (stap 2)

De beschikbare boringen en sonderingen [Wiertsema & Partners, 2018] zijn gekoppeld aan GIS, waardoor overzichtelijk de beschikbare informatie ter plaatse van de buitenteen, kruin en binnenteen getoond kan worden per SOS segment. Een voorbeeld hiervan is te zien in Figuur 31. Verder is een geotechnisch langsprofiel [Wiertsema & Partners, 2018] beschikbaar, dat parallel aan de GIS-visualisatie is gebruikt.

*Figuur 31  
GIS screenshot met daarin een overzicht van het beschikbare grondonderzoek. De blauwe cirkels zijn sonderingen, de oranje cirkels zijn boringen*



### Eerste analyse grondopbouw met WBI-SOS (stap 3)

In de eerste analyse van de grondopbouw wordt bestudeerd hoe SOS de ondergrond beschrijft. Onderstaande tabellen tonen de verschillende ondergrondscenario's die zijn opgenomen in SOS.

*Tabel 8  
Ondergrondscenario's segment 6027 volgens SOS*

Scenario	Laag-nummer	SOS eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]
6027_1D1	1	WTISOS_ 456_H_Mg_zk	-0,75
	2	WTISOS_ 457_H_Mkw_z&k	-6,5
	3	WTISOS_ 458_H_Mp_k	-9,5
	4	WTISOS_ 459_P_Ova_sd	-12
	5	WTISOS_ 460_P_Rg_zm	-39,5

*Tabel 9  
Ondergrondscenario's segment 6026 volgens SOS*

Scenario	Laag-nummer	SOS eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]
6026_1D1	1	WTISOS_ 447_H_Mg_zk	-0,75
	2	WTISOS_ 448_H_Mkw_z&k	-6,5
	3	WTISOS_ 449_H_Vbv_v	-13
	4	WTISOS_ 450_P_Wdz_zf	-13,5
	5	WTISOS_ 451_P_Ova_sd	-15,5
	6	WTISOS_ 452_P_Rg_zm	-20

6026_1D2	1	WTISOS_ 447_H_Mg_zk	-0,75
	2	WTISOS_ 448_H_Mkw_z&k	-6,5
	3	WTISOS_ 449_H_Vbv_v	-13
	4	WTISOS_ 450_P_Wdz_zf	-13,5
	5	WTISOS_ 453_P_Rg_zm	-15,5

Tabel 10  
Ondergrondscenario's  
segment 6025  
volgens SOS

Scenario	Laag- nummer	SOS eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]
6025_1D1	1	WTISOS_ 441_H_Mkw_z&k	-0,5
	2	WTISOS_ 443_H_Mg_zk	-11,5
	3	WTISOS_ 444_P_Om_zf	-30
6025_1D2	1	WTISOS_ 442_H_Mg_zk	-0,5
	2	WTISOS_ 443_H_Mg_zk	-11,5
	3	WTISOS_ 444_P_Om_zf	-30

Tabel 11  
Ondergrondscenario's  
segment 6024  
volgens SOS

Scenario	Laag- nummer	SOS eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]
6024_1D1	1	WTISOS_ 434_H_Mg_zk	1,25
	2	WTISOS_ 436_H_Mg_zk	-3
	3	WTISOS_ 437_P_Ova_sd	-26
6024_1D2	1	WTISOS_ 435_H_Mp_k	1,25
	2	WTISOS_ 436_H_Mg_zk	-3
	3	WTISOS_ 437_P_Ova_sd	-26
6024_1D3	1	WTISOS_ 434_H_Mg_zk	1,25
	2	WTISOS_ 436_H_Mg_zk	-3
	3	WTISOS_ 438_P_Mg_zk	-26
6024_1D4	1	WTISOS_ 435_H_Mp_k	1,25
	2	WTISOS_ 436_H_Mg_zk	-3
	3	WTISOS_ 438_P_Mg_zk	-26

#### Nadere detaillering en vaststellen te beoordelen scenario's (stap 4)

Hieronder is een vergelijking gemaakt tussen de basisinformatie uit SOS (zie bovenstaande tabellen) en het beschikbare grondonderzoek, bestaande uit het geotechnisch lengteprofiel [Wiertsema & Partners, 2018]:

- **SOS segment 6027:** Scenario 6027\_1D1 (Tabel 9) komt in het GTLP vooral terug in het oostelijke deel van dit segment. Het GTLP geeft geen aanwezigheid van een laag H\_Mp\_k (klei) aan en maakt geen onderscheid binnen de kleiachtige lagen (H\_Mkw\_z&k en H\_Mp\_k uit het SOS worden

in het GTLP weergegeven als één laag). Op basis van de afzonderlijke sonderingen lijkt het onderste deel van deze laag wel kleiiger te zijn dan de laag erboven, wat kan duiden op de aanwezigheid van H\_Mp\_k. Aangezien H\_Mp\_k een lagere sterkte heeft dan H\_Mkw\_z&k, is aangenomen dat een dunne laag H\_Mp\_k aanwezig is, zoals aangegeven door het SOS. De uiteindelijke ondergrondopbouw 6027\_1b1 is weergegeven in Tabel 12.

In het westelijke deel van het segment komt volgens het GTLP een andere grondopbouw voor, met een Pleistocene zandlaag in plaats van de kleilaag H\_Mp\_k en een laag H\_Mkw\_z&k die relatief hoog in de ondergrond voorkomt. Deze grondopbouw komt niet voor in SOS, dus is er een extra scenario aangemaakt: 6027\_1b2 (Tabel 12).

- **SOS segment 6026:** Het enige verschil tussen de segmenten 6026\_1D1 en 6026\_1D2 (Tabel 9) is het wel of niet aanwezig zijn van potklei (P\_Ova\_sd). Omdat deze laag diep voorkomt (-15,5m+NAP), zal deze niet relevant zijn voor macro-stabiliteit. Voor macro-stabiliteit zijn er daarom geen relevante verschillen tussen beide scenario's, en kunnen ze worden gezien als één. De grondopbouw van dit scenario wordt volgens het GTLP vooral teruggevonden in het oostelijke deel van het segment. Volgens het GTLP komt er echter boven het basisveen (H\_Vbv\_v) een zandlaag voor (H\_Mg\_zk), die niet is opgenomen in SOS. Deze laag is aan het scenario toegevoegd. Dit leidt tot scenario 6026\_1b1 (Tabel 13) In het westelijke deel van het segment komt volgens het GTLP nog een andere grondopbouw voor, met een kleilaag (H\_Mp\_k) boven het basisveen. Deze grondopbouw is als extra scenario toegevoegd: scenario 6026\_1b2 (Tabel 13)
- **SOS segment 6025:** Het enige verschil tussen de scenario's 6025\_1D1 en 6025\_1D2 (Tabel 10) volgens SOS is het wel of niet voorkomen van H\_Mkw\_z&k in het Holoceen. Ook het GTLP laat weinig variatie zien in het Holoceen pakket. Globaal kunnen er in het GTLP 3 samenstellingen van het Holoceen worden onderscheiden: alleen aanwezigheid van H\_Mg\_zk (overeenkomstig met 6025\_1D2 uit SOS; een basis van H\_Mg\_zk met een relatief hoge laag H\_Mkw\_z&k (overeenkomstig met 6025\_1D1 uit SOS); en een basis van H\_Mg\_zk met een diepe laag H\_Mkw\_z&k, waarvoor een nieuw scenario is aangemaakt. Daarnaast is er enige variatie in het Pleistoceen. In het westelijke deel van het segment is het Pleistoceen volgens het GTLP overeenkomstig met SOS (P\_Om\_zf). Deze samenstelling van het Pleistoceen in combinatie met de drie verschillende samenstellingen van het Holoceen leiden tot scenario's 6025\_1b1 t/m 6025\_1b3 (Tabel 14). In het oostelijke deel bestaat het Pleistoceen volgens het GTLP uit P\_Mg\_zk. Deze laag komt niet voor in het SOS. Volgens het GTLP komt deze samenstelling van het Pleistoceen voor met twee verschillende samenstellingen van het Holoceen: alleen H\_Mg\_zk en een basis van H\_Mg\_zk met een hoge laag H\_Mkw\_z&k. Dit leidt tot respectievelijk scenario 6025\_1b4 en 6025\_1b5 (Tabel 14).

- SOS segment 6024:** De verschillen tussen de vier scenario's 6024\_1D1 t/m 6024\_1D4 (Tabel 11) zijn de samenstelling van de toplaag (H\_Mp\_k of H\_Mg\_zk) en het Pleistoceen (P\_Mg\_zk of P\_Ova\_sd). Volgens het GTLP bestaat het Pleistoceen zowel uit potklei als zand, dus uit een combinatie van de SOS scenario's. Daarnaast lijkt op basis van het GTLP en de sonderingen de laag H\_Mp\_k niet voor te komen. Dit lijkt H\_Mkw\_z&k te zijn, zoals ook terug te vinden in de overige segmenten. Deze laag is daarom aangepast in de SOS scenario's. Globaal kunnen er op basis van het GTLP drie verschillende samenstellingen van het Holoceen worden onderscheiden: alleen aanwezigheid van H\_Mg\_zk; een basis van H\_Mg\_zk met een relatief hoge laag H\_Mkw\_z&k; en een basis van H\_Mg\_zk met een relatief hoge laag H\_Mkw\_z&k en een diepe laag H\_Mkw\_z&k. Deze drie samenstellingen van het Holoceen leiden tot drie verschillende scenario's: 6024\_1b1 t/m 6024\_1b3 (Tabel 15).

De vergelijking van het SOS met lokaal grondonderzoek leidt tot een nieuwe set ondergrondscenario's, die worden gebruikt voor de beoordeling. Voor het te beoordelen dijktraject is vrij gedetailleerd grondonderzoek uitgevoerd. Daarnaast bestaat er twijfel over de nauwkeurigheid van SOS voor dit traject. Daarom is over het algemeen het GTLP als leidend beschouwd voor de definitie van de nieuwe ondergrondscenario's. De nieuwe te beoordelen scenario's zijn weergegeven in Tabel 12 t/m Tabel 15.

Tabel 12  
Te beoordelen  
ondergrond  
scenario's segment  
6027

Scenario	Laag-nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
6027_1b1	1	H_Mg_zk	-0,75	
	2	H_Mkw_z&k	-7	
	3	H_Mp_k	-11	
	4	P_Ova_sd	-12	
	5	P_Rg_zm	-39,5	
6027_1b2	1	H_Mg_zk	-0,75	
	2	H_Mkw_z&k	-2	
	3	H_Mg_zk	-4	
	4	H_Mkw_z&k	-5,5	
	5	P_Wdz_zf	-12,5	
	6	P_Ova_sd	-13,5	
	7	P_Rg_zm	-15	

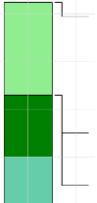
Tabel 13  
Te beoordelen  
ondergrond  
scenario's segment  
6026

Scenario	Laag-nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
6026_1b1	1	H_Mg_zk	-0,75	
	2	H_Mkw_z&k	-7	

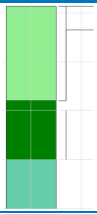
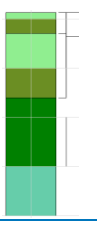
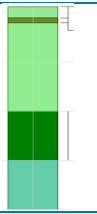
	3	H_Mg_zk	-9,5	
	4	H_Vbv_v	-12,5	
	5	P_Wdz_zf	-13	
	6	P_Ova_sd	-15	
	7	P_Rg_zm	-17	
6026_1b2	1	H_Mg_zk	-0,75	
	2	H_Mp_k	-10	
	3	H_Vbv_v	-12	
	4	P_Wdz_zf	-12,5	
	5	P_Ova_sd	-14	
	6	P_Rg_zm	-15,5	

Tabel 14  
Te beoordelen  
ondergrond  
scenario's segment  
6025

Scenario	Laag- nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
6025_1b1	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	H_Mkw_z&k	-3	
	3	H_Mg_zk	-6	
	4	P_Om_zf	-25	
6025_1b2	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	P_Om_zf	-25	
6025_1b3	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	H_Mkw_z&k	-7	
	3	H_Mg_zk	-20	
	4	P_Om_zf	-25	
6025_1b4	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	H_Mkw_z&k	-0,5	
	3	H_Mg_zk	-1,5	
	4	P_Mg_zk	-17	
	5	P_Ova_sd	-21	

6025_1b5	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	P_Mg_zk	-17	
	3	P_Ova_sd	-30	

Tabel 15  
Te beoordelen  
ondergrond  
scenario's segment  
6024

Scenario	Laag- nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
6024_1b1	1	H_Mg_zk	1,25	
	2	P_Mg_zk	-18	
	3	P_Ova_sd	-30	
6024_1b2	1	H_Mg_zk	1,25	
	2	H_Mkw_z&k	-1	
	3	H_Mg_zk	-3	
	4	H_Mkw_z&k	-10	
	5	P_Mg_zk	-16	
	6	P_Ova_sd	-30	
6024_1b3	1	H_Mg_zk	1,25	
	2	H_Mkw_z&k	-1	
	3	H_Mg_zk	-2,5	
	4	P_Mg_zk	-20	
	5	P_Ova_sd	-30	

### Vaststellen te beoordelen scenario's (stap 5)

Deze stap is uitgevoerd binnen de beoordelingssporen. Zie hiervoor Hoofdstuk 3.

# 3 Veiligheidsbeoordeling

In dit hoofdstuk is de veiligheidsbeoordeling per faalmechanisme beschreven. Elke paragraaf beschrijft een relevant faalmechanisme. Per faalmechanisme is aan het eind van de paragraaf het veiligheidsoordeel samengevat en zijn (als relevant) de specifieke aanbevelingen voor het faalmechanisme gepresenteerd.

## 3.1 Macrostabieleit binnenwaarts - STBI

### 3.1.1 Algemeen

Deze paragraaf beschrijft de totstandkoming van het eindoordeel van de beoordeling voor het beoordelingsspoor macrostabieleit binnenwaarts (STBI). De beoordeling is begonnen met een eenvoudige beoordeling. Indien deze eenvoudige beoordeling tot het oordeel 'verder beoordelen' leidt, is een gedetailleerde beoordeling uitgevoerd.

### 3.1.2 Specifieke uitgangspunten

#### Faalkanseis

De faalkanseis voor STBI is bepaald conform Bijlage III op de Toelichting bij de Ministeriële Regeling Veiligheid primaire waterkeringen 2017 [RWS, 2017a]. De faalkanseis voor STBI is opgenomen in Tabel 16. De veiligheidsfactoren zijn opgenomen in Tabel 17. De minimaal benodigde stabiliteitsfactor in D-GeoStability is 1,18.

Tabel 16  
Faalkanseis STBI.

Faalmechanisme	Norm [per jaar]	Lengte [km]	Faalkanseis op doorsnedeniveau [per jaar]
STBI	1/3.000	13,4	$1,4 \cdot 10^{-6}$
STBI	1/1.000	13,4	$4,1 \cdot 10^{-6}$

Tabel 17  
Veiligheidsfactoren macrostabieleit binnenwaarts.

Norm [per jaar]	Schadefactor [-]	Materiaalfactor [-]	Modelfactor Uplift-Van [-]	Vereiste SF D-GeoStability [-]
Signaalwaarde (1/3.000)	1,11	1,00	1,06	1,18
Max. toelaatbare kans (1/1.000)	1,08	1,00	1,06	1,14

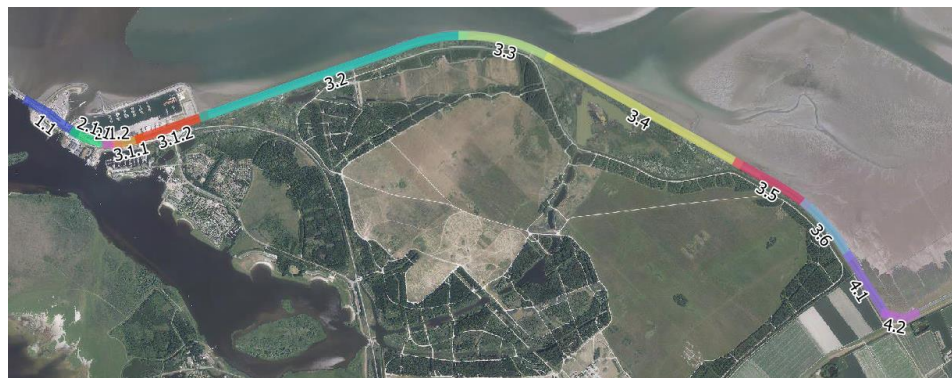
### Vakindeling

De vakindelingen voor faalmechanismen STBI, STBU en STPH zijn opgesteld conform de schematiseringhandleidingen van het WBI2017 (zie ook Bijlage I). De lokale ondergrondschematisatie, zoals beschreven in paragraaf 2.3, vormt de gemeenschappelijke basis voor de vakindeling voor alle geotechnische faalmechanismen (STBI, STBU en STPH). Vervolgens is deze vakindeling per faalmechanisme verfijnd. In Tabel 18 is de vakindeling voor STBI beschreven, inclusief de duiding waarom de vakken op die manier zijn gedefinieerd. De vakindeling voor STBI is ook te zien in Figuur 32. De totstandkoming van de vakindeling is in meer detail beschreven in Bijlage I.

Tabel 18  
Vakindeling STBI  
inclusief uitleg

Vak	Dijkpalen	Uitleg
1.1	90.9 - 90.4	SOS segment 6027
2.1.1	90.4 - 90.0	SOS segment 6026; ten westen van de binnenhaven
2.1.2	90.0 - 89.9	SOS segment 6026; ter plaatse van de binnenhaven
3.1.1	89.9 - 89.7	SOS segment 6025; ter plaatse van de binnenhaven
3.1.2	89.7 - 89.2	SOS segment 6025; ten oosten van de binnenhaven
3.2	89.2 - 86.7	SOS segment 6025; ten oosten van de buitenhaven, meer overslag
3.3	86.7 - 85.9	SOS segment 6025; verandering oriëntatie tov 3.1 en 3.2 (verandering overslag)
3.4	85.9 - 84.0	SOS segment 6025 plaatselijk hoger polderpeil dan 3.3 en 3.5
3.5	84.0 - 83.3	SOS segment 6025; polderpeil vergelijkbaar met 3.3 (lager dan in 3.4)
3.6	83.3 - 82.7	SOS segment 6025; verandering oriëntatie tov 3.3 t/m 3.5 (verandering overslag)
4.1	82.7 - 82.1	SOS segment 6024;
4.2	82.1 - 81.8	SOS segment 6024; verandering oriëntatie en geometrie tov 4.1

Figuur 32  
Vakindeling STBI





## Hydraulische belastingen

De hydraulische randvoorwaarden zijn beschreven in hoofdstuk 2. De stabiliteitsberekeningen zijn uitgevoerd bij een buitenwaterstand (MHW) met een overschrijdingsfrequentie gelijk aan de signaleringswaarde van het traject. Voor elk vak is de waterstand bij de norm weergegeven in Tabel 19. De buitenwaterstand bij GHW is 1.06m+NAP (zie ook paragraaf 2.2.8). De polderpeilen in het achterland komen uit [NZV, 2018]. Voor elk vak is het hoogst voorkomende polderpeil als maatgevend genomen. De maatgevende polderpeilen zijn weergegeven in Tabel 19.

Tabel 19  
Hydraulische  
belastingen per STBI  
vak

Vak	Waterstand bij de norm (1/3.000 per jaar)	Polderpeil
1.1	5,00	-0,93
2.1.1	5,01	-0,93
2.1.2	5,01	-0,93
3.1.1	5,01	-1,3
3.1.2	5,01	-1,3
3.2	5,02	-1,3
3.3	5,04	-2,6
3.4	5,11	-0,8
3.5	5,14	-1,6
3.6	5,16	-1,6
4.1	5,17	-1,34
4.2	5,17	-0,9

## Geometrie

Per vak is een maatgevend dwarsprofiel gekozen voor de stabiliteitsberekeningen. Hierbij is gelet op de volgende aspecten:

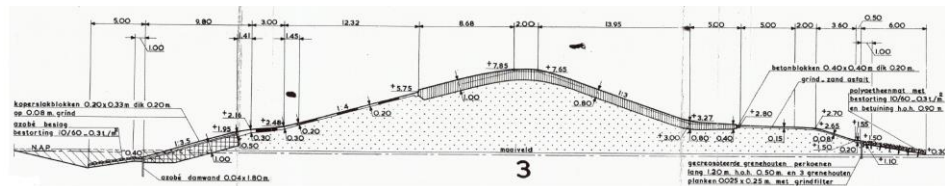
- Steilheid binnentalud: hoe steiler het binnentalud, hoe ongunstiger het resultaat;
- Niveau maaiveld polderzijde: hoe lager het maaiveld aan polderzijde, hoe ongunstiger het resultaat;
- Aanwezigheid teensloot: een teensloot heeft doorgaans een negatieve invloed op de stabiliteit.

De maatgevende dwarsprofielen zijn voor elk te vinden in Bijlage J.1.

## Dijkopbouw

Het dijklichaam bestaat langs het gehele traject uit zand. Bovenop de kruin en de bovenste helft van het binnentalud is een deklaag van klei aanwezig [RWS, 1967]. In het westelijke deel van het traject ontbreekt deze deklaag, daar ligt een weg bovenop de kruin. Het buitentalud is bedekt met asfalt. De dijkopbouw (op het deel zonder weg op de kruin) is weergegeven in Figuur 33.

**Figuur 33**  
Een doorsnede uit de aanlegtekeningen in de buurt van het maatgevende profiel [RWS, 1967].



### Grondparameters

Op hoofdlijnen zijn de onderstaande uitgangspunten toegepast bij het bepalen van de grondparameters. De achtergrond voor deze uitgangspunten is beschreven in Bijlage G:

- Afhankelijk van de doorlatendheid van de grondlagen ( $B_q$ - waarden), zijn deze gedraineerd of ongedraineerd doorgerekend;
- Voor de grondlaag H\_Mkw\_z&k is de sterkte bepaald op basis van laboratorium proeven. Voor andere lagen zijn standaardwaarden gebruikt (geen / te weinig proeven beschikbaar). De sterkte van deze lagen is bepaald o.b.v. de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [RWS – WWL, 2016d]. Zie ook Tabel 21 en Bijlage G;
- Onderscheid in volumiek gewicht van de ondergrond op basis van de ligging van het glijvlak;

In Tabel 20 zijn de gebruikte waarden voor het nat volumiek gewicht weergegeven. Conform de beschreven werkwijze in Bijlage G is in het actieve deel een hoog volumiek gewicht aangehouden (bovengrens) en in het passieve deel een laag gewicht (ondergrens). De grens is gelegd op de overgang tussen het binnentalud en de binnenberm. Op deze manier heeft het dijklichaam, dat voor het aandrijvend gewicht zorgt, een hoog gewicht. Vanaf de binnenberm, waar de ondergrond voor de meeste weerstand zorgt, is met lage gewichten gerekend. Dit is een veilige benadering<sup>3</sup>.

**Tabel 20**  
Waarden nat volumiek gewicht

Grondlaag	Type	Ondergrens $\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Bovengrens $\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]
H_Mg_zk	Zand, plaatselijk gelaagd met klei (getijdenafzetting)	18	21
H_Mkw_z&k	Zand, sterk gelaagd met klei (getijdenafzetting)	16	21
H_Mp_k	Klei	13	16
H_Vbv_v	Veen	10	12
P_Mg_zk	Zand, plaatselijk gelaagd met klei (getijdenafzetting)	18	21
P_Ova_sd	(Pot)klei	13	16
P_Rg_zm	Zand	18	21
P_Wdz_zf	Zand	18	21
Zand dijksmateriaal	Zand	18	21

<sup>3</sup> Voor vak 2.1.2. bleek sprake van een opgave voor STBI. Voor dit vak is dit uitgangspunt aangescherpt – zie hiervoor uitgangspunten detailanalyse.

In Tabel 21 zijn de sterkteparameters van de grondlagen weergegeven, voor gedraineerde grondlagen. Over het grootste deel van het traject hebben de grondlagen een zandig karakter (H\_Mkw\_z&k en H\_Mk\_zk). Deze lagen mogen volgens de schematiserings-handleiding [RWS, 2016d] als gedraineerd doorgerekend worden met een representatieve waarde van de hoek van inwendige wrijving als onder andere de Bq waarde onder de 0,10 blijft. Dit is geverifieerd door een aantal sonderingen in de CPT-tool te laden, waaruit bleek dat deze lagen inderdaad als gedraineerd beschouwd mogen worden. Daarom zijn de grondsterkteparameters voor gedraineerd rekenen aangehouden. De toegepaste rekenwaarden zijn weergegeven in Tabel 21. De berekende parameters uit laboratoriumproeven (voor klei) zijn toegewezen aan de grondsoort H\_mkw\_z&k, omdat deze grondsoort het meeste klei bevat. Voor H\_mg\_zk en dijksmateriaal zijn standaardwaarden gebruikt uit de schematiseringshandleiding [RWS, 2016d].

*Tabel 21  
Rekenwaardes  
grondparameters  
gedraineerde  
grondlagen*

Grondlaag	Type	Karakteristieke hoek van inwendige wrijving [graden]
Zand dijksmateriaal	Zand	28,8
H_mg_zk	Zand, plaatselijk gelaagd met klei (getijdenafzetting)	29,8
H_mkw_z&k	Zand, sterk gelaagd met klei (getijdenafzetting)	33,4
P_Wdz_zf	Zand	28,5
P_Rg_zm	Zand	32,3
P_Mg_zk	Zand, plaatselijk gelaagd met klei (getijdenafzetting)	29,8

In Tabel 22 zijn de sterkteparameters van de ongedraineerde grondlagen weergegeven. Deze lagen hebben geen zandig karakter, en dus moet de sterkte ongedraineerd worden berekend. Conform de memo grondparameters (Bijlage G) zijn standaardwaarden uit de schematiseringshandleiding gebruikt. De POP waarden zijn gebruikt om grensspanningen uit te rekenen. Deze grensspanningen zijn berekend door de POP op te tellen bij de effectieve spanning in een grondlaag gedurende dagelijkse omstandigheden.

We merken op dat de schematiseringshandleiding geen standaardwaarde geeft voor de POP van P\_Ova\_sd. Hiervoor is een waarde van 15 kN/m<sup>3</sup> aangenomen.

*Tabel 22  
Rekenwaardes  
grondparameters  
ongedraineerde  
grondlagen*

Grondlaag	Type	S [-]	m [-]	POP[kN/m <sup>2</sup> ]
H_Mp_k	Klei	0,22	0,8	15
H_Vbv_v	Veen	0,3	0,8	15
P_Ova_sd	(Pot)klei	0,22	0,8	15

### Grondopbouw (per vak)

De verschillende ondergrondscenario's die voorkomen langs het te beoordelen traject zijn beschouwd in paragraaf 2.3. Als volgende stap is per dijkvak bepaald welke van deze ondergrondscenario's voorkomen en over welk deel van het vak. Op deze manier is per vak een percentage van

voorkomen toegekend aan de verschillende ondergrondscenario's (op basis van de lengte waarover het scenario voorkomt t.o.v. de lengte van het vak). Omdat uitgebreid grondonderzoek aanwezig is, kunnen de ondergrondscenario's op basis van het GTLP voldoende betrouwbaar worden toegekend aan specifieke delen.

Daarnaast worden, indien nodig, de laagliggingen van de scenario's uit Paragraaf 2.3 verder aangescherpt per vak. De laagliggingen in Paragraaf 2.3 zijn namelijk gemiddeld genomen voor het hele traject. Op vakniveau kunnen deze nog gedetailleerder worden geschematiseerd op basis van het lokaal grondonderzoek.

De ondergrondscenario's die zijn gebruikt voor de stabiliteitsberekeningen zijn weergegeven in Tabel 23. Een uitgebreide opsomming van alle ondergrondscenario's per vak en motivatie voor de scenario's die gebruikt worden voor de berekeningen is te vinden in Bijlage J.2.

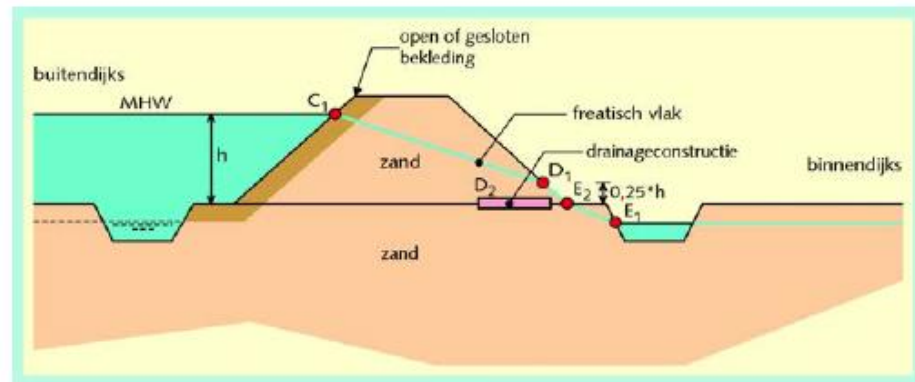
Tabel 23  
Te berekenen  
ondergrond  
scenario's

Naam berekening	Vak	Scenario
1.1_1b1	Vak 1.1	Scenario 6027_1b1
1.1_1b2	Vak 1.1	Scenario 6027_1b2
2.1.1_1b1	Vak 2.1.1	Scenario 6026_1b1
2.1.1_1b2	Vak 2.1.1	Scenario 6026_1b2
2.1.2_1b2	Vak 2.1.2	Scenario 6026_1b2
3.1.1_1b2	Vak 3.1.1	Scenario 6025_1b2
3.1.2_1b2	Vak 3.1.2	Scenario 6025_1b2
3.2_1b1	Vak 3.2	Scenario 6025_1b1
3.2_1b2	Vak 3.2	Scenario 6025_1b2
3.3_1b1	Vak 3.3	Scenario 6025_1b1
3.4_1b1	Vak 3.4	Scenario 6025_1b1
3.4_1b2	Vak 3.4	Scenario 6025_1b2
3.5_1b2	Vak 3.5	Scenario 6025_1b2
3.5_1b4	Vak 3.5	Scenario 6025_1b4
3.6_1b4	Vak 3.6	Scenario 6025_1b4
3.6_1b5	Vak 3.6	Scenario 6025_1b5
4.1_1b1	Vak 4.1	Scenario 6024_1b1
4.1_1b2	Vak 4.1	Scenario 6024_1b2
4.1_1b3	Vak 4.1	Scenario 6024_1b3
4.2_1b3	Vak 4.2	Scenario 6024_1b3

### Freatische lijn

De freatische lijn is geschematiseerd volgens TRWD [TAW, 2004]. Het betreft een zanddijk met open bekleding (asfalt), dus de freatische lijn verloopt lineair vanaf de buitenwaterstand naar het uittredepunt op een hoogte van  $\frac{1}{4} \cdot H$  boven binnendijks maaiveld. Hierin is H gelijk aan de waterhoogte voor de dijk (niveau buitenwaterstand minus niveau bodem buitendijks). Vanaf het uittrede punt loopt de freatische lijn langs het binnentalud naar de binnenteen. Vanaf de binnenteen loopt de freatische lijn naar polderpeil ter plaatse van de teensloot (indien aanwezig). Als geen teensloot aanwezig is, is het polderpeil op maaiveldhoogte aangenomen. De schematisatie van de freatische lijn is weergegeven in Figuur 34.

Figuur 34  
Freatische lijn  
schematisatie  
[TAW, 2004]



### Schematisatie waterspanningen

Voor berekeningen zonder deklaag, waar de ondergrond volledig uit zand bestaat, verlopen de waterspanningen in de ondergrond hydrostatisch (volgens de freatische lijn).

Voor berekeningen met deklaag wordt ook de stijghoogte in het watervoerend pakket geschematiseerd. Voor de stijghoogte in de watervoerende zandlagen (PL3) wordt 100% respons aangenomen<sup>4</sup>. Dit betekent dat de stijghoogte overal in de zandlagen gelijk is aan de buitenwaterstand, onder de aanname dat de zandlagen tot aan het buitenwater reiken (vrije intrede) en er geen demping optreedt.

De scenario's met een deklaag zijn gecontroleerd op opbarsten. Opbarsten vindt plaats wanneer de opbarstveiligheid (ratio van neerwaartse druk door gewicht en opwaartse druk door stijghoogte onder deklaag) kleiner is dan 1,2. Voor de profielen met deklaag zijn de berekende veiligheidsfactoren weergegeven in Tabel 24, zowel ter plaatse van de binnenteen als ter plaatse van de berm. Uit de resultaten blijkt dat opbarsten zowel op kan treden bij de binnenteen als bij de berm. Echter zijn de veiligheidsfactoren bij de teen dusdanig veel lager, dat gesteld mag worden dat opbarsten daar eerst plaats zal vinden. PL3 wordt aldaar gereduceerd tot de grenspotentiaal. Vanaf de grenspotentiaal loopt PL3 dan lineair naar de buitenwaterstand. In een nieuwe opbarstberekening ter plaatse van de berm wordt gecontroleerd of opbarsten op kan treden volgens de nieuwe waarde van de stijghoogte (die lineair verloopt van grenspotentiaal bij binnenteen naar buitenwaterstand). Dit blijkt nergens het geval te zijn, zoals te zien in Tabel 25. In de opbarstzone, waar PL3 gereduceerd is naar grenspotentiaal, wordt de sterkte van de deklagen gereduceerd tot 0. Conform schematiseringshandleiding macrostabiliteit is voor de lengte van de opbarstzone 4 maal de dikte van de deklaag aangehouden. We merken op dat bij berekening 1.1\_1b2 opbarsten plaatsvindt op een afstand van ongeveer 60m van de kruin. Een glijvlak zal in dit geval niet door de opbarstzone gaan, omdat dit te ver van de dijk ligt.

<sup>4</sup> Bij de start van de analyse waren de peilbuismetingen nog niet beschikbaar. Voor vak 2.1.2. bleek sprake van een opgave voor STBI. Voor dit vak is dit uitgangspunt aangescherpt – zie hiervoor uitgangspunten detailanalyse.

Daarom is bij deze berekening aangenomen dat er geen opbarsten plaats vindt. De PL3 lijn wordt dus niet verlaagd tot een grenspotentiaal, maar blijft op 100% respons. Dit is een veilige benadering.

De zandlagen die liggen boven de potklei (vak 2.1.1 en vak 2.1.2.) zijn aan de buitenzijde afgesloten door de damwand in de haven (t.b.v. de aanlegkades). Daarom is in deze zandlagen geen respons op het buitenwater verondersteld.

*Tabel 24  
Opbarsveiligheid ter  
plaatse van  
binnenteen en ter  
plaatse van berm bij  
100% in het  
watervoerend  
pakket*

Vak	Opbarstveiligheid binnenteen [-]	Opbarstveiligheid berm [-]
1.1_1b1	1,17	1,39
1.1_1b2	0,82	1,23
2.1.1_1b1	1,46	1,56
2.1.1_1b2	1,40	1,51
2.1.2_1b	1,27	1,69
3.2_1b1	0,78	1,22
3.4_1b1	0,85	1,32
3.5_1b4	0,67	1,07
3.6_1b4	0,60	1,08
4.1_1b2	0,73	1,16
4.1_1b3	0,59	1,07
4.2_1b3	0,22	0,55

*Tabel 25  
Opbarstveiligheid ter  
plaatse van berm na  
instellen  
grenspotentiaal bij  
binnenteen*

Vak	Opbarstveiligheid berm [-]
1.1_1b1	1,39
1.1_1b2	1,23
2.1.1_1b1	1,80
2.1.1_1b2	1,74
2.1.2_1b	1,69
3.2_1b1	1,42
3.4_1b1	1,32
3.5_1b4	1,47
3.6_1b4	1,47
4.1_1b2	1,39
4.1_1b3	1,45
4.2_1b3	1,75

Naast de stijghoogte in het watervoerend pakket is een indringingsdiepte voor de deklaag gedefinieerd. De indringingsdiepte geeft de diepte van de deklaag aan waarin fluctuaties in de PL3 worden gevoeld.

Schematiseringshandleiding macrostabiliteit [RWS – WVL, 2016d] geeft voor verschillende materialen van de deklaag standaardwaarden voor de indringingslengte. Voor het te beoordelen traject bestaat de deklaag voor een groot deel uit H\_Mkw\_z&K, waarin relatief veel zand aanwezig is. De schematiseringshandleiding geeft dan standaardwaardes voor indringingslengte groter dan 6m. Dit is groter dan de helft van de dikte van

de deklaag. In dat geval geeft de schematiseringshandleiding aan dat er geen indringingslengte geschematiseerd moet worden. De waterspanningen verlopen daarom lineair van de bovenkant van de deklaag naar de onderkant van de deklaag.

### **Verkeersbelasting**

In de veiligheidsbeoordeling van STBI is geen rekening gehouden met verkeer op de dijk [RWS – WVL, 2016d]. Het is namelijk niet reëel te veronderstellen dat tijdens stormcondities verkeer aanwezig is op de dijk. Daarnaast is niet vereist dat zwaar verkeer op de dijk moet kunnen tijdens hoogwateromstandigheden. Echter, in het westelijke deel van het te beoordelen traject loopt er een N-weg over de kruin van de dijk. Deze weg wordt door het waterschap niet afgesloten. Het is daarom niet uit te sluiten dat er tijdens extreme omstandigheden verkeer op deze weg aanwezig is. Daarom is voor dit deel wel gerekend met een verkeersbelasting van  $13\text{kN/m}^2$  op de kruin.

### **Maatgevend glijvlak (faaldefinitie)**

Als maatgevend glijvlak zijn alle glijvlakken met een intredepunt in de kruin als relevant beschouwd. Dit in lijn met [RWS – WVL, 2016d]. Glijvlakken met een intredepunt in de kruin leiden namelijk vaak direct tot een overstroming. Daar waar de N361 op de kruin van de dijk ligt is verondersteld dat het glijvlak de weg niet mag beschadigen. Dit omdat de provinciale weg een belangrijke (verbindende) functie heeft bij een hoogwatersituatie. Vooral na een hoogwatersituatie moet de weg beschikbaar zijn om (eventuele herstelwerkzaamheden aan de dijk uit te voeren). Bij de analyse macrostabiliteit in combinatie met significante golfoverslag moet het glijvlak de kleilaag op het talud doorsnijden. Doorsnijding van de kleilaag kan het resterende profiel wegspoelen door golfoverslag en zo tot falen leiden (vervolgmechanisme).

### **Detailanalyse: uitgangspunten bij de binnenhaven van het Lauwersmeer**

Uit de gedetailleerde beoordeling blijkt het dijkvak 2.2.1. bij de binnenhaven van het Lauwersmeer niet voldoet aan de gestelde eisen. Voor vak 2.1.2. zijn in een detailanalyse de volgende drie punten aangescherpt:

1. In de nadere analyse zijn extra grensspanningszones gehanteerd om de verloop van grensspanningen beter te beschrijven.
2. De stijghoogte in de watervoerende zandlaag verloopt van MHW (100 m voor de kruin) naar GHW (in de binnenhaven, 100 m achter de kruin).
3. Het gemiddeld volumiek is voor alle grondlagen aangehouden (zowel voor het passieve als het actieve deel van de cirkel).

In de getailleerde zijn alleen de eindresultaten beschreven. De resultaten van de eerste beoordeling (voor de aanscherping) zijn niet in beschreven.

### 3.1.3

## Resultaten eenvoudige beoordeling

De eenvoudige beoordeling van dit faalmechanisme bestaat uit onderstaande stappen:

- **E.1:** Waterkering is dijk of een dam.
- **E.2:** Constructieve elementen zijn aanwezig.
- **E.3:** De waterkering voldoet aan de eenvoudige toets op basis van algemene kenmerken.

Met als resultaat:

- **E.1:** De waterkering is langs het gehele beschouwde traject een dijk of dam.
- **E.2:** Er zijn geen constructies aanwezig die samen met de (onder-)grond de stabiliteit borgen.
- **E.3:** Het gehele traject mag op basis van stappen E.1 en E.2 getoetst worden op basis van algemene kenmerken. In toets E.3 voldoet geen van de vakken op basis van algemene kenmerken Bijlage J.3. De faalkans is op basis hiervan daarom niet verwaarloosbaar en alle vakken dienen verder beoordeeld te worden. In de volgende paragraaf is deze verdere beoordeling (de gedetailleerde beoordeling) nader beschreven.

### 3.1.4

## Resultaten gedetailleerde beoordeling

### Resultaten per vak

De resulterende stabiliteitsfactoren uit de D-GeoStability berekeningen zijn weergegeven in Tabel 26. De maatgevende glijvlakken zijn terug te vinden in Bijlage J.4.

Tabel 26  
Resultaten D-GeoStability berekeningen

Naam berekening	Stabiliteitsfactor	Stabiliteitsfactor vereist o.b.v. signaalwaarde
1.1_1b1	1,26	1,18
1.1_1b2	1,18	1,18
2.1.1_1b1	1,47	1,18
2.1.1_1b2	1,47	1,18
2.1.2_1b2	1,02	1,18
3.1.1_1b2	1,66	1,18
3.1.2_1b2	1,59	1,18
3.2_1b1	1,27	1,18
3.2_1b2	1,52	1,18
3.3_1b1	1,31	1,18
3.4_1b1	1,19	1,18
3.4_1b2	1,30	1,18
3.5_1b2	1,23	1,18
3.5_1b4	1,19	1,18
3.6_1b4	1,35	1,18
3.6_1b5	1,36	1,18
4.1_1b1	1,37	1,18
4.1_1b2	1,32	1,18
4.1_1b3	1,34	1,18
4.2_1b3	1,47	1,18



Aan de hand van de stabiliteitsfactoren uit Tabel 26 worden de faalkansen bepaald conform schematiseringshandleiding macrostabiliteit [RWS – WVL, 2016d]:

$$\beta = \frac{\frac{SF}{\gamma_d} - 0,41}{0,15} \quad P_f = \Phi(-\beta)$$

In Tabel 27 is de faalkans per scenario weergegeven ( $P_f|_{\text{scenario}}$ ). Deze is vervolgens vermenigvuldigd met de kans van optreden van het scenario ( $P_{\text{scenario}}$ ). De resultaten van dit product ( $P_f|_{\text{scenario}} * P_{\text{scenario}}$ ) worden per vak bij elkaar opgeteld, resulterend in een faalkans voor elk vak. De resulterende faalkansen zijn weergegeven in Tabel 28.

Tabel 27  
Faalkansen STBI per scenario.

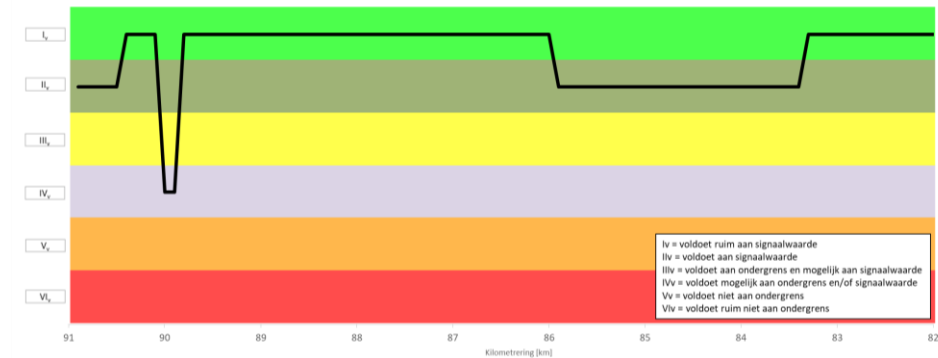
Vak	Scenario	$P_{\text{scenario}}$	SF	$P_f _{\text{scenario}}$	$P_f _{\text{scenario}} * P_{\text{scenario}}$
1.1	6027_1b1	0,65	1,26	1,0E-07	6,8E-08
	6027_1b2	0,35	1,18	1,4E-06	4,8E-07
2.1.1	6026_1b1	0,5	1,47	3,7 E-11	1,9 E-11
	6026_1b2	0,5	1,47	3,7 E-11	1,9 E-11
2.1.2	6026_1b2	1,0	1,02	1,2 E-04	1,2 E-04
3.1.1	6025_1b2	1,0	1,66	6,4 E-15	6,4 E-15
3.1.2	6025_1b2	0,65	1,59	1,2 E-13	1,2 E-13
	6025_1b3*	0,35	1,59	6,5E-14	6,5E-14
3.2	6025_1b1	0,14	1,27	7,4E-08	1,0E-08
	6025_1b2	0,70	1,52	4,4E-12	3,0E-12
	6025_1b3*	0,16	1,52	4,4E-12	7,0E-13
3.3	6025_1b2	0,22	1,31	1,8E-08	4,0E-09
	6025_1b3*	0,78	1,31	1,8E-08	1,4E-08
3.4	6025_1b1	0,26	1,19	1,0E-06	2,6E-07
	6025_1b2	0,74	1,30	2,6E-08	1,9E-08
3.5	6025_1b2	0,35	1,23	2,8E-07	9,9E-08
	6025_1b4	0,65	1,19	1,0E-06	6,6E-07
3.6	6025_1b4	0,71	1,35	4,3E-09	3,0E-09
	6025_1b5	0,29	1,36	2,9E-09	8,5E-10
4.1	6024_1b1	0,25	1,37	2,0E-09	5,0E-10
	6024_1b2	0,50	1,32	1,3E-08	6,4E-09
	6024_1b3	0,25	1,34	6,2E-09	1,6E-09
4.2	6024_1b3	1,00	1,47	3,7E-12	3,7E-12

Tabel 28  
Faalkansen STBI per vak

Vak	Faalkans [1/jaar]	Faalkanseis op doorsnede niveau	
		Signaalwaarde (1,36e-6)	Max. toelaatbare kans (4,07e-6)
1.1	5,5 E-07	Voldoet	Voldoet
2.1.1	3,7 E-11	Voldoet	Voldoet
2.1.2	1,2 E-04	Voldoet niet	Voldoet niet
3.1.1	6,4 E-15	Voldoet	Voldoet
3.1.2	1,8 E-13	Voldoet	Voldoet
3.2	1,0 E-08	Voldoet	Voldoet
3.3	1,8 E-08	Voldoet	Voldoet
3.4	2,8 E-07	Voldoet	Voldoet
3.5	7,6 E-07	Voldoet	Voldoet
3.6	3,9 E-09	Voldoet	Voldoet
4.1	8,5 E-09	Voldoet	Voldoet
4.2	3,7 E-12	Voldoet	Voldoet

Op basis van de berekende faalkansen voor STBI kunnen de verschillende vakken in verschillende categorieën worden geplaatst, elk met bijbehorend veiligheidsoordeel. Deze indeling in categorieën is conform Bijlage III Sterkte en Veiligheid [RWS – WVL, 2017a]. De veiligheidsoordelen zijn weergegeven in Tabel 29. Daarnaast zijn de oordelen langs het traject grafisch weergegeven in Figuur 35.

*Figuur 35  
Resultaat  
beoordeling STBI  
(uitgedrukt in  
beoordelingsklasse)*



*Tabel 29  
Veiligheidsoordeel  
voor STBI conform  
de categorieën van  
het WBI*

Vak	Categorie	Oordeel
1.1	II <sub>v</sub>	Voldoet aan de signaleringswaarde
2.1.1	I <sub>v</sub>	Voldoet ruim aan de signaleringswaarde
2.1.2	IV <sub>v</sub>	Voldoet mogelijk aan maximaal toelaatbare kans (ondergrens) en/of signaalwaarde
3.1.1	I <sub>v</sub>	Voldoet ruim aan de signaleringswaarde
3.1.2	I <sub>v</sub>	Voldoet ruim aan de signaleringswaarde
3.2	I <sub>v</sub>	Voldoet aan de signaleringswaarde
3.3	I <sub>v</sub>	Voldoet aan de signaleringswaarde
3.4	II <sub>v</sub>	Voldoet aan de signaleringswaarde
3.5	II <sub>v</sub>	Voldoet aan de signaleringswaarde
3.6	I <sub>v</sub>	Voldoet ruim aan de signaleringswaarde
4.1	I <sub>v</sub>	Voldoet ruim aan de signaleringswaarde
4.2	I <sub>v</sub>	Voldoet ruim aan de signaleringswaarde

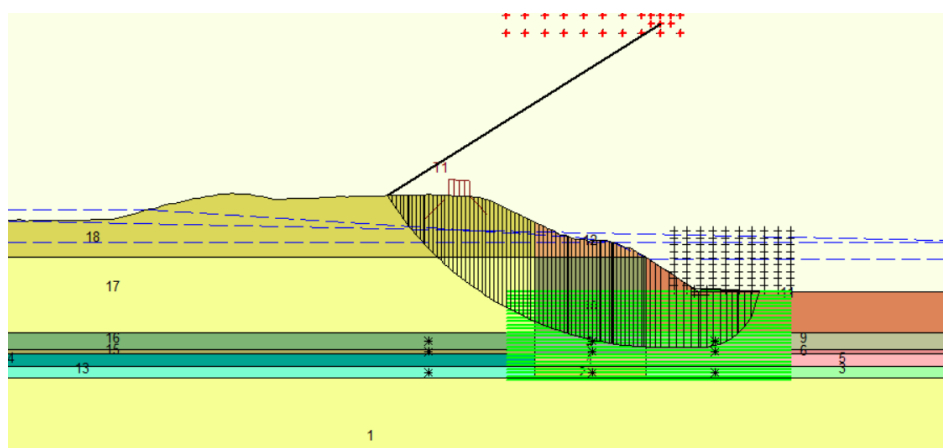
Bij de resultaten merken wij het volgende op:

- Uit de resultaten blijkt dat alle vakken behalve dijkvak 2.1.2 in de huidige situatie voldoen aan de signaleringswaarde.
- Voor de ondergrondscenario's 6025\_1b3 (vak 3.1.2, 3.2 en 3.3) zijn geen berekeningen gemaakt, omdat dit scenario een lagere faalkans zal geven, zie Bijlage J.2. Dit ondergrondscenario is vrijwel gelijk aan 6025\_1b2, met uitzondering van een diepe laag H\_Mkw\_z&k (met een relatief hoge sterkte), die bij 6025\_1b3 voorkomt onderin het Holoceen en bij 6025\_1b2 niet. Aangezien de glijvlakken die leiden tot een overstroming bij scenario 6025\_1b2 relatief ondiep zijn, is het wel of niet voorkomen van de laag H\_Mkw\_z&k niet relevant (zie Bijlage J.4). De stabiliteitsfactoren voor scenario 6025\_1b3 zijn daarom gelijk aangenomen als die voor 6025\_1b2. De scenario's waarvoor dit geldt zijn in Tabel 27 aangegeven met een asterisk (\*).
- Voor berekening 3.4\_1b1 is de stijghoogte in het watervoerend pakket (PL3) uitgebreider geschematiseerd dan beschreven in de uitgangspunten

(zie paragraaf 3.1.2). In het profiel horende bij deze berekening is het maaiveld binnendijks nog een meter lager dan bij de binnenteen, waardoor de grenspotential ook lager is dan bij de binnenteen. Er is aangenomen dat PL3 tussen de binnenteen en het eerste opbarst punt lineair verloopt tussen beide grenspotentialen.

- Op basis van een detailanalyse blijkt dat dijkvak 2.1.2 in de huidige situatie niet voldoet aan de maximaal toelaatbare kans. Dit omdat over een lengte van 100 – 200 m de binnenhaven van het Lauwersmeer zodanig dicht bij de waterkering ligt dat onvoldoende weerstand aanwezig is tegen afschuiven. Het glijvlak van dijkvak 2.1.2 is weergegeven in Figuur 36.

Figuur 36  
Glijvlak voor dijkvak  
2.1.2 – SF = 1,02



### 3.1.5

### Restlevensduur

In de restlevensduuranalyse is voor de vakken die momenteel voldoen aan de ondergrens onderzocht of het oordeel in de komende jaren (tot 2075, einde levensduur) voldoende blijft. Hiertoe worden de D-GeoStability schematisaties aangepast naar de toekomstige hydraulische randvoorwaarden. De resultaten zijn weergegeven in Tabel 30, zowel voor de huidige situatie (2023) als voor 2075.

De restlevensduur is bepaald door lineaire interpolatie tussen de  $\beta$ -waarden bij 2023 en 2075. De  $\beta$ -eis en faalkanseis horende bij:

- Maximaal toelaatbare kans (ondergrens):  $\beta_{eis} = 4,46$ ,  $P_{f_{eis}} = 4,1 \text{ E-6}$ ;
- Signaalwaarde:  $\beta_{eis} = 4,69$ ,  $P_{f_{eis}} = 1,4 \text{ E-6}$ ;

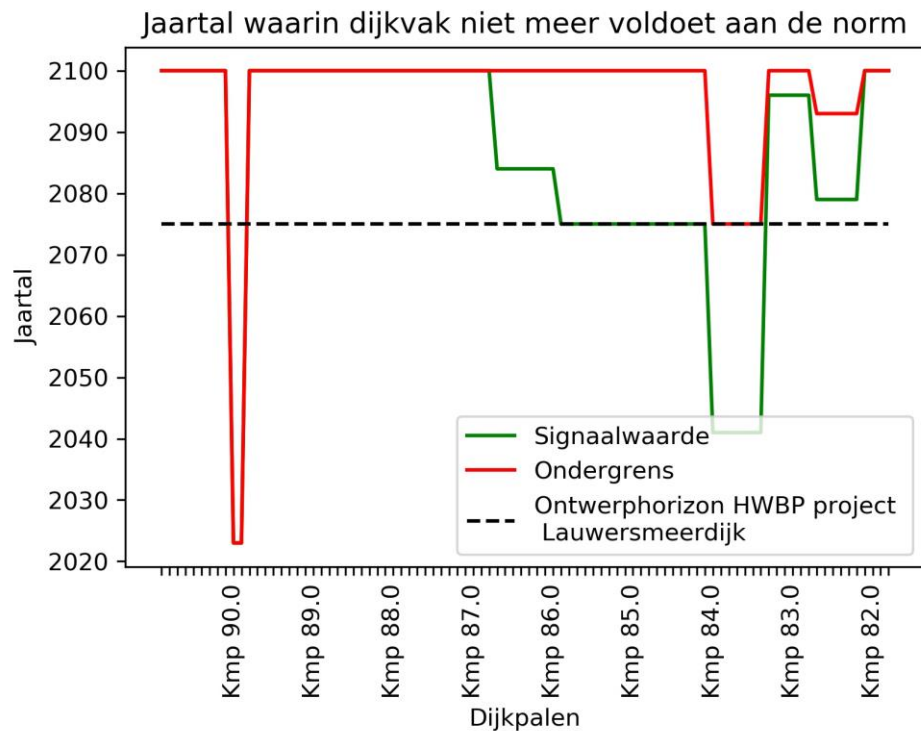
De resultaten zijn grafisch weergegeven in Figuur 37.

Tabel 30  
Analyse  
restlevensduur STBI

Vak	2023	2075	Afkeuren	
	$P_f$	$P_f$	(signaalwaarde)	(ondergrens)
1.1	5,5 E-07	8,4 E-07	Later dan 2100	Later dan 2100
2.1.1	3,7 E-11	5,6 E-11	Later dan 2100	Later dan 2100
2.1.2	1,2 E-04		Huidige situatie	Huidige situatie
3.1.1	6,4 E-15	1,1 E-14	Later dan 2100	Later dan 2100
3.1.2	1,8 E-13	7,3 E-13	Later dan 2100	Later dan 2100
3.2	1,0 E-08	1,4 E-07	Later dan 2100	Later dan 2100
3.3	1,8 E-08	7,4 E-07	2084	Later dan 2100

Vak	2023 $P_f$	2075 $P_f$	Afkeuren (signaalwaarde)	Afkeuren (ondergrens)
3.4	2,8 E-07	1,4 E-06	2075	Later dan 2100
3.5	7,6 E-07	4,2 E-06	2041	2075
3.6	3,9 E-09	2,8 E-07	2096	Later dan 2100
4.1	8,5 E-09	1,1 E-06	2079	2093
4.2	3,7 E-12	1,9 E-10	Later dan 2100	Later dan 2100

Figuur 37  
Overzicht  
restlevensduur STBI



We merken op dat de faalkans is bepaald op basis van de waterstand bij de signaalwaarde. Omdat bij de restlevensduur ook in kaart wordt gebracht wanneer niet meer wordt voldaan aan de ondergrens, moeten in dit geval strikt genomen een berekening worden uitgevoerd met de waterstand bij de ondergrens. Door uit te gaan van de waterstand bij de signaalwaarde van de norm worden de faalkansen die ordegrrootte gelijk zijn aan de maximaal toelaatbare kans of groter mogelijk iets overschat. Het is de verwachting dat dit niet leidt tot significant andere resultaten en zeker niet tot een ander veiligheidsoordeel.

### 3.1.6

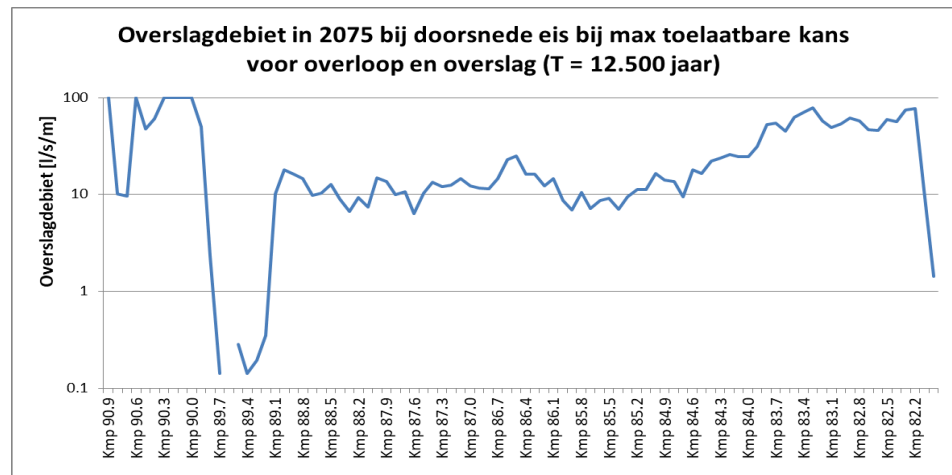
#### Analyse combinatie macro-stabiliteit met golfoverslag

Indien er sprake is van significante golfoverslag (meer dan 1 l/s/m bij een terugkeertijd gelijk aan de norm voor overloop en overslag) is naast de standaard stabiliteitsberekening een aanvullende berekening gemaakt voor de combinatie golfoverslag en macrostabiliteit [KPR, 2017]. Deze analyse moet alleen uitgevoerd worden voor de vakken die in de situatie zonder

overslag voldoen aan de gestelde veiligheidseisen. Langs het beoordeelde traject is nagenoeg overal sprake van significante golfoverslag.

Deze aanvullende beoordeling is voor één vak uitgevoerd. Hiervoor wordt de maatgevende schematisatie uitgezocht. Figuur 38 geeft de hoeveelheid golfoverslag langs het traject weer bij de huidige kruinhoogte en een terugkeertijd van 12.500 jaar (doorsnede eis voor overloop en overslag op basis van de max. toelaatbare overstromingskans – voor de huidige kruinhoogte zie ook paragraaf 2.2.3). Dit geeft een beeld op welke delen van het traject veel golfoverslag voorkomt. Hieruit kan worden geconcludeerd dat er vooral bij dijkvakken 1.1 t/m 3.2 en bij dijkvakken 3.5 t/m 4.1 veel sprake is van overslag. Van deze dijkvakken leidt vak 3.5 tot de laagste stabiliteit in de standaard beoordeling. Voor dit dijkvak wordt de aanvullende beoordeling uitgevoerd.

*Figuur 38  
Overslagdebiet langs  
traject bij  
terugkeertijd van  
12.500 jaar in 2075*



Voor de beoordeling bij golfoverslag is in eerste instantie uitgegaan van een volledig verzadigde dijk door het water dat over de dijk slaat en infiltreert bij golfoverslag. Daarnaast kan worden gerekend met een lagere faalkanseis (schadefactor). De te halen faalkanseis wordt bepaald door de normale faalkanseis te delen door de kans op 1 l/s/m overslagdebiet (KPR, 2017):

$$P_{f,eis,overslag,dsn} = P_{f,eis,dsn} * P(Q > 1l/s/m)$$

De kans op 1 l/s/m overslag is bepaald bij dijkpaal 83.3. Dit is de dijkpaal binnen vak 3.5 waar de kans op golfoverslag het grootst is. De kans op meer dan 1 l/s/m golfoverslag is in de huidige situatie gelijk aan 1/1.200 per jaar en in 2075 gelijk aan 1/200 per jaar (uitgaande van de huidige kruinhoogte). De vereiste safety factor is in 2023 gelijk aan 0,90 (signaalwaarde, 2023) en in 2075 gelijk aan 0,94 (max. toelaatbare kans, 2075). Hierin zijn de materiaal- en modelfactoren meegenomen conform Tabel 16 (o.b.v. LiftVan).

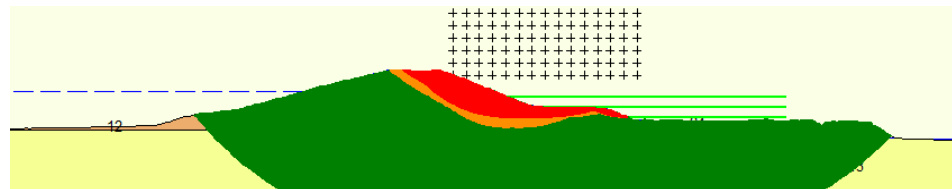
In geval wordt uitgegaan van de ontwerphoogte in 2075 neemt de kans op golfoverslag af van 1/200 per jaar naar 1/1.500 per jaar. Hierdoor neemt de minimaal benodigde safety factor af van 0,94 naar 0,82.

Tabel 31  
Veiligheidsfactoren  
macrostabiliteit  
binnenwaarts  
aanvullende  
beoordeling

Norm [per jaar]	Kans op 1 l/s/m	Faalkanseis aanvullende beoordeling	Schade- factor [-]	Vereiste SF D-Geo Stability
Signaalwaarde - 2023	8,9 E-04	1,6 E-03	0,85	0,90
Max. toelaatbare kans - 2023	8,9 E-04	4,7 E-03	0,80	0,85
Max. toelaatbare kans - 2025	5,0 E-03	8,2 E-04	0,88	0,94
Max. toelaatbare kans - 2075 (o.b.v. ontwerphoogte 2075)	6,9 E-04	5,9 E-03	0,79	0,83

De beoordeling is in eerste instantie uitgevoerd met een volledig verzadigde dijk (conform de werkwijze in [KPR, 2017]). De resulterende stabiliteitsfactor is dan 0,65. Dit is ook weergegeven in Figuur 39. De rode delen voldoen niet aan een SF van 0,85 (SF o.b.v. de max. toelaatbare kans) en de oranje delen voldoet niet aan een SF van 0,90 (SF o.b.v. de signaalwaarde).

Figuur 39  
Safety overview  
Bishop 3.5\_1b2 met  
golfoverslag



In de basisaanpak conform KPR [2017] is uitgegaan van een volledig verzadigde dijk. Dit is een conservatieve benadering omdat de dijk een zandkern heeft en kleibekleding aan binnenzijde. Het is niet onwaarschijnlijk dat een verhoogde freatische lijn, veroorzaakt door overslag, snel kan draineren. Daarom is een nadere analyse onderzocht wat een realistische ligging van de freatische lijn is.

Om meer gevoel bij te krijgen bij de realistische ligging van de freatische lijn zijn enkele gevoeligheidsberekeningen met D-Geo-Flow gemaakt waarin het verloop van de buitenwaterstand en de golfoverslag is gemodelleerd in combinatie met de geohydrologische eigenschappen van de dijk. Ondanks de afhankelijkheid van de gevoelige geohydrologische parameters volgt dat de dijk bij overslag snel volloopt (ook als de ondergrond volledig bestaat uit zand). Als gevolg hiervan zal de freatische lijn bij de binnentoeen stijgen. In die situatie zal de druk op de binnendijkse kleibekleding dermate hoog worden, dat deze wordt afgedrukt en de freatische lijn weer zal dalen. Feitelijk treedt dan het GABI mechanisme op. Vanuit de eisen uit het GABI spoor is de maximale stijghoogte van de freatische lijn in de zandkern bepaald (de waterstand net voor falen van de kleibekleding). Met die stijghoogte is de stabiliteit bij overslag bepaald en getoetst aan de benodigde stabiliteitsfactor.

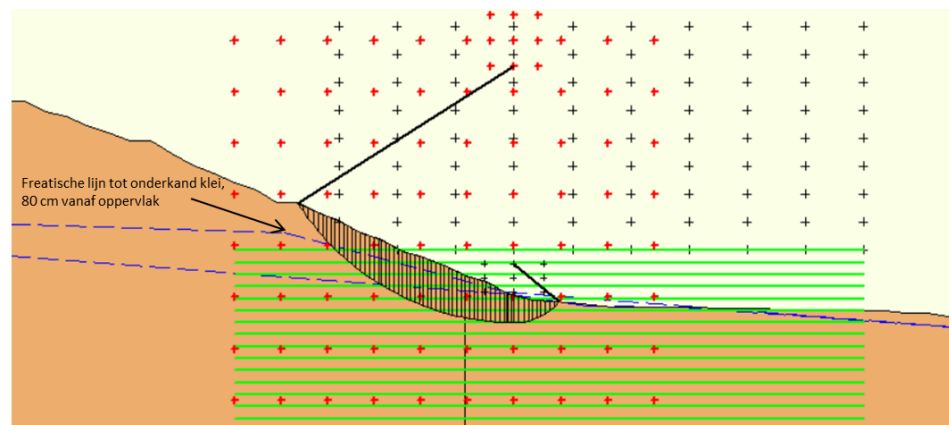
In het GABI spoor is op basis van een Mohr-coulomb benadering de maximale waterstand bij de binnentoeen af te leiden waarbij de kleibekleding wordt afgedrukt. Deze is gelijk aan NAP +4,42 m, waarbij is aangenomen dat er geen molshopen of andere graverij aanwezig is waardoor uitspoelen van

zand mogelijk is voordat de kleibekleding is gefaald<sup>5</sup>. Een waterstand van NAP +4,42 m bij de binnenteen, is dus maximaal mogelijk voor macrostabiliteit in combinatie met golfoverslag. Dit vormt de input voor de schematisatie van de freatische lijn bij overslag. Deze verloopt lineair van de buitenwaterstand (5,14m+NAP) tot aan de kleibekleding (dikte 0,8m) op een hoogte van 4,42m+NAP, leidend tot een bijna horizontaal verlopende freatische lijn. Dit is in overeenstemming met de resultaten uit de D-Geo-Flow berekeningen, waar ook een min of meer horizontale freatische lijn werd gevonden (zie Bijlage O).

De stabiliteit van vak 3.5 is, voor beide ondergrondscenario's, berekend met de hierboven beschreven schematisatie van de freatische lijn. De resultaten zijn weergegeven in onderstaande figuren. Beide ondergrondscenario's hebben een stabiliteitsfactor van 0,92. Vak 3.5 voldoet in de huidige situatie (zichtjaar 2023) dus aan de signaalwaarde ( $SF > 0,90$ ). Wanneer de dijk meer verzadigd raakt zal de waterstand bij de binnenteen verder stijgen en zal de kleibekleding worden afgedrukt. Hierdoor kan het water makkelijk uit het dijklichaam stromen en zal de freatische lijn weer dalen. Op basis hiervan wordt geconcludeerd dat de stabiliteitsfactor niet beneden de 0,90 zal komen.

*Figuur 40  
Glijvlak bij freatische  
lijn o.b.v.  
waterstand bij  
binnentalud van  
NAP+4,42 m (vak  
3.5).*

*Veiligheidsfactor =  
0,92*



De GABI beoordeling dient volgens de norm uitgevoerd te worden bij een waterstand bij de binnenteen van NAP 4,2 m (bij de max. toelaatbare kans in 2075, hierbij is rekening gehouden met verhoging van de freatische lijn door golfoverslag). De bovenstaande schematisatie met een waterstand van NAP +4,42 m is dus een bovenmaatgevende situatie voor GABI. Gezien de ligging van de freatische lijn bij STBI en golfoverslag voor GABI bovenmaatgevend is, heeft falen van de grasbekleding aan de binnenzijde van de waterkering in deze situatie daarom geen invloed op het veiligheidsoordeel voor GABI.

De minimaal benodigde veiligheidsfactor voor de combinatie STBI en golfoverslag is voor het zichtjaar 2075 gelijk aan 0,94 (als wordt uitgegaan aan de huidige kruinhoogte). Gezien de veiligheidsfactor voor STBI en golfoverslag gelijk is aan 0,92 wordt net niet voldaan aan deze eis. Als wordt uitgegaan van HBN in 2075 is de kans op meer dan 1 l/s/m golfoverslag

<sup>5</sup> In geval wel sprake is van graverij is de maximaal te keren waterstand NAP +3,86 m.

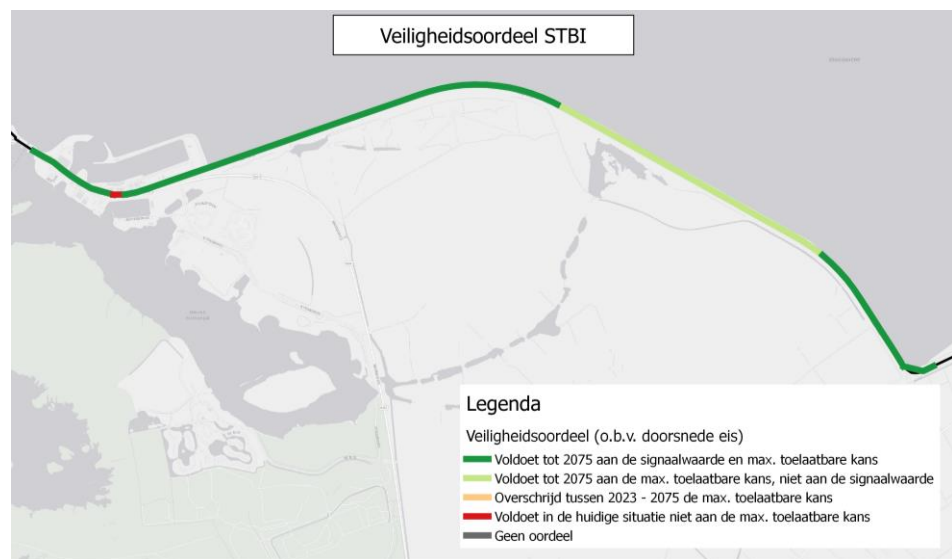
kleiner. De minimaal benodigde veiligheidsfactor is dan lager namelijk 0,83. In dat geval wordt wel voldaan aan de gestelde eisen.

### 3.1.7

### Veiligheidsoordeel

In de huidige situatie (peildatum 1 jan. 2023) voldoet de Lauwersmeerdijk alleen bij de binnenhaven voor STBI niet aan de maximaal toelaatbare kans. Dit omdat hier sprake is van een steil binnentalud en laag achterland. Dit is een zeer lokale opgave. Bij het oostelijke deel van de binnenhaven is de afstand tussen de binnenteen en kade van de binnenhaven groter (dijkvak 3.1.1.), hier is geen sprake meer van een opgave (zie Figuur 41).

*Figuur 41  
Veiligheidsoordeel  
STBI*



Langs het grootste deel van het traject vindt (bij de huidige kruinhoogte) significante golfoverslag plaats. Bij dijkpaal 83.3 is de controle op macrostabiliteit in combinatie met significante golfoverslag uitgevoerd. Hieruit blijkt dat de stijghoogte onder de kleibekleding niet hoger kan worden dan NAP +4,42 m. Bij deze maximale waterstand wordt in de huidige situatie voldaan aan de gestelde eisen voor macrostabiliteit en golfoverslag (signaalwaarde). Bij hogere waterstanden in de dijk zal de kleibekleding opbarsten en kan het water uit de dijk stromen, hetgeen weer tot een veiligere situatie leidt. Gezien de waterstand van NAP +4,42 m een bovenmaatgevende situatie is voor het faalmechanisme GABI leidt dit niet tot afkeuren van de dijk.

In 2075 wordt de kans op golfoverslag groter, de te halen veiligheidsfactor voor STBI en golfoverslag wordt dan strenger. Bij de huidige kruinhoogte wordt bij dijkpaal 83.3 net niet meer voldaan aan de gestelde eis ( $SF = 0,92 - SF_{eis} = 0,94$ ). Bij een reductie van het overslagdebiet is de minimaal benodigde veiligheidsfactor in 2075 lager. In dat geval wordt wel voldaan aan de gestelde eisen.



### 3.1.8

## Specifieke aanbevelingen t.b.v. HWBP project

- Bij dijkpaal 83.3 en de huidige kruinhoogte is de kans op golfoverslag in 2075 te groot om te voldoen aan de gestelde eisen voor STBI en golfoverslag. De gevonden SF is 0,92 en de minimaal te halen SF is gelijk aan 0,94. Paragraaf 3.5 beschrijft ook een hoogteopgave bij dijkpaal 83,3. We raden aan STBI en golfoverslag aan de eisen te laten voldoen door in de verkenning van het HWBP project te focussen op reductie van het overslagdebiet. Bij oplossing van de hoogteopgave wordt (met aan zekerheid grenzende waarschijnlijkheid) dan voor STBI en golfoverslag voldaan aan de gestelde eisen. Dit dient gecontroleerd te worden in de vervolgfases van het HWBP project.
- De analyse STBI en golfoverslag is uitgevoerd voor één dijkvak. We raden aan de veiligheidsbeoordeling op macrostabiliteit in combinatie met significante overslag uit te voeren voor de hele Lauwersmeerdijk.

## 3.2

## Macrostabiliteit buitenwaarts – STBU

### 3.2.1

### Algemeen

Deze paragraaf beschrijft de totstandkoming van het eindoordeel van de beoordeling voor het beoordelingsspoor macrostabiliteit buitenwaarts (STBU). De beoordeling is begonnen met een eenvoudige beoordeling. Indien deze eenvoudige beoordeling tot het oordeel 'verder beoordelen' leidt, is een gedetailleerde beoordeling uitgevoerd.

De beoordeling en uitgangspunten van het beoordelingsspoor STBU vertoont grote overeenkomsten met de beoordeling voor STBI. Indien mogelijk wordt verwezen naar de uitgangspunten bij STBI.

### 3.2.2

### Specifieke uitgangspunten

#### Faalkanseis

De faalkanseis voor STBU is bepaald conform Bijlage III op de Toelichting bij de Ministeriële Regeling Veiligheid primaire waterkeringen 2017 [RWS, 2017a]. De faalkanseis voor STBU is opgenomen in Tabel 32. De bijbehorende factoren zijn opgenomen in Tabel 33.

Tabel 32  
Faalkanseis STBU.

Faalmechanisme	Trajectnorm jaarlijkse faalkans [-]	Lengte [km]	Eis jaarlijkse faalkans op doorsnedeniveau [-]
STBU	1/3.000	13,4	$1,4 \cdot 10^{-5}$
STBU	1/1.000	13,4	$4,1 \cdot 10^{-5}$

Tabel 33  
Veiligheidsfactoren  
macrostabiliteit  
buitenwaarts.

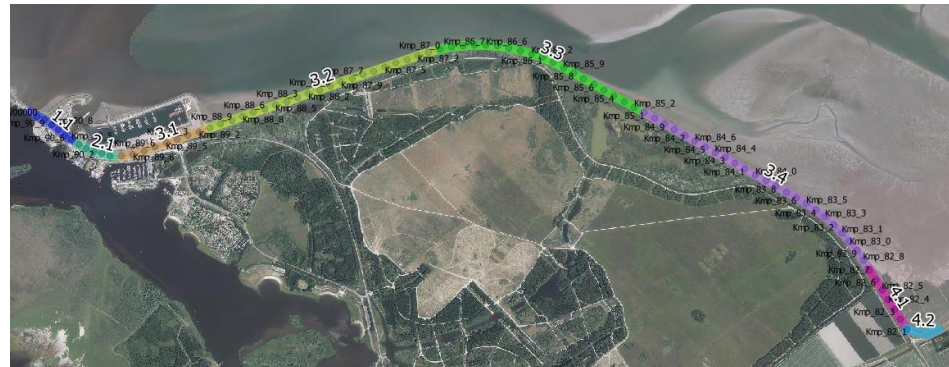
Trajectnorm jaarlijkse faalkans [-]	Schadefactor [-]	Materiaalfactor [-]	Modelfactor Bishop [-]	Vereiste SF D-Geo [-]
Signaalwaarde (1/3.000)	1,04	1,00	1,11	1,15
Max. toelaatbare kans (1/1.000)	1,00	1,00	1,11	1,11

### Vakindeling

De basisvakindeling in paragraaf 2.3 bevat de SOS segmenten met de bijbehorende ondergrondscenario's. Voor de STBU beoordeling zijn op basis van de criteria uit de schematiseringshandleiding [RWS-WVL, 2016d.] de vakken (waar nodig) verder verfijnd. In het algemeen is de werkwijze voor STBU gelijk aan de voor STBI (paragraaf 3.1).

In tegenstelling tot de criteria voor STBI, is de oriëntatie van de dijk geen reden voor een vakgrens voor STBU, want overslag wordt niet meegenomen in de beoordeling van STBU. Daarnaast is het voorland wél een mogelijke reden voor een vakgrens voor STBU (dit in tegenstelling tot STBI). De gemaakte vakindeling is te zien in Figuur 42 en Tabel 34.

Figuur 42  
Vakindeling voor het  
faalmechanisme  
STBU.



Tabel 34  
Vakindeling STBU  
inclusief uitleg.  
Vakgroottes zijn  
gemeten in GIS en  
afgerond de  
tientallen meters.

Vak	Dijkpalen	Vakgrootte [m]	Waterstand bij de norm [m +NAP]	Uitleg
1-1 <sup>6</sup>	90.9 - 90.4	490	5.00	SOS segment 6027
2-1	90.4 - 89.9	390	5.01	SOS segment 6026
3-1	89.9 - 89.1	800	5.01	SOS segment 6025; haven
3-2	89.1 - 87.0	2070	5.02	SOS segment 6025; ten oosten van haven, ten westen van Vierhuizergat
3-3	87.0 - 85.1	1910	5.13	SOS segment 6025; Vierhuizergat

<sup>6</sup> De sluizen in vak 1-1 (tussen dijkpaal 90-5 tot 90-6) zijn als kunstwerk beschouwd voor het faalmechanisme STBU.

3-4	85.1 – 82.7	2400	5.16	SOS segment 6025 Ten oosten van Vierhuizergat
4-1	82.7 - 82.1	600	5.17	SOS segment 6024;
4-2	82.1 - 81.8	280	5.17	SOS segment 6024; verandering geometrie t.o.v. 4.1

Het eerste cijfer van een vak correspondeert met het bijbehorende basisvak SOS segment: vak 1 is SOS segment 6027, vak 2 is SOS segment 6026, vak 3 is SOS segment 6025 en vak 4 is SOS segment 6024. Een verdere verdeling in vakken van een SOS segment is aangegeven met het tweede cijfer. Vakken 4-1 en 4-2 bijvoorbeeld zijn twee vakken als gevolg van een verdere verdeling van basisvak 4 (SOS segment 6024).

De overwegingen voor de gekozen vakindeling staan beschreven in Bijlage K. In deze bijlage zijn daarnaast de maatgevende profielen per vak beschreven, alsook de ondergrondscenario's per vak.

#### Waterstand bij de norm

Het verloop van de waterstand bij de norm over de dijkvakken is gering. Zie Tabel 34 voor de aangehouden waterstanden.

#### Geometrie

De geometrie is samengesteld op lodingen (de wadenzeebodem in het voorland) en het AHN2 (de dijkprofielen en het achterland). De geometrie op basis van het AHN2 is geverifieerd aan het DTM. Per vak is een maatgevend profiel gekozen. Indien er in een vak twee mogelijk maatgevende profielen zijn geïdentificeerd, zijn deze beiden beschouwd.

#### Dijkopbouw

Identiek aan het beoordelingsspoor STBI, zie paragraaf 3.1.2.

#### Grondparameters

Identiek aan het beoordelingsspoor STBI, zie paragraaf 3.1.2.

#### Waterspanningen

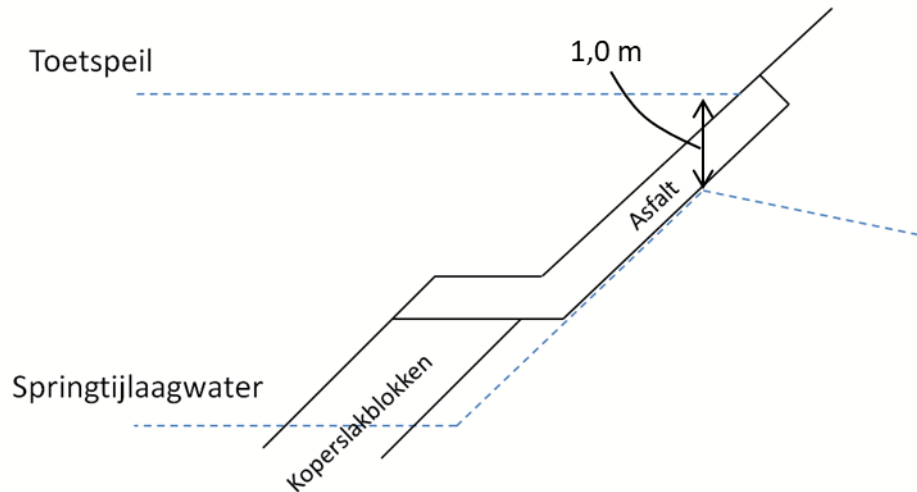
Bij STBU is vooral de val van het buitenwater van belang is. Hierbij zal het springtijlaagwater (-1,42 meter NAP) in combinatie met de normwaterstand (zie paragraaf en Tabel 34) als val worden aangenomen. De buitenwaterstand is gelijk aan springtijlaagwater.

Vanwege de goede doorlatendheid van het zandige dijklichaam is de freatische lijn in de dijk 1 meter lager ligt dan de waterstand bij de norm. Verder loopt de freatische lijn aan de buitentaludzijde onder de asfaltlaag. De verdere schematisering volgt dezelfde aanpak als voor het beoordelingsspoor

STBI, conform het technisch rapport waterspanningen bij dijken (TRWD). Zie ook Figuur 43.

De stijghoogte in de watervoerende zandlaag over het hele profiel is gelijk aan de gemiddelde hoogwaterstand (NAP +1.06 meter).

*Figuur 43  
Geschematiseerde  
freatische lijn bij val  
buitenwater voor  
STBU.*



### Verkeersbelasting

Bij STBU is sprake van een verkeersbelasting van  $6 \text{ kN/m}^2$ , welke over het hele buitentalud kan plaatsvinden (bijv. als gevolg van inspecties na hoogwater). Deze verkeersbelasting is zo ongunstig mogelijk geplaatst met betrekking tot het gevonden maatgevende glijvlak, met inachtneming van plekken die als niet bereikbaar worden geacht (steile taluds met een helling van 1:2, bestortingen).

### Maatgevend glijvlak (faaldefinitie)

Omdat STBU een indirect faalmechanisme is, kan ieder glijvlak in het dijklichaam leiden tot falen van de dijk. Desalniettemin zijn maatgevende glijvlakken die klein en ondiep zijn nader beschouwd (zie hiervoor de resultaten in paragraaf 3.2.4). In geval de glijvlakken de bekleding doorsnijden is aangenomen dat dit leidt tot falen van de waterkering.

### 3.2.3

### Resultaten eenvoudige beoordeling

De eenvoudige beoordeling van dit faalmechanisme bestaat uit onderstaande stappen:

- **E.1:** Waterkering is dijk of een dam.
- **E.2:** Constructieve elementen zijn aanwezig.
- **E.3:** De waterkering voldoet aan de eenvoudige toets op basis van algemene kenmerken.

Met als resultaat:

- **E.1:** De waterkering is langs het gehele beschouwde traject een dijk of dam.

- **E.2:** Er zijn geen constructies aanwezig die samen met de (onder-)grond de stabiliteit borgen.
- **E.3:** Het traject exclusief het havengedeelte mag op basis van stappen E.1 en E.2 getoetst worden op basis van algemene kenmerken. Hieruit blijkt dat alle vakken verder beoordeeld moeten worden. Dit oordeel is voor de meeste vakken geveld omdat de verhouding tussen waterhoogte en dijkhoogte groter is dan  $2/3$ . Voor de enkele vakken die hier wel aan voldeden zijn geen veilige punten op de contourplots voor zanddijken gevonden (conform figuur 5.4 in Bijlage III van de wettelijke regeling [RWS, 2017a]). Zie ook Bijlage K.

De faalkans is op basis van bovenstaande geometrische kenmerken daarom niet verwaarloosbaar en het dijktraject dient verder beoordeeld te worden. In de volgende paragraaf is deze verdere beoordeling (de gedetailleerde beoordeling) nader beschreven.

### 3.2.4

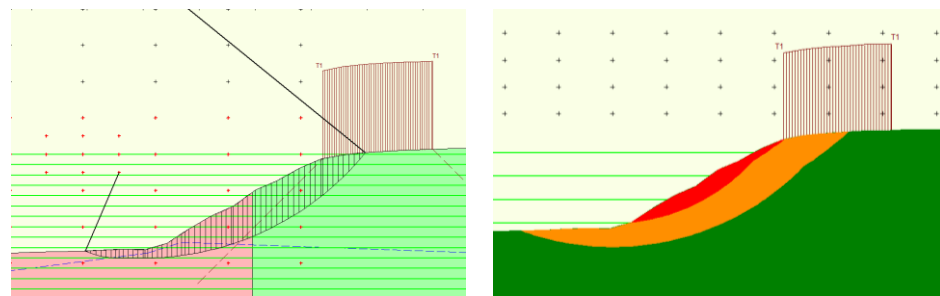
### Resultaten gedetailleerde beoordeling

De gedetailleerde beoordeling is uitgevoerd met de software D-GeoStability versie 18.1. Binnen het WBI is het glijvlak model van LiftVan voorgeschreven. In voorliggende beoordeling zijn zowel berekeningen met het glijvlakmodel van LiftVan als van Bishop uitgevoerd.

Vanwege de zandige dijklichamen worden relatief kleine, cirkelvormige, maatgevende glijvlakken verwacht. Met het LiftVan glijvlakmodel wordt mogelijk niet het maatgevende glijvlak gevonden. Het glijvlakmodel van Bishop geeft een beter inzicht in deze kleine glijvlakken. Een voorbeeld hiervan is te zien in Figuur 44 (vak 2.1). Met het LiftVan model wordt hier een groot glijvlak en een hoge stabiliteitsfactor gevonden. Het Bishop model beschrijft een klein glijvlak en een lage veiligheidsfactor.

Om de kleine glijvlakken, conform de faaldefinitie, goed in beeld te krijgen zijn de resultaten in voorliggende veiligheidsbeoordeling gepresenteerd op basis van het Bishop glijvlakmodel. Daarnaast kan in D-GeoStability meer inzicht worden verkregen in de maatgevende glijcirkels met behulp van de 'Safety Overview' als gebruikt wordt gemaakt van het Bishop model (Safety Overview is niet mogelijk bij het glijvlakmodel van LiftVan).

*Figuur 44  
Links een LiftVan berekening met een SF (stabiliteitsfactor) van 1,11. Rechts een Bishop berekening in 'Safety Overview' modus (rood= SF kleiner dan 1,0, oranje= SF tussen 1,0 en 1,15).*



### Resultaten per vak

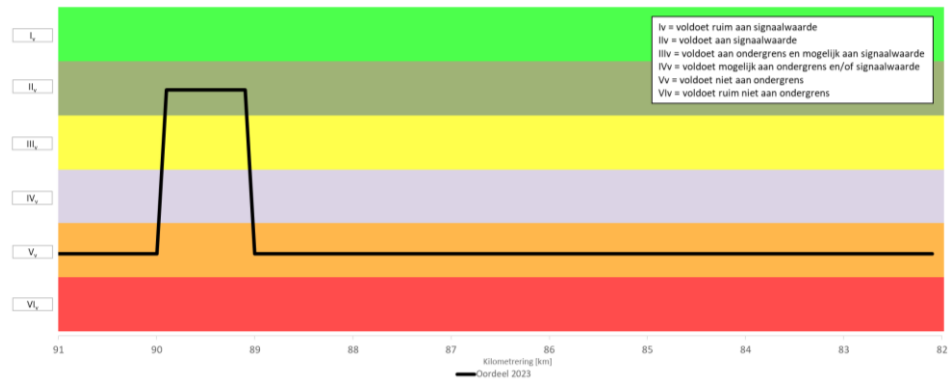
De resultaten van de gedetailleerde beoordeling voor STBU zijn per vak weergegeven in Tabel 35 en Figuur 45. Alle vakken voldoen niet aan de doorsnede-eis. Vak 3-1 is op basis van expert judgement alsnog goedgekeurd omdat het maatgevende glijvlak dusdanig klein en ondiep is dat het als niet relevant is beschouwd (zie ook Figuur 46 en Bijlage K).

De hoge faalkansen worden voornamelijk veroorzaakt door de combinatie van een grotendeels verzadigde zanddijk en kleine maatgevende glijvlakken.

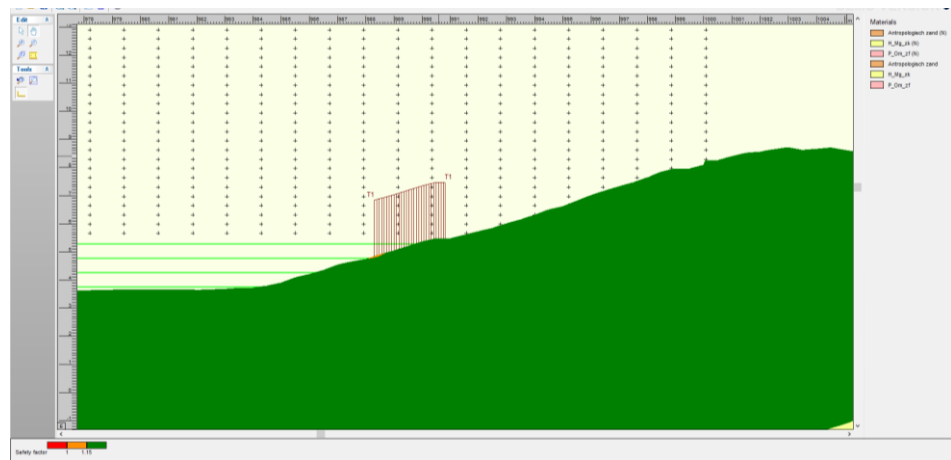
Tabel 35  
Faalkansen STBU.

Vak	Faalkans [-]	Faalkanseis signaalwaarde ( $1,4 \cdot 10^{-5}$ )	Faalkanseis max. toelaatbare kans ( $4,1 \cdot 10^{-5}$ )
1-1	$3,2 \cdot 10^{-3}$	Voldoet niet	Voldoet niet
2-1	$7,1 \cdot 10^{-2}$	Voldoet niet	Voldoet niet
3-1	$2,8 \cdot 10^{-4}$	Voldoet niet	Voldoet niet
3-2	$2,2 \cdot 10^{-4}$	Voldoet niet	Voldoet niet
3-3	$1,8 \cdot 10^{-4}$	Voldoet niet	Voldoet niet
3-4	$1,7 \cdot 10^{-2}$	Voldoet niet	Voldoet niet
4-1	$1,1 \cdot 10^{-4}$	Voldoet niet	Voldoet niet
4-2	$1,2 \cdot 10^{-3}$	Voldoet niet	Voldoet niet

*Figuur 45  
STBU oordeel 2023  
langs dijktraject.*



*Figuur 46  
Safety overview  
voor vak 3-1. De  
groene delen  
voldoen aan de  
minimaal te halen  
veiligheidsfactor van  
1,11 (voor Bishop).*

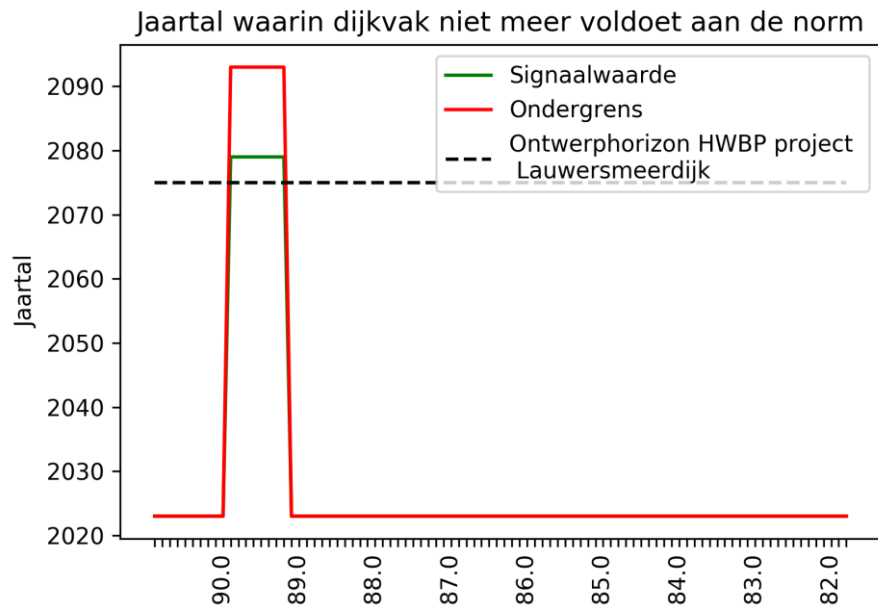


### 3.2.5

### Restlevensduur

Vak 3-1 is het enige vak wat als voldoende is beoordeeld, en is daarmee ook het enige vak wat voor de restlevensduuranalyse is beschouwd. Tot en met 2075 voldoet vak 3-1 aan de signaalwaarde, maar in 2100 voldoet vak 3-1 niet meer aan de signaalwaarde en ook niet aan de ondergrens.

Figuur 47  
STBU restlevensduur  
langs dijktraject.

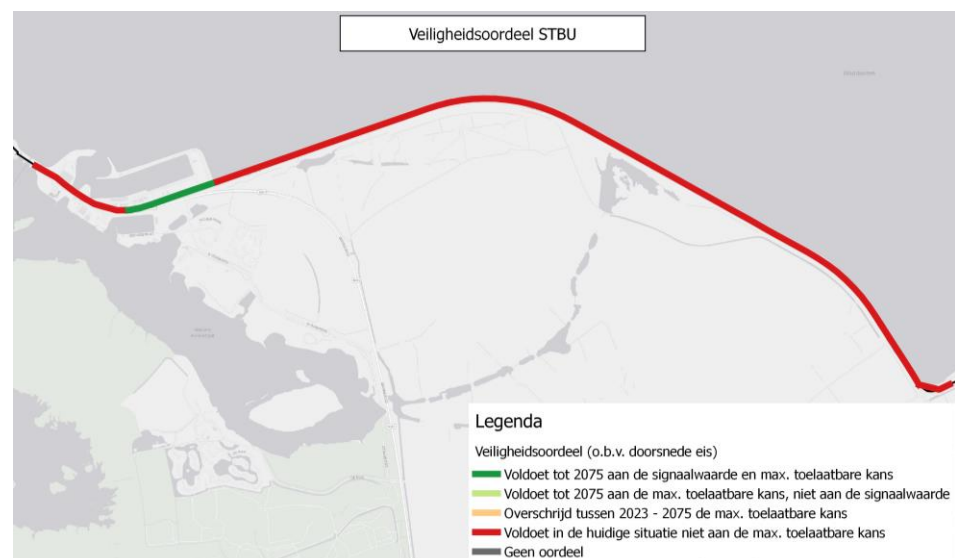


### 3.2.6

#### Veiligheidsoordeel

In de huidige situatie voldoet de Lauwersmeerdijk alleen aan de gestelde eisen voor STBU tussen dijkpaal 89.1 - 89.9. Dit is in het oostelijk deel in de haven van Lauwersoog. Hier voldoet de Lauwersmeerdijk tot na 2075 aan de maximaal toelaatbare kans (en de signaalwaarde). Alle overige delen van de Lauwersmeerdijk voldoen in de huidige situatie niet aan de maximaal toelaatbare overstromingskansen.

Figuur 48  
Veiligheidsoordeel  
STBU



### 3.2.7

#### Specifieke aanbevelingen t.b.v. HWBP project

Het veiligheidsoordeel is (conform het WBI) tot stand gekomen op basis van een streng criterium voor het maatgevend glijvlak en een zanddijk die



grotendeels verzadigd is. De berekende faalkansen zijn dusdanig groot dat tekenen van schade waargenomen zouden kunnen worden tijdens historische zware stormen.

We raden aan de verzadiging van de dijk verder aan te scherpen. Dit door peilbuizen te plaatsen en extra informatie over de val naar laagwater te verzamelen. Het beoordelingsresultaat is namelijk erg gevoelig voor de ligging van de freatische lijn. Daarnaast raden we aan de opgave voor STBU integraal te bekijken met de opgave voor de bekleding van het buitentalud. De fundering van een steenbekleding kan namelijk extra sterkte toevoegen.

### 3.3

## Piping, opbarsten & heave – STPH

### 3.3.1 Algemeen

Deze paragraaf beschrijft de totstandkoming van het eindoordeel van de beoordeling voor het beoordelingsspoor piping (STPH). De beoordeling is begonnen met een eenvoudige beoordeling. Indien deze eenvoudige beoordeling tot het oordeel 'verder beoordelen' leidt, is een gedetailleerde beoordeling uitgevoerd. De gedetailleerde beoordeling is uitgevoerd met Ringtoets versie 17.3.1.

### 3.3.2 Specifieke uitgangspunten

#### Faalkanseis

De faalkanseis voor STPH is bepaald conform Bijlage III op de Toelichting bij de Ministeriële Regeling Veiligheid primaire waterkeringen 2017 [RWS, 2017a]. De faalkanseis voor STPH is opgenomen in Tabel 36.

Tabel 36  
Faalkanseis STBI.

Faalmechanisme	Norm [per jaar]	Lengte [km]	Faalkanseis op doorsnedeniveau [per jaar]
STPH	1/3.000	13,4	$4,2 \cdot 10^{-6}$
STPH	1/1.000	13,4	$1,3 \cdot 10^{-5}$

#### Vakindeling

De vakindelingen voor faalmechanismen STBI, STBU en STPH is opgesteld conform de schematiseringhandleidingen van het WBI2017 (zie ook Bijlage I). De lokale ondergrondschematisatie, zoals beschreven in paragraaf 2.3, vormt de gemeenschappelijke basis voor de vakindeling voor alle geotechnische faalmechanismen (STBI, STBU en STPH). Vervolgens is deze vakindeling per faalmechanisme verfijnd. In Tabel 37 is de vakindeling voor STPH beschreven, inclusief de duiding waarom de vakken op die manier zijn gedefinieerd. De vakindeling voor STPH is ook te zien in Figuur 49. De totstandkoming van de vakindeling is in meer detail beschreven in Bijlage I.

Tabel 37  
Vakindeling STPH  
inclusief uitleg

Vak	Dijkpalen	Uitleg
1.1	90.9 - 90.4	SOS segment 6027
2.1	90.4 - 89.9	SOS segment 6026
3.1	89.9 - 86.5	SOS segment 6025; Ten westen van het Vierhuizergat
3.2	86.5 - 85.5	SOS segment 6025; Ter plaatse van het Vierhuizergat, geen kwelders aanwezig, dus is sprake van een kortere kwelweg
3.3	85.5 - 82.7	SOS segment 6025; Ten oosten van het Vierhuizergat
4.1	82.7 - 81.8	SOS segment 6024

Figuur 49  
Vakindeling STPH



### Maatgevende locaties

In een eerder stadium zijn door Arcadis peilbuisproeven uitgevoerd op de meest pipinggevoelige locaties [Arcadis, 2018a] en [Arcadis, 2018b]. Dit zijn 5 locaties in vakken 3.1, 3.3 en 4.1:

- 88.89, nabij Kmp 88.9 in dijkvak 3.1
- 87.02, nabij Kmp 87.0 in dijkvak 3.1
- 84.04, nabij Kmp 84.0 in dijkvak 3.3
- 83.22, nabij Kmp 83.2 in dijkvak 3.3
- 82.59, nabij Kmp 82.6 in dijkvak 4.1

Voor deze 5 locaties zijn in [Arcadis,2018a,b] lokale ondergrond-schematisaties opgesteld. Deze schematisaties worden ook voor de beoordeling STPH gebruikt. Daarnaast wordt het dwarsprofiel gebruikt dat op de locatie van de peilbuizen aanwezig is. Er worden dus lokale schematisaties toegepast. In vakken 1.1 en 2.1 zijn geen peilbuisproeven uitgevoerd. Hier wordt geen lokale schematisatie toegepast, maar is gewerkt met ondergrondscenario's. De ondergrondscenario's uit paragraaf 2.3 worden gebruikt voor deze vakken, en maatgevende hydraulische belastingen en maatgevende dwarsprofielen worden gekozen. In vak 3.2 zijn ook geen peilbuizen aanwezig. Door het non-uniforme karakter van de ondergrond (westelijk een dunne deklaag, oostelijk een dikke) zijn in dit vak twee lokale schematisaties opgesteld: een bij Kmp 86.1 en een bij Kmp 85.8. Daarnaast

is bij Kmp 82.1 in vak 4.1 een afwijkende ondergrond gevonden, zonder diepe stoorlaagjes. Op deze locatie is een extra schematisatie opgesteld.

### Hydraulische belastingen

De hydraulische randvoorwaarden zijn beschreven in paragraaf 2.2. De piping berekeningen zijn uitgevoerd bij een buitenwaterstand (MHW) met een overschrijdingsfrequentie gelijk aan de signaleringswaarde van het traject. Voor elk vak (en elke locatie) zijn de hydraulische belastingen weergegeven in Tabel 38. De polderpeilen in het achterland komen uit [NZV, 2018c]. Op locaties waar geen teensloot aanwezig is, wordt het polderpeil aangenomen op maaiveldniveau.

Tabel 38  
Hydraulische  
belastingen per STBI  
vak

Vak	Locatie	Waterstand bij de norm (1/3.000 per jaar)	Polderpeil
1.1	Maatgevend voor vak 1.1	5,00	Maaiveld
2.1	Maatgevend voor vak 2.1	5,01	-0,93
3.1	Kmp 88.9	5,01	Maaiveld
	Kmp 87.0	5,02	Maaiveld
3.2	Kmp 86.2	5,03	-1,60
	Kmp 85.8	5,05	Maaiveld
3.3	Kmp 84.0	5,11	-1,60
	Kmp 83.2	5,14	-1,60
4.1	Kmp 82.6	5,16	-1,34
	Kmp 82.1	5,17	Maaiveld

### Geometrie

Voor vakken 1.1 en 2.1 is een maatgevend dwarsprofiel gekozen voor de pipingberekeningen. Hierbij is gelet op de volgende aspecten:

- Niveau maaiveld polderzijde: hoe lager het maaiveld aan polderzijde, hoe ongunstiger het resultaat;
- Aanwezigheid teensloot: een teensloot heeft doorgaans een negatieve invloed op de piping gevoeligheid.
- Lengte kwelweg: hoe korter de kwelweg, hoe negatiever het resultaat. De aanwezigheid van een voorland heeft een gunstig effect op het resultaat, omdat dit de kwelweg vergroot.

Voor de overige vakken zijn lokale schematisaties opgesteld. Hierbij is steeds het dwarsprofiel dat daadwerkelijk op de locatie voorkomt gebruikt in de berekeningen. De maatgevende dwarsprofielen zijn voor elk vak en elke locatie te vinden in Bijlage L.1.

### Grondopbouw (per vak)

De verschillende ondergrondscenario's die voorkomen langs het te beoordelen traject zijn beschouwd in paragraaf 2.3. Als volgende stap is voor dijkvak 1.1 en 2.1 bepaald welke van deze ondergrondscenario's voorkomen

en over welk deel van het vak. Op deze manier is per vak een percentage van voorkomen toegekend aan de verschillende ondergrondscenario's (op basis van de lengte waarover het scenario voorkomt t.o.v. de lengte van het vak). Omdat uitgebreid grondonderzoek aanwezig is, kunnen de ondergrondscenario's op basis van het GTLP voldoende betrouwbaar worden toegekend aan specifieke delen.

Voor de overige locaties zijn lokale schematisaties opgesteld, gebaseerd op de schematisaties van Arcadis (voor zover aanwezig). Hierin is de volgende koppeling tussen grondlagen in het peilbuisonderzoek [Arcadis, 2018a,b] en SOS eenheden aangehouden:

Tabel 39  
Koppeling  
grondlagen Arcadis  
en SOS eenheden

Aanduiding grondlaag in [Arcadis,2018a,b]	SOS eenheid
Opgebracht matig tot grof zand	Dijkmateriaal
Klei	H_Mp_k
Klei, plaatselijk gelaagd met zand	H_Mp_k (gelaagd met zand)
Matig fijn tot matig grof zand, plaatselijk gelaagd met klei	H_Mg_zk (matig grof)
Zeer tot matig fijn zand, plaatselijk gelaagd met klei	H_Mg_zk (fijn)
Zeer tot matig fijn zand, sterk gelaagd met klei	H_Mkw_z&k
Zeer tot matig fijn zand (Peelo)	P_Om_zf
Potklei, plaatselijk gelaagd met zand	P_Ova_sd
Zeer tot matig fijn zand (Eem)	P_Mg_zk

De ondergrondscenario's en lokale schematisaties die zijn gebruikt voor de berekeningen zijn te vinden in Bijlage L.

### Grondparameters

De grondparameters zijn gebaseerd op het uitgevoerde grondonderzoek en de schematisaties van Arcadis. Waar geen parameterwaarden bekend zijn, zijn standaardwaarden gebruikt uit SOS en de schematiseringshandleidingen. In Ringtoets dienen de parameters te worden ingevoerd als stochastische verdelingen: met een verwachtingswaarde en een variatiecoëfficiënt/standaardafwijking.

Voor het verzadigde gewicht van de verschillende grondsoorten worden als verwachtingswaarde de gemiddeldes gebruikt uit de bandbreedtes zoals aangegeven in de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [RWS – WV, 2016d]. Als variatiecoëfficiënt wordt 5% gebruikt, overeenkomstig met schematiseringshandleiding piping [RWS – WV, 2017c]. De deklagen moeten echter in Ringtoets allemaal dezelfde standaardafwijking hebben. Voor alle deklagen wordt daarom een standaardafwijking van  $0,9\text{kN/m}^3$  gebruikt, overeenkomstig met de standaardafwijking van H\_Mkw\_z&k, de zwaarste deklaag, bij 5% variatie. De gebruikte waarden zijn weergegeven in Tabel 40.

Tabel 40  
 Waarden nat  
 volumiek gewicht

Grondlaag	Deklaag Ja/nee	Nat volumiek gewicht $\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]
H_Mg_zk (fijn)	Nee	21
H_Mg_zk (matig grof)	Nee	21
H_Mkw_z&k	Ja	18,5
H_Mp_k	Ja	14,5
H_Mp_k (gelaagd met zand)	Ja	14,5
P_Mg_zk	Nee	21
P_Ova_sd	Nee	14,5
P_Om_zf	Nee	21
P_Rg_zm (vak 1.1+2.1)	Nee	21
P_Wdz_zf (vak 1.1+2.1)	Nee	21
H_Mg_zk (vak 1.1+2.1)	Nee	21
H_Mkw_z&k (vak 1.1+2.1)	Ja	21
H_Mp_k (vak 1.1+2.1)	Ja	14,5
P_Ova_sd (vak 1.1+2.1)	Nee	14,5
H_Vbv_v (vak 1.1+2.1)	Nee	11

Voor de doorlatendheid (k) van de watervoerende zandlagen in vakken 1.1 en 2.1 is, waar mogelijk, gebruik gemaakt van de uitgevoerde slugtests [Wiertsema en Partners, 2018]. Hierin is op 20 locaties langs het te beoordelen traject de doorlatendheid bepaald. De peilbuizen zijn allemaal geplaatst in de zandlagen H\_Mg\_zk. Deze laag is beschouwd als een homogene laag, die doorloopt langs het traject. De gemiddelde k-waarde van de proeven is 7,35m/dag, met een variatiecoëfficiënt van 25%. Deze waarden zijn gebruikt als input voor Ringtoets. In vakken 1.1 en 2.1 is zijn er echter ook andere zandlagen aanwezig (P\_Wdz\_zf en P\_Rg\_zm), waarin piping kan optreden. Voor deze lagen zijn standaardwaardes voor k gebruikt uit het SOS. Voor deze lagen is de standaard variatiecoëfficiënt van 50% gebruikt, conform schematiseringshandleiding piping [RWS – WVL, 2017c]. De doorlatendheden van de watervoerende zandlagen in vakken 3.1 t/m 4.1 zijn gebaseerd op de doorlatendheden gehanteerd door Arcadis [Arcadis, 2018a,b]. Zodoende sluiten de berekeningen zo dicht mogelijk aan bij het peilbuisonderzoek. Aangezien de relevante watervoerende zandlagen in deze vakken H\_Mg\_zk zijn, wordt hiervoor ook een variatiecoëfficiënt van 25% gehanteerd. Voor de lagen waarover geen nadere informatie beschikbaar is, zijn de standaardwaarden uit de schematiseringhandleiding toegepast. We merken op in het peilbuisonderzoek per locatie verschillende doorlatendheden zijn gehanteerd voor dezelfde lagen. In de berekeningen is dit niet gedaan, maar is de maatgevende doorlatendheid van een bepaalde laag overal in het traject gebruikt (niet locatie-afhankelijk). De gebruikte k-waardes zijn weergegeven in Tabel 32. Hierin is onderscheid gemaakt tussen de lagen in vakken 1.1 en 2.1 en de rest van het traject.

Tabel 41  
k-waardes  
watervoerende  
zandlagen

Grondsoort	Type	Verwachtingswaarde k [m/dag]	Variatiecoëfficiënt
H_Mg_zk (fijn)	Zand, plaatselijk gelaagd met klei (getijdenafzetting)	10	0,25
H_Mg_zk (matig grof)	Zand, plaatselijk gelaagd met klei (getijdenafzetting)	12	0,25
P_Mg_zk	Zand, plaatselijk gelaagd met klei (getijdenafzetting)	10	0,25
P_Om_zf	Zand	14	0,25
H_Mg_zk (vak 1.1+2.1)	Zand, plaatselijk gelaagd met klei (getijdenafzetting)	7,35	0,25
P_Wdz_zf (vak 1.1+2.1)	Zand	30	0,50
P_Rg_zm (vak 1.1+2.1)	Zand	20	0,50

Voor de korrelgrootte  $d_{70}$  van de watervoerende zandlagen is gebruik gemaakt van het uitgevoerde grondonderzoek, waarin korrelverdelingen zijn gemaakt [Wiertsema & Partners, 2018]. Op 7 locaties is op verschillende niveaus de  $d_{70}$  bepaald, overal in het Holocene zandpakket. Alleen de boormonsters die minder dan 5% fijne fractie bevatten zijn bekeken. Op 6 locaties betreft dit de laag H\_Mg\_zk. De gemiddelde  $d_{70}$  van deze korrelverdelingen is 0,161mm, met een variatiecoëfficiënt van 12%. Op 1 locatie (boring MB90047) zijn ook andere zandlagen aangetroffen (P\_Wdz\_zf, P\_Rg\_zm). De  $d_{70}$  bij deze boring is hoger dan op de andere locaties. Als conservatieve keuze ook voor deze grondlagen ook een  $d_{70}$  van 0,161mm aangehouden. De gebruikte waarden zijn weergegeven in Tabel 32. Schematiseringshandleiding piping [RWS – WVL, 2017c] geeft als standaardwaarde voor de variatiecoëfficiënt 12% aan. We merken op dat er onderscheid is gemaakt tussen fijn zand en matig grof zand (H\_Mg\_zk). Bij gebrek aan voldoende metingen zijn voor deze lagen dezelfde korrelgroottes aangehouden.

Tabel 42  
D<sub>70</sub> watervoerende  
zandlagen

Grondsoort	Type	Verwachtingswaarde d <sub>70</sub> [mm]	Variatiecoëfficiënt
H_Mg_zk (fijn)	Zand, plaatselijk gelaagd met klei (getijdenafzetting)	0,161	0,12
H_Mg_zk (matig grof)	Zand, plaatselijk gelaagd met klei (getijdenafzetting)	0,161	0,12
P_Mg_zk	Zand, plaatselijk gelaagd met klei (getijdenafzetting)	0,161	0,12
P_Om_zf	Zand	0,161	0,12
P_Wdz_zf (vak 1.1+2.1)	Zand	0,161	0,12
P_Rg_zm (vak 1.1+2.1)	Zand	0,161	0,12
H_Mg_zk (vak 1.1+2.1)	Zand, plaatselijk gelaagd met klei (getijdenafzetting)	0,161	0,12

### Intredepunt

Het intredepunt is gedefinieerd als het punt waar de watervoerende zandlaag in direct contact staat met het buitenwater of, indien er een voorland aanwezig is, waar de stijghoogte in de watervoerende zandlaag (nagenoeg) gelijk is aan de buitenwaterstand (MHW). In het peilbuizenonderzoek van Arcadis [Arcadis, 2018a,b] zijn fictieve intredepunten op de 5 locaties bepaald. Deze zijn echter alleen geldig voor de zandlaag waarin de peilbuis stond. Voor andere zandlagen kunnen deze intredepunten niet worden gebruikt. Voor deze zandlagen is eerst een berekening uitgevoerd met het intredepunt ter plaatse van de buitenteen. Indien dit niet tot een voldoende oordeel leidt, is het fictieve intredepunt bepaald volgens de schematiseringshandleiding piping [RWS – WVL, 2017c], op basis van modellen uit het TRWD.

Ter plekke van het Vierhuizergat (vak 3.2) staan de watervoerende zandlagen in direct contact met het buitenwater. Het intredepunt aldaar is gekozen op de plek waar dit contact ontstaat. In vak 2.1 zijn geen peilbuisproeven uitgevoerd. Hier is echter een bebouwd voorland aanwezig van orde grootte 100m ter plaatse van de buitenhaven. Het intredepunt is daarom op het einde van dit voorland gelegd. In vak 1.1 zijn ook geen peilbuisproeven uitgevoerd. Hier als conservatieve inschatting voor het intredepunt gekozen voor de buitenteen.

### Uittredepunt

Als uittredepunt kunnen twee verschillende locaties worden gekozen:

- 1) Bij de teensloot: hier is de deklaag meestal het dunst en kan dus gemakkelijk opbarsten plaatsvinden;
- 2) Bij de binnenteen: hier is de deklaag dikker dan bij de teensloot, maar de kwelweg korter.

In de gedetailleerde beoordeling in Ringtoets wordt elke locatie twee maal berekend: een keer voor elk uittredepunt. De berekening met de hoogste faalkans is dan maatgevend. In de eenvoudige beoordeling wordt de meest ongunstige combinatie van de verschillende uittredepunten gebruikt: de dikte van de deklaag bij de teensloot (dunne deklaag is maatgevend) en de kwelweglengte bij de binnenberm (korte kwelweg is maatgevend).

### Dempingsfactor bij uittredepunt

De dempingsfactor bij het uittredepunt is de respons van de stijghoogte in de watervoerende zandlaag ter plaatse van het uittredepunt. Voor de 5 peilbuislocaties zijn de stijghoogtes bij MHW in een eerder stadium berekend Bijlage P. Deze stijghoogtes zijn bepaald bij de berm, maar er is aangenomen dat de stijghoogtes bij de sloot even groot zijn. Dit is een conservatieve benadering. Deze stijghoogtes zijn omgerekend naar een dempingsfactor via de volgende formule:

$$r = \frac{\varphi - PP}{MHW - PP}$$

Waarin:

$r$	Dempingsfactor
$\varphi$	Stijghoogte bij uittredepunt
$PP$	Polderpeil
$MHW$	Waterstand bij de norm

Voor de locaties (en zandlagen) waar geen stijghoogtes van bepaald zijn, is in eerste instantie gerekend met 100% respons. Dit betekent dat de dempingsfactor gelijk is aan 1,0. Indien dit niet leidt tot een voldoende oordeel, is de stijghoogte bij het uittredepunt bepaald met behulp van modellen uit TRWD, en vervolgens via bovenstaande formule omgerekend naar een dempingsfactor.

Voor de dempingsfactor wordt standaard een variatiecoëfficiënt van 10% gebruikt [RWS – WV, 2017c]. Voor een dempingsfactor van 1,0 wordt een variatie van 0% gebruikt, omdat de dempingsfactor nooit hoger zal worden dan 1,0.

### Rekenscenario's

Voor elke pipinglocatie zijn verschillende scenario's doorgerekend. Zoals hierboven al beschreven is de veiligheid voor piping berekend bij twee mogelijke uittredepunten: de teensloot (indien aanwezig) en de binnenteen. Daarnaast zijn er op de meeste locaties meerdere zandlagen aanwezig die aan de bovenkant worden begrenst door een ondoorlatende laag; er zijn dus meerdere lagen aanwezig waarin piping zou kunnen optreden. De veiligheid tegen piping van al deze lagen wordt voor beide mogelijke uittredepunten berekend. Uiteindelijk wordt de combinatie zandlaag en uittredepunt met de hoogste faalkans als maatgevend gezien.



Voor elke zandlaag is eerst een berekening gemaakt met de teensloot als uittredepunt. In deze berekeningen zijn de stijghoogtes bij het uittredepunt gebaseerd op de peilbuisproeven, zoals al eerder vermeld. Indien in dit geval opbarsten kan optreden (opbarstveiligheid  $< 1,20$ , conform STBI criterium) wordt aangenomen dat zich hier de grenspotentiaal zal instellen. Dit blijkt voor alle rekenscenario's aan de orde te zijn. Het instellen van de grenspotentiaal bij de teensloot heeft invloed op de stijghoogte bij de binnenteen. De stijghoogte zal namelijk lineair verlopen van de buitenwaterstand bij het intredepunt naar de grenspotentiaal bij de teensloot. Op deze manier kan de nieuwe stijghoogte (na opbarsten bij de teensloot) bij de binnenteen worden bepaald. Deze wordt gebruikt om de dempingsfactor voor de berekening met de binnenteen als uittredepunt te bepalen. De nieuwe stijghoogte bij de binnenteen leidt tot kleine (vaak minimale) kansen op opbarsten. Daarnaast wordt aangenomen dat de freatische lijn nabij de binnenteen op het maaiveld ligt. Door de variatiecoëfficiënt van 10% op het polderpeil (freatische lijn), komt deze in de berekening iets onder maaiveld te liggen. De teensloot, waar het polderpeil heerst, ligt ongeveer 40m verderop. Er kan dus veilig worden aangenomen dat de freatische lijn bij de binnenteen hoger ligt.

### 3.3.3 Resultaten eenvoudige beoordeling

De eenvoudige beoordeling van dit faalmechanisme bestaat uit onderstaande stappen:

- **E.1:** Waterkering is dijk of een dam.
- **E.2:** Waterkering bestaat uit een zanddijk op een zandondergrond
- **E.3:** Constructieve elementen zijn aanwezig in het grondlichaam of in de ondergrond
- **E.4:** De dijk voldoet op basis van een eenvoudige tijdsafhankelijke benadering
- **E.5:** De waterkering heeft veilige afmetingen

Met als resultaat:

- **E.1:** De waterkering is langs het gehele beschouwde traject een dijk of dam.
- **E.2:** Geen zand op zand situaties. Er zijn altijd (dunne) stoorlagen aanwezig.
- **E.3:** Er zijn geen constructieve elementen in de ondergrond aanwezig.
- **E.4:** Een van de voorwaarden voor het voldoen aan de eenvoudige tijdsafhankelijke benadering is dat er rapporten beschikbaar zijn op basis waarvan kan worden aangetoond dat er in het verleden geen zandmeevoerende wel is waargenomen. Aangezien deze rapporten niet beschikbaar zijn, wordt niet voldaan aan de eenvoudige tijdsafhankelijke benadering.
- **E.5:** Alle vakken mogen op basis van stappen E.1 t/m E.4 getoetst worden op basis van veilige afmetingen. In toets E.5 voldoet geen van deze vakken op basis van veilige afmetingen. Deze vakken dienen allemaal verder beoordeeld te worden in de gedetailleerde beoordeling.

De eenvoudige beoordeling is terug te vinden in Bijlage L.3.

### 3.3.4 Resultaten gedetailleerde beoordeling

De gedetailleerde beoordeling STPH is uitgevoerd met Ringtoets versie 17.3.1. De resultaten van de gedetailleerde beoordeling STPH in Ringtoets zijn weergegeven in Tabel 43.

Tabel 43  
Faalkansen STPH per vak en ondergrondscenario

Vak	Ondergrondscenario/ Locatie	Faalkans	Voldoet ja/nee	
			Signaalwaarde (4,24E-06)	Ondergrens (1,27E-05)
1.1	6027_1b1	FV	Ja	Ja
	6027_1b2	1,43E-07	Ja	Ja
2.1	6026_1b1	2,98E-08	Ja	Ja
	6026_1b2	1,68E-07	Ja	Ja
3.1	Kmp 88.9	1,33E-06	Ja	Ja
	Kmp 87.0	3,37E-08	Ja	Ja
3.2	Kmp 86.1	6,98E-05	Nee	Nee
	Kmp 85.8	1,85E-11	Ja	Ja
3.3	Kmp 84.0	4,82E-07	Ja	Ja
	Kmp 83.2	7,68E-07	Ja	Ja
4.1	Kmp 82.6	8,80E-07	Ja	Ja
	Kmp 82.1	2,81E-07	Ja	Ja

Bij de resultaten merken we het volgende op:

- Alleen locatie Kmp 86.1 in vak 3.2 voldoet niet aan de signaalwaarde en de ondergrens. Alle andere vakken en locaties voldoen aan beide.
- Bij elke berekening is het uittredepunt bij de teensloot maatgevend over het uittredepunt bij de binnenteen
- In vak 3.3 en 4.1 zijn de fictieve intredepunten van de bovenste zandlaag bepaald aan de hand van TRWD, omdat de peilbuisproeven geen intredepunten voor deze lagen geven en het intredepunt bij de teen niet tot een voldoende oordeel heeft geleid. Aan de hand van TRWD is het oordeel wel voldoende. Daarnaast is bij Kmp 82.6 ook de stijghoogte bij de sloot voor de bovenste zandlaag bepaald aan de hand van TRWD.
- Het intredepunt van de diepste zandlaag bij Kmp 82.6 is gelijk aangenomen als dat van de zandlaag erboven. Waarschijnlijk ligt het intredepunt in werkelijkheid nog verder weg, omdat er meer weerstand aanwezig is. De aanname van gelijke intredepunten is daarom conservatief.
- De faalkansen zijn erg gevoelig voor het wel of niet aanwezig zijn van stoorlaagjes in de diepere zandlagen. Deze verkleinen namelijk de aquiferdikte (splitsen de aquifer in twee), waardoor de veiligheid tegen piping groter wordt. Op basis van de sonderingen verwachten we dat deze diepere stoorlaagjes overal aanwezig zijn. De berekeningen zoals hierboven gepresenteerd geven daarom een goed beeld van de veiligheid van het hele traject. Alleen bij Kmp 82.1 zijn diepere stoorlaagjes niet heel duidelijk aanwezig. Deze berekening is dan ook uitgevoerd zonder deze stoorlaagjes. Door de grote kwelder die op deze locatie voor de dijk

aanwezig is, wordt op deze locaties ook zonder stoorlaagjes voldaan aan de faalkanseis.

- In vak 2.1 is het intredepunt op het eind van het aanwezige voorland gelegd. Hier is echter geen onderzoek uitgevoerd. Als het voorland niet zou worden meegenomen, leidt tot door het lage maaiveld bij de binnenhaven waarschijnlijk tot een onvoldoende oordeel.
- Voor de profielen met teensloot is de diepte van de teensloot onbekend. Het is aangenomen dat de bodem van de teensloot 1m beneden polderpeil ligt. Als dit leidt tot insnijden van de deklaag, is aangenomen dat de bodem van de teensloot op de grens van de deklaag en watervoerende zandlaag ligt. Dit leidt tot een maatgevende situatie.

Voor alle vakken liggen de faalkansen op de verschillende locaties redelijk dicht bij elkaar. De maatgevende van de twee wordt daarom als resultaat voor het gehele vak gezien. Alleen in vak 3.2 (Vierhuizergat) is er een groot verschil tussen beide locaties. Dit is te verklaren door de dikte van de deklaag, die in het westen veel dunner is dan in het oosten. Er wordt aangenomen dat beide locaties representatief zijn voor 50% van het vak. De totale faalkans voor vak 3.2 wordt dan 3,49E-05. Dit leidt nog steeds tot een onvoldoende oordeel. De faalkansen per vak zijn gepresenteerd in Tabel 43.

Tabel 44  
Faalkans STPH per vak in 2017

Vak	Faalkans [1/jaar]	Faalkanseis op doorsnede niveau	
		Signaalwaarde (4,24E-06)	Max. toelaatbare kans (1,27E-05)
1.1	1,43E-07	Voldoet	Voldoet
2.1	1,68E-07	Voldoet	Voldoet
3.1	1,33E-06	Voldoet	Voldoet
3.2	3,49E-05	Voldoet niet	Voldoet niet
3.3	7,68E-07	Voldoet	Voldoet
4.1	8,80E-07	Voldoet	Voldoet

Op basis van de berekende faalkansen voor STPH kunnen de verschillende vakken in verschillende categorieën worden geplaatst, elk met bijbehorend veiligheidsoordeel. Deze indeling in categorieën is conform Bijlage III Sterkte en Veiligheid [RWS – WVL, 2017a]. De veiligheidsoordelen zijn weergegeven in Tabel 45.

Tabel 45  
Veiligheidsoordeel voor STPH conform de categorieën van het WBI

Vak	Categorie	Oordeel
1.1	II <sub>v</sub>	Voldoet aan de signaleringswaarde
2.1	II <sub>v</sub>	Voldoet aan de signaleringswaarde
3.1	II <sub>v</sub>	Voldoet aan de signaleringswaarde
3.2	IV <sub>v</sub>	Voldoet mogelijk aan de ondergrens of aan de signaleringswaarde
3.3	II <sub>v</sub>	Voldoet aan de signaleringswaarde
4.2	II <sub>v</sub>	Voldoet aan de signaleringswaarde

### 3.3.5

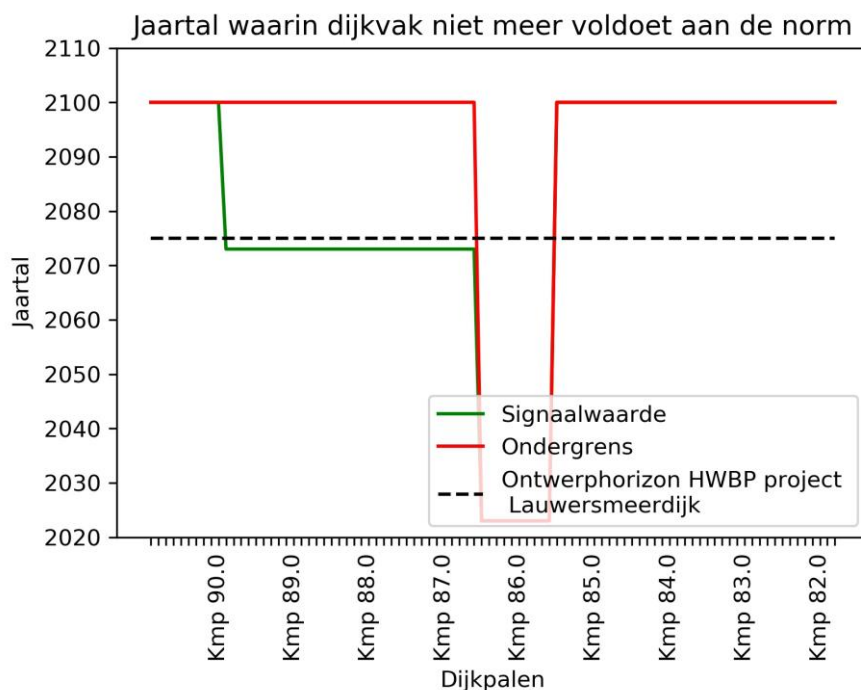
## Restlevensduur

Vak 3.2 uitgezonderd wordt in de huidige situatie voldaan aan de signaalwaarde. Voor deze vakken is een restlevensduuranalyse uitgevoerd. Deze analyse is op dezelfde wijze uitgevoerd als de hierboven beschreven beoordeling. Alleen zijn de hydraulische randvoorwaarden voor zichtjaar 2075 gebruikt. De dempingsfactor is gelijk aangenomen aan de huidige situatie. In Tabel 46 zijn de faalkansen voor zichtjaar 2075 weergegeven. Alleen vak 3.1 voldoet niet aan de signaalwaarde in 2075, maar wel aan de ondergrens. De overige vakken blijven voldoen aan zowel de signaalwaarde als de ondergrens.

Tabel 46  
Restlevensduur  
analyse. Beoordeling  
in zichtjaar 2075

Vak	Faalkans [1/jaar]	Faalkanseis op doorsnede niveau	
		Signaalwaarde (4,24E-06)	Max. toelaatbare kans (1,27E-05)
1.1	3,64E-07	Voldoet	Voldoet
2.1	1,34E-06	Voldoet	Voldoet
3.1	4,45E-06	Voldoet niet	Voldoet
3.3	2,08E-06	Voldoet	Voldoet
4.1	2,38E-06	Voldoet	Voldoet

Figuur 50  
Restlevensduur voor  
piping

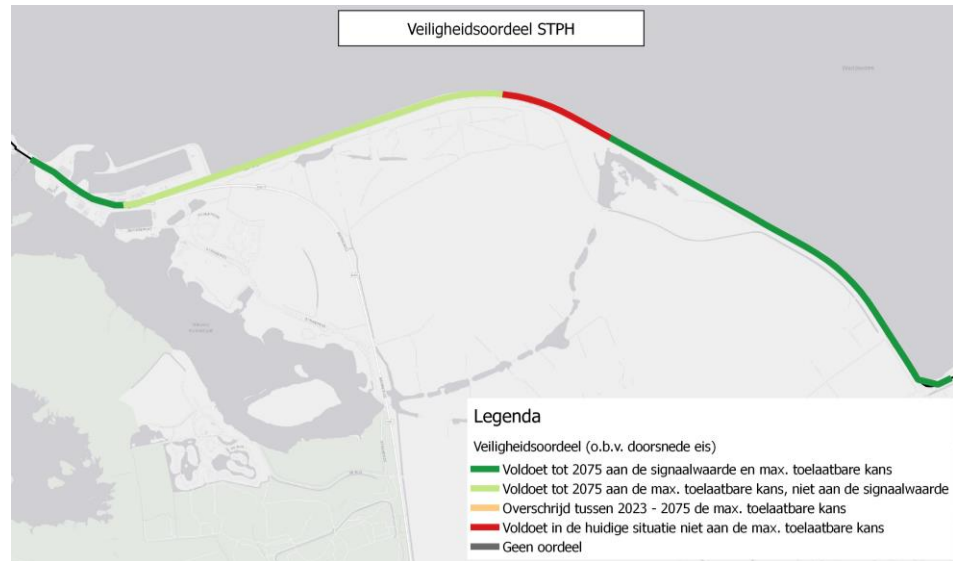


### 3.3.6 Veiligheidsoordeel

Figuur 51 geeft het veiligheidsoordeel voor piping weer. Bijna het gehele traject voldoet in ieder geval tot 2075 aan de maximaal toelaatbare overstromingskans. De getijdenafzettingen en de bijbehorende gelaagdheid van de ondergrond in combinatie met de aanwezig kwelders is hiervoor de belangrijkste reden. Bij het Vierhuizergat is geen voorland aanwezig. Het intredepunt ligt hier aan de buitenteen van de dijk en is de aanwezige

kwelweg significant kleiner. Dit vak voldoet daarom in de huidige situatie niet aan de maximaal toelaatbare kans.

*Figuur 51  
Veiligheidsoordeel  
piping*



### 3.3.7 Specifieke aanbevelingen t.b.v. HWBP project

De lauwersmeerdijk is over een beperkte lengte afgekeurd op piping. Gezien het ontbreken van het voorland is dit duidelijk de zwakste schakel. Om tot 2075 te voldoen aan de maximaal toelaatbare kans moet de faalkans met een factor 3-10 verkleind worden. Gezien een lokale schematisatie is opgesteld waarin de dikte van de deklaag, doorlatendheid en de korreldiameter zijn bepaald op basis van lokale data lijkt dit niet reëel. We raden aan peilbuizen te plaatsen en de respons te meten. Daarnaast om te verkennen of op basis van een tijdsafhankelijke benadering of anisotropie tot een voldoende oordeel kan worden gekomen. Wanneer de opgave gemakkelijk meegekoppeld kan worden in het HWBP project, raden we aan dit deel op te nemen in de scope van het project.

## 3.4 Stabiliteit steenzetting – ZST

### 3.4.1 Algemeen

De beoordeling van de stabiliteit van de steenzetting heeft betrekking op alle steenzettingen met een waterkerende functie. Binnen het faalmechanisme zijn de volgende deelmechanismen gedefinieerd:

- Toplaagstabiliteit onder golfaanval (ZTG);
- Toplaagstabiliteit onder langstroming (ZTS);
- Afschuiven (ZAF);
- Materiaaltransport uit granulaire lag (ZMG);
- Materiaaltransport vanuit de ondergrond (ZMO);
- Erosie van de onderlagen (ZEO).

Op de Lauwersmeerdijk zijn vijf verschillende bekledingszones aanwezig (van oost naar west):

1. De Groene Dijk: Buiten de haven is de dijk vrijwel uniform en bestaat de steenzetting op het benedentalud uit koperslakblokken. Boven de asfaltbekleding liggen rijen met betonblokken en klinkers. Dit dijksegment bevindt zich van dp 82.0 t/m 89.
2. Het oostelijke deel binnen de haven (dp 89.1 t/m 90.1) bestaat uit asfalt met daarboven een strook klinkers en betonblokken.
3. Het westelijke deel bestaat uit klinkers op de zandkern over het gehele talud en ligt tussen dp. 90.1 en 90.5.
4. Tussen de dijpalen 90.5 en 90.9 is geen steenbekleding aanwezig.
5. Als laatste zijn koperslakken aanwezig op het talud tussen de Cleveringsluis en de havendam in (dp. 90.9 t/m 91.0). In tegenstelling tot de groene dijk is hier geen asfalt aanwezig en ook liggen er geen klinkers en betonblokken hoger op het talud.

### 3.4.2

#### Specifieke uitgangspunten

Hieronder zijn de belangrijkste uitgangspunten voor de beoordeling van het faalmechanisme stabiliteit steenzetting (ZST) benoemd:

- De hydraulische randvoorwaarden zijn afgeleid met als uitgangspunt dat de havendam aanwezig is (variant 1), dit is ook toegelicht in paragraaf 2.2.7.
- Niveaus bekledingen zijn vastgesteld op basis van DTM [MUG, 2018] i.c.m. ontwerptekeningen [RWS, 1967] en vastgelegd in het document met de beoordelingsstrategie (Bijlage B). Enige afwijking hierop is het meest westelijke dijkvak, nabij de Cleveringsluizen. Hier zijn de niveaus vastgesteld n.a.v. een veldbezoek door de beheerder [NZV, 2018d]
 

NB: Het DTM beperkt zich tot inmetingen van visueel zichtbare bekledingen. Uit ontwerptekeningen [RWS, 1967] blijkt echter dat de koperslakblokken doorgezet zijn tot onder het wad (tot ca. NAP -0,4m). Het niveau van de onderzijde van de koperslakblokken is daarom op basis van het niveau van de bovenzijde van de koperslakblokken in het DTM en de lengte van het taluddeel in de ontwerptekeningen vastgesteld.
- Eigenschappen ondergrond buitentalud op basis van grondonderzoek Wiertsema & Partners [Wiertsema & Partners, 2018]
- Profielschematisaties op basis van DTM en AHN2 i.c.m. ontwerptekeningen
- Koperslakblokken: Opbouw en eigenschappen toplaag en filterla(a)g(en) op basis van ontwerptekeningen en standaardwaarden WBI2017. De ontwerptekeningen presenteren de belangrijkste informatie met betrekking tot de opbouw. Daarnaast is aangenomen dat de inklemming niet aanwezig is en de blokken niet ingewassen zijn<sup>7</sup>. De spleetbreedte is op basis van visuele inspectie ingeschat op 5 mm. In overleg met de beheerder is deze opbouw ook gehanteerd voor het meest westelijke dijkvak nabij de Cleveringsluizen.

<sup>7</sup> Dit uitgangspunt is onderzocht in een gevoeligheidsanalyse. Hieruit blijkt dat dit geen invloed op het uiteindelijke oordeel.

- Bekleding boven asfalt: opbouw en eigenschappen toplaag en filterla(a)g(en) op basis inventarisatie keringbeheerder [NZV, 2018b]. De inventarisatie van de keringbeheerder maakt onderscheid tussen betonstenen (30x30x15 cm) en keiformaat klinkers (10x20x8 cm). Omdat hierin, noch in het DTM, geen scherpe definitie van de overgang tussen betonblokken en klinkers is gegeven, is aangenomen: breedte strook conform DTM met maximaal 5 rijen betonstenen [NZV, 2018b] en eventueel resterende breedte bestaande uit klinkers.
- Bekleding t.p.v. dp 90.1 t/m 90.5: opbouw en eigenschappen toplaag en filterla(a)g(en) op basis inventarisatie keringbeheerder [NZV, 2018d]. Uit deze inventarisatie volgt dat er keiformaat klinkers (10x20x8 cm) vanaf het haventerrein tot de kruin aanwezig zijn. De klinkers liggen rechtstreeks op de zandkern van de dijk. Op basis van foto's is een spleetbreedte van 5mm aangenomen (Figuur 51). Daarnaast is geen inwassing zichtbaar en is goede inklemming niet te verwachten.
- Voor het teenschot van de koperslabblokken is type a0 aangenomen<sup>8</sup>.
- Toepassing van Steentoets versie 17.1.1.1. (meeste recente versie die beschikbaar is op Helpdesk Water).

*Figuur 52  
Bekleding tussen  
dijkpaal 90.0 en  
90.5*



### Vakindeling

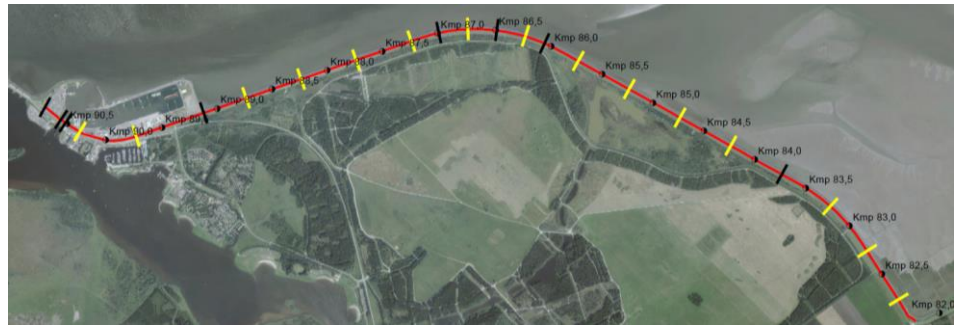
Voor de vakindeling is gekozen om vakken te creëren van maximaal 500 m. Daarnaast zijn op basis van onderstaande criteria extra knippen gelegd:

- Significante wijziging van oriëntatie;
- Wijziging van opbouw bekleding;
- Overgang groene dijk naar havengebied.

Figuur 53 toont de resulterende vakindeling.

<sup>8</sup> Deze kan mogelijk bestaan uit type b1 of b0. In een gevoeligheidsanalyse is laten zien dat dit geen invloed heeft op het beoordelingsresultaat.

*Figuur 53  
Vakindeling ZST.  
Gele strepen zijn  
500m begrenzingen,  
zwarte strepen  
representeren de  
knippen o.b.v.  
criteria.*



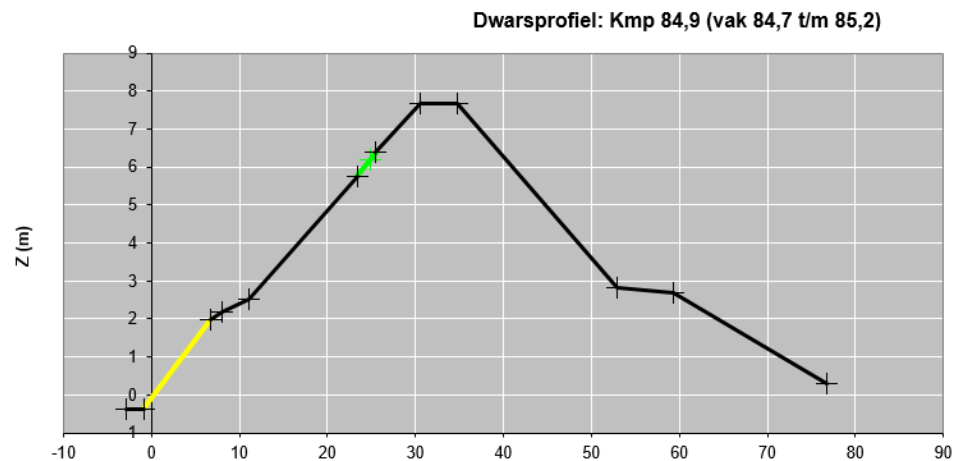
### Profielen

De profielen zijn per 100 m gegenereerd door middel van het DTM [MUG, 2018]. Vervolgens is per dijkvak op basis van expert judgement het maatgevende profiel geselecteerd. Hiervoor zijn de volgende criteria gehanteerd:

- Laag voorland;
- Steil talud; en
- Niveau steenzetting.

Elk profiel is volledig geschematiseerd in Steentoets ingevuld. Dit betekent dat naast het buitentalud ook de kruin en binnentalud zijn opgenomen in het te beoordelen profiel. Hierdoor rekent Steentoets met de correcte dijkbreedtes voor het bepalen van reststerkte. Figuur 54 toont een voorbeeld van een maatgevend profiel in Steentoets, waarbij in dit geval het gele deel de koperslakblokken representeren en het groene deel de betonblokken en klinkers.

*Figuur 54  
Voorbeeld  
dwarsprofiel in  
Steentoets – profiel  
kmp 84.9*

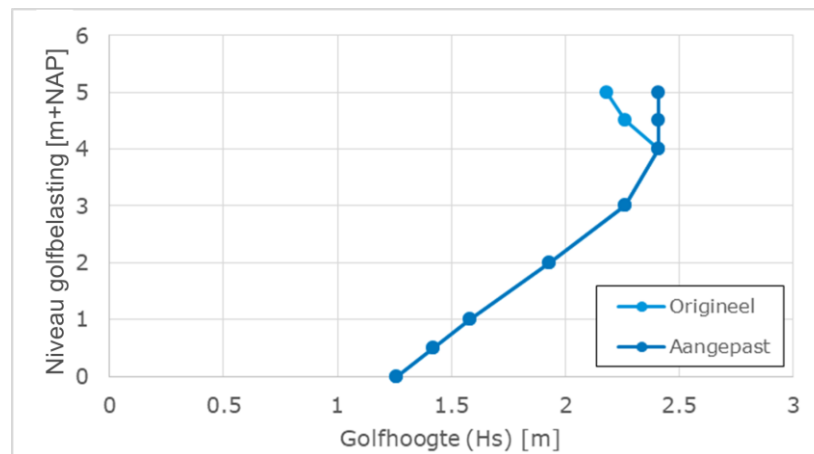


### Golfcondities per waterstandsniveau.

Voor elk dijkvak is gekeken welk uitvoerpunt maatgevend is voor het te beoordelen profiel. Deze zijn vervolgens gekoppeld. De voor dit uitvoerpunt bij verschillende overschrijdingsfrequenties berekende golfcondities (zie paragraaf 2.2) zijn ingevoerd in Steentoets.



*Figuur 55  
Voorbeeld  
aanpassing  
golfbelasting  
Steentoets  
( $T=3.000$ , dijkvak  
86,70 - 87,00)*



Om tot een stabiel resultaat te komen is conservatief aangenomen, in samenspraak met de beheerder, dat bij hogere waterstanden de golfhoogte niet zal afnemen. HR-berekeningen tonen namelijk bij de hoogste waterstanden en kleine daling in golfhoogte. Daarom is bij afname van golfhoogte bij hogere waterstanden uit de berekeningen, gerekend met de golfcondities die zijn afgeleid voor de waterstand waarbij de hoogste golfcondities zijn bepaald. Figuur 55 illustreert dit voor een willekeurig dijkvak. Indien bovenstaande handeling niet zou worden uitgevoerd kan dit in enkele gevallen leiden tot een verbetering van het oordeel voor hooggelegen steenzetting bij een grotere herhalingstijd.

#### Opbouw steenzetting

In onderstaande tabel is de opbouw van de steenzetting op de Lauwersmeerdijk weergegeven.

*Tabel 47  
Opbouw steenzetting*

Toplaag	Filter-/ onderlagen	Bronnen
<b>"Groene dijk" (dp 82.0 t/m 89.1)</b>		
Koperslabblokken	Grind, mijnsteen	Ontwerptekeningen
Betonblokken	Klei	Inventarisatie keringbeheerder
Klinkers (keiformaat)	Klei	Inventarisatie keringbeheerder
<b>"Havengebied oost" (dp 89.1 t/m 90.1)</b>		
Betonblokken	Klei	Inventarisatie keringbeheerder
Klinkers (keiformaat)	Klei	Inventarisatie keringbeheerder
<b>"Havengebied west" (dp. 90.1 t/m 90.5)</b>		
Klinkers (keiformaat)	Zand	Inventarisatie keringbeheerder
<b>"Nabij Cleveringsluizen" (dp. 90.9 t/m 91.0)</b>		
Koperslabblokken	Grind, mijnsteen	Inventarisatie keringbeheerder

#### Parameters Steentoets

De parameters voor Steentoets (eigenschappen van toplaag, filterla(a)g(en) en onderlaag per taluddeel) volgen uit de ontwerptekeningen en zijn

geverifieerd door de beheerder. Indien voor de met Steentoets uit te voeren beoordeling noodzakelijke invoer ontbrak zijn de standaardwaarden van Steentoets gebruikt, dan wel veilige aannames gedaan. In Bijlage L is de bron van de verschillende parameters weergegeven.

### 3.4.3

## Resultaten

### Gedetailleerde beoordeling

Door voor verschillende terugkeertijden de golfcondities per waterstandsniveau te bepalen kan een categorie-oordeel gegeven worden over de steenzetting op de dijk. Onderstaande tabel toont deze categorie-indeling.

Tabel 48  
Categorie-indeling  
steenzetting

Faalkanseis op vakniveau	Eis waarbij hydraulische belasting wordt afgeleid	Terugkeertijd [jaar]	Oordeel indien aan eis wordt voldaan
$\frac{1}{30} P_{eis;sig;dsn}$	$\frac{1}{30} P_{sig;traj}$	90.000	I <sub>v</sub>
$P_{eis;sig;dsn}$	$P_{sig;traj}$	3.000	II <sub>v</sub>
$P_{eis;ond;dsn}$	$P_{ond;traj}$	1.000	IV <sub>v</sub>
$P_{eis;ond}$	$P_{ond;traj}$	1.000	IV <sub>v</sub>
$30 \cdot P_{eis;ond}$	$30 \cdot P_{ond;traj}$	33	V <sub>v</sub>
Geen faalkanseis	Voldoet niet aan bovenstaande belastingen	-	VI <sub>v</sub>

Figuur 56 toont de resultaten van de veiligheidsbeoordeling voor het volledige dijktraject. Hierin is het beoordelingsresultaat van de koperslabblokken apart weergegeven van het beoordelingsresultaat van de betonstenen met de klinkerstrook. Het eindoordeel voor het beoordelingsspoor ZST wordt hierbij opgemaakt door de laagste categorie van de betreffende doorsnede (de koperslabblokken).

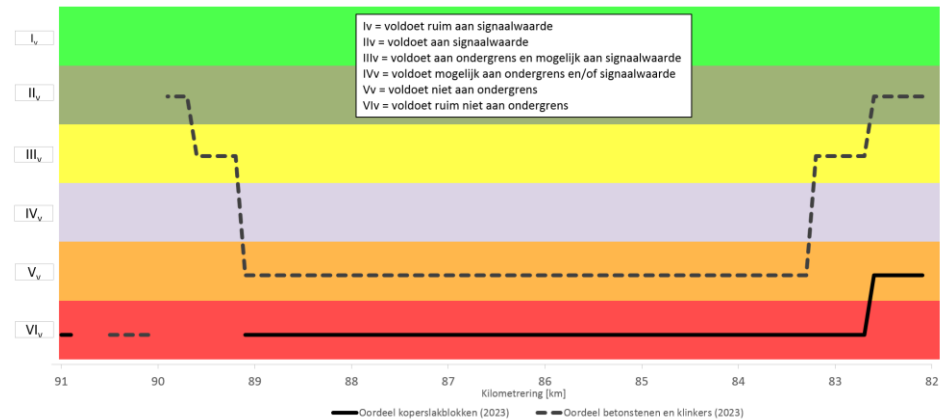
#### Koperslabblokken:

Het grootste deel van de steenzettingen op het talud voldoen ruim niet aan de maximaal toelaatbare kans (ondergrens). Alleen bij het meest oostelijke deel van het traject valt de ZST score in categorie Vv. Dit betekent dat de koperslabblokken niet bestand zijn tegen een belasting van 1/1.000 per jaar, maar wel tegen een belasting van 1/33 per jaar. Bij de overige vakken zijn de koperslabblokken ook niet bestand tegen een belasting van 1/33 per jaar.

De resultaten laten zien dat bij een belasting met een kans van voorkomen van 1/33 per jaar de koperslabblokken een significant diktetekort hebben

(orde 0,10 m). Dit wordt verklaard door de relatief hoge maatgevende golven (orde 1,40 m) welke over een langere duur het taluddeel belasten.

*Figuur 56  
Beoordeling ZST,  
zichtjaar 2023*



Betonblokken/klinkers:

De betonblokken en klinkers liggen bij een waterstand met een kans van voorkomen van 1/33 per jaar hoger dan de maatgevende waterstand (MHW is ca. NAP +3,80m, o.k. betonblokken ligt op ca. NAP+5,7m). Hierdoor is de belasting op de betonblokken laag en voldoen ze aan de eisen bij een belasting met een kans van voorkomen van 1/33 per jaar. Ook bij een kans van voorkomen van 1/1.000 per jaar liggen de betonblokken en klinkers boven de maatgevende waterstand. De belasting is dan echter al zodanig toegenomen dat deze op het deelspoor toplaaginstabiliteit (ZTG) veelal niet stabiel zijn. Ook de reststerkte van het onderliggende klei is onvoldoende om tot een stabiel eindoordeel te komen.

De betonblokken en klinkers boven het asfalt voldoen tussen dijkpaal 82.0 – 83.2 en 89.2 – 89.9 in de huidige situatie in ieder geval nog aan de maximaal toelaatbare overstromingskansen op peildatum (1 januari 2023). Binnen het havengebied (dijkpaal 89.2 – 89.9) is de golfhoogte significant lager dan voor de 'groene dijk'. Hierdoor blijft het oordeel ook voor grotere herhalingstijden stabiel. Bij het meest oostelijke deel van het traject (dijkpaal 82.0 – 83.2) is de hoek van golfval groot, daarnaast neemt de golfhoogte af (zie ook Tabel 12). Hierdoor voldoen de betonblokken ook bij een belasting met een kans van voorkomen van kleiner dan 1/1.000 per jaar aan de eisen.

De klinkers ter hoogte van het toekomstige werelderfgoed centrum (dijkpaal 90.1 t/m 90.5) liggen direct op het zand en op een erg steil talud (ca. 1 op 2). De klinkers zijn daarom niet meer stabiel zo snel sprake is van enige golfaanval. Bij een terugkeertijd van 1/33 per jaar zijn deze daarom niet meer stabiel. De waterstand is in dat geval meer dan 1,0 m hoger dan het voorland waardoor zelfs bij deze lage terugkeertijd al sprake kan zijn van golfaanval.

Het wordt opgemerkt dat voor de klinkers tussen dijkpaal 90.1 t/m 90.5 strikt genomen een Toets op Maat moet worden uitgevoerd voor afschuiving van de steenzetting vanwege het steile talud. Echter, omdat de klinkers hier

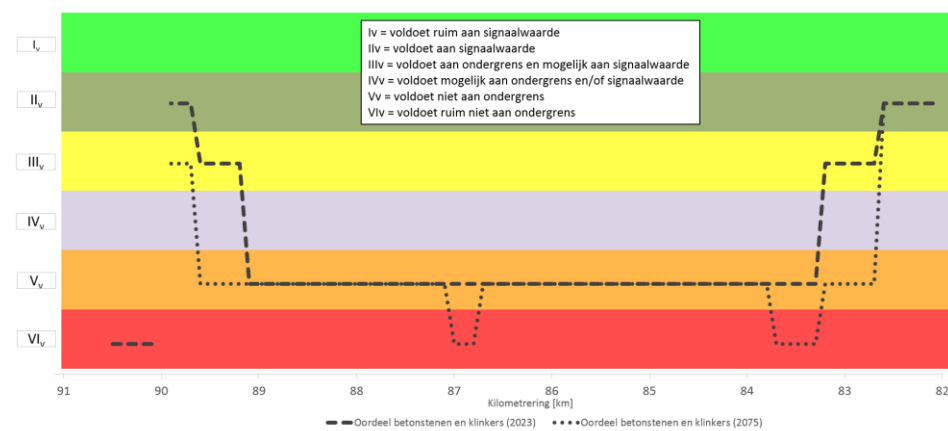
direct op zand liggen volgt ook het oordeel "niet stabiel" op basis van andere deelsporen. Een Toets op maat heeft zodoende geen meerwaarde.

### 3.4.4

### Restlevensduur

De betonblokken en klinkers tussen de dijkpalen 82.0 – 82.6 voldoen in 2075 nog aan de signaalwaarde (zie Figuur 57). De betonblokken en klinkers in het oostelijk haven, dijkpaal 89.7 – 89.9, voldoen in 2075 nog aan de maximale toelaatbare overstromingskans. Dit omdat binnen de haven de golfhoogte significant lager blijft. Op het tussenliggende deel van de Lauwersmeerdijk, dijkpaal 83.2 – 89.7 wordt in 2075 niet voldaan aan de max. toelaatbare kans.

*Figuur 57  
Veiligheidsoordeel in  
2023 en 2075 van  
de betonblokken en  
klinkers boven het  
asfalt*



### 3.4.5

### Veiligheidsoordeel

De koperslabblokken voldoen in de huidige situatie niet aan de max. toelaatbare overstromingskans. Hetzelfde geldt voor het grootste deel van de betonblokken en klinkers (Figuur 58). De koperslabblokken hebben een hogere faalkans dan de betonblokken en klinkers. De koperslabblokken bepalen daarom het veiligheidsoordeel van ZST.

Alleen in de haven en tussen dijkpaal 82.0 – 83.2 voldoen de betonblokken en klinkers in de huidige situatie wel aan de max. toelaatbare kans (peildatum 1 jan. 2023). In 2075 voldoet het meeste oostelijke en westelijke deel (89.7 – 89.9 en 82.0 – 82.6) nog aan de max. toelaatbare kans. Door de hogere waterstanden neemt de golfbelasting toe. De klinkers tussen dijkpaal 90.1 en 90.5 voldoet in de huidige situatie niet aan de eis. Dit omdat ze direct op het zand liggen en er is sprake van een talud van ongeveer 1 op 2.

Figuur 58  
Veiligheidsoordeel  
ZST



### 3.4.6

#### Specifieke aanbevelingen t.b.v. HWBP project

Tijdens de beoordeling zijn onjuistheden geconstateerd in de software (Steenstoets). We raden aan de beoordeling te herzien wanneer zeker is dat Steenstoets geen onjuistheden meer bevat en/of bij de start van het ontwerp stil te staan bij deze onjuistheden.

Uit de voorlopig resultaten blijkt dat sommige delen van de steenbekleding niet bestand zijn tegen een belasting van 1/33 per jaar (vooral de kopperslabblokken). Dit is niet in lijn met de ervaring van de beheerder. We raden aan bij het ontwerp van de steenbekleding een reality check te doen op de uitkomsten zodat een eventuele nieuw te ontwerpen steenbekleding niet overmatig zwaar wordt aangelegd.

### 3.5

#### Grasbekleding erosie kruin binnentalud - GEKB

#### 3.5.1

##### Algemeen

Grasbekleding erosie kruin en binnentalud (GEKB) is het beoordelingsspoor dat zich richt op golfoverslag en overloop van de kering. De 'hoogtetoets' is voor zowel het huidige zichtjaar als voor de toekomstige zichtjaren in beeld gebracht. Omdat voor GEKB geen eenvoudige beoordeling beschikbaar is, is een gedetailleerd beoordeling uitgevoerd. Voor de huidige situatie is de faalkans van de kering in beeld gebracht op basis van de uitgangspunten in de Schematiseringshandleiding Grasbekleding [RWS – WV, 2016a]. Hiervoor is een faalkansberekening in Riskeer uitgevoerd. Daarnaast is met Hydra-NL voor de huidige situatie en de toekomstige zichtjaren het HBN voor de overslagdebieten 0.1, 1, 5, 10, 20 en 50 l/s/m afgeleid (zie ook paragraaf 2.2.4).

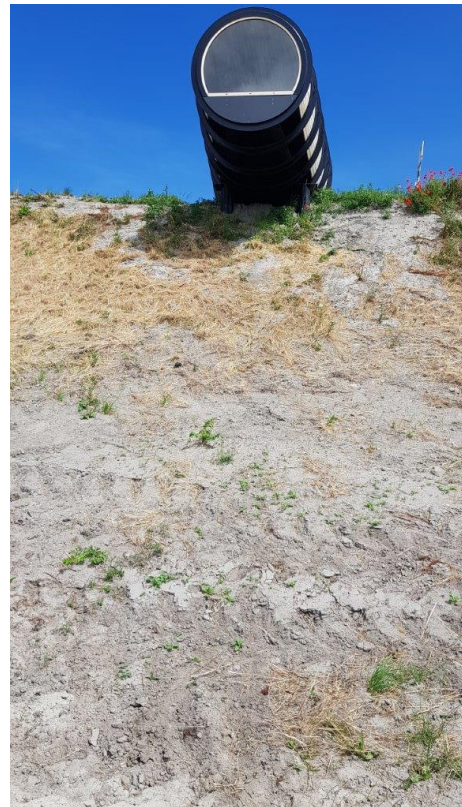
### 3.5.2

## Specifieke uitgangspunten

De uitgangspunten zijn beschreven in de beoordelingsstrategie (Bijlage B). Hieronder staat een drietal uitgangspunten uitgelicht.

- Tijdens een het veldgezoek is vastgesteld dat sprake is van een gesloten zode (zie ook Figuur 60).
- De golfklasse bepaalt samen met het type zode welke kansverdeling van het overslagdebiet van toepassing is. Uit de faalkans berekeningen blijkt dat de indicatieve golfhoogte op verschillende locaties groter is dan 3,0 meter<sup>9</sup>. Deze waarde is groter dan de bovengrens van de hoogte golfhoogteklasse in de schematiseringshandleiding grasbekleding (Tabel 6.6). Voor golfhoogtes van groter dan 3,0 m is in de schematiseringshandleiding geen kansverdeling van het kritieke golfoverslagdebiet beschikbaar is. Voor deze locaties is de kansverdeling behorend bij golfklasse 2-3 meter aangehouden. Deze locaties staan gemarkeerd in de resultaten (Figuur 61).
- Van dijkpaal 89.9 t/m 90.9 ontbreekt een kleilaag op het binnentalud (Figuur 59). Op deze locaties is de beoordeling uitgevoerd o.b.v. een kritisch overslagdebiet van 0,1 l/s/m. Conform het OI2014v4 [RWS – WVL, 2017d] worden dan geen eisen meer gesteld aan de kleilaag op het binnentalud.

*Figuur 59  
Onderzoek naar de  
bekleding op het  
binnentalud (links)  
en ontbreken van de  
grasbekleding bij  
dijkpaal 89.8  
(rechts)*



<sup>9</sup> Merk op dat dit een andere berekening is die gevraagd wordt vanuit de toepassingsvoorwaarden voor GEKB. In de toepassingsvoorwaarden van GEKB is beschreven dat de golfhoogte bij een HBN berekening met  $q = 0,1$  l/s/m kleiner moet zijn dan 3,0 m. Als voorbeeld is de golfhoogte bij dijkpaal 86.5 gelijk aan 2,8 m. In de faalkansberekening in de gedetailleerde beoordeling is de golfhoogte bij dijkpaal 86.5 gelijk aan 3,2 m.

- Het binnentalud van de Lauwersmeerdijk bestaat over het algemeen uit (1) een binnentalud tussen de kruin en de berm met een helling van ongeveer 1 op 3, (2) een binnenberm en (3) een talud tussen de binnenberm en de binnenteen van ongeveer 1 op 4. Conform de toepassingsvoorwaarden van het GEKB moet minimaal een kleilaag van 0,4 m dik aanwezig zijn of moet de taludhelling flauwer zijn dan 1V:4H. Op de binnentalud tussen de kruin en de berm (het steilste taluddeel) is altijd een kleilaag van 0,4 m of dikker aanwezig. Op het onderste taluddeel (tussen de berm en de binnenteen) is op de meeste locaties geen kleilaag van 0,4 m aanwezig (Figuur 60). De taludhelling is hier ongeveer 1V:4H. Strikt genomen voldoet dit taluddeel op een aantal locaties niet met zekerheid aan de toepassingsvoorwaarden voor de gedetailleerde beoordeling van GEKB. In deze analyse is de gedetailleerde beoordeling wel uitgevoerd omdat het taluddeel binnenwaarts van de berm ligt (ongeveer 30 m binnen de kruin) en de verwachte stroomsnelheden door golfoverslag daar lager zijn en de helling van het taluddeel met zekerheid flauwer is dan 1V:3,5H.

*Figuur 60  
Duiding dikte van  
kleilaag op het  
binnentalud*

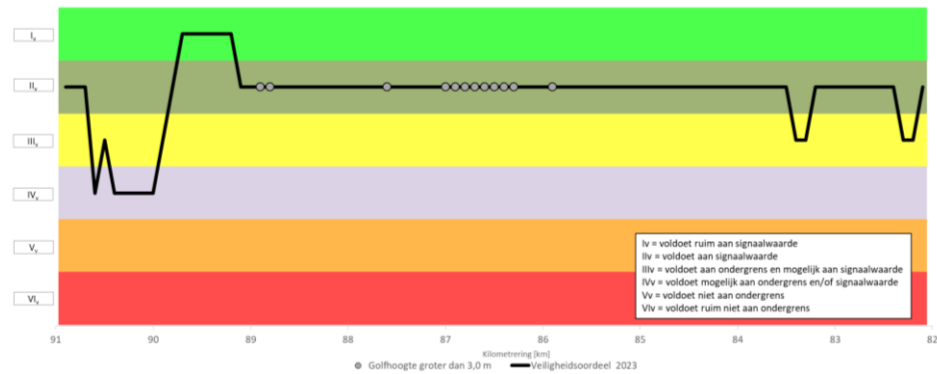


- Voor locaties die zich op de grens tussen twee golfklassen bevinden, is de hoogste golfhoogteklasse aangehouden.

Gedetailleerde beoordeling

Figuur 61 toont het veiligheidsoordeel voor GEKB. De locaties waar de indicatieve golfhoogte groter is dan 3,0 m zijn gemarkeerd met grijze bolletjes.

Figuur 61  
Veiligheidsoordeel  
GEKB



Dijkpaal 90.6 uitgezonderd voldoet de Lauwersmeerdijk in de huidige situatie aan de eisen voor GEKB bij de maximaal toelaatbare overstromingskans (categorie IIIIv of hoger). De faalkans is namelijk kleiner de faalkans-eis op doorsnede niveau bij de maximaal toelaatbare kans. Het overgrote deel van de locaties voldoet ook aan de signaalwaarde (categorie IIv of hoger). Bij dijkpaal 90.6 wordt niet voldaan aan de max. toelaatbare overstromingskans (categorie IVv). Bij de dijkpalen 90.2 – 90.5, 83.3 – 83.4 en 82.2 – 82.3 wordt wel voldaan aan de maximaal toelaatbare kans en niet aan de signaalwaarde. De berekende faalkansen voor elke dijkpaal zijn te vinden in Bijlage F.

Restlevensduur

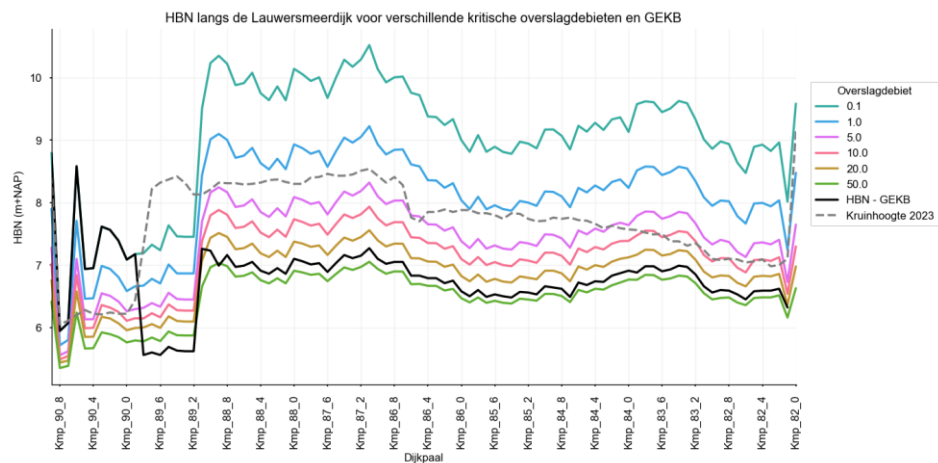
De bepaling van restlevensduur van de Lauwersmeerdijk is gebaseerd op de hydraulische randvoorwaarden die zijn afgeleid met Hydra-NL voor de zichtjaren 2023, 2050, 2075 en 2100. Dit omdat Riskeer niet met andere zichtjaren kan werken. Riskeer maakt gebruik van een kansverdeling van het kritieke golfoverslagdebiet, terwijl in Hydra-NL met een vaste waarde van dit debiet wordt gewerkt. Om te zorgen voor consistentie tussen beide modellen, zijn de berekeningen voor 2023 op elkaar afgestemd (voor dat jaar zijn immers beide modellen beschikbaar). Daarvoor is de volgende werkwijze gehanteerd.

Met Hydra-NL zijn HBN's bepaald voor een reeks aan deterministisch overslagdebieten (zie paragraaf 2.2 over de hydraulische belastingen). Figuur 62 toont de hydraulische belastingniveaus behorende bij die verschillende (vaste) kritische overslagdebieten. In dezelfde figuur is ook het HBN te zien dat is bepaald met behulp van Riskeer. Hieruit blijkt dat een berekening met Riskeer voor 2023 (conform de schematiseringshandleiding met een



probabilistisch overslagdebiet [RWS – WV, 2016a]) goed overeenkomt met een berekening met Hydra-NL met een deterministisch overslagdebiet van ongeveer 40 l/s/m. In de haven is de golfhoogte lager. Als een kleilaag op het binnentalud aanwezig is, is op deze locaties meer overslag toegestaan voordat falen wordt bereikt. Op deze locaties is de deterministische overslagdebiet die het probabilistisch criterium uit de schematiseringshandleiding benaderd groter dan 50 l/s/m (zwarte lijn in Figuur 62 ligt lager dan de  $q = 50$  l/s/m lijn). Op de locaties waar geen goede bekleding op het binnentalud aanwezig is het kritisch overslagdebiet gelijk aan 0,1 l/s/m [conform RWS – WV, 2017d].

**Figuur 62**  
HBN's voor de verschillende overslagdebieten en in het zwart GEKB bij de maximaal toelaatbare kans ( $T = 12.500$  jaar)



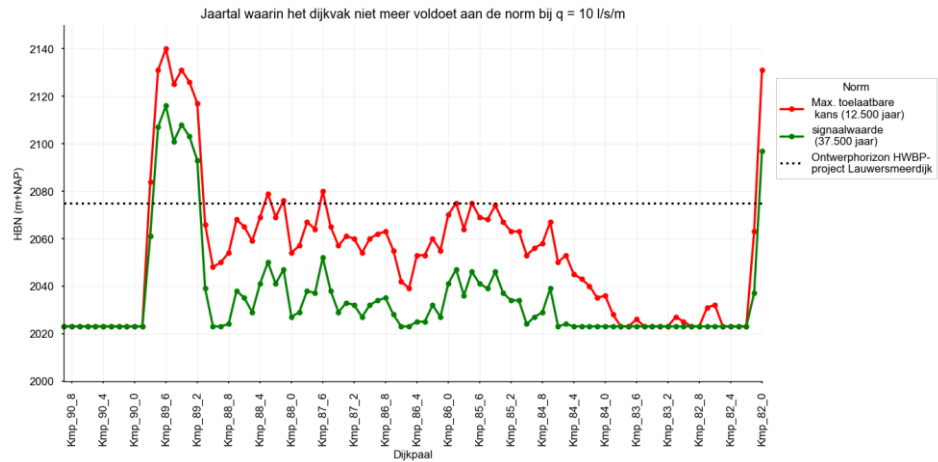
De restlevensduuranalyse wordt uitgevoerd bij een overslagdebiet van  $q = 10$  l/s/m. Dit is strenger dan wanneer de schematiseringshandleiding gevolgd wordt. Conform de schematiseringshandleiding kan de restlevensduur bepaald worden bij een (deterministisch) overslagdebiet van 40 l/s/m worden uitgevoerd. Dit komt immers overeen de faalkans berekeningen in Riskeer conform de schematiseringshandleiding (zie bovenstaand). Toch is gekozen voor een overslagdebiet van 10 l/s/m:

1. Deze veiligheidsanalyse wordt uitgevoerd om de scope van het HWBP project vast te stellen. Voor ontwerpen wordt in het OI2014 versie 4 [RWS – WV, 2017d] een kritiek overslagdebiet van 10 l/s/m voorgeschreven.
2. Voor een deel van de locaties is een indicatieve golfhoogte gevonden die groter is dan 3 meter. Uitgaande van het feit dat de grasmat sneller faalt bij grotere golfhoogtes (zoals ook in de cumulatieve overslagbenadering [RWS – WV, 2012]) faalt de grasmat op locaties met een golfhoogte groter dan 3 meter bij een lager overslagdebiet dan beschreven in de schematiseringshandleiding. In het OI2014 versie 4 is aangegeven dat een overslagdebiet van 10 l/s/m geldig is tot een golfhoogte van 4,0 meter.
3. Op de locaties waar geen kleilaag aanwezig is het kritisch overslagdebiet gelijk aan 0,1 l/s/m.

Figuur 63 toont de jaartallen waarin de verschillende dijkpalen niet meer voldoen aan de gestelde normen bij een kritiek overslagdebiet van 10 l/s/m. Locaties waar het HBN (de benodigde kruinhoogte) hoger is dan de aanwezig

kruihoogte hebben geen restlevensduur, deze zijn toegekend aan het zichtjaar 2023.

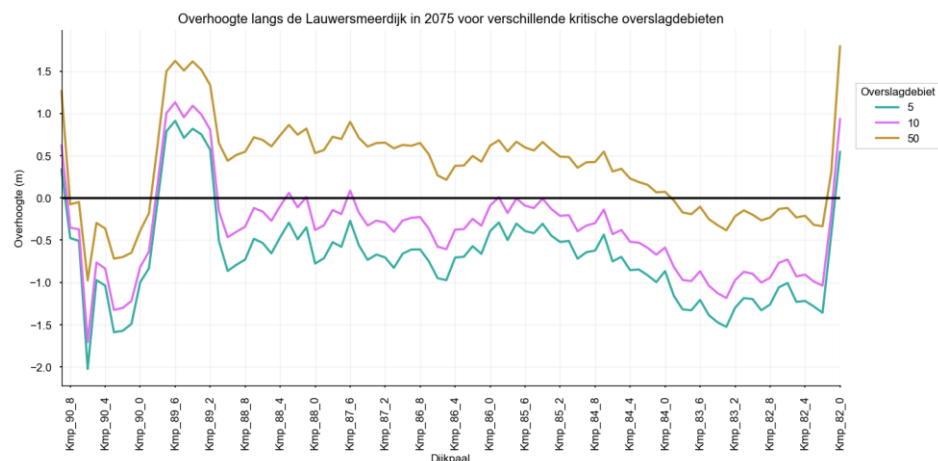
**Figuur 63**  
Restlevensduur van de Lauwersmeerdijk voor de max. toelaatbare kans (ondergrens) en de signaalwaarde



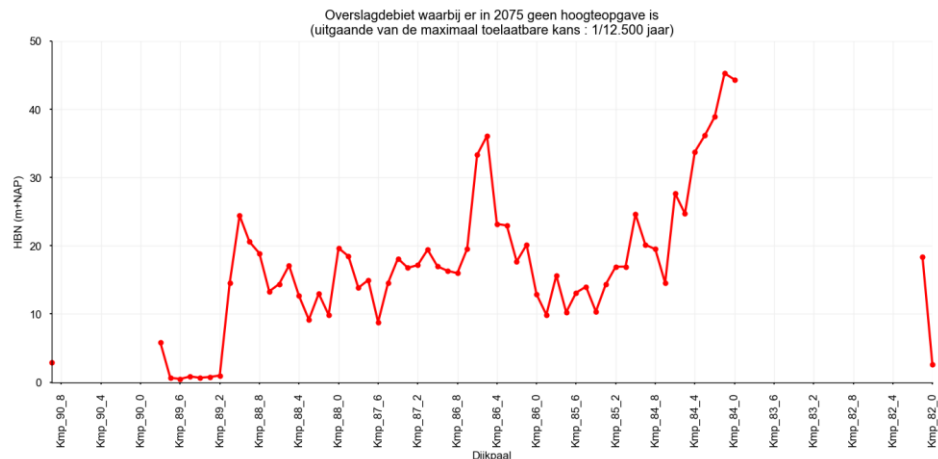
Alleen in de haven, tussen dijkpaal 89.2 en 89.7, is tot 2075 geen sprake van een structurele hoogteopgave. Op deze locaties is de huidige hoogte tot het einde van het HWBP project hoog genoeg. Ten westen van de haven, tussen dijkpaal 89.1 en 84.0 wordt de signaalwaarde tussen 2020 en 2040 overschreden. Hierdoor ontstaat tussen 2050 en 2075 een hoogteopgave. Ten oosten van dijkpaal 84.0 en in de haven tussen dijkpaal 90.9 en 89.8 is de signaalwaarde in de huidige situatie al overschreden. Daarnaast wordt daar voor bij bijna alle dijkpalen ook niet meer voldaan aan de signaalwaarde.

De opgave bij de overslagdebieten 5, 10 en 50 l/s/m in 2075 bij de maximaal toelaatbare kans is weergegeven in Figuur 64. Figuur 65 laat zien bij welke overslagdebiet in 2075 wordt voldaan aan de maximaal toelaatbare kans. In beide figuren is te zien dat wanneer een hoger overslagdebiet wordt toegestaan, de hoogteopgave deels kan worden opgelost. Het overslagdebiet moet tussen dijkpaal 89.0 en 84.5 ongeveer gelijk zijn aan 20 l/s/m. Daar waar het benodigde overslagdebiet om in 2075 te voldoen aan de maximaal toelaatbare kans groter is dan 50 l/s/m is het niet mogelijk de hoogteopgave op te lossen door een hoger overslagdebiet toe te staan. Op deze locaties ontbreekt de lijn in Figuur 65.

**Figuur 64**  
Overhoogte (positief) en opgave (negatief) in 2075 bij de max. toelaatbare overstromingskans.



**Figuur 65**  
*Benodigd kritisch overslagdebiet om in 2075 te voldoen aan de max. toelaatbare kans. Op de locaties het niet mogelijk is de opgave op te lossen door een hoger overslagdebiet toe te staan, zijn geen resultaten weergegeven.*



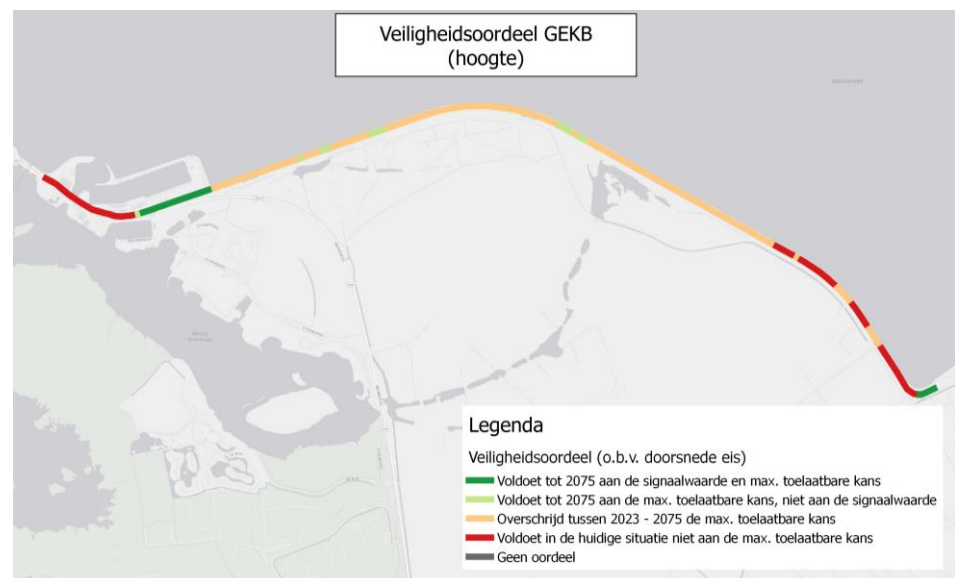
### 3.5.5

### Veiligheidsoordeel

Voorliggende veiligheidsbeoordeling heeft als doel om de scope van de verkenningsfase van het HWBP project vast te stellen. Voor de bepaling van de hoogteopgave is daarom een overslagdebiet van 10 l/s/m aangehouden (conform het OI2014 v4). Voor het overgrote deel van de Lauwermeersdijk ontstaat dan voor 2075 een hoogte opgave (uitgaande van de max. toelaatbare kans). Slechts op enkele locaties in de haven van Lauwersoog is tot 2075 geen sprake van een hoogte opgave.

De grasmat op het binnentalud is in de regel bestand tegen grotere hoeveelheden golfoverslag dan 10 l/s/m voordat deze faalt (conform de schematiseringshandleiding grasbekleding). Voor een deel van de Lauwersmeerdijk kan de hoogte opgave worden opgelost als rekening wordt gehouden met dit hogere overslagdebiet.

**Figuur 66**  
*Veiligheidsoordeel GEKB*



### 3.5.6

## Specifieke aanbevelingen t.b.v. HWBP project

Voor locaties waar de dijkverhoging niet wenselijk of ruimtelijk lastig inpasbaar is, raden we aan een hoger overslagdebiet te overwegen. Van de haven (dijkpaal 89.0) tot dijkpaal 84.0 kan de hoogte opgave in 2075 worden opgelost door een hoger overslagdebiet toe te staan. In geval het wenselijk is een hoger overslagdebiet toe te staan raden we aan te onderzoeken of op deze locaties wordt voldaan aan de toepassingsvoorwaarden om dit hoge overslagdebiet toe te staan.

Ten tweede raden we aan de hoogteopgave in de haven bij het werelderfgoed centrum nader in kaart te brengen. Dit vanwege de combinatie van complexe hydraulische belastingen (ligging achter de havendammen) en een sterk variërende geometrie van de dijk (ter plaatse en ten oosten van de Robbengatsluis).

## 3.6

## Grasbekleding erosie buitentalud – GEBU

### 3.6.1

### Algemeen

Het faalmechanisme grasbekleding erosie buitentalud beschrijft het falen van de grasbekleding op het buitentalud door golfklap of golfoploop. In geval van golfklap geeft een brekende golf op het talud een kortdurende lokale hoge waterdrukgradiënten op het talud, die de zode kunnen beschadigen en delen ervan verwijderen uit de grasbekleding. In het geval dat golfklap onder maatgevende condities plaatsvindt op een harde bekleding, ligt een hoger gelegen grasbekleding in de golfoploopzone. De belasting die erosie van de grasbekleding kan veroorzaken, bestaat in geval van de oploopzone uit stroming door golfoploop en golfneerloop. De voor golfklappen karakteristieke waterdruk-puls blijft bij golfoploop achterwege. Een met gras bekleed talud dat wordt blootgesteld aan golven zal als eerste falen in de golfklapzone, omdat de golfklapbelasting maatgevend is boven de golfoploopbelasting.

In geval van het te beoordelen dijktraject 6-5 (km 82,0 t/m 91,0) kan op voorhand niet worden vastgesteld of de grasbekleding in de golfklap of golfoploopzone ligt. Dit is afhankelijk van de waterstand bij norm in vergelijking met de onderkant van de grasbekleding.

### 3.6.2

### Specifieke uitgangspunten

De belangrijkste uitgangspunten voor het beoordelingsspoor GEBU zijn:

- Het niveau van de onderzijde van de grasbekleding is vastgesteld op basis van het DTM [MUG, 2018]. Dit is geverifieerd door de keringbeheerder.
- De graskwaliteit wordt overal gesteld als 'gesloten zode'. Tijdens het veldonderzoek is vastgesteld dat de graskwaliteit goed is. Daarnaast is het beheer gericht op het onderhouden van een gesloten zode. Voor de

gevoeligheid wordt ook gekeken naar het resultaat bij een 'open zode'. Uitzondering hierop bevindt zich tussen dijkpaal 90.5 en 90.9, dit is het deel van de Lauwersmeerdijk achter de parkeergarage. Hier is de zode als open geclassificeerd<sup>10</sup>.

- Voor de sterkte van de grasbekleding worden de standaardwaarden in [RWS – WVL, 2016a] gebruikt.
- Eigenschappen van de deklaag op basis van grondonderzoek Wiertsema & Partners [Wiertsema & Partners, 2017]. Dit is geverifieerd door de keringbeheerder.
- Profielschematisaties op basis van profiel AHN2 (geverifieerd o.b.v. DTM).
- BM – Gras Buitentalud 17.1.1 (de meest recente versie welke beschikbaar is op Helpdesk Water).

### Vakindeling

Voor GEBU is om de 100 m een beoordeling uitgevoerd. De vakgrenzen liggen dus 50 m voor én na de betreffende dijkpaal. Figuur 67 illustreert de resulterende vakindeling voor GEBU.

*Figuur 67  
Vakindeling GEBU*

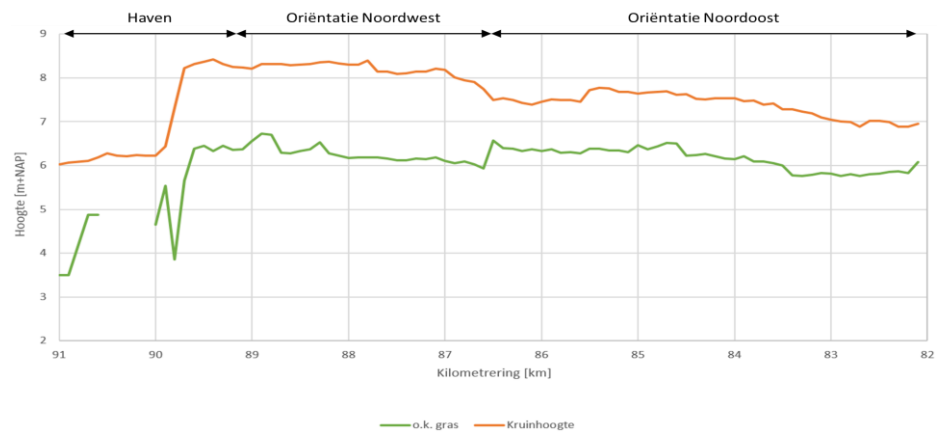


### Profielen en onderkant van de grasbekleding

Voor het faalmechanisme GEBU is van belang op welke hoogte de overgang ligt van harde bekleding naar gras. Deze zijn vastgesteld op basis van het DTM. Figuur 68 illustreert de hoogteligging over het traject. Van dijkpaal 90.1 t/m 90.5 is geen grasbekleding op het buitentalud aanwezig. Hier liggen de klinkers tot aan de kruin (zie ook ZST, Tabel 47). Daarnaast de profielen van belang (vooral bij golfploop). Hiervoor zijn de profielen van GEKB toegepast, deze zijn beschreven in paragraaf 2.2.3.

<sup>10</sup> Op deze locaties is ook sprake van begroeiing door bosschages. De zode kan daarom eventueel als fragmentarisch worden geclassificeerd.

**Figuur 68**  
**Hoogteligging**  
**onderkant**  
**grasbekleding**



### Golfcondities per waterstandsniveau

Alle profielen zijn gekoppeld aan het dichtstbijzijnde uitvoerpunt. De voor dit uitvoerpunt bij verschillende overschrijdingsfrequenties berekende golfcondities (zie paragraaf 0) zijn gebruikt bij de gedetailleerde beoordeling.

### Opbouw toplaag grasbekleding

Op basis van grondonderzoek uitgevoerd door Wiertsema & Partners [Wiertsema, 2017] zijn de parameters van de opbouw van de grondlaag afgeleid.

**Tabel 49**  
**Parameters**  
**grondlaag**

Parameter	Waarde
Dikte kleilaag+gras [m]	0,6 – 1,4 m
Zandgehalte [-]	<69% <sup>11</sup>

Binnen het dijkvak 90.6 t/m 90.8 zijn geen relevante boringen binnen het maatgevende profiel beschikbaar. In overleg met de keringbeheerder is hier een dikte van 0,5m aangehouden en een zandgehalte kleiner dan 70%.

### 3.6.3

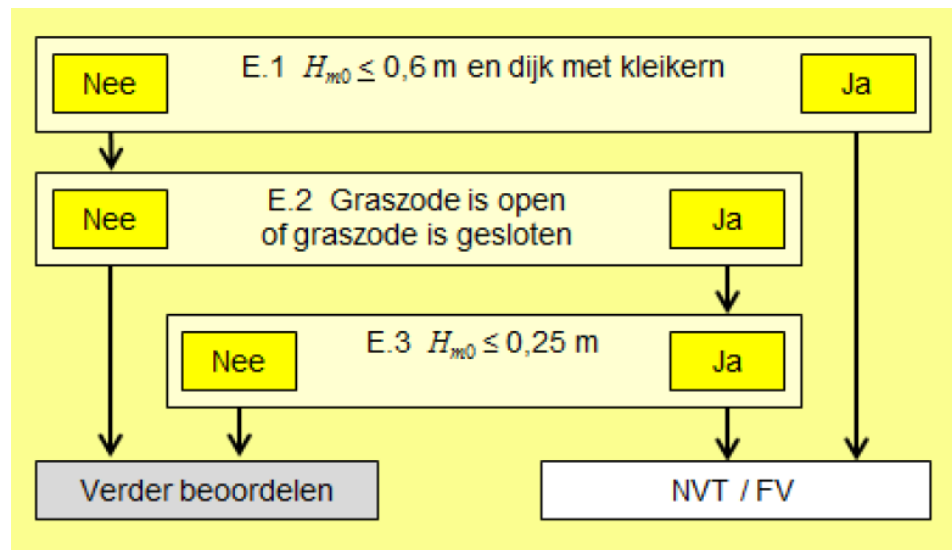
## Resultaten

### Eenvoudige beoordeling

De eenvoudige toets voor het toetspoot GEBU is een gecombineerde toets voor erosie in de golfklap- en golfoploopzone, en bestaat uit drie beslisregels (zie Figuur 69).

<sup>11</sup> Grondonderzoek toont aan dat de toplaag van klei overwegend kleilig is. Omdat een zandgehalte kleiner dan 70% geen invloed heeft op de resultaten is deze niet verder beschouwd.

Figuur 69  
Beslisregels GEBU



Conform Bijlage II zijn voor deze eenvoudige toets zowel de waterstand als golfhoogte bij de doorsnede-eis nodig voor de signaleringswaarde.

#### Stap E.1

De dijk heeft geen kleikern. Zodoende kan stap E.1 met 'nee' beantwoord worden, waardoor vervolgt moet worden met stap E.2.

#### Stap E.2

Ten behoeve van de beoordeling van het toetspoot GEBU geldt als uitgangspunt dat de kwaliteit van de graszone op het buitentalud gesloten is (zie Bijlage B). Voor alle vakken is de beoordeling daarom voorgezet met stap E.3.

#### Stap E.3

Om GEBU op basis van Stap E.3 uit te kunnen sluiten dient de golfhoogte over het traject bij de marginale statistiek bij de doorsnede-eis kleiner te zijn dan 0,25m. Uit een inventarisatie van de betreffende golfhoogtes blijkt dat deze altijd significant hoger liggen dan de gestelde eis, namelijk ca. 2,5 m. Voor alle vakken is dus een gedetailleerde toets noodzakelijk.

#### Gedetailleerde beoordeling

Bij de gedetailleerde toets per vak voor het toetspoot GEBU wordt onderscheid gemaakt tussen erosie in de golfklap- en golfoploopzone. In de golfklapzone wordt de erosie van de zode en de onderliggende kleilaag bepaald. Voor de oploopzone daarentegen wordt alleen de erosie van de zode bepaald. De golfklap- en golfoploopberekening betreft een semi-probabilistische berekening die wordt uitgevoerd in BM - Gras Buitentalud.

#### Stap G.1

Alvorens een semi-probabilistische berekening uit te voeren, is gecontroleerd of aan de toepassingsvoorwaarden is voldaan.

De gedetailleerde toets mag alleen worden toegepast als:

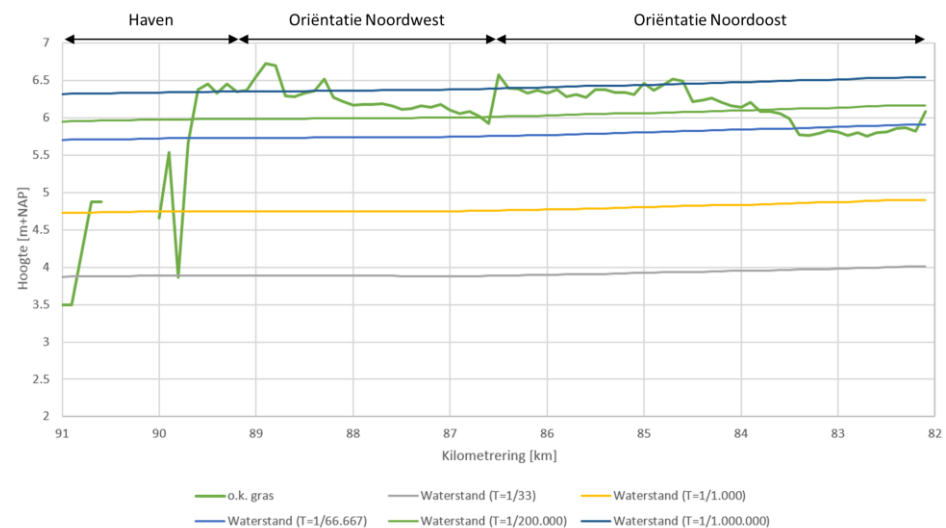
- de kwaliteit van de graszode gesloten of open is; én
- de helling van het buitentalud gelijk aan of flauwer dan 1V:2,5H is.

Uit het DTM blijkt dat de helling van het met gras beklede buitentalud voor beide profielen flauwer is dan 1V:2,5H. Omdat de graszode op het buitentalud van de dijk gesloten is wordt voor alle vakken voldaan aan de toepassingsvoorwaarden.

#### Golfklap vs. golfploopzone<sup>12</sup>

Voor een grasmat beneden de waterstand bij doorsnede-eis dient een golfklapberekening uitgevoerd te worden. Voor het zichtjaar 2023 is in Figuur 70 het niveau van de onderzijde van de grasbekleding en de waterstand bij verschillende overschrijdingsfrequenties weergegeven. Indien bij een gekozen terugkeertijd de grasbekleding hoger ligt wordt een golfploopberekening worden uitgevoerd. Het tegenovergestelde geldt voor golfklap. Op deze wijze is voor alle zichtjaren en terugkeertijden bepaald of een golfklap- of golfploopberekening noodzakelijk is.

*Figuur 70  
Niveau onderkant  
grasbekleding en  
waterstandsniveaus  
bij verschillende  
herhalings tijden*



#### Stap G.2a

De beoordeling van de grasbekleding in de golfploopzone betreft een semi-probabilistische berekening. Deze golfploopberekening is uitgevoerd met BM – Gras Buitentalud.

Voor het uitvoeren van een golfploopberekening met BM – Gras Buitentalud zijn de volgende parameters noodzakelijk:

- Algemene parameters: evaluatiehoogte;
- Sterkte parameters: kritische stroomsnelheid;
- Geometrie: dijknormaal en dijkgeometrie;

<sup>12</sup> Dit betreft geen stap in de gedetailleerde beoordeling van het toetsspoor GEBU maar is noodzakelijk om te bepalen of stap G.2a of G.2b moet worden doorlopen.



- Hydraulische belasting: waterstandsverloop en golfcondities per waterstandsniveau.

In BM – Gras Buitentalud zijn daarnaast nog enkele parameters welke voor belang zijn voor het rekenproces. Hiervoor zijn standaardwaarden gebruikt zoals opgenomen in [RWS – WV, 2016a].

#### Algemene parameters - Evaluatiehoogte

De golfloopberekening wordt uitgevoerd voor één punt op het buitentalud: de evaluatiehoogte. Dit punt is het laagst gelegen punt van de grasbekleding in de golfloopzone en is in dit geval gelijk aan het niveau van de overgang tussen de harde bekleding en de grasbekleding. Deze is afgeleid uit het DTM en gepresenteerd in Figuur 68 en Figuur 70.

#### Sterkte parameters - Kritische stroomsnelheid (golfloop)

Bij het erosiemodel voor gras in de golfloopzone, de cumulatieve overbelastingmethode, wordt de erosiebestendigheid van de grasbekleding gekarakteriseerd door de kritische stroomsnelheid  $U_c$ . De waarden voor de  $U_c$  zijn gekoppeld aan de graskwaliteit.

Voor gesloten en open zode op klei zijn respectievelijk conform tabel 6.2 in [RWS - WV, 2016a] kritische stroomsnelheden van 6,6 m/s en 4,3 m/s aangehouden.

#### Geometrie - Dijknormaal

De dijknormaal ten opzichte van het noorden is bepaald op basis van de traject-shape zoals aangeleverd in Riskeer.

#### Geometrie - Dijkgeometrie

Conform de schematiseringsregels in [RWS - WV, 2016a] zijn de profielen per 100 m geschematiseerd (inclusief ruwheidsfactor per taluddeel). Voor de geschematiseerde profielen wordt verwezen naar de invoerbestanden van BM – Gras Buitentalud.

#### Hydraulische belasting - Waterstandsverloop

Het voor de golfloopberekening te gebruiken waterstandsverloop is beschreven in paragraaf 2.2.4.

#### Hydraulische belasting - Golfcondities per waterstandsniveau

Voor elk van de uitvoerpunten zijn de golfcondities per waterstandsniveau bepaald. Voor de golfcondities wordt verwezen naar de invoerbestanden van BM – Gras Buitentalud.

#### Golfloopberekening

Met BM – Gras Buitentalud is de cumulatieve overbelasting berekend. De grasbekleding faalt wanneer deze belasting conform Bijlage III van [RWS – WV, 2017a] de kritische waarde van  $7.000 \text{ m}^2/\text{s}^2$  overschrijdt (de berekende veiligheidsfactor is dan kleiner 1). Wanneer de cumulatieve overbelasting kleiner is dan de kritische waarde voldoet de grasbekleding aan de

gedetailleerde toets per vak (de berekende veiligheidsfactor is groter dan of gelijk aan 1).

#### *Stap G.2b*

De beoordeling van de grasbekleding in de golfklapzone betreft ook een semi-probabilistische berekening. Deze golfklapberekening is ook met BM – Gras Buitentalud uitgevoerd.

Voor het uitvoeren van een golfklapberekening met BM – Gras Buitentalud zijn de volgende parameters noodzakelijk:

- Algemene parameters: minimale en maximale waterstand;
- Constructie en sterkte parameters: coëfficiënten a, b, c, zandgehalte, dikte kleilaag + gras, Zgrass,min en Zgrass,max;
- Hydraulische belasting: waterstandsverloop en golfcondities per waterstandsniveau.

In BM – Gras Buitentalud moeten nog meer parameters worden ingevoerd. Voor deze parameters worden de standaardwaarden zoals opgenomen in [RWS - WV, 2016a] gebruikt.

#### Algemene parameters – Minimale en maximale waterstand

De minimale en maximale waterstand is gelijk aan de minimale en maximale waterstand van het waterstandsverloop.

#### Constructie en sterkte parameters – Coëfficiënten a, b en c (golfklap)

Voor de golfklapzone is de graskwaliteit gekoppeld aan coëfficiënten a, b en c. Voor gesloten en open zode op klei worden conform tabel 6.3 in [RWS - WV, 2016a] voor alle vakken de volgende waarden gebruikt:

Voor gesloten zode:

- Coëfficiënt a = 1;
- Coëfficiënt b = -0,035;
- Coëfficiënt c = 0,25.

Voor open zode:

- Coëfficiënt a = 0,8;
- Coëfficiënt b = -0,07;
- Coëfficiënt c = 0,25.

#### Constructie en sterkte parameters – Zandgehalte

Voor het zandgehalte is een zandgehalte van 69% aangehouden.

#### Constructie en sterkte parameters – Dikte kleilaag + gras

Voor de dikte van de kleilaag + gras wordt de maximale dikte van 0,5 m aangehouden: uit beschikbaar grondonderzoek [Wiertsema & Partners, 2017] blijkt dat de toplaag overal op een minimaal 0,6 m dikke laag klei ligt.

### Constructie en sterkte parameters – Zgrass,min en Zgrass,max

Voor Zgrass,min wordt het niveau van de overgang tussen de harde bekleding en de grasbekleding gebruikt. Zgrass,max is gelijk aan de waterstand bij de betreffende overschrijdingsfrequentie.

### Hydraulische belasting - Waterstandsverloop

Zie stap G.2a. Voor het waterstandsverloop wordt verwezen naar de invoerbestanden van BM – Gras Buitentalud.

### Hydraulische belasting - Golfcondities per waterstandsniveau

Voor elk van de vakken zijn de golfcondities per waterstandsniveau bepaald. Voor de golfcondities wordt verwezen naar de invoerbestanden van BM – Gras Buitentalud.

### Golfklapberekening

Met BM – Gras Buitentalud wordt de faalfractie (verhouding tussen de belastingduur en standtijd) van de grasbekleding inclusief sterkte van de aanwezige kleilaag berekend. De faalfracties gedurende de storm worden gesommeerd. Bij een som van 1 wordt de kritische waarde van de faalfractie bereikt en faalt de grasbekleding (de berekende veiligheidsfactor is dan kleiner dan 1). Bij faalfractie kleiner dan of gelijk aan 1 voldoet de grasbekleding aan de gedetailleerde toets per vak (de berekende veiligheidsfactor is groter dan of gelijk aan 1).

### Resultaten golfoploop- en golfklapberekening

Omdat het toetspoot GEBU in groep 3 valt zijn voor het toekennen van het toetsoordeel berekeningen met golfcondities bij verschillende overschrijdingsfrequenties gemaakt. Onderstaande tabel toont voor GEBU de categorie-indeling in combinatie met de bijbehorende overschrijdingsfrequenties.

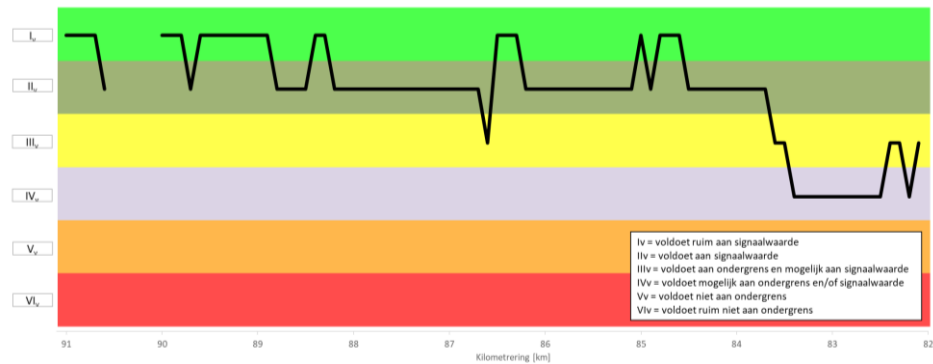
Tabel 50  
Categorie-indeling  
GEBU

Faalkanseis op vakniveau	Eis waarbij hydraulische belasting wordt afgeleid	Terugkeertijd [jaar]	Oordeel indien aan eis wordt voldaan
$\frac{1}{30} P_{eis;sig;dsn}$	$\frac{1}{30} \frac{\omega P_{sig;traj}}{N_{dsn}}$	6.000.000	I <sub>v</sub>
$P_{eis;sig;dsn}$	$\frac{\omega P_{sig;traj}}{N_{dsn}}$	200.000	II <sub>v</sub>
$P_{eis;ond;dsn}$	$\frac{\omega P_{ond;traj}}{N_{dsn}}$	66.667	III <sub>v</sub>
$P_{eis;ond}$	$P_{ond;traj}$	1.000	IV <sub>v</sub>
$30 \cdot P_{eis;ond}$	$30 \cdot P_{ond;traj}$	33	V <sub>v</sub>
Geen faalkanseis	Voldoet niet aan bovenstaande belastingen	-	VI <sub>v</sub>

Uit de berekeningen in BM - Gras Buitentalud zijn vervolgens per terugkeertijd berekeningen uitgevoerd. Hieruit volgt een veiligheidsfactor.

Indien deze groter is dan 1, voldoet het profiel voor de bewuste terugkeertijd. Figuur 71 toont de resultaten.

*Figuur 71  
Resultaten GEBU,  
zichtjaar 2023*

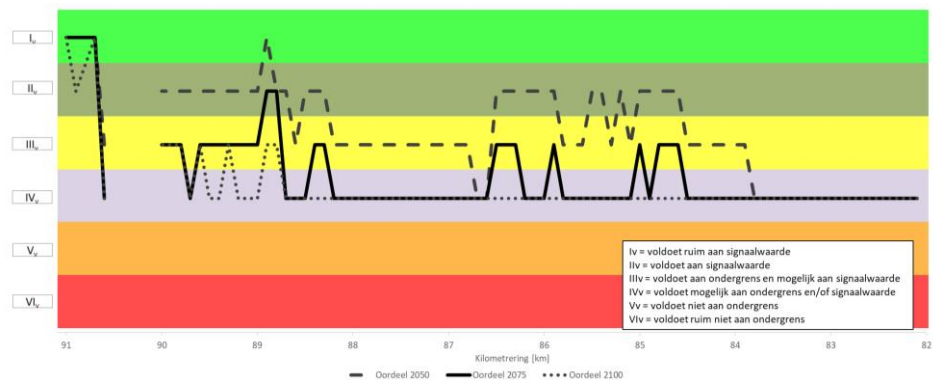


De resultaten tonen dat voor het zichtjaar 2023 vrijwel alle dijkvakken voldoen aan de doorsnede-eis bij maximaal toelaatbare kans ( $III_{V}$ ). Enkel het meest oostelijke deel, tussen Kmp 82.0 en 83.7 voldoet hier niet aan. Dit is te verklaren door de lager gelegen grasbekleding over dit deeltraject, waardoor het gras eerder door golfklap wordt belast. In het havengebied ligt de onderkant van de grasbekleding vaak nog lager. Hier is echter de golfbelasting dusdanig laag dat golfklap niet tot falen leidt.

### 3.6.4 Restlevensduur

Omdat veel dijkvakken aan de signaleringswaarde voldoen is ook de restlevensduur vastgesteld. Hiervoor is bovenstaand proces opnieuw doorlopen, maar dan met hydraulische belastingen behorende bij de zichtjaren 2050, 2075 en 2100. De zetting is verdisconteerd in de geschematiseerde profielen en het niveau van de onderzijde van de grasbekleding. Onderstaande tabel toont de resultaten van de restlevensduur analyse.

*Figuur 72  
Resultaten GEBU,  
zichtjaar 2050, 2075  
en 2100*



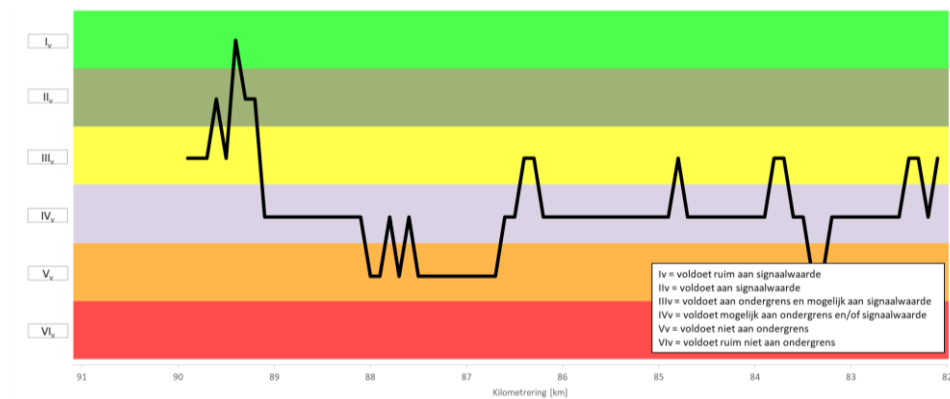
Uit de tabel blijkt dat, zoals verwacht, door toenemende golfbelasting en waterstanden het veiligheidsoordeel in de toekomst slechter wordt. Waar in 2023 nog overwegend voldaan wordt aan de signaleringswaarde (cat.  $II_{V}$  – doorsnede eis van de signaalwaarde), voldoet de dijk in 2100 vrijwel overal enkel aan de max. toelaatbare kans bij de norm (cat.  $IV_{V}$  -  $T = 1.000$  jaar).

Voor het grootste deel van de dijkvakken is het oordeel in 2050 gelijk aan cat. IIIv. Dit betekent dat nog wordt voldaan aan de faalkanseis op doorsnede niveau bij de max. toelaatbare overstromingskans. Dit betekent dat de grasbekleding in ieder geval tot 2050 voldoet aan de maximaal toelaatbare kans. Tussen 2050 en 2075 wordt de faalkanseis op doorsnede niveau bij de max. toelaatbare overstromingskans overschreden.

### 3.6.5 Gevoeligheidsanalyse

Als gevoeligheidsanalyse is voor het gehele traject ook een beoordeling uitgevoerd met de instelling 'open zode' voor het zichtjaar 2023. Overige parameters zijn ongewijzigd gebleven. De analyse is alleen uitgevoerd voor de locaties waar de zodekwaliteit als gesloten is geclassificeerd (dijkpaal 90.0 t/m 82.0).

*Figuur 73  
Resultaten GEBU  
voor het huidige  
zichtjaar bij een  
open zode.*



Figuur 73 laat zien dat het overgrote deel van de vakken niet voldoet aan de faalkanseis op doorsnede niveau bij de max. toelaatbare overstromingskans (cat IIIv). Dit betreft vooral de groene dijk, ten oosten van de haven.

Hieruit blijkt dat de kwaliteit van de zode grote invloed heeft op het eindresultaat. Het is dan ook van belang dat het beheerregime ingericht is met het doel om de gesloten zode te kunnen blijven garanderen.

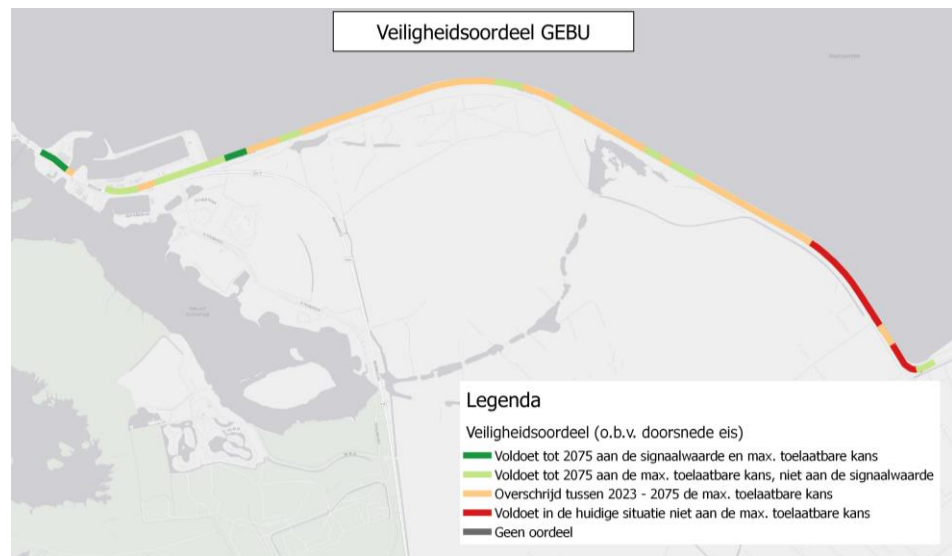
### 3.6.6

#### Veiligheidsoordeel

Op de meeste locaties voldoet de grasbekleding op het buitentalud aan de max. toelaatbare overstromingskans. Alleen tussen dijkpaal 82.0 en 83.7 wordt in de huidige situatie niet voldaan aan de maximaal toelaatbare overstromingskans. Dit omdat de overgang tussen de betonblokken en klinkers naar de grasbekleding te laag ligt.

Voor het grootste deel van de locaties ligt de overgang tussen de betonblokken en klinkers naar de grasbekleding te laag op het talud om tot 2075 te voldoen aan de maximaal toelaatbare kans.

Figuur 74  
Veiligheidsoordeel  
GEBU



### 3.6.7 Specifieke aanbevelingen t.b.v. HWBP project

We raden aan GEBU onderdeel te maken van de scope van het HWBP project.

## 3.7 Grasbekleding afschuiven binnentalud - GABI

### 3.7.1 Algemeen

Naast erosie van de grasbekleding (GEKB) wordt afschuiving van de grasmat beoordeeld in het beoordelingspoor Grasbekleding Afschuiven Binnentalud (GABI). Een hoge grondwaterstand in de dijk in combinatie met golfoverslag kan leiden tot afschuiven/opdrukken van de van de kleibekleding en daarmee de grasbekleding. Alvorens voor dit toetspoor een eenvoudige en, indien noodzakelijk, een gedetailleerde toets uit te voeren is eerst een beoordeling op relevantie uitgevoerd.

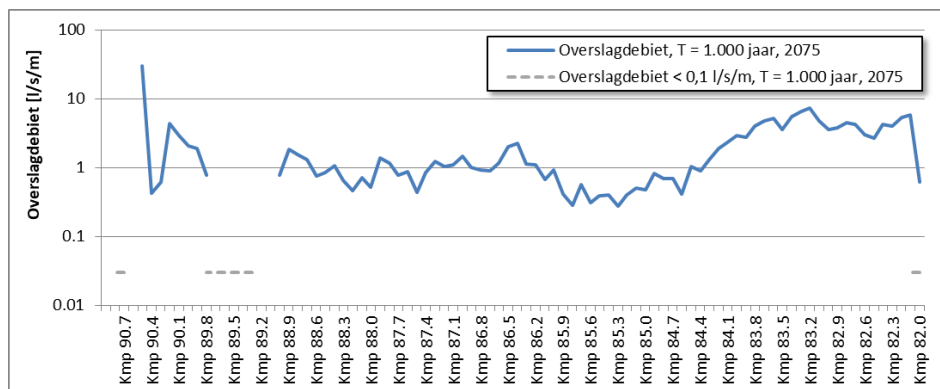
### 3.7.2 Specifieke uitgangspunten

De belangrijkste uitgangspunten voor het beoordelingspoor GABI zijn:

- Het niveau van de onderzijde van de grasbekleding op het binnentalud (teen binnentalud) en de taludhelling is vastgesteld op basis van DTM [MUG, 2018].
- Eigenschappen deklaag binnentalud op basis van grondonderzoek Wiertsema & Partners;
- Indien bepaalde geotechnische parameters niet bekend zijn wordt hier een conservatieve aanname voor gedaan conform WBI.
- Wanneer een te beoordelen dijkvak een overslagdebiet heeft kleiner dan 0,1 l/m/s is voorgeschreven dat een beoordeling op STMI moet worden uitgevoerd. In voorliggende veiligheidsbeoordeling altijd een GABI

berekening uitgevoerd. Dit omdat (1) de veiligheidsbeoordeling plaatsvindt in het kader van de scopebepaling van het HWBP project Lauwermesmeerdijk en (2) de GABI beoordeling in de toekomst op nagenoeg alle locaties relevant wordt (zie Figuur 75 – locaties met grijze lijn). Als het golfoverslagdebiet kleiner is dan 0,1 l/s/m is de locatie beoordeeld alsof sprake is van een overslagdebiet van 0,1 l/m/s en een golfhoogte van 2,0 m. Dit is een veilige benadering, maar realistisch gezien de scope van het project.

*Figuur 75  
Overslagdebiet bij  
max. toelaatbare  
kans in 2075.  
Overslagdebieten  
kleiner dan 0.1 l/s/m  
worden niet  
berekend door  
Hydra-NL. Deze  
locaties zijn met de  
grijze stippellijn  
weergegeven.*



### Vakindeling

Omdat er voor elke 100 m informatie beschikbaar is over de belangrijkste parameters, is ervoor gekozen om met eenzelfde vakgrootte als bij het toetspoot GEBU de beoordeling uit te voeren.

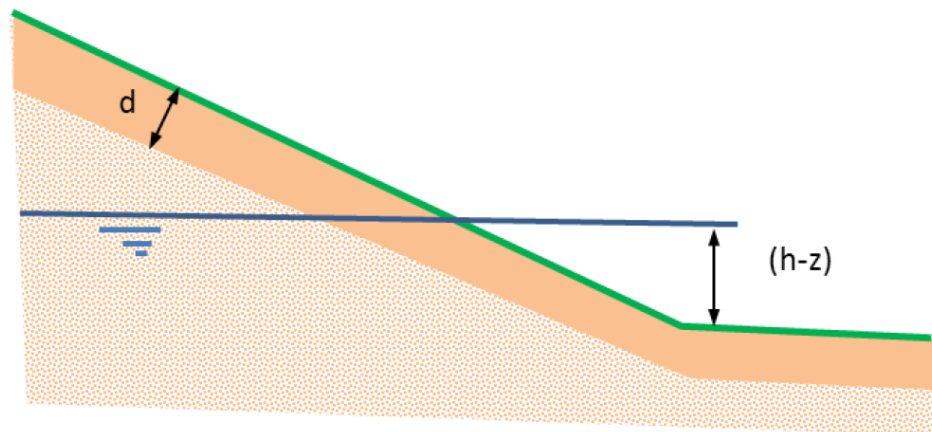
### Profielen

De profielen zijn afgeleid op basis van het DTM. Hiervoor is met name de afstand tussen bovenkant koperslakblokken (intredepunt, zie onderstaande subparagraaf) en de onderkant van de grasbekleding op het buitentalud relevant. Van deze laatste genoemde locatie is daarnaast ook de hoogteligging van belang.

### Waterdruk tegen kleibekleding

De grasbekleding op het binnentalud kan pas afschuiven wanneer de grondwaterstand dusdanig verhoogd is dat deze een opwaartse druk (h-z) uitoefent op de kleibekleding, zoals geïllustreerd in Figuur 76.

Figuur 76  
Waterdruk op  
grasbekleding  
binnentalud



De hoogte van de teen van het binnentalud ( $z$ ) is een, zoals eerder benoemd, afgeleid op basis van het DTM.

De grondwaterstand in de dijk ( $h$ ), uitgedrukt in m+NAP, is een opsomming van onderstaande elementen:

- Grondwaterstand onder dagelijkse omstandigheden;
- Verhoging van freatisch vlak door hoge buitenwaterstand; en
- Verhoging van freatisch vlak door infiltratie door golfoverslag.

Hieronder zijn deze elementen individueel toegelicht:

#### Grondwaterstand onder dagelijkse omstandigheden

In [NZV, 2018c] staat visueel weergegeven welk grondwaterpeil per deelgebied gehanteerd wordt onder dagelijkse omstandigheden. Voor elk van deze gebieden is beschouwd langs welk dijkvak het betreffende peil gehandhaafd wordt. Dit peil is het startpunt voor het bepalen van het freatisch vlak tegen de binnenteen.

#### Verhoging van freatisch vlak door hoge buitenwaterstand

De verhoging van de grondwaterstand gedurende maatgevende condities is geschematiseerd met een lineair verloop van hoogwaterstand buitendijks tot de grondwaterstand in het binnentalud. Om de lengte van dit lineaire verhang, de indringingslengte, te bepalen is onderstaande formulering toegepast, conform WBI2017. De genoemde veilige standaardwaarden zijn afkomstig uit [RWS - WVL, 2016a]

$$L = \sqrt{\frac{2HkT}{n}}$$

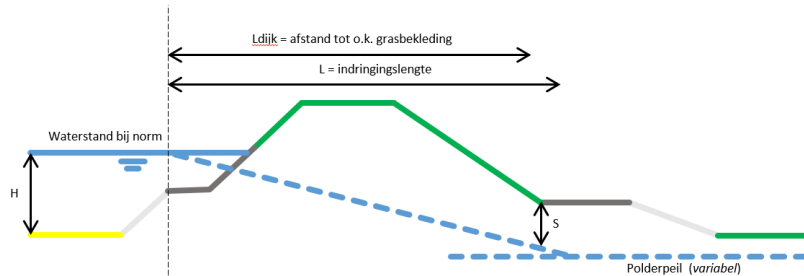
Met:

- $L$  = Horizontale indringingslengte vanaf het buitentalud [m].  
 $H$  = Karakteristieke hoogte van het zandpakket waardoor het water naar binnen stroomt [m].  
 $k$  = Doorlatendheid zandkern [m/s] (default:  $0,5 \cdot 10^{-3}$  m/s)  
 $T$  = Periode hoogwater [s] (Waddenzee: 45 uur)  
 $n$  = porositeit zandkern [-] (default: 0,35)



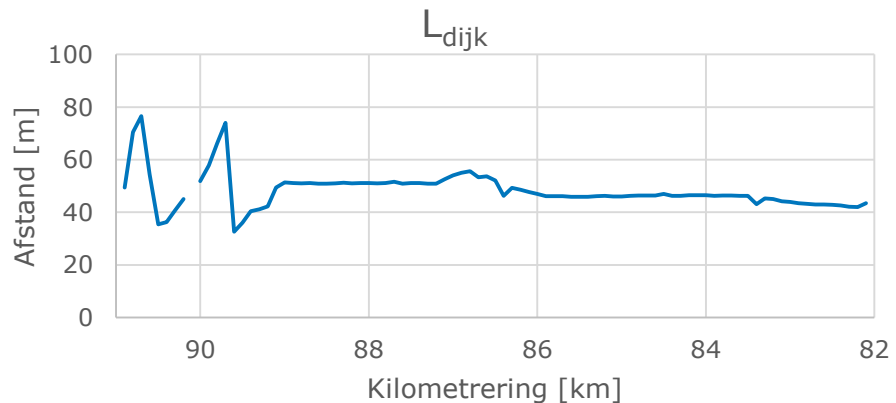
Onderstaand figuur toont het resulterend freatisch vlak schematisch voor de Lauwersmeerdijk.

*Figuur 77  
Schematische  
weergave freatisch  
vlak*



De afstand tussen het intredepunt, bovenkant koperslakblokken, en het opbarst-/afschuifpunt is bepaald over de lengte van de dijk ( $L_{dijk}$ ). Voor de 'groene' dijk ligt het opbarst-/afschuifpunt bij de onderkant van de grasbekleding boven de onderhoudsweg. Nabij het haventerrein is deze afstand niet eenvoudig te bepalen. Voor de haven is dan ook een werkwijze op maat aangehouden waarbij het intredepunt is aangenomen op bovenkant haventerrein en het uitredepunt afhankelijk is gemaakt van de locatie van het binnentalud. Figuur 86 illustreert de afstand over de lengte van de dijk. Enkel bij het profiel van kmp 90.1 is geen lengte af te leiden door hooggelegen achterland.

*Figuur 78  
Afstand intredepunt  
en potentiële  
opbarst-/afschuif-  
locatie*



Verhoging van freatisch vlak door infiltratie door golfoverslag

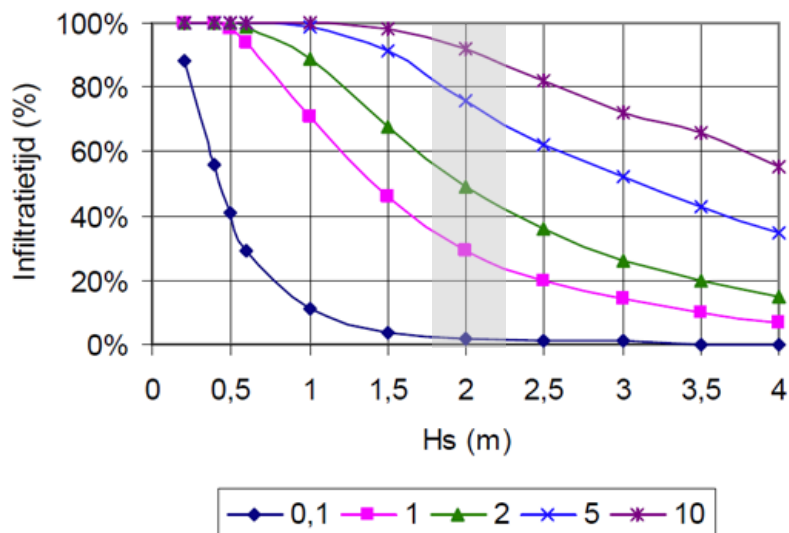
Om de verhoging van de freatische lijn als gevolg van infiltratie door golfoverslag bovenop de indringingslengte te bepalen wordt de methode beschreven in [Deltares, 2016] toegepast. Daarbij wordt de infiltratietijd gedurende een storm van 6 uur bepaald. Deze infiltratietijd is afhankelijk van het overslagdebiet en golfhoogte en kan worden afgeleid uit onderstaande grafiek (Figuur 79). De benodigde golfhoogte volgt uit het illustratiepunt van het overslagdebiet bij de norm (ondergrens en signaleringswaarde). Voor het zichtjaar 2023 liggen de golfhoogtes van het illustratiepunt van de golfoverslagberekeningen bij de norm over het traject rond de 2,0m zoals weergegeven door de grijze band in Figuur 79. Met deze golfhoogte is

vervolgens bij elk dwarsprofiel het overslagdebiet gebruikt om de infiltratietijd te bepalen.

Tabel 51  
Golfhoogtes  
illustratiepunt  
golfoverslagberekeningen t.b.v. GABI

Zichtjaar	Terugkeertijd	Min. golfhoogte (Hs) [m]	Max. golfhoogte (Hs) [m]	Gemid. golfhoogte (Hs) [m]
2023	1.000	1,45	2,30	1,95
2023	3.000	1,60	2,45	2,10

Figuur 79  
Infiltratietijd als functie van de significante golfhoogte



Door de infiltratietijd te vermenigvuldigen met de totale duur (6 uur) en met de infiltratiecapaciteit van de kleibekleding (veilig aangenomen op  $10^{-4}$  m/s), volgt hieruit een waterinstroom ( $m^3$  per  $m^2$ ). In combinatie met een veilige waarde voor de porositeit ( $n=0,33$ ) leidt dit tot een verhoging van het freatisch vlak.

### 3.7.3

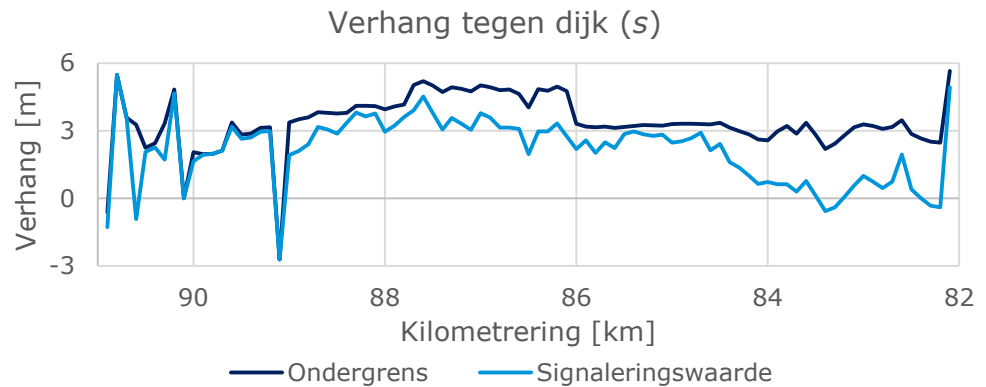
## Resultaten

### Beoordeling op relevantie

Het faalmechanisme GABI kan alleen relevant zijn indien het freatisch vlak, inclusief verhoging door golfoverslag, hoger is dan de onderkant van de kleibekleding, zoals in Figuur 77 weergegeven parameter  $s$ . In het geval van de Lauwersmeerdijk ligt de kleibekleding vrij hoog, omdat het binnentalud een teen heeft bestaande uit stortsteen met daarboven een geasfalteerde weg op de berm.

Indien de verticale lengte tussen de freatische lijn en onderkant grasbekleding ( $s$ ) kleiner is dan 0, is er een verval over de bekleding en kan GABI optreden. In geval  $s$  groter is dan 0, is er geen forcering aanwezig die tot afschuiven of opbarsten van de bekleding kan leiden. Figuur 105 illustreert deze waterdrukken.

*Figuur 80  
Verhang tegen  
kleibekleding  
binnentalud. Een  
negatieve waarde  
representeert  
aanwezigheid van  
verhang*



Uit het figuur kan worden afgeleid dat bij de ondergrens slechts in twee profielen het freatisch vlak hoger ligt dan de onderkant kleibekleding (kmp 89,1 en 90,9). Bij de signaleringswaarde neemt dit toe tot 8 profielen. Voor deze profielen is dus de beoordeling uitgevoerd.

#### Eenvoudige beoordeling

De eenvoudige beoordeling volgens WBI bestaat uit een beoordeling aan eenvoudige kenmerken. De faalkans wordt verwaarloosbaar geacht indien aan één of meer van onderstaande voorwaarden voldaan wordt:

- Het overslagdebiet bij de norm ( $q$ ) is kleiner dan  $0,1 \text{ l/m/s}$ .
- De taludhelling van het binnentalud is flauwer of gelijk aan 1:5 en bestaat niet uit veen.
- De taludhelling van het binnentalud is flauwer of gelijk aan 1:3 en de dijk bestaat uit stevige klei.
- De taludhelling van het binnentalud is flauwer of gelijk aan 1:4 en de dijk bestaat uit klei die niet als stevig wordt geclassificeerd.
- De dijk bestaat uit zand, al dan niet voorzien van een kleibekleding, en heeft goed werkende drainage in de binnenteen.

Voor het te beoordelen dijktraject vallen de criteria met betrekking tot de taludhelling, aangezien hier niet aan voldaan wordt, af. Ook is geen goed werkende drainage in de binnenteen aanwezig is. Omdat het overslagdebiet groter is dan  $0,1 \text{ l/s}$  per m dient een gedetailleerde beoordeling uitgevoerd te worden.

#### Gedetailleerde beoordeling

In de gedetailleerde toets per vak wordt onder falen verstaan: stabiliteitsverlies van de grasbekleding door opdrukken en/ of afschuiven van de bekleding of het uitspoelen van zand. Omdat de kleibekleding geen gaten (graverij) of scheuren in de teen van de dijk heeft zal eerst opdrukken of afschuiven moeten optreden voordat uitspoelen van zand mogelijk is. Bij de gedetailleerde toets is daarom alleen gekeken of de bekleding kan opdrukken en/of afschuiven. Indien een van deze deelfaalmechanismen onvoldoende veilig is, volgt het oordeel onvoldoende.

### Opdrukken kleibekleding

Voor het opdrukken van de kleibekleding is een vereenvoudigde en een meer gedetailleerde methode beschikbaar gesteld binnen het WBI2017. De vereenvoudigde methode volgt onderstaande formule:

$$SF = \frac{R}{S} = \frac{1}{\gamma_n \gamma_d} \frac{\cos \alpha \, d \frac{\rho_g}{\gamma_{m,p}}}{(h-z)\rho_w}$$

Met hierin:

- $SF$  = Safetyfactor, indien groter dan 1 voldoet het profiel [-]
- $\gamma_d \gamma_n$  = Modelfactor x schadegetal, (1,1 x 1,1 = 1,21) [-]
- $\gamma_{m,p}$  = Partiële veiligheidsfactor op volumieke massa grond (= 1,0) [-]
- $\rho_g$  = Volumieke massa natte grond [kg/m<sup>3</sup>] (=
- $\rho_w$  = Volumieke massa water [kg/m<sup>3</sup>]
- $\alpha$  = Taludhelling [°]
- $d$  = Laagdikte [m]
- $(h-z)$  = Ligging van het freatisch vlak onder het binnentalud ten opzichte van een niveau [m]

Voor de Lauwersmeerdijk zijn onderstaande parameters afgeleid op basis van het grondonderzoek [Wiertsema & Partners, 2018], waarbij een realistisch conservatieve waarde gekozen is voor het traject.

Tabel 52  
Invoerparameters  
vereenvoudigde  
methode GABI

Parameter [SI]	Conservatieve waarde
$\rho_g$ [kg/m <sup>3</sup> ]	1774
$\rho_w$ [kg/m <sup>3</sup> ]	1025
$\alpha$ [°]	18
$d$ [m]	0,6
$h$ [m+NAP]	7,68
$z$ [m+NAP]	2,73

Indien blijkt dat er niet aan de vereenvoudigde methode van opdrukken kleibekleding voldaan kan worden kan een uitgebreide methode worden toegepast. Deze methode houdt wel rekening met de wrijving langs de randen van de opgedrukte grondmoot. Hiervoor is onderstaande methode, conform WBI toegepast.

$$SF = \frac{R}{S} = \frac{1}{\gamma_n \gamma_d} \frac{\frac{2c'd}{\gamma_{m,c}} + \frac{\rho_g g}{\gamma_{m,p}} \Delta x \, d \cos \alpha + \frac{\rho_g g}{\gamma_{m,p}} \Delta x \, d \sin \alpha \frac{\tan \phi'}{\gamma_{m,\phi}}}{\left(\Delta h - \frac{1}{2} \Delta x \sin \alpha\right) \frac{\rho_w g}{\gamma_{m,p}} \Delta x}$$

Met hierin in aanvulling op de eenvoudige methode:

- $\tan \phi'$  = Tangens van de effectieve hoek van inwendige wrijving [°]
- $\gamma_{m,\phi}$  = Partiële veiligheidsfactor op  $\tan \phi'$  (=1,1) [-]
- $c'$  = Effectieve cohesie [Pa]
- $\gamma_{m,c}$  = Partiële veiligheidsfactor op  $c'$  (=1,25) [-]
- $g$  = Zwaartekrachtversnelling (=9,81) [m/s<sup>2</sup>]

$\Delta x$  = Kritische lengtemaat langs het talud [m]

Zowel de hoek van inwendige wrijving als de effectieve cohesie is niet in het grondonderzoek bepaald. Hiervoor is uitgeweken naar veilige waarden uit tabel 2.b van NEN 9997-1. Tabel 53 toont deze waarden.

Tabel 53  
Aanvullende  
invoerparameters  
gedetailleerde  
methode GABI (klei)

Parameter [SI]	Conservatieve waarde
$\tan \phi'$ [°]	22,5
$c'$ [Pa]	5.000

#### Afschuiven kleibekleding

Het afschuiven van de kleibekleding is berekend met de methode gepresenteerd in het WBI2017. Hierin staat onderstaande formule gepresenteerd:

$$SF = \frac{R}{S} = \frac{1}{\gamma_n \gamma_d} \frac{c}{\gamma_{m,c} \sin \alpha} + \frac{1}{2} \frac{d^2}{\sin \alpha} \frac{\rho_g g \tan \phi}{\gamma_{m,\rho} \gamma_{m,\phi}} + \frac{c'}{\gamma_{m,c}} + \left( \cos \alpha \frac{\Delta h}{\sin \alpha} d \frac{\rho_g g}{\gamma_{m,\rho}} - \frac{1}{2} \sin \alpha \frac{\rho_w g}{\gamma_{m,\rho}} \Delta h^2 \right) \frac{\tan \phi'}{\gamma_{m,\phi} \left( \Delta h d \frac{\rho_g g}{\gamma_{m,\rho}} \right)}$$

Hierin zijn geen nieuwe parameters gepresenteerd ten opzichte van de eenvoudige en gedetailleerde methode voor het bepalen van opbarsten. Echter, dient ook de schuifweerstand tussen klei en zand meegenomen te worden. Hiervoor zijn onderstaande parameters afgeleid.

Tabel 54  
Aanvullende  
invoerparameters  
afschuiving methode  
GABI (zand)

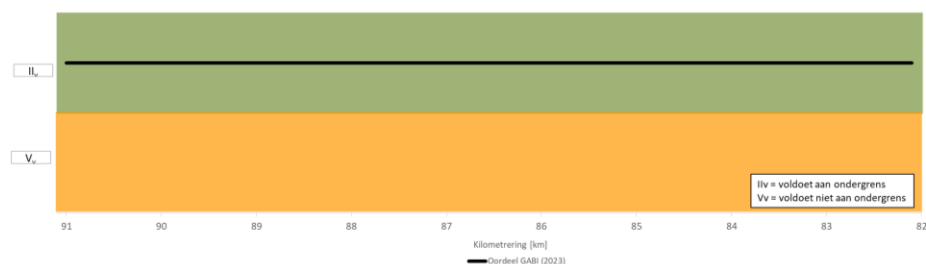
Parameter [SI]	Conservatieve waarde
$\phi'$ [°]	20
$c'$ [Pa]	0

#### Resultaat

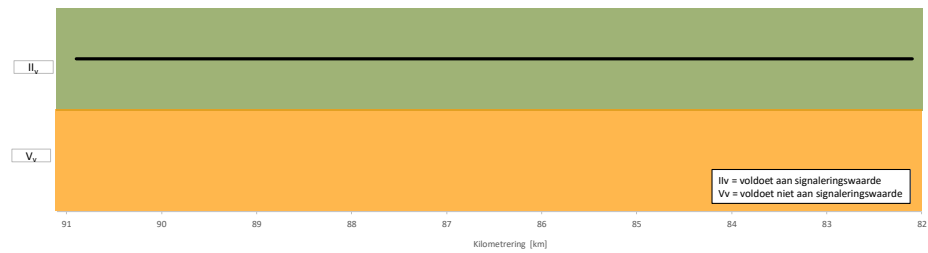
Voor het faalmechanisme GABI is zowel bij de ondergrens als signaleringswaarde een beoordeling uit gevoerd. Op basis van relevantie kunnen grote delen van het traject als voldoende beoordeeld worden. Er blijven bij de ondergrens en signaleringswaarde zodoende respectievelijk slecht twee en acht profielen over voor de gedetailleerde beoordeling.

Uit de gedetailleerde beoordeling blijkt dat zowel bij de ondergrens als signaleringswaarde alle locaties voldoet aan de norm op basis van opdrukken van de grasbekleding. Figuur 81 en Figuur 82 tonen respectievelijk de resultaten voor de ondergrens en signaleringswaarde.

Figuur 81  
Beoordeling GABI,  
ondergrens 2023



*Figuur 82  
Beoordeling GABI,  
signaleringswaarde  
2023*

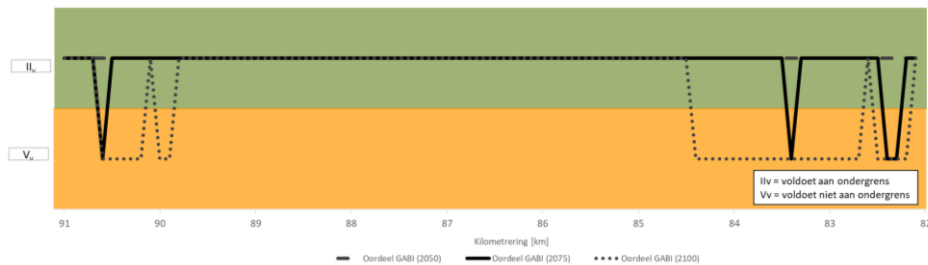


### 3.7.4

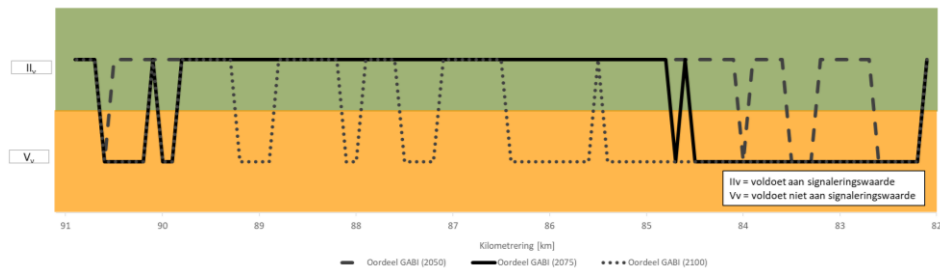
### Restlevensduur

Voor de bepaling van de restlevensduur is eenzelfde werkwijze aangehouden als gepresenteerd in de beoordeling van zichtjaar 2023. Voor de toekomstige zichtjaren zijn echter zetting, verhoging van normwaterstanden en toenemende overslagdebieten meegenomen.

*Figuur 83  
Beoordeling GABI,  
max. toelaatbare  
kans 2050, 2075 en  
2100*



*Figuur 84  
Beoordeling GABI,  
signaleringswaarde  
2050, 2075 en 2100*



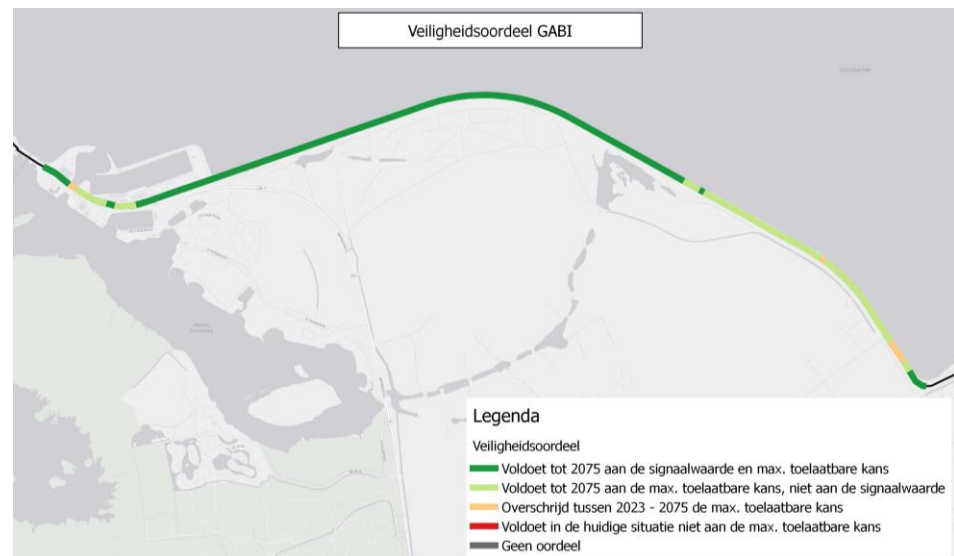
De resultaten laten zien dat bij de max. toelaatbare kans het grootste deel van de dijk voldoet tot 2100. Enkel op locaties met hoge overslagdebieten (oostzijde en haven) stijgt het freatisch vlak in de dijk, waardoor in sommige gevallen sprake is van een verzadigde dijk. In deze situaties wordt voor het toetspoot GABI niet voldaan aan de norm.

### 3.7.5

### Veiligheidsoordeel t.b.v. HWBP project

Het grootste deel van de Lauwersmeerdijk voldoet tot 2075 in ieder geval aan de max. toelaatbare kans. Op het meest oostelijke deel van het traject en bij de Robbengatsluis wordt in de huidige situatie (peildatum 1 jan. 2023) nog wel voldaan aan de maximaal toelaatbare kans, maar in 2075 niet meer.

Figuur 85  
Veiligheidsoordeel  
GABI



### 3.7.6

#### Specifieke aanbevelingen t.b.v. HWBP project

Op locaties waar niet tot 2075 wordt voldaan aan de max. toelaatbare kans is ook sprake van een hoogte opgave. Het is waarschijnlijk dat de opgave voor GABI wordt opgelost als de kruin wordt verhoogt (en daarmee de hoeveelheid golfoverslag wordt verminderd). We raden daarom aan om GABI vooralsnog geen onderdeel uit te laten maken van het HWBP project. Dit dient wel controleert te worden in de vervolgfases van het HWBP project.

### 3.8

#### Grasbekleding afschuiven buitentalud – GABU

#### 3.8.1

##### Algemeen

Naast erosie van de grasbekleding (GEBU) wordt afschuiving van de grasmat beoordeeld in het beoordelingsspoor Grasbekleding Afschuiven Buitentalud (GABU).

Afschuiven van de kleibekleding kan plaatsvinden door golfbelasting samen met een hoge grondwaterstand in de (zand)kern van de dijk. Tijdens een dal in de golfperiode kan zodoende een buitenwaartse drukgradiënt ontstaan die de kleilaag kan opdrukken en afschuiven. Dit proces vindt alleen plaats in de golfklapzone. Het WBI definieert de golfklapzone voor GABU (afwijkend van GEBU) als het taluddeel tussen de waterstand bij de norm en het niveau met een kans van overschrijden van 1/10 per jaar.

Afschuiven van gras op het buitentalud kan dus alleen bij zanddijken met een kleiafdekking in de golfklapzone (beneden de waterstand bij de norm) plaatsvinden.

### 3.8.2

## Specifieke uitgangspunten

De uitgangspunten voor GABU komen grotendeels overeen met het faalmechanisme GEBU:

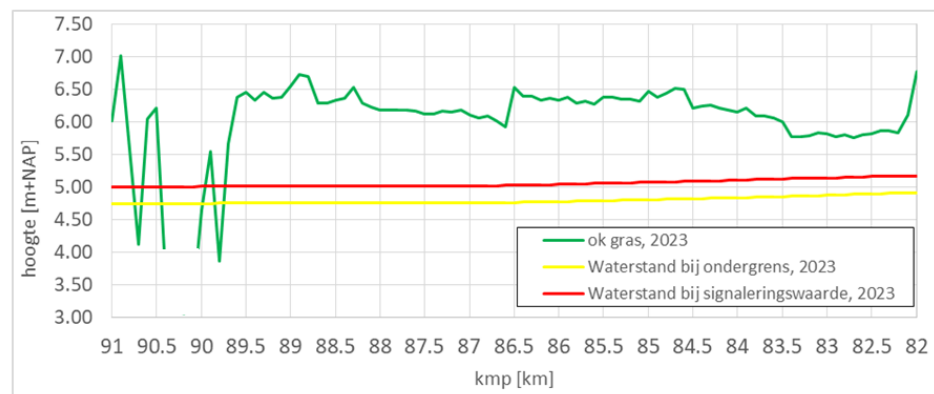
- Het niveau van de onderzijde van de grasbekleding worden vastgesteld op basis van DTM [MUG, 2018];
- Eigenschappen van de deklaag op basis van grondonderzoek Wiertsema & Partners [Wiertsema & Partners, 2018];
- Profielschematisaties op basis van profiel DTM (i.c.m. AHN2).

### 3.8.3

## Resultaten

Voor de beschouwing van GABU voor het zichtjaar 2023 is eerst een beoordeling uitgevoerd op relevantie. Figuur 86 laat zowel het niveau van de onderzijde van de grasbekleding (ok gras) en de waterstand bij de norm (signaleringswaarde) zien. Uit het figuur valt op te maken dat de grasbekleding veelal niet in de golfklapzone ligt (onderkant gras > waterstand bij de norm). Om deze reden kan het faalmechanisme GABU voor deze vakken worden uitgesloten. Enkel voor vakken in het havengebied dient een gedetailleerde beoordeling te worden uitgevoerd.

*Figuur 86  
Onderzijde  
grasbekleding en  
waterstanden bij  
max. toelaatbare  
kans (ondergrens)  
en de signalerings-  
waarde in 2023*



### Eenvoudige beoordeling

De eenvoudige beoordeling bestaat uit drie stappen. De eerste twee stappen hebben de betrekking op de aanwezigheid van een kleikern (E.1) en zandscheg (E.2). Uit het grondonderzoek [Wiertsema & Partners, 20187] komt naar voren dat er geen kleikern aanwezig is. Daarnaast tonen de sonderingen en boringen in het binnen- en buitentalud ook enkel zandlagen onder de bekleding. Gebaseerd op deze informatie, in combinatie met de geschiedenis van de dijk en de ervaring van de beheerder, wordt geconcludeerd dat geen zandscheg aanwezig is. Omdat beide stappen zodoende met 'nee' beantwoord worden, dient ook de laatste stap (E.3) behandeld te worden. Deze stelt dat als de golfhoogte kleiner is dan de kleilaagdikte de faalkans verwaarloosbaar is. Omdat de golfhoogtes bij de norm ter plaatse van het te beoordelen deeltraject en voor zichtjaren 2075 en 2100 tussen de 2,17 en 2,67 m liggen en de kleilaag veel dunner (max 0,86 m) is, is voor het toetspooor GABU een gedetailleerde toets uitgevoerd.



### Gedetailleerde beoordeling

Bij de gedetailleerde toets per vak van het toetsspoor GABU is aan de hand van de onderstaande empirische rekenregel beoordeeld of de kans op afschuiven van de bekleding voldoende klein is (reststerkte wordt hierbij niet meegenomen):

$$\frac{H_{m0}}{\Delta g d_{klei} \cos \alpha} \leq 3$$

Hierin is:

$H_{m0}$  Significante golfhoogte bij norm [m]

$\Delta g$  Relatieve dichtheid kleilaag [-]

$d_{klei}$  Dikte kleilaag [m]

$\alpha$  Taludhelling [°]

#### Stap G.1

De gedetailleerde rekenregel mag worden toegepast als de bekleding in de vakken niet op een zandscheg ligt en de taludhelling minder steil is dan 1V:2,5H. Uit stap E.2 volgde al dat onder de bekleding geen zandscheg aanwezig is. Uit het DTM volgt dat de taludhelling van in de te beoordelen trajecten maximaal 1:4 is. Omdat aan beide toepassingsvoorwaarden wordt voldaan, mag de gedetailleerde rekenregel worden toegepast.

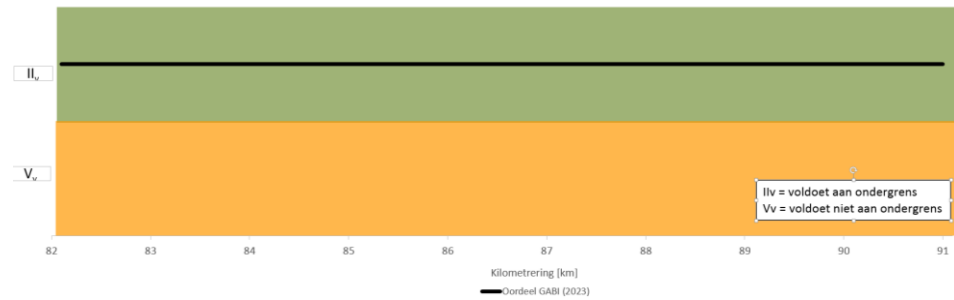
#### Stap G.2

Uit Tabel 55 volgt dat voor overal het resultaat kleiner dan 3 blijft waarmee wordt voldaan. Omdat de kans op afschuiven van de bekleding voldoende klein is, wordt wel voldaan aan de gedetailleerde rekenregel. Alle vakken voldoen bij zowel de signaleringswaarde als de max. toelaatbare kans dus aan de norm (zie ook Figuur 87 en Tabel 55).

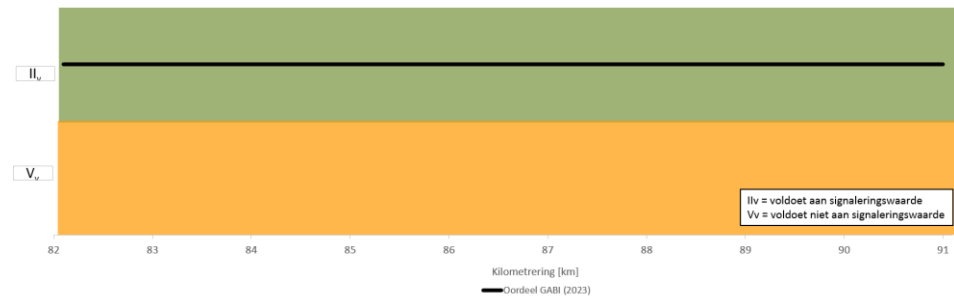
Tabel 55  
Resultaten  
empirische  
ongelijkheid GABU  
voor max.  
toelaatbare kans en  
signaleringswaarde  
(2023)

Norm	Vak	$H_{m0}$ [m]	$\Delta g$ [-]	$d_{klei}$ [m]	$\cos \alpha$ [-]	$\frac{H_{m0}}{\Delta g d_{klei} \cos \alpha}$
<b>Max. toelaatbare kans</b>	89,8	1,62	0,56	1,40	0,97	2,12
	90,0	1,40	0,56	1,36	0,97	1,90
	90,1	1,48	0,56	1,34	0,97	2,04
	90,2	1,48	0,56	1,31	0,97	2,07
	90,3	1,46	0,56	1,29	0,97	2,07
	90,4	1,51	0,56	1,27	0,97	2,18
	90,7	1,55	0,56	1,21	0,97	2,36
<b>Signaleringswaarde</b>	89,8	1,84	0,56	1,40	0,97	2,41
	90,0	1,52	0,56	1,36	0,97	2,06
	90,1	1,57	0,56	1,34	0,97	2,16
	90,2	1,57	0,56	1,31	0,97	2,19
	90,3	1,55	0,56	1,29	0,97	2,20
	90,4	1,59	0,56	1,27	0,97	2,29
	90,7	1,67	0,56	1,21	0,97	2,54

*Figuur 87  
Beoordeling GABU,  
max. toelaatbare  
kans, 2023*



*Figuur 88  
Beoordeling GABU,  
Signaleringswaarde,  
2023*



### 3.8.4

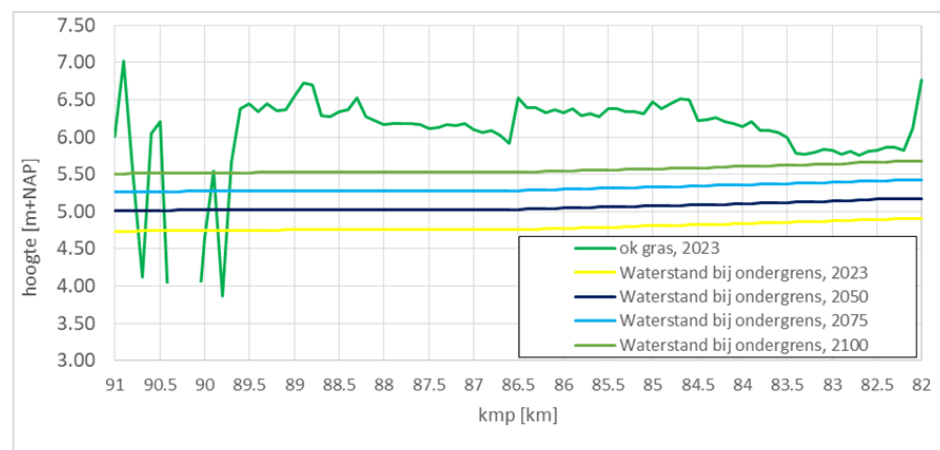
## Restlevensduur

### Beoordeling bij maximaal toelaatbare overstromingskans

Ook voor de restlevensduur kan een beschouwing op basis van relevantie worden uitgevoerd. Figuur 89 geeft de resultaten van deze analyse bij de max. toelaatbare kans. Hieruit valt op te maken dat tot 2100 geen extra profielen beoordeeld dienen te worden ten opzichte van het zichtjaar 2023. Voor deze profielen is voor de zichtjaren 2050, 2075 en 2100 een beoordeling op de wijze zoals beschreven in paragraaf 3.8.3 uitgevoerd. Tabel 56 toont de resultaten.

Voor alle profielen wordt voldaan aan de gestelde eisen. Daarom voldoen alle vakken tot het zichtjaar 2100 aan de maximaal toelaatbare overstromingskans.

*Figuur 89  
Onderzijde  
grasbekleding en  
waterstanden bij  
max. toelaatbare  
kans (ondergrens) in  
diverse zichtjaren*



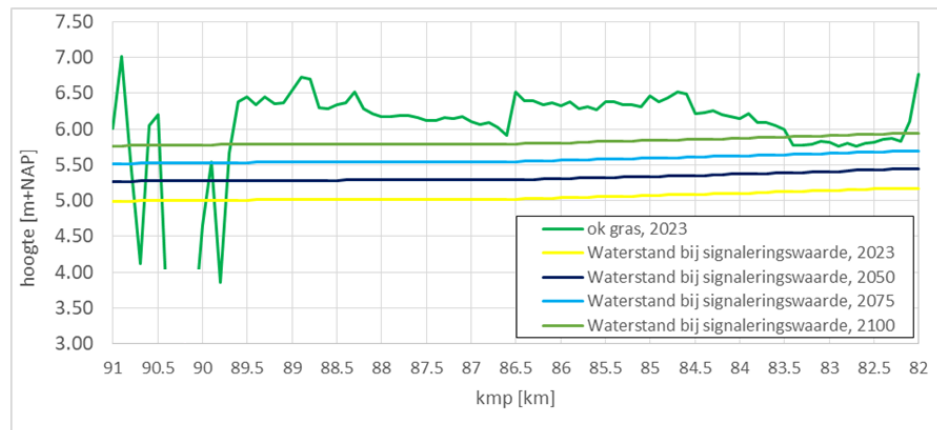
Tabel 56  
Resultaten GABU,  
max. toelaatbare  
kans (ondergrens)  
bij verschillende  
zichtjaren

Dijkvak	$\frac{H_{m0}}{\Delta_g d_{klei} \cos \alpha}$		
	Max. toelaatbare kans (T=1.000)		
	2050	2075	2100
89,8	2,25	2,38	2,51
90,0	1,96	2,03	2,12
90,1	2,09	2,12	2,18
90,2	2,12	2,15	2,21
90,3	2,11	2,16	2,19
90,4	2,20	2,23	2,26
90,7	2,40	2,44	2,49

### Beoordeling bij signaleringswaarde

De analyse op relevantie voor de signaleringswaarde, weergegeven in Figuur 90, resulteert niet in de beoordeling van extra profielen voor het zichtjaar 2050 ten opzichte van 2023. Anders is dit voor de zichtjaren 2075 en 2100. Uit het figuur blijkt dat in 2100 voor het traject tussen 82.7 en 83.4 het toetspooor GABU doorlopen dient te worden. Voor 2075 geldt dit slechts voor één extra locatie (kmp 82,7). Tabel 57 toont de resultaten van de gedetailleerde beoordeling.

Figuur 90  
Onderzijde  
grasbekleding en  
waterstanden bij  
signaleringswaarde  
in diverse zichtjaren



Tabel 57  
Resultaten GABU,  
ondergrens bij  
verschillende  
zichtjaren

Dijkvak	$\frac{H_{m0}}{\Delta_g d_{klei} \cos \alpha}$		
	Signaleringswaarde (T=3.000)		
	2050	2075	2100
82,2	Niet relevant	Niet relevant	6,22
82,3	Niet relevant	Niet relevant	5,33
82,4	Niet relevant	Niet relevant	4,79
82,5	Niet relevant	Niet relevant	4,26
82,6	Niet relevant	Niet relevant	4,85
82,7	Niet relevant	4,98	5,16
82,8	Niet relevant	Niet relevant	5,59

$\frac{H_{m0}}{\Delta_g d_{klei} \cos \alpha}$ Signaleringswaarde (T=3.000)			
Dijkvak	2050	2075	2100
82,9	Niet relevant	Niet relevant	5,68
83,0	Niet relevant	Niet relevant	5,30
83,1	Niet relevant	Niet relevant	5,15
83,2	Niet relevant	Niet relevant	4,87
83,3	Niet relevant	Niet relevant	5,03
83,4	Niet relevant	Niet relevant	5,17
89,8	2,55	2,69	2,82
90,0	2,14	2,24	2,34
90,1	2,21	2,27	2,33
90,2	2,24	2,30	2,36
90,3	2,26	2,29	2,35
90,4	2,34	2,38	2,42
90,7	2,59	2,63	2,69

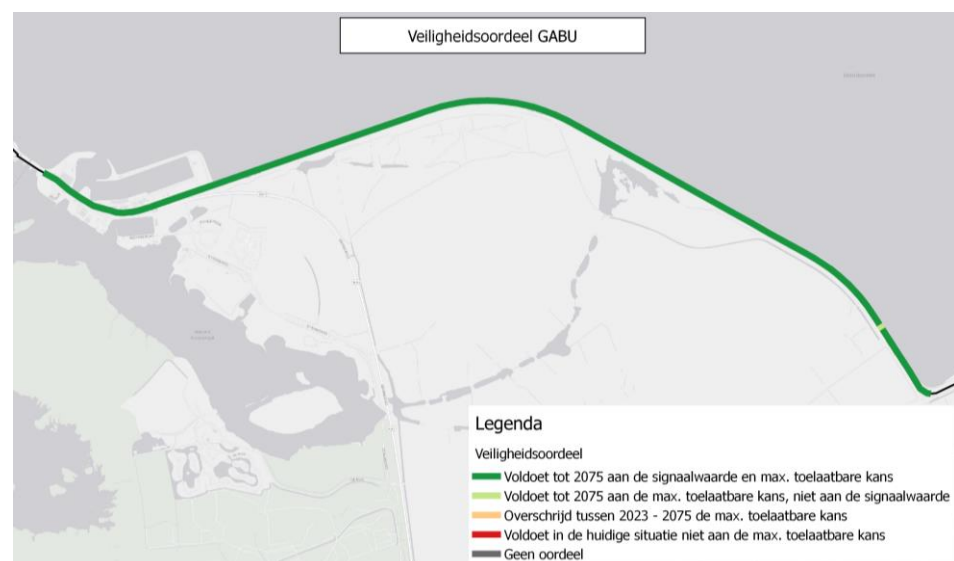
De resultaten laten zien dat in het havengebied (dijkpaal 89.8 t/m 90.7) voor het toetspaar GABU voor alle zichtjaren wordt voldaan aan de signaalwaarde. Buiten de haven tussen dijkpaal 82.2 t/m 83.4 in 2100 niet meer voldaan aan de signaalwaarde. Hier is de golfbelasting dusdanig dat deze tot een onvoldoende oordeel leidt zo snel de waterstand bij de norm hoger ligt dan de onderkant van de grasbekleding. Bij dijkpaal 82.7 wordt in 2075 al niet meer voldaan aan de signaalwaarde.

### 3.8.5

### Veiligheidsoordeel

De Lauwersmeerdijk voldoet voor GABU tot 2075 altijd aan de max. toelaatbare kans. Dijkpaal 82.7 uitgezonderd wordt ook tot 2075 voldaan aan de signaalwaarde van de norm. GABU is dus niet relevant voor het HWBP project.

Figuur 91  
Veiligheidsoordeel  
GABU



### 3.8.6 Specifieke aanbevelingen t.b.v. HWBP project

GABU vorm geen onderdeel van de scope van het HWBP project. Er is vanuit GABU geen reden om de huidige overgang tussen de harde en zachte bekleding op te trekken om te voldoen aan de maximaal toelaatbare kans in 2075.

### 3.9 Micro instabiliteit - STMI

Het beoordelingsspoor STMI is niet relevant in voorliggende veiligheidsbeoordeling. Zie ook paragraaf 3.7.2.

### 3.10 Golfafslag voorland – VLGA

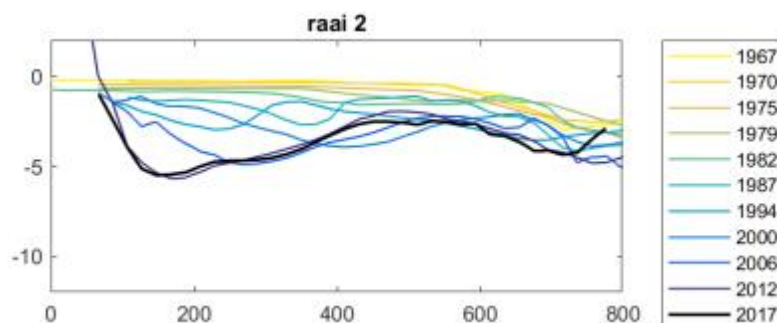
#### 3.10.1 Algemeen

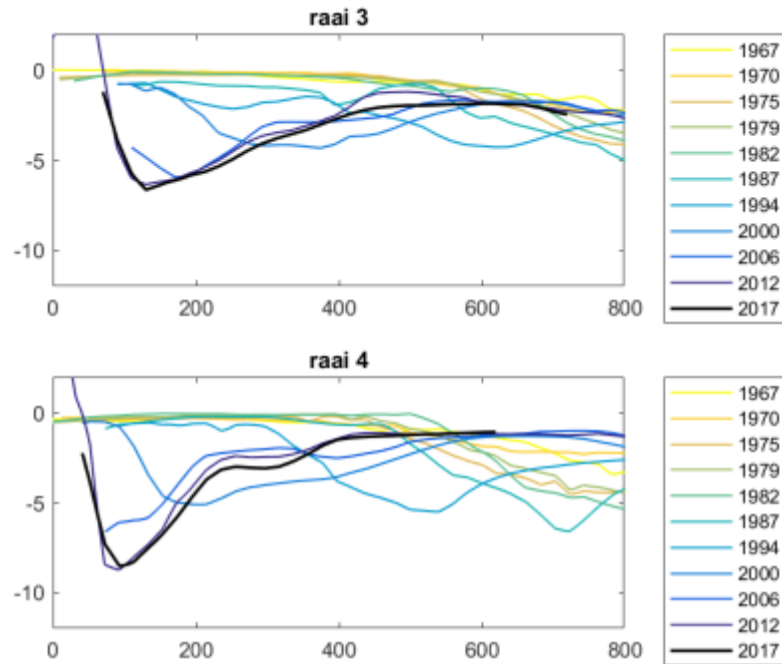
Deze paragraaf beschrijft de totstandkoming van het eindoordeel van de beoordeling voor het beoordelingsspoor voorlanden golfafslag (VLGA). De beoordeling is begonnen met een eenvoudige beoordeling. Indien deze eenvoudige beoordeling tot het oordeel 'verder beoordelen' leidt, is een Toets op Maat (TOM) benodigd. In dit beoordelingsspoor is geen gedetailleerde beoordeling beschikbaar.

#### 3.10.2 Specifieke uitgangspunten

- Invloedszone = 4H (H = hoogte dijk – hoogte teen).
- De profielen zijn gebaseerd op de door de keringbeheerder aangeleverde lodingen (februari 2018). Deze zijn aangevuld met gegevens uit AHN-2 (2009).
- De ligging, diepte en breedte voorland verandert niet in de tijd. Sinds de aanleg van de bestorting is geen sprake meer van morfologische ontwikkelingen. Dit is weergegeven in de t/m . Hierin is te zien dat het Vierhuizergat de laatste vijf jaar stabiel is.

*Figuur 92  
Bodemhoogte langs  
3 raaien in het diepe  
deel van het  
Vierhuizergat. Bron:  
HKV, 2018b*



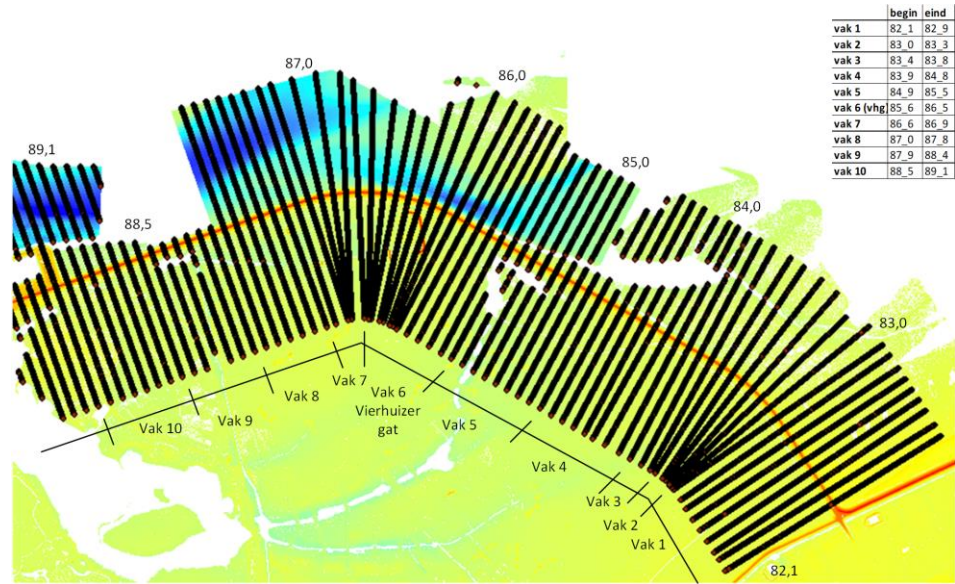


- Ter plaatse van het Vierhuizergat zijn de ontwerpprofielen gebruikt. Aangenomen is dat het ontwerpprofiel op peildatum zichtbaar aanwezig.
- Alleen ter plaatse van het Vierhuizergat is een bestorting aanwezig.
- Aangenomen is dat eventuele nu aanwezige bestorting ook op peildatum zichtbaar aanwezig is.
- Het voorland is opgebouwd uit zand.
- Gemiddelde waterstand GW is gelijk aan NAP
- De laagwaterlijn bij gemiddeld tij is NAP -1,26 m (zie paragraaf 2.2.8)
- De laag laagwaterstand LLWS is NAP -1,42 m (zie paragraaf 2.2.8)
- $d_{50, \text{gemiddeld}}$  onderwatertalud > 0,2 mm.
- $d_{15, \text{gemiddeld}}$  onderwatertalud > 0,1 mm.

### Vakindeling

De vakindeling voor de het beoordelingsspoor is weergegeven in Figuur 93. Bij de vakindeling is de beschikbaarheid van gegevens en de oriëntatie van de dijk leidend geweest. Bij de vakindeling diende het Vierhuizergat (vak 6) als vertrekpunt. Omdat tussen dijkpaal 87.9 en 88.4 geen gegevens over het voorland beschikbaar waren is dit deel als apart vak (9) beschouwd. De andere vakken zijn onderscheiden op basis van de oriëntatie van de dijk. De vakindeling is gelijk voor alle drie de beoordelingssporen met betrekking tot voorlanden (VLGA, VLAF, VLZV).

*Figuur 93  
Vakindeling  
beoordelingssporen  
voorlanden (VLGA,  
VLAf, VLZV)*



### 3.10.3

## Resultaten

De resultaten voor VLGA zijn weergegeven in Tabel 57. De resultaten laten zien de faalkans voor het grootste deel van de Lauwersmeerdijk verwaarloosbaar klein is. Nu en in de toekomst. Tussen dijkpaal 87.9 en 88.4 (Vak 9) zijn geen voorlandlodingen beschikbaar. Voor de naastgelegen vakken is de faalkans verwaarloosbaar. Het lijkt daarom reëel te veronderstellen dat de faalkans hier ook verwaarloosbaar is.

De eenvoudige toets voor het Vierhuizergat is beschreven in deze paragraaf. De beoordeling van de andere vakken is gepresenteerd in de Bijlage N.

*Tabel 58  
Resultaten VLGA*

Vak	Score VLGA							
	2023		2050		2075		2100	
	1/1.000	1/3.000	1/1.000	1/3.000	1/1.000	1/3.000	1/1.000	1/3.000
1	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
2	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
3	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
4	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
5	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
6	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
7	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
8	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
9	-	-	-	-	-	-	-	-
10	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV

### Eenvoudige beoordeling Vierhuizergat

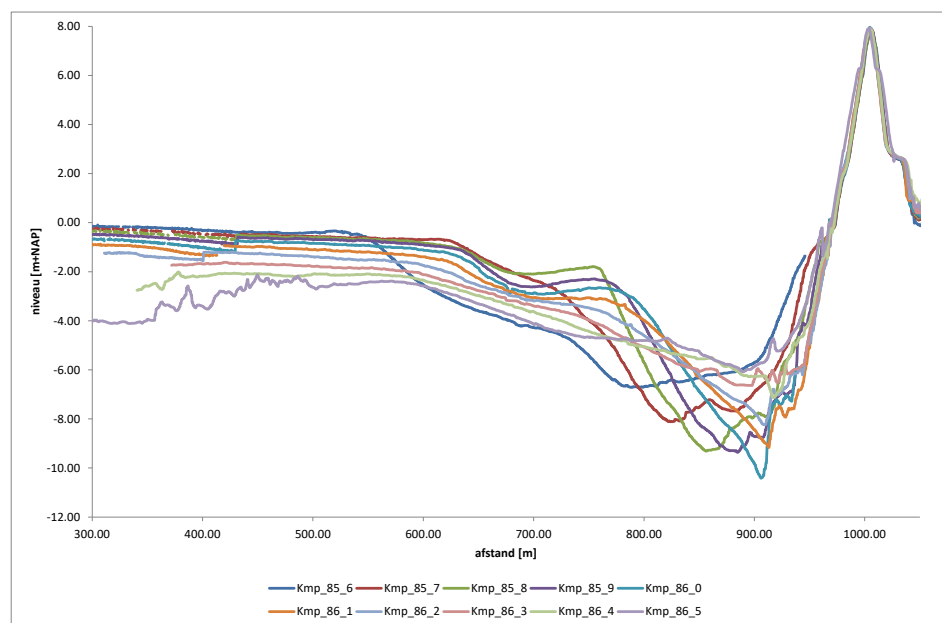
De eenvoudige toets bestaat uit twee stappen. In eerste instantie wordt beoordeeld of golfafslag schadelijk is. Zo ja, dan wordt gekeken of golfafslag mogelijk is.

Het dijkvak bij het Vierhuizergat (Vak 6) loopt van dijkpaal 85.6 t/m 86.5. In Figuur 94 zijn de lodingen van het voorland weergegeven. De ontwerpprofielen van het Vierhuizergat zijn maatgevend verondersteld (zie ook uitgangspunten).

#### Stap E.1: Golfafslag is schadelijk voor andere mechanismen

Golfafslag is schadelijk als de rand van het voorland volgens het rekenprofiel landwaarts van de rand van het voorland volgens het signaleringsprofiel ligt. Het signaleringsprofiel is afhankelijk van de invloedzone (4H) en een marge voor maximale afslag (is afhankelijk van de golfhoogte en materiaal van het voorland). Omdat de rand van het voorland volgens het rekenprofiel nagenoeg aan de teen van de dijk ligt, zal deze rand – gelet op de invloedzone – altijd landwaarts van de rand van het voorland volgens het signaleringsprofiel liggen. Golfafslag is dus schadelijk.

*Figuur 94  
Lodingen bij het  
Vierhuizergat*



#### Stap E.2: Schadelijke golfafslag is mogelijk

Schadelijke golfafslag is niet mogelijk als:

- Op het voorland een grasmat of bodembescherming aanwezig is en de golfhoogte kleiner is dan 0,75 m; of
- Het niveau van het voorland lager is dan de waterstand bij de norm én het verschil tussen beide groter is dan twee keer de significante golfhoogte; of
- Het niveau van het voorland hoger is dan de waterstand bij de norm én de bekleding van het voorland (inclusief de brekerzone) voldoet aan de eisen gesteld aan de betreffende bekleding(en).



In dit vak liggen 6 uitvoerpunten: WZ\_1\_6-5\_dk\_00047 t/m WZ\_1\_6-5\_dk\_00042. In onderstaande tabel zijn voor de verschillende zichtjaren de waterstand en golfhoogte bij verschillende faalkanseisen weergegeven.

*Tabel 59  
Hydraulische  
belasting bij het  
Vierhuizergat per  
zichtjaar voor  
verschillende  
faalkanseisen*

Zichtjaar	Faalkanseis	$h^{13}$ (m+NAP)	$Hs^{14}$ (m)
2023	1/1.000	4,79-4,76	2,48-1,98
2050	1/1.000	5,06-5,03	2,51-2,07
2075	1/1.000	5,31-5,28	2,62-2,11
2100	1/1.000	5,59-5,53	2,69-2,19
2023	1/3.000	5,06-5,02	2,64-2,70
2050	1/3.000	5,32-5,29	2,78-2,25
2075	1/3.000	5,58-5,55	2,86-2,33
2100	1/3.000	5,82-5,79	2,94-2,39

Het voorland is bekleed met staalslakken. Omdat vrijwel geen vlak voorland aanwezig is en de dijk direct overgaat in het Vierhuizergat, wordt het niveau van het voorland gelijk gesteld aan de gemiddelde waterstand laagwaterlijn NAP -1,26 m (conform de schematiseringshandleiding). Het voorland ligt hiermee dus lager dan de waterstand bij de norm. Golfafslag is dus niet schadelijk als de waterdiepte bij norm groter is dan twee keer de significante golfhoogte. Wanneer voor het vak wordt uitgegaan van de minimale waterstand bij de norm en de hierbij berekende maximale golfhoogte wordt het maximale niveau van het voorland gevonden waarbij de waterdiepte bij norm gelijk is aan twee keer de significante golfhoogte.

Voor het gehele vak geldt dat het niveau van het voorland lager ligt dan het maximale niveau. Golfafslag is dus niet mogelijk. Voor dit vak is de faalkans als gevolg van golfafslag van het voorland dan ook verwaarloosbaar.

*Tabel 60  
Niveau voorland  
waarbij golfafslag  
mogelijk is*

Zichtjaar	Faalkanseis	$h_{min}$ (m+NAP)	$2_{Hs,max}$ (m)	Maximaal niveau voorland voor oordeel FV (m+NAP)
2023	1/1.000	4,76	4,96	-0,2
2050	1/1.000	5,03	5,02	0,01
2075	1/1.000	5,28	5,24	0,04
2100	1/1.000	5,53	5,38	0,15
2023	1/3.000	5,02	5,28	-0,26
2050	1/3.000	5,29	5,56	-0,27
2075	1/3.000	5,55	5,72	-0,17
2100	1/3.000	5,82	5,88	-0,06

<sup>13</sup> O.b.v. marginale statistiek

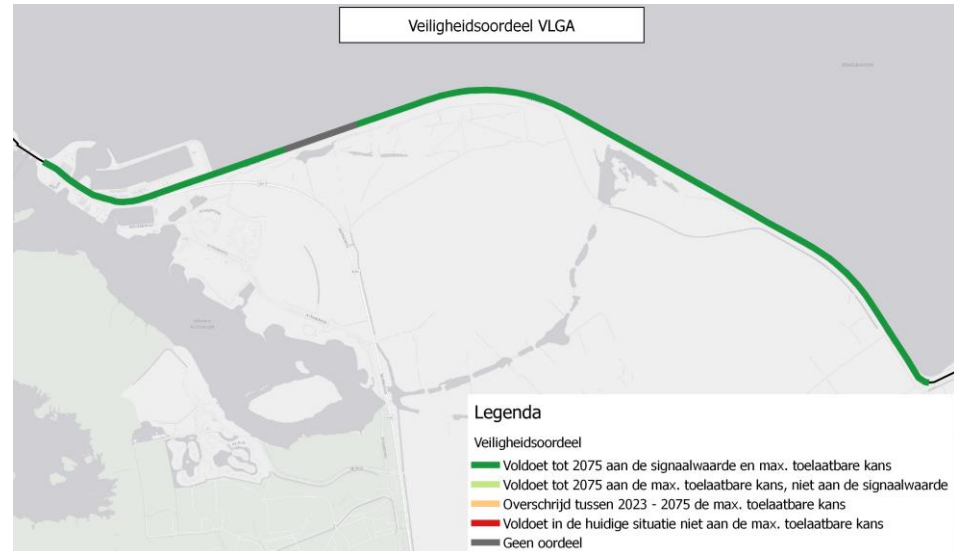
<sup>14</sup> Voor de significante golfhoogte is de maximale golfhoogte gebruikt die bij het bepalen van de golfcondities voor bekledingen werd gevonden. Opgemerkt wordt dat deze golfhoogte niet per definitie hoort bij de waterstand bij faalkanseis. In veel gevallen zijn bij deze faalkanseis geen golfcondities bepaald. Daarnaast wordt bij hogere waterstanden een lagere golfhoogte gevonden. De gebruikte golfhoogte is dus conservatief

### 3.10.4

## Veiligheidsoordeel

Voor de Lauwersmeerdijk is de faalkans in ieder geval tot 2075 verwaarloosbaar klein. Tussen dijkpaal 87.9 en 88.4 zijn geen voorlandlodingen beschikbaar. Daarom is geen oordeel toegekend.

*Figuur 95  
Veiligheidsoordeel  
VLGA*



### 3.10.5

## Specifieke aanbevelingen

Tussen dijkpaal 87.9 en 88.4 is geen oordeel vanwege ontbrekende data. Gezien voor de naastgelegen vakken de faalkans verwaarloosbaar is, lijkt het reëel te veronderstellen dat de faalkans verwaarloosbaar is. Om dit vast te stellen adviseren we aanvullende lodingen uit te voeren.

### 3.11

## Afschuiving voorland – VLAF

#### 3.11.1

### Algemeen

Deze paragraaf beschrijft de totstandkoming van het eindoordeel van de beoordeling voor het beoordelingsspoor afschuiving voorland (VLAF). De beoordeling is begonnen met een eenvoudige beoordeling. Indien nodig is de gedetailleerde toets uitgevoerd.

De uitgangspunten en de vakindeling voor de beoordeling van VLAF zijn gelijk aan die van VLGA en VLZV. Deze zijn daarom terug te vinden in paragraaf 3.10.2 en niet opnieuw beschreven.

#### 3.11.2

### Resultaten

De resultaten voor VLAF zijn weergegeven in Tabel 61. De resultaten laten zien de faalkans voor het grootste deel van de Lauwersmeerdijk verwaarloosbaar klein is. Nu en in de toekomst.

Bij het Vierhuizergat kan op basis van eenvoudige toets geen oordeel worden bepaald. Bij het Vierhuizergat moet daarom een gedetailleerde beoordeling worden uitgevoerd. De eenvoudige en gedetailleerde beoordeling is beschreven in deze paragraaf. De beoordeling van de andere vakken is gepresenteerd in Bijlage N.

Tussen dijkpaal 87.9 en 88.4 (Vak 9) zijn geen voorlandlodingen beschikbaar. Voor de naastgelegen vakken is de faalkans verwaarloosbaar. Het lijkt daarom reëel te veronderstellen dat de faalkans hier ook verwaarloosbaar is.

Tabel 61  
Resultaten VLAF

Vak	Score VLGA							
	2023		2050		2075		2100	
	1/1.000	1/3.000	1/1.000	1/3.000	1/1.000	1/3.000	1/1.000	1/3.000
1	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
2	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
3	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
4	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
5	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
6	Voldoet	Voldoet	Voldoet	Voldoet	Voldoet	Voldoet	Voldoet	Voldoet
7	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
8	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
9	-	-	-	-	-	-	-	-
10	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV

#### Eenvoudige beoordeling - Vierhuizergat

De eenvoudige toets bestaat uit twee stappen. In eerste instantie wordt beoordeeld of afschuiving schadelijk is. Zo ja, dan wordt gekeken of afschuiving mogelijk is.

##### Stap E.1: Afschuiving is schadelijk

Bij deze stap wordt gecontroleerd of het afschuiven schadelijk is. Afschuiven is schadelijk als het afschuifpunt Saf landwaarts ligt van het signaleringspunt Ssign. Omdat de geulrand nagenoeg aan de teen van de dijk ligt, zal Ssign – gelet op de invloedszone – altijd buitenwaarts van Saf. Afschuiving is dus schadelijk.

##### Stap E.2: Afschuiving is mogelijk

Volgens stap E.2 is afschuiven niet mogelijk als de totale helling tussen geulrand en geulbodem gemiddeld steiler dan of gelijk aan 1V:4,5H is. Uit de beschikbare ontwerpprofielen blijkt dat de helling tussen geulrand en geulbodem 1:4 is. De gemiddelde helling tussen geulrand en geulbodem is dus steiler dan 1:4,5. Afschuiven is daarom mogelijk. Voor dit vak is, om tot een oordeel te komen, een gedetailleerde toets noodzakelijk.

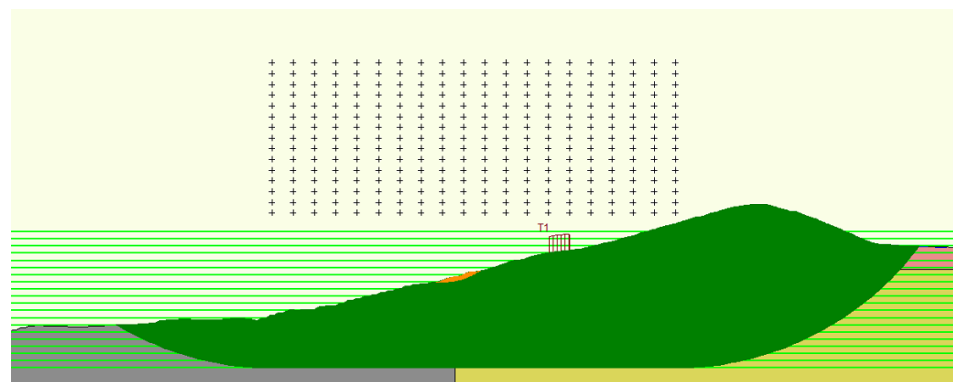
### Gedetailleerde beoordeling - Vierhuizergat

De gedetailleerde toets is uitgevoerd met DGeo Stability. De toegepaste uitgangspunten komen overeen met uitgangspunten in het beoordelingsspoor STBU. Hierbij wordt opgemerkt de staalslakken en de bestorting als zand gemodelleerd. Daarnaast zijn specifiek in bij VLAf alleen glijvlakken met een insteek in het voorland meegenomen (insteek van de cirkel ligt zeewaarts van de onderkant van de koperslakblokken).

De werkwijze om de faalkanseis te bepalen waarbij VLAf voldoet aan de norm is beschreven in Bijlage III van de Waterwet (Sterkte en Veiligheid, [RWS – WVl, 2016a]) en de schematiseringshandleiding afschuiving voorlanden [RWS – WVl, 2016e]. De werkwijze in deze twee documenten is niet met elkaar in overeenstemming<sup>15</sup>. Daarom is in voorliggende analyse in eerste instantie de faalkanseis op doorsnede niveau voor STBU maatgevend gesteld voor VLAf. In geval de veiligheidsfactor gelijk aan of groter is dan 1,15 wordt voldaan aan de norm.

In Figuur 96 laat zien welke delen van het Vierhuizergat niet voldoen aan een veiligheidsfactor van 1,15. Hierin is te zien dat een zeer beperkt deel van het voorland niet voldoet aan de veiligheidsfactor van 1,15 (oranje delen in Figuur 96). Deze glijvlakken zijn maximaal 0,5 m diep. Deze kleine glijvlakken zijn niet schadelijk voor de standzekerheid van de waterkering. Daarmee voldoet afschuiving voorlanden aan de gestelde eisen.

*Figuur 96  
Safety overview  
afschuiving van het  
Vierhuizergat. In de  
groene delen is de  
SF groter dan 1,15  
(eis), in de oranje  
delen is de SF  
tussen de 1,0 en  
1,15. Er zijn alleen  
glijvlakken met een  
insteek in het  
voorland  
meegenomen*



### 3.11.3

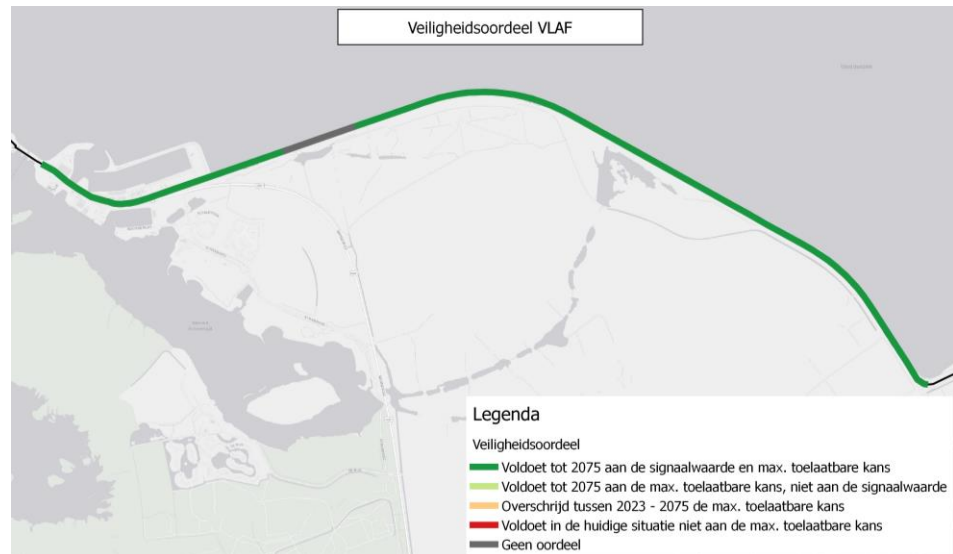
### Veiligheidsoordeel

Voor de Lauwersmeerdijk is de faalkans in ieder geval tot 2075 verwaarloosbaar klein.

Tussen dijkpaal 87.9 en 88.4 zijn geen voorlandlodingen beschikbaar. Daarom is geen oordeel toegekend. Gezien voor de naastgelegen vakken de faalkans verwaarloosbaar is, lijkt het reëel te veronderstellen dat de faalkans verwaarloosbaar is. Om dat dit vast te stellen adviseren we aanvullende lodingen uit te voeren.

<sup>15</sup> Hierover is met RWS – WVl contact gehad en een vraag ingediend bij Helpdesk Water.

Figuur 97  
Veiligheidsoordeel  
VLAF



#### 3.11.4 Specifieke aanbevelingen

Tussen dijkpaal 87.9 en 88.4 is geen oordeel vanwege ontbrekende data. Gezien voor de naastgelegen vakken de faalkans verwaarloosbaar is, lijkt het reëel te veronderstellen dat de faalkans verwaarloosbaar is. Om dit vast te stellen adviseren we aanvullende lodingen uit te voeren.

### 3.12 Zettingsvloeiing voorland – VLZV

#### 3.12.1 Algemeen

Deze paragraaf beschrijft de totstandkoming van het eindoordeel van de beoordeling voor het beoordelingsspoor afschuiving voorland (VLZV). De beoordeling is begonnen met een eenvoudige beoordeling. Indien nodig is de gedetailleerde toets uitgevoerd.

De uitgangspunten en de vakindeling voor de beoordeling van VLZV zijn gelijk aan die van VLGA en VLAF. Deze zijn daarom terug te vinden in paragraaf 3.10.2 en niet opnieuw beschreven.

#### 3.12.2 Resultaten

De resultaten voor VLGA zijn weergegeven in Tabel 57. De resultaten laten zien de faalkans voor het grootste deel van de Lauwersmeerdijk verwaarloosbaar klein is. Nu en in de toekomst.

Bij het Vierhuizergat kan op basis van eenvoudige toets zettingsvloeiing worden uitgesloten omdat de geulrand bestort is. Direct ten oosten van het

Vierhuizergat is een gedetailleerde toets noodzakelijk (Vak 5). Hieruit volgt dat ook dit vak voldoet aan de gestelde eisen.

De gedetailleerde toets van Vak 5 (ten oosten van het Vierhuizergat) is beschreven na Tabel 58 – dit vak heeft van de twee vakken naast het Vierhuizergat de diepste bodemligging. De beoordeling van de andere vakken is gepresenteerd in de Bijlage N.

Tabel 62  
Resultaten VLGA

Vak	Score VLGA							
	2023		2050		2075		2100	
	1/1.000	1/3.000	1/1.000	1/3.000	1/1.000	1/3.000	1/1.000	1/3.000
1	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
2	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
3	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
4	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
5	Voldoet	Voldoet	Voldoet	Voldoet	Voldoet	Voldoet	Voldoet	Voldoet
6	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
7	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
8	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
9	-	-	-	-	-	-	-	-
10	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV

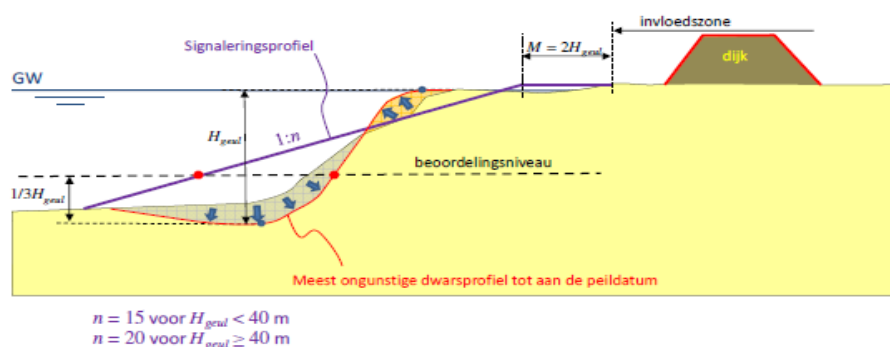
### Eenvoudige beoordeling – Vak 5 (ten oosten van het Vierhuizergat)

De eenvoudige toets bestaat uit drie stappen. In eerste instantie wordt beoordeeld of zettingsvloeiing schadelijk is. Zo ja, dan wordt gekeken of zettingsvloeiing kan optreden op basis van het criterium "steilste helling over 5 m" en, zo nee, of zettingsvloeiing mogelijk is op basis van de totale geometrie.

#### Stap E.1: zettingsvloeiing is schadelijk

Zettingsvloeiing kan niet optreden als de vooroever bestort is. Omdat de vooroever niet bestort is wordt nagegaan waar het snijpunt van het beoordelingsniveau met het rekenprofiel ten opzichte van het snijpunt van het beoordelingsniveau met het signaleringsprofiel (zie Figuur 98) ligt.

Figuur 98  
Schematische weergave signaleringsprofiel zettingsvloeiing (vooroever niet bestort)



Om het snijpunt van het beoordelingsniveau van het rekenprofiel en het signaleringsprofiel te bepalen is de diepte van de geul benodigd. Wanneer wordt uitgegaan van de geulbodem ter hoogte van dp85.5 is de geuldiepte H<sub>geul</sub> ongeveer 6 m. Het beoordelingsniveau komt hiermee op NAP -4 m te liggen. De invloedszone is gelet op de kruinhoogte (NAP +8 m) en het niveau van de teen (NAP -1 m) ca. 36 m. Samen met de te hanteren marge M (=12 m) komt de rand van het signaleringsprofiel op 48 m vanaf de teen te liggen. Vanaf daar loopt de vooroever onder een helling van 1:15 tot aan de geulbodem. Het snijpunt van het beoordelingsniveau met het rekenprofiel komt dan landwaarts ten opzichte van het snijpunt van het beoordelingsniveau met het signaleringsprofiel te liggen. Zettingsvloeiing is dus schadelijk. Voor dit vak wordt de beoordeling voortgezet met stap E.2

Stap E.2: zettingsvloeiing is mogelijk op basis van de steil helling over 5 m

Stap E.3 van de eenvoudige toetsing mag alleen worden uitgevoerd als de gemiddelde helling van het onderwatertalud over een hoogte van minimaal 5 m flauwer is dan 1:4. Het steilste deel van het onderwatertalud bij dp85.5 is 1:8. Daarmee wordt voldaan de eis voor het voortzetten van de eenvoudige toets met Stap E.3.

Stap E.3: Optreden is mogelijk op basis van de lokale geometrie

Zettingsvloeiing kan alleen optreden als verwekings- en/ of bresvloeiing kan optreden.

Bresvloeiing kan alleen optreden als in één of meer zand- en siltlagen van het onbestorte onderwatertalud de taludhelling te steil is. De maximale toegestane lokale helling per diepte-interval is in Tabel 24-1 van Bijlage III van [RWS – WVL, 2016a] gegeven. Omdat wordt voldaan aan de toepassingsvoorwaarden van de geometrische toets voor bresvloeiing (maximale hoogte onderwatertalud <40,  $d_{50, \text{gemiddeld}} > 0,2$  mm en  $d_{15, \text{gemiddeld}} > 0,1$  mm), wordt – gelet op de maximale helling van het onderwatertalud (1:9) – de maximale toelaatbare helling niet overschreden. Bresvloeiing kan niet optreden.

Verwekingsvloeiing kan optreden als over de rekenhoogte  $H_R$  geldt dat

$$\cot \alpha_R \leq 7 \left( \frac{H_R}{24} \right)^{\frac{1}{3}}.$$

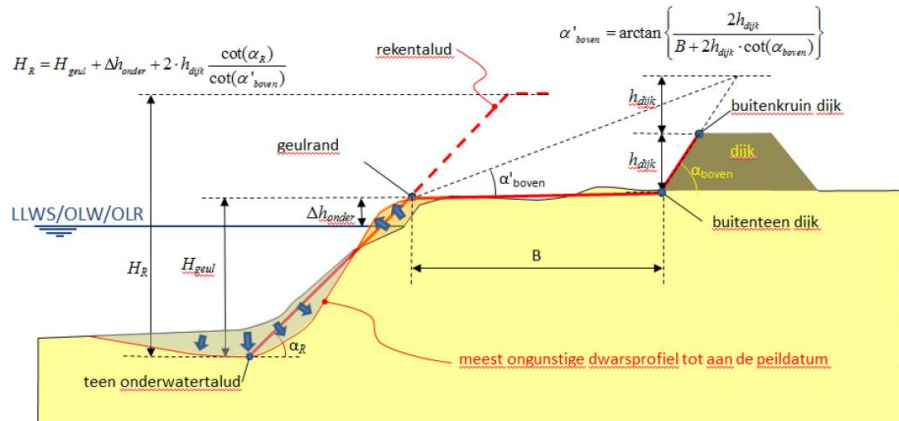
Voor de definities van  $H_R$  en de rekentaludhelling  $\alpha_R$  wordt verwezen naar Figuur 99. Voor  $\alpha_R$  wordt het steilste deel van het onderwatertalud gebruikt ( $\cot \alpha_R$  is dus 8). Omdat er vrijwel geen vlak voorland aanwezig is, wordt het niveau van de geulrand gelijk gesteld aan de laagwaterlijn. Hierdoor is  $\Delta h_{\text{onder}}$  0,16 m

Omdat  $B$  gelijk is aan 0 m is  $a_{\text{boven}}$  gelijk aan  $a'_{\text{boven}}$  ( $\cot a'_{\text{boven}}$  is dus 4).

Gelet op de waarden voor  $\alpha_R$ ,  $\Delta h_{\text{onder}}$  en  $a'_{\text{boven}}$  wordt, uitgaande van een  $H_{\text{geul}}$  van 6 m en een  $h_{\text{dijk}}$  van 9 m, een  $H_R$  van circa 42 m gevonden. Gelet op de rekenhoogte mag  $\cot(\alpha_R)$  niet kleiner zijn dan 8,45. Omdat de rekentaludhelling steiler is kan verwekingsvloeiing optreden. Een

gedetailleerde toets is dus noodzakelijk om tot een oordeel voor het toetspoor VLZV te komen.

*Figuur 99  
Signaleringsprofiel  
vs. rekenprofiel*

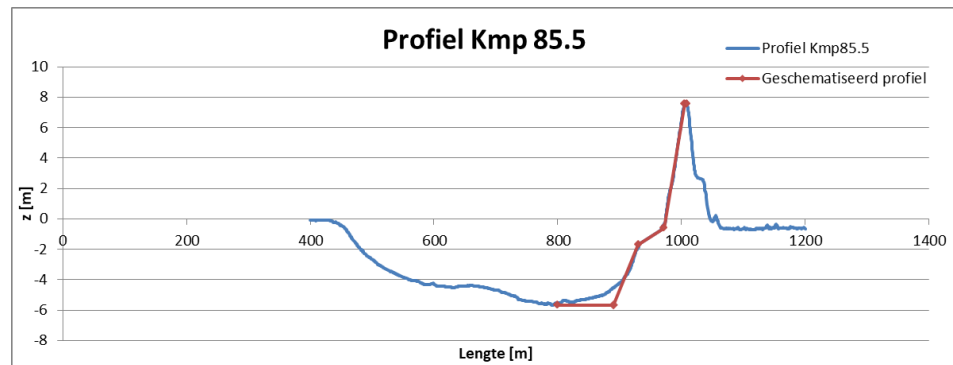


#### Gedetailleerde beoordeling – Vak 5 (ten oosten van het Vierhuizergat)

De gedetailleerde beoordeling uitgevoerd conform Bijlage III [RWS – WV, 2016a] en de schematiseringshandleiding zettingsvloeiing [RWS – WV, 2016f]. Daarbij is gebruik gemaakt van de software D-Flow Slide versie 16.1.1.4981.

Gelijk aan de eenvoudige beoordeling is de geometrie bij dijkspaal Kmp 85.5 maatgevend voor dijkvak 5. Dit profiel is voor de invoer voor de software vereenvoudigd tot een aantal karakteristieke punten. Het werkelijke en geschematiseerde profiel zijn weergegeven in Figuur 103. De karakteristieke punten van het geschematiseerde profiel zijn weergegeven in Tabel 65. De start van de bodem van de geul is zo gekozen dat een steil ontstaat. Dit is een veilige schematisatie. De invloedzone van de dijk loopt tot 36m voor de buitenteen, zoals al beschreven in de eenvoudige beoordeling. Als waterstand is NAP -1,42 m toegepast, horend bij laagwater springtij (zie ook paragraaf 2.2.8).

*Figuur 100  
Profiel bij dijkspaal  
85.5 en het  
geschematiseerde  
profiel voor de  
software invoer*





Tabel 63  
Karakteristieke  
punten  
geschematiseerd  
profiel dijkpaal 85.5

Karakteristiek punt	L [m]	z [NAP+m]
<b>Bottom river channel</b>	800	-5,65
<b>Bottom river channel</b>	890	-5,65
<b>Insert river channel</b>	930	-1,70
<b>Dike toe at river</b>	972	-0,60
<b>Dike top at river</b>	1005	7,60
<b>Dike top at polder</b>	1009	7,60

Over het grootste deel van dijkvak 5 komt ondergrondscenario 6025\_1b2 voor, waarin het Holoceen alleen bestaat uit H\_Mg\_zk (zand gelaagd met klei – zie ook paragraaf 2.3). Doordat in dit scenario alleen zandige grond voorkomt, is dit ook het maatgevende scenario. Dit scenario is daarom gebruikt voor de beoordeling. Het dijklichaam bestaat uit zandig dijksmateriaal.

Voor het inschatten van de korrelgrootte van het zand is gebruikgemaakt van de defaultwaarden van  $d_{70}$ , beschikbaar in SOS. De  $d_{70}$  wordt normaal gesproken gebruikt voor de beoordeling STPH. De gebruikte waarde is bepaald uit het lokaal grondonderzoek. Hieruit volgt een waarde van 0,15 mm. Op deze waarde is een VC van 12%, de rekenwaarde voor VLZV wordt daarmee 0,13 mm (we merken op dat deze waarde gelijk is aan standaardwaarde voor  $d_{70}$  voor H\_Mg\_zk in het SOS-segment ter plaatse van Vak 5). Met behulp van een uniformiteitscoëfficiënt  $U=1,5$  (conform de schematiseringshandleiding zettingsvloeiing [RWS – WVL, 2016f]) zijn de  $d_{15}$  en  $d_{50}$  geschat op respectievelijk 0,85 mm en 0,12 mm<sup>16</sup>.

De waarde voor de state parameter ( $\psi_{5m}$ ) is lastig te bepalen zonder uitgebreid grondonderzoek. De schematiseringshandleiding zettingsvloeiing geeft aan dat een waarde van 0,1 voor zand een veilige waarde is [RWS – WVL, 2016f]. Voor zand gelaagd met klei, waar in dijkvak 5 sprake van is, is deze waarde lager (wat resulteert in een gunstiger oordeel). In de beoordeling is conform de schematiseringhandleiding een veilige waarde van 0,1 toegepast.

Voor de factor voor cohesieve lagen ( $F_{\text{cohesivelayers}}$ ) is een waarde van 1 gebruikt, die volgens de schematiseringshandleiding zettingsvloeiing [RWS – WVL, 2016f] past bij zand met een beperkt aantal kleilaagjes.

In de gedetailleerde beoordeling is voorgeschreven rekening te houden met morfodynamiek. In deze beoordeling is de verondersteld dat geen sprake is van significante morfodynamische veranderingen. De software kan echter niet rekenen met een migratiesnelheid van het voorland van 0 m/jaar. Daarom is een lage waarde van 0,0001 m/jaar gebruikt.

<sup>16</sup> De gevoeligheid van deze schatting is echter onderzocht door gebruik te maken van een brede range in waardes. Dit blijkt voor vak 5 geen significant effect te hebben op de resulterende faalkans.

De resulterende faalkans berekend met D-Flow slide is 8,7 E-07. De faalkanseis is bepaald met behulp van Bijlage III Sterkte en Veiligheid [RWS – WVL, 2016a]:

$$P_{\text{eis,vak}} = P_{\text{voorland}} * L_{\text{vak}} / 1\text{km}$$

Waarin:

$P_{\text{voorland}}$  Kans van optreden van voorlandmechanisme waarbij de bijdrage nog juist aan de overstromingskans verwaarloosbaar wordt geacht.  $P_{\text{voorland}} = 0,01$

$P_{\text{eis,vak}}$  Faalkanseis per vak

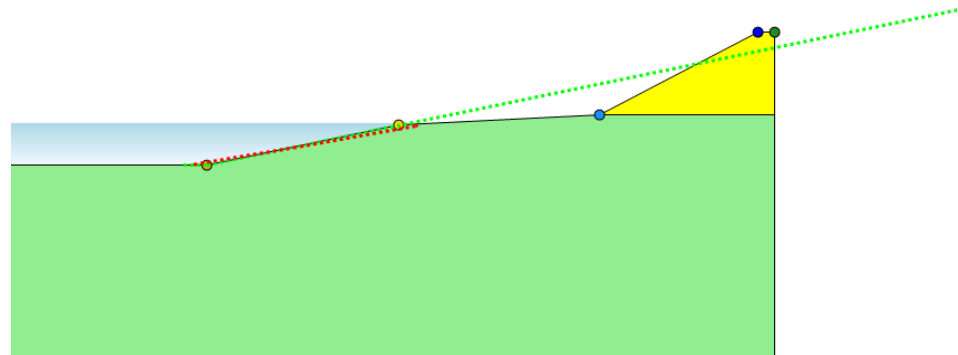
$L_{\text{vak}}$  Lengte van het vak [km]

Met een dijkvaklengte van 600m voor vak 5 is de faalkanseis 6,0 E-03. De berekende faalkans voldoet ruim aan de faalkanseis. Samenvattend zijn de kansen weergegeven in Tabel 64. Het resterend profiel na zettingsvloeiing is weergegeven in Figuur 101.

Tabel 64  
Faalkans en  
faalkanseis VLZV  
dijkvak 5

Dijkvak	Faalkans	Faalkanseis (6,0E-03)
Vak 5	8,7 E-07	Voldoet

Figuur 101  
Resterend profiel na  
zettingsvloeiing (in  
rood)



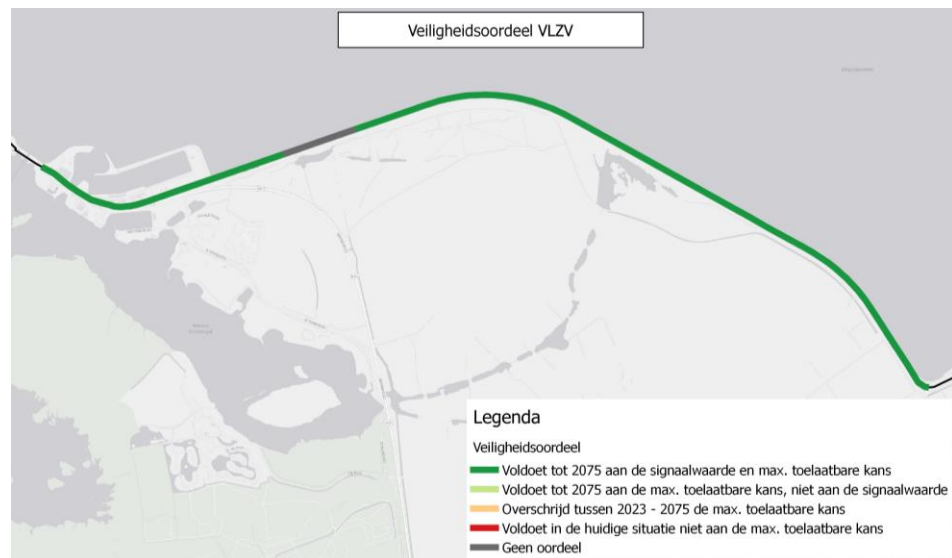
Bij klimaatverandering wordt het springtij laag water hoger. Dit heeft een positieve invloed op het oordeel voor zettingsvloeiing. Daarnaast verandert het waterstandsverschil bij de val naar laag water niet. Zettingsvloeiing is in de toekomst daarom ook niet relevant.

### 3.12.3

#### Veiligheidsoordeel

Voor de Lauwersmeerdijk is de faalkans in ieder geval tot 2075 verwaarloosbaar klein. Voor het dijkvak ten oosten van het Vierhuizergat is een gedetailleerde beoordeling uitgevoerd. Hieruit blijkt dat de faalkans gelijk is aan 8,7 e-7. Daarmee wordt voldaan aan de eisen en is de bijdrage van VLZV aan de faalkans ook voor het dijkvak ten oosten van het Vierhuizergat verwaarloosbaar.

Figuur 102  
Veiligheidsoordeel  
VLZV



### 3.12.4 Specifieke aanbevelingen

Tussen dijkpaal 87.9 en 88.4 is geen oordeel vanwege ontbrekende data. Gezien voor de naastgelegen vakken de faalkans verwaarloosbaar is, lijkt het reëel te veronderstellen dat de faalkans verwaarloosbaar is. Om dit vast te stellen adviseren we aanvullende lodingen uit te voeren.

## 3.13 Niet waterkerende objecten - NWO

### 3.13.1 Algemeen

Niet waterkerende objecten (NWO's) kunnen negatieve invloed hebben op het veiligheidsoordeel van de waterkering. Het betreft echter een indirect faalmechanisme. In die lijn is het beoordelen van een bepaalde NWO pas noodzakelijk als deze invloed kan hebben op het eindoordeel. Dit is alleen het geval wanneer er uit het directe faalmechanisme volgt dat het betreffende spoor voldoet.

Binnen WBI2017 wordt onderscheidt gemaakt in de volgende typen NWO's:

1. Bebouwing (NWObe);
2. Begroeiingen (NWObo);
3. Kabels en leidingen (NWOkl);
  - a. Waterleiding
  - b. Gasleiding
4. Overige constructies (NWOoc)

### 3.13.2

#### Bebouwing

Vooraf langs het westelijk deel van de Lauwersmeerdijk, bij de haven, is bebouwing aan de dijkteer aanwezig. Daarnaast is bij dijkpaal 82.0 een dijkopslag (depot) aanwezig. In het beoordelingspoot NWObe is het effect van deze bebouwing niet nader in beeld gebracht. Dit omdat het positieve effect van de bebouwing en verharding is in de basis situatie niet in beeld is gebracht. Het negatieve effect van de bebouwing is daarom niet additioneel geanalyseerd.

### 3.13.3

#### Begroeiing

Langs nagenoeg het hele traject van de Lauwersmeerdijk is begroeiing aanwezig. Dit betreft vooral strijkgewas. Deze struiken zijn lager dan 5,0 m. Op basis van de eenvoudige toets (E2.4.1.) is de faalkans voor de begroeiing verwaarloosbaar.

*Figuur 103  
Begroeiing bij de  
Lauwersmeerdijk*



### 3.13.4

#### Kabel en Leidingen

##### Specifieke uitgangspunten

In geval van kabels in de kernzone, wordt ervan uitgegaan dat deze zonder mantelbuis zijn aangelegd, tenzij specifiek vermeld.

Uit bronnen aangeleverd door NZV zijn onderstaande relevante<sup>17</sup> kabels en leidingen geïntariseerd. Tabel 65 toont het overzicht van deze gegevens.

Tabel 65  
Overzicht gegevens  
relevante leidingen

Naam	Beheerder	Type	Materiaal	Diameter (mm)	Druk (MPa)	Bronnen
Gas_ENE	Enexis	Gas	Kunststof	110mm	0,4	[MUG, 2018a] [NZV, 2018b]
Water	Waterbedrijf Groningen	Water	Asbest-cement	200mm	0,35	[MUG, 2018a] [NZV, 2018a]
Gas_NAM	NAM	Gas	Staal	273mm	12,5	[MUG, 2018a] [Tebodin, 2007]

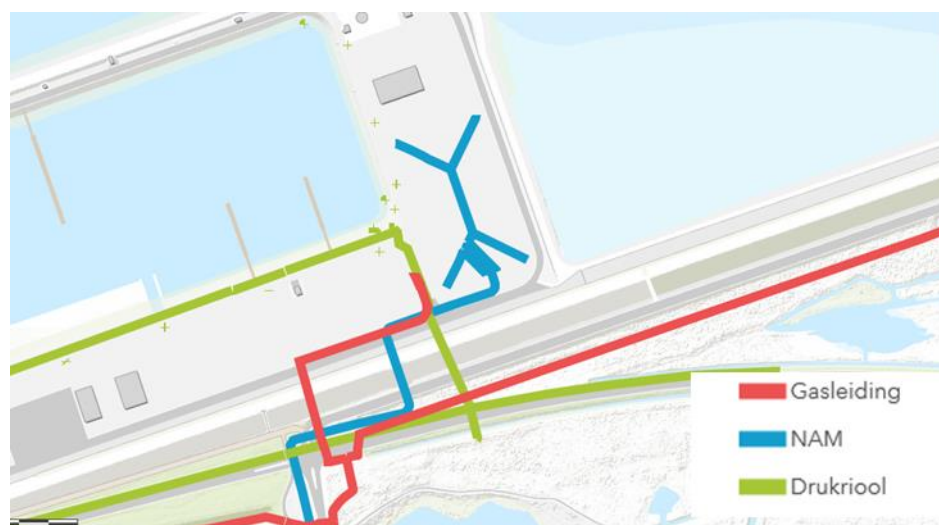
<sup>17</sup> Kabels zonder mantelbuis zijn hierin buiten beschouwing gelaten. Conform WBI2017 hebben deze een verwaarloosbare invloed op het veiligheidsoordeel

Riolering	n.n.b.	Afval- water	n.n.b.	n.n.b.	n.n.b.	[MUG, 2018a]
-----------	--------	-----------------	--------	--------	--------	--------------

### Relevantie

Zoals te zien in Figuur 104 doorkruisen alle leidingen de dijk nabij de haven. Daarnaast loopt ook de gasleiding van Enexis over vrijwel het gehele traject langs de dijk op een afstand van ca. 20m vanaf de binnenteen. Dit ligt binnen de gestelde veiligheidszone (4x kerende hoogte). Hieruit kan geconcludeerd worden dat alle leidingen relevant zijn en daarom beoordeeld dienen te worden.

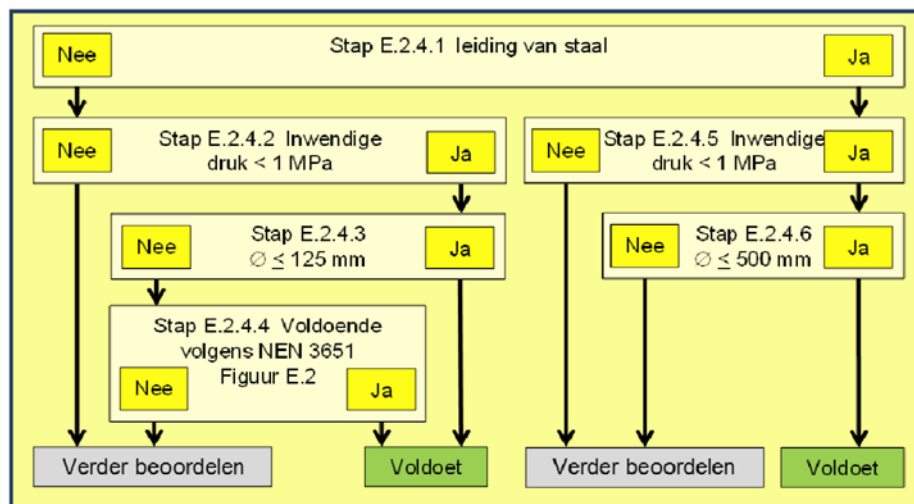
Figuur 104  
Ligging NWOKI nabij  
havengebied



### Eenvoudige beoordeling

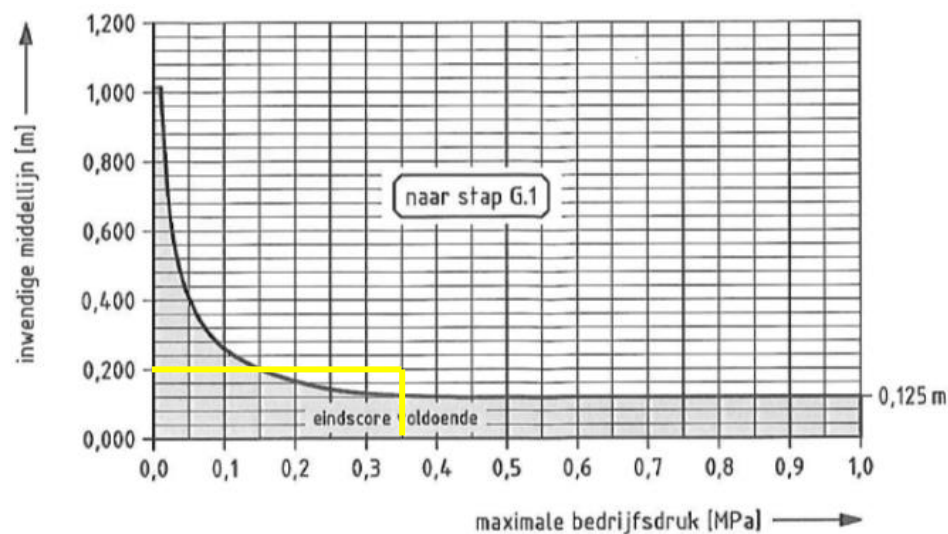
De eenvoudige beoordeling, conform WBI2017 is in onderstaande figuur weergegeven.

Figuur 105  
Eenvoudige  
beoordeling NWO's



Stap 2.4.4 verwijst naar de NEN 3651, specifiek naar Figuur 106. Deze is relevant voor de waterleiding van Waterbedrijf Groningen. In de figuur zijn de resultaten van deze leiding weergegeven.

*Figuur 106  
Beoordeling middel-  
lijn-drukcombinatie  
lagedrukleidingen uit  
NEN3651-2012  
(figuur E.2)*



Voor de relevante leidingen zijn alle stappen uit Figuur 106 uitgevoerd. Onderstaande tabel toont de resultaten.

Tabel 66  
Resultaten relevante  
leidingen

Naam	E.2.4.1	E.2.4.2	E.2.4.3	E.2.4.4	E.2.4.5	E.2.4.6	Oordeel
Gas_ENE	nee	ja	ja	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	Voldoet
Water	nee	ja	nee	nee	n.v.t.	n.v.t.	Verder beoordelen
Gas_NAM	ja	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	nee	n.v.t.	Verder beoordelen
Riolering	n.n.b.	n.n.b.	n.n.b.	n.n.b.	n.n.b.	n.n.b.	n.n.b.

### Gedetailleerde beoordeling

#### Gasleiding, NAM

Uit de gedetailleerde toets blijkt dat de sterkte van de gasleiding moet worden bepaald conform de NEN3651. Deze herberekening komt neer op het 'herontwerpen' van de bestaande situatie waarin zettingen meegenomen dienen te worden.

Aangezien het ontwerp uit 2007 met dezelfde NEN-norm is uitgevoerd is het ontwerp als beoordeling te beschouwen<sup>18</sup>. Daarmee krijgt de leiding een voldoende oordeel.

#### Waterleiding, Waterbedrijf Groningen

De gedetailleerde toets binnen het WBI2017 verwijst naar de NEN3651, waarin een wijze beschreven staat hoe asbestleidingen getoetst kunnen

<sup>18</sup> In samenspraak met de beheerder besloten

worden. Deze is echter onvolledig in beschrijving (in de NEN zelf), complex en vereist veel extra informatie die niet beschikbaar is.

Daarnaast lijkt het Waterbedrijf Groningen geen goed beeld te hebben van de staat van de huidige waterleidingen. Ervaring van andere dijkversterkingen toont aan dat juist tijdens uitvoering risico op schade door trillingen en zettingen vergroot. Daarom adviseren we vervanging van de leiding als meekoppelkansen binnen de dijkversterking te overwegen. Het Waterschap Noorderzijlvest heeft aangegeven in gesprek te zijn met de leidingeigenaar.

#### **Drukriolering**

Voor de druk riool leiding is onvoldoende informatie over beschikbaar om zowel een eenvoudige als gedetailleerde beoordeling te kunnen uitvoeren. Deze is niet verder beoordeeld

### 3.13.5

#### **Overige constructies**

Conform het WBI2017 worden de aanwezige kleine objecten, zoals taludtrappen, bankjes, etc. niet beoordeeld. Langs de lauwersmeerdijk zijn geen andere relevante NWO's aanwezig (die vallen onder overige constructies).

## 4 Havendam – HAV

Om de haven liggen strekdammen om de golfhoogte in de haven te reduceren. Deze dammen zijn aangelegd met het oog op de scheepvaart, maar ze reduceren de golfhoogte ook tijdens maatgevende omstandigheden voor de Lauwersmeerdijk (de primaire waterkering). Hierdoor leveren ze ook een bijdrage aan de waterveiligheidsstatus van de Lauwersmeerdijk. De westelijke havendam is opgenomen in de legger van Waterschap Noorderzijlvest, maar maakt geen deel uit van het stelsel van primaire waterkeringen (bij doorbraak volgt immers geen overstroming).

In dit hoofdstuk is de faalkans van de havendam en de bijdrage aan de waterveiligheidssituatie van de primaire kering (de Lauwersmeerdijk) nader in beeld gebracht. Bij de beoordeling ligt de focus op de westelijke havendam omdat deze is opgenomen in de legger van Waterschap Noorderzijlvest.

De beoordeling bestaat uit de volgende onderdelen:

1. Beoordeling van de havendam voor de directe faalmechanismen macrostabiliteit (paragraaf 4.1), steenbekleding buitenzijde (paragraaf 4.2), grasbekleding (paragraaf 4.3) en de indirecte faalmechanismen (paragraaf 4.4)<sup>19</sup>.
2. Beschouwing van het effect van de havendam op de veiligheidsbeoordeling van de primaire waterkering (paragraaf 4.5).
3. Veiligheidsoordeel van de havendam (paragraaf 4.6).

### 4.1 Macrostabiliteit (STBI & STBU)

#### 4.1.1 Algemeen

Deze paragraaf presenteert de beoordeling van de havendam voor de faalmechanismen stabiliteit binnenwaarts en buitenwaarts. Gezien bij de havendam aan twee zijden waterstaat bestaat de belastingsituatie voor zowel de binnenzijde als de buitenzijde uit een val van hoog- naar laagwater, waardoor instabiliteit kan optreden. De beoordeling op binnenwaartse en buitenwaartse macrostabiliteit van de havendam vindt plaats volgens het toetsspoor STBU (Bijlage III Sterkte en Veiligheid, RWS – WVL [2017a]). De uitgangspunten voor de beoordeling van de havendam zijn grotendeels gelijk aan de beoordeling van STBU van de primaire waterkering (paragraaf 3.2). De belangrijkste uitgangspunten in de beoordeling van de havendam en wijzigingen van de uitgangspunten t.o.v. de beoordeling van de primaire kering zijn weergegeven in paragraaf 4.1.2.

<sup>19</sup> Niet alle faalmechanismen zijn bij de beoordeling van de havendam relevant omdat aan beide kanten van de havendam water staat (bijv. piping). Zie hoofdstuk 26 in Bijlage III van het WBI (RWS – WVL, 2017a).



**Vakindeling**

Figuur 107 toont een overzichtstekening van de havendam. Er zijn 22 dwarsprofielen gegeneerd: 1 t/m 22. In het meest westelijke deel van de havendam, profielen 1 t/m 6, maakt de dam deel uit van de waterkering. Deze dwarsprofielen maken deel uit van de primaire kering en zijn meegenomen in de beoordeling van STBU voor de primaire kering (dijkvak 1.1, zie Figuur 42). De beoordeling van de stabiliteit van de havendam loopt daarom van het restaurant 'Waddengenot aan Zee' tot aan het de punt van de havendam bij de haveningang (profielen 6 t/m 22).

Voor de ondergrondschematisatie zijn twee sonderingen beschikbaar: DKMP90622 en DKMP90532. De vakindeling voor de havendam is gebaseerd op deze twee sondering: in vak 1 is gebaseerd op sondering DKMP90622 en in vak 2 op DKMP90532. De profielen worden aan een sondering toegewezen op basis van afstand: de profielen bij DKMP90622 liggen horen bij vak 1 en profielen bij DKMP90532 liggen bij vak 2. De helling van het buitentalud en de hydraulische belasting (de waterstand) is nagenoeg gelijk langs de havendam. Daarom zijn geen aanvullende criteria gebruikt om de vakindeling op te delen. De vakindeling is weergegeven in Figuur 107 en in Tabel 67.

*Figuur 107  
Vakindeling  
havendam*



*Tabel 67  
Vakindeling  
havendam*

Vak	Profielen
Vak 1	6 - 15
Vak 2	15 - 22

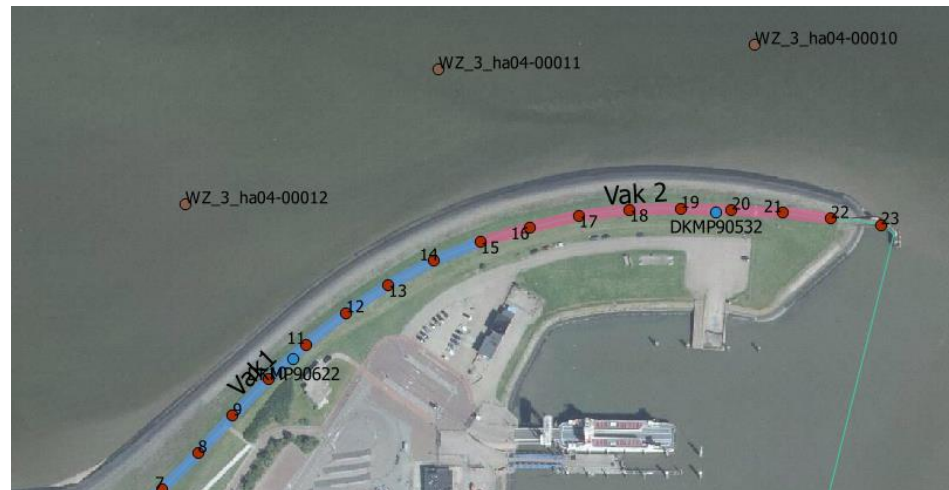
**Waterstand bij de norm**

De waterstand bij de norm (signaalwaarde) is bepaald bij drie WBI-uitvoerlocaties. Deze zijn weergegeven als bruine punten in de overzichtskaart van Figuur 108. In Tabel 68 is weergegeven welke profielen bij welke uitvoerlocatie horen op basis van afstand, en in welk vak de uitvoerlocatie geldig is. Daarnaast is voor elke uitvoerlocatie de waterstand bij de norm weergegeven. Voor beide vakken wordt als maatgevende waterstand gekozen voor de hoogste waterstand bij de norm die in het vak voorkomt. Voor beide vakken is dit 4,99m+NAP.

Tabel 68  
WBI-uitvoerlocaties  
voor verschillende  
profielen

Locatie	MHW (signaalwaarde) [m+NAP]	Profielen	Vak
WZ_3_ha04-0012	4,98	6 - 13	1
WZ_3_ha04-0011	4,99	14 - 17	1-2
WZ_3_ha04-0010	4,99	18 -22	2

Figuur 108  
WBI-uitvoerlocaties  
hydraulische  
randvoorwaarden bij  
de havendam

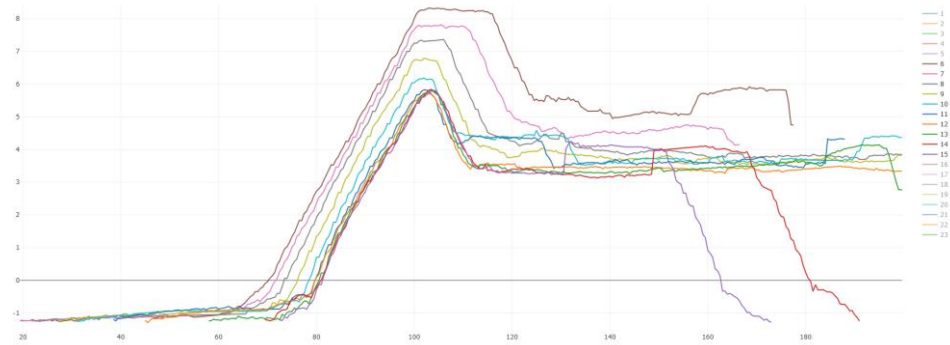


### Geometrie

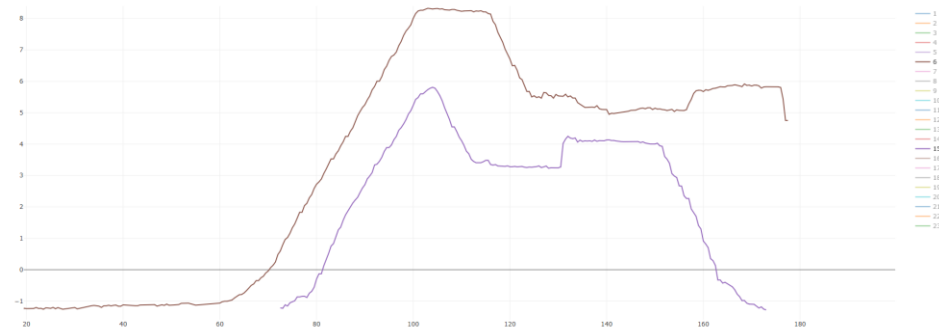
In Figuur 109 zijn de profielen van vak 1 (6 t/m 15) weergegeven. Er valt op dat er veel verloop is in hoogte, de kruinhoogte wordt alsmaar lager in noordoostelijke richting. Daarnaast wordt ook het hoge terrein achter de dam steeds minder breed. Voor macrostabiliteit aan de buitenzijde is profiel 6 (bruine profiel) maatgevend, omdat dit profiel het hoogste verschil heeft in kruinhoogte en buitendijks maaiveld. Aan de binnenzijde is macrostabiliteit echter verwaarloosbaar voor profiel 6, omdat de breedte van het hoge terrein achter de kering enkele honderden meters bedraagt. Om tot falen te leiden zou er dus een glijcirkel van enkele honderden meters lang nodig zijn. Dit wordt als onrealistisch ingeschat. Voor macrostabiliteit aan de binnenzijde is daarom profiel 15 maatgevend voor vak 1, omdat het hoge terrein achter de havendam in dit profiel het smalst is. Profiel 6 en 15 zijn weergegeven in Figuur 110.

We merken op dat de profielen zijn gebaseerd op AHN2. Er zijn dus geen meetpunten op de havenbodem en de zeebodem buitendijks. Deze liggen respectievelijk op NAP -6 m en NAP -5 m. De profielen zijn verlengd tot aan deze dieptes onder een 1:3 talud.

*Figuur 109  
Alle profielen binnen  
vak 1*

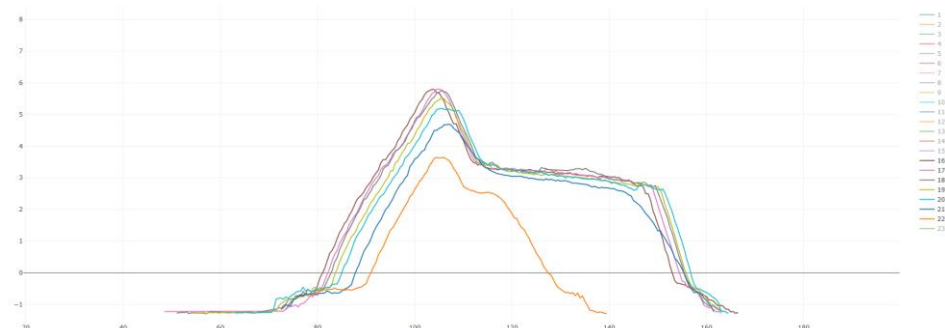


*Figuur 110  
Profiel 6 (bruin) en  
profiel 15 (paars)*

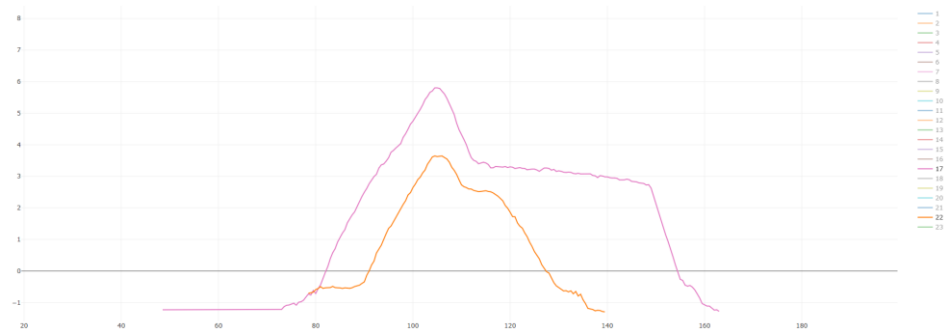


In Figuur 111 zijn de profielen van vak 2 (16 t/m 22) weergegeven. Het valt op dat er minder verloop is in geometrie dan in vak 1. Profiel 17 (roze) heeft de hoogste kruin en een relatief steil binnen- en buitentalud, en is daarom maatgevend voor vak 2. Verder valt profiel 22 (oranje) op. Dit ligt helemaal op de punt van de havendam en is een soort overgangsprofiel van de havendam naar vlak maaiveld (waar geen havendam meer aanwezig is). Het profiel heeft een lage kruinhoogte, maar door de beperkte breedte van het hoge terrein achter de dam kan het maatgevend zijn voor macro-stabiliteit aan de binnenzijde. Daarom worden profiel 17 en profiel 22 beide gebruikt in de beoordeling. Deze profielen zijn weergegeven in Figuur 112. Verder geldt dat de profielen weer verlengd zijn tot NAP -6 m aan de binnenzijde en NAP -5 m aan de buitenzijde onder een 1:3 talud.

*Figuur 111  
Alle profielen binnen  
vak 2*



Figuur 112  
Profiel 17 (roze)  
en  
profiel 22 (oranje)



### Opbouw havendam & Grondparameters

De opbouw van de kern van de havendam en de grondparameters zijn gelijk aangenomen als in de beoordeling van de primaire waterkering, zie paragraaf 3.1.2.

### Grondopbouw

Zoals eerder vermeld, is de grondopbouw per vak gebaseerd op één sondering. In Bijlage Q is de interpretatie van deze sonderingen en een koppeling naar SOS eenheden beschreven. De grondopbouw per vak die gebruikt wordt voor de beoordeling is weergegeven in Tabel 69 en Tabel 70.

Tabel 69  
Grondopbouw vak 1

Laagnummer	Eenheid	Niveau bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
1	H_Mg_zk	0	
2	H_Mkw_z&k	-7,5	
3	P_Ova_sd	-11	
4	P_Rg_zm	-20	

Tabel 70  
Grondopbouw vak 2

Laagnummer	Eenheid	Niveau bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
1	H_Mp_k	1,75	
2	H_Mg_zk	1,25	
3	H_Mkw_z&k	-7,5	
4	H_Vbv_v	-12,25	
5	P_Ova_sd	-12,75	
6	P_Rg_zm	-22	

### Waterspanningen

De waterspanningen zijn in grote lijnen identiek aan toetsspoor STBU, zie paragraaf 3.2.2.

De enige aanpassing is de freatische lijn aan de binnenzijde. Deze ligt in het dijklichaam op 1m beneden MHW, net als aan de buitenzijde. Van hier volgt de freatische lijn het binnentalud tot aan de waterstand in de haven na de val naar laagwater van NAP-1,42 m). Er is hier dus geen rekening gehouden met eventuele bekleding op de havendam, zoals bij STBU, omdat geen harde bekleding op de binnenzijde aanwezig is. Vanwege aanwezigheid van de steenzetting (inclusief onderlagen) is de freatische lijn aan de een afstand van 0,30m tot het oppervlak aangehouden (gelijk aan de primaire waterkering).

### Verkeersbelasting

Bij STBU van de havendam is sprake van een verkeersbelasting van 6 kN/m<sup>2</sup> op de kruin, veroorzaakt door inspectievoertuigen na hoogwater. Bij het toetsen van macrostabiliteit aan de binnenzijde is deze belasting zoveel mogelijk aan de binnenzijde van de kruin geplaatst en bij toetsen aan de buitenzijde zoveel mogelijk aan de buitenzijde van de kruin.

### Maatgevend glijvlak (faaldefinitie)

Omdat de buitenzijde van de havendam direct bloot staat aan golfaanval kan elk glijvlak dat de bekleding doorsnijdt leiden tot falen. De gevonden glijvlakken moeten daarom in ieder geval de bekleding op het buitentalud doorsneiden. Aan de binnenzijde is er echter voor de meeste profielen over een breed hooggelegen terrein aanwezig achter de dam. Een afschuiving van dit terrein zal niet tot falen van de havendam. Daarom zijn voor het toetsen aan de binnenzijde alleen glijcirkels die het talud van de havendam zelf doorsnijden als maatgevend beschouwd.

#### 4.1.3

### Resultaten gedetailleerde beoordeling

De gedetailleerde beoordeling is uitgevoerd met de software D-GeoStability versie 18.1. Hierin is het LiftVan glijvlak model gebruikt.

### Resultaten per vak

De resultaten van de gedetailleerde beoordeling zijn weergegeven in Tabel 71 en Figuur 114.

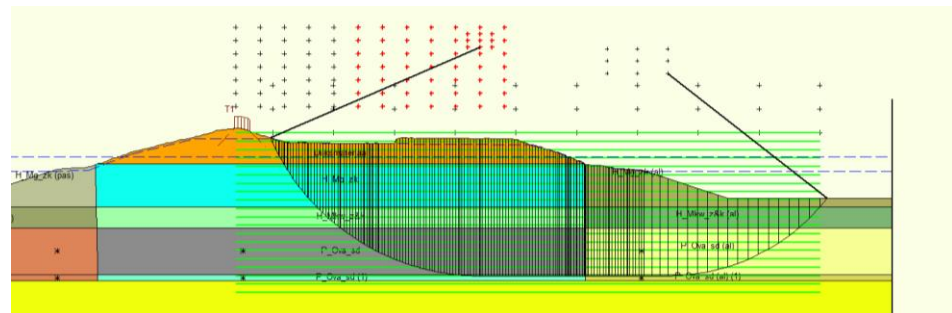
Tabel 71  
Resultaten  
gedetailleerde  
beoordeling

Vak	Profiel	Buitenwaarts/binnenwaarts	SF	Faalkans
Vak 1	6	Binnenwaarts	-	-
		Buitenwaarts	0,85	4,5 E-03
	15	Binnenwaarts	1,22	3,9 E-07
		Buitenwaarts	0,85	4,5 E-03
Vak 2	17	Binnenwaarts	1,08	2,5 E-05
		Buitenwaarts	0,90	1,7 E-03
	22	Binnenwaarts	0,96	4,8 E-04
		Buitenwaarts	1,14	4,6 E-06

Bij de resultaten merken wij het volgende op:

- De faalkans voor de stabiliteit aan de buitenzijde is een factor 10 – 1.000 keer groter dan de faalkans aan de binnenzijde. Dit omdat aan de binnenzijde hooggelegen haventerreinen aanwezig zijn.
- Voor het grootste deel van de havendam varieert de faalkans voor de buitenwaartse stabiliteit tussen de 1/100 tot 1/1.000 per jaar. Op het einde van de havendam, waar de hoogte lager is, is de faalkans het kleinst.
- Voor de binnenwaartse stabiliteit varieert de faalkans tussen de 1/10.000 en 1/1.000.000 per jaar. Dit omdat sprake is van zeer brede haventerreinen achter de havendam. Om tot falen te komen moet de afschuiving erg groot zijn van omvang, de kans hierop is erg klein. Op het einde van de havendam ontbreekt het hoge haventerrein, de faalkans is hier hoger dan gemiddeld (ongeveer 1/2.000 per jaar). Bij profiel 6 (nabij het restaurant) is stabiliteit in binnenwaartse richting niet beoordeeld, omdat het hoge terrein hier enkele honderden meters breed is. De faalkans is hier als verwaarloosbaar aangenomen.
- Veel glijcirkels doorsnijden de laag P\_Ova\_sd voor een groot deel, zie Figuur 113. Dit is een samengedrukte Pleistocene kleilaag, die normaal gesproken erg stevig is. De schematiseringshandleiding macrostabiliteit geeft geen POP waarde voor deze laag. Net als in de veiligheidsbeoordeling van de primaire kering is de sterkte veilig is ingeschat. De POP is aangenomen op 15 kN/m<sup>2</sup> en voor de sterkte S is de ondergrenswaarde van 0,22 aangehouden. Het waarschijnlijk is de sterkte van deze laag in werkelijkheid groter.

*Figuur 113  
Maatgevende  
glijcirkel profiel 15  
binnenwaarts. De  
glijcirkel gaat door  
de laag P\_Ova\_sd.*



#### 4.1.4

### Faalkans voor stabiliteit

Gezien de havendam geen primaire waterkering is, heeft deze geen wettelijke norm. De bijdrage van de havendam aan de waterveiligheid is beschreven in paragraaf 4.5. De faalkans voor macrostabiliteit is weergegeven in Figuur 114. Voor het grootste deel van de havendam varieert de faalkans voor de buitenwaartse stabiliteit tussen de 1/100 tot 1/1.000 per jaar. Dit is ongeveer gelijk aan de faalkans van de primaire waterkering ter hoogte van de Cleverlingsluizen (deze is 1/300 per jaar, zie de meest linkse locatie in Figuur 114).

*Figuur 114  
Faalkans van de  
havendam voor  
stabiliteit bij de  
verschillende  
profielen 22 ,17, 15  
en 6 (van rechts  
naar links). De  
meest linkse locatie  
geeft faalkans van  
de primaire  
waterkering voor  
STBU weer (Vak 1.1)*



#### 4.1.5

### Specifieke aanbevelingen

Zoals eerder vermeld doorsnijdt de maatgevende glijcirkel voor bijna alle profielen voor een groot deel de laag P\_Ova\_sd. Voor deze laag is een conservatieve lage sterkte aangenomen. Het wordt daarom aanbevolen in een gevoeligheidsanalyse de invloed van de sterkte van deze laag op de stabiliteit te onderzoeken.

#### 4.2

### Steenbekleding (ZST)

#### 4.2.1

#### Algemeen

De beoordeling van de stabiliteit van de steenzetting heeft betrekking op alle steenzettingen met een waterkerende functie. Binnen het faalmechanisme zijn de volgende deelmechanismen gedefinieerd:

- Toplaagstabiliteit onder golfaanval (ZTG);
- Toplaagstabiliteit onder langsstroming (ZTS);
- Afschuiven (ZAF);
- Materiaaltransport uit granulaire lag (ZMG);
- Materiaaltransport vanuit de ondergrond (ZMO);
- Erosie van de onderlagen (ZEO).

*Figuur 115  
Impressie van de  
zetsteen op de  
havendam*



#### 4.2.2

### Specifieke uitgangspunten

Hieronder zijn de belangrijkste uitgangspunten voor de beoordeling van het faalmechanisme stabiliteit steenzetting (ZST) op de havendam benoemd:

- De niveaus van de bekleding en de opbouw van de bekleding is vastgesteld op basis van de inventarisatie van de keringbeheerder [NZV, 2018d].
- Profielschematisaties op basis van AHN2.
- Koperslabblokken: Opbouw en eigenschappen toplaag en filterla(a)g(en) op basis van ontwerptekeningen van de 'groene dijk' en standaardwaarden WBI2017. In afstemming met de keringbeheerder is dezelfde opbouw voor de havendam overgenomen [NZV, 2018d]. De ontwerptekeningen presenteren de belangrijkste informatie met betrekking tot de opbouw. Daarnaast is aangenomen dat de inklemming aanwezig is en de blokken ingewassen zijn. De spleetbreedte is op basis van visuele inspectie ingeschat op 5 mm.
- Diaboolblokken: opbouw en eigenschappen toplaag en filterla(a)g(en) op basis inventarisatie keringbeheerder [NZV, 2018b]. De inventarisatie van de keringbeheerder toont aan dat het gaat om 25 rijen diaboolblokken (30 x 30 cm, dik 30 cm) direct boven de koperslabblokken. De hoogste 5 rijen hebben een uitstekende blokken (>30cm) welke een golremmende werking hebben.
- Toepassing van Steentoets versie 17.1.1.1. (meeste recente versie die beschikbaar is op Helpdesk Water).

### Vakindeling

Voor de vakindeling is gekozen om de havendam op te splitsen in twee dijkvakken, dijkvak A en B. Per vak is vervolgens een profiel geschematiseerd. Om de wijzigingen in oriëntatie en hydraulische belastingen binnen het dijkvak volledig te vangen zijn beide dijkvakken opgedeeld in 9 deelvakken. Binnen deze deelvakken wijzigt dus enkel de oriëntatie en de hydraulische belasting. Figuur 116 toont de resulterende vakindeling.



*Figuur 116  
Vakindeling ZST  
havendam (de  
paarse delen zijn  
zetsteen, gras is  
groen).*



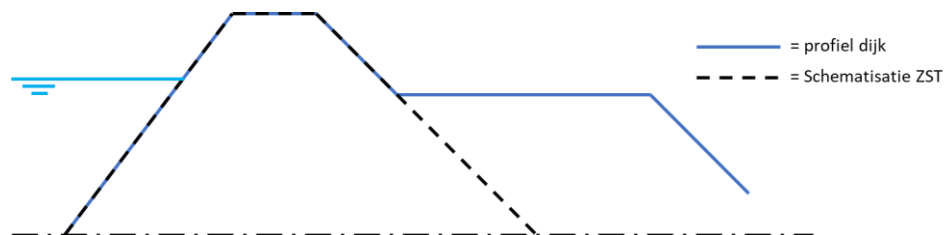
### Profielen

De profielen zijn per 25 m gegeneerd door middel van het AHN2. Vervolgens is per dijkvak op basis van expert judgement het maatgevende profiel geselecteerd. Hiervoor zijn de volgende criteria gehanteerd:

- Laag voorland;
- Steil talud; en
- Niveau steenzetting.

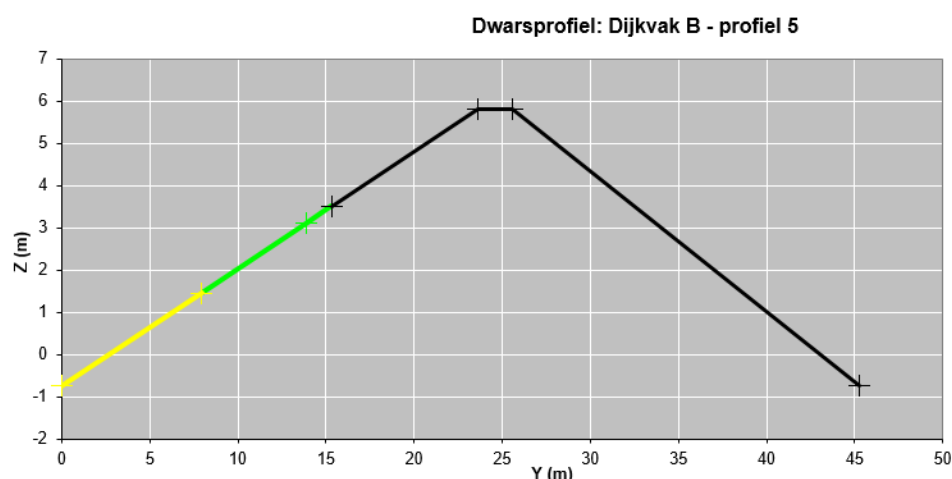
Elk profiel is volledig geschematiseerd in Steentoets ingevuld. Dit betekent dat naast het buitentalud ook de kruin en binnentalud zijn opgenomen in het te beoordelen profiel. De havendam beschikt over een groot deel van de lengte over een haventerrein aan de binnenzijde. Hierdoor rekent Steentoets met de correcte dijkbreedtes voor het bepalen van reststerkte. Om onnodig detail te voorkomen is de eerste helling aanwezig na de kruin doorgezet tot het niveau van de buitenteen. Figuur 117 illustreert op schematische wijze hoe dit is verwerkt. Een gevoeligheidsanalyse bevestigt dat het volledig schematiseren van het binnentalud geen effect heeft op het resultaat.

*Figuur 117  
Schematische  
weergave van het  
profiel in steentoets*



Figuur 54 toont een voorbeeld van een maatgevend profiel in Steentoets, waarbij in dit geval het gele deel de koperslabblokken representeren en het groene deel de betonblokken en klinkers.

*Figuur 118  
Voorbeeld  
dwarsprofiel in  
Steentoets – dijkvak  
B – profiel 5, in dit  
profiel: geel =  
koperslabblokken,  
groen =  
diaboolblokken.*



#### Golfcondities per waterstandsniveau.

Voor elk dijkvak is gekeken welk uitvoerpunt maatgevend is voor het te beoordelen profiel. Deze zijn vervolgens gekoppeld. De voor dit uitvoerpunt bij verschillende overschrijdingsfrequenties berekende golfcondities (zie paragraaf 2.2) zijn ingevoerd in Steentoets.

#### Opbouw steenzetting

In onderstaande tabel is de opbouw van de steenzetting op de Lauwersmeerdijk weergegeven.

*Tabel 72  
Opbouw steenzetting*

Toplaag	Filter-/ onderlagen	Bronnen
<b>"Groene dijk" (dp 82.0 t/m 89.1)</b>		
Koperslabblokken	Grind, mijnsteen	Afstemming keringbeheerder
Diaboolblokken	Grind, mijnsteen	Afstemming keringbeheerder

#### Parameters Steentoets

De parameters voor Steentoets (eigenschappen van toplaag, filterla(a)g(en) en onderlaag per taluddeel) volgen uit de ontwerptekeningen van de 'groene dijk' (zie paragraaf 3.4.2) en zijn met verificatie en goedkeuring door de beheerder toegepast bij de havendam. Indien voor de met Steentoets uit te voeren beoordeling noodzakelijke invoer ontbrak zijn de standaardwaarden van Steentoets gebruikt, dan wel veilige aannames gedaan. In Bijlage L is de bron van de verschillende parameters weergegeven.

#### 4.2.3

#### Gedetailleerde beoordeling

Omdat falen van de havendam slechts indirect invloed heeft op de overstromingskans is de beoordeling op ZST, is het primaire doel van de gedetailleerde beoordeling om de faalkans van de zetstenen bekleding in

beeld te brengen. De beoordeling is daarom uitgevoerd voor de volgende terugkeertijden: 3.000, 1.000, 300, 100 en 33 jaar (de terugkeertijden 100 en 300 jaar zijn toegevoegd ten opzichte van een reguliere beoordeling om de faalkans iets nauwkeuriger te bepalen).

De resultaten tonen aan dat zowel de laaggelegen koperslakblokken als de diaboolblokken niet voldoen bij hydraulische belasting met een overschrijdingsfrequentie van 1/33 per jaar. Beide steenzettingen tonen toplaaginstabiliteit met een diktetekort van respectievelijk ca. 0,15 m en 0,1 m. Nabij het uiteinde van de havendam neemt dit diktetekort toe tot respectievelijk 0,2 m en 0,15 m. De onderlagen bieden daarnaast veelal te weinig reststerkte om dit te compenseren. Voor enkele profielen is er wel genoeg reststerkte onder de diaboolblokken aanwezig, echter is dit niet aanwezig over een geheel dijkvak.

Het eindoordeel voor het beoordelingsspoor ZST wordt zodoende opgemaakt door de laagste categorie van de betreffende doorsnede (de koperslakblokken), hoewel ook de diaboolblokken veelal niet voldoen.

#### 4.2.4

#### Specifieke aanbevelingen

Uit de voorlopige resultaten blijkt dat zowel de koperslakblokken als de diaboolblokken niet bestand zijn tegen een belasting van 1/33 per jaar. Dit resultaat past niet bij de ervaring van de beheerder. We raden aan te verkennen of het beoordelingsresultaat in lijn kan worden gebracht met de ervaring van de beheerder. Daarnaast zal extra onderzoek naar de opbouw van de bekleding tot een stabiel oordeel leiden.

#### 4.3

#### Grasbekleding (GEKB en GEBU)

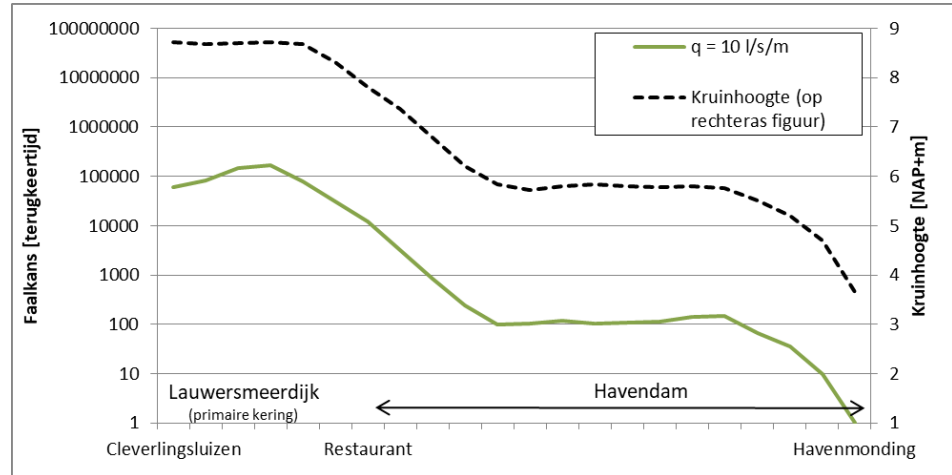
De grasbekleding op de havendam bestaat uit een goede gesloten zode op een leeflaag van ongeveer 20 cm [NZV, 2018d]. Voor de beoordeling van de grasbekleding betekent dit dat de erosiebestendigheid van de grasmat lager is dan in de schematiseringshandleiding aangenomen is. Voor gras op een leeflaag zijn in de schematiseringshandleiding geen standaardwaarden beschikbaar. De beoordeling voor GEKB en GEBU wordt daarom uitgevoerd als een Toets op Maat.

##### Grasbekleding binnentalud (GEKB)

Voor de grasbekleding op de binnenzijde van de havendam wordt daarom aangenomen dat deze faalt bij een deterministisch overslagdebiet van 10 l/s/m. De faalkans van de havendam is weergegeven in weergegeven in Figuur 119.

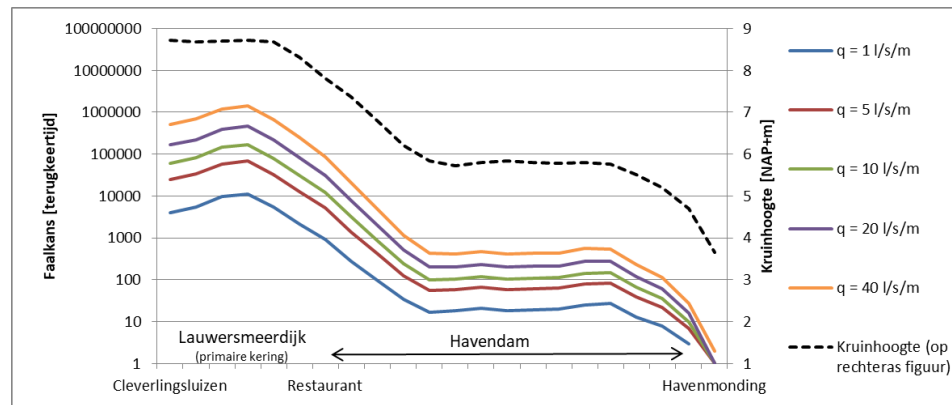
De hoogte van de Lauwersmeerdijk en het begin van de havendam is NAP +8,7 m. De faalkans is hier ongeveer 1/100.000 per jaar. De hoogte neemt 100 m af tot NAP +5,8 m. De faalkans bij een hoogte van NAP +5,8 m is ongeveer 1/100 per jaar. Op de laatste 100 m bij de monding neemt de hoogte van de havendam af tot NAP +4,0 m. De faalkans wordt dan groter dan 1/100 per jaar.

*Figuur 119  
Faalkans van de grasbekleding aan de binnenzijde van de havendam o.b.v. falen bij een deterministisch overslagdebiet van 10 l/s/m*



De gevoeligheid van de aanname dat het gras op het binnentalud faal bij een deterministisch overslagdebiet is onderzocht in een gevoeligheidsanalyse. De faalkans is daarom in kaart gebracht als de grasbekleding faalt bij een overslagdebiet van 1, 5, 20 en 40 l/s/m. Het verschil tussen een debiet van 5 en 20 l/s/m is relatief klein. De faalkans is nog steeds ordegrrootte gelijk aan de faalkans bij 10 l/s/sm (afwijking kleiner dan een factor 3). Het is niet waarschijnlijk dat een overlegdebiet van 1 of 40 l/s/m een goede indicatie geven van de faalkans. Een overslagdebiet van 1 l/s/m is waarschijnlijk te laag omdat anders historische schade verwacht wordt (deze schade aan de grasmat is niet bekend) en een overslagdebiet van 40 l/s/m is niet waarschijnlijk omdat deze sterkte overeenkomt met een grasmat op een kleilaag van 40 cm (wat niet het geval is).

*Figuur 120  
Faalkans van de grasbekleding aan de binnenzijde van de havendam o.b.v. falen bij een deterministisch overslagdebiet van 1, 5, 10, 20 en 40 l/s/m*



Op basis van de gevoeligheidsanalyse wordt geconcludeerd dat de faalkans op basis van een deterministisch overslagdebiet van 10 l/s/m een goede

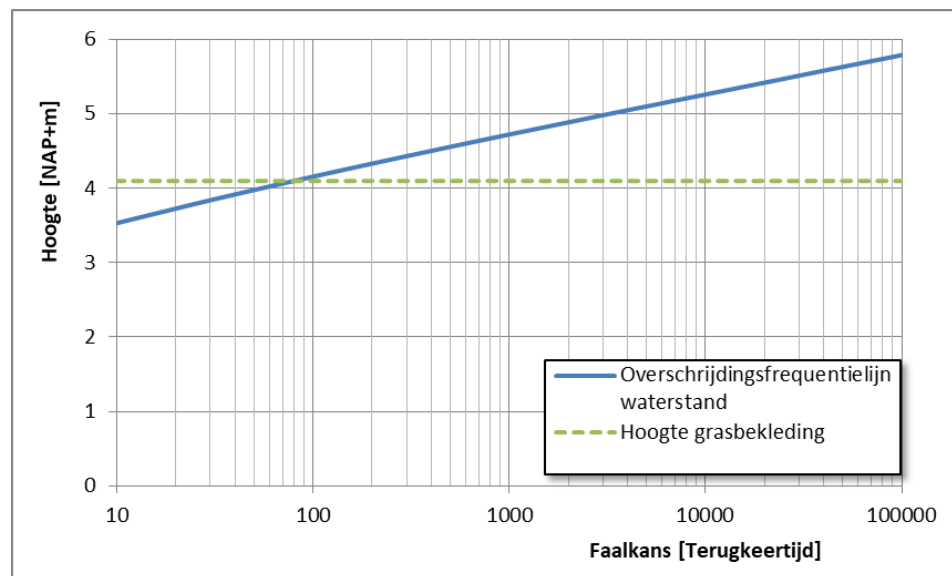
benadering geeft van de (ordegrootte) van de faalkans van de grasbekleding aan de binnenzijde van de havendam.

### Grasbekleding buitentalud (GEBU)

Boven de steenbekleding op de havendam ligt een grasbekleding. Ter hoogte van het restaurant ligt de onderkant van deze grasbekleding op ongeveer NAP +6,0 m. Net na het restaurant tot aan de punt van de havendam ligt de overgang van de grasbekleding op ongeveer NAP +4,1 m [MUG, 2018]. Bij de beoordeling van GEBU (paragraaf 3.6) bleek dat de graszode faalt op het moment dat sprake is van golfklap. De waterstand is dan (ongeveer) gelijk aan de onderkant van de grasbekleding.

Gezien op de havendam geen sprake is van een gesloten zode maar van gras op een leeflaag wordt de faalkans van de grasbekleding op de havendam ingeschat door aan te nemen dat deze faalt als de waterstand 25 cm lager is dan de onderkant van de bekleding. Daar waar de onderkant van de grasbekleding gelijk is aan NAP +4,1 m NAP is de faalkans van de grasbekleding dan (ordegrootte) gelijk aan 1/30 per jaar. Waar de onderkant van de grasbekleding gelijk is aan NAP +6,0 m is de faalkans ingeschat op 1/250.000 jaar. Deze grasbekleding ligt dus ruimschoots hoog genoeg. De grasbekleding bij NAP +4,1 m en de overschrijdingsfrequentielijn van de waterstand is weergegeven in Figuur 121.

*Figuur 121  
Onderkant  
grasbekleding en  
overschrijdings-  
frequentielijn van de  
waterstand*



Om de gevoeligheid van het faalcriterium (falen bij waterstand 25 cm lager dan de onderkant grasbekleding) in beeld te brengen is ook onderzocht wat de faalkans van de grasbekleding is als deze faalt bij een waterstand gelijk of 50 cm lager dan de onderkant van de grasbekleding. Dit is alleen gedaan voor de locaties waar de onderkant van de grasbekleding gelijk is aan NAP +4,1 m. Het resultaat is weergegeven in Tabel 73. Falen van de grasbekleding bij een waterstand van 50 cm lager dan de onderkant van de bekleding lijkt niet logisch omdat bij een kans van 1/10 per jaar historische schade bekend moet zijn. Dit is niet het geval. De is onwaarschijnlijk dat de

grasbekleding bestand is tegen golfklap (zeker gezien sprake is van een leeflaag van slechts 20 cm). Een faalkans van 1/100 per jaar (afgerond) is daarom een bovengrens van de faalkans van de grasbekleding.

Tabel 73  
Gevoeligheid  
faalkans gras voor  
faalcriterium

criterium	Faalkans
WS gelijk aan onderkant gras	1/80 per jaar
WS 25 cm lager dan onderkant gras (referentie)	1/30 per jaar
WS 50 cm lager dan onderkant gras	1/10 per jaar

De faalkans van de grasbekleding op het buitentalud (GEBU) wordt daarom ingeschat op 1/30 – 1/100 per jaar.

#### 4.4

### Indirecte mechanismen

Als laatste zijn de indirect faalmechanismen beschouwd. Deze faalkans is ingeschat op dezelfde orde van grootte als de faalkans voor de direct faalmechanismen. Dit omdat de oorzaken voor falen (golfbelasting en verlies van stabiliteit door een afschuiving) grotendeels gelijk zijn. Daarnaast is het niet mogelijk om voor de indirecte mechanismen een faalkans te bepalen<sup>20</sup>.

- Grasbekleding. De faalkans voor GABI en GABU (indirect falen van de grasbekleding op het binnen en buitentalud) is gelijk gesteld aan de faalkans voor GEKB en GEBU (direct falen van de grasbekleding op het binnen en buitentalud), namelijk 1/30 tot 1/100 per jaar. Dit omdat beide mechanismen worden veroorzaakt door een te hoge hoeveelheid golfoverslag en te hoge verzadigingsgraad van de dijk. Dit beeld wordt bevestigd in de beoordeling primaire kering. De delen die voor GEKB zijn afgekeurd komen grotendeels overeen met de delen die voor GABI zijn afgekeurd. De delen die voor GEBU zijn afgekeurd zijn grotendeels ook afgekeurd voor GABU.
- Falen van de havendam door macrostabiliteit (STBI en STBU), afschuiving van de voorlanden (VLAF) en zettingsvloeiing (VLZV) wordt geïnitieerd door een val naar laag water. De faalkans voor VLAF en VLZV wordt daarom gelijk gesteld aan de faalkans voor STBU, namelijk kleiner 1/100 per jaar.
- Het voorland ligt lager dan de gemiddelde waterstand (ongeveer NAP). In de eenvoudige beoordeling van de lauwersmeerdijk is laten zien dat wanneer de voorlanden zo laag liggen, de kans op golfafslag verwaarloosbaar klein is (zie paragraaf 3.10).
- Op de havendam is één NWO aanwezig, het restaurant 'Wadgenot aan zee'. Over het restaurant zijn onvoldoende gegevens beschikbaar om een uitspraak te doen over het effect van het restaurant op de faalkans van de havendam.

<sup>20</sup> De indirecte faalmechanismen behoren tot de groep 5 sporen. Het oordeel is dan gelijk aan voldoet of voldoet niet. Het is niet mogelijk een faalkans te berekeningen [RWS – WV, 2017a].

## Effect van de havendam op de primaire waterkering

Vanaf dijkpaal 89.2 t/m 90.9 ligt de primaire kering in een havengebied. De aanwezigheid van de havendam heeft effect op de hydraulische belastingen en dus op het beoordelingsresultaat van de primaire waterkering (de Lauwersmeerdijk). In deze paragraaf wordt dat effect inzichtelijk gemaakt. In deze effectanalyse is er vanuit gegaan dat de havendammen niet meer aanwezig zijn, maar dat hooggelegen voorlanden nog wel aanwezig zijn. Gezien de havendam effect heeft op de golfcondities ligt de focus in deze paragraaf op het effect van de havendam op het veiligheidsoordeel van de steen- en grasbekleding.

Bij de beoordeling van de Lauwersmeerdijk in Hoofdstuk 3 is de huidige situatie beoordeeld, de havendam is ook bij maatgevende condities aanwezig is (conform variant 1, zie paragraaf 2.2.7). De effectanalyse is volgens dezelfde uitgangspunten uitgevoerd als beschreven Hoofdstuk 3. Alleen de toegepaste hydraulische belastingen wijzigen. In deze effectanalyse is het golf remmende effect van de havendam immers niet meegenomen.

### Steenbekleding (ZST) op de primaire kering

De resultaten van de zetsteen beoordeling laten zien dat er geen verschil is tussen de situatie met en zonder havendammen. Hiervoor zijn twee verklaringen.

- Het effect van de havendammen op de hydraulische belastingen in het havengebied is bij dp 89.2 t/m 90.0 relatief klein. De belangrijkste bijdrage aan de golfreductie wordt geleverd door de hooggelegen voorlanden (zie paragraaf 2.2.6). Het oordeel bij dijkpaal 89.2 t/m 90.0 verandert daarom niet.
- Ter plaatse van dp 90.1 t/m 90.5 is een zeer steil talud (ca. 1:2,1) aanwezig waardoor bij een belasting van 1/33 per jaar het oordeel niet stabiel is. Dit is de slechts mogelijke score. Bij toenemende hydraulische belastingen (door afwezigheid van de havendammen) wordt de golfaanval groter. Gezien de slechtste score als is bereikt, verandert het oordeel niet bij toenemende belastingen.

### Grasbekleding (GEBU en GEKB) op de primaire kering

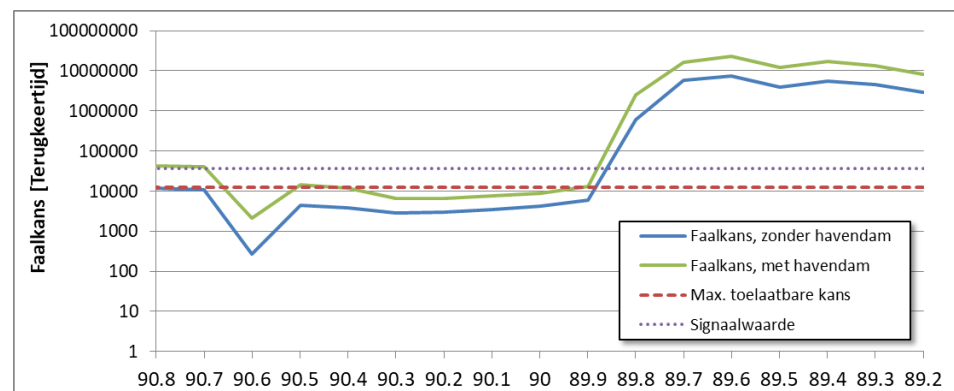
#### Grasbekleding binnentalud (GEKB)

Figuur 122 geeft de faalkans voor de grasbekleding op het binnentalud van de Lauwersmeerdijk weer met en zonder de aanwezigheid van de havendam. Hierin is te zien dat de faalkans ongeveer een factor 3 groter is de havendam niet aanwezig is. Ten oosten van dijkpaal 89.8 is een goede bekleding op het binnentalud aanwezig. Hier wordt in alle gevallen voldaan aan de signaalwaarde en de maximaal toelaatbare overstromingskans. Tussen

dijkpaal 90.9 en 89.8 ontbreekt de bekleding op het binnentalud. De faalkans met havendam is hier voor de meeste locaties ongeveer gelijk aan maximaal toelaatbare overstromingskans. In geval de havendam niet aanwezig is, is de faalkans duidelijk groter dan de maximaal toelaatbare overstromingskans.

Omdat de faalkans ongeveer gelijk aan is aan de maximaal toelaatbare overstromingskans hebben kleine wijzigingen strikt genomen effect op het veiligheidsoordeel (voldoet wel / niet aan de eis). De aan- of afwezigheid van de havendam resulteert daarom in een verandering van de beoordelingscategorie voor het zichtjaar 2023. Gezien de faalkans met havendam in 2075 sowieso niet voldoet aan de maximaal toelaatbare overstromingskans (zie paragraaf 3.5), heeft dit geen effect op de veiligheidsscope.

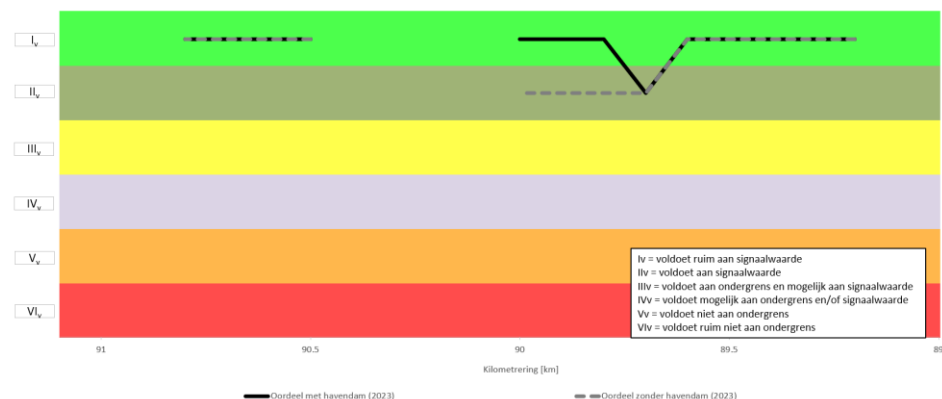
*Figuur 122  
Faalkans GEBK met  
en zonder  
havendam. Zichtjaar  
2023*



### Grasbekleding buitentalud (GEBU)

De beoordeling voor het faalmechanisme grasbekleding erosie buitentalud is ook beoordeeld zonder de effecten van de havendam op de hydraulische randvoorwaarden. Figuur 123 laat de verschillen in de oordelen zien (zichtjaar 2023). De effectanalyse laat zien dat de beoordelingscategorie met havendam een beoordelingscategorie hoger uit kan vallen ten opzichte van de oordelen zonder havendam. Dit omdat de westelijke havendam vooral effect heeft op de golfhoogtes optredend die optreden bij grotere terugkeertijden.

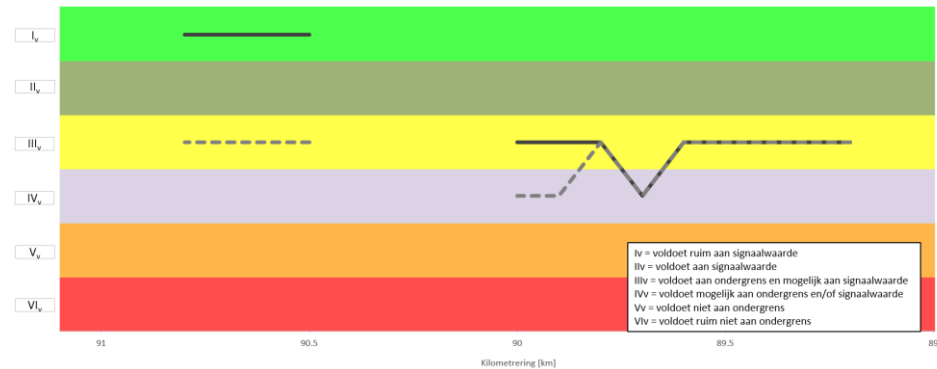
*Figuur 123  
Resultaat  
beoordeling GEBU in  
de haven bij  
Lauwersoog.  
Resultaat met  
havendam (zwarte  
lijn) en zonder  
havendam (grijze  
stippellijn) in  
zichtjaar 2023*





Door klimaatverandering neemt de hydraulische belasting toe. In 2075 voldoet een deel van de Lauwersmeerdijk niet meer voor GEBU. In Figuur 124 is te zien dat het effect het grootste is direct achter de westelijke havendam. Dit effect is in 2023 minder groot omdat de waterdiepte op het haventerrein in 2023 (zonder zeespiegelstijging) nog zo laag is dat de havendam bijna geen bijdrage levert aan reductie van de golfhoogte<sup>21</sup>.

*Figuur 124  
Resultaat  
beoordeling GEBU in  
de haven bij  
Lauwersoog.  
Resultaat met  
havendam (zwarte  
lijn) en zonder  
havendam (grijze  
stippellijn) in  
zichtjaar 2075*



## 4.6

## Veiligheidsoordeel van de havendam

### 4.6.1

### Faalkans van de havendam

De faalkans van de havendam wordt ingeschat tussen de 1/30 – 1/100 per jaar.

- De faalkans van de havendam door macrostabiliteit is ordegrrootte gelijk aan 1/100 – 1/1.000 per jaar. Deze vindt plaats door een val naar laagwater (zie paragraaf 4.1);
- De faalkans van de steenbekleding op de buitenzijde van de havendam is orde 1/30 per jaar. De software (steentoets) laat zien dat de bekleding niet bestand is tegen een hydraulische belasting van 1/33 per jaar (zie paragraaf 4.2). Gezien geen historische schade bekend is, is de faalkans van de steenbekleding ingeschat op 1/30 per jaar.
- De faalkans van de grasbekleding op de binnen- en buitenzijde van de havendam is orde 1/30 tot 1/100 per jaar (zie paragraaf 4.3).
- De faalkans van de indirecte faalmechanismen is ingeschat op dezelfde orde van grootte als de directe faalmechanismen. Dit omdat de oorzaken voor falen (golfbelasting en verlies van stabiliteit door een afschuiving) grotendeels gelijk zijn.

Bij falen van de gras- en steenbekleding komt de kern van de havendam bloot te liggen. Dit is de start van een erosieproces waarbij uiteindelijk de volledige havendam kan eroderen. Afschuiving van de havendam of het voorland vindt plaats na afloop van een hoogwater. Falen van de havendam vindt dan plaats bij de volgende storm als hersteld niet tijdig heeft plaatsgevonden.

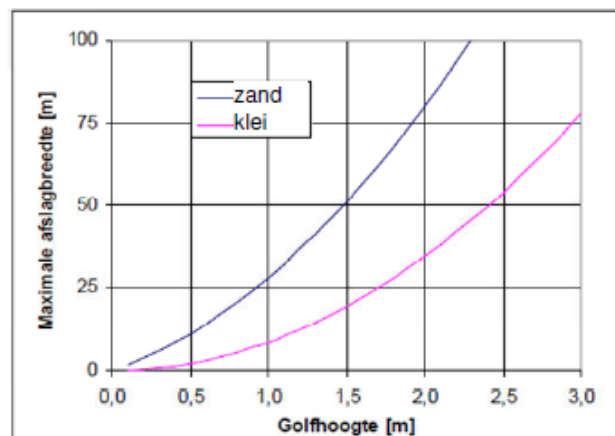
<sup>21</sup> Dit geldt specifiek voor GEBU. Voor GEKB en ZST is de maatgevende belasting anders waar de invloed van de haven op het oordeel anders door kan werken.

### Falen van de havendam en de haventerreinen

In paragraaf 2.2 is laten zien dat de hooggelegen haventerreinen de grootste invloed hebben op de hydraulische belastingen. Wanneer deze afwezig zijn neemt de hydraulische belasting op de primaire kering significant toe. De kans dat de havendam én de haventerreinen volledig eroderen (en daarmee geen waterkerende functie meer hebben) wordt verwaarloosbaar klein verondersteld omdat:

- De faalkans van de havendam is 1/30 – 1/100 per jaar. De havendam is dan niet direct zijn golf brekende werking kwijt (zie paragraaf 4.6.1). De havendam is bij de monding van de haven lager dan direct bij de Lauwersmeerdijk, falen start daarom bij de monding en breidt zich langzaam uit naar de dijk zelf.
- De maximale afslagbreedte van het voorland is ongeveer 100 m. De totale lengte van het voorland achter de westelijke havendam is 200 m. Zelfs bij deze conservatieve inschatting van een afslag van 100 m wordt slechts de helft van het voorland afgeslagen. Deze 100 m is een conservatieve inschatting en in werkelijkheid minder groot omdat:
  1. De afslagbreedte van 100m is afgeleid op basis van een zandig voorland. De significante golfhoogte met een kans van voorkomen van 1/3.000 per jaar is gelijk aan 2,22 m<sup>22</sup>. De maximale afslagbreedte op basis van een voorland van zand is 100 m (zie Figuur 125). Door de aanwezige verhardingen op het haventerrein (bebouwing, asfalt en bestrating) en de damwanden is de erosiegevoeligheid van het voorland door afslag significant kleiner dan de erosiegevoeligheid van alleen zand. De verwachte afslag is daarom significant minder dan 100 m.
  2. De afslagbreedte van 100 m is gebaseerd op een volledige stormduur. Deze volledige stormduur is niet beschikbaar voor afslag van het voorland omdat eerste de havendam moet eroderen. De werkelijke afslag (zelfs bij een zandig voorland) is daarom minder groot dan 100 m.

*Figuur 125  
Maximale afslagbreedte obv WBI, voorlanden golfafslag. Bron: Figuur 22-3 uit Bijlage III van het WBI [RWS – WVL, 2017a]*



<sup>22</sup> Uitvoerlocaties WZ\_1\_6-5\_dk\_00023, WBI2017\_Waddenzee\_Oost\_6-5\_v03

### Veiligheidsoordeel & advies voor de scope van de verkenningsfase van het HWBP project

De beoordeling laat zien dat de faalkans van de havendam relatief groot is, tussen de 1/30 tot 1/100 per jaar. Deze faalkans is significant groter dan de faalkans van de achterliggende primaire kering. Tijdens maatgevende omstandigheden voor de primaire kering is falen van (of significante schade aan) de havendam daarom waarschijnlijk.

Door de hoge ligging leveren de havenkades de belangrijkste bijdrage aan de golfreductie. De invloed van het falen van de havendam op de hydraulische belasting is minder groot, maar wel aanwezig. De faalkans voor GEKB is met de havendam een factor 3 kleiner dan zonder de havendam. Voor GEBU is de resulterende beoordelingscategorie direct achter de havendam in 2075 zonder havendam twee klassen lager. In de huidige situatie heeft de havendam geen invloed op het beoordelingsresultaat van ZST. Dit omdat met havendam al sprake is van de laagste beoordelingsklasse (het betekent dus niet dat er geen relatie is tussen het oordeel van ZST en de havendam). Ondanks de invloed op de hydraulische belasting is de havendam (en de faalkans daarvan) niet van invloed op de veiligheidsscope van de Lauwersmeerdijk. Dit omdat ook met de aanwezigheid van de havendam de primaire kering op de verschillende directe mechanismen wordt afgekeurd.

#### Scope van de verkenningsfase van het HWBP project Lauwersmeerdijk Vierhuizergat

We raden aan de havendam te beschouwen in de verkenningsfase van het HWBP project Lauwersmeerdijk. Dit vanwege de directe relatie tussen de hydraulische belasting op de Lauwersmeerdijk en de aanwezigheid van de havendam. Dit komt het sterkste tot uiting bij het faalmechanisme GEKB (de hoogteopgave).

## 5 Veiligheidsoordeel

Normtraject 6-5 is gelegen langs de Waddenzee en ten noorden van het Lauwersmeer. In de derde toetsronde is het asfalt op het buitentalud van de Lauwersmeerdijk afgekeurd, daarom is de Lauwersmeerdijk geprogrammeerd in het hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP).

Per 1 januari 2017 zijn de nieuwe waterveiligheidsnormen van kracht. In voorliggende studie is de waterveiligheidsstatus van de Lauwersmeerdijk (9 km) beoordeeld op basis van deze nieuwe waterveiligheidseisen. Omdat het asfalt op het buitentalud in de derde toetsronde al is afgekeurd, is dit niet opnieuw beoordeeld. Daarnaast wordt opgemerkt dat uit inspecties blijkt dat het asfalt in een slechte staat verkeerd. De Cleverlingsluizen en de Robbengatsluis zijn niet beoordeeld in voorliggende veiligheidsbeoordeling (de beoordeling van deze kunstwerken is separaat beoordeeld [Van Bree, 2018]).

- In de huidige situatie (peildatum 1 jan. 2023) is vooral sprake van een veiligheidsopgave op het buitentalud. Naast het asfalt voldoen de koperslakblokken onder op het buitentalud (ZST) langs het hele traject niet aan de maximaal toelaatbare overstromingskans. Dit geldt ook voor het grootste deel van de betonblokken en klinkers (ZST) en de buitenwaartse stabiliteit (STBU). Als laatste voldoet de Lauwersmeerdijk bij het Vierhuizergat niet voor het faalmechanisme piping (STPH).
- Langs het oostelijke deel van de Lauwersmeerdijk en in de haven van Lauwersoog is de huidige veiligheidsopgave niet beperkt tot het buitentalud. Op het meest oostelijk deel van het traject, tussen dijkpaal 82.0 en 83.5 voldoet de grasbekleding op het binnen- en buitentalud (GEKB en GEBU) niet aan de maximaal toelaatbare kans. Bij de haven van Lauwersoog ontbreekt de kleibekleding op het binnentalud, daarom is bij de haven ook sprake van een opgave voor GEKB. Ook als wel sprake zou zijn van een kleilaag is er een opgave aanwezig voor GEKB. Als laatste voldoet de binnenwaartse stabiliteit in de haven (STBI) bij dijkpaal 89.9 niet aan de faalkanseis.
- Door klimaatverandering wordt de veiligheidsopgave groter. De opgave voor de grasbekleding op het binnen- en buitentalud (GEKB en GEBU) is hiervoor het meest gevoelig. In de huidige situatie voldoet het grootste deel (tussen dijkpaal 89.9 en 84.0) van de Lauwersmeerdijk nog wel aan de maximaal toelaatbare kans. In 2075 voldoet het grootste deel van de Lauwersmeerdijk echter niet meer aan de maximaal toelaatbare kans. Daarnaast is op delen van de Lauwersmeerdijk rond 2075 de kans op golfoverslag dusdanig groot dat voor macrostabiliteit en golfoverslag (net) niet meer wordt voldaan aan de maximaal toelaatbare kans.
- De voorlanden voor de Lauwersmeerdijk zijn stabiel. De kans op afschuiving (VLAf), golfafslag (VLGA) en zettingsvloeiing (VLZV) is verwaarloosbaar.

- Het veiligheidsoordeel van de grasbekleding bepaald wordt door graserosie (GEKB en GEBU). De Lauwersmeerdijk voldoet voor afschuiving van de grasmat (GABI en GABU) bijna overal tot 2075 aan de max. toelaatbare kans.
- De gasleidingen van de NAM en van Enexis voldoen aan de gestelde eisen.

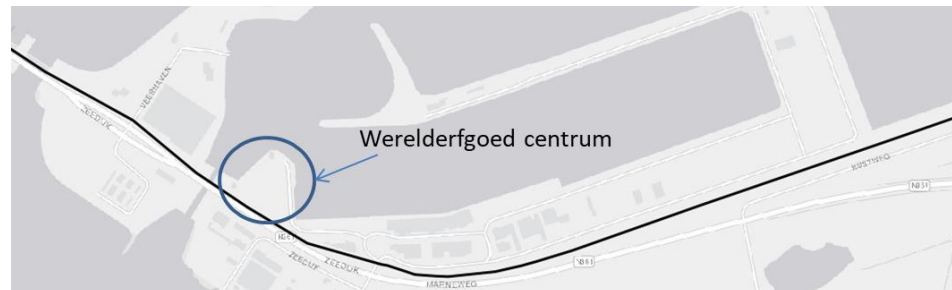
## 5.1

### Werelderfgoed centrum

Het (toekomstige) werelderfgoed centrum is gelegen in de haven van Lauwersoog (zie Figuur 126). Op deze locatie geldt het volgende veiligheidsoordeel:

- De bekleding op het binnentalud en het buitentalud van de dijk voldoet in de huidige situatie (peildatum 1 jan. 2023) niet aan de maximaal toelaatbare overstromingskansen. Aan de binnenzijde is geen kleibekleding aanwezig waardoor de overslagbestendigheid van de dijk slecht is. De buitenbekleding bestaat uit klinkers op zand onder een steil talud van 1 op 2. Zo snel sprake is van enige golfaanval op het buitentalud, falen de klinkers
- De buitenwaartse stabiliteit (STBU) voldoet in de huidige situatie niet aan de maximaal toelaatbare overstromingskansen en in de toekomst dus zeker niet.

*Figuur 126  
Locatie  
werelderfgoed*



## 5.2

### Vierhuizergat

Het Vierhuizergat is een getijdengeul net ten oosten van de kop van de Lauwersmeerdijk (Figuur 127). De stabiliteit van het Vierhuizergat is beoordeeld, omdat deze dienst doet als voorland van de Lauwersmeerdijk. Bij falen van het voorland kan de standzekerheid van de Lauwersmeerdijk zelf mogelijk in gevaar komen. Specifiek bij het Vierhuizergat geldt het volgende veiligheidsoordeel:

- Het Vierhuizergat voldoet in ieder geval tot 2075 aan de maximaal toelaatbare overstromingskansen voor golfafslag (VLGA), afschuiving (VLAF) en zettingsvloeiing (VLZV). De faalkans is verwaarloosbaar klein.
- Op de Lauwersmeerdijk bij het Vierhuizergat voldoen de koperslablokken bij de buitenteen van de dijk en de betonblokken en klinkers boven het asfalt (ZST) in de huidige situatie niet aan de maximaal toelaatbare overstromingskansen. Ditzelfde geldt voor buitenwaartse stabiliteit (STBU).

Als laatste voldoet piping (STPH) niet aan de gestelde eisen omdat de geul het voorland doorsnijdt en daarmee de kwelweg daardoor korter is.

- Op de Lauwersmeerdijk bij het Vierhuizergat voldoet de binnenwaartse stabiliteit (STBI), de grasbekleding op het buitentalud (GEBU) en de huidige kruinhoogte (GEKB) in de huidige situatie wel aan de maximaal toelaatbare overstromingskans. In 2075 voldoen deze faalmechanismen niet meer aan de maximaal toelaatbare overstromingskans.

*Figuur 127  
Ligging  
Vierhuizergat*



### 5.3

## Havendam

De beoordeling laat zien dat de faalkans van de havendam relatief groot is, tussen de 1/30 tot 1/100 per jaar. Deze faalkans is significant groter dan de faalkans van de achterliggende primaire kering. Tijdens maatgevende omstandigheden voor de primaire kering is falen van (of significante schade aan) de havendam daarom waarschijnlijk.

Door de hoge ligging leveren de havenkades de belangrijkste bijdrage aan de golfreductie. De invloed van het falen van de havendam op de hydraulische belasting is minder groot, maar wel aanwezig. De faalkans voor GEKB is zonder de havendam een factor 3 groter. Voor GEBU is de resulterende beoordelingscategorie direct achter de havendam in 2075 zonder havendam twee klassen lager. In de huidige situatie heeft de havendam geen invloed op het beoordelingsresultaat van ZST. Dit omdat met havendam al sprake is van de laagste beoordelingsklasse.

Ondanks de invloed op de hydraulische belasting is de havendam (en de faalkans daarvan) in de huidige situatie niet van invloed op de veiligheidsscope voor de verkenningsfase van het HWBP project. Dit omdat ook met de aanwezigheid van de havendam de primaire kering op de verschillende (directe) mechanismen wordt afgekeurd.

### 5.4

## Conclusies per beoordelingsspoor

In deze paragraaf zijn de conclusies per beoordelingsspoor weergegeven. Omdat deze veiligheidsbeoordeling dient om de scope voor de verkenningsfase van het HWBP project vast te stellen staan de volgende twee vragen centraal:

- Is in de huidige situatie (peildatum 1 jan. 2023) sprake van een waterveiligheidsopgave? Oftewel, wordt voldaan aan de maximaal toelaatbare overstromingskans?

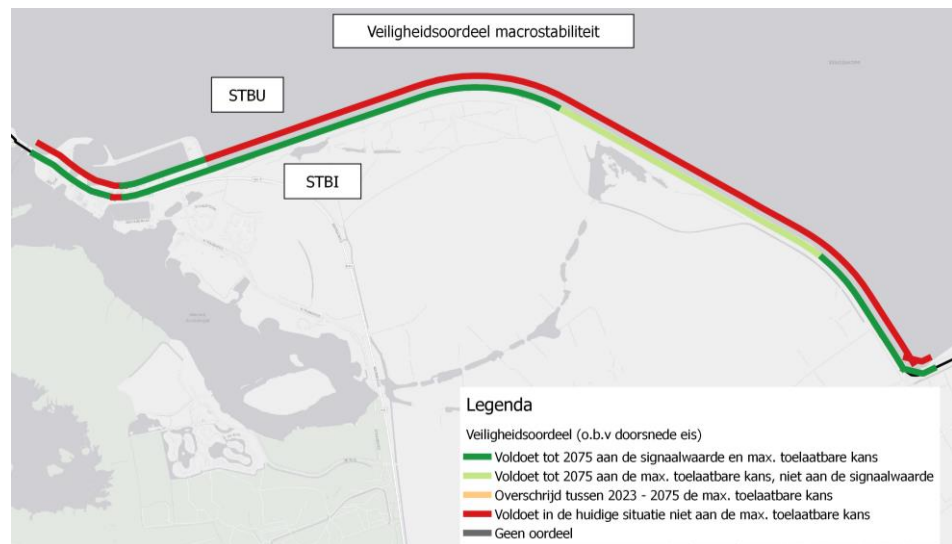
- Als op dit moment geen sprake is van een waterveiligheidsopgave, ontstaat tijdens de levensduur van het HWBP project een veiligheidsopgave? Oftewel, wordt in 2075 nog voldaan aan de maximaal toelaatbare overstromingskans?

In Hoofdstuk 3 is het veiligheidsoordeel bij zowel de maximaal toelaatbare kans en de signaalwaarde voor verschillende zichtjaren beschreven (o.a. 2023, 2050, 2075 en 2100)

**STBI:** Zowel in de huidige situatie als in de toekomst voldoet het grootste deel van de Lauwersmeerdijk voor de binnenwaartse stabiliteit. Bij de binnenhaven, bij dijkpaal 89.9) is lokaal sprake van een opgave. Door het steile binnentalud is onvoldoende weerstand tegen afschuiven aanwezig.

Langs het grootste deel van het traject vindt (bij de huidige kruinhoogte) significante golfoverslag plaats. Bij dijkpaal 83.3 is de controle op macrostabiliteit in combinatie met significante golfoverslag uitgevoerd. Hieruit blijkt dat de stijghoogte onder de kleibekleding niet hoger kan worden dan NAP +4,42 m. Bij hogere waterstanden gaat de kleibekleding namelijk opbarsten en zal deze opgebarsten zone als drainage fungeren. Hierdoor wordt in 2023 voor macrostabiliteit en golfoverslag voldaan aan de signaalwaarde. Door klimaatverandering neemt de kans op golfoverslag toe, hierdoor wordt de eis voor macrostabiliteit en golfoverslag strenger. Op delen van de Lauwersmeerdijk is rond 2075 de kans op golfoverslag dusdanig groot dat voor macrostabiliteit en golfoverslag (net) niet meer wordt voldaan aan de maximaal toelaatbare kans.

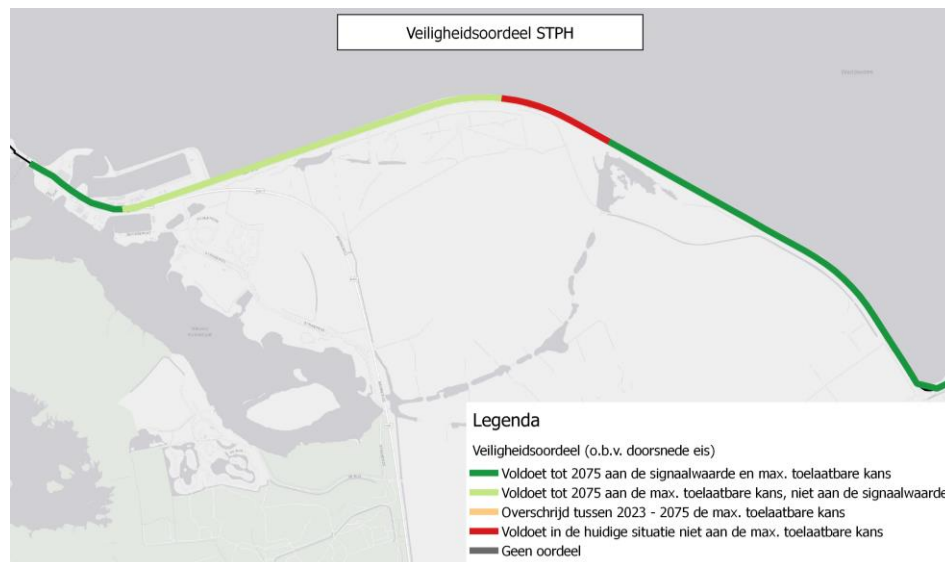
*Figuur 128  
Veiligheidsoordeel  
STBU (bovenste lijn)  
en STBI (onderste  
lijn)*



**STBU:** In de huidige situatie voldoet de Lauwersmeerdijk alleen tussen dijkpaal 89.1 – 89.9 aan de gestelde eisen voor STBU, dit is in het oostelijk deel van de haven van Lauwersoog. Hier wordt tot na 2075 voldaan aan de maximaal toelaatbare kans. Alle overige delen van de Lauwersmeerdijk voldoen in de huidige situatie niet aan de maximaal toelaatbare overstromingskans.

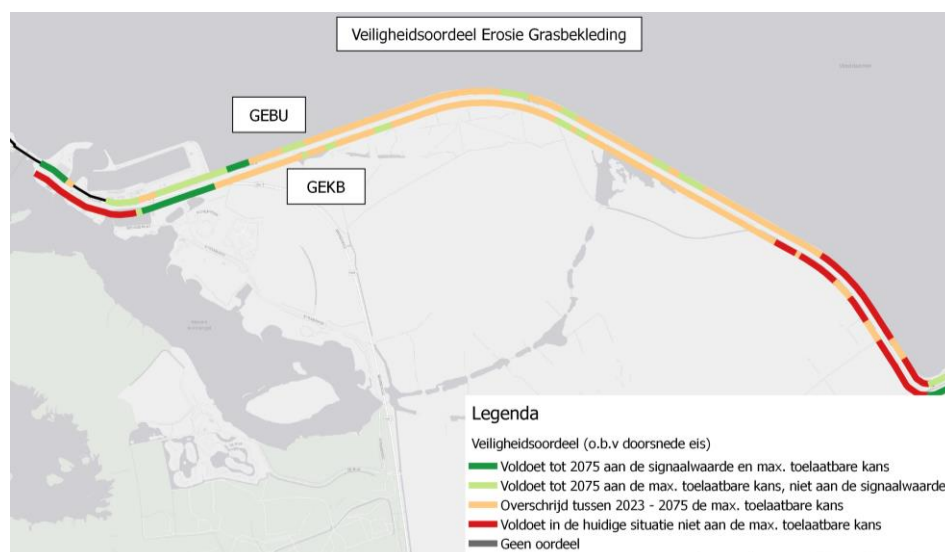
**STPH:** Bijna het gehele traject voldoet in ieder geval tot 2075 aan de maximaal toelaatbare overstromingskans. De getijdenafzettingen en de bijbehorende gelaagdheid van de ondergrond in combinatie met de aanwezig kwelers is hiervoor de belangrijkste reden. Bij het Vierhuizergat is geen voorland aanwezig. Het intredepunt ligt hier aan de buitenteen van de dijk en is de aanwezige kwelweg significant kleiner. Dit vak voldoet daarom in de huidige situatie niet aan de maximaal toelaatbare kans.

*Figuur 129  
Veiligheidsoordeel  
piping*



**GEKB:** In de huidige situatie concentreert de opgave zich binnen het westelijk deel van de haven van Lauwersoog en op het oostelijk deel van het traject. In de haven ontbreekt de kleibekleding aan de binnenzijde (dijkpaal 90.9 t/m 89.9). De overslagbestendigheid is hier laag. Op het oostelijk deel van de Lauwersmeerdijk is de kering te laag. Alleen binnen het oostelijk deel van de haven van Lauwersoog is tot 2075 geen sprake van een hoogteopgave. Voor het overgrote deel van de Lauwermeersdijk ontstaat voor 2075 een hoogteopgave (uitgaande van de max. toelaatbare kans en een toegestaan overslagdebiet van 10 l/s/m).

*Figuur 130  
Veiligheidsoordeel  
GEBU (bovenste lijn)  
en GEKB (onderste  
lijn)*

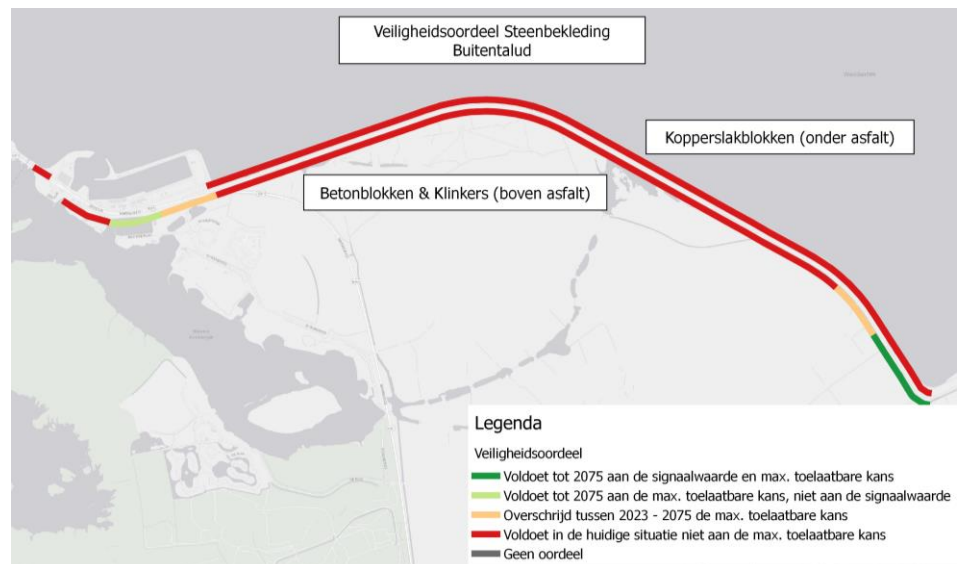




**GEBU:** Op de meeste locaties voldoet de grasbekleding op het buitentalud aan de max. toelaatbare overstromingskans. Alleen tussen dijkpaal 82.0 en 83.7 wordt in de huidige situatie niet voldaan aan de maximaal toelaatbare overstromingskans. Voor het grootste deel van de locaties ligt de overgang naar de grasbekleding te laag op het talud om tot 2075 te voldoen aan de max. toelaatbare kans.

**ZST:** Vanwege onjuistheden in Steentoets betreft onderstaand oordeel een voorlopig veiligheidsoordeel. De koperslablokken voldoen in de huidige situatie nergens aan de max. toelaatbare overstromingskans. Hetzelfde geldt voor het grootste deel van de betonblokken en klinkers. Alleen in de haven en tussen dijkpaal 82.0 – 83.0 voldoen de betonblokken en klinkers in de huidige situatie wel aan de maximaal toelaatbare kans (peildatum 1 jan. 2023). In 2075 voldoet het meeste oostelijke en westelijke deel (89.7 – 89.9 en 82.0 – 82.6) nog aan de max. toelaatbare kans.

*Figuur 131  
Veiligheidsoordeel  
ZST,  
koperslablokken  
(bovenste lijn) en  
betonblokken &  
klinkers (onderste  
lijn)*



**GABI:** Het grootste deel van de Lauwersmeerdijk voldoet tot 2075 in ieder geval aan de max. toelaatbare kans. Met name op het meest oostelijke deel van het traject bevinden zich enkele locaties die nu nog wel voldoen aan de maximaal toelaatbare kans, maar in 2075 niet meer.

**GABU:** De Lauwersmeerdijk voldoet voor GABU tot 2075 altijd aan de max. toelaatbare kans. Uitgezonderd dijkpaal 82.7 wordt ook tot 2075 voldaan aan de signaalwaarde van de norm.

**VLGA, VLAF, VLZV:** Voor de Lauwersmeerdijk is de faalkans in ieder geval tot 2075 verwaarloosbaar klein. Tussen dijkpaal 87.9 en 88.4 zijn geen voorlandlodingen beschikbaar. Daarom is er geen oordeel toegekend.

**Kabels en Leidingen:** De gasleiding van de NAM en van Enexis voldoen aan de gestelde eisen. Waterschap Noorderzijlvest is in overleg met het waterleidingbedrijf in gesprek over de aanwezig waterleiding. Deze heeft daarom geen oordeel.

## 6 Reflecties en aanbevelingen

- **Werelderfgoed centrum:** Om de opgave nabij het werelderfgoed centrum beter in beeld te krijgen moet een detailanalyse uitgevoerd worden. De toegepaste golfmodellen hebben namelijk onvoldoende detail om de combinatie van complexe hydraulische belastingen (ligging achter de havendammen) en de sterk variërende geometrie (ter plaatse en ten oosten van de Robbengatsluis) in detail mee te nemen. Focus in deze analyse op de bekledingsmechanismen (GEKB, GEBU, ZST). Dit kan door de gedetailleerde methode voor het bepalen van golfrandvoorwaarden in havenbekkens toe te passen. Het gebruik van het model SWASH wordt aanbevolen.
- **Havendam:** We raden aan de havendam te beschouwen in de verkenningsfase van het HWBP project Lauwersmeerdijk vanwege de directe relatie tussen de hydraulische belasting op de Lauwersmeerdijk en de aanwezigheid van de havendam. Dit komt het sterkste tot uiting bij het faalmechanisme GEKB (de hoogteopgave).
- **STBI:** We raden aan de beoordeling voor macrostabiliteit binnenwaarts in combinatie met significante golfoverslag uit voor het hele traject. Langs het grootste deel van het traject vindt (bij de huidige kruinhoogte) namelijk significante golfoverslag plaats. De controle bij dijkpaal 83.3 laat zien dat de stabiliteit bij significante golfoverslag in 2075 (net) niet meer voldoet aan de maximaal toelaatbare overstromingskans.
- **STBI en GEKB:** In 2075 wordt de kans op golfoverslag dusdanig dat niet meer wordt voldaan aan de maximaal toelaatbare kans. Op hetzelfde deel van de Lauwersmeerdijk is sprake van een hoogteopgave. We raden aan STBI en golfoverslag in de verkenning van het HWBP project mee te nemen door te focussen op reductie van het overslagdebiet. Bij oplossing van de hoogteopgave wordt (met een zekerheid grenzende waarschijnlijkheid) dan voor STBI en golfoverslag voldaan aan de eisen. In geval de ontwerphoogte in 2075 gelijk wordt aan het HBN bij 10 l/s/m is laten zien dat (ruim) wordt voldaan aan de max. toelaatbare kans. Dit dient op basis van het uiteindelijke ontwerp gecontroleerd te worden.
- **STBU:** Het veiligheidsoordeel is tot stand gekomen op basis van een streng criterium voor het maatgevend glijvlak en een zanddijk die grotendeels verzadigd is. We raden aan te verkennen of het mogelijk is om deze uitgangspunten onderbouwd te versoepelen. Dit door peilbuizen te plaatsen en extra informatie over de val naar laagwater te verzamelen. Het beoordelingsresultaat is namelijk erg gevoelig voor de ligging van de freatische lijn. Daarnaast raden we aan de opgave voor STBU integraal te

bekijken met de opgave voor de bekleding van het buitentalud. De fundering van een steenbekleding kan namelijk extra sterkte toevoegen.

- **STPH:** Door het ontbreken van het voorland is de Lauwersmeerdijk bij het Vierhuizergat duidelijk het gevoeligst voor piping. De afstand tot de norm is een factor 3-10. We raden aan peilbuizen te plaatsen en de respons te meten ter plaatse van het Vierhuizergat. Daarnaast raden we om te verkennen of op basis van een tijdsafhankelijke benadering of anisotropie tot een voldoende oordeel kan worden gekomen. Wanneer de opgave gemakkelijk meegekoppeld kan worden in het HWBP project, raden we aan dit deel op te nemen in de scope van het project (dit deel blijft namelijk de zwakste schakel voor het mechanisme piping en het gebied is slecht inspecteerbaar tijdens hoogwater).
- **ZST:** Tijdens de beoordeling zijn onjuistheden geconstateerd in de software (Steentoets). We raden aan de beoordeling te herzien wanneer zeker is dat Steentoets geen onjuistheden meer bevat en/of bij de start van het ontwerp stil te staan bij deze onjuistheden.
- **ZST:** Uit de voorlopig resultaten blijkt dat sommige delen van de steenbekleding niet bestand zijn tegen een belasting van 1/33 per jaar (vooral de koperslakblokken). Bij deze faalkans zou historische schade bekend moeten zijn. We raden aan bij het ontwerp van de steenbekleding een reality check te doen op de uitkomsten zodat een eventuele nieuw te ontwerpen steenbekleding niet overmatig zwaar wordt aangelegd.
- **GEKB:** Voor locaties waar dijkverhoging niet wenselijk of ruimtelijk lastig inpasbaar is, raden we aan de hoogteopgave integraal te verkennen met de opgave op het buitentalud en een hoger kritiek overslagdebiet te overwegen. Op deze manier valt de hoogteopgave niet meer binnen de scope van het HWBP project. Als een hoger overslagdebiet wordt toegestaan raden we aan te onderzoeken of op de locaties wordt voldaan aan de toepassingsvoorwaarden om dit hogere overslagdebiet toe te staan.
- **GABI:** De locaties waar GABI niet voldoet aan de maximaal toelaatbare kans komen overeen met de locaties met een hoogteopgave (GABI voldoet niet op een kleiner deel van de Lauwersmeerdijk). Het is waarschijnlijk dat de opgave voor GABI wordt opgelost als de hoeveelheid overslag wordt verlaagd (door bijv. kruinverhoging of verruwing van het buitentalud). Daarmee wordt de hoeveelheid golfoverslag verminderd. We raden daarom aan om GABI vooralsnog geen onderdeel uit te laten maken van het HWBP project.

# 7 Referenties

**Arcadis (2018a)**

Onderzoek Analyse Peilbuismetingen Lauwersmeerdijk. S. Huizer. Arcadis, 13 april 2018.

**Arcadis (2018b)**

Onderzoek MHW-situatie Lauwersmeerdijk. S. Huizer. Arcadis, 15 mei 2018.

**Deltares (2017)**

Hydraulische belastingen Kust, Wettelijk beoordelingsinstrumentarium 2017. [https://www.helpdeskwater.nl/publish/pages/132669/1230087-002-hye-0001-v4-r-hydraulische\\_belastingen\\_kust\\_def3.pdf](https://www.helpdeskwater.nl/publish/pages/132669/1230087-002-hye-0001-v4-r-hydraulische_belastingen_kust_def3.pdf)

**Deltares (2017a)**

Handleiding Steentoets v17.1.1.1, Deltares, mei 2017

**Deltares, (2015)**

WTI 2017: Handleiding lokaal schematiseren met WTI-SOS. [https://www.helpdeskwater.nl/publish/pages/132668/1209432-004-geo-0002-v2-r-handleiding\\_lokaal\\_schematiseren\\_met\\_wti-sos-generale\\_repetitie.pdf](https://www.helpdeskwater.nl/publish/pages/132668/1209432-004-geo-0002-v2-r-handleiding_lokaal_schematiseren_met_wti-sos-generale_repetitie.pdf).

**HHNK (2017)**

Verslag expertsessie macrostabiliteit BalgzanddijkAmsteldiepdijk, 12 september 2017.

**HKV (2018)**

POV Waddenzeedijken. Onderzoek Geulmanagement, Fase B2. S. Ouwerkerk, juli 2018. Projectnummer PR3744.10

**HKV (2018b)**

Beoordelingsstrategie Lauwersmeerdijk-Vierhuizergat, HKV/Infram/Tauw, 2018

**HKV (2017)**

Hydraulische Belastingen Havens – Gebruikershandleiding en Methode. HKV/Aktis Hydraulics, Januari 2018

**KPR (2017)**

Voorlopige werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag OI2014v4, 14 maart 2017

**MUG (2018)**

Digital Terrain Model (DTM), MUG Ingenieursbureau, maart 2018

**NZV (2018a)**

Bodemdaling toegeleverd door het projectteam regionale keringen Lauwersmeerdijk. Bodemdaling door gaswinning afkomstig van: <http://www.commissiebodemdaling.nl/bodemdaling/prognose/>

**NZV (2018b)**

E-mail: "Gegevens steenzetting LMD" waarin zetsteen liggend boven het asfalt wordt beschreven door M. Arends, 21 februari 2018.

**NZV (2018c)**

Polderpeilen thv Lauwersmeerdijk, 8 maart 2018.

**NZV (2018d)**

Eigenschappen steenbekleding o.b.v. inventarisatie NZV op 19 juni 2018. Toelevering per e-mail door Bert de Wolff, 26 juli 2018, 16:08.

**RWS (1967)**

Aanlegtekeningen Lauwerszeewerken.

**RWS - WSW-SBB (2013)**

Hydrografie Waddenzee - Friesche Zeegat.

**RWS -WVL (2017a)**

Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage III Sterkte en veiligheid.

**RWS -WVL (2017b)**

Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage I Procedure.

**RWS -WVL (2017c)**

Schematiseringshandleiding piping, WBI 2017. 2 januari 2017.

**RWS - WVL (2017d)**

Handreiking ontwerpen met overstromingskansen. Veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskansnormen – OI2014 versie 4. RWS - WVL, februari 2017.

**RWS - WVL (2016a)**

Schematiseringshandleiding Grasbekleding, RWS - WVL, 1 december 2016

**RWS - WVL (2016b)**

Schematiseringshandleiding Hoogte, RWS - WVL, 1 december 2016

**RWS - WVL (2016c)**

Schematiseringshandleiding Grasbekleding, RWS - WVL, 1 december 2016

**RWS -WVL (2016d)**

Schematiseringshandleiding macrostabiliteit, WBI 2017. 1 december 2016.

**RWS –WVL (2016e)**

Schematiseringshandleiding afschuiven voorlanden, WBI 2017. 1 december 2016.

**RWS –WVL (2016f)**

Schematiseringshandleiding zettingsvloeiing, WBI 2017. 1 december 2016.

**RWS –WVL (2016g)**

Schematiseringshandleiding hydraulische condities bij dijkteen, WBI 2017. 1 december 2016.

**RWS –WVL (2012)**

Handreiking jtoetsen grasbekleding op dijken t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel in de verlengde derde toetsronde, RWS – WVL. 25-10-2012.

**RWS –WVL (2013)**

Kenmerkende waarden Lauwersoog. RWS – WVL, 2013  
[https://staticresources.rijkswaterstaat.nl/binaries/Kenmerkende%20waarden%20getijgebied%202011\\_tcm21-97249.pdf](https://staticresources.rijkswaterstaat.nl/binaries/Kenmerkende%20waarden%20getijgebied%202011_tcm21-97249.pdf)

**TAW (2004)**

Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken (TRWD). Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), september 2004.

**Van Bree, Bob (2018)**

WBI-beoordeling kunstwerken Cleveringsluizen en Robbengatsluis. WBI-beoordeling in het kader van de vierde wettelijke beoordelingsronde. Bob van Bree, juni 2018.

**Wiertsema & Partners (2018)**

Geotechnisch onderzoek, dijkverbetering lauwersmeerdijk-Vierhuizergat te lauwersoog. VN-68912-1, 26 januari 2018.

## A

### Afkortingen

In de veiligheidsbeoordeling zijn de volgende afkortingen voor de beoordelingssporen gebruikt

GABI	Gras Afschuiven Binnentalud
GABU	Gras Afschuiven Buitentalud
GEBU	Gras Erosie Buitentalud
GEKB	Gras Erosie Kruin Binnentalud
STBI	Stabiliteit Binnenwaarts
STBU	Stabiliteit Buitenwaarts
STPH	Piping
VLAF	Afschuiving voorland
VLGA	Golfafslag voorland
VLZV	Zettingsvloeiing voorland
ZST	Stabiliteit Steenzetting
NWO	Niet Waterkerende Objecten

Daarnaast de volgende afkortingen:

NZV	Waterschap Noorderzijlvest
SOS	Stochastische Ondergrond Schematisatie
WBI	Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium
HWBP	Hoogwaterbeschermingsprogramma







**C**

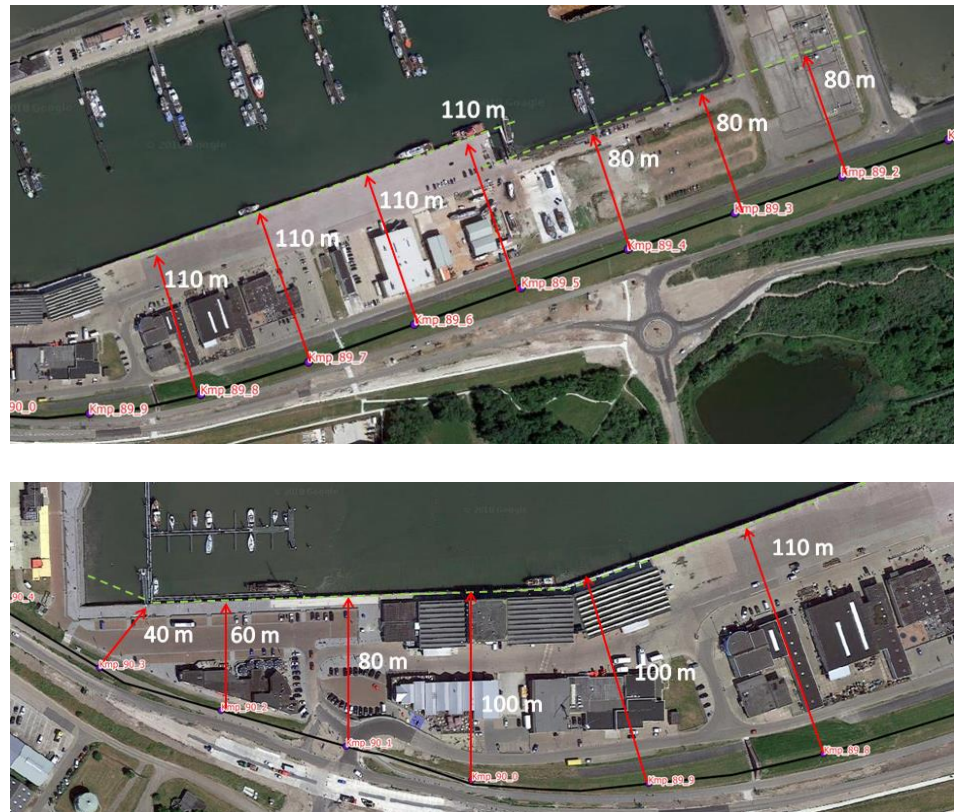
**Schematisering havenprofielen**

In deze bijlage zijn de voorlandschematisaties in de haven weergegeven. Deze schematisaties zijn gebruikt in de haven varianten 1 en 3. In variant 2 (geen haven aanwezig) is geen voorland maar een golf brekende berm geschematiseerd.

**C.1**

**Voorlanden**

*Figuur 132  
Voorlanden haven  
dijkpalen 90.9 tot  
89.2*

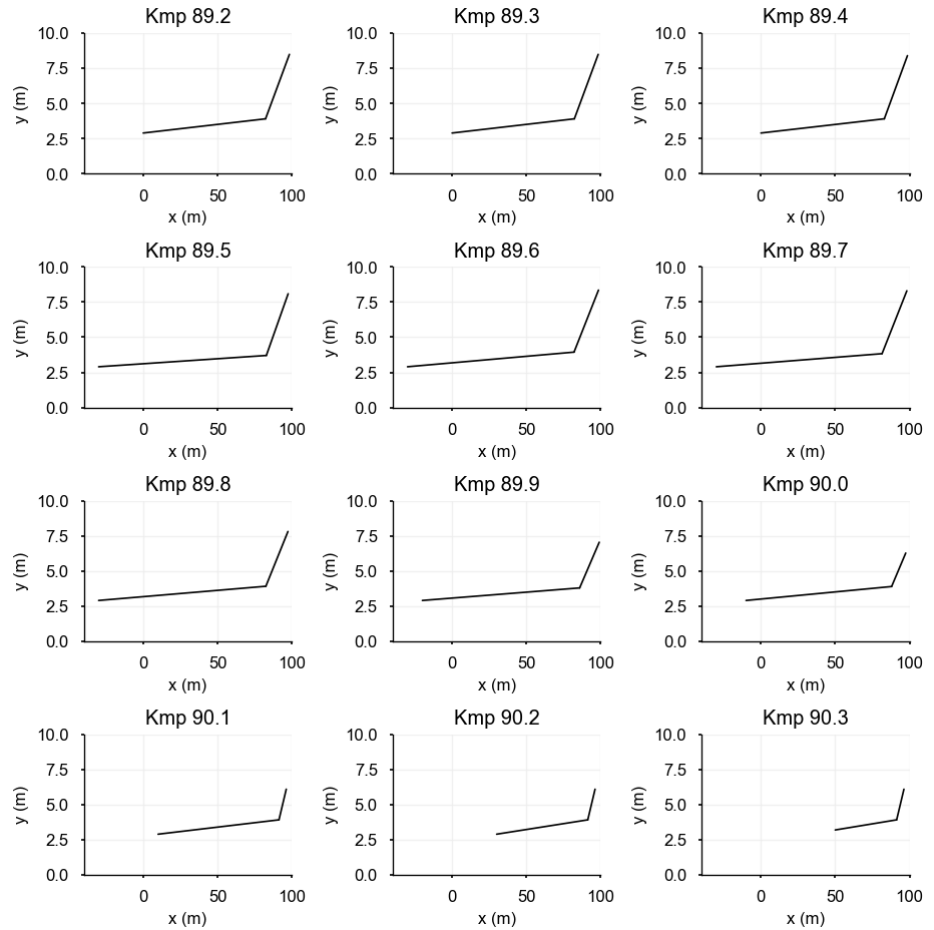


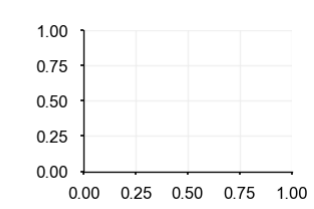
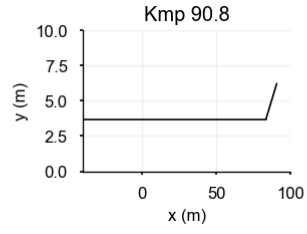
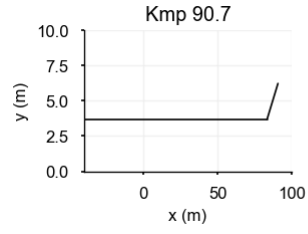
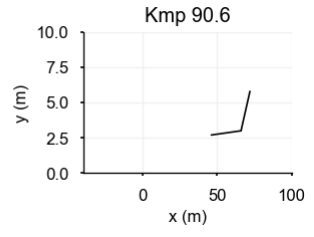
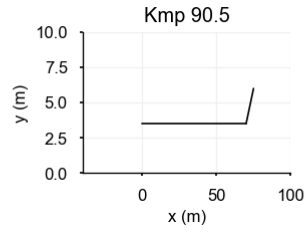
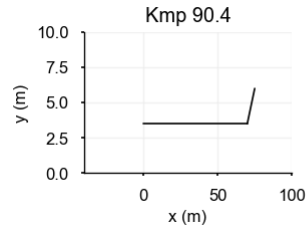


C.2

Profielen

*Figuur 133  
Zijaanzichten van de  
profielschematisatie  
in de haven*







## D

### Duiding HBN traject 6-5

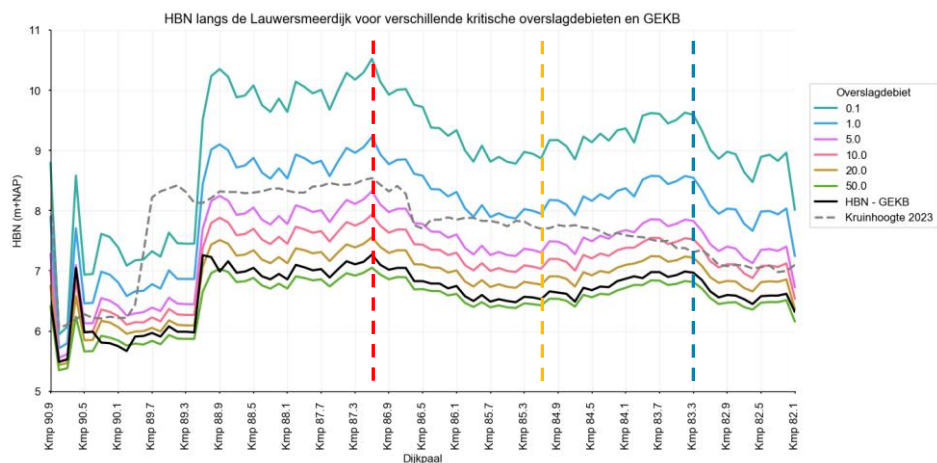
Project	:	Beoordeling Lauwersmeerdijk en Vierhuizergat
Datum	:	5 april 2018
Onderwerp	:	HBN verandering oostelijk deel traject 6-5
Van	:	Joost Stenfert, Jan Stijnen en Gerbert Pleijter
Aan	:	Heine van Maar, Bert de Wolff en Martin Arends

Dit memorandum beschrijft het verloop van het hydraulisch belastingniveau (HBN) langs traject 6-5 in het beheergebied van NZV. Bij de analyse van de resultaten hebben we specifiek aandacht voor de dijkstrekkingen met een oostelijke oriëntatie.

Het verloop van het HBN is in onderstaande figuur weergegeven voor verschillende kritieke golfoverslagdebieten. De gekleurde lijnen horen bij een vaste waarde van het kritieke golfoverslagdebiet en zijn bepaald met Hydra-NL. De resultaten in de haven van Lauwersoog (vanaf Kmp 89.2 t/m 90.8) zijn in Hydra-NL bepaald met schematiseringsvariant 1 van de haven. Dat betekent dat beide havendammen zijn meegenomen in de bepaling van de golfcondities in de haven. De zwarte lijn geeft de resultaten voor het HBN uit een GEKB-berekening met Riskeer. In de GEKB-berekening is gebruik gemaakt van de standaard WBI2017-database voor het gehele traject (inclusief de haven).

Ten oosten van Kmp 87.1 (rode verticaal gestreepte lijn) constateren we een afname in het HBN tot ongeveer Kmp 85.6 (gele lijn). Vanaf daar neemt het HBN weer toe. Na Kmp 83.3 (blauwe lijn) neemt het HBN vervolgens weer af richting het oosten. De maatgevende windrichting is voor alle locaties  $330^{\circ}$  N. Daarnaast is windrichting  $300^{\circ}$  N nog een beetje van belang.

*Figuur 134  
Overgangspunten in  
het verloop van het  
HBN*



Merk op dat het verloop van het HBN sterk afhankelijk is van de keuze van het kritieke golfoverslag-debiet. Aangezien voor de beoordeling in 2023 het resultaat uit de GEKB-berekening van Riskeer leidend is, geeft die lijn het meest representatieve verloop van het HBN langs het traject. De vergelijkbare Hydra-NL berekening met een constant overslagdebiet komt overeen met ongeveer 40 l/s/m, zoals blijkt uit bovenstaande figuur.

**Figuur 135**  
 Locaties van de  
 overgangspunten  
 van het HBN



De verwachting is dat een locatie ter plaatse van Kmp 85.6 door zijn oostelijke oriëntatie minder last zou moeten hebben van golven. De maatgevende windsector is  $330^{\circ}$  N, waardoor golven evenwijdig aan de kust lijken binnen te komen. Dit is niet helemaal het geval. De golven draaien wel iets bij, maar veel is het niet als we naar de hoek van golfinval kijken. In de figuur geven de zwarte pijlen de golfrichting aan en de blauwe lijnen de dijknormaal per locatie (zie tabel hieronder voor details).

Het is logisch dat de maatgevende windrichting  $330^{\circ}$  N is, zelfs bij flauw invallende golven, immers:

- bij deze windrichting (en nog westelijkere windrichtingen) is sprake van de meeste windopzet. Dit is goed terug te zien in de toename van de maatgevende waterstanden langs dit traject.
- bij oostelijke windrichtingen is sprake van directere golfinval (en daarmee golfoverslag), de windopzet neemt echter sterk af. Mogelijk is bij deze richtingen zelfs sprake van afwaaiing;
- bij wind met richting  $300^{\circ}$  N zijn beide aspecten terug te vinden. Bij westelijkere richtingen neemt de overslag door golven snel af, bij oostelijke richtingen neemt de windopzet snel af.

Door in de detailresultaten van de Hydra-berekeningen te kijken (illustratiepunten), kunnen we vaststellen wat de hoek van golfinval is onder maatgevende condities (zie onderstaande tabel). De golven vallen op het oostelijk georiënteerde deel dus binnen onder een hoek van ongeveer 60 graden.

**Tabel 74**  
 Dijknormalen van de  
 dijkpalen

Dijklocatie	Dijknormaal [ $^{\circ}$ t.o.v. N]	Golfrichting [ $^{\circ}$ t.o.v. N]
Kmp 87.1	342	323
Kmp 85.6	29	335
Kmp 83.3	39	333

De golfgegevens die als invoer dienen voor de Hydra-modellen zijn bepaald met het numerieke golfmodel SWAN. Dit is een geavanceerd golfgroei-model dat binnen het kader van het WBI de standaard is om golven te modelleren. Het onderzoeken van de details over de door dit model berekende golfgroei valt buiten de huidige projectscope.

Tussen de rode en de gele lijn is een duidelijke afname van het HBN te zien. Tussen Kmp 87.1 en Kmp 85.6 zien we een afname in de significante golfhoogte van 2.32 naar 2.16 meter bij een kritiek golfoverslagdebiet van  $q$

= 5 l/s/m. Dit komt rechtstreeks terug in het verloop van het HBN en is dus conform verwachting.

Tussen de gele en de groene lijn neemt het HBN echter weer wat toe met orde 0.8 meter tussen het laagste (gele lijn) en het hoogste punt (groene lijn). Dit lijkt in eerste instantie verrassend, de oriëntatie over dat traject verandert immers niet. Als we kijken naar het verloop van de golfparameters zelf, dan zien we het volgende:

- Na Kmp 85.6 neemt de golfhoogte wat toe richting het oosten van 2.16 tot 2.22 m voor  $q = 5$  l/s/m bij Kmp 83.3. Daarna neemt de golfhoogte weer af (dit komt overeen met het laatste stukje van de kering dat nog verder naar het oosten buigt). Een toename van de golfhoogte zorgt (in combinatie met de waterstand en de golfperiode, zie hieronder) voor een stijging van het HBN.
- Naast de verandering in golfhoogte over dit gedeelte van het traject zien we een toename van de maatgevende waterstanden van ongeveer 0.12 meter. Een (iets) hogere waterstand, zorgt naast een stijging met dezelfde hoeveelheid ook voor (iets) hogere golven, en dus een hoger HBN.
- Bovenstaande twee aspecten zorgen al voor een flinke verhoging van het HBN (orde 0.3 – 0.4 meter bij een kritiek golfoverslagdebiet van 5 l/s/m), maar ze geven nog geen voldoende verklaring. Het blijkt dat met name de verandering in de golfperiode ( $T_m-1,0$ ) van belang zijn. Voor de locaties ter plaatse van de gele, rode en groene lijn is dit respectievelijk 4.9, 4,5 en 5,2 seconde. Met name deze wijzigingen in de periodemaat (orde 10%) werken door in de hydraulische belastingniveaus.

Tot slot merken we op dat het verloop van het HBN over het oostelijke traject beperkt blijft tot orde 0.5 meter bij de GEKB-berekening. Dit komt overeen met de resultaten van een berekening met een constant golfoverslagdebiet van ongeveer 40 l/s/m. De toe- en afnames van de golfparameters volgen direct uit de gehanteerde WBI2017 databases, welke zijn gevuld met SWAN-berekeningen. Op basis van plaatselijke verschillen in de bodemhoogte van het SWAN-model, de meegenomen fysica in de SWAN-modellering voor de golfgroei en de lokale eigenschappen van waterkering zelf (oriëntatie, talud) achten we de berekende HBN's plausibel.





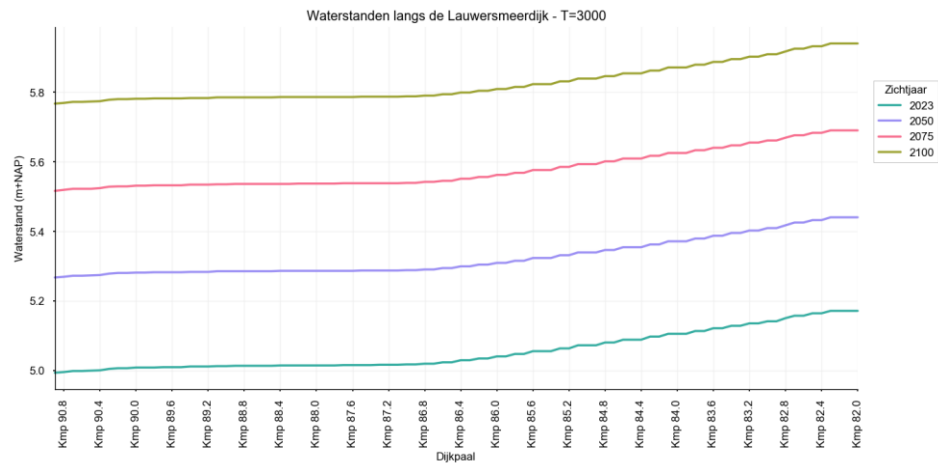
## E

## Hydraulische belastingen bij de signaalwaarde

De bijlage beschrijft de hydraulische belastingen bij de signaalwaarde van de norm. De hydraulische belastingen bij de max. toelaatbare kans zijn weergegeven in paragraaf 2.2.4. De resultaten zijn ook toelicht in paragraaf 2.2.4.

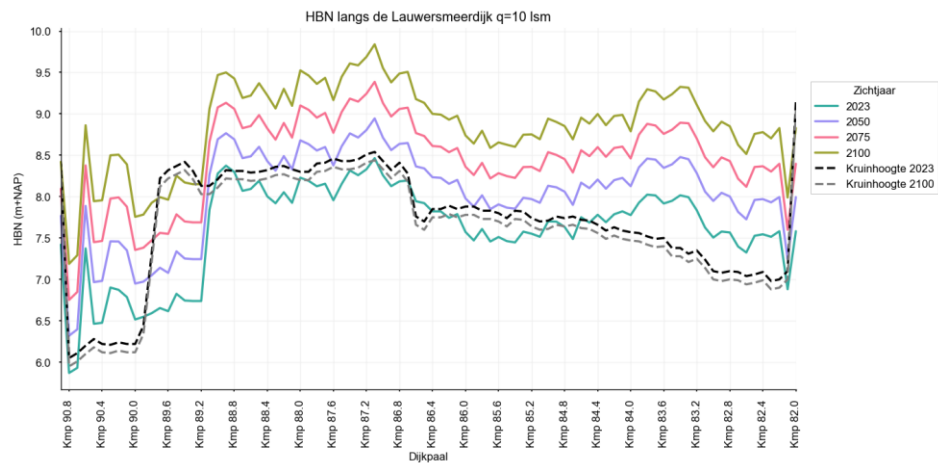
### Waterstand bij de norm

*Figuur 136*  
Waterstand bij de max. toelaatbare overstromingskans (1/3.000 per jaar)

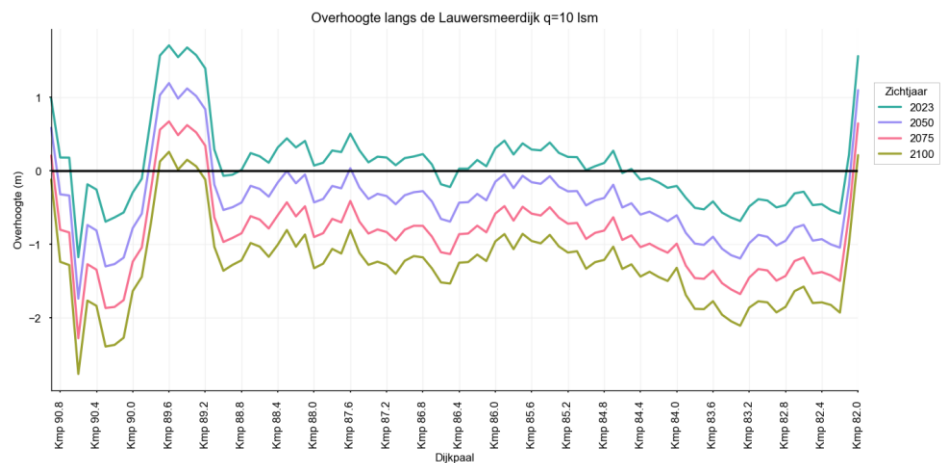


### Hydraulische belasting niveau (HBN) en hoogteopgave

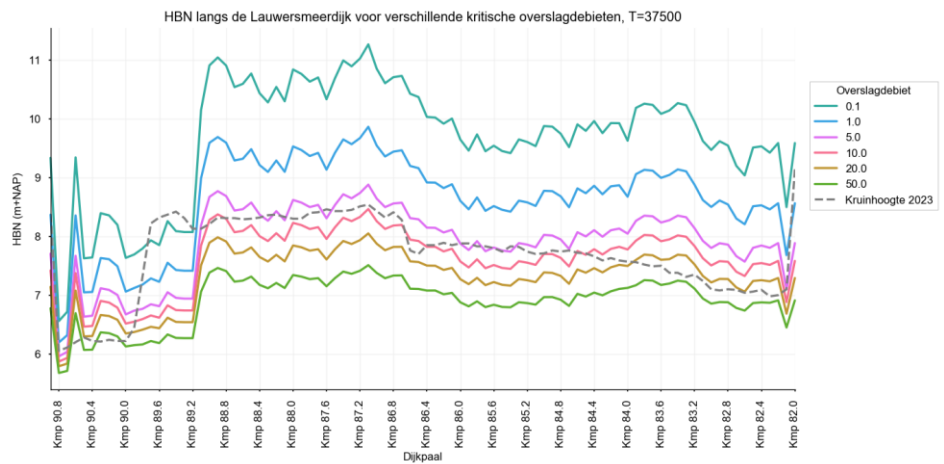
*Figuur 137*  
HBN doorsnede eis behorend bij de signaalwaarde (1/37.500 per jaar) bij  $q = 10 \text{ l/s/m}$  voor verschillende zichtjaren



**Figuur 138**  
*Overhoogte bij de doorsnede eis behorend bij de signaalwaarde (1/37.500 per jaar) bij  $q = 10$  l/s/m voor verschillende zichtjaren*

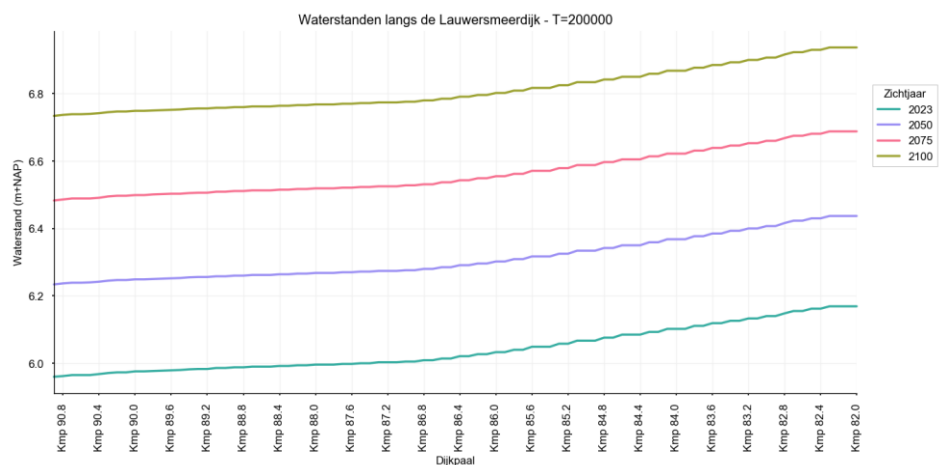


**Figuur 139**  
*HBN bij de doorsnede eis behorend bij de signaalwaarde (1/37.500 per jaar) in 2023 voor verschillende overslagdebieten*



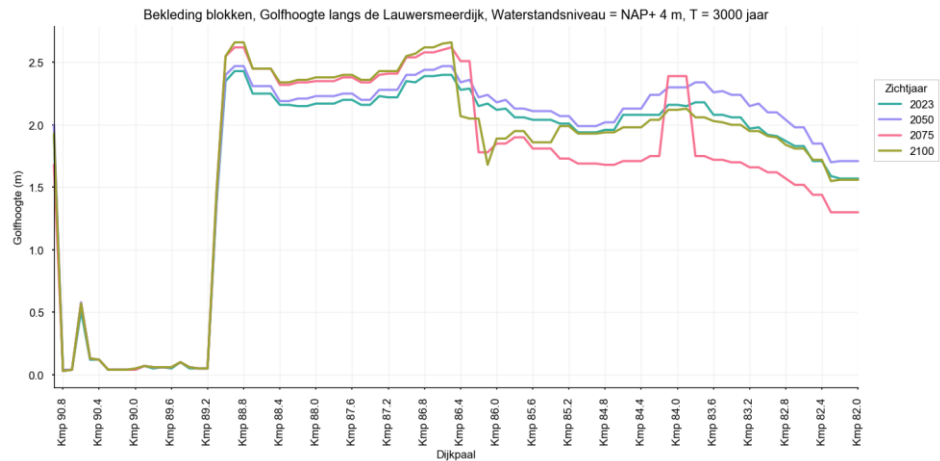
### Waterstand bij doorsnede – eis GEBU

**Figuur 140**  
*Waterstand bij de doorsnede eis van GEBU behorend bij de signaalwaarde (1/200.000 per jaar)*

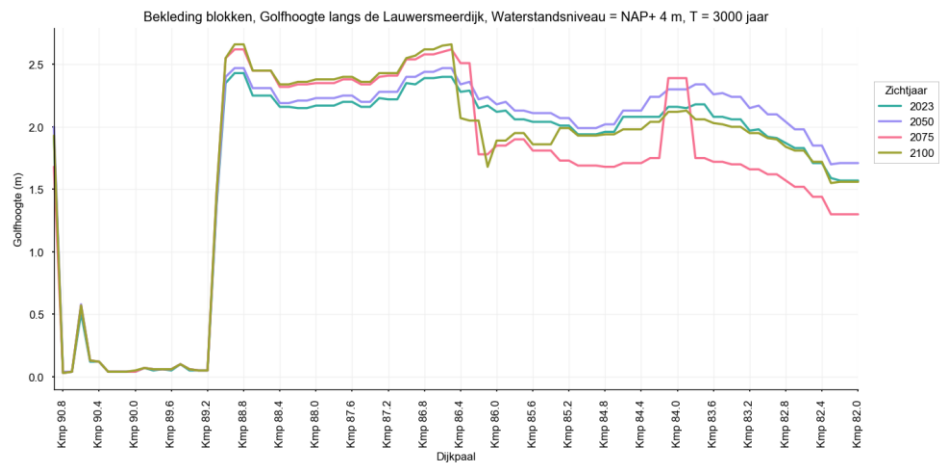


## Golfrandvoorwaarden blokken

**Figuur 141**  
Significante  
golfhoogten voor  
betonblokken bij  
waterstandsniveau  
NAP +4,0 m en de  
signaalwaarde  
(1/3.000 per jaar)

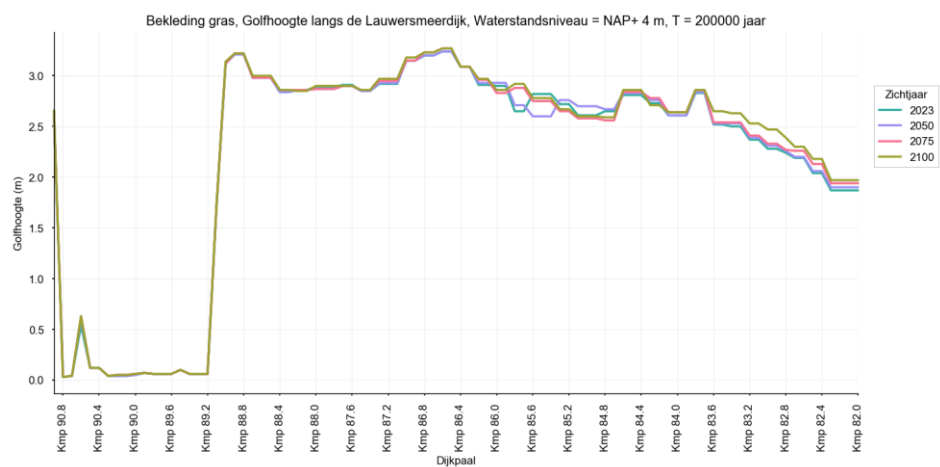


**Figuur 142**  
Piekperioden voor  
betonblokken bij  
waterstandsniveau  
NAP +4,0 m en de  
signaalwaarde  
(1/3.000 per jaar)

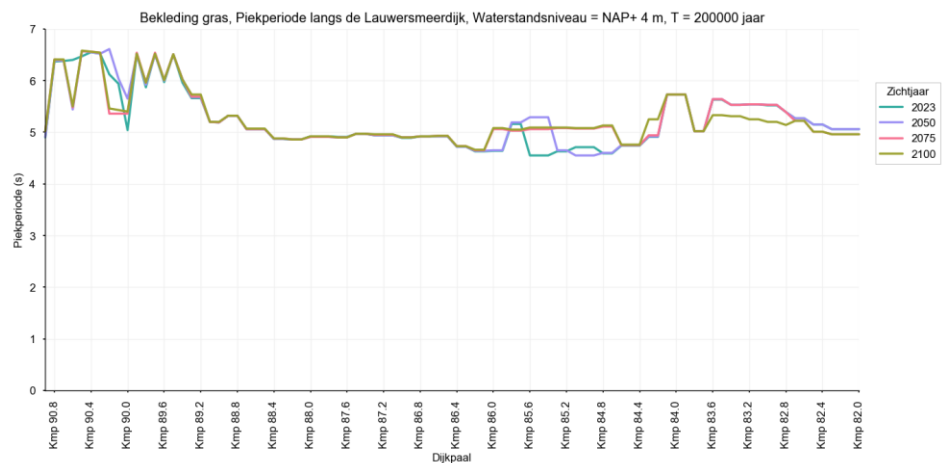


## Golfrandvoorwaarden grasbekleding

**Figuur 143**  
Significante  
golfhoogten voor  
grasbekleding bij  
waterstandsniveau  
NAP +4,0 m en bij  
de doorsnede eis  
o.b.v. de  
signaalwaarde  
(1/200.000 per jaar)

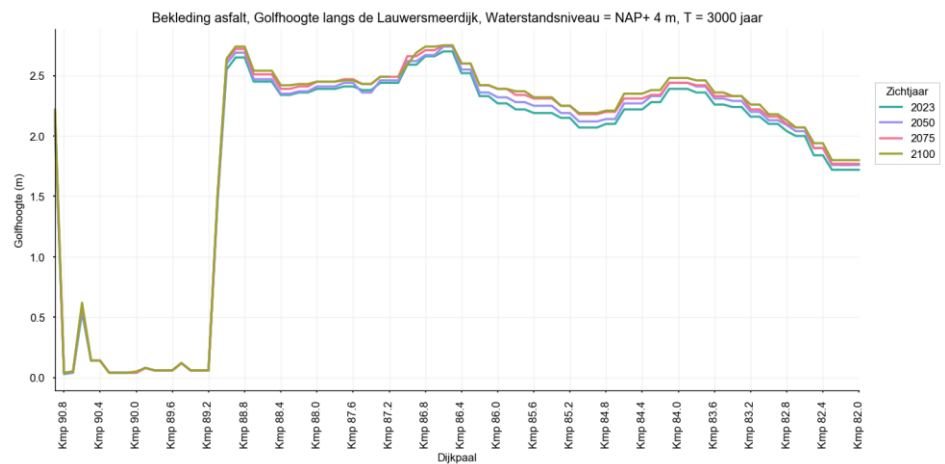


**Figuur 144**  
 Piekperioden voor  
 grasbekleding bij  
 waterstandsniveau  
 NAP +4,0 m en bij  
 de doorsnede eis  
 o.b.v. de  
 signaalwaarde  
 (1/200.000 per jaar)

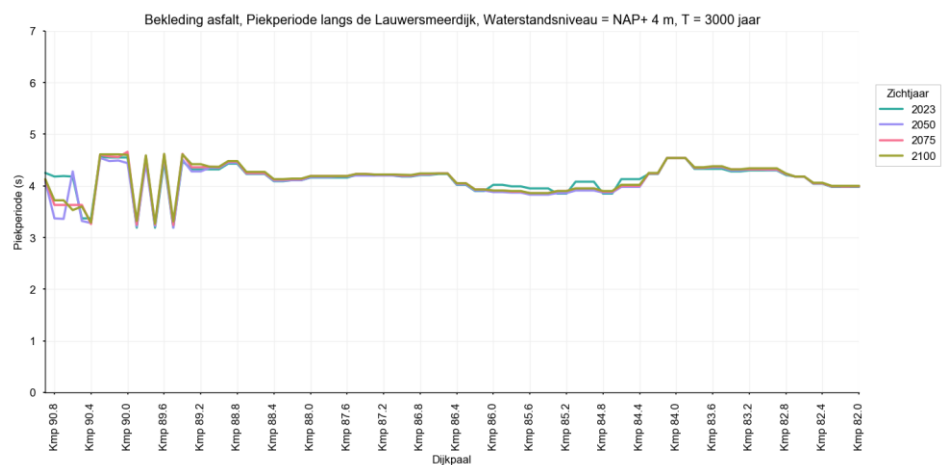


### Golfrandvoorwaarden asfalt

**Figuur 145**  
 Significante  
 golfhoogten voor  
 asfaltbekleding bij  
 waterstandsniveau  
 NAP +4,0 m en  
 signaalwaarde  
 (1/3.000 per jaar)



**Figuur 146**  
 Piekperioden voor  
 asfaltbekleding bij  
 waterstandsniveau  
 NAP +4,0 m en  
 signaalwaarde  
 (1/1.000 per jaar)



F

Faalkans en HBN per dijkpaal

Dijkpaal	Faalkans	HBN (doorsnede-eis=1/12.500) bij probabilistisch overslagdebiet zoals beschreven in de schematiseringhandleiding
82.1	291.000	6.32
82.2	32.800	6.62
82.3	35.100	6.59
82.4	45.600	6.59
82.5	43.600	6.58
82.6	63.500	6.45
82.7	55.400	6.53
82.8	45.500	6.59
82.9	40.100	6.6
83	50.900	6.56
83.1	56.000	6.66
83.2	45.600	6.85
83.3	28.800	6.97
83.4	32.800	6.99
83.5	38.000	6.93
83.6	56.800	6.9
83.7	45.700	6.98
83.8	48.300	6.98
83.9	71.000	6.88
84	89.900	6.91
84.1	84.800	6.87
84.2	102.000	6.83
84.3	119.600	6.73
84.4	114.600	6.74
84.5	156.100	6.68
84.6	140.300	6.72
84.7	330.100	6.49
84.8	185.900	6.62
84.9	173.400	6.64
85	148.000	6.66
85.1	216.700	6.53
85.2	222.200	6.56
85.3	256.700	6.57
85.4	354.800	6.48
85.5	275.600	6.5
85.6	291.700	6.53
85.7	353.000	6.49
85.8	248.700	6.6
85.9	376.400	6.5
86	303.700	6.58
86.1	178.000	6.75
86.2	212.800	6.71
86.3	170.100	6.79
86.4	168.800	6.79
86.5	103.300	6.83
86.6	114.000	6.83
86.7	208.400	7.05
86.8	286.000	7.05
86.9	266.700	7.02
87	254.900	7.1
87.1	205.300	7.27
87.2	257.600	7.15
87.3	264.600	7.11
87.4	226.200	7.16
87.5	316.500	7.03
87.6	552.400	6.89
87.7	307.100	7.03
87.8	322.300	7.01
87.9	219.700	7.06
88	198.300	7.1

88.1	443.700	6.86
88.2	351.300	6.95
88.3	480.500	6.86
88.4	345.500	6.91
88.5	225.900	7.05
88.6	278.300	6.99
88.7	303.000	6.97
88.8	185.900	7.16
88.9	307.900	6.99
89	123.700	7.23
89.1	953.00	7.26
89.2	8.359.100	5.62
89.3	13.579.000	5.62
89.4	17.374.200	5.63
89.5	12.217.200	5.69
89.6	23.232.100	5.56
89.7	16.221.900	5.6
89.8	14.987.00	5.56
89.9	177.000	5.55
90	195.700	5.33
90.1	141.900	5.31
90.2	131.900	5.34
90.3	126.000	5.33
90.4	204.800	5.28
90.5	257.700	5.27
90.6	27.900	5.88
90.7	420.700	5.14
90.8	385.000	5.13
90.9	2.377.500	6.52

G

Grondparameters STBI / STBU





H                      Relevantie van piping (STPH) langs de  
Lauwersmeerdijk



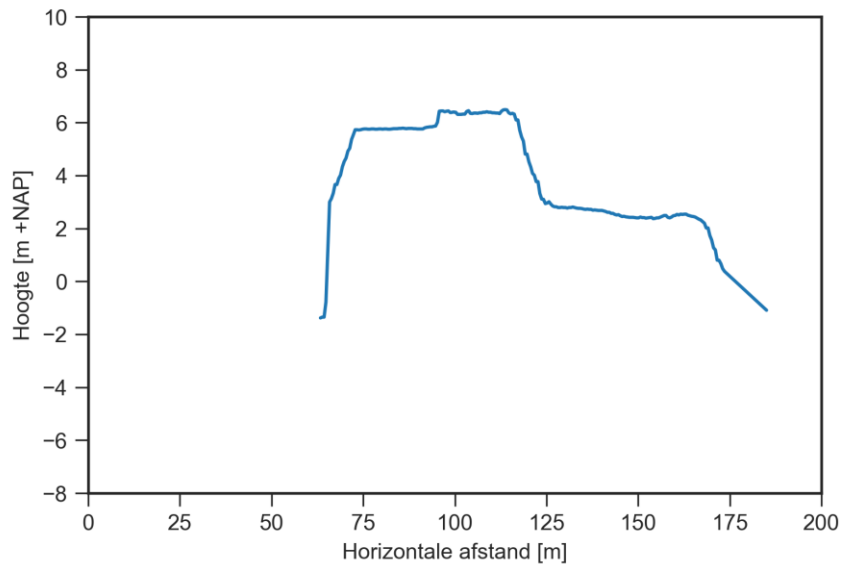
I Vakindeling geotechnische sporen (STBI, STBU, STPH)



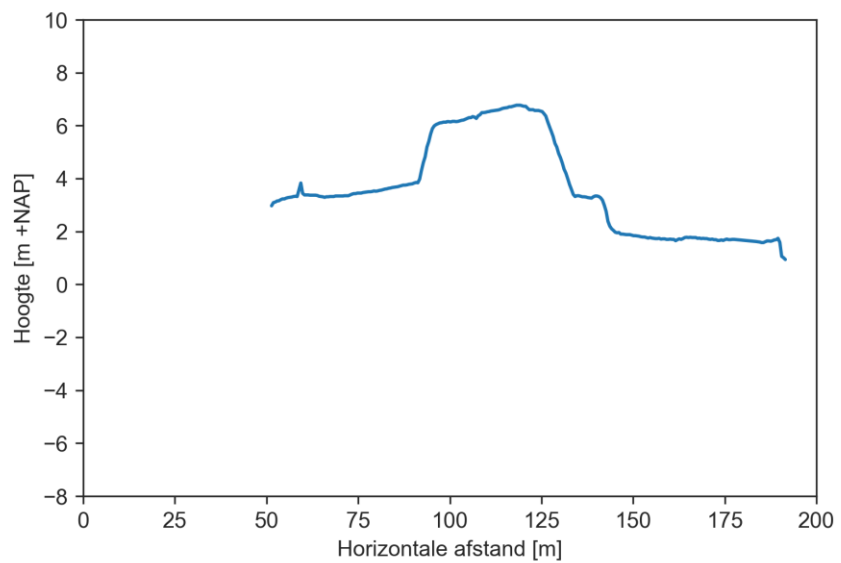
Maatgevende dwarsprofielen

In Figuur 147 t/m Figuur 158 is voor elk vak het maatgevende dwarsprofiel weergegeven.

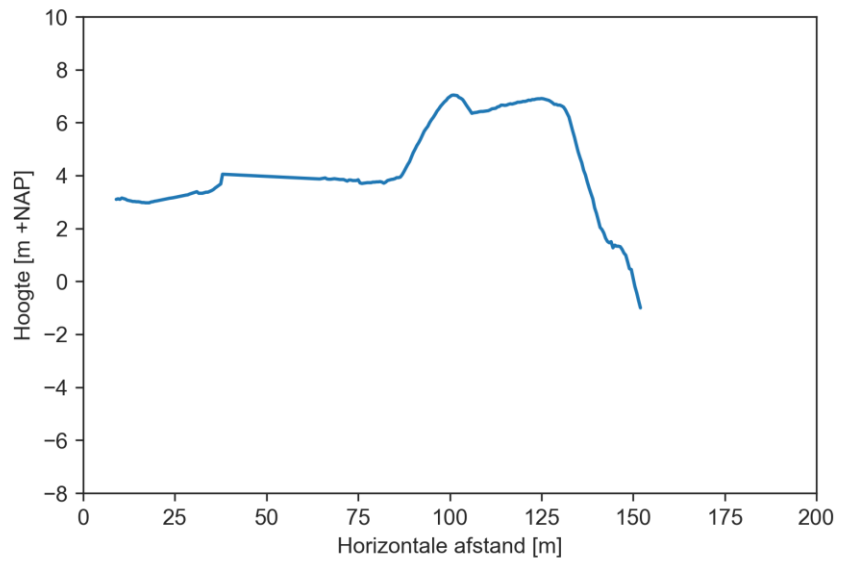
*Figuur 147  
Maatgevend  
dwarsprofiel vak 1.1*



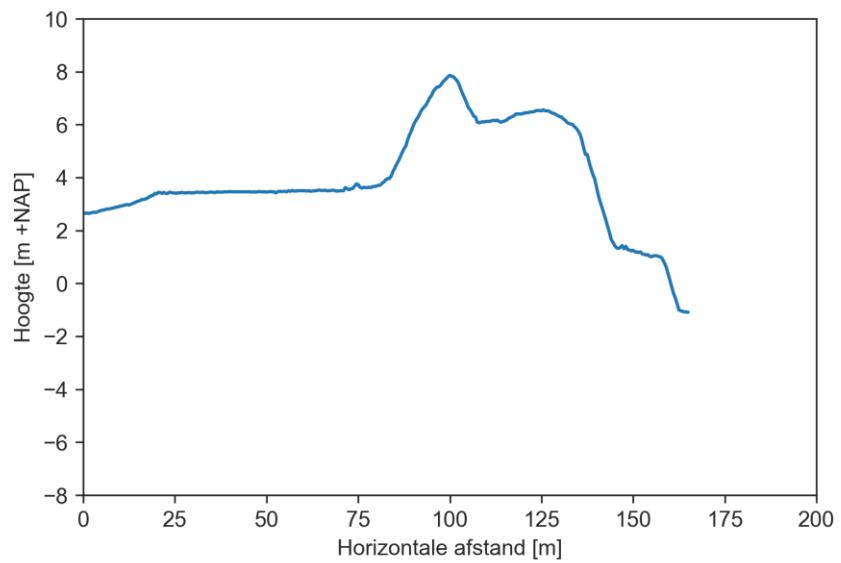
*Figuur 148  
Maatgevend  
dwarsprofiel vak  
2.1.1*



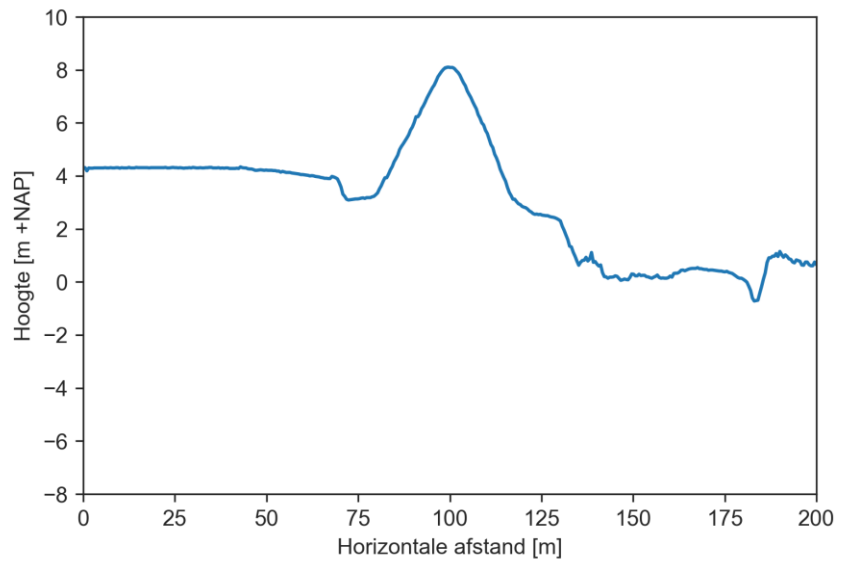
*Figuur 149  
Maatgevend  
dwarsprofiel vak  
2.1.2*



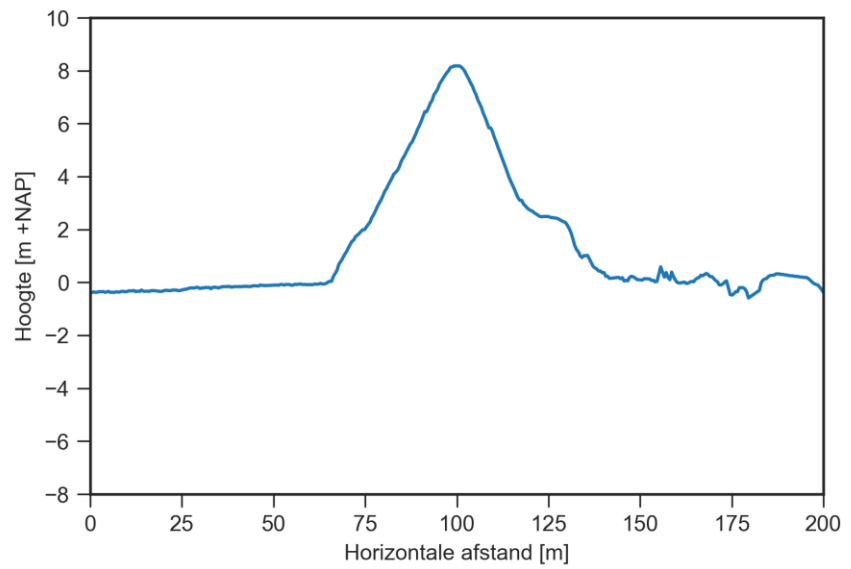
*Figuur 150  
Maatgevend  
dwarsprofiel vak  
3.1.1*



*Figuur 151  
Maatgevend  
dwarsprofiel vak  
3.1.2*

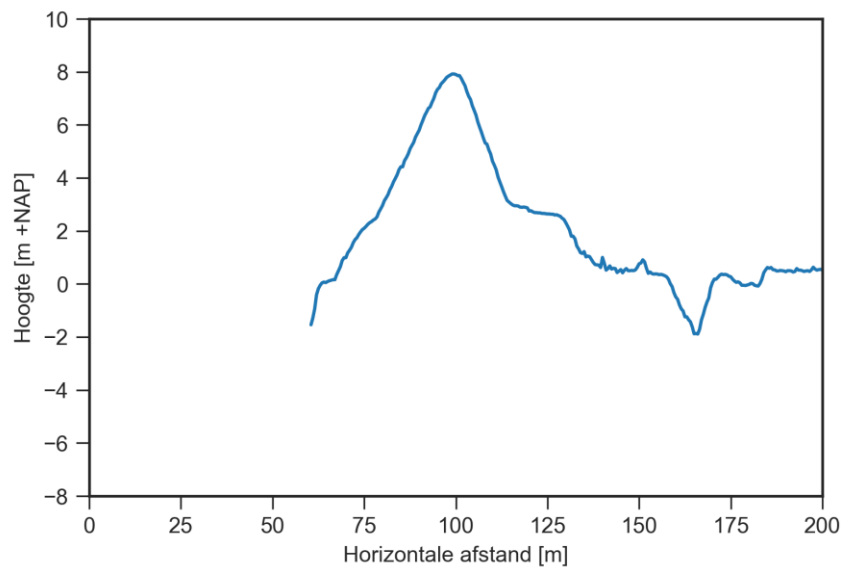


*Figuur 152  
Maatgevend  
dwarsprofiel vak 3.2*

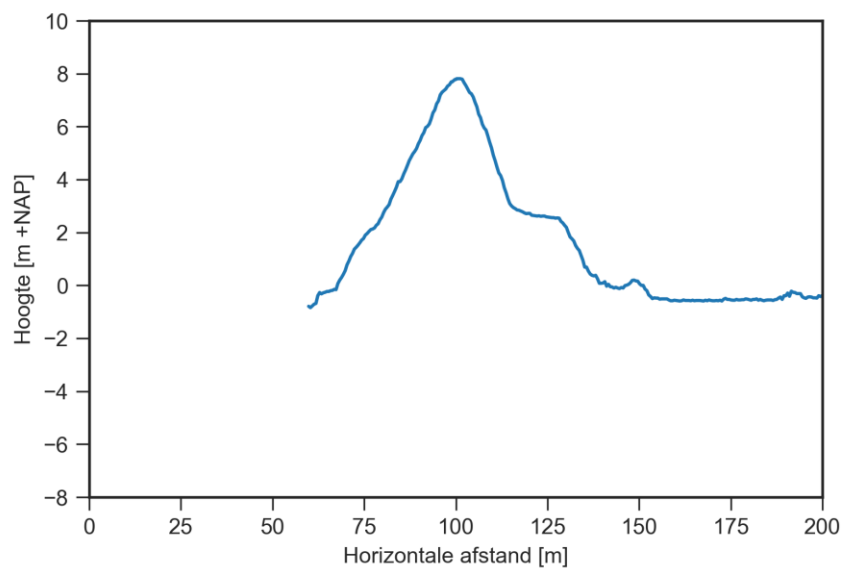




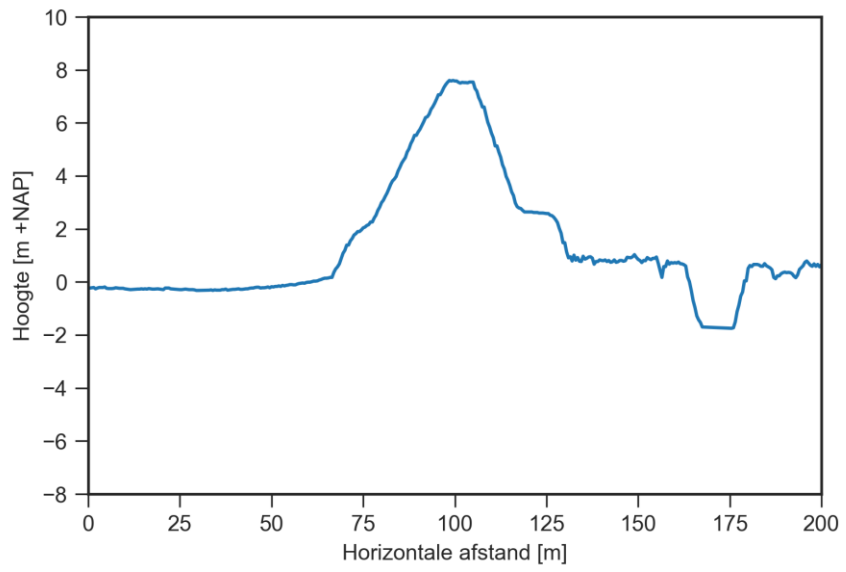
*Figuur 153  
Maatgevend  
dwarsprofiel vak 3.3*



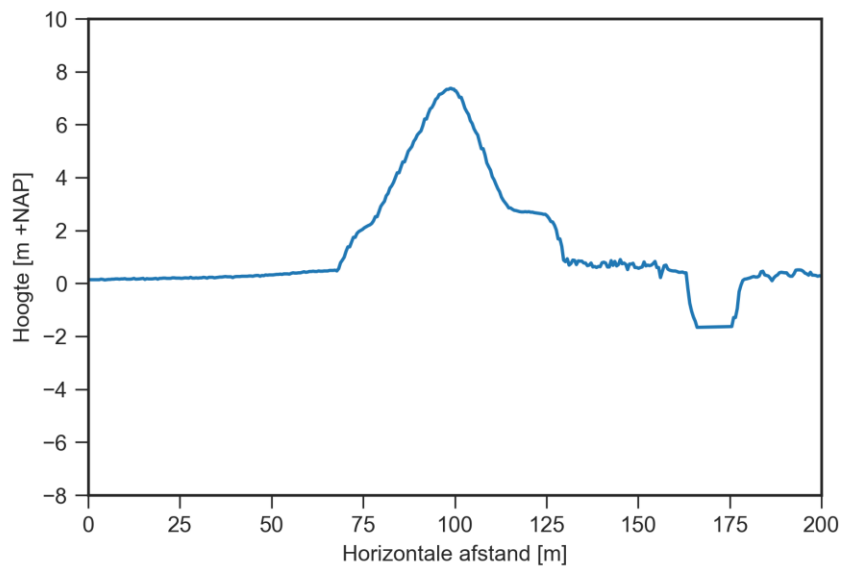
*Figuur 154  
Maatgevend  
dwarsprofiel vak 3.4*



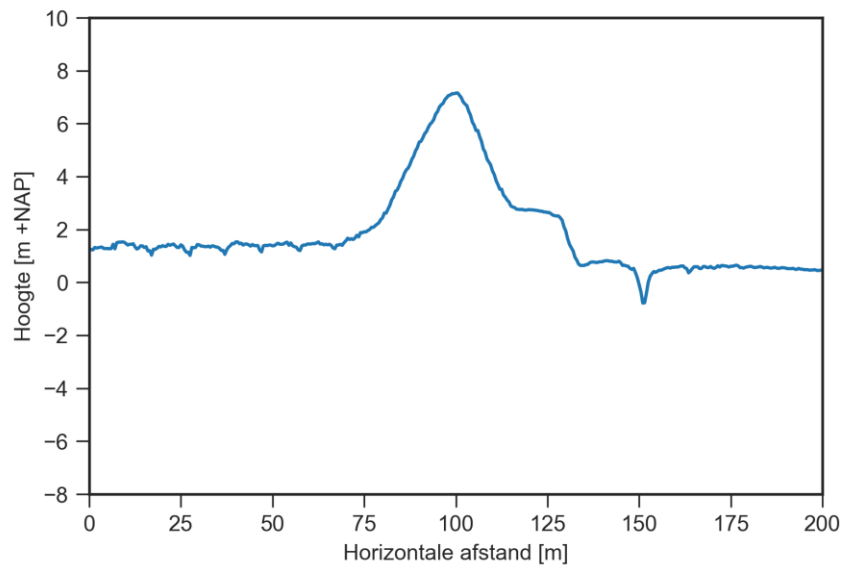
*Figuur 155  
Maatgevend  
dwarsprofiel vak 3.5*



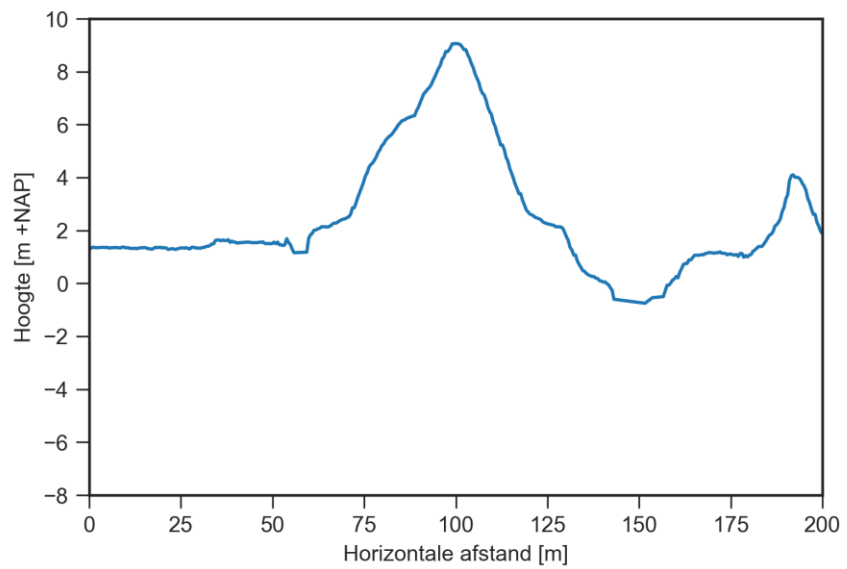
*Figuur 156  
Maatgevend  
dwarsprofiel vak 3.6*



*Figuur 157  
Maatgevend  
dwarsprofiel vak 4.1*



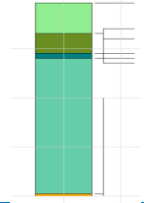
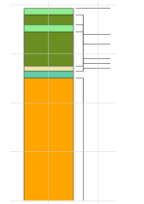
*Figuur 158  
Maatgevend  
dwarsprofiel vak 4.2*



## Grondopbouw

Per vak wordt bestudeerd welke ondergrondscenario's voorkomen en in welke mate. De laagliggingen van de scenario's worden per vak aangescherpt op basis van lokaal grondonderzoek. De uiteindelijke ondergrondscenario's per vak zijn weergegeven in Tabel 75 t/m Tabel 86. De kansen van voorkomen van de ondergrondscenario's per vak zijn weergegeven in Tabel 87. Deze kansen zijn gedefinieerd als het percentage van de vaklengte waarin een bepaald ondergrondscenario voorkomt.

Tabel 75  
Ondergrond  
scenario's vak 1.1

Scenario	Laag-nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
6027_1b1	1	H_Mg_zk	-0,75	
	2	H_Mkw_z&k	-7	
	3	H_Mp_k	-11	
	4	P_Ova_sd	-12	
	5	P_Rg_zm	-39,5	
6027_1b2	1	H_Mg_zk	-0,75	
	2	H_Mkw_z&k	-2	
	3	H_Mg_zk	-4	
	4	H_Mkw_z&k	-5,5	
	5	P_Wdz_zf	-12,5	
	6	P_Ova_sd	-13,5	
	7	P_Rg_zm	-15	

Tabel 76  
Ondergrond  
scenario's vak 2.1.1

Scenario	Laag- nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
6026_1b1	1	H_Mg_zk	-0,75	
	2	H_Mkw_z&k	-7	
	3	H_Mg_zk	-9,5	
	4	H_Vbv_v	-12,5	
	5	P_Wdz_zf	-13	
	6	P_Ova_sd	-15	
	7	P_Rg_zm	-17	
6026_1b2	1	H_Mg_zk	-0,75	
	2	H_Mp_k	-10	
	3	H_Vbv_v	-12	
	4	P_Wdz_zf	-12,5	
	5	P_Ova_sd	-14	
	6	P_Rg_zm	-15,5	

Tabel 77  
Ondergrond  
scenario's vak 2.1.2

Scenario	Laag- nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
6026_1b2	1	H_Mg_zk	-0,75	
	2	H_Mp_k	-10	
	3	H_Vbv_v	-12	
	4	P_Wdz_zf	-12,5	
	5	P_Ova_sd	-14	
	6	P_Rg_zm	-15,5	

Tabel 78  
Ondergrond  
scenario's vak 3.1.1

Scenario	Laag- nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
6025_1b2	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	P_Om_zf	-25	

Tabel 79  
Ondergrond  
scenario's vak 3.1.2

Scenario	Laag- nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
6025_1b2	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	P_Om_zf	-25	
6025_1b3	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	H_Mkw_z&k	-8	
	3	H_Mg_zk	-20	
	4	P_Om_zf	-25	

Tabel 80  
Ondergrond  
scenario's vak 3.2

Scenario	Laag- nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
6025_1b1	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	H_Mkw_z&k	-2	
	3	H_Mg_zk	-4	
	4	P_Om_zf	-25	
6025_1b2	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	P_Om_zf	-25	
6025_1b3	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	H_Mkw_z&k	-7	
	3	H_Mg_zk	-15	
	4	P_Om_zf	-25	

Tabel 81  
Ondergrond  
scenario's vak 3.3

Scenario	Laag- nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
6025_1b2	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	P_Om_zf	-25	
6025_1b3	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	H_Mkw_z&k	-10	
	3	H_Mg_zk	-20	
	4	P_Om_zf	-25	

Tabel 82  
Ondergrond  
scenario's vak 3.4

Scenario	Laag- nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
6025_1b1	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	H_Mkw_z&k	-3	
	3	H_Mg_zk	-6,5	
	4	P_Om_zf	-25	
6025_1b2	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	P_Om_zf	-25	

Tabel 83  
Ondergrond  
scenario's vak 3.5

Scenario	Laag- nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
6025_1b2	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	P_Om_zf	-25	
6025_1b4	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	H_Mkw_z&k	-0,5	
	3	H_Mg_zk	-2	
	4	P_Mg_zk	-17	
	5	P_Ova_sd	-25	

Tabel 84  
Ondergrond  
scenario's vak 3.6

Scenario	Laag- nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
6025_1b4	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	H_Mkw_z&k	-0,5	
	3	H_Mg_zk	-1,5	
	4	P_Mg_zk	-17	
	5	P_Ova_sd	-25	
6025_1b5	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	P_Mg_zk	-17	
	3	P_Ova_sd	-30	



Tabel 85  
Ondergrond  
scenario's vak 4.1

Scenario	Laag- nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
6024_1b1	1	H_Mg_zk	1,25	
	2	P_Mg_zk	-18	
	3	P_Ova_sd	-30	
6024_1b2	1	H_Mg_zk	1,25	
	2	H_Mkw_z&k	0	
	3	H_Mg_zk	-3	
	4	H_Mkw_z&k	-10	
	5	P_Mg_zk	-16	
	6	P_Ova_sd	-30	
6024_1b3	1	H_Mg_zk	1,25	
	2	H_Mkw_z&k	-1	
	3	H_Mg_zk	-2	
	4	P_Mg_zk	-20	
	5	P_Ova_sd	-30	

Tabel 86  
Ondergrond  
scenario's vak 4.2

Scenario	Laag- nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
6024_1b3	1	H_Mg_zk	1,25	
	2	H_Mkw_z&k	1,25	
	3	H_Mg_zk	-2,5	
	4	P_Mg_zk	-20	
	5	P_Ova_sd	-30	

We merken op dat slechts van de eerste 100m (van de in totaal 300m) van vak 4.2 lokaal grondonderzoek beschikbaar is. We nemen aan dat de grondopbouw in de rest van dit vak gelijk is.

Tabel 87  
Kansen van  
voorkomen  
ondergrond  
scenario's

Vak	Scenario	Scenariokans
1.1	6027_1b1	65%
	6027_1b2	35%
2.1.1	6026_1b1	50%
	6026_1b2	50%
2.1.2	6026_1b1	0%
	6026_1b2	100%
3.1.1	6025_1b1	0%
	6025_1b2	100%
	6025_1b3	0%
	6025_1b4	0%
	6025_1b5	0%
3.1.2	6025_1b1	0%
	6025_1b2	65%
	6025_1b3	35%
	6025_1b4	0%
	6025_1b5	0%
3.2	6025_1b1	14%
	6025_1b2	70%
	6025_1b3	16%
	6025_1b4	0%
	6025_1b5	0%
3.3	6025_1b1	0%
	6025_1b2	22%
	6025_1b3	78%
	6025_1b4	0%
	6025_1b5	0%
3.4	6025_1b1	26%
	6025_1b2	74%
	6025_1b3	0%
	6025_1b4	0%
	6025_1b5	0%
3.5	6025_1b1	0%
	6025_1b2	35%
	6025_1b3	0%
	6025_1b4	65%
	6025_1b5	0%
3.6	6025_1b1	0%
	6025_1b2	0%
	6025_1b3	0%
	6025_1b4	71%
	6025_1b5	29%
4.1	6024_1b1	25%
	6024_1b2	50%
	6024_1b3	25%
4.2	6024_1b1	0%
	6024_1b2	0%
	6024_1b3	100%

Bij de beoordeling STBI wordt van grof naar fijn gewerkt. Dit betekent dat in eerste instantie wordt gezocht naar het maatgevende ondergrondscenario per vak, indien dit eenvoudig te bepalen is. Indien het vak voldoet voor STBI voor dit scenario, hoeven de andere scenario's niet berekend te worden, omdat het oordeel hierdoor nog gunstiger zal uitvallen. Als het maatgevende scenario niet voldoet, worden ook de andere scenario's berekend. Tabel 88 geeft voor de verschillende vakken aan welk scenario maatgevend is, en welke dus berekend worden. In de meeste gevallen is het maatgevende scenario niet eenduidig aan te wijzen. In dat geval worden meerdere scenario's berekend.

Bij het bepalen van de maatgevende scenario's is gebruik gemaakt van de sterkteparameters van de verschillende grondlagen. Hierbij is voor de meeste vakken vooral het verschil tussen H\_Mkw\_z&k en H\_Mk\_zk. Van deze twee heeft H\_Mkw\_z&k een grotere sterkte ( $\phi$ ). Echter, indien H\_Mkw\_z&k relatief hoog voorkomt in de ondergrond kan deze zich gedragen als deklaag en opbarsten. De sterkte van deze laag wordt dan gereduceerd tot 0 en wordt dus lager dan de sterkte van H\_Mk\_zk .

*Tabel 88  
Maatgevende  
ondergrond  
scenario's*

Vak	Maatgevende scenario ('s)	Uitleg
1.1	6027_1b1 en 6027_1b2	Maatgevende scenario niet eenduidig aan te wijzen
2.1.1	6026_1b1 en 6026_1b2	Maatgevende scenario niet eenduidig aan te wijzen
2.1.2	6026_1b2	Slechts 1 scenario aanwezig
3.1.1	6025_1b2	Slechts 1 scenario aanwezig
3.1.2	6025_1b2	In dit scenario komt alleen H_Mk_zk voor, met een relatief lage sterkte. In scenario 6026_1b3 komt ook een relatief diepe laag H_Mkw_z&k voor, met een hogere sterkte.
3.2	6025_1b1 en 6025_1b2	6025_1b2 is maatgevend over 6025_1b3 (zie 3.1). Echter, indien de relatief hoge deklaag H_Mkw_z&k in 6025_1b1 opbarst, zou dit scenario ook maatgevend kunnen zijn.
3.3	6025_1b2	Zelfde redenatie als 3-1
3.4	6025_1b1 en 6025_1b2	Indien de deklaag H_Mkw_z&k opbarst, kan scenario 6025_1b1 maatgevend zijn. Anders is 6025_1b2 maatgevend.
3.5	6025_1b2 en 6025_1b4	Indien de deklaag H_Mkw_z&k opbarst, kan scenario 6025_1b4 maatgevend zijn. Anders is 6025_1b2 maatgevend.
3.6	6025_1b4 en 6025_1b5	Indien de deklaag H_Mkw_z&k opbarst, kan scenario 6025_1b4 maatgevend zijn. Anders is 6025_1b5 maatgevend.
4.1	6024_1b1, 6024_1b2 en 6024_1b3	Indien de deklaag H_Mkw_z&k opbarst, kunnen 6024_1b2 en 6024_1b3 beide maatgevend zijn. Anders is 6024_1b1 maatgevend.
4.2	6024_1b3	Slechts 1 scenario aanwezig.





Vak	Oordeel EB	Type Waterkering	Constructieve elementen aanwezig	Type dijk	Kruinbreedte [m]	Helling binnentalud [-]	Dijkhoogte [m]	Dikte cohesieve laag [m]	Buitenwaterstand [m]
1.1	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	nee	zand	22	2	3.3	2	2.5
2.1.1	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	nee	zand	30	2.5	4.8	2.5	3.2
2.1.2	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	nee	zand	33	2	11.7	2.5	10
3.1.1	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	nee	zand	35	2.3	13	0	10
3.1.2	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	nee	zand	5	3.3	7.5	0	4.4
3.2	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	nee	zand	4	3	8	2	4.7
3.3	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	nee	zand	3.5	2.5	7.3	0	4.3
3.4	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	nee	zand	4	2.8	7.9	3.5	5.1
3.5	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	nee	zand	6.5	2.5	6.7	1.5	4.4
3.6	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	nee	zand	4	3	6.8	1	4.6







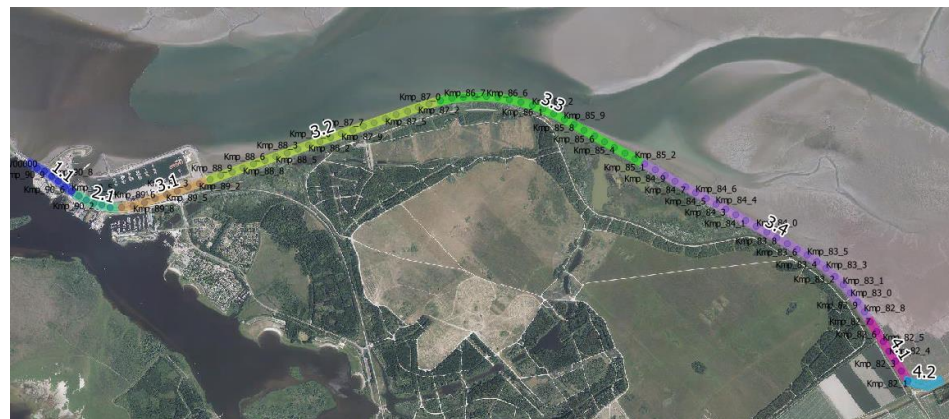


## K Vakindeling, ondergrond en beoordeling STBU

### K.1 Vakindeling

De vakindeling voor STBU is te zien in *Figuur 159*. Het eerste cijfer van een vak correspondeert met het bijbehorende basisvak SOS segment: vak 1 is SOS segment 6027, vak 2 is SOS segment 6026, vak 3 is SOS segment 6025 en vak 4 is SOS segment 6024. Een verdere verdeling in vakken van een SOS segment is aangegeven met het tweede cijfer. Vakken 4-1 en 4-2 bijvoorbeeld zijn twee vakken als gevolg van een verdere verdeling van basisvak 4 (SOS segment 6024).

*Figuur 159*  
Vakindeling voor het  
faalmechanisme  
STBU.



Vakken 1 en 2 (SOS segmenten 6027 en 6026) zijn niet verder onderverdeeld. Vak 3 (SOS segment 6025) is onderverdeeld in vier vakken, waarbij met name de geometrie ter plaatse van de haven (vak 3-1) en het voorland ter plaatse van het Vierhuizergat (vak 3-3) bepalend zijn geweest voor de verfijning van de vakindeling. Voor vak 4 (SOS segment 6024) gaat de dijk ter plaatse van vak 4-2 'de bocht om' waarbij de dijkgeometrie dusdanig verandert dat een nieuw vak zinvol is.

### K.2 Aanscherping ondergrondscenario's

De aangescherpte vakindeling heeft voor de vakken 3 en 4 geleid tot een onderverdeling in een aantal kleinere vakken. Voor deze kleinere vakken zijn, op basis van het geotechnisch lengteprofiel, de ondergrondscenario's aangescherpt. Deze aanscherping is terug te zien in wijzigingen in de laagliggingen van de ondergrondscenario's. Daarnaast zijn ondergrondscenario's die niet meer in de kleinere vakken terug te zien weggelaten. Het resultaat van de aanscherping voor de vakken 3-1, 3-2, 3-3, 3-4, 4-1 en 4-2 is terug te vinden in de Tabel 89 - Tabel 94.

Tabel 89  
Te beoordelen  
ondergrond  
scenario's vak 3-1

Scenario	Laag- nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
6025_1b2	1	H_Mg_zk	2,50	
	2	P_Om_zf	-25	
6025_1b3	1	H_Mg_zk	2,50	
	2	H_Mkw_z&k	-8	
	3	H_Mg_zk	-20	
	4	P_Om_zf	-25	

Tabel 90  
Te beoordelen  
ondergrond  
scenario's vak 3-2

Scenario	Laag- nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
6025_1b1	1	H_Mg_zk	2,50	
	2	H_Mkw_z&k	-2	
	3	H_Mg_zk	-4	
	4	P_Om_zf	-25	
6025_1b2	1	H_Mg_zk	2,50	
	2	P_Om_zf	-25	
6025_1b3	1	H_Mg_zk	2,50	
	2	H_Mkw_z&k	-7	
	3	H_Mg_zk	-15	
	4	P_Om_zf	-25	

Tabel 91  
Te beoordelen  
ondergrond  
scenario's vak 3-3

Scenario	Laag- nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
6025_1b1	1	H_Mg_zk	2,50	
	2	H_Mkw_z&k	-3	
	3	H_Mg_zk	-4.5	
	4	P_Om_zf	-25	
6025_1b2	1	H_Mg_zk	2,50	
	2	P_Om_zf	-25	
6025_1b3	1	H_Mg_zk	2,50	
	2	H_Mkw_z&k	-10	
	3	H_Mg_zk	-20	
	4	P_Om_zf	-25	

Tabel 92  
Te beoordelen  
ondergrond  
scenario's vak 3-4.

Scenario	Laag- nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
6025_1b2	1	H_Mg_zk	2,50	
	2	P_Om_zf	-25	
6025_1b4	1	H_Mg_zk	2,50	
	2	H_Mkw_z&k	-0,5	
	3	H_Mg_zk	-2	
	4	P_Mg_zk	-17	
	5	P_Ova_sd	-25	
6025_1b5	1	H_Mg_zk	0	
	2	P_Mg_zk	-17	
	3	P_Ova_sd	-30	

Tabel 93  
Te beoordelen  
ondergrond  
scenario's vor vak 4-  
1.

Scenario	Laag- nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
6024_1b1	1	H_Mg_zk	1,25	
	2	P_Mg_zk	-18	
	3	P_Ova_sd	-30	
6024_1b2	1	H_Mg_zk	1,25	
	2	H_Mkw_z&k	-1	
	3	H_Mg_zk	-3	
	4	H_Mkw_z&k	-10	
	5	P_Mg_zk	-16	
	6	P_Ova_sd	-30	
6024_1b3	1	H_Mg_zk	1,25	
	2	H_Mkw_z&k	-1	
	3	H_Mg_zk	-2,5	
	4	P_Mg_zk	-20	
	5	P_Ova_sd	-30	

Tabel 94  
Te beoordelen  
ondergrond  
scenario's voor vak  
4-2.

Scenario	Laag- nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
6024_1b3	1	H_Mg_zk	1,25	
	2	H_Mkw_z&k	-1	
	3	H_Mg_zk	-2,5	
	4	P_Mg_zk	-20	
	5	P_Ova_sd	-30	

## Kansen voor de ondergrondscenario's

Op basis van het geotechnisch lengteprofiel zijn ook de ondergrondscenario-kansen aangescherpt. Deze zijn te zien in Tabel 95.

Tabel 95  
Ondergrondscenario-  
kansen voor de  
STBU vakindeling.

Vak	Scenario	Scenariokans
1-1	6027_1b1	65%
	6027_1b2	35%
2-1	6026_1b1	38%
	6026_1b2	62%
3-1	6025_1b1	0%
	6025_1b2	72%
	6025_1b3	28%
	6025_1b4	0%
	6025_1b5	0%
3-2	6025_1b1	8%
	6025_1b2	75%
	6025_1b3	17%
	6025_1b4	0%
	6025_1b5	0%
3-3	6025_1b1	33%
	6025_1b2	33%
	6025_1b3	34%
	6025_1b4	0%
	6025_1b5	0%
3-4	6025_1b1	0%
	6025_1b2	55%
	6025_1b3	0%
	6025_1b4	39%
	6025_1b5	6%
4-1	6024_1b1	25%
	6024_1b2	50%
	6024_1b3	25%
4-2	6024_1b1	0%
	6024_1b2	0%
	6024_1b3	100%

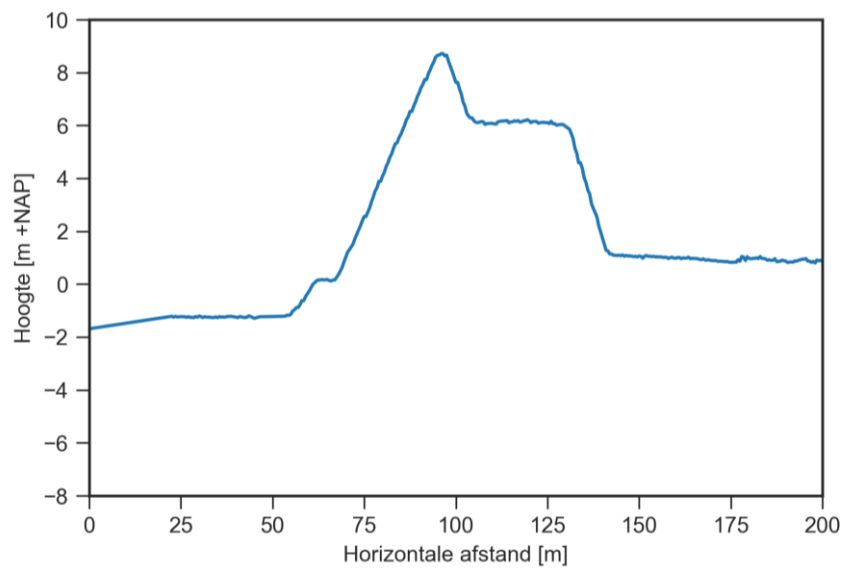
## Maatgevende profielen

De maatgevende profielen per vak zijn gekozen op basis van de volgende criteria:

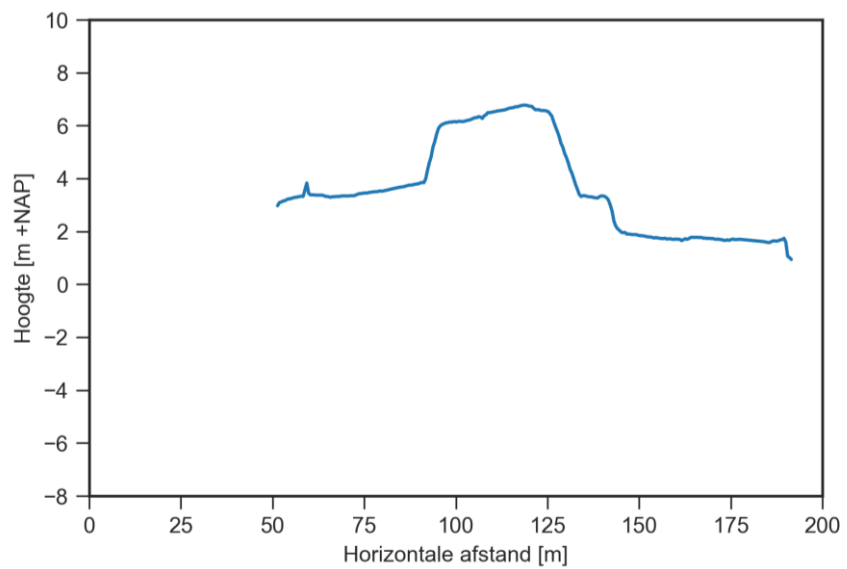
- Steilheid buitentalud: hoe steiler het buitentalud, hoe ongunstiger het resultaat;
- Niveau teen/bodemligging buitenwaterzijde: hoe lager de teen/bodemligging aan de buitenwaterzijde, hoe ongunstiger het resultaat;

De maatgevende profielen zijn te zien in Figuur 160 - Figuur 167.

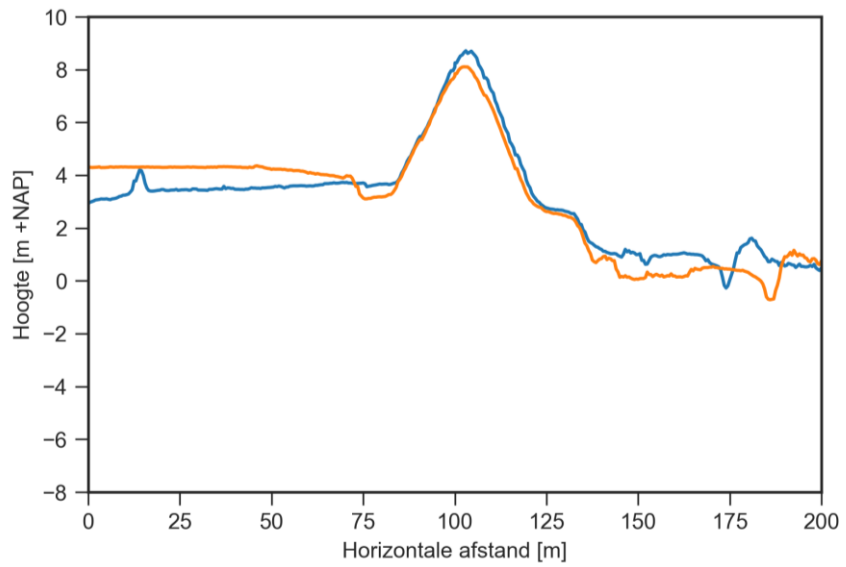
*Figuur 160  
Maatgevend profiel  
(ter hoogte van  
Kmp\_91.0) voor vak  
1-1.*



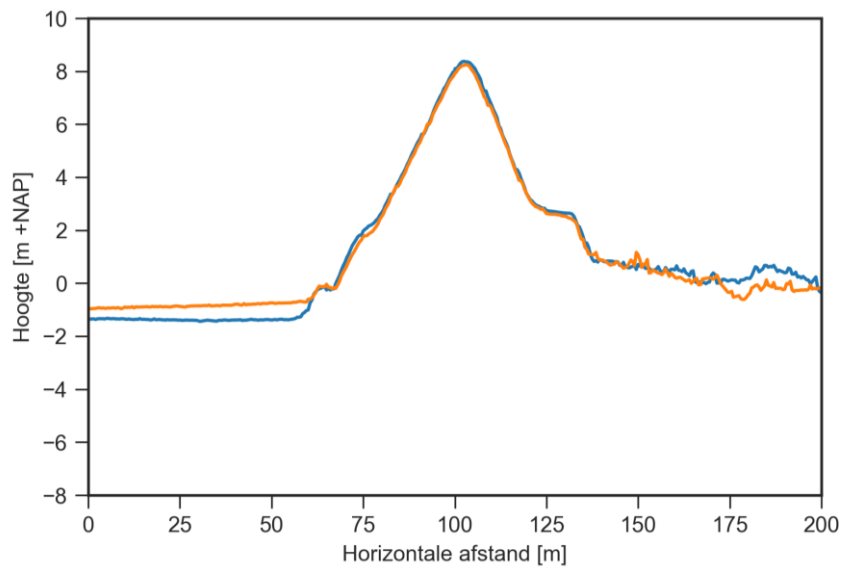
*Figuur 161  
Maatgevend profiel  
(ter hoogte van  
Kmp\_90.3) voor vak  
2-1.*



*Figuur 162  
Twee potentieel  
maatgevende  
profielen (ter hoogte  
van Kmp\_89.3 en  
Kmp\_89.2) voor vak  
3-1.*

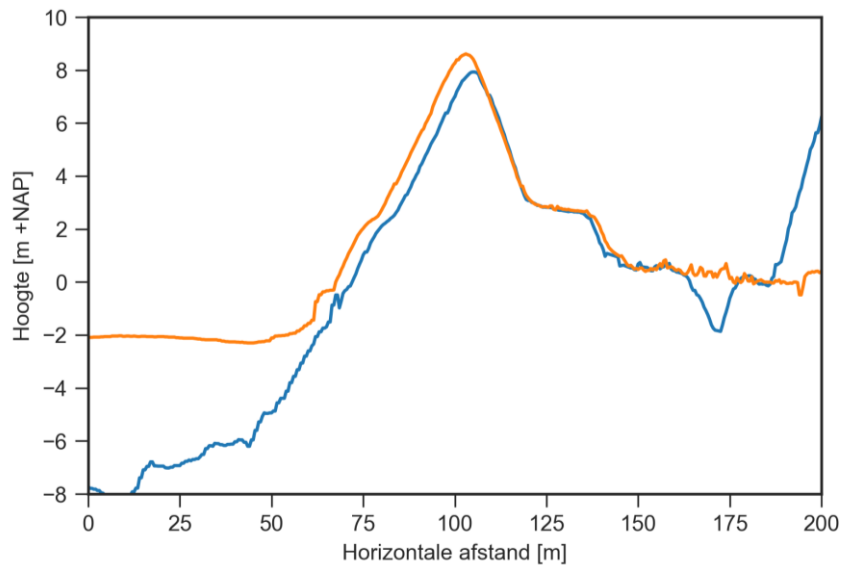


*Figuur 163  
Twee potentieel  
maatgevende  
profielen (ter hoogte  
van Kmp\_88.5 en  
Kmp\_89.0) voor vak  
3-2.*

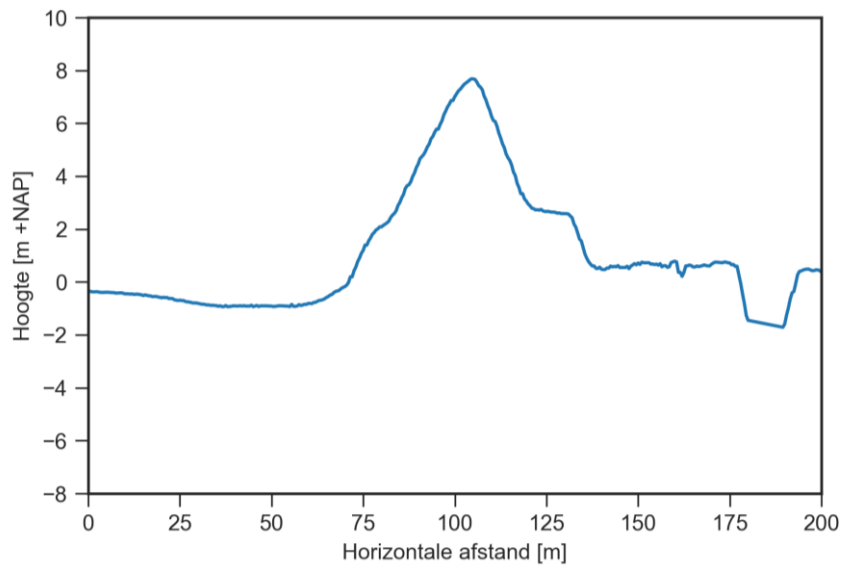




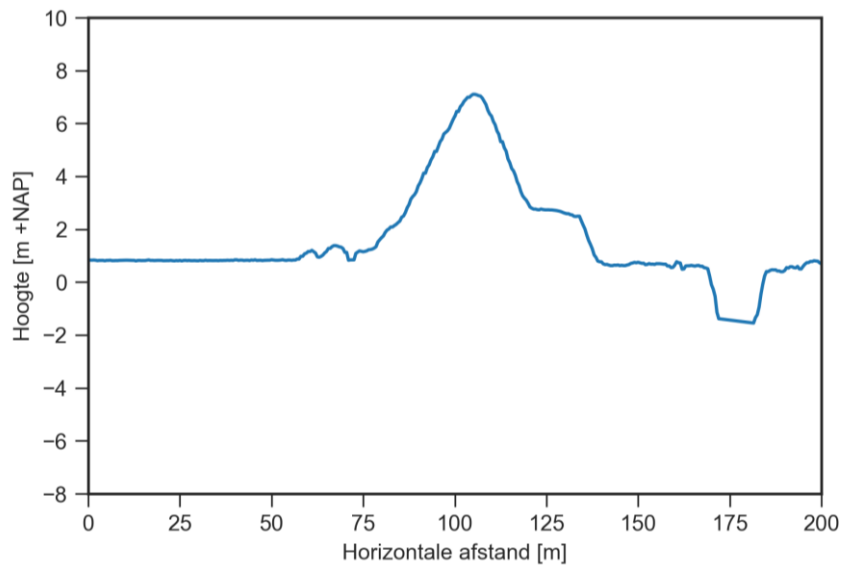
*Figuur 164  
Twee potentieel  
maatgevende  
profielen (ter hoogte  
van Kmp\_86.2 en  
Kmp\_87.0) voor vak  
3-3.*



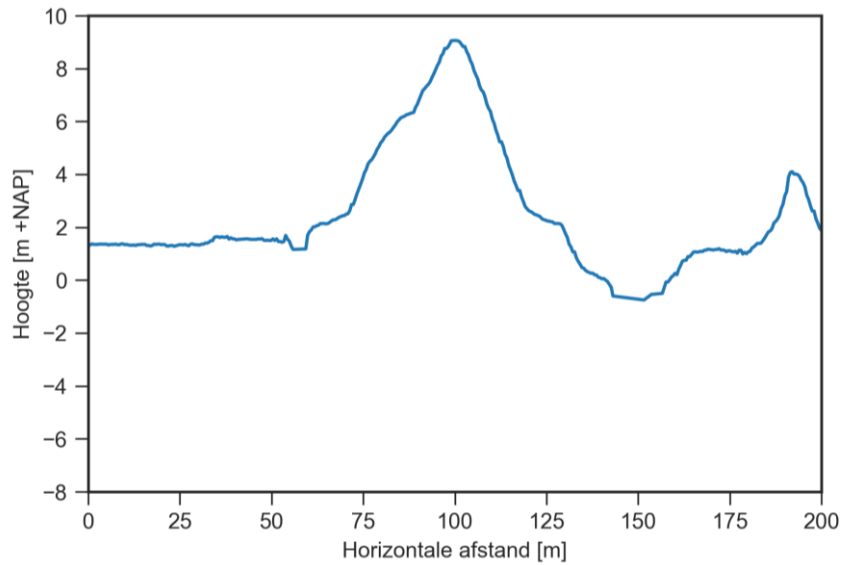
*Figuur 165  
Maatgevend profiel  
(ter hoogte van  
Kmp\_84.0) voor vak  
3-4.*



*Figuur 166  
Maatgevend profiel  
(ter hoogte van  
Kmp\_82.7) voor vak  
4-1.*



*Figuur 167  
Maatgevend profiel  
(ter hoogte van  
Kmp\_81.9) voor vak  
4-2.*



## Eenvoudige beoordeling

De invoer en de resultaten van de eenvoudige beoordeling per vak zijn te zien in Tabel 96. Voor alle vakken geldt dat de faalkans niet verwaarloosbaar is, en dat deze vakken verder beoordeeld moeten worden.

Tabel 96  
Invoer en resultaat  
van de eenvoudige  
beoordeling.

Vak	Oordeel EB	Type Waterkering	Constructieve elementen aanwezig	Type dijk	Veenlaag hoger dan maaiveld	Kruinbreedte [m]	Breedte voorland [m]	Helling binnentalud [-]	Dijkhoogte [m]	Dikte cohesieve laag [m]	Buitenwaterstand [m]
1-1	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	nee	zand	nee	30	30	4	7.5	2	6.18
2-1	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	nee	zand	nee	25	40	2	1.9	2	1.5
3-1	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	nee	zand	nee	4	80	4	5.4	12	1.94
3-2	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	nee	zand	nee	4	50	5	8.93	8	6.5
3-3	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	nee	zand	nee	4	0	4	9.51	1.5	6.6
3-4	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	nee	zand	nee	4	0	4	8.62	1.5	6
4-1	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	nee	zand	nee	4	50	4	6.4	3	4.4
4-2	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	nee	zand	nee	4	50	3	7.9	3	4



## Gedetailleerde beoordeling

De gedetailleerde beoordeling is uitgevoerd met de software D-GeoStability versie 18.1. De berekeningen zijn uitgevoerd met het Bishop glijvlakmodel. Vanwege de zandige dijklichamen worden relatief kleine, cirkelvormige, maatgevende glijvlakken verwacht. Deze glijvlakken kunnen met het model Bishop goed gemodelleerd worden.

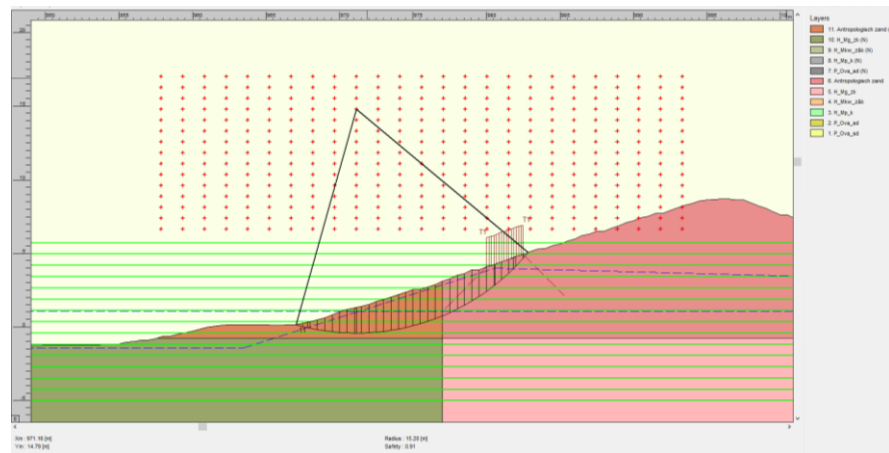
De gedetailleerde beoordeling is trapsgewijs uitgevoerd. Eerst is per vak een enkel ondergrondscenario doorgerekend. Indien het maatgevende glijvlak door grondlagen gaat die identiek zijn in alle scenario's, is aangenomen dat de stabiliteitsfactoren identiek zijn voor deze scenario's. De stabiliteitsfactoren per vak en per ondergrondscenario zijn te zien in Tabel 97. Cursieve stabiliteitsfactoren geven aan dat voor die scenario's is aangenomen dat de resultaten identiek zijn aan de andere scenario's.

Tabel 97  
Ondergrondscenario  
kansen voor de  
STBU vakindeling.

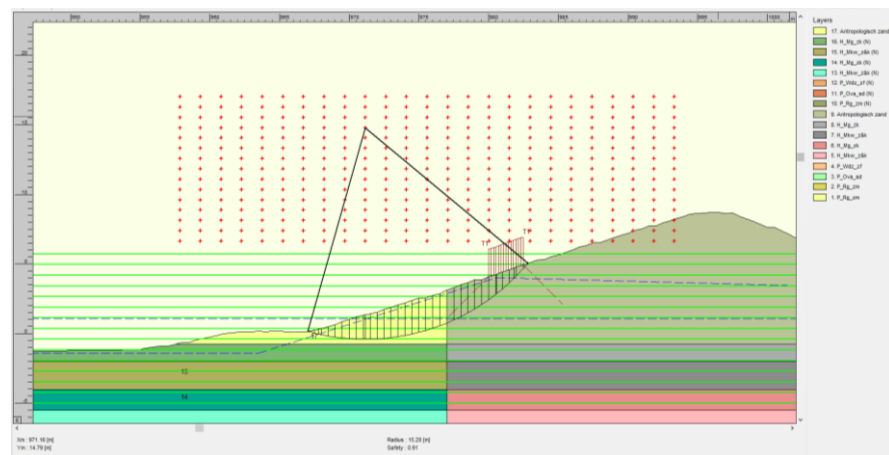
Vak	Scenario	Scenariokans	Stabiliteitsfactor
1-1	6027_1b1	65%	0,91
	6027_1b2	35%	0,91
2-1	6026_1b1	38%	0,70
	6026_1b2	62%	0,70
3-1	6025_1b1	0%	-
	6025_1b2	72%	1,03
	6025_1b3	28%	1,03
	6025_1b4	0%	-
	6025_1b5	0%	-
3-2	6025_1b1	8%	1,04
	6025_1b2	75%	1,04
	6025_1b3	17%	1,04
	6025_1b4	0%	-
	6025_1b5	0%	-
3-3	6025_1b1	33%	1,05
	6025_1b2	33%	1,05
	6025_1b3	34%	1,05
	6025_1b4	0%	-
	6025_1b5	0%	-
3-4	6025_1b1	0%	-
	6025_1b2	55%	0,82
	6025_1b3	0%	-
	6025_1b4	39%	0,81
	6025_1b5	6%	0,82
4-1	6024_1b1	25%	1,07
	6024_1b2	50%	1,07
	6024_1b3	25%	1,07
4-2	6024_1b1	0%	-
	6024_1b2	0%	-
	6024_1b3	100%	0,96

De bijbehorende maatgevende glijvlakken zijn te zien in Figuur 168 - Figuur 178. Puur op basis van de gevonden stabiliteitsfactoren voldoet geen enkel vak aan de minimale stabiliteitsfactoreis. Het valt echter op dat in de maatgevende glijvlakken voor de vakken 2-1, 3-1 en 3-4 erg klein en ondiep zijn. Het glijvlak van vak 3-3 is ook relatief klein en ondiep. Al deze glijvlakken zijn nader beschouwd met de 'safety overview' modus van D-Geo Stability. Dit is een modus die alleen mogelijk is in combinatie met het Bishop model. De resultaten hiervan zijn te zien in Figuur 179 - Figuur 182. Indien vlakken oranje of rood gekleurd zijn, betekent dit dat er gebieden zijn waar glijvlakken een stabiliteitsfactor heeft die lager is dan de Bishop eis van 1,15. Dit betekent dat vakken 2-1 en 3-4 alsnog niet voldoen. Vak 3-3 is uit conservatieve overwegingen alsnog als niet voldoende beoordeeld. Vak 3-1 heeft een zeer klein en ondiep gebied waar de stabiliteitsfactor lager is dan 1,15, en is op basis van deze analyse alsnog als voldoende beoordeeld.

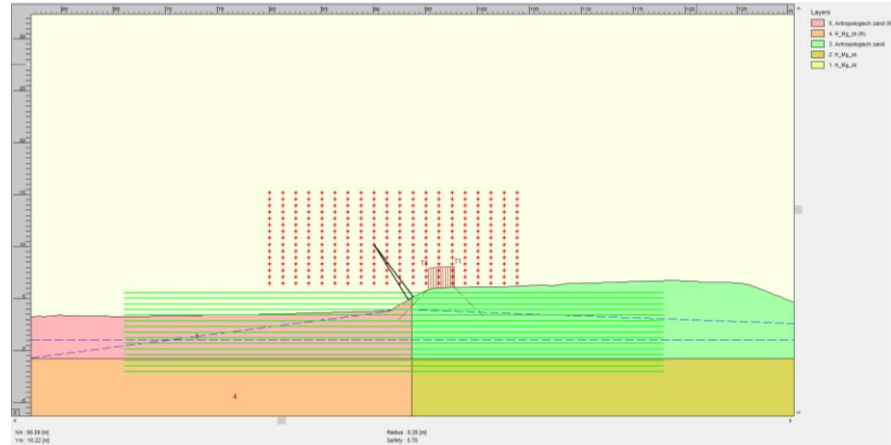
*Figuur 168  
Maatgevend glijvlak  
voor vak 1-1  
scenario 1b1.*



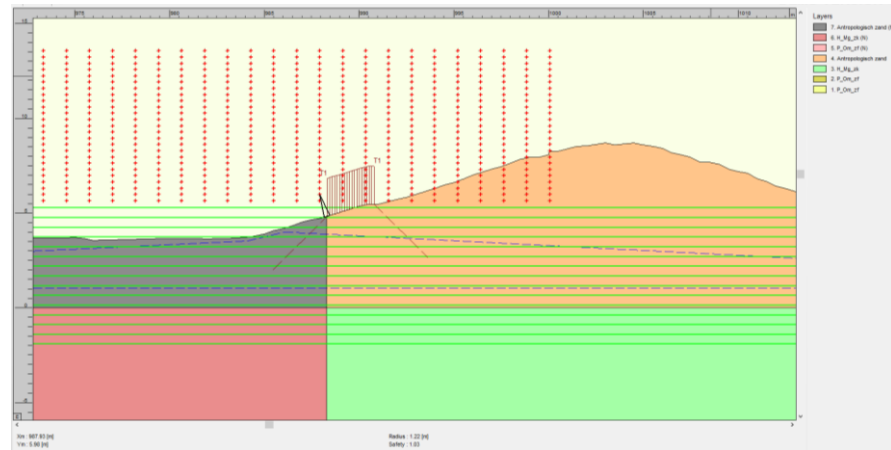
*Figuur 169  
Maatgevend glijvlak  
voor vak 1-1  
scenario 1b2.*



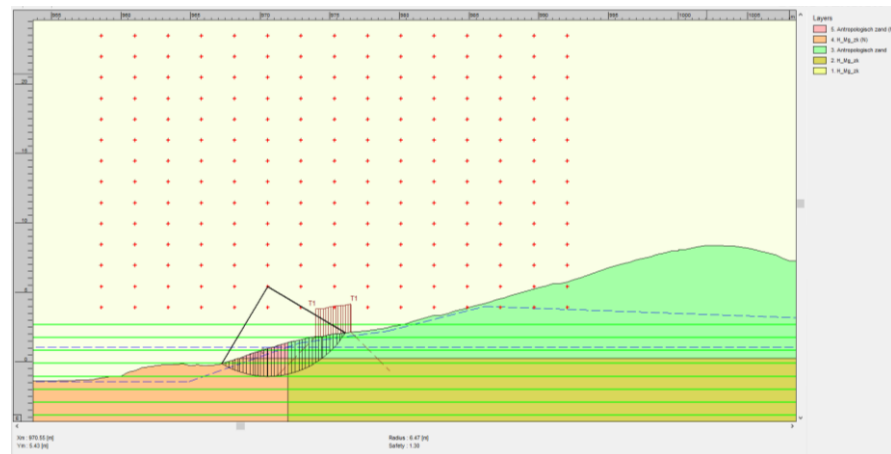
*Figuur 170  
Maatgevend glijvlak  
voor vak 2-1  
scenario 1b2.*



*Figuur 171  
Maatgevend glijvlak  
voor vak 3-1  
scenario 1b2.*

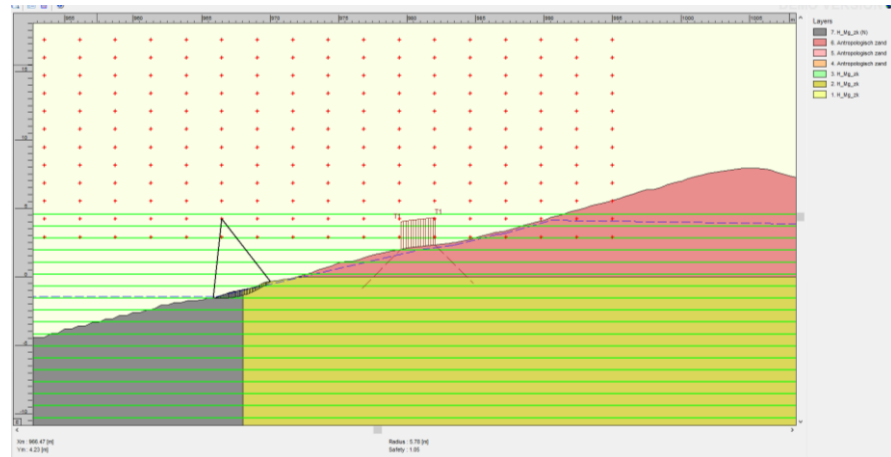


*Figuur 172  
Maatgevend glijvlak  
voor vak 3-2  
scenario 1b2.*

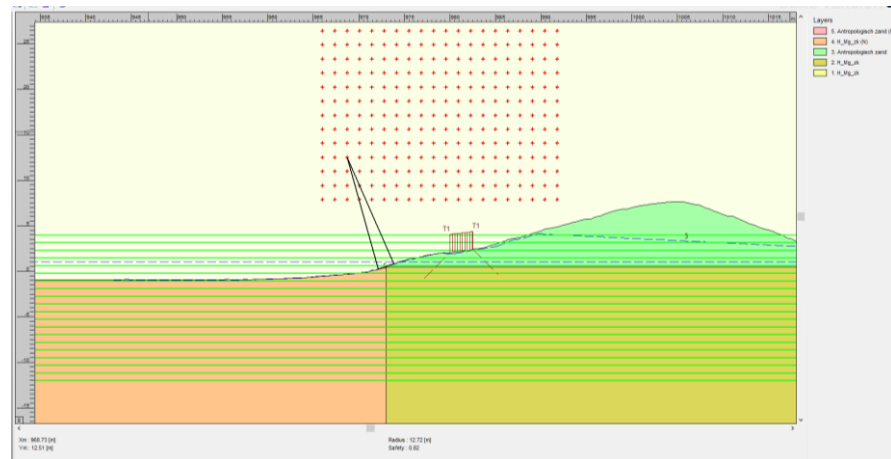




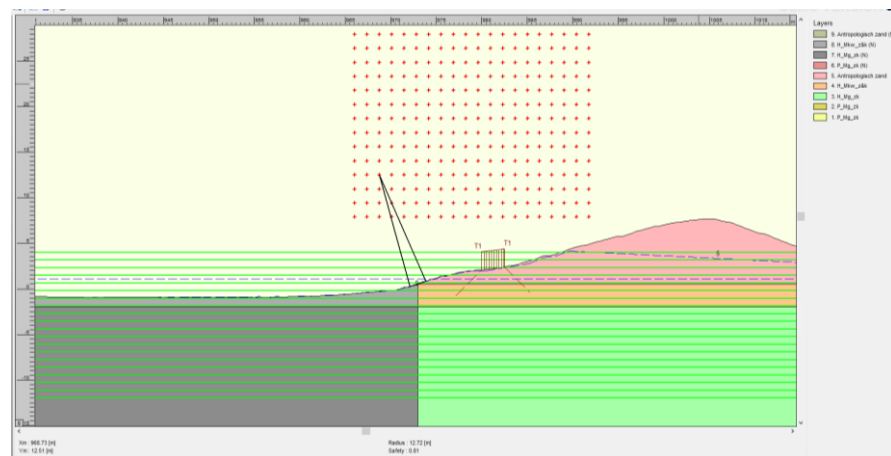
*Figuur 173  
Maatgevend glijvlak  
voor vak 3-3  
scenario 1b2.*



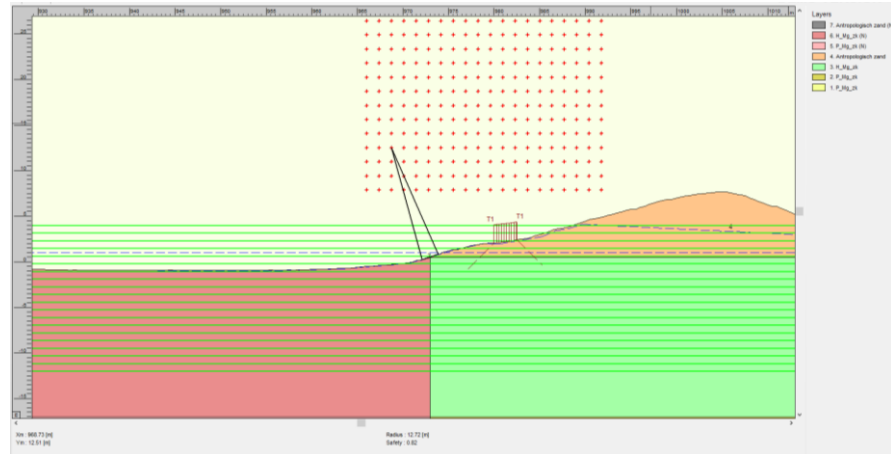
*Figuur 174  
Maatgevend glijvlak  
voor vak 3-4  
scenario 1b2.*



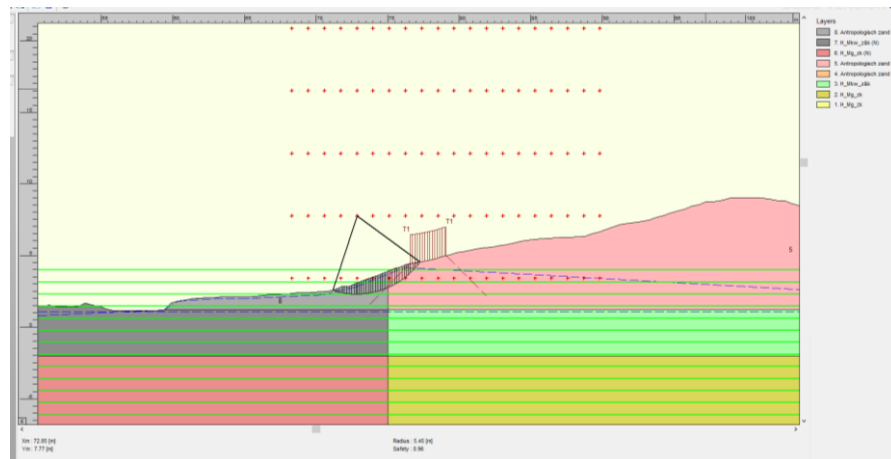
*Figuur 175  
Maatgevend glijvlak  
voor vak 3-4  
scenario 1b4.*



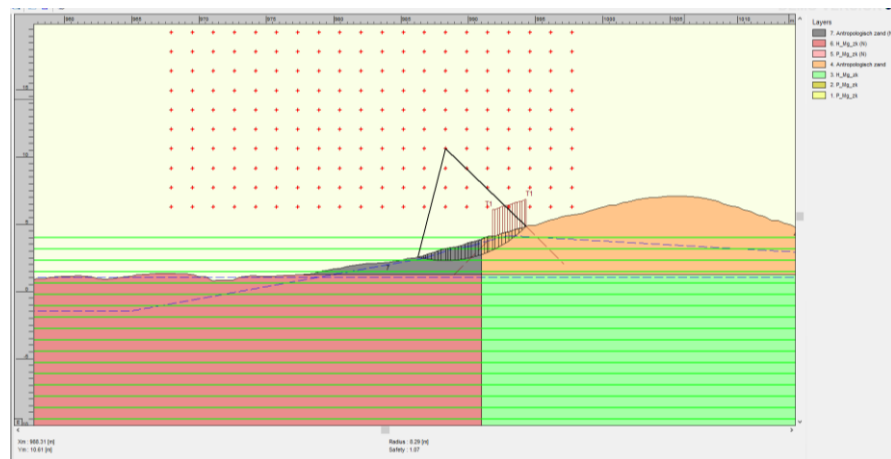
*Figuur 176  
Maatgevend glijvlak  
voor vak 3-4  
scenario 1b5.*



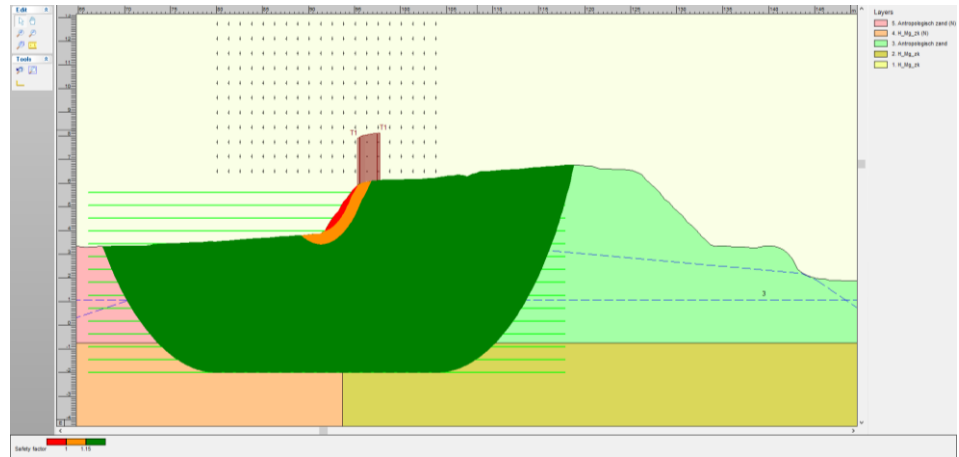
*Figuur 177  
Maatgevend glijvlak  
voor vak 4-1  
scenario 1b1.*



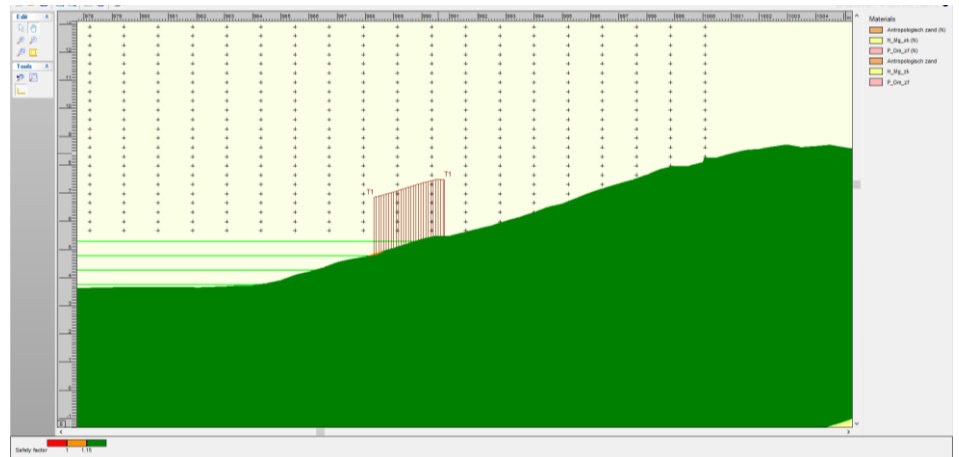
*Figuur 178  
Maatgevend glijvlak  
voor vak 4-1  
scenario 1b3.*



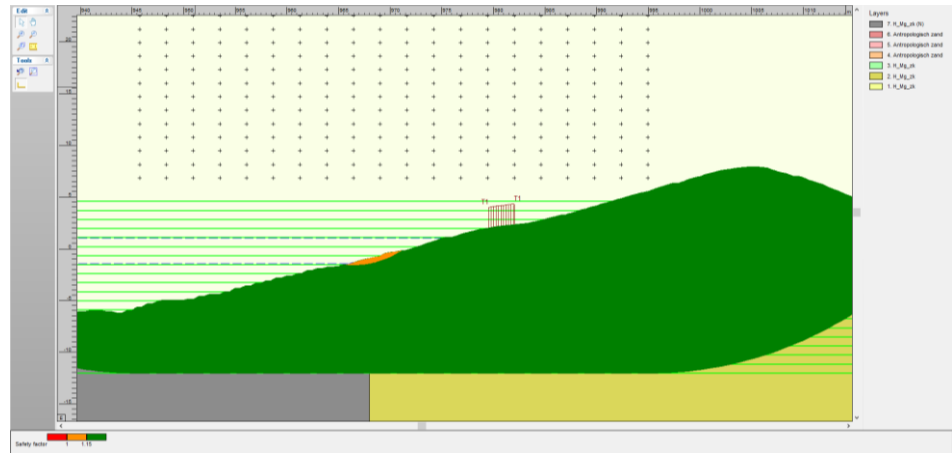
*Figuur 179  
Safety overview  
voor vak 2-1,  
scenario 1b2.*



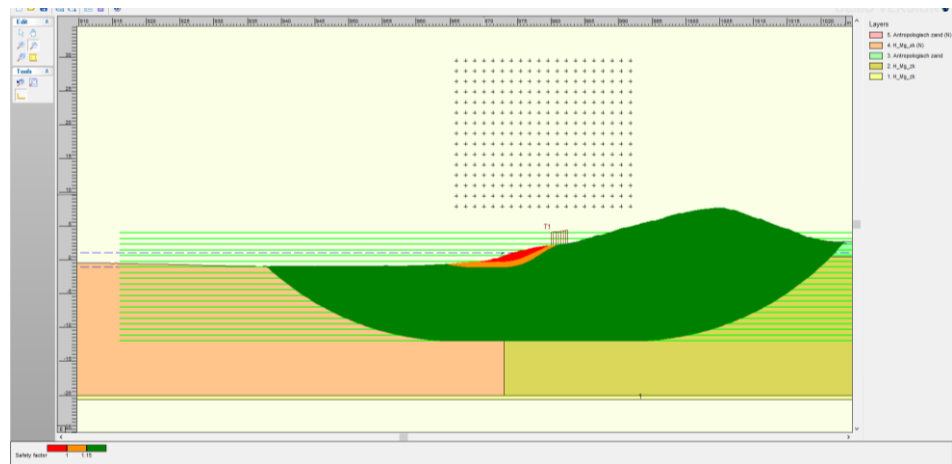
*Figuur 180  
Safety overview  
voor vak 3-1,  
scenario 1b2.*



*Figuur 181  
Safety overview  
voor vak 3-3,  
scenario 1b2.*



*Figuur 182  
Safety overview  
voor vak 3-4,  
scenario 1b2.*

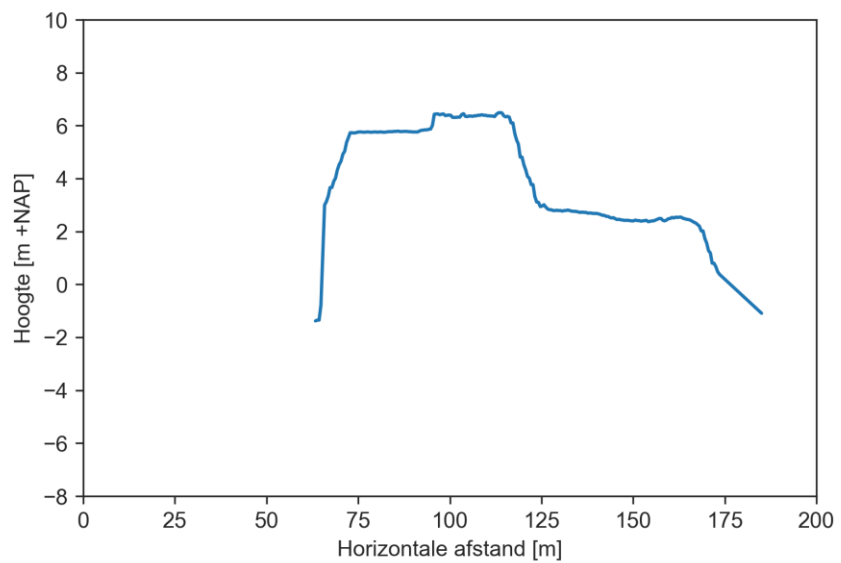




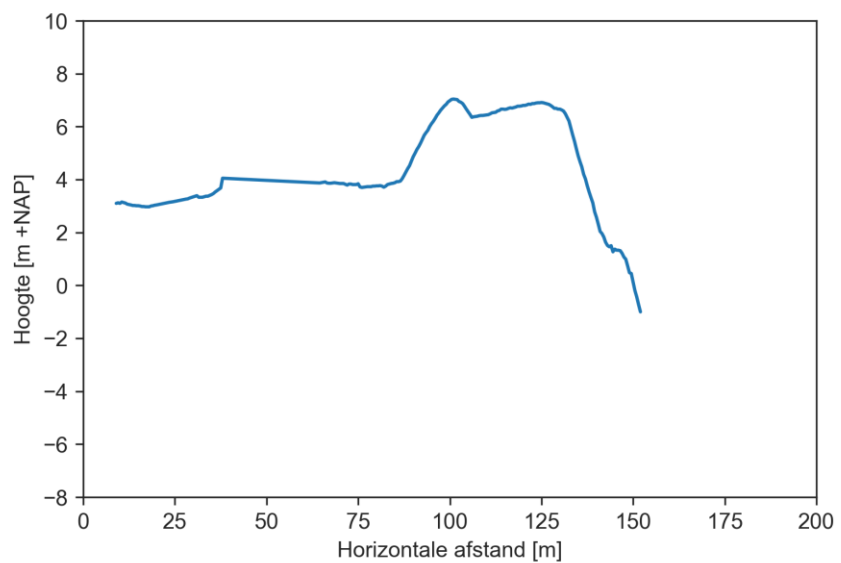
Maatgevende dwarsprofielen

In onderstaande figuren is voor vak 1.1 en 2.1 het maatgevende profiel weergegeven. Voor de overige locaties zijn lokale schematisaties gebruikt. De dwarsprofielen op deze locaties zijn ook weergegeven in onderstaande figuren.

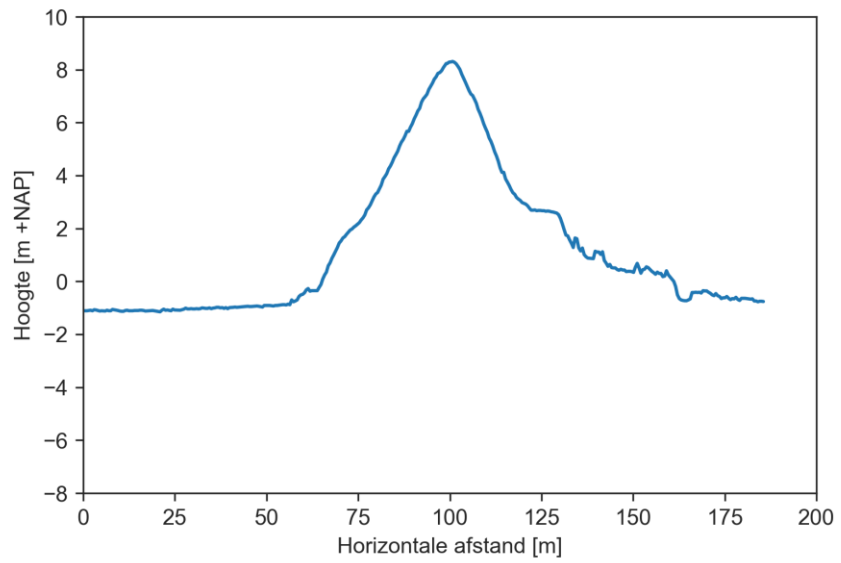
*Figuur 183  
Maatgevend  
dwarsprofiel vak 1.1*



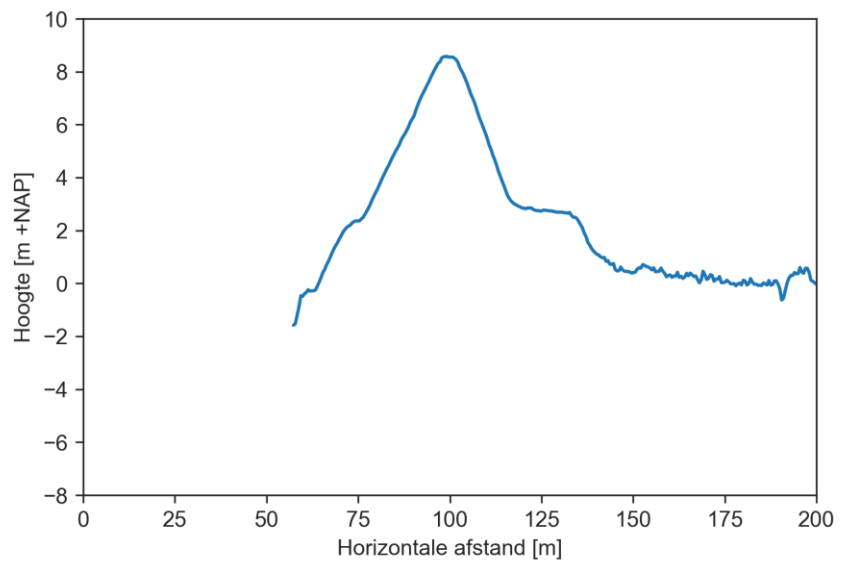
*Figuur 184  
Maatgevend  
dwarsprofiel vak 2.1*



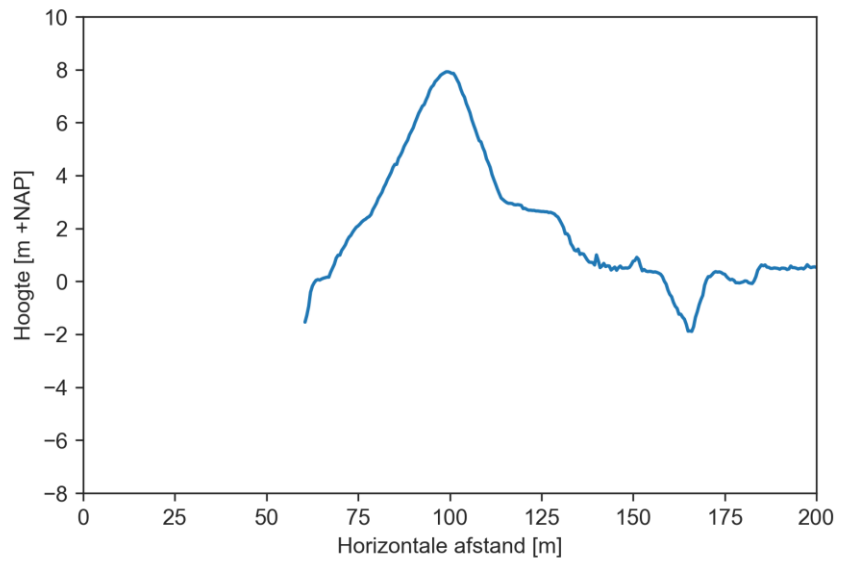
*Figuur 185  
Dwarsprofiel Kmp  
88.9  
(Vak 3.1)*



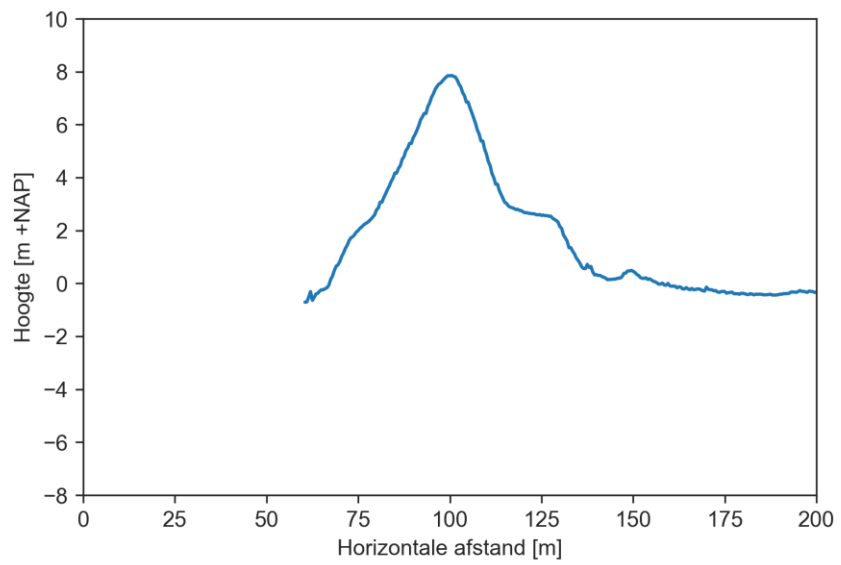
*Figuur 186  
Dwarsprofiel Kmp  
87.0  
(Vak 3.1)*



*Figuur 187*  
*Dwarsprofiel Kmp*  
*86.1*  
*(Vak 3.2)*

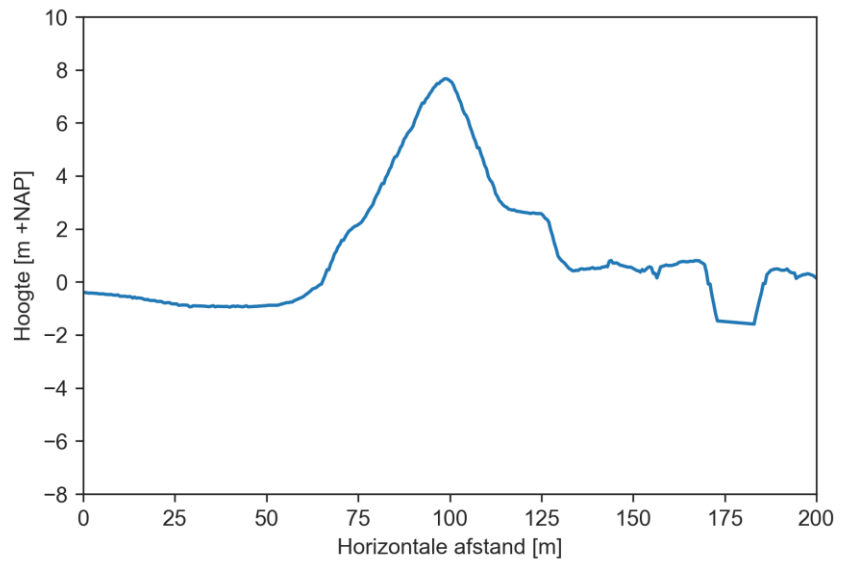


*Figuur 188*  
*Dwarsprofiel Kmp*  
*85.6*  
*(Vak 3.2)*

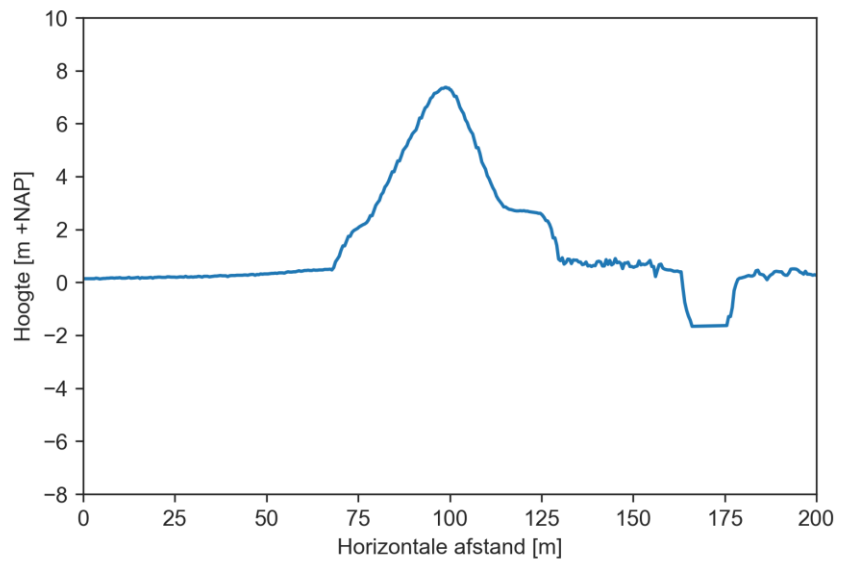




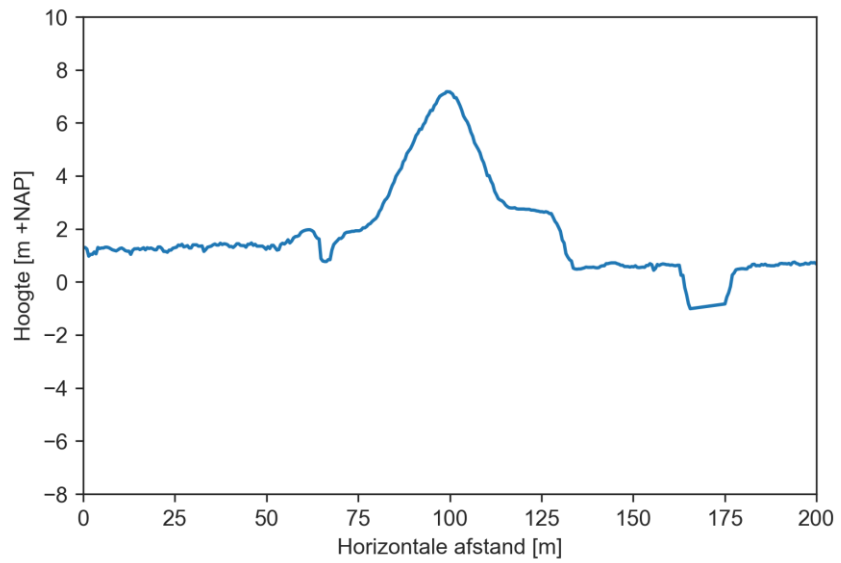
*Figuur 189*  
*Dwarsprofiel Kmp*  
*84.0*  
*(Vak 3.3)*



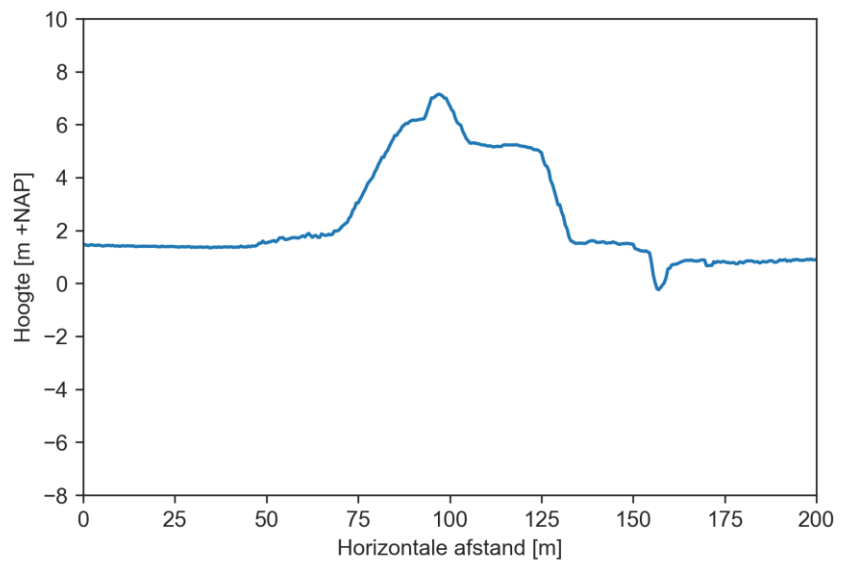
*Figuur 190*  
*Dwarsprofiel Kmp*  
*83.2*  
*(Vak 3.3)*



*Figuur 191  
Dwarsprofiel Kmp  
82.6  
(Vak 4.1)*



*Figuur 192  
Dwarsprofiel Kmp  
82.1  
(Vak 4.1)*



## Grondopbouw

Voor vak 1.1 en 2.1 is bestudeerd welke ondergrondscenario's uit Paragraaf 2.3 voorkomen. De laagliggingen van de scenario's zijn per vak aangescherpt op basis van lokaal grondonderzoek. Voor de overige locaties zijn lokale schematisaties opgesteld op basis van [Arcadis, 2018a,b]. De uiteindelijke ondergrondschematisaties per vak, die zijn gebruikt in de beoordeling STPH, zijn weergegeven in Tabel 98 t/m Tabel 103.

Tabel 98  
Ondergrond  
scenario's vak 1.1

Scenario	Laag-nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
6027_1b1	1	Dijksmateriaal	Mv	
	2	H_Mg_zk	-0,75	
	3	H_Mkw_z&k	-7	
	4	H_Mp_k	-11	
	5	P_Ova_sd	-12	
	6	P_Rg_zm	-39,5	
6027_1b2	1	Dijksmateriaal	Mv	
	2	H_Mg_zk	-0,75	
	3	H_Mkw_z&k	-2	
	4	H_Mg_zk	-4	
	5	H_Mkw_z&k	-5,5	
	6	P_Wdz_zf	-12,5	
	7	P_Ova_sd	-13,5	
	8	P_Rg_zm	-15	

Tabel 99  
Ondergrond  
scenario's vak 2.1

Scenario	Laag- nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
6026_1b1	1	Dijkmateriaal	Mv	
	2	H_Mg_zk	-0,75	
	3	H_Mkw_z&k	-7	
	4	H_Mg_zk	-9,5	
	5	H_Vbv_v	-12,5	
	6	P_Wdz_zf	-13	
	7	P_Ova_sd	-15	
	8	P_Rg_zm	-17	
6026_1b2	1	Dijkmateriaal	Mv	
	2	H_Mg_zk	-0,75	
	3	H_Mp_k	-10	
	4	H_Vbv_v	-12	
	5	P_Wdz_zf	-12,5	
	6	P_Ova_sd	-14	
	7	P_Rg_zm	-15,5	

Tabel 100  
Ondergrond  
scenario's vak 3.1

Scenario	Laag- nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
Kmp 88.9	1	Dijkmateriaal	Mv	
	2	H_Mp_k	-3	
	3	H_Mg_zk (matig grof)	-3,2	
	4	H_Mp_k (gelaagd met zand)	-5,5	
	5	H_Mg_zk (fijn)	-6,5	
	6	H_Mkw_z&k	-12	
	7	H_Mg_zk (fijn)	-15	
	8	H_Mkw_z&k	-20	
	9	P_Om_zf	-27	
Kmp 87.0	1	Dijkmateriaal	Mv	
	2	H_Mp_k (gelaagd met zand)	-2	
	3	H_Mg_zk (matig grof)	-3,5	
	4	H_Mkw_z&k	-12,5	
	5	H_Mg_zk (fijn)	-19	
	6	P_Om_zf	-32	

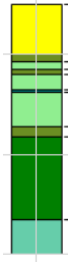
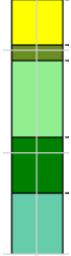
Tabel 101  
Ondergrond  
scenario's vak 3.2

Scenario	Laag- nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
Kmp 86.1	1	Dijkmateriaal	Mv	
	2	H_Mg_zk (fijn)	0	
	3	H_Mkw_z&k	-3	
	4	H_Mg_zk (fijn)	-4	
	5	H_Mkw_z&k	-13	
	6	H_Mg_zk (fijn)	-17	
	7	P_Om_zf	-28	
Kmp 85.8	1	Dijkmateriaal	Mv	
	2	H_Mg_zk (fijn)	0	
	3	H_Mkw_z&k	-3,5	
	4	H_Mg_zk (fijn)	-7,5	
	5	H_Mkw_z&k	-11	
	6	H_Mg_zk (fijn)	-12,5	
	7	P_Om_zf	-28	

Tabel 102  
Ondergrond  
scenario's vak 3.3

Scenario	Laag- nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
Kmp 84.0	1	Dijkmateriaal	Mv	
	2	H_Mkw_z&k	-1,5	
	3	H_Mg_zk	-3	
	4	H_Mkw_z&k	-4,5	
	5	H_Mg_zk (fijn)	-5	
	6	H_Mp_k (gelaagd met zand)	-13,5	
	7	H_Mg_zk (fijn)	-14,5	
	8	P_Om_zf	-17	
	9	P_Ova_sd	-21	
Kmp 83.2	1	Dijkmateriaal	Mv	
	2	H_Mp_k (gelaagd met zand)	-0,5	
	3	H_Mg_zk (fijn)	-2	
	4	H_Mp_k (gelaagd met zand)	-3	
	5	H_Mg_zk (fijn)	-3,5	
	6	H_Mkw_z&k	-11	
	7	H_Mg_zk (fijn)	-12,5	
	8	P_Om_zf	-18	
	9	P_Ova_sd	-30	

Tabel 103  
Ondergrond  
scenario's vak 4.1

Scenario	Laag- nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
Kmp 82.6	1	Dijkmateriaal	Mv	
	2	H_Mkw_z&k	0	
	3	H_Mg_zk (matig grof)	-1,5	
	4	H_Mkw_z&k	-3	
	5	H_Mg_zk (matig grof)	-4	
	6	H_Mp_k (gelaagd met zand)	-7	
	7	H_Mg_zk (fijn)	-7,5	
	8	H_Mkw_z&k	-14,5	
	9	P_Mg_zk	-16,5	
	10	P_Ova_sd	-33	
Kmp 82.1	1	Dijkmateriaal	Mv	
	2	H_Mkw_z&k	1	
	3	H_Mg_zk (fijn)	-2	
	4	P_Mg_zk	-17	
	5	P_Ova_sd	-28	

### L.3

## Eenvoudige beoordeling

In onderstaande tabel zijn de invoer en de resultaten van de eenvoudige beoordeling weergegeven.



In onderstaande tabel zijn de invoer en de resultaten van de eenvoudige beoordeling weergegeven.





Tabel 104  
Invoer en resultaat  
van de eenvoudige  
beoordeling.

Vak (onder- rondsce- nario)	Oordeel I EB	Type Water- kering	Zanddijk op zand- ondergrond	Construct- ieve elementen	Voldoet aan veilige tijdsafhankelijke benadering	Deklaag- dikte	Verval	Herhaling- stijd norm- traject	Traject- lengte	Veilige afmetingen
1.1 (6027_1 b1)	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	Nee	Nee	Nee	42,5	5,93	1/3.000	13400	Nee
1.1 (6027_1 b2)	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	Nee	Nee	Nee	15,5	5,93	1/3.000	13400	Nee
2.1 (6026_1 b1)	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	Nee	Nee	Nee	12	5,94	1/3.000	13400	Nee
2.1 (6026_1 b2)	<b>Niet van toepassing</b>	dijk	Nee	Nee	Nee	10,5	5,94	1/3.000	13400	Nee
Kmp 88.9	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	Nee	Nee	Nee	2,5	5,76	1/3.000	13400	Nee
Kmp 87.0	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	Nee	Nee	Nee	4	4,57	1/3.000	13400	Nee
Kmp 86.1	<b>Niet van toepassing</b>	dijk	Nee	Nee	Nee	2,1	6,63	1/3.000	13400	Nee

Kmp 85.8	<b>Niet van toepassing</b>	dijk	Nee	Nee	Nee	8	4,5	1/3.000	13400	Nee
Kmp 84.0	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	Nee	Nee	Nee	0,5	6,71	1/3.000	13400	Nee
Kmp 83.2	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	Nee	Nee	Nee	1,5	6,74	1/3.000	13400	Nee
Kmp 82.6	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	Nee	Nee	Nee	0	6,46	1/3.000	13400	Nee
Kmp 82.1	<b>Verder beoordelen</b>	dijk	Nee	Nee	Nee	1,75	5,37	1/3.000	13400	Nee





Tabel 105  
Invoerparameters  
Steentoets

Parameter	Waarde	Bron
Richting normaal op dijk [° t.o.v. N]	Variabel	Afgeleid o.b.v. referentielijn WBI
Voorland, niveau bij teen [m +NAP]	ca. NAP+0m	Afgeleid o.b.v. onderkant inmeting DTM [MUG, 2017]
Voorland, helling [tanα]	n.v.t.	Geen voorland ingevoegd.
Taluddeel, niveau ondergrens [m +NAP]	Variabel	Afgeleid op basis van DTM [MUG, 2017]
Taluddeel, niveau ondergrens [m +NAP]	Variabel	Afgeleid op basis van DTM [MUG, 2017]
Taluddeel, helling [tanα]	Variabel	Afgeleid op basis van DTM [MUG, 2017]
Taluddeel, segmentbreedte	n.v.t. (geen vlakke taluddelen aanwezig)	
Type en kenmerken toplaag en onderla(a)g(en)	Variabel	o.b.v. beschikbaar tekenwerk [RWS, 1967] en inventarisatie beheerder [NZV, 2018a]
Toplaag, stootvoeg [mm]	5	Expert judgement
Toplaag, langsvoeg [mm]	5	Expert judgement
Toplaag, open oppervlak [%]	n.v.t. (zie stootvoeg en langsvoeg)	
Toplaag, gaten in steen?	Nee	o.b.v. beschikbaar tekenwerk [RWS, 1967] en inventarisatie beheerder [NZV, 2018a]
Toplaag, karakteristieke opening [mm]	n.v.t.	
Toplaag, soortelijke massa [mm]	Default	Bepaald door Steentoets
Toplaag, ingewassen	In alle gevallen: 'nee'	Op advies van beheerder
Toplaag, D15 inwasmateriaal [mm]	Default	Bepaald door Steentoets
Toplaag, goed ingeklemd?	In alle gevallen 'nee'	Op advies van beheerder
Filterlaag, b [m]	bovenste: 0,08 tweede: 1,00	o.b.v. beschikbaar tekenwerk [RWS, 1967]
Filterlaag, D15 [mm]	bovenste: 20 tweede: 3	[Deltares 2017a]
Filterlaag, D50 [mm]	Default waarde	Bepaald door Steentoets
Filterlaag, porositeit [-]	bovenste: 0,40 tweede: 0,25	Expert judgement
Klei, dijkopbouw	Variabel	Bepaald op basis van tekenwerk [RWS, 1967] en inventarisatie beheerder [NZV, 2018a] i.c.m. grondonderzoek [Wiertsema, 2017]

Parameter	Waarde	Bron
Klei. bklei [m]	Variabel	Inventarisatie beheerder [NZV, 2018a] i.c.m. grondonderzoek [Wiertsema, 2017]
Klei, kwaliteit	Indien aanwezig: 'goed'	grondonderzoek [Wiertsema, 2017]
Klei, D50 [mm]	Default	Bepaald door Steentoets
Klei, D90 [mm]	Default	Bepaald door Steentoets
Type bovenste overgang(constructie)	Variabel	Bepaald op basis van tekenwerk [RWS, 1967]
GLW [m +NAP]	Variabel	[RWS – WV, 2013]
GHW [m+NAP]	Variabel	[RWS – WV, 2013]
Waterstand bij de norm [m +NAP]	Variabel	Zie paragraaf 0
Stroomsnelheid [m/s]	0	Conform WBI2017
Waterstanden	Variabel	Waterstandsverloop zoals beschreven in paragraaf 0
Q-variant	Variabel	

## N Beoordeling Voorlanden (VLGA, VLAf, VLZV)

### N.1 Inleiding

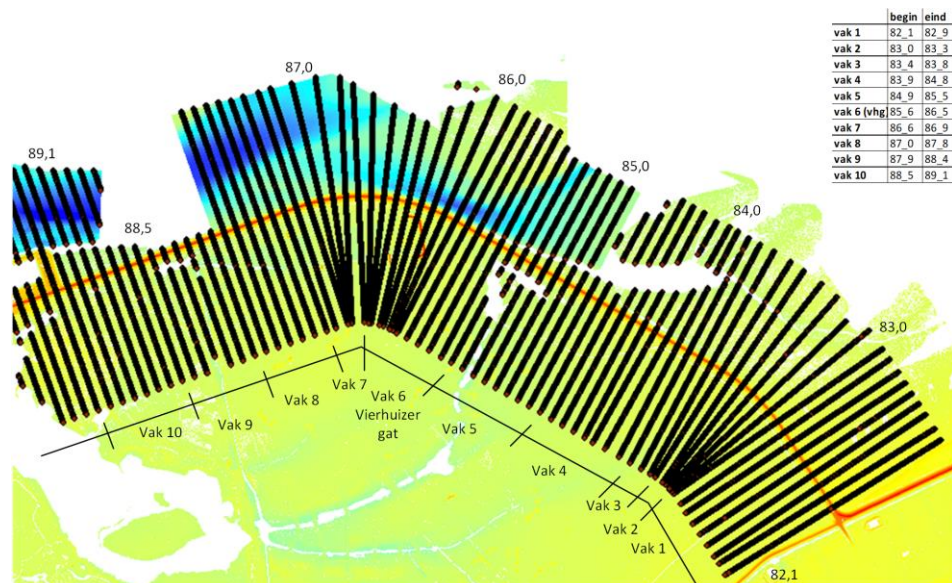
De beoordeling van het voorland bestaat uit drie toetsporen:

- Golfafslag voorland (VLGA)
- Afschuiving voorland (VLAf)
- Zettingsvloeiing voorland (VLZV)

NB: deze toetsporen beschrijven de beoordeling van indirecte mechanismen<sup>23</sup> (groep 5).

Ten behoeve van de beoordeling van het voorland is het traject opgedeeld in 10 vakken (zie onderstaand figuur). Bij de vakindeling is de beschikbaarheid van gegevens en de oriëntatie van de dijk leidend geweest. Bij de vakindeling diende het Vierhuizergat (vak 6) als vertrekpunt. Omdat tussen dp 87.9 en 88.4 geen gegevens over het voorland beschikbaar waren is dit deel als apart vak (9) beschouwd.

*Figuur 193  
Vakindeling  
voorlandsporen*



### N.2 Uitgangspunten

- Invloedszone = 4H (H = hoogte dijk – hoogte teen)
- De profielen zijn gebaseerd op de door de keringbeheerder aangeleverde lodingen (februari 2018). Deze zijn aangevuld met gegevens uit AHN-2 (2009).

<sup>23</sup> Een indirect mechanisme leidt niet direct tot falen van de waterkering maar vergroot de kans op falen door een vervolgmecanisme.



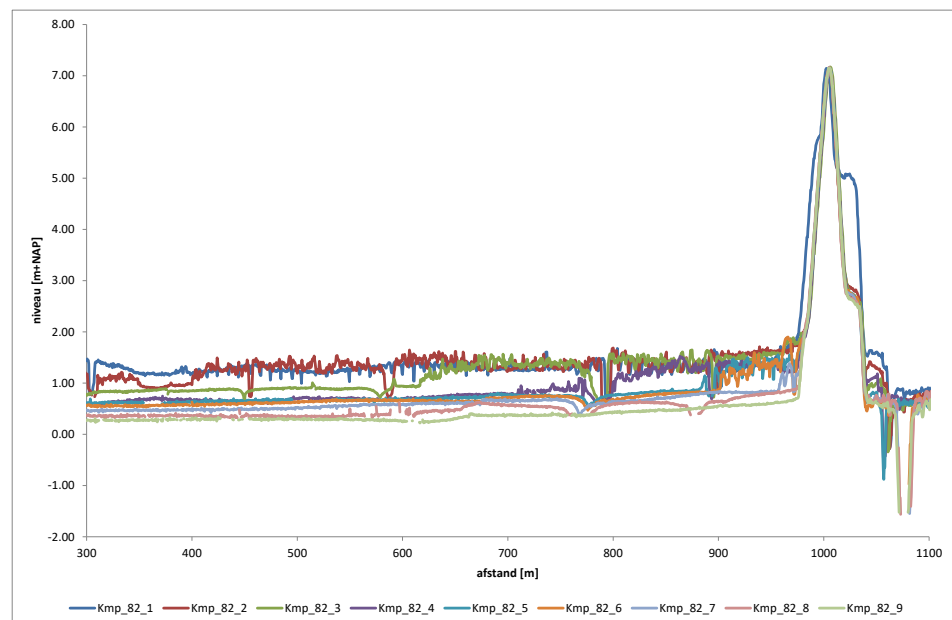
- Hoogte en breedte voorland verandert niet in de tijd (morfologische ontwikkelingen worden verwaarloosd)
- Ter plaatse van het Vierhuizergat zijn de ontwerpprofielen gebruikt. Aangenomen is dat het ontwerpprofiel op peildatum zichtjaar aanwezig
- Aangenomen is dat de geulrand en -bodem (die uit de profielen volgt) niet verandert in de tijd (morfologische ontwikkelingen worden verwaarloosd)
- Alleen ter plaatse van het Vierhuizergat is een bestorting aanwezig
- Aangenomen is dat eventuele nu aanwezige bestorting ook op peildatum zichtjaar aanwezig is.
- Het voorland is opgebouwd uit zand
- Gemiddelde waterstand GW is gelijk aan NAP
- De laagwaterlijn bij gemiddeld tij is is NAP -1,26 m
- De laag laagwaterstand LLWS is NAP -1,42 m
- $d_{50,gemiddeld}$  onderwatertalud > 0,2 mm
- $d_{15,gemiddeld}$  onderwatertalud > 0,1 mm

### N.3

## Vak 1

Vak 1 loopt van dp 82.0 t/m dp 82.9. In onderstaand figuur zijn de profielen van het voorland weergegeven.

*Figuur 194  
Profielen vak 1*

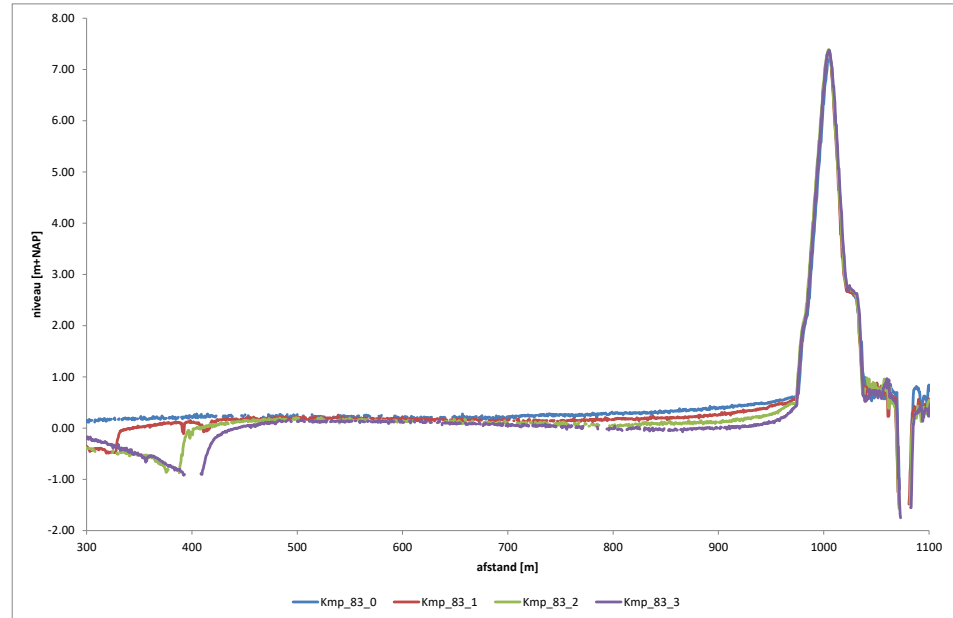


Vóór vak 1 zijn kwelders aanwezig. Deze kwelders liggen hoger dan de gemiddelde waterstand GW (NAP). Omdat een geulrand ontbreekt wordt eventuele golfafslag, afschuiving en/ of zettingsvloeiing niet schadelijk geacht voor de waterkering (de toetssporen VLGA, VLAf en VLZV zijn dan ook niet doorlopen). Voor vak 1 is de faalkans dan ook verwaarloosbaar.

## Vak 2

Vak 2 loopt van dp 83.0 t/m dp 83.3. In onderstaand figuur zijn de profielen van het voorland weergegeven.

*Figuur 195  
Profielen vak 2*

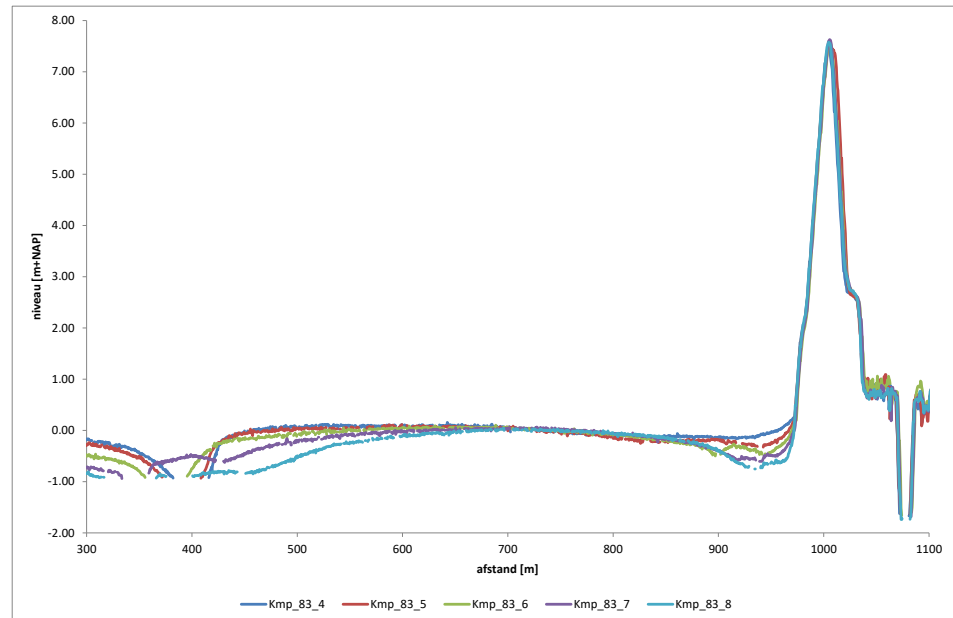


De hoogte van het voorland bij vak 2 is ongeveer gelijk aan de gemiddelde waterstand GW (NAP). Op ruim 500 m van de waterkering bevindt zich een ondiepe geul. Omdat een diepe geul ontbreekt, dan wel deze op grote afstand van de waterkering ligt, wordt eventuele golfafslag, afschuiving en/of zettingsvloeiing niet schadelijk geacht voor de waterkering (de toetsporen VLGA, VLAF en VLZV zijn dan ook niet doorlopen). Voor vak 2 is de faalkans dan ook verwaarloosbaar.

## Vak 3

Vak 3 loopt van dp 83.4 t/m dp 83.8. In onderstaand figuur zijn de profielen van het voorland weergegeven.

*Figuur 196  
Profielen vak 3*

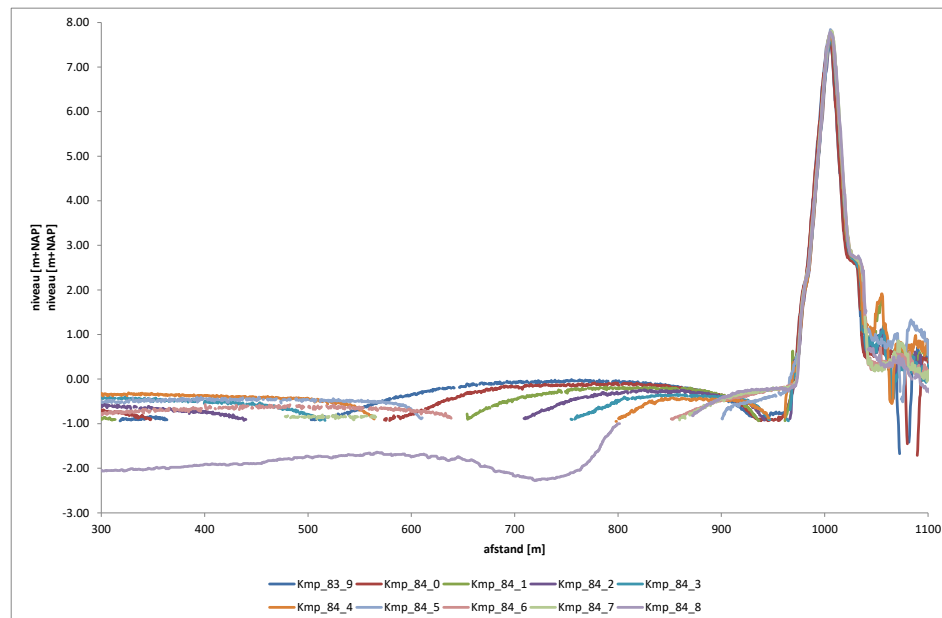


De hoogte van het voorland bij vak 3 is ongeveer gelijk aan de gemiddelde waterstand GW (NAP). Op ruim 500 m van de waterkering bevindt zich een ondiepe geul. Omdat een diepe geul ontbreekt, dan wel deze op grote afstand van de waterkering ligt, wordt eventuele golfafslag, afschuiving en/of zettingsvloeiing niet schadelijk geacht voor de waterkering (de toetssporen VLGA, VLAF en VLZV zijn dan ook niet doorlopen). Voor vak 3 is de faalkans dan ook verwaarloosbaar.

## Vak 4

Vak 4 loopt van dp 83.9 t/m dp 84.8. In onderstaand figuur zijn de profielen van het voorland weergegeven.

*Figuur 197  
Profielen vak 4*



Voor de waterkering in vak 4 is een geul aanwezig. De diepte van deze geul is onbekend. Gelet op de profielen in bovenstaand figuur is de minimale afstand van de teen tot aan de geulrand ca. 100 m. De hoogte van het aanwezige voorland is bij benadering gelijk aan NAP.

### VLGA - Eenvoudige toets

De eenvoudige toets van het toetsspoor VLGA bestaat uit twee stappen. In eerste instantie wordt beoordeeld of golfafslag schadelijk is. Zo ja, dan wordt gekeken of golfafslag mogelijk is. Bij deze beoordeling wordt de volgorde omgedraaid. Indien blijkt dat golfafslag mogelijk is wordt, alvorens een TOM uit te voeren, nagegaan of, golfafslag schadelijk is.

#### Stap E.2

Golfafslag is niet mogelijk als:

- Op het voorland een grasmat of bodembescherming aanwezig is en de golfhoogte kleiner is dan 0,75 m; of
- Het niveau van het voorland lager is dan de waterstand bij de norm én het verschil tussen beide groter is dan twee keer de significante golfhoogte; of
- Het niveau van het voorland hoger is dan de waterstand bij de norm én de bekleding van het voorland (inclusief de brekerzone) voldoet aan de eisen gesteld aan de betreffende bekleding(en).

In vak 4 liggen 5 uitvoerpunten: WZ\_1\_6-5\_dk\_00054 t/m WZ\_1\_6-5\_dk\_49. In onderstaande tabel zijn voor de verschillende zichtjaren de waterstand en golfhoogte bij verschillende faalkanseisen weergegeven

Tabel 106  
Hydraulische  
belasting vak 4 per  
zichtjaar voor  
verschillende  
faalkanseisen

Zichtjaar	Faalkanseis	$h^*$ (m+NAP)	$Hs^{**}$ (m)
2023	1/1.000	4,85-4,81	2,20-1,87
2050	1/1.000	5,11-5,07	2,30-1,97
2075	1/1.000	5,37-5,33	2,33-2,01
2100	1/1.000	5,61-5,57	2,44-2,08
2023	1/3.000	5,11-5,07	2,39-2,10
2050	1/3.000	5,38-5,34	2,47-2,14
2075	1/3.000	5,63-5,59	2,53-2,23
2100	1/3.000	5,88-5,84	2,59-2,27

\*marginale statistiek

\*\*Voor de significante golfhoogte is de maximale golfhoogte gebruikt die bij het bepalen van de golfcondities voor bekledingen werd gevonden. Opgemerkt wordt dat deze golfhoogte niet per definitie hoort bij de waterstand bij faalkanseis. In veel gevallen zijn bij deze faalkanseis geen golfcondities bepaald. Daarnaast wordt bij hogere waterstanden een lagere golfhoogte gevonden. De gebruikte golfhoogte is dus conservatief.

Het voorland is niet bekleed en ligt lager dan de waterstand bij de norm. Golfafslag is dus niet schadelijk als de waterdiepte bij norm groter is dan twee keer de significante golfhoogte. Wanneer voor het vak wordt uitgegaan van de minimale waterstand bij de norm en de maximale golfhoogte wordt het maximale niveau van het voorland gevonden waarbij de waterdiepte bij norm gelijk is aan twee keer de significante golfhoogte. Voor het gehele vak geldt dat het niveau van het voorland (NAP) lager ligt dan het maximale niveau (zie ook onderstaande tabel). Golfafslag is dus niet mogelijk. Voor dit vak is de faalkans als gevolg van golfafslag van het voorland dan ook verwaarloosbaar.

Tabel 107  
Niveau voorland  
waarbij golfafslag  
mogelijk is

Zichtjaar	Faalkanseis	$h_{min}$ (m+NAP)	$2_{Hs,max}$ (m)	Maximaal niveau Voorland (m+NAP)
2023	1/1.000	4,81	4,40	0,41
2050	1/1.000	5,07	4,60	0,47
2075	1/1.000	5,33	4,66	0,67
2100	1/1.000	5,57	4,88	0,69
2023	1/3.000	5,07	4,78	0,29
2050	1/3.000	5,34	4,94	0,40
2075	1/3.000	5,59	5,06	0,53
2100	1/3.000	5,84	5,18	0,66

### VLAF - Eenvoudige toets

De eenvoudige toets bestaat uit twee stappen. In eerste instantie wordt beoordeeld of afschuiving schadelijk is. Zo ja, dan wordt gekeken of afschuiving mogelijk is. Bij deze beoordeling wordt de volgorde omgedraaid. Indien blijkt dat afschuiving mogelijk is wordt, alvorens een gedetailleerde toets uit te voeren, nagegaan of, afschuiving schadelijk is.

#### Stap E.2

Volgens stap E.2 is afschuiven niet mogelijk als de totale helling tussen geulrand en geulbodem gemiddeld steiler dan of gelijk aan 1V:4,5H is. Uit de beschikbare profielen blijkt dat deze helling veel flauwer is. Afschuiving kan dus niet optreden. Voor dit vak is de faalkans als gevolg van afschuiving van het voorland dan ook verwaarloosbaar.

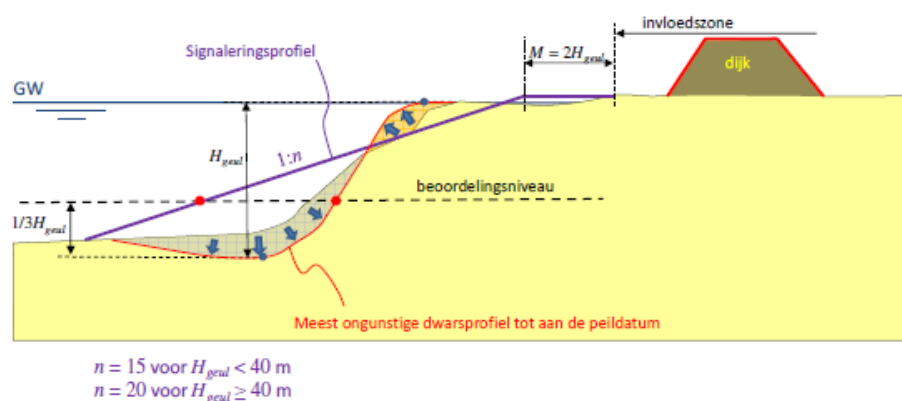
### VLZV - Eenvoudige toets

De eenvoudige toets bestaat uit drie stappen. In eerste instantie wordt beoordeeld of zettingsvloeiing schadelijk is. Zo ja, dan wordt gekeken of zettingsvloeiing kan optreden op basis van het criterium "steilste helling over 5 m" en, zo nee, of zettingsvloeiing mogelijk is op basis van de totale geometrie.

#### Stap E.1

Zettingsvloeiing kan niet optreden als de vooroever bestort is. Omdat de vooroever niet bestort is wordt nagegaan waar het snijpunt van het beoordelingsniveau met het rekenprofiel ten opzichte van het snijpunt van het beoordelingsniveau met het signaleringsprofiel (zie onderstaand figuur) ligt. In de in Figuur 198 weergegeven situatie ligt het snijpunt van het beoordelingsniveau met het rekenprofiel landwaarts van het snijpunt van het beoordelingsniveau met het signaleringsprofiel en is zettingsvloeiing schadelijk.

*Figuur 198  
Schematische weergave signaleringsprofiel zettingsvloeiing (vooroever onbestort)*



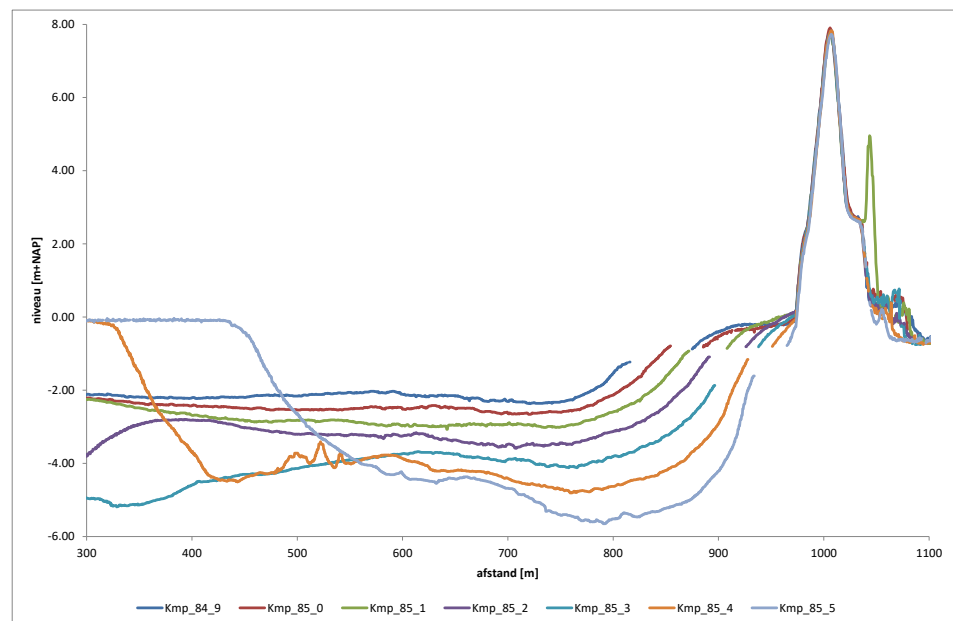
Om het snijpunt van het beoordelingsniveau van het rekenprofiel en het signaleringsprofiel te bepalen is de diepte van de geul benodigd. Hoewel informatie over de diepte van de geul ontbreekt is aangenomen dat geulbodem op ca. NAP -3 m ligt. De geuldiepte  $H_{geul}$  wordt hiermee 3 m. Het beoordelingsniveau komt hiermee op NAP -2 m te liggen. De invloedzone is gelet op de kruinhoogte (NAP +8 m) en het niveau van de teen (NAP -1 m) ca. 36 m. Samen met de te hanteren marge  $M (=6 \text{ m})$  komt de rand van het signaleringsprofiel op 42 m vanaf de teen te liggen. Vanaf daar loopt de vooroever onder een helling van 1:15 tot aan de geulbodem. Het snijpunt van het beoordelingsniveau met het rekenprofiel komt dan zeewaarts ten opzichte van het snijpunt van het beoordelingsniveau met het signaleringsprofiel te liggen. Zettingsvloeiing is dus niet schadelijk. Voor dit vak is de faalkans als gevolg van zettingsvloeiing van het voorland dan ook verwaarloosbaar.

## N.7

## Vak 5

Vak 5 loopt van dp 84.9 t/m dp 85.5. In onderstaand figuur zijn de profielen van het voorland weergegeven.

*Figuur 199  
Profielen vak 5*



Voor de dijk is een geul aanwezig. De diepte van de geul varieert en is ter hoogte van dp85.5 het diepst (ca. NAP -6 m). Dit profiel wordt voor dit vak dan ook maatgevend gesteld.

### VLGA - Eenvoudige toets

De eenvoudige toets bestaat uit twee stappen. In eerste instantie wordt beoordeeld of golfafslag schadelijk is. Zo ja, dan wordt gekeken of golfafslag mogelijk is. Bij deze beoordeling wordt de volgorde omgedraaid. Indien blijkt dat golfafslag mogelijk is wordt, alvorens een TOM uit te voeren, nagegaan of, golfafslag schadelijk is.

#### Stap E.2

Golfafslag is niet mogelijk als:

- Op het voorland een grasmat of bodembescherming aanwezig is en de golfhoogte kleiner is dan 0,75 m; of
- Het niveau van het voorland lager is dan de waterstand bij de norm én het verschil tussen beide groter is dan twee keer de significante golfhoogte; of
- Het niveau van het voorland hoger is dan de waterstand bij de norm én de bekleding van het voorland (inclusief de brekerzone) voldoet aan de eisen gesteld aan de betreffende bekleding(en).

In dit vak liggen 4 uitvoerpunten: WZ\_1\_6-5\_dk\_00050 t/m WZ\_1\_6-5\_dk\_00047. In onderstaande tabel zijn voor de verschillende zichtjaren de waterstand en golfhoogte bij verschillende faalkanseisen weergegeven.

Tabel 108  
Hydraulische  
belasting vak 4 per  
zichtjaar voor  
verschillende  
faalkanseisen

Zichtjaar	Faalkanseis	$h^*$ (m+NAP)	$Hs^{**}$ (m)
2023	1/1.000	4,81-4,79	1,98-1,88
2050	1/1.000	5,08-5,05	2,07-1,92
2075	1/1.000	5,34-5,31	2,11-2,00
2100	1/1.000	5,58-5,56	2,19-2,05
2023	1/3.000	5,08-5,06	2,21-2,07
2050	1/3.000	5,35-5,32	2,25-2,12
2075	1/3.000	5,60-5,58	2,33-2,21
2100	1/3.000	5,85-5,82	2,39-2,26

\*marginale statistiek

\*\*Voor de significante golfhoogte is de maximale golfhoogte gebruikt die bij het bepalen van de golfcondities voor bekledingen werd gevonden.

Opgemerkt wordt dat deze golfhoogte niet per definitie hoort bij de waterstand bij faalkanseis. In veel gevallen zijn bij deze faalkanseis geen golfcondities bepaald. Daarnaast wordt bij hogere waterstanden een lagere golfhoogte gevonden. De gebruikte golfhoogte is dus conservatief.

Het voorland is niet bekleed. Omdat er vrijwel geen vlak voorland aanwezig is, wordt het niveau van het voorland gelijk gesteld aan de laagwaterlijn (NAP -1,26 m). Het voorland ligt hiermee dus lager dan de waterstand bij de norm. Golfafslag is dus niet schadelijk als de waterdiepte bij norm groter is dan twee keer de significante golfhoogte. Wanneer voor het vak wordt uitgeteerd



van de minimale waterstand bij de norm en de hierbij berekende maximale golfhoogte wordt het maximale niveau van het voorland gevonden waarbij de waterdiepte bij norm gelijk is aan twee keer de significante golfhoogte. Voor het gehele vak geldt dat het niveau van het voorland lager ligt dan het maximale niveau. Golfafslag is dus niet mogelijk. Voor dit vak is de faalkans als gevolg van golfafslag van het voorland dan ook verwaarloosbaar.

Tabel 109  
Niveau voorland  
waarbij golfafslag  
mogelijk is

Zichtjaar	Faalkanseis	$h_{min}$ (m+NAP)	$z_{Hs,max}$ (m)	Maximaal niveau Voorland (m+NAP)
2023	1/1.000	4,79	3,96	0,83
2050	1/1.000	5,05	4,14	0,91
2075	1/1.000	5,31	4,22	1,09
2100	1/1.000	5,56	4,38	1,18
2023	1/3.000	5,06	4,42	0,64
2050	1/3.000	5,32	4,5	0,82
2075	1/3.000	5,58	4,66	0,92
2100	1/3.000	5,82	4,78	1,04

#### VLAF - Eenvoudige toets

De eenvoudige toets bestaat uit twee stappen. In eerste instantie wordt beoordeeld of afschuiving schadelijk is. Zo ja, dan wordt gekeken of afschuiving mogelijk is. Bij deze beoordeling wordt de volgorde omgedraaid. Indien blijkt dat afschuiving mogelijk is wordt, alvorens een gedetailleerde toets uit te voeren, nagegaan of, afschuiving schadelijk is.

#### Stap E.2

Volgens stap E.2 is afschuiven niet mogelijk als de totale helling tussen geulrand en geulbodem gemiddeld steiler dan of gelijk aan 1V:4,5H is. Uit de beschikbare profielen blijkt dat de helling tussen geulrand en geulbodem bij dp85.5 de steilste delen bevat. Het steilste deel is hier ca. 1:8. De gemiddelde helling tussen geulrand en geulbodem is dus veel flauwer dan 1:4,5. Afschuiving kan dus niet optreden. Voor dit vak is de faalkans als gevolg van afschuiving van het voorland dan ook verwaarloosbaar.

#### VLZV - Eenvoudige toets

De eenvoudige toets bestaat uit drie stappen. In eerste instantie wordt beoordeeld of zettingsvloeiing schadelijk is. Zo ja, dan wordt gekeken of zettingsvloeiing kan optreden op basis van het criterium "steilste helling over 5 m" en, zo nee, of zettingsvloeiing mogelijk is op basis van de totale geometrie.

#### Stap E.1

Zettingsvloeiing kan niet optreden als de vooroever bestort is. Omdat de vooroever niet bestort is wordt nagegaan waar het snijpunt van het

beoordelingsniveau met het rekenprofiel ten opzichte van het snijpunt van het beoordelingsniveau met het signaleringsprofiel (zie Figuur 200) ligt.

Om het snijpunt van het beoordelingsniveau van het rekenprofiel en het signaleringsprofiel te bepalen is de diepte van de geul benodigd. Wanneer wordt uitgegaan van de geulbodem ter hoogte van dp85.5 is de geuldiepte  $H_{geul}$  ongeveer 6 m. Het beoordelingsniveau komt hiermee op NAP -4 m te liggen. De invloedzone is gelet op de kruinhoogte (NAP +8 m) en het niveau van de teen (NAP -1 m) ca. 36 m. Samen met de te hanteren marge M (=12 m) komt de rand van het signaleringsprofiel op 48 m vanaf de teen te liggen. Vanaf daar loopt de vooroever onder een helling van 1:15 tot aan de geulbodem. Het snijpunt van het beoordelingsniveau met het rekenprofiel komt dan landwaarts ten opzichte van het snijpunt van het beoordelingsniveau met het signaleringsprofiel te liggen. Zettingsvloeiing is dus schadelijk. Voor dit vak wordt de beoordeling voortgezet met stap E.2

#### Stap E.2

Stap E.3 van de eenvoudige toetsing mag alleen worden uitgevoerd als de gemiddelde helling van het onderwatertalud over een hoogte van minimaal 5 m flauwer is dan 1:4.3. Het steilste deel van het onderwatertalud bij dp85.5 is 1:8. Daarmee wordt voldaan de eis voor het voortzetten van de eenvoudige toets met Stap E.3.

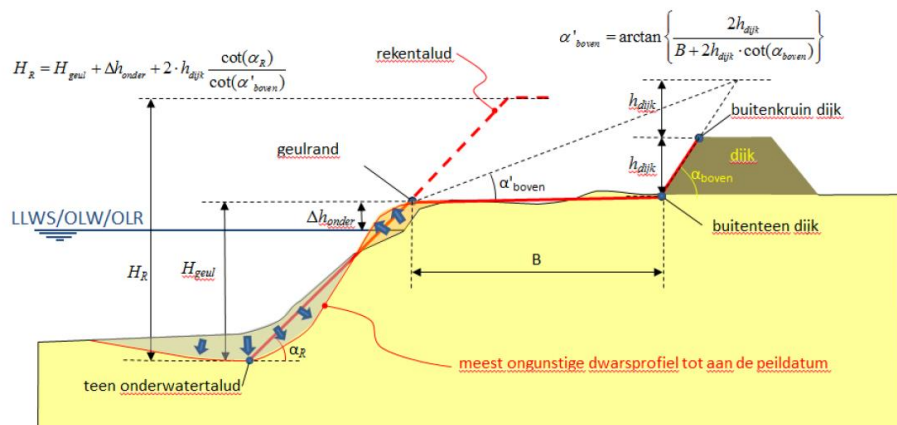
#### Stap E.3

Zettingsvloeiing kan alleen optreden als verwekings- en/ of bresvloeiing kan optreden.

Bresvloeiing kan alleen optreden als in één of meer zand- en siltlagen van het onbestorte onderwatertalud de taludhelling te steil is. De maximale toegestane lokale helling per diepte-interval is in Tabel 24-1 van Bijlage III van [RWS – WVL, 2016a] gegeven. Omdat wordt voldaan aan de toepassingsvoorwaarden van de geometrische toets voor bresvloeiing (maximale hoogte onderwatertalud <40,  $d_{50,gemiddeld} > 0,2$  mm en  $d_{15,gemiddeld} > 0,1$  mm), wordt – gelet op de maximale helling van het onderwatertalud (1:9) – de maximale toelaatbare helling niet overschreden. Bresvloeiing kan niet optreden.

Verwekingsvloeiing kan optreden als over de rekenhoogte  $H_R$  geldt dat  $\cot \alpha_R \leq 7 \left( \frac{H_R}{24} \right)^{\frac{1}{3}}$ . Voor de definities van  $H_R$  en de rekentaludhelling  $\alpha_R$  wordt verwezen naar onderstaand figuur.

**Figuur 200**  
**Signaleringsprofiel**  
**vs rekenprofiel vak 5**



Voor  $\alpha_R$  wordt het steilste deel van het onderwatertalud gebruik ( $\cot \alpha_R$  is dus 8).

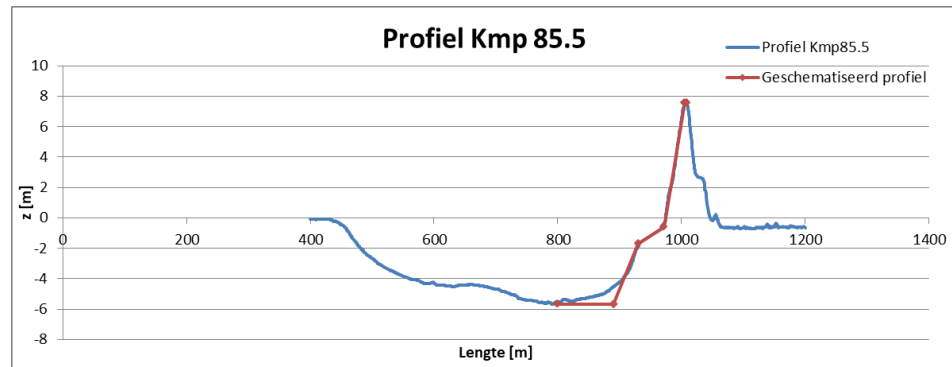
Omdat er vrijwel geen vlak voorland aanwezig is, wordt het niveau van de geulrand gelijk gesteld aan de laagwaterlijn. Hierdoor is  $\Delta h_{onder}$  0,16 m. Omdat  $B$  gelijk is aan 0 m is  $\alpha_{boven}$  gelijk aan  $\alpha'_{boven}$  ( $\cot \alpha'_{boven}$  is dus 4). Gelet op de waarden voor  $\alpha_R$ ,  $\Delta h_{onder}$ , en  $\alpha'_{boven}$  wordt, uitgaande van een  $H_{geul}$  van 6 m en een  $h_{dijk}$  van 9 m, een  $H_R$  van circa 42 m gevonden. Gelet op de rekenhoogte mag  $\cot \alpha_R$  niet kleiner zijn dan 8,45. Omdat de rekentaludhelling steiler is kan verwekingsvloeiing optreden. Een gedetailleerde toets is dus noodzakelijk om tot een oordeel voor het toetspoor VLZV te komen.

**Gedetailleerde beoordeling – Vak 5 (ten oosten van het Vierhuizergat)**

De gedetailleerde beoordeling uitgevoerd conform Bijlage III [RWS – WV, 2016a] en de schematiseringshandleiding zettingsvloeiing [RWS – WV, 2016f]. Daarbij is gebruik gemaakt van de software D-Flow Slide versie 16.1.1.4981.

Gelijk aan de eenvoudige beoordeling is de geometrie bij dijkpaal Kmp 85.5 maatgevend voor dijkvak 5. Dit profiel is voor de invoer voor de software vereenvoudigd tot een aantal karakteristieke punten. Het werkelijke en geschematiseerde profiel zijn weergegeven in Figuur 103. De karakteristieke punten van het geschematiseerde profiel zijn weergegeven in Tabel 65. De start van de bodem van de geul is zo gekozen dat een steil ontstaat. Dit is een veilige schematisatie. De invloedzone van de dijk loopt tot 36m voor de buitenteen, zoals al beschreven in de eenvoudige beoordeling. Als waterstand is NAP -1,42 m toegepast, horend bij laagwater springtij (zie ook paragraaf 2.2.8).

**Figuur 201**  
**Profiel bij dijkpaal**  
**85.5 en het**



Tabel 110  
Karakteristieke  
punten  
geschematiseerd  
profiel dijkpaal 85.5

Karakteristiek punt	L [m]	z [NAP+m]
<b>Bottom river channel</b>	800	-5,65
<b>Bottom river channel</b>	890	-5,65
<b>Insert river channel</b>	930	-1,70
<b>Dike toe at river</b>	972	-0,60
<b>Dike top at river</b>	1005	7,60
<b>Dike top at polder</b>	1009	7,60

Over het grootste deel van dijkvak 5 komt ondergrondscenario 6025\_1b2 voor, waarin het Holoceen alleen bestaat uit H\_Mg\_zk (zand gelaagd met klei – zie ook paragraaf 2.3). Doordat in dit scenario alleen zandige grond voorkomt, is dit ook het maatgevende scenario. Dit scenario is daarom gebruikt voor de beoordeling. Het dijklichaam bestaat uit zandig dijksmateriaal.

Voor het inschatten van de korrelgrootte van het zand is gebruikgemaakt van de defaultwaarden van  $d_{70}$ , beschikbaar in SOS. De  $d_{70}$  wordt normaal gesproken gebruikt voor de beoordeling STPH. De gebruikte waarde is bepaald uit het lokaal grondonderzoek. Hieruit volgt een waarde van 0,15 mm. Op deze waarde is een VC van 12%, de rekenwaarde voor VLZV wordt daarmee 0,13 mm (we merken op dat deze waarde gelijk is aan standaardwaarde voor  $d_{70}$  voor H\_Mg\_zk in het SOS-segment ter plaatse van Vak 5). Met behulp van een uniformiteitscoëfficiënt  $U=1,5$  (conform de schematiseringshandleiding zettingsvloeiing [RWS – WVL, 2016f]) zijn de  $d_{15}$  en  $d_{50}$  geschat op respectievelijk 0,85 mm en 0,12 mm<sup>24</sup>.

De waarde voor de state parameter ( $\psi_{5m}$ ) is lastig te bepalen zonder uitgebreid grondonderzoek. De schematiseringshandleiding zettingsvloeiing geeft aan dat een waarde van 0,1 voor zand een veilige waarde is [RWS – WVL, 2016f]. Voor zand gelaagd met klei, waar in dijkvak 5 sprake van is, is deze waarde lager (wat resulteert in een gunstiger oordeel). In de

<sup>24</sup> De gevoeligheid van deze schatting is echter onderzocht door gebruik te maken van een brede range in waardes. Dit blijkt voor vak 5 geen significant effect te hebben op de resulterende faalkans.

beoordeling is conform de schematiseringhandleiding een veilige waarde van 0,1 toegepast.

Voor de factor voor cohesieve lagen ( $F_{\text{cohesivelayers}}$ ) is een waarde van 1 gebruikt, die volgens de schematiseringshandleiding zettingsvloeiing [RWS – WVL, 2016f] past bij zand met een beperkt aantal kleilaagjes.

In de gedetailleerde beoordeling is voorgeschreven rekening te houden met morfodynamiek. In deze beoordeling is verondersteld dat geen sprake is van significante morfodynamische veranderingen. De software kan echter niet rekenen met een migratiesnelheid van het voorland van 0 m/jaar. Daarom is een lage waarde van 0,0001 m/jaar gebruikt.

De resulterende faalkans berekend met D-Flow slide is 8,7 E-07. De faalkanseis is bepaald met behulp van Bijlage III Sterkte en Veiligheid [RWS – WVL, 2016a]:

$$P_{\text{eis,vak}} = P_{\text{voorland}} * L_{\text{vak}} / 1\text{km}$$

Waarin:

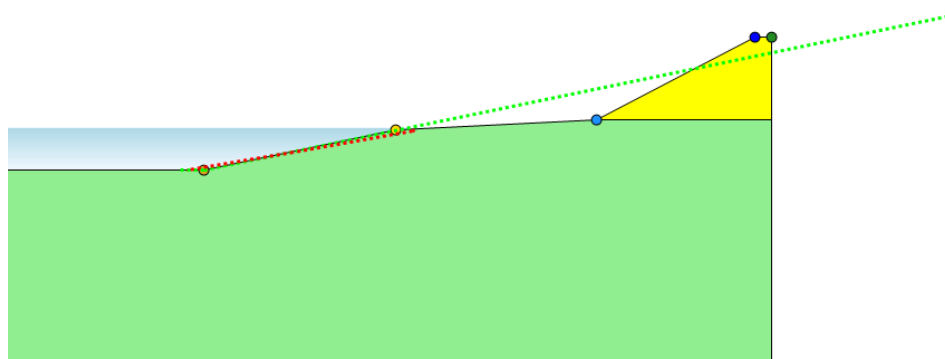
$P_{\text{voorland}}$	Kans van optreden van voorlandmechanisme waarbij de bijdrage nog juist aan de overstromingskans verwaarloosbaar wordt geacht. $P_{\text{voorland}} = 0,01$
$P_{\text{eis,vak}}$	Faalkanseis per vak
$L_{\text{vak}}$	Lengte van het vak [km]

Met een dijkvaklengte van 600m voor vak 5 is de faalkanseis 6,0 E-03. De berekende faalkans voldoet ruim aan de faalkanseis. Samenvattend zijn de kansen weergegeven in Tabel 64. Het resterend profiel na zettingsvloeiing is weergegeven in Figuur 101.

Tabel 111  
Faalkans en  
faalkanseis VLZV  
dijkvak 5

Dijkvak	Faalkans	Faalkanseis (6,0E-03)
Vak 5	8,7 E-07	Voldoet

Figuur 202  
Resterend profiel na  
zettingsvloeiing (in  
rood)



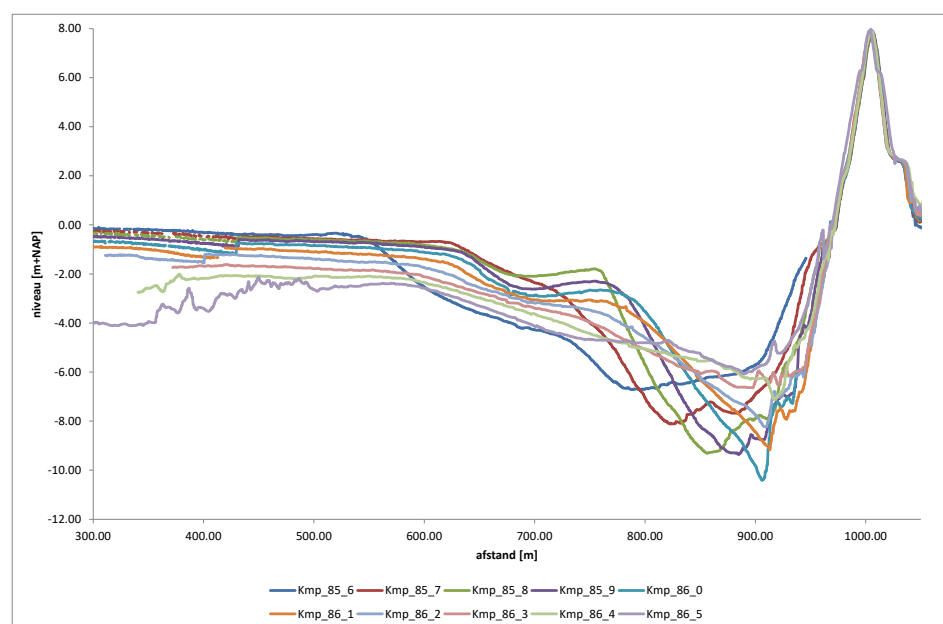
Bij klimaatverandering wordt het springtij laag water hoger. Dit heeft een positieve invloed op het oordeel voor zettingsvloeiing. Daarnaast verandert het waterstandsverschil bij de val naar laag water niet. Zettingsvloeiing is in de toekomst daarom ook niet relevant.

N.8

## Vak 6

Vak 6 loopt van dp 85.6 t/m dp 86.5 (Vierhuizergat). In onderstaand figuur zijn de profielen van het voorland weergegeven.

*Figuur 203  
Profielen vak 6*



Voor de dijk is een geul aanwezig. De diepte van de geul varieert en is ter hoogte van dp86.0 het diepst (ca. NAP -10 m). Dit profiel wordt voor dit vak dan ook maatgevend gesteld.

### VLGA - Eenvoudige toets

De eenvoudige toets bestaat uit twee stappen. In eerste instantie wordt beoordeeld of golfafslag schadelijk is. Zo ja, dan wordt gekeken of golfafslag mogelijk is. Bij deze beoordeling wordt de volgorde omgedraaid. Indien blijkt dat golfafslag mogelijk is wordt, alvorens een TOM uit te voeren, nagegaan of, golfafslag schadelijk is.

#### Stap E.2

Golfafslag is niet mogelijk als:

- Op het voorland een grasmat of bodembescherming aanwezig is en de golfhoogte kleiner is dan 0,75 m; of
- Het niveau van het voorland lager is dan de waterstand bij de norm én het verschil tussen beide groter is dan twee keer de significante golfhoogte; of
- Het niveau van het voorland hoger is dan de waterstand bij de norm én de bekleding van het voorland (inclusief de brekerzone) voldoet aan de eisen gesteld aan de betreffende bekleding(en).

In dit vak liggen 6 uitvoerpunten: WZ\_1\_6-5\_dk\_00047 t/m WZ\_1\_6-5\_dk\_00042. In onderstaande tabel zijn voor de verschillende zichtjaren de waterstand en golfhoogte bij verschillende faalkanseisen weergegeven.

*Tabel 112  
Hydraulische  
belasting vak 6 per  
zichtjaar voor  
verschillende  
faalkanseisen*

Zichtjaar	Faalkanseis	h* (m+NAP)	Hs** (m)
2023	1/1.000	4,79-4,76	2,48-1,98
2050	1/1.000	5,06-5,03	2,51-2,07
2075	1/1.000	5,31-5,28	2,62-2,11
2100	1/1.000	5,59-5,53	2,69-2,19
2023	1/3.000	5,06-5,02	2,64-2,70
2050	1/3.000	5,32-5,29	2,78-2,25
2075	1/3.000	5,58-5,55	2,86-2,33
2100	1/3.000	5,82-5,79	2,94-2,39

\*marginale statistiek

\*\*Voor de significante golfhoogte is de maximale golfhoogte gebruikt die bij het bepalen van de golfcondities voor bekledingen werd gevonden. Opgemerkt wordt dat deze golfhoogte niet per definitie hoort bij de waterstand bij faalkanseis. In veel gevallen zijn bij deze faalkanseis geen golfcondities bepaald. Daarnaast wordt bij hogere waterstanden een lagere golfhoogte gevonden. De gebruikte golfhoogte is dus conservatief.

Het voorland is bekleed met staalslakken. Omdat er vrijwel geen vlak voorland aanwezig is, wordt het niveau van het voorland gelijk gesteld aan de laagwaterlijn (NAP -1,26 m). Het voorland ligt hiermee dus lager dan de waterstand bij de norm. Golfafslag is dus niet schadelijk als de waterdiepte bij norm groter is dan twee keer de significante golfhoogte. Wanneer voor het vak wordt uitgegaan van de minimale waterstand bij de norm en de hierbij berekende maximale golfhoogte wordt het maximale niveau van het voorland gevonden waarbij de waterdiepte bij norm gelijk is aan twee keer de significante golfhoogte.

Voor het gehele vak geldt dat het niveau van het voorland lager ligt dan het maximale niveau. Golfafslag is dus niet mogelijk. Voor dit vak is de faalkans als gevolg van golfafslag van het voorland dan ook verwaarloosbaar.

Tabel 113  
Niveau voorland  
waarbij golfafslag  
mogelijk is

Zichtjaar	Faalkanseis	$h_{\min}$ (m+NAP)	$2H_{s,\max}$ (m)	Maximaal niveau Voorland (m+NAP)
2023	1/1.000	4,76	4,96	-0,2
2050	1/1.000	5,03	5,02	0,01
2075	1/1.000	5,28	5,24	0,04
2100	1/1.000	5,53	5,38	0,15
2023	1/3.000	5,02	5,28	-0,26
2050	1/3.000	5,29	5,56	-0,27
2075	1/3.000	5,55	5,72	-0,17
2100	1/3.000	5,82	5,88	-0,06

### VLAF - Eenvoudige toets

De eenvoudige toets bestaat uit twee stappen. In eerste instantie wordt beoordeeld of afschuiving schadelijk is. Zo ja, dan wordt gekeken of afschuiving mogelijk is. Bij deze beoordeling wordt de volgorde omgedraaid. Indien blijkt dat afschuiving mogelijk is wordt, alvorens een gedetailleerde toets uit te voeren, nagegaan of, afschuiving schadelijk is.

#### Stap E.2

Volgens stap E.2 is afschuiven niet mogelijk als de totale helling tussen geulrand en geulbodem gemiddeld steiler dan of gelijk aan 1V:4,5H is. Uit de beschikbare ontwerpprofielen blijkt dat de helling tussen geulrand en geulbodem 1:4 is. De gemiddelde helling tussen geulrand en geulbodem is dus steiler dan 1:4,5. Afschuiving kan dus optreden. Voor dit vak is daarom ook vak E.1 uitgevoerd.

#### Stap E.1

Bij deze stap wordt gecontroleerd of het afschuiven schadelijk is. Afschuiven is schadelijk als het afschuifpunt  $S_{af}$  landwaarts ligt van het signaleringspunt  $S_{sign}$ . Omdat de geulrand nagenoeg aan de teen van de dijk ligt, zal  $S_{sign}$  – gelet op de invloedzone – altijd buitenwaarts van  $S_{af}$ . Golfafslag is dus mogelijk. Voor dit vak is, om tot een oordeel te komen, een gedetailleerde toets noodzakelijk.

### Gedetailleerde beoordeling - Vierhuizergat

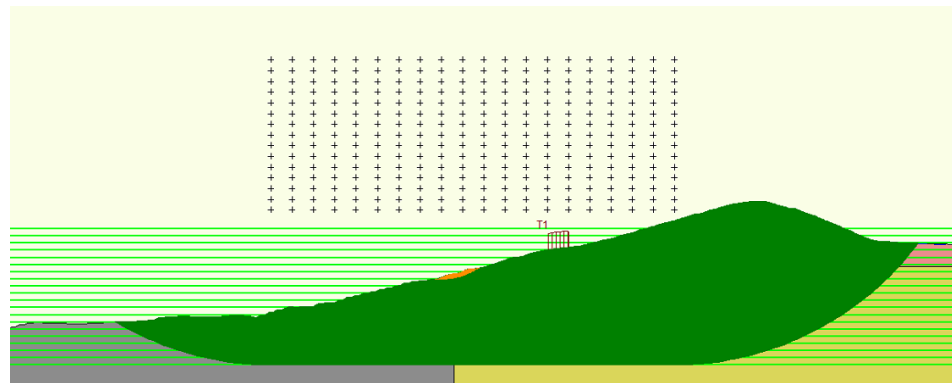
De gedetailleerde toets is uitgevoerd met DGeo Stability. De toegepaste uitgangspunten komen overeen met uitgangspunten in het beoordelingsspoor STBU. Hierbij wordt opgemerkt de staalslakken en de bestorting als zand gemodelleerd. Daarnaast zijn specifiek in bij VLAF alleen glijvlakken met een insteek in het voorland meegenomen (insteek van de cirkel ligt zeewaarts van de onderkant van de koperslakblokken).



De werkwijze om de faalkanseis te bepalen waarbij VLAF voldoet aan de norm is beschreven in Bijlage III van de Waterwet (Sterkte en Veiligheid, [RWS – WVL, 2016a]) en de schematiseringshandleiding afschuiving voorlanden [RWS – WVL, 2016e]. De werkwijze in deze twee documenten is niet met elkaar in overeenstemming<sup>25</sup>. Daarom is in voorliggende analyse in eerste instantie de faalkanseis op doorsnede niveau voor STBU maatgevend gesteld voor VLAF. In geval de veiligheidsfactor gelijk aan of groter is dan 1,15 wordt voldaan aan de norm.

In Figuur 96 laat zien welke delen van het Vierhuizergat niet voldoen aan een veiligheidsfactor van 1,15. Hierin is te zien dat een zeer beperkt deel van het voorland niet voldoet aan de veiligheidsfactor van 1,15 (oranje delen in Figuur 96). Deze glijvlakken zijn maximaal 0,5 m diep. Deze kleine glijvlakken zijn niet schadelijk voor de standzekerheid van de waterkering. Daarmee voldoet afschuiving voorlanden aan de gestelde eisen.

*Figuur 204  
Safety overview  
afschuiving van het  
Vierhuizergat. In de  
groene delen is de  
SF groter dan 1,15  
(eis), in de oranje  
delen is de SF  
tussen de 1,0 en  
1,15. Er zijn alleen  
glijvlakken met een  
insteek in het  
voorland  
meegenomen*



#### VLZV - Eenvoudige toets

De eenvoudige toets bestaat uit drie stappen. In eerste instantie wordt beoordeeld of zettingsvloeiing schadelijk is. Zo ja, dan wordt gekeken of zettingsvloeiing kan optreden op basis van het criterium "steilste helling over 5 m" en, zo nee, of zettingsvloeiing mogelijk is op basis van de totale geometrie.

##### Stap E.1

Zettingsvloeiing kan niet optreden als de vooroever bestort is. Omdat de vooroever bestort is met staalslakken kan zettingsvloeiing niet optreden en is de faalkans verwaarloosbaar.

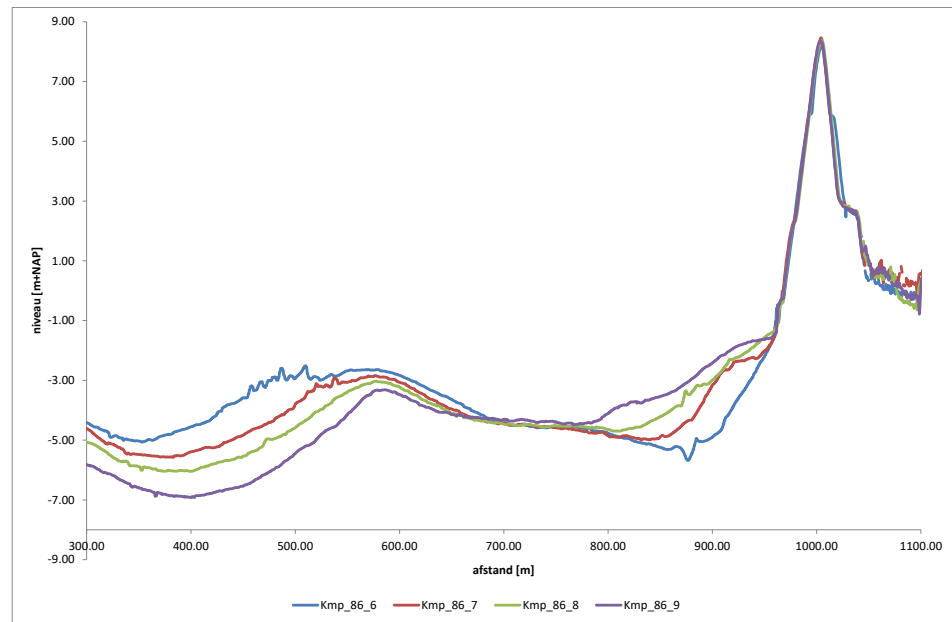
## N.9

### Vak 7

Vak 7 loopt van dp 86.6 t/m dp 86.4. In onderstaand figuur zijn de profielen van het voorland weergegeven.

<sup>25</sup> Hierover is met RWS – WVL contact gehad en een vraag ingediend bij Helpdesk Water.

Figuur 205  
Profielen vak 7



#### VLGA - Eenvoudige toets

De eenvoudige toets bestaat uit twee stappen. In eerste instantie wordt beoordeeld of golfafslag schadelijk is. Zo ja, dan wordt gekeken of golfafslag mogelijk is. Bij deze beoordeling wordt de volgorde omgedraaid. Indien blijkt dat golfafslag mogelijk is wordt, alvorens een TOM uit te voeren, nagegaan of, golfafslag schadelijk is.

#### Stap E.2

Golfafslag is niet mogelijk als:

- Op het voorland een grasmat of bodembescherming aanwezig is en de golfhoogte kleiner is dan 0,75 m; of
- Het niveau van het voorland lager is dan de waterstand bij de norm én het verschil tussen beide groter is dan twee keer de significante golfhoogte; of
- Het niveau van het voorland hoger is dan de waterstand bij de norm én de bekleding van het voorland (inclusief de brekerzone) voldoet aan de eisen gesteld aan de betreffende bekleding(en).

In dit vak liggen 4 uitvoerpunten: WZ\_1\_6-5\_dk\_00040 t/m WZ\_1\_6-5\_dk\_00043. In onderstaande tabel zijn voor de verschillende zichtjaren de waterstand en golfhoogte bij verschillende faalkanseisen weergegeven.

Tabel 114  
Hydraulische  
belasting vak 7 per  
zichtjaar voor  
verschillende  
faalkanseisen

Zichtjaar	Faalkanseis	$h^*$ ( $m+NAP$ )	$Hs^{**}$ ( $m$ )
2023	1/1.000	4,75-4,76	2,48-2,36
2050	1/1.000	5,02-5,03	2,51-2,44
2075	1/1.000	5,28-5,29	2,62-2,51
2100	1/1.000	5,52-5,53	2,69-2,58
2023	1/3.000	5,02-5,03	2,70-2,59
2050	1/3.000	5,29-5,30	2,78-2,65
2075	1/3.000	5,54-5,55	2,86-2,76
2100	1/3.000	5,79-5,80	2,94-2,80

\*marginale statistiek

\*\*Voor de significante golfhoogte is de maximale golfhoogte gebruikt die bij het bepalen van de golfcondities voor bekledingen werd gevonden. Opgemerkt wordt dat deze golfhoogte niet per definitie hoort bij de waterstand bij faalkanseis. In veel gevallen zijn bij deze faalkanseis geen golfcondities bepaald. Daarnaast wordt bij hogere waterstanden een lagere golfhoogte gevonden. De gebruikte golfhoogte is dus conservatief.

Het voorland is niet bekleed. Omdat er vrijwel geen vlak voorland aanwezig is, wordt het niveau van het voorland gelijk gesteld aan de laagwaterlijn (NAP -1,26 m). Het voorland ligt hiermee dus lager dan de waterstand bij de norm. Golfafslag is dus niet schadelijk als de waterdiepte bij norm groter is dan twee keer de significante golfhoogte. Wanneer voor het vak wordt uitgegaan van de minimale waterstand bij de norm en de hierbij berekende maximale golfhoogte wordt het maximale niveau van het voorland gevonden waarbij de waterdiepte bij norm gelijk is aan twee keer de significante golfhoogte. Voor het gehele vak geldt dat het niveau van het voorland lager ligt dan het maximale niveau. Golfafslag is dus niet mogelijk. Voor dit vak is de faalkans als gevolg van golfafslag van het voorland dan ook verwaarloosbaar.

Tabel 115  
Niveau voorland  
waarbij golfafslag  
mogelijk is

Zichtjaar	Faalkanseis	$h_{min}$ ( $m+NAP$ )	$2_{Hs,max}$ ( $m$ )	Maximaal niveau Voorland ( $m+NAP$ )
2023	1/1.000	4,76	4,96	-0,2
2050	1/1.000	5,03	5,02	0,01
2075	1/1.000	5,29	5,24	0,05
2100	1/1.000	5,53	5,38	0,15
2023	1/3.000	5,03	5,40	-0,37
2050	1/3.000	5,30	5,56	-0,26
2075	1/3.000	5,55	5,72	-0,17
2100	1/3.000	5,80	5,88	-0,08

### VLAF - Eenvoudige toets

De eenvoudige toets bestaat uit twee stappen. In eerste instantie wordt beoordeeld of afschuiving schadelijk is. Zo ja, dan wordt gekeken of afschuiving mogelijk is. Bij deze beoordeling wordt de volgorde omgedraaid. Indien blijkt dat afschuiving mogelijk is wordt, alvorens een gedetailleerde toets uit te voeren, nagegaan of, afschuiving schadelijk is.

#### Stap E.2

Volgens stap E.2 is afschuiven niet mogelijk als de totale helling tussen geulrand en geulbodem gemiddeld steiler dan of gelijk aan 1V:4,5H is. Ter plaatse van dp86.6 is de helling tussen geulrand en geulbodem maximaal. Deze helling is 1:10. De gemiddelde helling tussen geulrand en geulbodem is dus flauwer dan 1:4,5. Afschuiving kan dus niet optreden. De faalkans is verwaarloosbaar.

### VLZV - Eenvoudige toets

De eenvoudige toets bestaat uit drie stappen. In eerste instantie wordt beoordeeld of zettingsvloeiing schadelijk is. Zo ja, dan wordt gekeken of zettingsvloeiing kan optreden op basis van het criterium "steilste helling over 5 m" en, zo nee, of zettingsvloeiing mogelijk is op basis van de totale geometrie.

#### Stap E.1

Zettingsvloeiing kan niet optreden als de vooroever bestort is. Omdat de vooroever niet bestort is wordt nagegaan waar het snijpunt van het beoordelingsniveau met het rekenprofiel ten opzichte van het snijpunt van het beoordelingsniveau met het signaleringsprofiel ligt.

Om het snijpunt van het beoordelingsniveau van het rekenprofiel en het signaleringsprofiel te bepalen is de diepte van de geul benodigd. Wanneer wordt uitgegaan van de geulbodem ter hoogte van dp86.6 is de geuldiepte  $H_{geul}$  ongeveer 6 m. Het beoordelingsniveau komt hiermee op NAP -4 m te liggen.

De invloedzone is gelet op de kruinhoogte (NAP +8 m) en het niveau van de teen (NAP -1 m) ca. 36 m. Samen met de te hanteren marge M (=12 m) komt de rand van het signaleringsprofiel op circa 48 m vanaf de teen te liggen. Vanaf daar loopt de vooroever onder een helling van 1:15 tot aan de geulbodem.

Het het snijpunt van het beoordelingsniveau met het rekenprofiel komt dan landwaarts ten opzichte van het snijpunt van het beoordelingsniveau met het signaleringsprofiel te liggen. Zettingsvloeiing is dus schadelijk. Voor dit vak wordt de beoordeling voortgezet met stap E.2

### Stap E.2

Stap E.3 van de eenvoudige toetsing mag alleen worden uitgevoerd als de gemiddelde helling van het onderwatertalud over een hoogte van minimaal 5 m flauwer is dan 1:4. Het steilste deel van het onderwatertalud bij dp 86.6 is 1:10. Daarmee wordt voldaan de eis voor het voortzetten van de eenvoudige toets met Stap E.3.

### Stap E.3

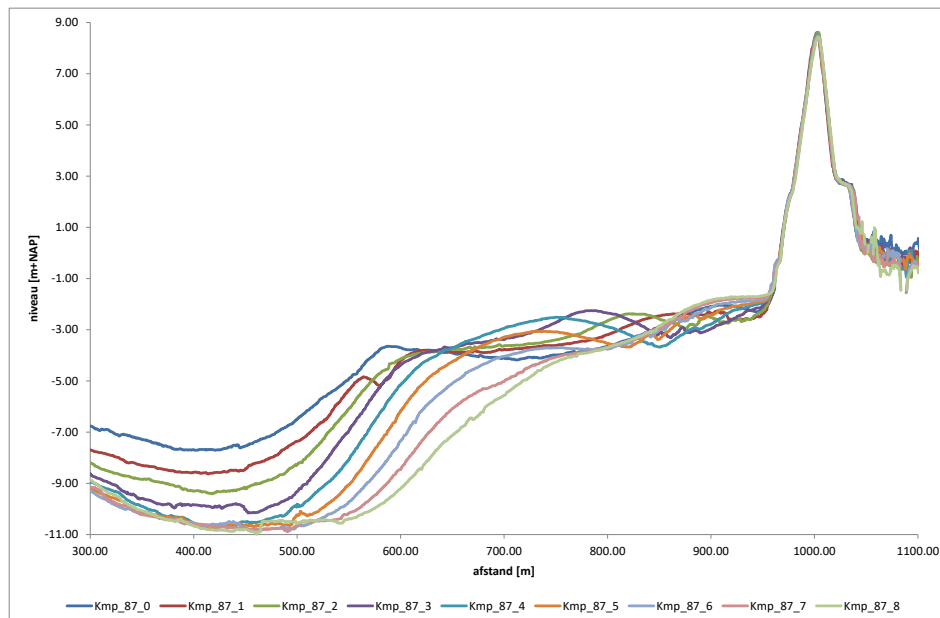
Zettingsvloeiing kan alleen optreden als verwekings- en/ of bresvloeiing kan optreden.

Bresvloeiing kan alleen optreden als in één of meer zand- en siltlagen van het onbestorte onderwatertalud de taludhelling te steil is. De maximale toegestane lokale helling per diepte-interval is in Tabel 24-1 van Bijlage III van [RWS – WVL, 2016a] gegeven. Omdat wordt voldaan aan de toepassingsvoorwaarden van de geometrische toets voor bresvloeiing (maximale hoogte onderwatertalud  $<40$ ,  $d_{50, \text{gemiddeld}} > 0,2$  mm en  $d_{15, \text{gemiddeld}} > 0,1$  mm), wordt – gelet op de maximale helling van het onderwatertalud (1:10) – de maximale toelaatbare helling niet overschreden (1:2.5). Bresvloeiing kan niet optreden.

Verwekingsvloeiing kan optreden als over de rekenhoogte  $H_R$  geldt dat  $\cot \alpha_R \leq 7 \left( \frac{H_R}{24} \right)^{\frac{1}{3}}$ . Voor de definities van  $H_R$  en de rekentaludhelling  $\alpha_R$  wordt verwezen naar Figuur 200. Voor  $\alpha_R$  wordt het steilste deel van het onderwatertalud gebruikt ( $\cot \alpha_R$  is dus 10). Omdat er vrijwel geen vlak voorland aanwezig is, wordt het niveau van de geulrand gelijk gesteld aan GW. Hierdoor is  $\Delta h_{\text{onder}}$  0,16 m. Omdat  $B$  gelijk is aan 0 m is  $\alpha_{\text{boven}}$  gelijk aan  $\alpha'_{\text{boven}}$  ( $\cot \alpha'_{\text{boven}}$  is dus 4). Gelet op de waarden voor  $\alpha_R$ ,  $\Delta h_{\text{onder}}$  en  $\alpha'_{\text{boven}}$  wordt, uitgaande van een  $H_{\text{geul}}$  van 6 m en een  $h_{\text{dijk}}$  van 9 m, een  $H_R$  van circa 51 m gevonden. Gelet op de rekenhoogte mag  $\cot \alpha_R$  niet kleiner zijn dan 9. Omdat de rekentaludhelling flauwer is kan geen verwekingsvloeiing optreden. Omdat geen bres- en verwekingsvloeiing kan optreden is de faalkans voor zettingsvloeiing verwaarloosbaar.

Vak 8 loopt van dp 87.0 t/m dp 87.8. In onderstaand figuur zijn de profielen van het voorland weergegeven.

*Figuur 206  
Profielen vak 8*



### VLGA - Eenvoudige toets

De eenvoudige toets bestaat uit twee stappen. In eerste instantie wordt beoordeeld of golfafslag schadelijk is. Zo ja, dan wordt gekeken of golfafslag mogelijk is. Bij deze beoordeling wordt de volgorde omgedraaid. Indien blijkt dat golfafslag mogelijk is wordt, alvorens een TOM uit te voeren, nagegaan of, golfafslag schadelijk is.

#### Stap E.2

Golfafslag is niet mogelijk als:

- Op het voorland een grasmat of bodembescherming aanwezig is en de golfhoogte kleiner is dan 0,75 m; of
- Het niveau van het voorland lager is dan de waterstand bij de norm én het verschil tussen beide groter is dan twee keer de significante golfhoogte; of
- Het niveau van het voorland hoger is dan de waterstand bij de norm én de bekleding van het voorland (inclusief de brekerzone) voldoet aan de eisen gesteld aan de betreffende bekleding(en).

In dit vak liggen 3 uitvoerpunten: WZ\_1\_6-5\_dk\_00037 t/m WZ\_1\_6-5\_dk\_00039. In onderstaande tabel zijn voor de verschillende zichtjaren de waterstand en golfhoogte bij verschillende faalkanseisen weergegeven.

Tabel 116  
Hydraulische  
belasting vak 8 per  
zichtjaar voor  
verschillende  
faalkanseisen

Zichtjaar	Faalkanseis	$h^*$ ( $m+NAP$ )	$H_s^{**}$ ( $m$ )
2023	1/1.000	4,75	2,36-2,16
2050	1/1.000	5,02	2,44-2,24
2075	1/1.000	5,28	2,51-2,30
2100	1/1.000	5,52	2,58-2,36
2023	1/3.000	5,02	2,59-2,39
2050	1/3.000	5,29	2,65-2,41
2075	1/3.000	5,54	2,76-2,51
2100	1/3.000	5,79	2,80-2,54

\*marginale statistiek

\*\*Voor de significante golfhoogte is de maximale golfhoogte gebruikt die bij het bepalen van de golfcondities voor bekledingen werd gevonden. Opgemerkt wordt dat deze golfhoogte niet per definitie hoort bij de waterstand bij faalkanseis. In veel gevallen zijn bij deze faalkanseis geen golfcondities bepaald. Daarnaast wordt bij hogere waterstanden een lagere golfhoogte gevonden. De gebruikte golfhoogte is dus conservatief.

Het hoogste punt van het voorland is de teen van de dijk. Deze ligt op maximaal op circa NAP -1,6 m. Het voorland ligt hiermee dus lager dan de waterstand bij de norm. Golfafslag is dus niet schadelijk als de waterdiepte bij norm groter is dan twee keer de significante golfhoogte. Wanneer voor het vak wordt uitgegaan van de minimale waterstand bij de norm en de hierbij berekende maximale golfhoogte wordt het maximale niveau van het voorland gevonden waarbij de waterdiepte bij norm gelijk is aan twee keer de significante golfhoogte. Voor het gehele vak geldt dat het niveau van het voorland overal lager ligt dan het maximale niveau (zie ook onderstaande tabel). Golfafslag is dus niet mogelijk. Voor dit vak is de faalkans als gevolg van golfafslag van het voorland dan ook verwaarloosbaar.

Tabel 117  
Niveau voorland  
waarbij golfafslag  
mogelijk is

Zichtjaar	Faalkanseis	$h_{min}$ ( $m+NAP$ )	$2_{H_s,max}$ ( $m$ )	Maximaal niveau voorland ( $m+NAP$ )
2023	1/1.000	4,75	4,72	0,03
2050	1/1.000	5,02	4,88	0,14
2075	1/1.000	5,28	5,02	0,26
2100	1/1.000	5,52	5,16	0,36
2023	1/3.000	5,02	5,18	-0,16
2050	1/3.000	5,29	5,30	-0,01
2075	1/3.000	5,54	5,52	0,02
2100	1/3.000	5,79	5,60	0,19

### VLAF - Eenvoudige toets

De eenvoudige toets bestaat uit twee stappen. In eerste instantie wordt beoordeeld of afschuiving schadelijk is. Zo ja, dan wordt gekeken of afschuiving mogelijk is. Bij deze beoordeling wordt de volgorde omgedraaid. Indien blijkt dat afschuiving mogelijk is wordt, alvorens een gedetailleerde toets uit te voeren, nagegaan of, afschuiving schadelijk is.

#### Stap E.2

Volgens stap E.2 is afschuiven niet mogelijk als de totale helling tussen geulrand en geulbodem gemiddeld steiler dan of gelijk aan 1V:4,5H is. Ter plaatse van dp87.3 is de helling tussen geulrand en geulbodem maximaal. Deze helling is 1:20. De gemiddelde helling tussen geulrand en geulbodem is dus flauwer dan 1:4,5. Afschuiving kan dus niet optreden. De faalkans is verwaarloosbaar.

### VLZV - Eenvoudige toets

De eenvoudige toets bestaat uit drie stappen. In eerste instantie wordt beoordeeld of zettingsvloeiing schadelijk is. Zo ja, dan wordt gekeken of zettingsvloeiing kan optreden op basis van het criterium "steilste helling over 5 m" en, zo nee, of zettingsvloeiing mogelijk is op basis van de totale geometrie.

#### Stap E.1

Zettingsvloeiing kan niet optreden als de vooroever bestort is. Omdat de vooroever niet bestort is wordt nagegaan waar het snijpunt van het beoordelingsniveau met het rekenprofiel ten opzichte van het snijpunt van het beoordelingsniveau met het signaleringsprofiel ligt.

Om het snijpunt van het beoordelingsniveau van het rekenprofiel en het signaleringsprofiel te bepalen is de diepte van de geul benodigd. Wanneer wordt uitgegaan van de geulbodem ter hoogte van dp 87.3 is de geuldiepte  $H_{geul}$  10m. Het beoordelingsniveau komt hiermee op NAP - 6,7 m te liggen. De invloedzone is gelet op de kruinhoogte (NAP +8 m) en het minimale niveau van de teen (NAP -3 m) ca. 44 m. Samen met de te hanteren marge  $M$  (=20 m) komt de rand van het signaleringsprofiel op circa 64 m vanaf de teen te liggen. Vanaf daar loopt de vooroever onder een helling van 1:15 tot aan de geulbodem. Het beoordelingsniveau met het rekenprofiel komt dan zeewaarts ten opzichte van het snijpunt van het beoordelingsniveau met het signaleringsprofiel te liggen. Zettingsvloeiing is dus niet schadelijk. Voor dit vak is de faalkans verwaarloosbaar.



N.11

## Vak 9

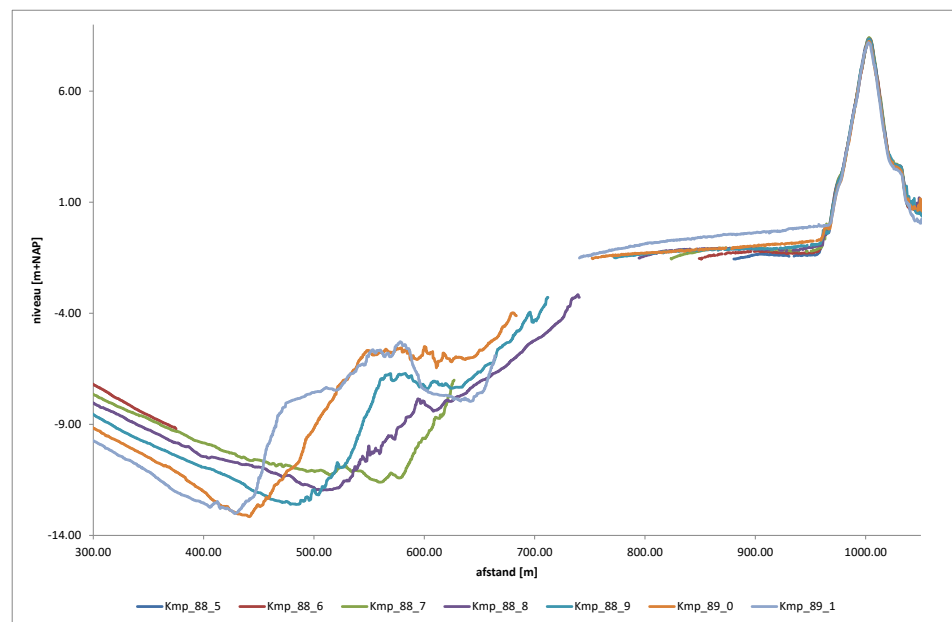
Vak 9 loopt van dp 87.9 t/m dp 88.4. Voor dit vak ontbreken gegevens over het voorland en is geen beoordeling uitgevoerd.

N.12

## Vak 10

Vak 10 loopt van dp 88.5 t/m dp 89.1. In onderstaand figuur zijn de profielen van het voorland weergegeven.

*Figuur 207  
Profielen vak 10*



### VLGA - Eenvoudige toets

De eenvoudige toets bestaat uit twee stappen. In eerste instantie wordt beoordeeld of golfafslag schadelijk is. Zo ja, dan wordt gekeken of golfafslag mogelijk is. Bij deze beoordeling wordt de volgorde omgedraaid. Indien blijkt dat golfafslag mogelijk is wordt, alvorens een TOM uit te voeren, nagegaan of, golfafslag schadelijk is.

#### Stap E.2

Golfafslag is niet mogelijk als:

- Op het voorland een grasmat of bodembescherming aanwezig is en de golfhoogte kleiner is dan 0,75 m; of
- Het niveau van het voorland lager is dan de waterstand bij de norm én het verschil tussen beide groter is dan twee keer de significante golfhoogte; of
- Het niveau van het voorland hoger is dan de waterstand bij de norm én de bekleding van het voorland (inclusief de brekerzone) voldoet aan de eisen gesteld aan de betreffende bekleding(en).

In dit vak liggen 3 uitvoerpunten: WZ\_1\_6-5\_dk\_00031 /m WZ\_1\_6-5\_dk\_00033. In onderstaande tabel zijn voor de verschillende zichtjaren de waterstand en golfhoogte bij verschillende faalkanseisen weergegeven.

*Figuur 208  
Hydraulische  
belasting vak 10 per  
zichtjaar voor  
verschillende  
faalkanseisen*

Zichtjaar	Faalkanseis	$h^*$ (m+NAP)	$Hs^{**}$ (m)
2023	1/1.000	4,75	2,23-1,38
2050	1/1.000	5,02	2,30-1,53
2075	1/1.000	5,28	2,34-1,57
2100	1/1.000	5,52	2,39-1,72
2023	1/3.000	5,01	2,45-1,59
2050	1/3.000	5,29	2,47-1,61
2075	1/3.000	5,54	2,56-1,78
2100	1/3.000	5,79	2,61-1,81

\*marginale statistiek

\*\*Voor de significante golfhoogte is de maximale golfhoogte gebruikt die bij het bepalen van de golfcondities voor bekledingen werd gevonden. Opgemerkt wordt dat deze golfhoogte niet per definitie hoort bij de waterstand bij faalkanseis. In veel gevallen zijn bij deze faalkanseis geen golfcondities bepaald. Daarnaast wordt bij hogere waterstanden een lagere golfhoogte gevonden. De gebruikte golfhoogte is dus conservatief.

Het hoogste punt van het voorland is de teen van de dijk. Deze ligt maximaal op circa NAP -1,2 m. Het voorland ligt hiermee dus lager dan de waterstand bij de norm. Golfafslag is dus niet schadelijk als de waterdiepte bij norm groter is dan twee keer de significante golfhoogte. Wanneer voor het vak wordt uitgegaan van de minimale waterstand bij de norm en de hierbij berekende maximale golfhoogte wordt het maximale niveau van het voorland gevonden waarbij de waterdiepte bij norm gelijk is aan twee keer de significante golfhoogte. Voor het gehele vak geldt dat het niveau van het voorland overal lager ligt dan het maximale niveau. Kortom, Golfafslag is niet mogelijk. Faalkans is verwaarloosbaar.

*Tabel 118  
Niveau voorland  
waarbij golfafslag  
mogelijk is*

Zichtjaar	Faalkanseis	$h_{min}$ (m+NAP)	$2_{Hs,max}$ (m)	Maximaal niveau Voorland (m+NAP)
2023	1/1.000	4,75	4,46	0,29
2050	1/1.000	5,02	4,60	0,42
2075	1/1.000	5,28	4,68	0,60
2100	1/1.000	5,52	4,78	0,74
2023	1/3.000	5,01	4,90	0,11
2050	1/3.000	5,29	4,94	0,35
2075	1/3.000	5,54	5,12	0,42
2100	1/3.000	5,79	5,22	0,57

### VLAF - Eenvoudige toets

De eenvoudige toets bestaat uit twee stappen. In eerste instantie wordt beoordeeld of afschuiving schadelijk is. Zo ja, dan wordt gekeken of afschuiving mogelijk is. Bij deze beoordeling wordt de volgorde omgedraaid. Indien blijkt dat afschuiving mogelijk is wordt, alvorens een gedetailleerde toets uit te voeren, nagegaan of, afschuiving schadelijk is.

#### Stap E.2

Volgens stap E.2 is afschuiven niet mogelijk als de totale helling tussen geulrand en geulbodem gemiddeld steiler dan of gelijk aan 1V:4,5H is. De helling tussen geulrand en geulbodem is maximaal ongeveer 1:17. De gemiddelde helling tussen geulrand en geulbodem is dus flauwer dan 1:4,5. Afschuiving kan dus niet optreden. De faalkans is verwaarloosbaar.

### VLZV - Eenvoudige toets

De eenvoudige toets bestaat uit drie stappen. In eerste instantie wordt beoordeeld of zettingsvloeiing schadelijk is. Zo ja, dan wordt gekeken of zettingsvloeiing kan optreden op basis van het criterium "steilste helling over 5 m" en, zo nee, of zettingsvloeiing mogelijk is op basis van de totale geometrie.

#### Stap E.1

Zettingsvloeiing kan niet optreden als de vooroever bestort is. Omdat de vooroever niet bestort is wordt nagegaan waar het snijpunt van het beoordelingsniveau met het rekenprofiel ten opzichte van het snijpunt van het beoordelingsniveau met het signaleringsprofiel ligt.

Om het snijpunt van het beoordelingsniveau van het rekenprofiel en het signaleringsprofiel te bepalen is de diepte van de geul benodigd. Wanneer wordt uitgegaan van de geulbodem ter hoogte van dp89.0 is de geuldiepte  $H_{geul}$  13 m. Het beoordelingsniveau komt hiermee op circa NAP -8,7 m te liggen.

De invloedszone is gelet op de kruinhoogte (NAP +8 m) en het minimale niveau van de teen (NAP -2 m) ca. 40 m. Samen met de te hanteren marge M (=26 m) komt de rand van het signaleringsprofiel op circa 66 m vanaf de teen te liggen. Vanaf daar loopt de vooroever onder een helling van 1:15 tot aan de geulbodem. Het snijpunt van het beoordelingsniveau met het rekenprofiel komt dan zeewaarts ten opzichte van het snijpunt van het beoordelingsniveau met het signaleringsprofiel te liggen. Zettingsvloeiing is dus niet schadelijk. Voor dit vak is de faalkans verwaarloosbaar.

## Resultaat

In onderstaande tabellen zijn de resultaten voor de verschillende toetsporen bij verschillende zichtjaren weergegeven.

*Tabel 119  
Resultaat  
beoordeling VLGA*

Vak	Score VLGA							
	2023		2050		2075		2100	
	1/ 1.000	1/ 3.000	1/ 1.000	1/ 3.000	1/ 1.000	1/ 3.000	1/ 1.000	1/ 3.000
1	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
2	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
3	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
4	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
5	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
6	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
7	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
8	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
9	-	-	-	-	-	-	-	-
10	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV

*Tabel 120  
Resultaat  
beoordeling VLAF*

Vak	Score VLGA							
	2023		2050		2075		2100	
	1/ 1.000	1/ 3.000	1/ 1.000	1/ 3.000	1/ 1.000	1/ 3.000	1/ 1.000	1/ 3.000
1	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
2	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
3	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
4	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
5	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
6	GT	GT	GT	GT	GT	GT	GT	GT
7	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
8	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
9	-	-	-	-	-	-	-	-
10	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV

Tabel 121  
 Resultaat  
 beoordeling VLZV

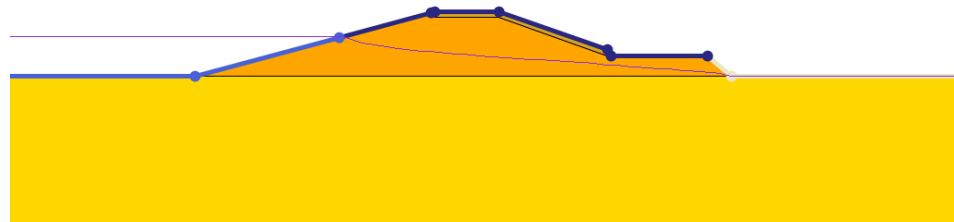
Vak	Score VLZV							
	2023		2050		2075		2100	
	1/ 1.000	1/ 3.000	1/ 1.000	1/ 3.000	1/ 1.000	1/ 3.000	1/ 1.000	1/ 3.000
1	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
2	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
3	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
4	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
5	GT	GT	GT	GT	GT	GT	GT	GT
6	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
7	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
8	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV
9	-	-	-	-	-	-	-	-
10	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV	FV

## Verzadiging van het dijklichaam bij golfoverslag

Bij de berekening van de stabiliteit bij een overslag situatie is in eerste instantie uitgegaan van een volledig verzadigde dijk. Dit is een conservatieve benadering, omdat de dijk een zandkern heeft, een open buitenbekleding en kleibekleding aan de binnenzijde. Het is niet onwaarschijnlijk dat een verhoogde freatische lijn snel kan draineren. Om gevoel te krijgen bij de ontwikkeling van de freatische lijn als gevolg van overslag zijn berekeningen gemaakt met D-GeoFlow. Hierin is het verloop van de buitenwaterstand en golfoverslag gemodelleerd in combinatie met de geohydrologische eigenschappen van de dijk.

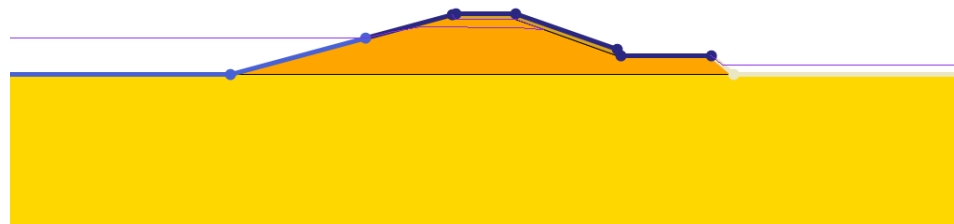
Om het model te calibreren is als eerste instantie een D-GeoFlow berekening gemaakt zonder golfoverslag. Voor het waterstandsverloop zijn de schematiseringsregels voor het faalmechanisme GEBU aangehouden. Figuur 209 laat het resultaat zien. Uit de berekening blijkt dat de freatische lijn zich ontwikkelt zoals ook in het TRWD beschreven is, zij het iets lager. Dit is conform verwachting en betekent dat het model een betrouwbare inschatting kan geven van de ontwikkeling van de freatische lijn.

*Figuur 209  
Freatische lijn in de  
situatie zonder  
golfoverslag*



Uit de berekeningen met golfoverslag (Figuur 210) concluderen we dat de dijk bij overslag snel volloopt. Daarnaast zien we dat de waterstand bij de binnentoeen stijgt, en de freatische lijn zich ontwikkelt van een aflopende lijn (zonder golfoverslag) tot een horizontale lijn (met golfoverslag). Dit als golfoverslag intreedt over het hele talud en als deze alleen intreedt op de kruin.

*Figuur 210  
Freatische lijn in de  
situatie met  
golfoverslag*



Als gevolg van het verzadigen van de dijk zal de druk aan de onderkant van de kleibekleding op het binnentalud dermate hoog worden, dat de bekleding wordt afgedrukt. In paragraaf 3.1 is beschreven dat de bekleding wordt

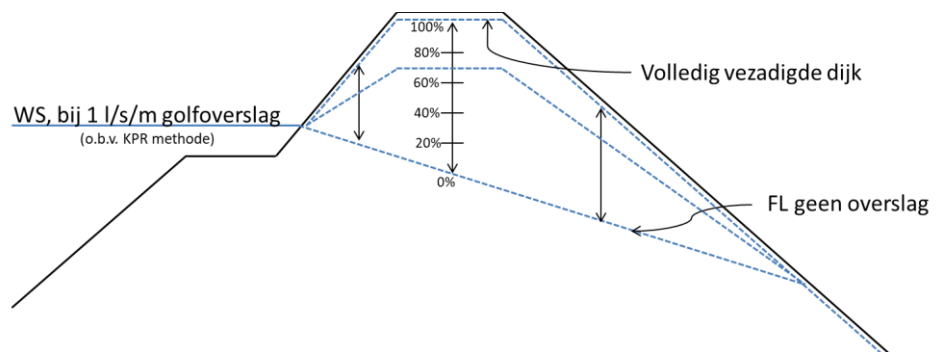
afgedrukt wanneer de waterstand beneden de kleibekleding 4,42m+NAP is. De stabiliteitsfactor voor macrostabiliteit voor vak 3.5 in deze freatische lijn is 0,95, dus de dijk voldoet in deze situatie aan de signaalwaarde ( $SF > 0,90$ ).

Wanneer de dijk verder verzadigd raakt wordt de stijghoogte aan de onderkant van de kleibekleding hoger dan 4,42m+NAP en zal de kleibekleding worden afgedrukt. Na afdrukken van de bekleding kan het water, dat infiltreert door overslag, makkelijker het dijklichaam uitstromen. De freatische lijn langs het binnentalud zal dan dalen, en waarschijnlijk uitreden rond de insteek van het binnentalud. Een stijghoogte van NAP +4,42 m is daarom de fysisch maximale waterstand bij het binnentalud.

### Ligging van de freatische lijn

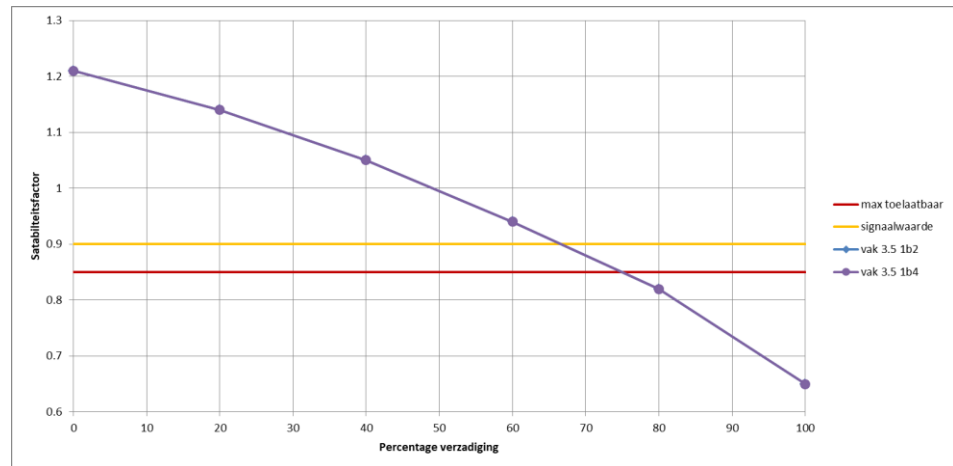
Om inzicht te krijgen in het effect van de ligging van de freatische lijn (bij golfoverslag) op de stabiliteit zijn enkele gevoeligheidsberekeningen gemaakt. In deze berekeningen is de freatische lijn stapsgewijs verhoogd van de freatische lijn zonder overslag (volgens TRWD) naar een volledig verzadigde dijk (zoals in de initiële berekening volgens de kpr notitie). Hierin is de hoogte van de freatische lijn telkens op twee punten, beneden de buitenkruin en beneden de binnenkruin, in vijf stappen verhoogd van 0% verzadiging (geen overslag) tot 100% verzadiging (zie onderstaande figuur).

*Figuur 211  
Verschillende  
freatische lijnen bij  
golfoverslag*



De resultaten van de hierboven beschreven gevoeligheidsberekeningen voor vak 3.5 zijn in Figuur 212 grafisch weergegeven. De resultaten laten zien dat vooral de ligging van de freatische lijn bij het binnentalud van belang is. Zo lang de afstand tussen de freatische lijn en het oppervlakte van het binnentalud groot is voldoet de dijk aan de gestelde eisen. Wanneer de afstand kleiner wordt, wordt niet meer voldaan aan de gestelde eisen. De ligging van de freatische lijn in de kern van de dijk is minder van belang. Dit omdat de gevonden glijvlakken oppervlakkig van aard zijn (in de KPR methode worden geen eisen gesteld aan golfoverslag).

*Figuur 212  
Safety factor bij  
verschillende  
verzadigingsgraden*





Locatie	MHW	Peilbuis	Stijghoogte [m NAP]
82	5.17	3	1.35
		4	1.62
83	5.16	3	2.09
		4	2.00
84	5.11	3	2.70
		4	2.49
87	5.02	3	4.40
		4	2.23
88	5.02	3	3.16
		4	2.22

Bron: email Martin Arends (martin.arends@arcadis.com) naar Jan Tigchelaar en Gerbert Pleijter, maandag 28 mei 2018 17:00.

**Q****Havendam****Q.1****Grondopbouw havendam**

Voor de ondergrondschematisatie is uitgegaan van twee sonderingen in twee dijkvakken (1 per dijkvak): DKMP90622 in vak 1 en DKMP90532 in vak 2. Het meest naastgelegen SOS segment is 6027. De sonderingen zijn weergegeven in Bijlage Q.1.

**DKMP90622:**

- Onderkant dijksmateriaal aangehouden op 0,9m+NAP. Dit komt overeen met het niveau van de dijkbasis in vak 1.
- Van NAP tot -7,5m+NAP H\_Mg\_zk op basis van hoge conus en laag wrijvingsgetal. Tussen -2,5m+NAP en -3m+NAP wel een klein piekje in wrijvingsgetal en dipje in conus, wat kan duiden op H\_Mg\_z&k. Dit is echter niet heel duidelijk en slechts heel lokaal (niet te zien op andere sonderingen). Bovendien is H\_Mg\_zk maatgevend (lagere sterkte), dus is dit aangehouden.
- Van -7,5m+NAP tot -11m+NAP H\_Mg\_z&k: afwisselend hoog en laag wrijvingsgetal, idem voor conus. Dit wijst op laagjes klei en zand.
- Van -11m+NAP tot -20m+NAP P\_Ova\_sd: heel hoog wrijvingsgetal en relatief lage conus.
- Vanaf -20m+NAP tot ondergrens P\_Rg\_zm: laag wrijvingsgetal en hoge conus.
- Komt redelijk overeen met SOS, op enkele laagliggingen na.

**DKMP90532:**

- Onderkant dijksmateriaal aangehouden op 1,75m+NAP. Vanaf 1,75m+NAP is namelijk klei te zien.
- Van 1,75m+NAP tot 1,25m+NAP H\_Mp\_k: hoog wrijvingsgetal en zeer lage conus duiden op klei.
- Van 1,25m+NAP tot -7,5m+NAP H\_Mg\_zk op basis van hoge conus en laag wrijvingsgetal.
- Van -7,5m+NAP tot -12,25m+NAP H\_Mg\_z&k: afwisselend hoog en laag wrijvingsgetal, idem voor conus. Dit wijst op laagjes klei en zand.
- Van -12,25 tot -12,75m+NAP H\_Vbv\_v: heel hoog wrijvingsgetal, lage conus, en hoge piek in waterspanning duiden op veen. Door diepe ligging voor basisveen gekozen.
- Van -12,75 tot -22m+NAP P\_Ova\_sd: heel hoog wrijvingsgetal en relatief lage conus. Sondering houdt op bij -22m+NAP.
- -22m+NAP naar beneden P\_Rg\_zm. Op basis van andere sondering en SOS kan deze laag verwacht worden, al komt hij niet voor op de sondering (beperkte diepte). Precieze ligging van deze laag is irrelevant voor macrostabiliteit.
- Komt redelijk overeen met SOS, op de laag H\_Vbv\_v na, deze komt echter wel voor in het naastgelegen SOS segment 6026.

Q.2

Sonderingen havendam



**Hoofdkantoor**

HKV lijn in water BV  
Botter 11-29  
8232 JN Lelystad  
Postbus 2120  
8203 AC Lelystad

**Nevenvestiging**

Elektronicaweg 12  
2628 XG Delft

0320 29 42 42  
info@hkv.nl  
www.hkv.nl

## Bijlage 4 TUN

# RAPPORT

## Technische Uitgangspuntennotitie

Dijkversterking Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat

Klant: Noorderzijlvest

Referentie: BG3034WATRP1902081527

Status: Definitief/5.0

Datum: 6-4-2020

HASKONINGDHV NEDERLAND B.V.

Laan 1914 no.35  
3818 EX AMERSFOORT  
Water  
Trade register number: 56515154

+31 88 348 20 00 **T**  
+31 33 463 36 52 **F**  
info@rhdhv.com **E**  
royalhaskoningdhv.com **W**

Titel document: Technische Uitgangspuntennotitie

Ondertitel:  
Referentie: BG3034WATRP1902081527  
Status: 5.0/Definitief  
Datum: 6-4-2020  
Projectnaam: DVS Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat  
Projectnummer: BG3034  
Auteur(s): Sander Post en Gerbert Pleijter

Opgesteld door: Sander Post en Gerbert Pleijter

Gecontroleerd door: Wouter ter Horst en Michel Tonneijck

Datum/paraaf: 7 november 2019/ M.R.T.  
27 februari 2020/ S.P (versie 4.0)

Goedgekeurd door: Jan Valk

Datum/paraaf: 6-4-2020 / J.V.

Classificatie

Projectgerelateerd



## Disclaimer

Niets uit deze specificaties/drukwerk mag worden vereenvoudigd en/of openbaar gemaakt door middel van druk, fotokopie, microfilm of op welke andere wijze dan ook, zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van HaskoningDHV Nederland B.V.; noch mogen zij zonder een dergelijke toestemming worden gebruikt voor andere doeleinden dan waarvoor zij zijn vervaardigd. HaskoningDHV Nederland B.V. aanvaardt geen enkele verantwoordelijkheid of aansprakelijkheid voor deze specificaties/drukwerk ten opzichte van anderen dan de personen door wie zij in opdracht is gegeven en zoals deze zijn vastgesteld in het kader van deze Opdracht. Het geïntegreerde QHSE-managementsysteem van HaskoningDHV Nederland B.V. is gecertificeerd volgens ISO 9001:2015, ISO 14001:2015 en ISO 45001:2018.

## Inhoud

<b>1</b>	<b>Inleiding</b>	<b>1</b>
1.1	Aanleiding voor dijkversterking	1
<b>1.2</b>	<b>Context van het project</b>	<b>2</b>
1.2.1	Projectgebied	2
1.2.2	Doelstellingen en belangen Opdrachtgever	2
1.3	Doel van de technische uitgangspuntennotitie	3
1.4	Leeswijzer	4
	<b>Deel A – Algemene uitgangspunten</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>Algemene uitgangspunten</b>	<b>6</b>
2.1	Coördinaten	6
2.2	Niveaus/peilen	6
2.3	Software en bestandsformaten	6
2.4	Afkortingen	7
2.5	Ontvangen documenten	8
2.6	Definities	9
<b>3</b>	<b>Ligging van de Lauwersmeerdijk</b>	<b>10</b>
3.1	Dijktraject en projectgebied	10
3.2	Huidige situatie	11
<b>4</b>	<b>Veiligheidsopgave waterveiligheid</b>	<b>15</b>
4.1	Asfalt- en steenbekleding	16
4.2	Grasbekleding	17
4.3	Cleveringsluizen	17
4.4	Havendammen	17
<b>5</b>	<b>Ontwerpen met het OI2014</b>	<b>18</b>
5.1	Normering	18
5.2	Faalkansruimte	18
5.3	Detailniveau verkenningfase en daarmee voorkeursalternatief	20
5.4	Dijkvakken	20
5.5	Ontwerplevensduur dijkversterking	21
5.6	Overstromingskans gedurende levensduur	22
5.7	Innovatieve oplossingen	22



<b>Deel B – Technische uitgangspunten</b>	<b>23</b>
<b>6 Waterstands- en golfbelastingen op de dijk</b>	<b>24</b>
6.1 Hydraulische randvoorwaarden Waddenzee	24
6.1.1 Software	24
6.1.2 Zeespiegelstijging en bodemdaling	26
6.1.2.1 Klimaatscenario zeespiegelstijging	26
6.1.2.2 Bodemdaling en zetting/klink dijk	26
6.1.3 Invloed voorland	27
6.1.4 Stormduur en waterstandsverloop	27
6.1.5 Getijde-informatie	28
6.2 Grondwaterstanden achterland	30
6.3 Verkeersbelasting	30
6.4 Aardbevingsbelasting	30
6.5 Overige belastingen	30
<b>7 Technische Ontwerputgangspunten per faalmechanisme</b>	<b>31</b>
7.1 Geotechniek	31
7.1.1 Binnenwaartse macrostabiliteit (STBI)	31
7.1.1.1 Faalkanseis en veiligheidsfactoren	31
7.1.1.2 Grondparameters	32
7.1.1.3 Freatische lijn	33
7.1.1.4 Stijghoogte watervoerende zandlagen	33
7.1.1.5 Maatgevend glijvlak	34
7.1.1.6 Schematisering ondergrond	34
7.1.1.7 Schematiseringsfactor	34
7.1.1.8 Macrostabiliteit in combinatie met significante golfoverslag	34
7.1.2 Buitenwaartse macrostabiliteit (STBU)	35
7.1.2.1 Faalkanseis en veiligheidsfactoren	35
7.1.2.2 Grondparameters, ondergrondschematisatie en schematiseringsfactor	35
7.1.2.3 Freatische lijn en stijghoogte	35
7.1.2.4 Maatgevend glijvlak	35
7.1.3 Microstabiliteit en piping (STMI - STPH)	35
7.2 Bekledingen	36
7.2.1 Asfaltbekleding (AGK en AWO)	36
7.2.1.1 Golfklappen (AGK)	36
7.2.1.2 Wateroverdrukken (AWO)	37
7.2.2 Graserosie buitentalud (GEBU)	37
7.2.3 Afschuiven buitentalud (GABU)	37
7.2.4 Hoogte – Graserosie kruin en binnentalud (GEKB)	37

7.2.5	Grasbekleding Afschuiven binnentalud (GABI)	38
7.2.6	Stabiliteit steenzetting (ZST)	38
7.3	Kunstwerken (HTKW, BSKW, PKW, STKWp en STKWI)	38
7.3.1	Uitgangspunten langsconstructies (STKWI)	38
7.4	Voorland (VLGA, VLAF en VLZV)	39
7.5	Niet-waterkerende objecten (NWO)	39
7.6	Havendammen (HAV)	39
<b>8</b>	<b>Referenties</b>	<b>41</b>

## **Bijlagen**

Appendix A: Gevoeligheidsberekeningen

Appendix B: Geotechnische lengteprofiel

Appendix C: Ondergrond schematisatie

Appendix D: KPR Review veiligheidsanalyse voorverkenning

Appendix E: Kaarten projectgebied met dijkpaalnummering

Appendix F: Bepaling freatische lijn a.d.h.v. uitgevoerde peilbuisanalyse

Appendix G: Nieuwe beoordeling STBI/STBU/STPH

Appendix H: Aanscherping hydraulische belastingen en onderbouwing keuze overslagdebiet

Appendix I: Analyse versterken Havendammen Lauwersoog

## 1 Inleiding

### 1.1 Aanleiding voor dijkversterking

**Opdrachtgever: Waterschap Noorderzijlvest (NZV)**

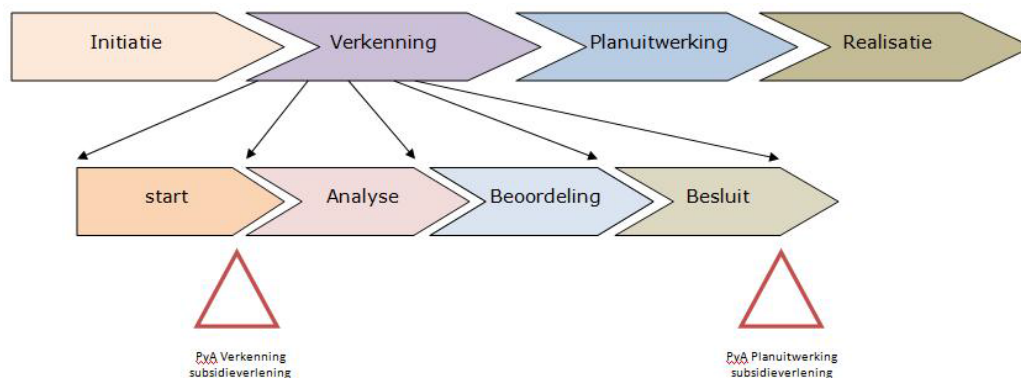
**Naam project: Verkenning Dijkversterking Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat**

Het HWBP-project Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat bestaat uit de versterking van dijktraject 6-5 in het beheergebied van Waterschap Noorderzijlvest met een opgave vanuit de 3<sup>e</sup> toetsronde, waarin de asfaltbekleding (AGK en AWO) is afgekeurd. In de voorverkenning (2018) is tevens aangetoond dat de faalmechanismen zetsteenbekleding (ZST) (STBU) en grasbekleding (GEKB en GEBU) traject dekkend niet voldoen aan de eisen uit de Waterwet [2]. In deze voorverkenning kwamen ook opgaves voor de geotechnische sporen; macrostabiliteit buitenwaarts (STBU), macrostabiliteit binnenwaarts (STBI) en piping (STPH) naar voren. Door aanvullend uitgevoerd geohydrologisch onderzoek kon dit oordeel echter worden bijgesteld; de huidige dijk hoeft niet geotechnisch versterkt te worden

Momenteel bevindt het project zich in de verkenningfase. Het doel van deze verkenning is om het voorkeursalternatief (VKA) vast te stellen voor de dijkversterking het dijktraject. De planning is dat de verkenning in december 2019 wordt afgerond.

Het project volgt de fase-indeling conform de HWBP-systematiek:

- Initiatiefase;
- Verkenningfase (huidige fase);
- Planuitwerkingsfase;
- Realisatiefase.



Figuur 1-1: Fasering HWBP dijkversterking project

Royal HaskoningDHV en HKV hebben op 21-12-2018 opdracht gekregen om de Verkenningfase uit te voeren. In deze fase worden bouwstenen ontwikkeld en samengevoegd tot mogelijke oplossingsrichtingen. Door een beoordelingsproces o.b.v. diverse afwegingscriteria wordt via kansrijke alternatieven tot een Voorkeursalternatief (VKA) gekomen.

De verkenningfase is ingedeeld in de volgende projectfasen:

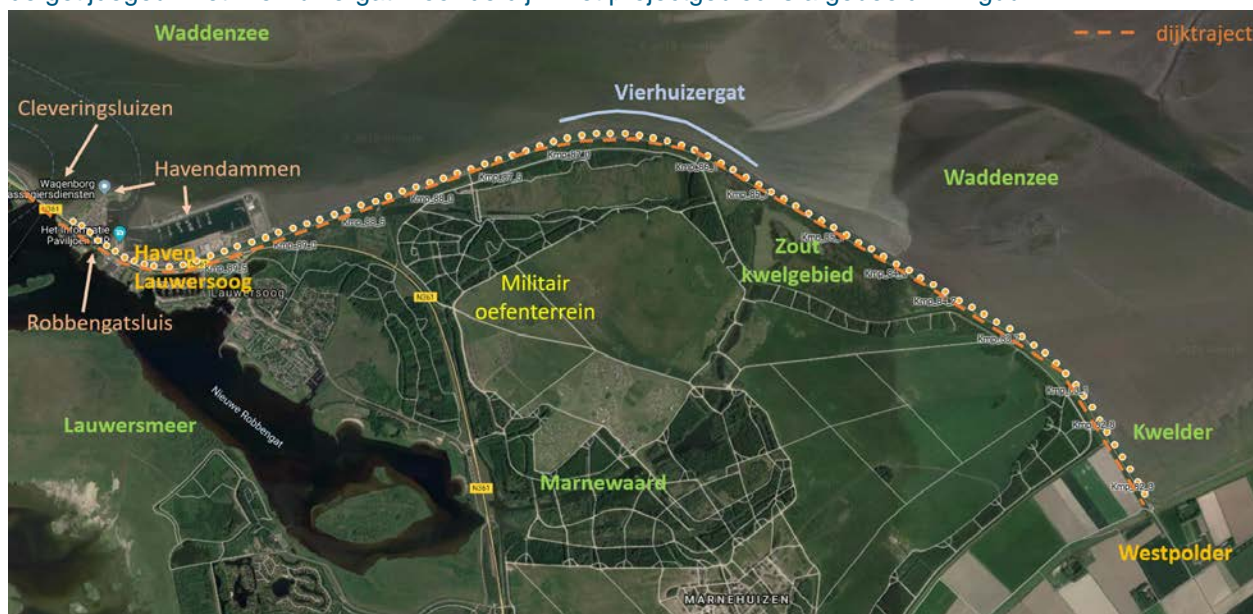
- 1) Opstartfase: Kennismaken, analyseren en uitgangspunten vaststellen
- 2) Inventariseren en selecteren bouwstenen
- 3) Selectie oplossingen en samenstellen kansrijke alternatieven
- 4) Uitwerken kansrijke alternatieven en selectie VKA

## 1.2 Context van het project

### 1.2.1 Projectgebied

Het traject Lauwersmeerdijk-Vierhuizergat, onderdeel van normtraject 6-5, is gelegen langs de Waddenzee en ligt ten noorden van het Lauwersmeer. Het westelijk deel van de Lauwersmeerdijk, dat loopt tot aan de Cleveringsluizen, valt binnen het beheergebied van Wetterskip Fryslân. Dit deel maakt geen onderdeel uit van de verkenning. Het projectgebied betreft het oostelijk deel van normtraject 6-5, dat binnen het beheergebied van waterschap Noorderzijvest (NZV) valt. Het projectgebied betreft het dijklichaam in grond (inclusief bekleding, voor- en achterland) en de dijkbekleding van het Cleveringsluizencomplex. De constructieve elementen van de Cleveringsluizen en de Robbengatsluizen maken geen deel uit van het project, dit zijn de enige kunstwerken binnen het traject.

Direct ten oosten van de Cleveringsluizen ligt de haven van Lauwersoog. In het projectgebied bevindt zich de getijdegeul "het Vierhuizergat" voor de dijk. Het projectgebied is afgebeeld in Figuur 1-2.



Figuur 1-2: Projectgebied Dijkversterking Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat

### 1.2.2 Doelstellingen en belangen Opdrachtgever

Het projectdoel is het realiseren van een veilige en toekomstbestendige dijk. De dijk wordt gerealiseerd op basis van een bestuurlijk en maatschappelijk gedragen voorkeursalternatief (VKA). De nieuwe dijk wordt goed ingepast in de omgeving en waar mogelijk en zinvol worden kansen voor innovatieve en duurzame oplossingen en meekoppelkansen (wensen of projecten van stakeholders meenemen) benut.

Op hoofdlijnen gelden de volgende doelstellingen voor ontwerp:

- *Veilig en toekomstbestendig:*
  - De nieuwe dijk lost de veiligheidsopgave op.
- *Bestuurlijk en maatschappelijk gedragen plan:*
  - Het VKA wordt bestuurlijk gedragen en bestuurlijk vastgesteld
- *Goed ingepast in de omgeving:*
  - Er wordt specifieke aandacht besteed aan de natuurwaarden aan de buitenzijde; een goede inpassing in het Waddenzeegebied, dat onderdeel is van Natura2000.
  - Bestaande functies worden zoveel als mogelijk en gewenst gehandhaafd of verbeterd.
- *Benutten innovatieve en duurzame oplossingen en meekoppelkansen:*

- Meekoppelkansen worden benut waar mogelijk, deze worden beschouwd op hun haalbaarheid en nut (bijvoorbeeld het bewerkstelligen van een kostenverlaging, meer draagvlak, minder hinder). Een goed mee te koppelen initiatief mag effect hebben op de uitgangspunten van het project.
- Innovatie is geen doel op zich maar wordt wel wenselijk geacht om de kans op een ingepast ontwerp met meerwaarde voor de projectomgeving te vergroten.

Met de opdrachtgever zijn vanuit de hierboven benoemde doelstellingen kritische succesfactoren (KSF's) benoemd voor de producten van RHDHV-HKV en voor de onderlinge samenwerking in het project. Deze KSF's worden bij de op te leveren producten geverifieerd en per projectfase gespecificeerd.

*Specifiek voor de verkenningsfase is het hoofddoel om te komen tot een onderbouwde keuze van het voorkeursalternatief en het bestuurlijk vaststellen van dat voorkeursalternatief voor december 2019.*

### **1.3 Doel van de technische uitgangspuntennotitie**

De technische uitgangspuntennotitie heeft tot doel om de uitgangspunten vast te leggen op basis waarvan de verkenningsfase wordt uitgevoerd. Deze uitgangspunten worden vastgehouden tijdens de gehele verkenningsfase, tenzij aanvullende informatie voldoende reden geven om onderbouwd af te wijken. De technische uitgangspuntennotitie wordt in dit geval aangepast. Zo is de technische uitgangspuntennotitie aangepast aan nieuwe geohydrologische uitgangspunten die tijdens de verkenningsfase zijn afgeleid uit een peilbuisanalyse. De notitie faciliteert daarnaast vroegtijdige discussie en afstemming tussen betrokken deskundigen, zowel binnen het projectteam als daarbuiten.

Naast deze technische uitgangspuntennotitie worden aparte notities opgesteld met uitgangspunten voor het ontwerp die voortvloeien uit wensen voor het toekomstige beheer, wensen vanuit het ruimtelijk kader en wensen van stakeholders. Alle ontwerpuitgangspunten landen uiteindelijk in de ontwerpnota VKA. Deze technisch uitgangspuntennotitie kan gezien worden als vertrekpunt voor de planuitwerkingsfase.

## 1.4 Leeswijzer

Deze uitgangspuntennotitie bestaat uit 2 delen:

Tabel 1-1: Onderdelen in de technische uitgangspuntennotitie

Deel A	Algemene uitgangspunten	2 – 5
Deel B	Technische uitgangspunten: <ul style="list-style-type: none"><li>- Belastingen op de dijk</li><li>- Ontwerputgangspunten per faalmechanisme</li></ul>	6 en 7

# Deel A – Algemene uitgangspunten

## 2 Algemene uitgangspunten

### 2.1 Coördinaten

Als coördinatenstelsel wordt het volgende stelsel gebruikt:

Netherlands, Rijksdriehoeksmeting datum, Oblique Steropgraphic, Rdnew:EPSG 28992

### 2.2 Niveaus/peilen

Alle niveaus worden ten opzichte van N.A.P. weergegeven. De volgende notatie wordt gebruikt NAP +/- xx,xx m.

### 2.3 Software en bestandsformaten

Om de continuïteit van het ontwerp te waarborgen is het belangrijk om vast te leggen in welke software (versies) en bestandsformaten gewerkt wordt. Zie Tabel 2-1.

Tabel 2-1: Software en bestandsformaten

Software	Doel	Bestandsformaat
Acrobat Adobe, Microsoft Word	Rapportages	.pdf
AutoCAD Civil 3D 2018	3D ontwerp	.dwg/.dxf
AutoCAD Navisworks 2018	BIM/Hoeveelheden bepaling	.nwc/.nwf
AutoCAD Infracad	Illustraties/Weergaves	
D-Geostability (versie 18.1)	Geotechnische berekeningen	
Plaxis	langsconstructies	
Plaxflow		
QGIS 3.2.2. / ArcMAP	Kaarten	.mxd en geodatabases
Inkscape	Illustratie/Figuren	.svg
Google Earth	Google Earth Dynamische kaarten	.kmz
Hydra-NL versie 2.3.5 <sup>1</sup>	Hydraulische randvoorwaarden zoals gerapporteerd in de voorverkenning [9]	-
Hydra-NL versie 2.4.1 <sup>2</sup>	Aanvullende berekeningen i.h.k.v. eventuele ontwerpexercities in de verkenningsfase	-
BM-Gras versie 17.1.1.4941	Grasbekledingen	
BM-Asfalt golfklap versie 17.1.1.4941	Asfaltbekledingen (golfklap)	
Steenzoets versie 17.1.1.1	Steenzettingen	.xlsx
Autodesk Recap	Point Clouds	.rcp
Unity3D model	Interactieve 3d visuals	.exe
Waterstandsverloop versie 3.0.1	Waterstanden verlopen	

1) Als onderdeel van de WBI beoordeling in de voorverkenning om de scope vast te stellen zijn hydraulische randvoorwaarden voor de verkenningsfase afgeleid o.b.v. Hydra NL 2.3.5 (conform OI2014 versie 4).

2) Vigerende ontwerpinstrumentarium conform van *Werkwijzer bepaling Hydraulische Ontwerprandvoorwaarden, aanvulling OI2014, versie 5 (Hydra-NL 2.4.1)* [1]



## 2.4 Afkortingen

Tabel 2-2: overzicht van gebruikte afkortingen

DTB	Digitaal Topografisch Bestand
GBKN	Grootschalige Basiskaart Nederland
HWBP	Hoogwaterbeschermingsprogramma
ILT	Inspectie Leefomgeving en Transport
KPR	Kennisplatform Risico Benadering
LMD	Lauwersmeerdijk
LT3(+)	Landelijke Toetsronde – derde (verlengde)
N2000	Natura 2000
NZV	Waterschap Noorderzijlvest
OI	Ontwerp Instrumentarium
PDOK	Datasets van overheid met actuele Geo-informatie ( <a href="https://www.pdok.nl/">https://www.pdok.nl/</a> )
TRWD	Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken
VHG	Vierhuizergat
VKA	Voorkeursalternatief
WBI	Wettelijk Boordelings Instrumentarium
<b>Faalmechanismen</b>	
AGK	Asfaltbekleding - Golfklappen
AWO	Asfaltbekleding – Wateroverdrukken
GABI	Hoogte-Grasbekleding afschuiven binnentalud
GABU	Grasbekleding afschuiven buitentalud
GEBU	Grasbekleding erosie buitentalud
GEKB	Hoogte-Grasbekleding erosie kruin en binnentalud
NWO	Niet waterkerende objecten
STKW-I	Stabiliteit kunstwerken - langsconstructies
STKW-p	Stabiliteit kunstwerken - puntconstructies
STMI	Microstabiliteit
STPH	Piping
STBU	Macrostabiliteit buitenwaarts
VLAF	Afschuiving voorland
VLGA	Golfafslag voorland
VLZV	Zettingsvloeiing voorland
ZST	Steenbekleding

## 2.5 Ontvangen documenten

Bij de uitvraag zijn de volgende bijlages meegeleverd:

- 2a: Waterschap Noorderzijlvest, september 2018, Veiligheidsoordeel Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat, Veiligheidsoordeel van de beheerder voor het HWBP project Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat
- 2b: HKV, Tauw, Infram, september 2018, Veiligheidsbeoordeling Lauwersmeerdijk, referentie: PR3524.40
- 3: B. van Bree, juni 2018, WBI-beoordeling kunstwerken Cleveringsluizen en Robbengatsluis, WBI-beoordeling in het kader van de vierde wettelijke beoordelingsronde
- 4: Periplus Archeomare, juni 2018, Lauwersmeerdijk-Vierhuizergat Inventariserend Veldonderzoek (opwaterfase), rapport nr.18A001-01, versie 2.0.
- 5: Dijkstra Tuin, Park en Landschap, maart 2018, Dijkverbetering Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat, inventariserend onderzoek naar cultuurhistorische en landschappelijke waarden, ref: 10-3\_DijLaVi
- 6: MUG, juli 2018, Historisch vooronderzoek (water)bodem buitendijks dijktracé Lauwersmeerdijk-Vierhuizergat
- 7: MUG, juli 2018, Inventarisatie kabels en leidingen, Dijkverbetering Lauwersmeerdijk-Vierhuizergat
- 8: T&A Survey, februari 2018, Vooronderzoek Conventionele Explosieven, Dijkverbetering Lauwersmeerdijk-Vierhuizergat, ref: GPR6978
- 9: Altenburg & Wymenga, juli 2018, Ecologische beoordeling dijkverbetering Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat, A&W-rapport 2442
- 10: MUG, 15 februari 2018, Situatie en hoogtemeting Lauwersmeerdijk (DTM)
- 11: Wiertsema & Partners, januari 2018, Geotechnisch onderzoek, Dijkverbetering Lauwersmeerdijken-Vierhuizergat te Lauwersoog, ref: VN-68912-1

Verder zijn de volgende documenten aangeleverd:

- Peilbuismetingen 201811\_68912\_Lauwersoog
- Wiertsema & Partners, november 2018, Grondwatermonitoring, Dijkverbetering Lauwersmeerdijken-Vierhuizergat te Lauwersoog, ref: VN-68912-2

Medio 2019 is aanvullend conditionerend onderzoek uitgevoerd. Dit onderzoek heeft zich gericht op de volgende onderzoeken:

- Bepaling eventuele teerhoudendheid asfaltbekleding
- Bepaling staat en mogelijke verontreiniging mijnsteen
- Bepaling mogelijke verontreiniging gecreosoteerde perkoenpalen
- Bepaling dikte en erosieklasse kleilagen

Bovenstaand onderzoek heeft geleid tot het volgende document:

- 13: Aanvullend conditionerend onderzoek LMD-VHG 2019, oktober 2019, RHDHV

De aangeleverde hoogtemeting (DTM) bij de uitvraag (punt 10 in de lijst) is van onvoldoende kwaliteit gebleken, er is een nieuw DTM opgesteld. Deze is toegepast in het project. Voor de opbouw van het hoogtemodel is er gebruik gemaakt van de volgende bronnen:

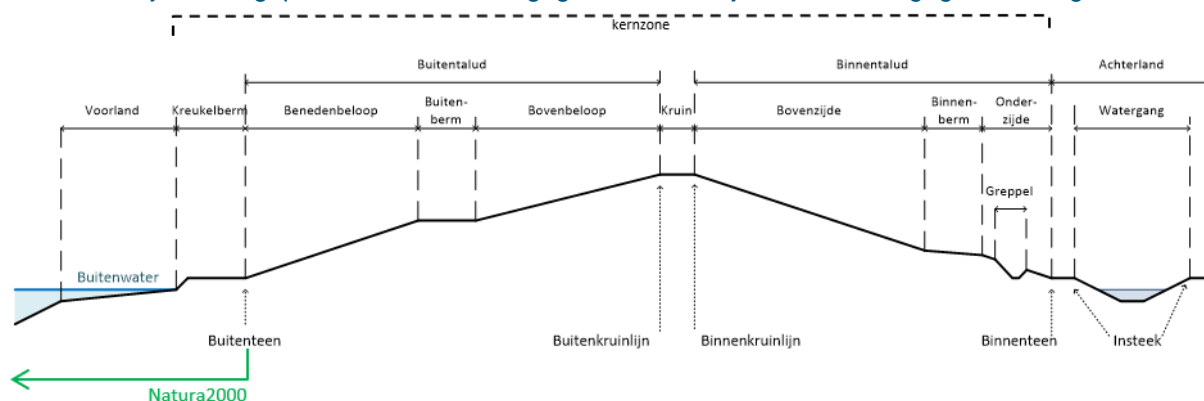
- Actueel Hoogtebestand Nederland (AHN)

Het Actueel Hoogtebestand Nederland (AHN) is de digitale hoogtekaart voor heel Nederland. Het bevat gedetailleerde en precieze hoogtegegevens met gemiddeld acht hoogtemetingen per vierkante meter. Voor Provincie Groningen is er nog geen recente AHN3 data beschikbaar en daarom werd AHN2 alleen gebruikt voor de visualisatie van de omgeving van het projectgebied.

- **LiDAR (Laser Imaging Detection And Ranging)**  
Voor actuele en accurate maaiveldhoogtes is in augustus 2019 een LiDAR inwinningsopdracht uitgevoerd door Kavel10. LiDAR is een technologie die de afstand tot een object of oppervlak bepaalt door het gebruik van laserpulsen. Dit resulteert in een 3D puntenwolk waarmee een hoogtemodel opgebouwd kan worden. De punt dichtheid van deze meting was 10-15 hoogtemetingen per vierkante meter.
- **Bathymetrie**  
Voor de topografische hoogtes van de zeebodem is er gebruik gemaakt van de onderstaande bathymetries.
  - Vierhuizergat 2018
  - Zoutkamperlaag 2018
  - Rijkswaterstaat open vaklodingen 2012

## 2.6 Definities

In Tabel 2-3 zijn de toegepaste definities weergegeven. Deze zijn visueel weergegeven in Figuur 2-1.



Figuur 2-1: Visualisatie definities

Tabel 2-3: Overzicht definities

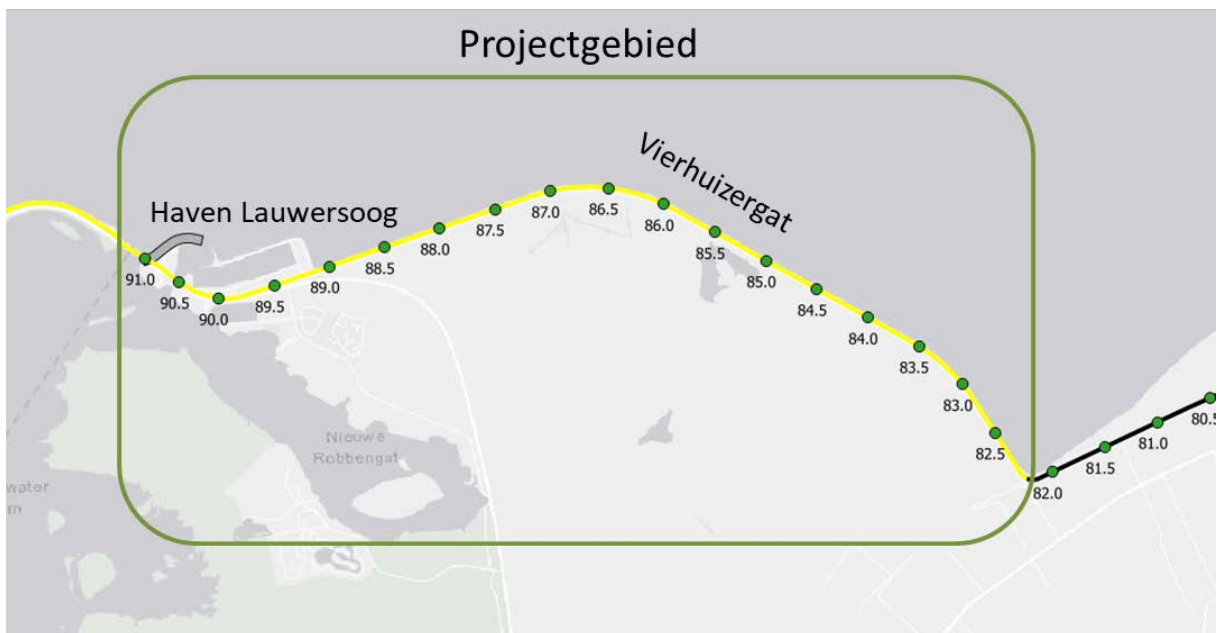
Begrip	Definitie
Buitenwater	Het buitenwater kan het dijklichaam of kunstwerk belasten (dagelijks en onder maatgevende condities) en kan bij het falen van de dijk leiden tot inundatie van het achterland.
Voorland	Maaiveld of bodem aan de buitenzijde van de dijk dat een significante reductie van de windgolfbelasting geeft door zijn relatief hoge ligging.
Buitenteen	Het snijpunt van het buitentalud met voorland of buitenwater.
Buitentalud benedenbeloop	Het buitentalud is het talud dat zich aan de Waddenzeezijde bevindt. Het deel onder de buitenberm heet het benedenbeloop.
Buitenberm	Een relatief vlak deel van het buitentalud..
Buitentalud bovenbeloop	Het deel van het buitentalud dat zich boven de buitenberm bevindt en aan de kant van het buitenwater van de kruin, heet het bovenbeloop.

Buitenkruinlijn	De lijn die verkregen wordt door de punten aan de bovenzijde van het buitentalud te verbinden.
Kruin	Een relatief vlak deel aan de bovenzijde van de dijk, tussen buitentalud en binnentalud.
Binnenkruinlijn	De lijn die verkregen wordt door de punten aan de bovenzijde van het binnentalud te verbinden.
Bovenzijde binnentalud	De bovenzijde van het binnentalud bevindt zich tussen de kruin en de binnenberm.
Binnenberm	Een vlakker gelegen deel aan de binnenzijde van het dijklichaam bevindt. De binnenberm biedt vaak extra stabiliteit aan de dijk.
Onderzijde binnentalud	Het gedeelte tussen de binnenberm en het achterland of de watergang.
Binnenteen	Het snijpunt tussen binnentalud en watergang of achterland
Insteek	Het knikpunt tussen 2 taludhellingen.
Watergang	Een verdiept gedeelte aan de binnenzijde van de waterkering die permanent water bevat.
Achterland	Het terrein dat beschermd wordt door de dijk.
Greppel	Onderbreking op het binnentalud/berm om hemelwater af te voeren of op te vangen.
Dijklichaam	Het gedeelte tussen de buitenteen en de binnenteen.
Buitentalud	Buitenzijde van de dijk tussen voorland of buitenwater en de kruin
Binnentalud	Binnenzijde van de dijk tussen kruin en watergang of achterland
Kunstwerk	Onderbreking of doorsnijding van het dijklichaam door een constructie in de waterkering, bedoeld om water of schepen door te laten. Het kunstwerk moet tevens waterkerend zijn (omdat het in de waterkering ligt).
Buitenzijde	De zijde van de waterkering waar het buitenwater zich bevindt
Binnenzijde	De zijde van de waterkering waar het achterland zich bevindt
Natura 2000 lijn	De grens waar het Natura2000 gebied start. Voor het landelijke dijk traject ligt deze grens op de buitenteen van de dijk.
Kernzone	het centrale gedeelte van het dijklichaam, het betreft de zone welke minimaal benodigd is om de waterveiligheid te garanderen. Voor deze dijk ligt de kernzone tussen de kreukelberm en de binnenteen van de dijk

### 3 Ligging van de Lauwersmeerdijk

#### 3.1 Dijktraject en projectgebied

Het projectgebied ligt in dijktraject 6-5 (Lauwersmeerdijk). De scope van het HWBP project is niet gelijk aan het hele dijktraject. In het westen loopt het dijktraject verder dan de projectscope. Dit deel valt binnen het beheer van Wetterskip Fryslân. De scope van de dijkversterking is als volgt gedefinieerd d.m.v. dijkpalen:



Figuur 3-1: Dijktrajecten 6-5 (gele lijn) en het projectgebied (groene vierkant)

De totale lengte van het dijktracé in de scope is 9,0 kilometer. Het tracé is ingedeeld in dijkvakken, zie hiervoor paragraaf 5.4. Het meest westelijke punt van het projectgebied is  $X = 208403$ ,  $Y = 603102$  (westelijke uitstroomkoker Cleveringsluis). Het meest oostelijke punt is  $X=216161$ ,  $Y = 601054$ . Hier eindigt het dijktraject 6-5. In Bijlage E zijn een tweetal kaarten opgenomen van het dijktraject.

De volgende onderdelen vallen wel binnen dijktraject 6-5, maar maken geen deel uit van het project:

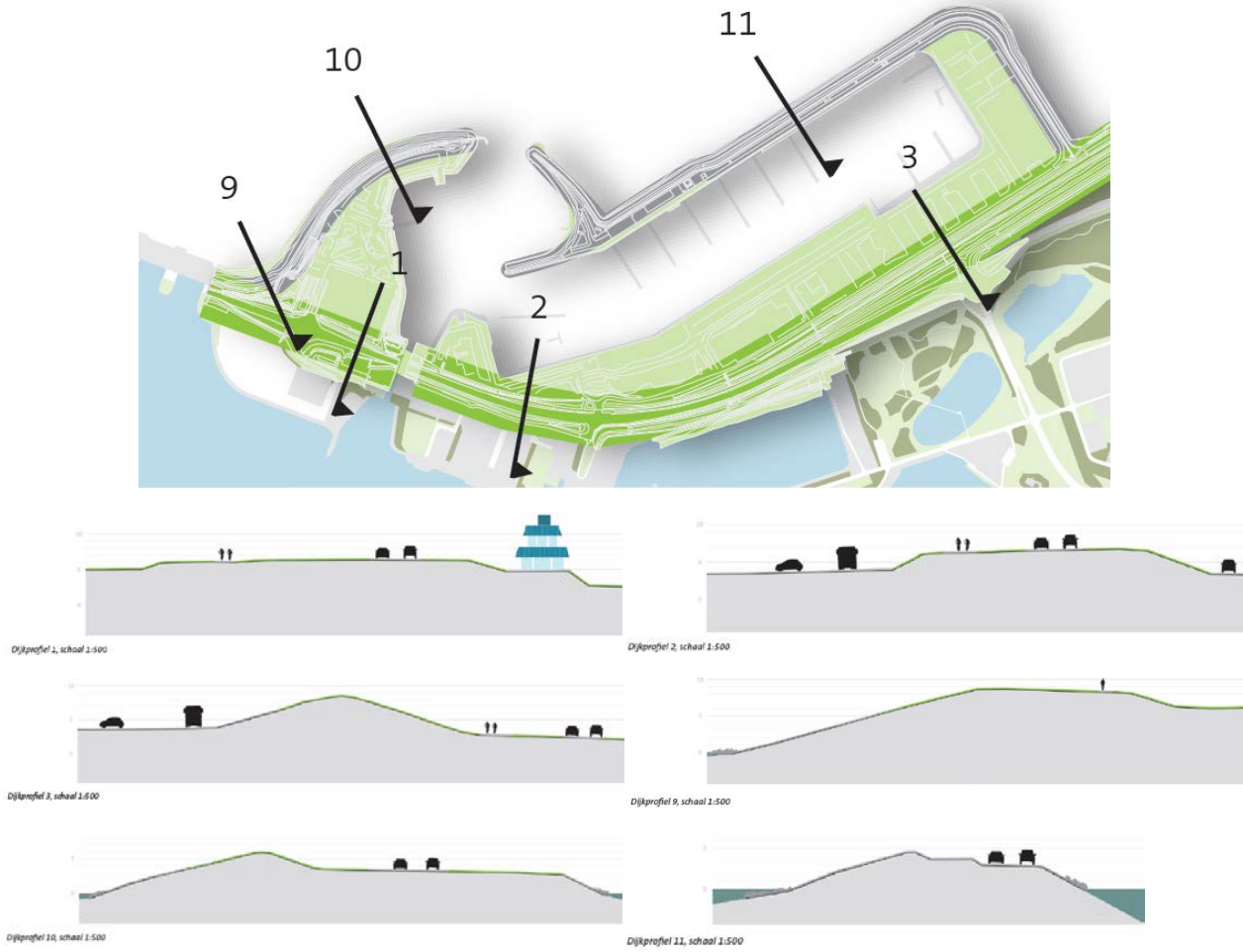
- Kunstwerk Robbengatsluis, bij kmp90.6+25, is beoordeeld en voldoet aan de gestelde eisen. Het kunstwerk maakt daarom geen onderdeel uit van de versterkingscope.
- Het deel van de Lauwersmeerdijk ten westen van de Cleveringsluizen, dat binnen beheer valt van Wetterskip Fryslân.
- De Cleveringsluizen, met uitzondering van de gehele dijkbekleding op het buitentalud. Het versterken van deze bekleding maakt wel onderdeel uit van het project.

## 3.2 Huidige situatie

Het dijktracé wordt onderverdeeld in twee trajecten; het havengebied en de landelijke dijk.

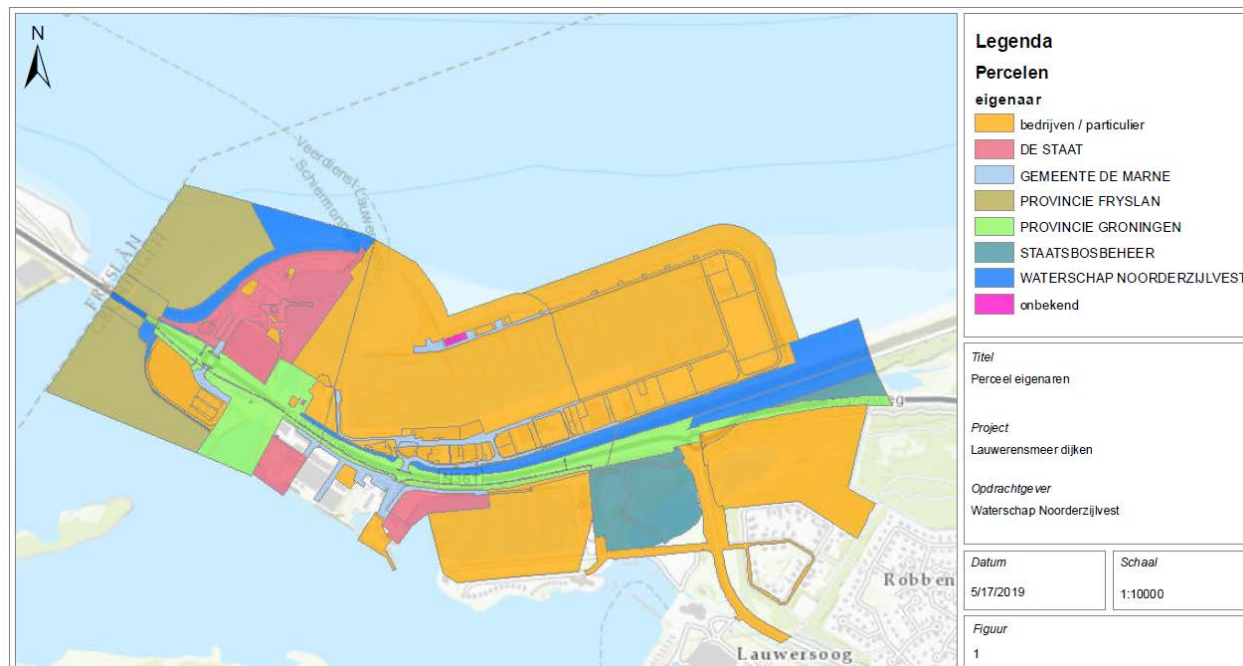
### Beschrijving dijk rond het havengebied

De dijkopbouw rond het havengebied is heel divers, de hoogte varieert ook sterk. De dijk kenmerkt zich door een hele brede kruin waar een weg op is gelegen. Zowel het binnen- als het buitentalud heeft een helling van circa 1:3. Aan de buitenzijde ligt een haventerrein, welke wordt beschermd door twee havendammen met een hoogte van circa NAP+4m tot NAP+6m. Een overzicht en een aantal dwarsprofielen zijn weergegeven in Figuur 3-2.



Figuur 3-2: Ligging en dwarsprofielen havengebied (profielen conform DTM/AHN2)

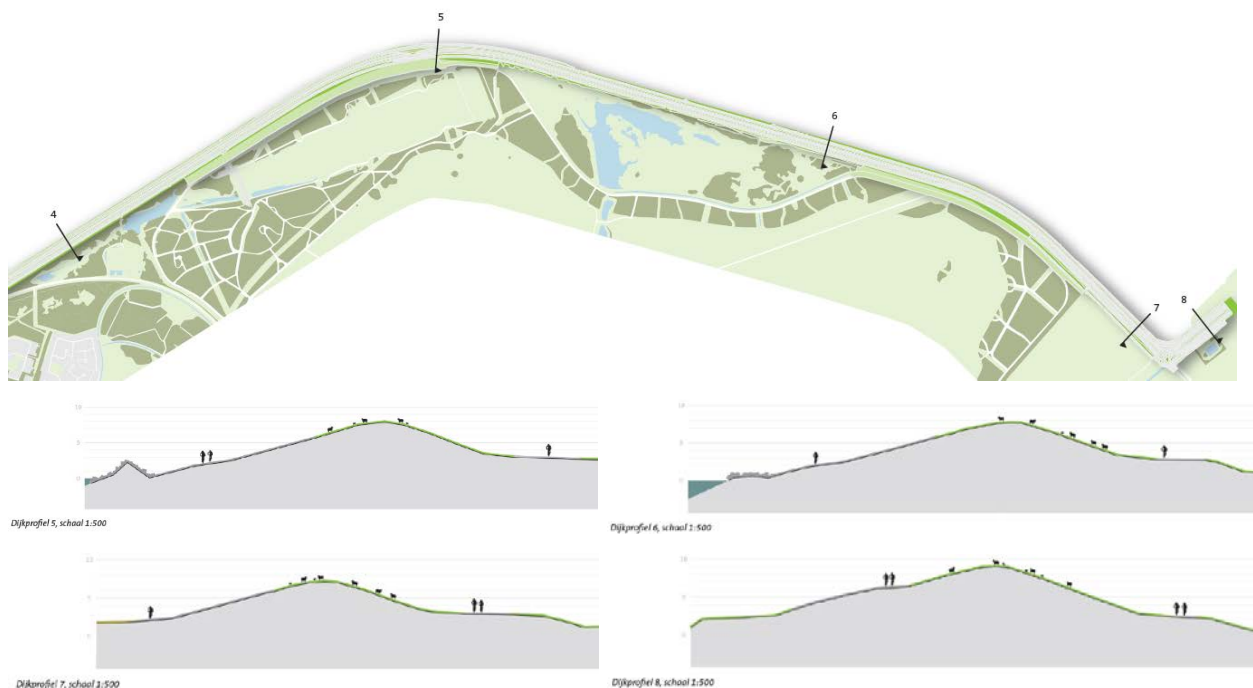
Voor de eigendomssituatie wordt het register van het kadaster d.d. 15mei 2019 vigerend gesteld. Een eigendomskaart van het havengebied is in opgenomen in Figuur 3-3. De westelijke havendam is in het bezit van het Waterschap. De provincie is eigenaar van een groot deel van het dijklichaam. De oostelijke havendam is eigendom van Exploitatiemaatschappij Havencomplex Lauwersoog B.V.



Figuur 3-3: Percelenkaart Havengebied (geen onderscheid tussen particulieren) bron: Kadaster, 15 mei 2019

### Beschrijving landelijke dijk

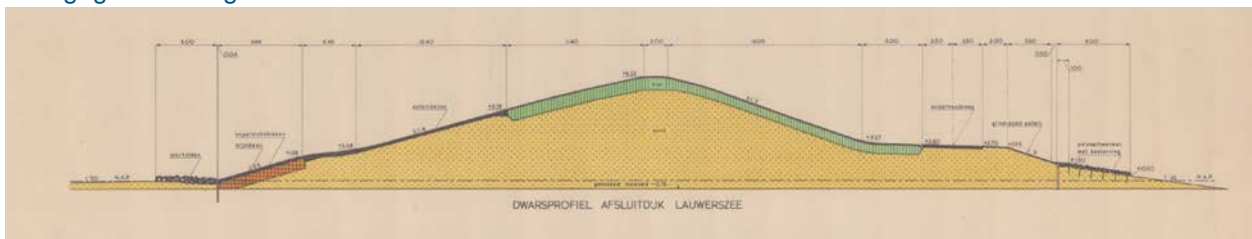
De landelijke dijk heeft over de gehele lengte een groene uitstraling. De bekleding aan de buitenzijde bestaat uit een teen van breuksteen en een ondertalud van koperslakblokken (circa 1:3,5), een lage berm rond NAP+2m van asphalt met een 1:10 talud. Boven de berm volgt een talud van asphalt tot circa NAP+6m. Boven het asphalt ligt grasbekleding op een kleidek van circa 1m dikte. Het boventalud heeft een gemiddelde helling van circa 1:4. De binnenzijde heeft een grasbekleding (1:4). Op de binnenberm ligt een weg. Het gras op de dijk wordt grotendeels beweid met schapen. Het Natura2000 gebied start direct bij de buitenteen van de dijk.



Figuur 3-4: Ligging en dwarsprofielen landelijke dijk

### Dijklichaam

Het dijklichaam bestaat langs het gehele traject uit zand. Vanaf halverwege het buitentalud, bovenop de kruin en de bovenste helft van het binnentalud is een deklaag van klei aanwezig. Bij de haven ontbreekt deze deklaag, daar ligt een weg op een zandlichaam bovenop de kruin. Het asfalt op het buitentalud ligt ook direct op het zand. Het benedenbeloop van het buitentalud ligt onder de koperslakken en de filterlaag een 1m dikke mijnsteenlaag. De kenmerkende dijkopbouw (op het deel zonder weg op de kruin) is weergegeven in Figuur 3-5.



Figuur 3-5: Aanlegtekening dijklichaam landelijke dijk

### Geologie en ondergrond

Algemeen kan worden gesteld dat de bovenste 10 tot 20m van de ondergrond onder de Lauwersmeerdijk behoort tot de Formatie van Naaldwijk. Hierin zijn vooral kleiige zandlagen en zandige kleilagen te vinden. In het westen van het traject komen enkele slappere kleilagen voor en sporadisch een laag basisveen. Onder de Formatie van Naaldwijk liggen de Pleistocene afzettingen, die behoren tot de formatie van Peelo. De samenstelling van het Pleistoceen varieert tussen Pleistoceen zand en potklei.

Van onder naar boven is de ondergrond ter plaatse van de Lauwersmeerdijk ruwweg uit:

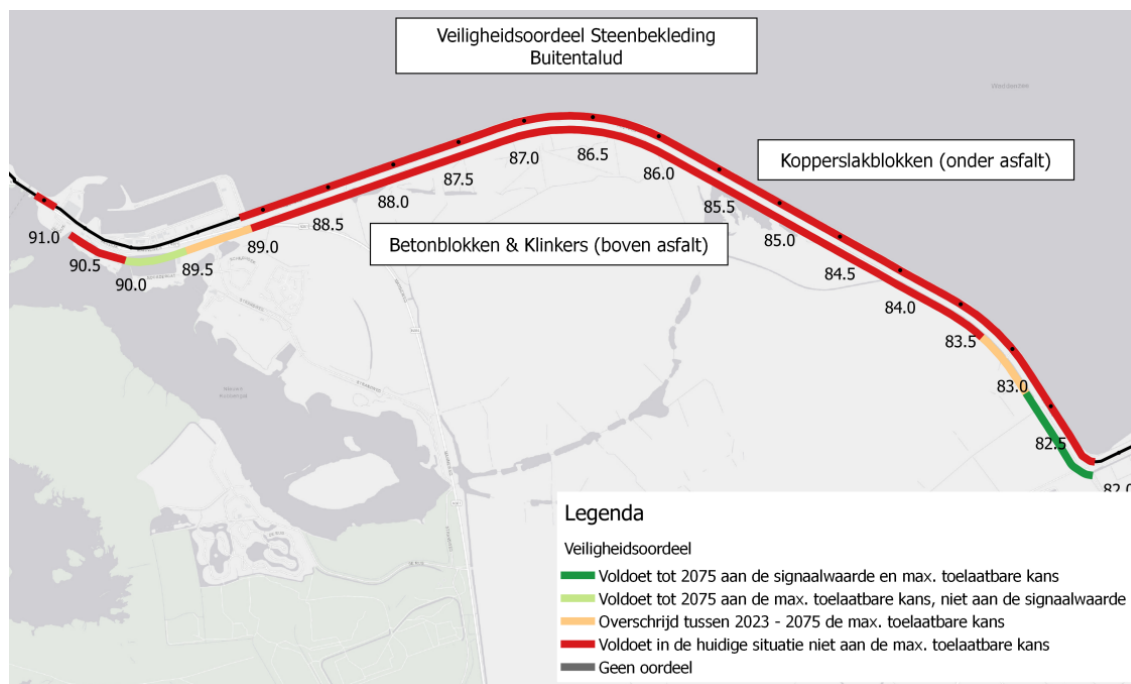
- Pleistocene afzettingen Formatie van Peelo (zand en potklei)
- Holocene zand- en kleiafzettingen Formatie Naaldwijk
- Recente zandafzettingen en door mens opgebrachte grond



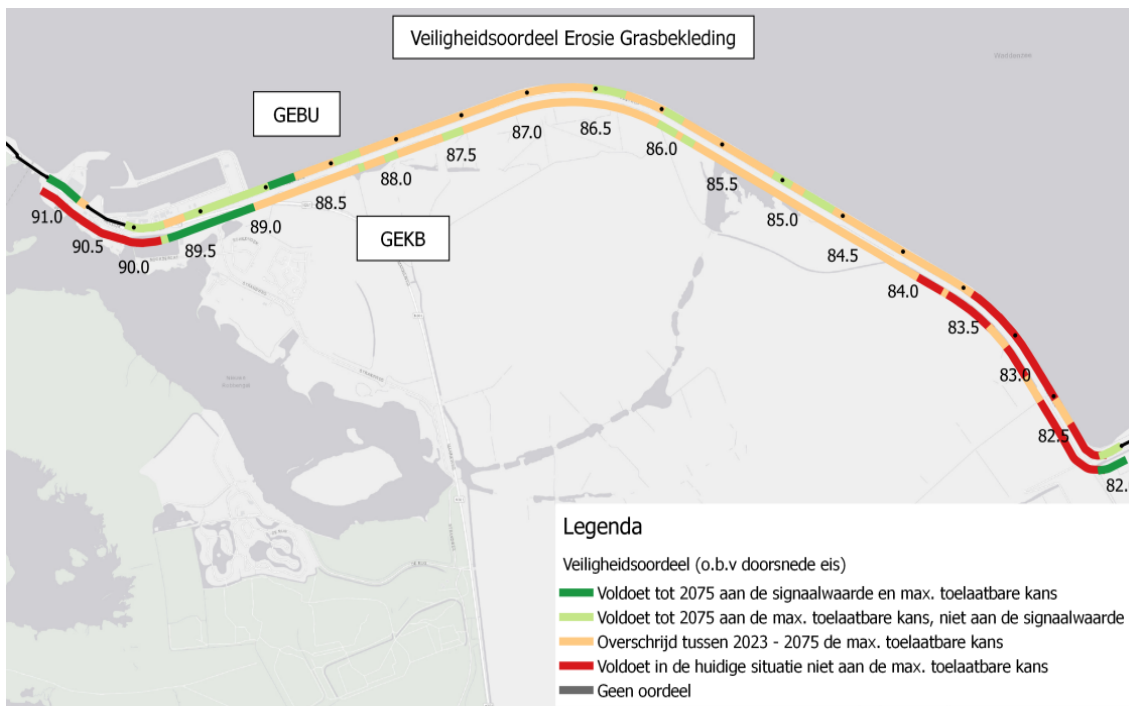
## 4 Veiligheidsopgave waterveiligheid

In 2018 is de Lauwersmeerdijk beoordeeld met het WBI2017 en is een restlevensduur analyse uitgevoerd [9]. In de winter van 2018 / 2019 zijn vervolgens peilbuismetingen uitgevoerd om extra informatie te verzamelen over de geohydrologische eigenschappen van de waterkering. Tijdens de verkenningsfase is de beoordeling op de geotechnische sporen STBI, STBU en STPH daarom herzien (zie Bijlage G voor deze update van het veiligheidsbeeld). Dit hoofdstuk beschrijft de waterveiligheidsopgave die aan de basis ligt van het VKA. In het kort komt dit neer op:

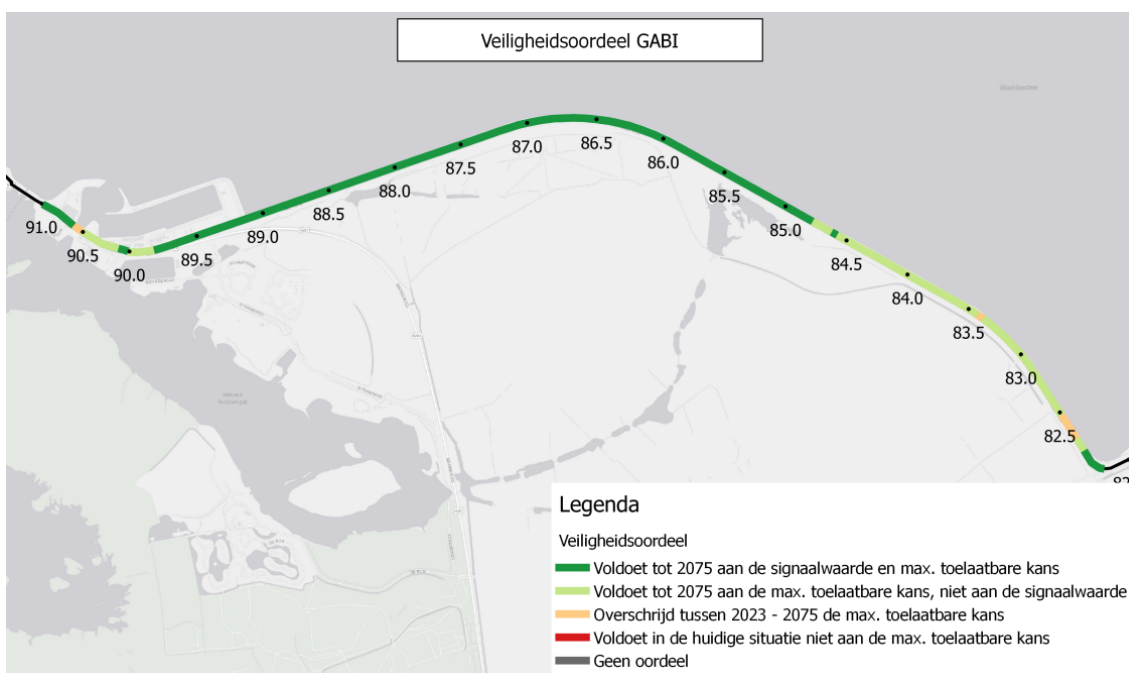
- De steen- en asfaltbekleding op het buitentalud voldoet zowel nu als in de toekomst niet aan de eisen. De faalmechanismen ZST, AWO en AGK behoren daarom tot de scope van het project.
- De grasbekleding op het binnentalud en op het buitentalud voldoet in 2075 voor het grootste deel van de Lauwersmeerdijk niet meer aan de ondergrens. De faalmechanismen GEKB en GEBU behoren daarom tot de scope van het project.
- De geotechnische stabiliteit STBI, STBU en STPH behoren niet meer tot de scope van het project.



Figuur 4-1: Overzicht veiligheidsopgave en restlevensduur Steenbekleding buitentalud Lauwersmeerdijk-Vierhuizergat



Figuur 4-2: Overzicht veiligheidsopgave en restlevensduur GEBU/GEKB Lauwersmeerdijk-Vierhuizen



Figuur 4-3: Overzicht veiligheidsopgave en restlevensduur GABI Lauwersmeerdijk-Vierhuizen

### 4.1 Asfalt- en steenbekleding

De asfalt- en steenbekleding op het buitentalud van de Lauwersmeerdijk maken onderdeel uit van de scope van de dijkverbetering. Het asfalt is in de derde toetsronde afgekeurd, waarna het project geprogrammeerd is bij het HWBP. De steenbekleding is beoordeeld in de voorverkenning. Daarin is gebleken dat de steenbekleding niet voldoet aan de maximaal toelaatbare overstromingskans. Daarnaast

is sprake van schade aan de koperslakblokken en zijn de klinkers en betonblokken slecht gefundeerd (deze liggen direct op het zand of de klei) en is de dikte onvoldoende.

De steenbekleding ligt tegen het afgekeurde asfalt (voor het grootste deel van de Lauwersmeerdijk). De verbeteringsopgave voor de steenbekleding wordt integraal verkend in de verkenningsfase.

## 4.2 Grasbekleding

De opgave aan de grasmat maakt onderdeel uit van de verkenningsfase van het HWBP-project. Het betreft een opgave voor GEKB (de hoogteopgave – grasmat op het binnentalud) en GEBU (grasmat op het buitentalud). De opgave voor GABI en GABU is zeer beperkt van omvang. De opgave voor de grasbekleding wordt integraal verkend met de opgave op het buitentalud. Dit betekent dat voor de bouwstenen die van toepassing zijn op het buitentalud (voor de opgave ZST, GEBU en AGK) wordt onderzocht of ze de hoeveelheid golfoverslag verkleinen en dus of ze de hoogteopgave reduceren.

## 4.3 Cleveringsluizen

Voor de Cleveringsluizen (de sluisconstructie zelf) geldt dat er geen sprake is van een veiligheidsopgave [10] en daarom behoren de sluisen niet tot de scope van het HWBP project. De gehele dijkbekleding op het buitentalud behoort wel tot de projectscope.

Mogelijke versterkingsopgaves worden integraal verkend. De bekleding op het buitentalud voor de Cleveringsluizen heeft grotendeels niet direct een waterkerende functie, omdat de grote betonnen constructies in het dijklichaam de werkelijke kering vormen. Bij de tusseneilanden mist de betonnen constructie echter. Om zwakke plekken in de dijkbekledingen ten plaatste van overgangen te voorkomen, wordt de bekleding direct voor de Cleveringsluizen integraal versterkt.

## 4.4 Havendammen

De havendammen hebben invloed op de hydraulische belasting op de Lauwersmeerdijk. Dit komt het sterkst tot uiting bij de bekledingsmechanismen en de hoogte-opgave.

Uit de veiligheidsbeoordeling [9] blijkt dat de faalkans van de westelijke havendam dusdanig groot is dat het niet waarschijnlijk is, dat de havendam tijdens omstandigheden waarbij de kering faalt nog leidt tot een reductie van de hydraulische belastingen. De westelijke havendam is aanvankelijk toegevoegd aan de scope van de verkenningsfase van het HWBP project Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat. In de verkenningsfase is een afweging gemaakt of de westelijke havendam wordt versterkt als primaire waterkering en daarmee onderdeel wordt van de versterkings-scope vanuit waterveiligheid of dat de opgave aan de dam als grootschalig onderhoud beschouwd dient te worden.

De oostelijke havendam is geen eigendom van het waterschap. In de verkenningsfase wordt verkend of het kansrijk is om versterking van deze havendam mee te nemen in de scope (versterking van de oostelijke havendam is dus een bouwsteen in de verkenningsfase).

Inmiddels is aangetoond dat het versterken van de havendammen geen effectieve bouwstenen (niet sober en doelmatig) zijn voor de versterkingsopgave van de primaire waterkering. De onderbouwing is opgenomen in Appendix I.

## 5 Ontwerpen met het OI2014

Dit hoofdstuk beschrijft in het kort de technische basis waarmee de verkenningsfase wordt uitgevoerd. De uitgangspunten die in dit hoofdstuk zijn beschreven vormen de basis voor de uitwerking van technische uitgangspunten in Deel B van voorliggende notitie en voor de ontwerpnota die separaat van deze notitie wordt opgesteld. Voor de bepaling van de uitgangspunten is het OI2014 leidend. Afwijkingen op het OI2014 worden expliciet vermeld.

### 5.1 Normering

In de Waterwet zijn twee normen gedefinieerd per dijktraject: een 'Signaleringswaarde' en een Maximaal Toelaatbare Kans. De Maximaal Toelaatbare Kans mag niet overschreden worden. De Signaleringswaarde betreft ook een kans, is kleiner of gelijk aan de Maximaal Toelaatbare Kans en dient als een waarschuwing voor de waterkeringbeheerder om te starten met een dijkversterkingsproject. Het duurt immers enige tijd voordat een dijk is versterkt.

Conform het OI2014 v4 is het ontwerp van een kering erop gericht om nog net te voldoen aan de maximaal toelaatbare overstromingskans aan het einde van de beoogde levensduur. Voor het normtraject 6-5 geldt de procedure voor een volgende dijkverbetering in gang moet worden gezet als de veiligheid afneemt tot de signaleringswaarde. Dat biedt tijd voor planvorming en realisatie voordat de sterkte van de dijk nog verder afneemt en de overstromingskans stijgt tot de maximaal toelaatbare overstromingskans. In Tabel 5-1 zijn de normen weergegeven zoals die binnen dit project worden gehanteerd.

Tabel 5-1: De faalkansnormen conform de Waterwet (kansen per jaar)

Kans	Traject 6-5: Lauwersmeerdijk
Signaleringswaarde	1 / 3.000
Maximaal Toelaatbare (overstromings)kans	1 / 1.000

### 5.2 Faalkansruimte

Een dijk kan door verschillende oorzaken (faalmechanismen) bezwijken. De som van de afzonderlijke kansen van deze faalmechanismen moet zo klein zijn dat de gezamenlijke kans niet groter wordt dan de maximaal toelaatbare overstromingskans, aldus de Waterwet. Om dit rekenkundig hanteerbaar te maken, splitsen we deze maximaal toelaatbare overstromingskans, zoals in Tabel 5-1 is afgeleid, naar de verschillende faalmechanismen. Dit resulteert in faalkanseisen per faalmechanisme. In het OI2014-v4 is de onderstaande faalkansruimteverdeling afgegeven. Deze verdeling is op ervaring gebaseerd en in het algemeen gericht op een optimalisering van het dijkontwerp. Het ontwerpinstrumentarium OI2014-v4 geeft ruimte om deze standaard faalkansverdeling aan te passen om zo de versterkingsopgave voor een specifiek project te optimaliseren. De verkenningsfase wordt uitgevoerd met de standaard faalkansbegroting uit het OI2014-v4 (Tabel 5-2). Het variëren met de faalkansbegroting wordt in de verkenningsfase als bouwsteen meegenomen. De primaire kering langs het Lauwersmeergebied ten westen van de Cleveringsluizen (onderdeel van dijktraject 6-5) wordt door het Wetterskip versterkt conform de standaard faalkansverdeling.

Tabel 5-2: Standaard faalkansruimteverdeling conform (Rijkswaterstaat WVL, feb 2017)

Type waterkering	Faalmechanisme	$\omega$ [-]
Dijk	Overloop en golfoverslag	0,24

Type waterkering	Faalmechanisme	$\omega$ [-]
	Opbarsten en Piping	0,24
	Macrostabieliteit binnenwaarts	0,04
	Beschadiging bekleding en erosie buitentalud	
	• Gras	0,05
	• Harde bekleding	0,05
Kunstwerk	Niet sluiten	0,04
	Piping	0,02
	Constructief falen	0,02
Overig		0,30
Totaal		1,00

De overstromingskansnorm op trajectniveau wordt vertaald naar een faalkanseis per faalmechanisme op doorsnede-niveau [3] volgens Vergelijking 1:

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

Vergelijking 1:

-

Hierin is:

$P_{eis,dsn}$	: maximaal toelaatbare faalkans op doorsnedeniveau	[per jaar]
$P_{max}$	: maximaal toelaatbare faalkans op trajectniveau	[per jaar]
$\omega$	: Faalkansruimtefactor	[-]
$N$	: lengte-effectfactor	[-]

Het lengte-effect (N) is een trajectafhankelijke maat en kan voor het mechanisme hoogte variëren tussen een waarde van 1, 2 of 3. In het OI2014-v4 [3] is voor het dijktraject 6-5 een N-waarde van 3 vastgesteld.

Voor de geotechnische faalmechanismen dient de N-waarde te worden berekend met de volgende Vergelijking 2:

$$N = 1 + \frac{a \cdot L_{traject}}{b}$$

Vergelijking 2:

Hierin is:

$N$	: lengte-effectfactor	[-]
$a$	: fractie van de lengte van het traject dat gevoelig is voor het betreffende faalmechanisme, voor dit traject: $a=0,4$ voor SPTH en $0,033$ voor STBI.	[-]
$b$	: lengte van onafhankelijke, equivalente vakken voor het betreffende faalmechanisme, voor dit traject, voor dit faalmechanisme ( $b=300$ voor SPTH en $b=50$ voor STBI)	[m]
$L_{traject}$	: lengte van het dijktraject waarop de norm van toepassing is, $L = 13,4$ km.	[m]

### 5.3 Detailniveau verkenningfase en daarmee voorkeursalternatief

De verkenningfase richt zich op het ontwikkelen van een voorkeursalternatief. De ontwerpen moeten van een dusdanig niveau zijn dat er een breed gedragen keuze gemaakt wordt. Dit houdt in dat het (detail)niveau van de uitwerking van de ontwerpen (zowel berekeningen als ruimtelijke ontwerpen) gebaseerd wordt op 'alternatief onderscheidend'. Met andere woorden: ontwerpelementen die geen invloed hebben op de keuze voor een voorkeursalternatief worden niet uitgewerkt of positiever geformuleerd: de hoofdafmetingen en belangrijkste omgevingseffecten zijn zodanig bekend dat het te kiezen voorkeursalternatief bij nadere uitwerking in de planuitwerkingsfase standhoudt en geen belangrijke veranderingen meer ondergaat die een andere beoordeling aan de afwegingscriteria rechtvaardigen.

Op hoofdlijnen leidt dit tot het detailniveau zoals weergegeven in onderstaande tabel.

Tabel 5-3: Detailniveau ontwerpen Verkenningfase

Doel	Wel uitwerken	Niet uitwerken
Vaststellen bestaande situatie tbv (parametrisch) ontwerp	<ul style="list-style-type: none"> <li>Bekledingsvlakken visualiseren</li> <li>3D geometrie (oppervlakte) van dijk</li> <li>Dijkpalen</li> <li>Dijkvakindeling</li> <li>Bepaling maatgevende 2D dwarsprofielen per dijkvak</li> <li>Geotechnische lengteprofielen</li> <li>Analyse aanlegtekeningen</li> <li>Eigendomssituatie</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>3D model van dijkopbouw</li> <li>Nader veldonderzoek anders dan benoemd/afgesproken</li> </ul>
Berekeningen t.a.v. dijkstabiliteit	<ul style="list-style-type: none"> <li>2D Stabiliteitsberekeningen en constructieve berekeningen; indicatief, om te bepalen welke type constructie minimaal benodigd is en welke taluds stabiel blijven</li> <li>Uitvoeringsduur indicatief t.b.v. afweging en planning</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Detailberekeningen constructies t.b.v. verankering</li> <li>Zettingen t.g.v. vervorming</li> <li>Berekeningen per fasering</li> </ul>
Berekeningen t.a.v. stabiliteit bekledingen	<ul style="list-style-type: none"> <li>Afweging bekledingstype</li> <li>Inschatting dikte Steenzettingen/Asfalt/Breuksteen</li> <li>Berekening overgang grasbekleding</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Detailberekeningen steenzettingen, asfalt, breuksteen.</li> </ul>
Ontwerp nieuwe situatie (VKA)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Principedoorsnedes voor haven en landelijk gebied</li> <li>Uitwerking principedoorsnedes (ontwerphoogtes) in verticale dwarsdoorsnedes en bovenaanzichten</li> <li>3D Weergave en visualisaties met invloed op eigendomssituatie</li> <li>Bepaling overstromingskans tijdens levensduur</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Uitwerking alle dijkvakken</li> <li>3D uitwerking opritten</li> <li>Bepaling aanleghoogtes</li> <li>3D uitwerking overgangen en aansluitingen (horizontaal en verticaal)</li> </ul>

### 5.4 Dijkvakken

Voor het ontwerp van de dijkversterking, wordt het dijktraject opgedeeld in dijkvakken. Deze zijn gebaseerd op:

- Geometrie en oriëntatie van de dijk (inclusief aanwezigheid opritten)
- Hydraulische randvoorwaarden
- Aan- of afwezigheid van voorland
- Aanwezigheid van type bekleding
- Dijkopbouw
- Samenstelling van de ondergrond
- Geohydrologische situatie

De dijkvakken zijn als volgt gedefinieerd:

Havengebied:

1. Cleveringsluizen
2. Westelijke havendam
3. Robbengatsluis
4. Jachthaven Lauwersmeer
5. Haven Lauwersoog

Landelijk gebied:

6. Haven Lauwersoog-Vierhuizergat West (Landelijke dijk 1)
7. Vierhuizergat
8. Vierhuizergat Oost-Westpolder (Landelijke dijk 2)



Figuur 5-1: Dijkvakindeling

Bovenstaande dijkvakindeling wijkt af van de dijkvakindeling zoals aangehouden in de veiligheidsanalyse [9]. In de veiligheidsanalyse is namelijk per faalmechanisme een specifieke vakindeling opgesteld. Bij het aanscherpen van het veiligheidsoordeel in de verkenningsfase is dezelfde werkwijze toegepast. Hiermee wordt aangegeven waar wel en waar geen sprake is van een veiligheidsopgave (bijv. voor buitenwaartse stabiliteit).

Overgangen tussen de verschillende vakken en binnen (verticale overgangen) de vakken zelf (horizontale overgangen) zijn belangrijk voor de stabiliteit van de (bekledings)vakken als geheel. Aan deze overgangen kan niet kwantitatief gerekend worden. Uitgangspunt voor de verkenningsfase is dat de overgangen stabiel kunnen worden gemaakt bij verdere uitwerking in de planfase en definitief in het detailontwerp.

## 5.5 Ontwerplevensduur dijkversterking

Het uitgangspunt voor de verkenningsfase is een ontwerplevensduur (planperiode) van 50 jaar voor versterking in grond en 100 jaar voor de constructies. Hierbij wordt het jaar 2025 als startwaarde (einde realisatiefase) aangehouden. De ontwerplevensduur voor de dijkversterking voor de veiligheidsanalyse/verkenningfase is dus:

- Grondconstructies: ontwerplevensduur 50 jaar en zichtjaar 2075 (zeespiegelstijging 52cm)

- Constructieve elementen: ontwerplevensduur 100 jaar en zichtjaar 2125 (zeespiegelstijging 102cm)

De levensduur van bouwmaterialen staat los van de ontwerplevensduur van de dijk. Als de levensduur van bouwmaterialen korter is dan de ontwerplevensduur van de dijk (zoals bijv. asfaltbekledingen) wordt dit effect in een LCC analyse beschreven.

## 5.6 Overstromingskans gedurende levensduur

De overstromingskans van een traject dient elk jaar kleiner dan of gelijk aan de maximaal toelaatbare kans te zijn (zie paragraaf 5.2), met uitzondering van de periode van 4 jaar na oplevering van de dijkversterking als hiermee hoge kosten kunnen worden vermeden. In deze periode geldt dat de veiligheid in geen enkel jaar kleiner mag zijn dan de overstromingskans direct voorafgaand aan de versterking. Dit uitgangspunt is gebaseerd op de Grondslagen voor hoogwaterbescherming [4]. Bij het uitwerken van het voorkeursalternatief wordt gecontroleerd of aan deze eis voldaan wordt.

## 5.7 Innovatieve oplossingen

In de verkenningsfase worden alle mogelijke bouwstenen en oplossingen verkend om de dijk te versterken zodat deze voldoet aan de waterveiligheidsopgave. Innovatieve oplossingen zullen worden verkend om bijv. de kosten van de versterking te verlagen of de inpassingsmogelijkheden te vergroten. Als nieuwe kennis wordt toegepast dient dit te worden gevalideerd door ENW, alvorens het in het project toegepast kan worden.



# Deel B – Technische uitgangspunten

## 6 Waterstands- en golfbelastingen op de dijk

### 6.1 Hydraulische randvoorwaarden Waddenzee

Voor het definitief vaststellen van de veiligheidsopgave en voor het opstellen van de ontwerpen in de verkenningsfase, worden hydraulische randvoorwaarden afgeleid voor het huidige zichtjaar en de toekomst. In de veiligheidsbeoordeling zijn voor de zichtjaren 2023, 2050, 2075 en 2100 de volgende grootheden afgeleid:

- Waterstand bij de norm (maximaal toelaatbare overstromingskans en de signaleringswaarde van de norm);
- Hydraulische belastingniveaus bij  $q = 0,1, 1, 5, 10$  en  $50$  l/s/m (HBN);
- Golfcondities voor bekledingen (gras, steenzetting betonzuilen (normale golfsteilheid), steenzetting blokken en asfalt) per waterstandsniveau van  $0,5$  m.

Onderstaande tabel toont de overschrijdingsfrequenties van de hydraulische belastingen die worden gehanteerd.

Tabel 6-1: Overschrijdingsfrequenties van de hydraulische belastingen conform het OI2014 v4 (conform Vergelijking 2)

Type	Hydraulische belasting bij	Kans
Hydr. Belasting kruinhoogte/GEKB <sup>1)</sup>	Doorsnede-eis	1 / 12.500 (o.b.v. $\omega = 24\%$ N=3)
Golfrandvoorwaarden grasbekleding <sup>1)</sup>	Doorsnede-eis	1/66.666 (o.b.v. $\omega = 4,5\%$ N=3)
Golfrandvoorwaarden harde bekledingen (asfalt, steen) <sup>1)</sup>	Max. toelaatbare faalkans	1 / 1.000
Waterstand geotechnische faalmechanismen <sup>1)</sup>	Max. toelaatbare faalkans	1 / 1.000
Waterstand voor overgang / hard zacht	Doorsnede-eis	1/66.666 (o.b.v. $\omega = 4,5\%$ N=3)

1) De kansen betreffende de hydraulische belasting en de waterstand van de overige mechanismen zijn overschrijdingsfrequenties.

#### 6.1.1 Software

Na het bepalen van de hydraulische randvoorwaarden in de voorverkenning, is een nieuwe versie van Hydra-NL beschikbaar gekomen (versie 2.4.1). De bepaling van de hydraulische ontwerprandvoorwaarden zijn beschreven in de Werkwijzer bepaling Hydraulische Ontwerprandvoorwaarden, versie 5 [1]. In de veiligheidsbeoordeling is Hydra-NL 2.3.5 toegepast.

In het rekenhart van versie 2.4.1. van Hydra-NL zijn enkele aanpassingen doorgevoerd t.o.v. versie 2.3.5., die hebben geleid tot volgende wijzigingen:

- Het HBN is ongewijzigd, de waterstand / golfhoogte in een illustratiepunt bij de teen van de dijk (de illustratiepunten) zijn licht gewijzigd.
- De berekende golfcondities zijn licht gewijzigd.
- De waterstand is ongewijzigd;

In de verificatie en effect bepaling van de nieuwe ontwerpen in de verkenningsfase (fase bouwstenen en kansrijke alternatieven) is Hydra-NL versie 2.4.1. toegepast.

### Aanpassing Database

Tijdens een reviewmoment van Deltares zijn de volgende zaken aangeduid:

- Het verloop van het berekende hydraulisch belastingsniveau (HBN/benodigde kruinhoogte) langs het landelijke deel van de Lauwersmeerdijk wijkt sterk af van het verloop van de huidige kruinhoogte en komt niet geheel overeen met het ontwerpersgevoel.
- De golfsteilheid is over het algemeen erg hoog. Dit geldt zowel voor de golfhoogte in het illustratiepunt van de HBN-berekeningen als de golfbelastingen voor bekledingen. In de review van Deltares en het HWBP (november 2019) wordt geadviseerd om in het ontwerp uit te gaan van reële ontwerpbelastingen (golfsteilheden).
- De bias-correctie die onderdeel is van de gedefinieerde modelonzekerheden op de golfhoogte en -periode is met omgekeerd teken in de WBI2017 databases opgenomen [RWS WV, 4 september 2019]. Aanbevolen wordt om deze omissie in een nieuwe beschouwing aan te passen.
- De modelonzekerheden in de golfhoogte en periode zijn in het WBI2017 onafhankelijk verondersteld. Terwijl onderzoek (Smale [2019]) heeft aangetoond dat dit niet terecht is. Door het aannemen van correlatie verandert de maatgevende golfbelasting.
- De diepe getijdengeulen direct voor de Lauwersmeerdijk hebben significante invloed op de berekende hydraulische belastingen, onduidelijk is of SWAN dit effect juist heeft gesimuleerd.

HaskoningDHV/HKV hebben bovenstaande aandachtspunten geanalyseerd en hebben voor elk punt een advies opgesteld hoe dit het beste verwerkt kan worden in het project (Bijlage H). Op 20 januari zijn de analyse en de voortvloeiende adviezen besproken met specialisten vanuit Deltares, NZV, RWS en het HWBP. In dit comité is gezamenlijk tot de volgende conclusies gekomen:

- In de originele hydra-database bevond zich voor dit dijktraject een overgang tussen twee SWAN modellen<sup>1</sup>, dit leverde resulteerde in een onjuist HBN-verloop in het oostelijk deel van het dijktraject. Er is een gecorrigeerde hydra-database opgesteld, uitgaande van 1 model, waardoor het HBN nu overeenkomt met het ontwerpersgevoel; de lokale hoge HBN-piek vlakkt sterk af.
- Er wordt uitgegaan van 100% correlatie tussen de modelonzekerheden op golfhoogte en golfperiode. Daarnaast wordt uitgegaan van een lokale piekperiode die meer passend is bij de Waddenzee. De correctie resulteert in minder steile ontwerp golven en wordt gezien als fysisch meest realistische situatie. Per saldo neemt de ontwerpbelasting voor hoogte en bekleding door deze aanpassing iets toe (circa 5-20%).
- De omissie in de bias-correctie wordt hersteld, dit resulteert in een hoger HBN, tot circa 30cm.
- Het effect van getijdegeulen lijkt goed meegenomen te worden in de SWAN modellen, er is in ieder geval geen correctie benodigd op de ontwerpbelastingen.
- Voor de havendijk wordt een toelaatbaar golfoverslagdebiet van 5 l/s/m<sup>1</sup> leidend en voor de landelijke dijk wordt een toelaatbaar golfoverslagdebiet van 10 l/s/m<sup>1</sup> leidend. Bij maatwerklocaties kan hier van worden afgeweken. Zowel bij het haventraject en de landelijke dijk dient het binnentalud (bij de haven over een lengte van 5m) voorzien te worden van een erosiebestendige kleilaag.

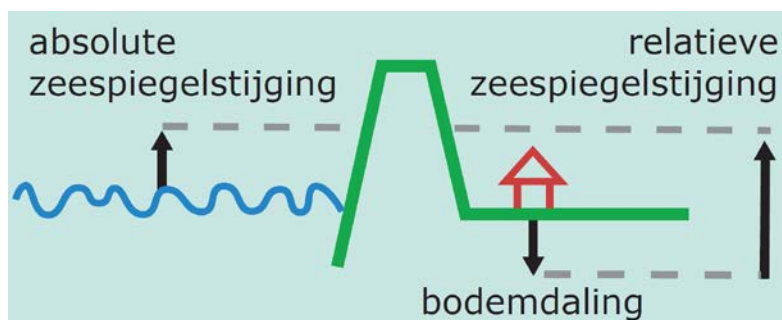
In de planuitwerking moet met de aangepaste database worden verder gewerkt. De database kan door RHDHV/HKV ter beschikking worden gesteld.

<sup>1</sup> Met een SWAN model wordt de golfbelasting op de dijk afgeleid.

## 6.1.2 Zeespiegelstijging en bodemdaling

### 6.1.2.1 Klimaatscenario zeespiegelstijging

In Figuur 6-1 is schematisch het verschil tussen absolute en relatieve zeespiegelstijging weergegeven als gevolg van bodemdaling. In de ontwerpfase moet rekening worden gehouden met zowel bodemdaling als zeespiegelstijging. De absolute bodemdaling wordt toegepast bij het afleiden van de hydraulische randvoorwaarden. Dit betekent dat wordt aangenomen dat de autonome daling van de Waddenzeebodem wordt gecompenseerd door aanzanding van de bodem, waardoor de maatgevende waterkolom die tegen de dijk staat in stormcondities niet wijzigt.



Figuur 6-1: Absolute en relatieve zeespiegelstijging

Bij de afleiding van de hydraulische randvoorwaarden wordt rekening gehouden met het KNMI'06 W+ scenario. Voor zeespiegelstijging worden de volgende waarden gehanteerd t.o.v. de WBI2017 statistiek:

- 0 cm in 2023
- 27 cm in 2050
- 77 cm in 2100

In de verkenningsfase wordt het jaar waarin de dijkversterking wordt gerealiseerd, te weten 2023, als ijkmoment aangehouden. In Tabel 6-2 is de toe te passen absolute zeespiegelstijging gegeven voor de zichtjaren: 2023 – 2075 en 2025 - 2125.

Tabel 6-2: Toe te passen absolute zeespiegelstijging

#	Zichtjaar	Absolute zeespiegelrijzing
1	2023 (referentiejaar)	0 cm
2	2024	2 cm
3	2050	27 cm
4	2075 (50 jaar ontwerphorizon)	52 cm
5	2100	77 cm
6	2125 (100 jaar ontwerphorizon)	102 cm

### 6.1.2.2 Bodemdaling en zetting/klink dijk

Op basis van de prognoses met betrekking tot de bodemdaling, aangeleverd door commissie Bodemdaling [9], is de inschatting dat er in 2080 sprake is van ongeveer 10 cm bodemdaling. Dit is een combinatie van autonome bodemdaling en bodemdaling door gaswinning.

De bodemdaling wordt toegepast op de hoogteligging van het maaiveld: bijv. de kruin en de hoogte van de bekledingsovergangen. Bodemdaling wordt niet toegepast beneden het maaiveld. Dit betekent dat er geen bodemdaling wordt toegepast op de laagscheidingen in de ondergrondsopbouw. Dit omdat de ligging van de lagen over het algemeen niet met een nauwkeurigheid van 10 cm bekend zijn (wat gelijk is aan de maximale bodemdaling).

De te verwachten zetting/klink gedurende de gebruikperiode hangt samen met een aantal aspecten waaronder:

- Samenstelling materiaal ophoging en verdichting;
- Mate van ophoging in relatie tot samenstelling (samendrukbaarheid) ondergrond;
- Uitvoeringsperiode en toepassing van eventuele zetting-versnellende maatregelen (verticale drainage en/of tijdelijke overhoogte).

Aan de hand van het opstellen van uitvoeringseisen (verdichting, materialisatie etc.) en zettingsberekeningen, wordt een inschatting gemaakt van de te verwachten zetting/klink gedurende de levensduur van de waterkering. Dit wordt verdisconteerd in de aanleghoogte.

### 6.1.3 Invloed voorland

De hydraulische belastingen worden berekend op basis van de huidige hoogteligging van voorland. Ook het voorland tussen de uitvoerlocatie in de database fysica en de teen van de dijk wordt expliciet meegenomen in de bepaling van de hydraulische randvoorwaarden. Dit is conform het KPR-advies. In een expertsessie [16] is dit wederom als reëel uitgangspunt verondersteld. Wel wordt opgemerkt dat dit een afwijking is ten opzicht van de schematiseringshandleiding en daarmee ook tegenstrijdig is met het uitgangspunt in de veiligheidsbeoordeling [9].

Voorland ontbreekt in zijn geheel bij het Vierhuizergat, omdat hier aan de teen van de dijk een getijdegeul ligt. In de dimensionering en verificatie van de alternatieven is dit als volgt vormgegeven:

- Bij de afleiding van de golfrandvoorwaarden voor bekledingen is de ligging van de bodem meegenomen. Het niet meenemen van de bodemhoogte leidt tot onrealistische golfhoogtes voor de lage niveaus op het buitentalud.
- Het wad ten westen van dijkpaal 83.0 ligt lager dan NAP+0 m (deels ligt hier de getijdegeul Vierhuizergat). Gezien de grote waterdiepte tijdens maatgevende waterstanden (waterstand bij norm is ongeveer NAP+5,5 m) heeft het aanvullend schematiseren van het wad/voorland tussen het hydra-uitvoerpunt en de dijkteen geen invloed op het berekende HBN. Voor de bepaling van het HBN is het voorland daarom alleen meegenomen voor het traject ten oosten van dijkpaal 83.0.

In de haven zorgen de hooggelegen haventerreinen voor reductie van de golfbelasting op de Lauwersmeerdijk. Deze voorlanden zijn meegenomen in bij het bepalen van de golfbelastingen en worden als standzeker verondersteld tijdens maatgevende omstandigheden, omdat ze (1) zijn gelegen achter havendammen waardoor de belasting op de kades relatief laag is en (2) de havenkades conform het bouwbesluit in ieder geval zijn ontworpen op basis van een faalkans van 1/2.100 voor de gehele levensduur (o.b.v. gevolklasse CC1 – o.b.v. een levensduur van 50 jaar betekent dit een faalkans van orde 1/100.000 per jaar).

### 6.1.4 Stormduur en waterstandsverloop

De stormduur en het waterstandsverloop worden als volgt bepaald:

Tabel 6-3: Bepaling waterstandsverloop

Ontwerpspoor	Bepaling waterstandsverloop
Geotechnische stabiliteit	Tool Waterstandsverloop v3.0.1.
Stabiliteit steenbekleding	Standaard verlopen in Steentoets
Grasbekleding	Conform schematiseringshandleiding grasbekleding [5], conform methode zoals beschreven in VTV2004
Asfaltbekleding	Opgenomen in BM Asfalt Golfklap

### 6.1.5 Getijde-informatie

De getijde-informatie is weergegeven in Figuur 6-2. Dit zijn de kenmerkende waarden zoals vrijgegeven door RWS – WVL. De kenmerkende waarden worden alleen toegepast voor de hoogfrequente hoogwaterstanden en de laagwaterstanden. De laagfrequente hoogwaterstanden worden niet toegepast. Omdat de hoogwaterstanden die minder vaak voorkomen dan eens per 5 jaar worden bepaald kunnen worden met Hydra-NL.

Standen in cm t.o.v. NAP

Getijtype cq grootheid	Slotgemiddelden			Waarden maansverloop	
	HW- stand	LW- stand	tijverschil	HW	LW
Gem. springtij	119	-142	261	9:33	15:47
Gem. tij	106	-126	232	9:29	15:39
Gem. doortij	87	-102	189	9:22	15:28
Gem. duur rijzing				6:15	
Gem. duur daling				6:10	
Gem. waterstand		4			

Gemiddelde over- en onderschrijdingsfrequenties		
Frequentie	Overschrijding hoogwaterstanden	Onderschrijding laagwaterstanden
1x per 10.000 jaar	520	
1x per 5.000 jaar	510	
1x per 4.000 jaar	500	
1x per 2.000 jaar	490	
1x per 1.000 jaar	470	
1x per 500 jaar	460	
1x per 200 jaar	440	
1x per 100 jaar	420	
1x per 50 jaar	400	
1x per 20 jaar	375	-270
1x per 10 jaar	355	-260
1x per 5 jaar	340	-250
1x per 2 jaar	315	-235
1x per jaar	280	-225
2x per jaar	255	-215
5x per jaar	230	-200
LAT		-175

Bepaling met Hydra NL

Hoogst bekende waarde 375 cm 3 jan 1976 Periode 1970-2010  
 Laagst bekende waarde -290 cm 2 mrt 1987 Periode 1970-2010

Bijzonderheden:

- 21 mei 1965 Aanvang waarnemingen
- 23 mei 1969 Afsluiting Lauwerszee
- 1 jan 1988 DNM geplaatst

Figuur 6-2: Kenmerkende waarden Lauwersoog

## 6.2 Grondwaterstanden achterland

Voor de analyse van macrostabiliteit bij hoogwateromstandigheden (norm condities) wordt uitgegaan van een volledig verzadigd achterland, zowel bij de aan- als afwezigheid van een teensloot.

Voor de analyse van piping wordt uitgegaan van:

- Uittredepunt in de waterpartij (haven, sloot of overige waterpartij)
- Uittredepunt elders: lokaal maaiveldniveau

Het grondwaterregime volgt de autonome bodemdaling. Er wordt vanuit gegaan dat de polderpeilen op den duur worden aangepast aan de bodemdaling. Voor de normale omstandigheden wordt uitgegaan van het gemeten grondwaterregime en de polderpeilen uit het huidige peilbesluit van het waterschap. Voor het Lauwersmeer wordt een peil van NAP -0,93 m aangehouden.

## 6.3 Verkeersbelasting

Alleen voor buitenwaartse stabiliteit wordt conform het OI2014v4 tijdens extreme omstandigheden (UGT-situatie) rekening gehouden met een belasting door verkeer omdat dit een realistische en voorstelbare belasting is tijdens voor STBU maatgevende omstandigheden (zie het OI2014v4 en de factsheet verkeersbelasting van het KPR). Bij binnenwaartse stabiliteit wordt aangenomen dat bij extreme condities het in het algemeen niet aannemelijk is dat belasting door verkeer kan optreden (conform OI2014 v4). Uitzondering is hierop zijn de locaties waar de N-weg op de dijk ligt.

Bij een verkeersbelasting wordt uitgegaan van 13 kN/m<sup>2</sup> over een breedte van 2,5 m, een belastingspreiding 45 graden en een aanpassingspercentage in de slecht doorlatende kleilagen van 10%. (Conform het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [6]). Daarbij is de locatie van de verkeersbelasting afhankelijk van de aanwezigheid van een verharding. Hierbij wordt zoveel mogelijk de buitendijkse zijde van de verharding belast.

## 6.4 Aardbevingsbelasting

Over aardbevingen en aardschokken is het volgende opgenomen: "In het OI2014 zijn geen methoden opgenomen voor de beoordeling van de invloed van aardbevingen op de overstromingskans van een dijktraject. Met aardbevingen die het gevolg zijn van gaswinning wordt in de toets op maat binnen het toetsspoor macrostabiliteit binnenwaarts rekening gehouden."

De waterkering van NZV ligt niet in een aardbevingsgevoelig gebied (KNMI). Daarom wordt geen rekening gehouden met aardbevingsbelasting.

## 6.5 Overige belastingen

In Nederland bestaat geen regelgeving omtrent de wijze waarop bij het ontwerpen en beoordelen van grondconstructies rekening moet worden gehouden met ijsbelasting. Bij het ontwerp van constructies wordt kruiend ijs of drijvend ijs meegenomen als belasting. In de Leidraad Kunstwerken is dit omschreven (TAW, 2003). Bij het ontwerp van de dijk wordt geen rekening gehouden met ijsbelastingen.



## 7 Technische Ontwerpuitgangspunten per faalmechanisme

In dit hoofdstuk worden de technische ontwerpuitgangspunten beschreven die van toepassing voor de verkenningfase.

De geotechnische faalmechanismen behoren niet tot de scope van de dijkversterking. Gezien wel sprake is van een hoogteopgave hebben de onderzochte alternatieven mogelijk wel invloed op de geotechnische stabiliteit van de waterkering. De gehanteerde uitgangspunten bij de verificatie van de alternatieven is beschreven in deze paragraaf. De alternatieven hebben geen invloed op de faalkans voor piping. De uitgangspunten voor dit faalmechanismen zijn daarom niet beschreven.

De indeling van dit hoofdstuk volgt de bekende faalmechanismen van een dijk, te weten:

- Macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts (STBI en STBU)
- Microstabiliteit (STMI)
- Asfaltbekleding (AGK en AWO)
- Grasbekleding (GEBU en GABU)
- Hoogte-Grasbekleding (GEKB en GABI)
- Stabiliteit steenzetting (ZST)
- Kunstwerken (HTKW, BSKW, PKW)
- Sterkte en stabiliteit punt- en langsconstructies (STKWp en STKWI)
- Voorland (VLGA, VLAF en VLZV)
- Niet-waterkerende objecten (NWO)
- Havendammen (HAV)

### 7.1 Geotechniek

#### 7.1.1 Binnenwaartse macrostabiliteit (STBI)

Deze paragraaf beschrijft de technische uitgangspunten specifiek voor het faalmechanisme binnenwaartse macrostabiliteit (STBI).

##### 7.1.1.1 Faalkanseis en veiligheidsfactoren

De faalkanseis voor STBI is bepaald conform Bijlage III op de Toelichting bij de Ministeriële Regeling Veiligheid primaire waterkeringen 2017. De faalkanseis voor STBI is opgenomen in Tabel 7-1. De veiligheidsfactoren zijn opgenomen in Tabel 7-2. De minimaal benodigde stabiliteitsfactor in D-GeoStability is 1,14. Voor STBI wordt gebruikt gemaakt van het glijvlakmodel van LiffVan.

Tabel 7-1: Faalkanseis voor STBI

Faalmechanisme	Norm [per jaar]	Lengte [km]	Faalkanseis op doorsnedeniveau [per jaar]
STBI	1/3.000	13,4	$1,4 \cdot 10^{-6}$
STBI	1/1.000	13,4	$4,1 \cdot 10^{-6}$

Tabel 7-2: Veiligheidsfactoren voor STBI

Norm [per jaar]	Schadefactor [-]	Materiaalfactor [-]	Modelfactor Uplift-Van [-]	Vereiste SF D-GeoStability [-]
Signaalwaarde (1/3.000)	1,11	1,00	1,06	1,18
Max. toelaatbare kans (1/1.000)	1,08	1,00	1,06	1,14

### 7.1.1.2 Grondparameters

In 2017 heeft Wiertsema & Partners grondonderzoek uitgevoerd op de Lauwersmeerdijk. Hierbij zijn 215 sonderingen en 80 handboringen uitgevoerd. Daarnaast zijn 17 mechanische boringen uitgevoerd, deels met peilbuizen en monsternames. Op basis van de sonderingen en boringen is een geotechnisch lengteprofiel opgesteld. Daarnaast zijn de gestoken monsters beproefd in geotechnisch laboratoriumonderzoek.

#### Specifieke uitgangspunten:

Voor grondparameters wordt het Critical State Soil Mechanics (CSSM) model toegepast. In de basis worden voor macrostabiliteit dezelfde uitgangspunten gehanteerd als in de veiligheidsbeoordeling. De gehanteerde uitgangspunten zijn in deze fase gecontroleerd. Onderstaande uitgangspunten zijn toegepast bij het bepalen van de grondparameter:

- Afhankelijk van de doorlatendheid van de grondlagen (Bq- waarden), zijn deze gedraineerd of ongedraineerd doorgerekend;
- Voor de grondlaag H\_Mkw\_z&k is de sterkte bepaald op basis van laboratoriumproeven. Voor andere lagen zijn standaardwaarden gebruikt (geen/ te weinig proeven beschikbaar). De sterkte van deze lagen is bepaald o.b.v. de schematiseringshandleiding macrostabiliteit;
- Voor het volumiek gewicht wordt de gemiddelde waarde uit de schematiseringshandleiding toegepast;

Tabel 7-3: Volumiek gewicht grondlagen

Grondlaag	Type	Onverzadigd volumiek gewicht	Verzadigd volumiek gewicht
H_Mg_zk	Zand, plaatselijk gelaagd met klei (getijdenafzetting)	18,0	20,0
H_Mkw_z&k	Zand, sterk gelaagd met klei (getijdenafzetting)	18,5	18,5
H_Mp_k	Klei	14,5	14,5
H_Vbv_v	Veen	11,0	11,0
P_Mg_zk	Zand, plaatselijk gelaagd met klei (getijdenafzetting)	18,0	20,0
P_Ova_sd	(Pot)klei	14,5	14,5
P_Rg_zm	Zand	18,0	20,0
P_Wdz_zf	Zand	18,0	20,0
Zand dijkmateriaal	Zand	18,0	20,0

Conform OI/WBI worden geen materiaalfactoren toegepast voor CSSM berekeningen.

In Tabel 7-4 zijn de sterkteparameters van de grondlagen weergegeven voor gedraineerde grondlagen. Over het grootste deel van het traject hebben de grondlagen een zandig karakter. Deze lagen mogen volgens de schematiserings-handleiding als gedraineerd doorgerekend worden met een representatieve waarde van de hoek van inwendige wrijving als onder andere de Bq waarde onder de 0,10 blijft. Dit is

geverifieerd door de sonderingen in de CPT-tool te laden. Daaruit bleek dat deze lagen inderdaad als gedraineerd beschouwd mogen worden. Daarom zijn de grondsterkteparameters voor gedraineerd rekenen aangehouden [9]. De toegepaste rekenwaarden zijn weergegeven in Tabel 7-4. De berekende parameters uit laboratoriumproeven (voor klei) zijn toegewezen aan de grondsoort H\_mkw\_z&k, omdat deze grondsoort het meeste klei bevat. Voor H\_mg\_zk en dijksmateriaal zijn standaardwaarden gebruikt uit de schematiseringshandleiding.

De ongedraineerde lagen uit Tabel 7-4 lagen hebben geen zandig karakter, en dus moet de sterkte ongedraineerd worden berekend. De POP-waarden zijn gebruikt om grensspanningen uit te rekenen. Deze grensspanningen zijn berekend door de POP op te tellen bij de effectieve spanning in een grondlaag gedurende dagelijkse omstandigheden. Over de sterkte eigenschappen merken we het volgende op:

- De POP van potklei is niet beschreven in de schematiseringshandleiding, hiervoor is op basis van expert judgement een veilige waarde van 15 kN/m<sup>3</sup> aangenomen.
- Voor de ongedraineerde sterkte van de klei is een S-waarde van 0,25 gehanteerd (zie ook Bijlage G)

Tabel 7-4: Sterkteparameters grondlagen

Grondlaag	Grondgedrag	Hoek van inwendige wrijving	Ongedraineerde sterkte	Bron
H_Mg_zk	Gedraineerd	29,8		Schematiseringshandleiding
H_Mkw_z&k	Gedraineerd	33,4		Lokaal grondonderzoek
H_Mp_k	Ongedraineerd		S = 0,25, POP = 15 kPa, m = 0,8	Schematiseringshandleiding
H_Vbv_v	Ongedraineerd		S = 0,30, POP = 15 kPa, m = 0,8	Schematiseringshandleiding
P_Mg_zk	Gedraineerd	29,8		Schematiseringshandleiding
P_Ova_sd	Ongedraineerd		S = 0,25, POP = 15 kPa, m = 0,8	Schematiseringshandleiding, expert judgement
P_Rg_zm	Gedraineerd	32,3		Schematiseringshandleiding
P_Wdz_zf	Gedraineerd	28,5		Schematiseringshandleiding
Zand dijksmateriaal	Gedraineerd	28,8		Schematiseringshandleiding

### 7.1.1.3 Freatische lijn

De freatische lijn die geldig is bij de huidige ondoorlatende bekleding is afgeleid op basis van de peilbuismetingen die in de winter van 2018 – 2019 zijn uitgevoerd (zie ook Bijlage F). In geval er sprake blijft van een ondoorlatende bekleding op het buitentalud (of bekleding met minimaal dezelfde totale doorlatendheid) blijft deze freatische lijn geldig. Wanneer als gevolg van een nieuwe bekleding op het buitentalud de mate van doorlatendheid van de buitenbekleding veranderd, dient een nieuwe freatische lijn afgeleid die past bij het nieuwe bekledingsontwerp.

### 7.1.1.4 Stijghoogte watervoerende zandlagen

Voor de stabiliteit van het binnentalud (STBI) zijn de waterdrukken in de ondergrond van belang. In de veiligheidsbeoordeling is voor het grootste deel van het traject een respons van 100% aangenomen omdat (1) sprake is van oppervlakkige glijvlakken en de stijghoogte dan minder relevant is en (2) de peilbuis gegevens destijds niet tijdig beschikbaar waren voor de beoordeling van STBI. Ter plaatste van de binnenhaven is hiervan afgeweken (zie ook de herziene beoordeling is Bijlage G). De stijghoogte is door de aanwezigheid van damwanden in het voorland en het haventerrein niet eenduidig te

schematiseren op basis van het TRWD. Daarom is aangenomen dat de stijghoogte verloopt van MHW (100 m voor de kruin) naar GHW (in de binnenhaven, 100 m achter de kruin). Voor de schematisatie is aangenomen dat de zandlagen die boven de potklei liggen aan de buitenzijde afgesloten door de damwand in de haven (t.b.v. de aanlegkades in de haven). Daarom is in deze zandlagen geen respons op het buitenwater verondersteld.

Op basis van bovenstaande uitgangspunten is STBI goedgekeurd (zie ook hoofdstuk 4). Dit uitgangspunt is daarom ook toegepast bij de beoordeling van de alternatieven.

#### **7.1.1.5 Maatgevend glijvlak**

De maatgevende glijvlakken zijn in principe glijvlakken die leiden tot verlies van waterkerend vermogen van de kering. Daar waar de N-361 over de kruin van de kering loopt is sprake van aanvullende eisen omdat de N-weg een belangrijke functie vervult tijdens extreme omstandigheden. De beoordeling wordt daarom uitgevoerd op basis van zonerings:

- De faalkanseis op doorsnede niveau is relevant voor glijvlakken die leiden tot verlies van het waterkerend vermogen. De doorsnede-eis voor STBI behorend bij de maximaal toelaatbare overstromingskans (1/1.000 per jaar) is gelijk aan 1/245.000 per jaar (zie ook Tabel 7-1).
- Vanwege de belangrijke functie van de N-weg moet de kans deze beschadigd raakt, kleiner zijn dan 1/10.000 per jaar. Deze kans is een factor 10 kleiner dan de maximaal toelaatbare overstromingskans (van 1/1.000 per jaar), maar minder streng dan de faalkanseis op doorsnede niveau voor STBI.

#### **7.1.1.6 Schematisering ondergrond**

Voor STBI is de ondergrond geschematiseerd op basis van het lokaal grondonderzoek en het geotechnische lengteprofiel uit Bijlage B. Het eindresultaat is dus een lokale schematisering op locatie van de veiligheidsopgave. Dit is beschreven in de beoordeling [9].

#### **7.1.1.7 Schematiseringsfactor**

Volgens het OI2014 moet een schematiseringsfactor worden opgesteld voor macrostabiliteit, in overeenstemming met bijlage B van het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren (TRGS) bij Dijken (ENW, 2012). Hiervoor is op de helpdesk water een rekensheet beschikbaar. Voor het opstellen van de scenario's en hun waarschijnlijkheden wordt gebruik gemaakt van de schematisering uit de beoordeling. Op enkele plaatsen in het TRGS wordt nog aangegeven dat een ondergrens van 1,10 gehanteerd moet worden voor de schematiseringsfactor. In datzelfde rapport is ook aangegeven dat hiervoor eigenlijk geen theoretische basis bestaat. Voor de ondergrens van de schematiseringsfactor wordt in de verkenningfase een waarde van 1,1 gehandhaafd. Deze factor dient aanvullend op de factoren in Tabel 7-2 te worden toegepast.

#### **7.1.1.8 Macrostabiliteit in combinatie met significante golfoverslag**

De veiligheidsbeoordeling [9] laat zien dat in 2075 net niet meer wordt voldaan aan de eisen voor macrostabiliteit in combinatie met significante golfoverslag. Omdat ook sprake is van een hoogteopgave wordt de opgave voor STBI i.c.m. significante golfoverslag opgelost bij reductie van het golfoverslagdebiet. Het overslagdebiet is getoetst conform de factsheet KPR (zie Appendix H).

## 7.1.2 Buitenwaartse macrostabiliteit (STBU)

### 7.1.2.1 Faalkanseis en veiligheidsfactoren

De faalkanseis voor STBU is bepaald conform Bijlage III op de Toelichting bij de Ministeriële Regeling Veiligheid primaire waterkeringen 2017. De faalkanseis voor STBI is opgenomen in Tabel 7-5: Faalkanseis voor STBU. De veiligheidsfactoren zijn opgenomen in Tabel 7-6: Veiligheidsfactoren voor STBU. Voor STBU wordt gebruikt gemaakt van het glijvlakmodel van Bisshop.

Tabel 7-5: Faalkanseis voor STBU

Faalmechanisme	Norm [per jaar]	Lengte [km]	Faalkanseis op doorsnedeniveau [per jaar]
STBU	1/3.000	13,4	$1,4 * 10^{-5}$
STBU	1/1.000	13,4	$4,1 * 10^{-5}$

Tabel 7-6: Veiligheidsfactoren voor STBU

Norm [per jaar]	Schadefactor [-]	Materiaalfactor [-]	Modelfactor Bisshop [-]	Vereiste SF D-GeoStability [-]
Signaalwaarde (1/3.000)	1,04	1,00	1,11	1,15
Max. toelaatbare kans (1/1.000)	1,00	1,00	1,11	1,11

### 7.1.2.2 Grondparameters, ondergrondschematisatie en schematiseringsfactor

De grondparameters, de werkwijze voor het opstellen van de schematiseringsfactor en de schematisatie voor de ondergrond zijn voor STBU gelijk aan STBI. De grondparameters zijn beschreven in paragraaf 7.1.1.

### 7.1.2.3 Freatische lijn en stijghoogte

De freatische lijn is afgeleid op basis van peilbuismetingen. In Bijlage F zijn de freatische lijnen beschreven. Net als voor STBU zijn deze freatische lijnen geldig voor de huidige doorlatendheid van het buitentalud. In geval in het ontwerp sprake is van een andere doorlatendheid van het buitentalud moet op basis van het nieuwe ontwerp van de bekleding op het buitentalud een nieuwe freatische lijn worden afgeleid.

De stijghoogte in de watervoerende zandlagen is voor de STBU berekeningen gelijk aan GHW.

### 7.1.2.4 Maatgevend glijvlak

Voor STBU worden alleen glijvlakken beschouwd die de bekleding doorsnijden. In geval de glijvlakken de bekleding doorsnijden is aangenomen dat dit leidt tot falen van de waterkering.

## 7.1.3 Microstabiliteit en piping (STMI - STPH)

Het project kent geen ontwerpogave voor het faalmechanisme Microstabiliteit en piping. De ontwerpaanpak in de verkenningsfase gaat ervanuit dat de situatie ten aanzien van dit faalmechanisme

niet negatief wordt beïnvloed door de voorgestelde ontwerp oplossingen. Dit wordt geverifieerd bij de uitwerking van kansrijke alternatieven. Hierbij wordt het OI2014v4 gevolgd.

## 7.2 Bekledingen

De versterkingsopgave bestaat grotendeels uit het vervangen van de bekledingen. De huidige bekledingen op het buitentalud (steenettingen, waterbouwasfalt en grasbekleding) en binnentalud (grasbekleding) zijn deels afgekeurd en daarvoor geldt dan ook een veiligheidsopgave.

Dit hoofdstuk gaat verder in op de uitgangspunten met betrekking tot specifieke bekledingstypes die toegepast kunnen worden ter vervanging van de bestaande bekleding. In de basis worden de vigerende technische rapporten en leidraden toegepast bij het ontwerp van de bekleding. De ruwheidsfactor van de bekledingstypes worden conform de vigerende steentoets versie meegenomen in het ontwerp.

### 7.2.1 Asfaltbekleding (AGK en AWO)

Hoewel in principe als planperiode voor de dijkversterking 50 jaar wordt aangehouden, wordt asfalt – dat vaak een kortere levensduur heeft – niet uitgesloten. Bij het toepassen van een asfaltbekleding wordt impliciet gekozen voor tussentijds grootschalig onderhoud. De kosten hiervoor worden meegenomen in een LCC analyse

De exacte levensduur is afhankelijk van het type asfaltbekleding. Voor waterbouwasfaltbeton hanteert waterschap Noorderzijlvest een levensduur van 40 jaar (i.c.m. vervanging slijtlaag eens per 10 per jaar), mits de bekleding boven het niveau van gemiddeld hoogwater is geplaatst. Lager gelegen bekleding wordt frequenter belast. Het is daarom logisch om hier uit te gaan van een levensduur van 30 jaar. Voor open steenasfalt in de golfklapzone wordt een levensduur van 12 jaar gehanteerd en voor met asfalt gepenetreerd breuksteen is een levensduur van 50 jaar eenvoudig haalbaar.

Voor het bepalen van de dikte van de asfaltbekleding zijn mechanische wateroverdrukken of golfklappen maatgevend. De te hanteren methode is hieronder toegelicht. Voor het ontwerp van asfaltbekledingen is de meest actuele kennis vastgelegd in het Technisch Rapport Dijkbekledingen, deel 3: Asfaltbekledingen. In het ontwerp wordt rekening gehouden met de toepassingsvoorwaarden zoals benoemd in het WBI2017 [7]. De minimale dikte van een nieuwe asfaltbekleding moet conform het OI/WBI zijn.

#### 7.2.1.1 Golfklappen (AGK)

De asfalt bekledingen worden ontworpen op golfklappen. In deze fase wordt volstaan met het gebruik van de algemeen gebruikte ontwerpgrafieken [8]. Deze ontwerpgrafieken bestaan voor verschillende types asfalt en zijn gebaseerd op robuuste uitgangspunten. Specifiek bij het dimensioneren van de benodigde dikte van waterbouwasfalt is gebruik gemaakt van de informatie uit het memo “Parameters voor ontwerp van waterbouwasfaltbeton (WAB)” d.d. 7 december 2018 van Robert 't Hart (lit1). Laagdiktes worden naar boven afgerond op 0,1 meter. Hiervoor wordt de meest ongunstige doorsnede binnen een vak gebruikt. Voor ieder dijkvak wordt een benodigde dikte bepaald en wordt bepaald of deze logisch op elkaar kunnen aansluiten.

Over asfalt in de verzadigde zone van de golfklap is weinig bekend. Daarom zijn de rekenregels uit het OI2014v4 en WBI2017 hier niet toepasbaar. Gezien deze kennisleemte is in het ontwerp de

randvoorwaarde gehanteerd dat de freatische lijn niet tegen de binnenkant van de asfaltbekleding mag komen te staan.

### 7.2.1.2 Wateroverdrukken (AWO)

Gezien in het ontwerp als randvoorwaarde wordt gehanteerd dat de freatische lijn niet tegen de binnenkant van de asfaltbekleding mag staan (zie bovenstaand – AGK) is de kans op AWO bij voorbaat verwaarloosbaar.

## 7.2.2 Graserosie buitentalud (GEBU)

Het bovenbeloop van het buitentalud van de Lauwersmeerdijk bestaat deels uit een grasbekleding. Het niveau vanaf waar gras toegepast kan worden heeft invloed op de kosten en het landschappelijk beeld van de dijk. Bij deze berekeningen worden de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- Werkwijze conform het OI2014v4
- Grasbekleding wordt aangenomen als gesloten zode ( $U_c = 6,6$  m/s)
- Bij de golfploopberekeningen wordt uitgegaan van glad buitentalud (ruwheidsfactor 1,0) voor zetsteen, gras en asfalt.
- Het waterstandsverloop is beschreven in paragraaf 6.1.4.
- In de BM Gras Buitentalud wordt een gerekend met een synthetische storm (conform de schematiseringshandleiding grasbekleding).
- De overgang van de golfklap- naar de golfploopzone is conform de schematiseringshandleiding gelijk aan de waterstand op doorsnedeniveau ( $\omega = 4,5\%$ ).
- De hydraulische uitgangspunten voor GEBU zijn beschreven in paragraaf 6.1.

## 7.2.3 Afschuiven buitentalud (GABU)

Voor het afschuiven grasbekleding buitentalud wordt (indien een nieuwe grasbekleding ontworpen wordt) een controle gedaan aan de hand van de empirische vergelijking zoals genoemd in [7] (vergelijking 17.1).

## 7.2.4 Hoogte – Graserosie kruin en binnentalud (GEKB)

Het project kent een ontwerpogave voor het faalmechanisme grasbekleding erosie kruin en binnentalud (GEKB). Voor het landelijke deel van de Lauwersmeerdijk wordt een kritiek overslagdebiet van 10 l/s/m toegepast:

- Bij een kritiek overslagdebiet van 10 l/s/m is sprake van een beperkte interactie met andere (indirecte) faalmechanismen zoals GABI of STBI i.c.m. significante golfoverslag.
- De huidige opgave voor GABI of STBI i.c.m. significante golfoverslag vervalt bij een verlaging van het kritieke overslagdebiet (en behoud huidige geometrie) naar 10 l/s/m.
- Op het binnentalud is sprake van een relatief dunne zandige kleilaag (oude erosieklasse C3). Hierdoor is er geen sprake van reststerkte en heeft het waterschap tijdens extreme omstandigheden geen handelingsperspectief voor noodmaatregelen. Het toestaan van hogere overslagdebieten dan 10 l/s/m bij een zeedijk met zandkern is derhalve onverstandig en zelfs het toestaan van 10 l/s/m is alleen mogelijk in combinatie met een erosiebestendige kleilaag op de kruin en het binnentalud. Daarom wordt het uitgangspunt gehanteerd dat tenminste 60cm (exclusief toplaag) erosiebestendige dijkenglei aanwezig dient te zijn op de kruin en het binnentalud van de dijk.
- Bij een kritiek overslagdebiet van 10 l/s/m is geen sprake van een significant waterbezwaar.

- Bij 10 l/s/m hoeft geen specifieke aandacht te worden besteed aan overgangen en maakt het begrazing door schapen mogelijk.
- Een overslagdebiet van 10 l/s/m komt ongeveer overeen met een probabilistische benadering voor het overslagdebiet, waarbij is uitgegaan van een gemiddelde overgangen (conform methodiek Deltares 2017).

Bij de haven van Lauweroog wordt in de basis gekozen voor een kritiek overslagdebiet van 5 l/s/m, behorende bij een worst-case overgang. Er is voor een kritiek overslagdebiet van 5 l/s/m gekozen vanwege de slechte grasmat, het grote aantal overgangen als gevolg van fietspaden en de provinciale weg en omdat de havendijk geheel uit zandig materiaal bestaat en er dus geen erosiebestendig kleilaag aanwezig is. Door uit te gaan van een overslagdebiet van 5 l/s/m is de mate van overslag dusdanig klein dat de kruin alleen over 5 m lengte (in het dwarsprofiel) overslagbestendig moet worden gemaakt (door aanleg van bijv. een kleilaag). Toepassing van een hoger overslagdebiet dan 5 l/s/m neemt de hoogteopgave niet weg en werkt juist kostenverhogend omdat er extra werkzaamheden nodig zijn om de gehele kruin en binnentalud overslagbestendig te maken.

### 7.2.5 Grasbekleding Afschuiven binnentalud (GABI)

Voor GABI is sprake van een veiligheidsopgave met een beperkte omvang. Omdat ook sprake is van een hoogteopgave is de verwachting dat de opgave voor GABI wordt opgelost bij reductie van het golfoverslagdebiet. Deze aanname wordt gedurende de verkenning geverifieerd. Bij deze verificatie wordt de aanpak uit het WBI2017 en de schematiseringhandleiding toegepast.

De sterkte van de kleilaag wordt bij GABI geschematiseerd op basis van Mohr-Coulomb met een cohesie van 5 kPa en een hoek van inwendige wrijving van 20 graden.

### 7.2.6 Stabiliteit steenzetting (ZST)

Gezien de geldende golfcondities zijn steenzettingen een mogelijke bouwsteen. De ontwerpoutput voor steenzettingen resulteert doorgaans in een benodigde laagdikte gecombineerd met een standaard opbouw (geotextiel, uitvullaag en toplaag). Steenzetting worden ontworpen met het Excel programma Steentoets (v17.1.1.1).

Onder de huidige koperslakblokken ligt een 1m dikke mijnsteenlaag. In conditionerend onderzoek [13] is aangetoond dat deze laag niet verpapt is en breed gegradeerd is.

Gegeven de beperkte uitbreidbaarheid van een steenzetting wordt de steenzetting robuust ontworpen.

## 7.3 Kunstwerken (HTKW, BSKW, PKW, STKWp en STKWI)

Er is geen veiligheidsopgave voor de Cleveringsluizen en Robbegatsluis [10] en daarom behoren deze niet tot de scope van het HWBP project. De dijkbekleding van de Cleveringsluizen behoort wel tot de projectscope.

### 7.3.1 Uitgangspunten langsconstructies (STKWI)

Wanneer een grondkerende constructie als oplossingsrichting wordt voorgesteld, dan wordt deze beoordeeld aan de hand van het ontwerpspoor Stabiliteit Kunstwerken langsconstructies "STKW-I".



De beoordeling van de macrostabiliteit van het grondlichaam en de damwand wordt uitgevoerd met Plaxis-2D waarbij gebruik wordt gemaakt van het SHANSEP NGI-ADP-materiaalmodel. Dit model komt overeen met het CSSM-model dat wordt beschreven in het WBI2017 en OI2014v4. De berekeningen worden uitgevoerd volgens de meest recente POVM Publicaties, POVM Publicatie Langsconstructies, versie 1.1, oktober 2019; POVM Publicatie; POVM Publicatie Eindige Elementen Methode, versie 1.1, 2019.

Voor andere waterkerende kunstwerken die nog onvoldoende zijn opgenomen in WBI/OI systematiek dient overeenstemming met experts plaatsvinden om vigerende ontwerpregels op te stellen.

## 7.4 Voorland (VLGA, VLAF en VLZV)

In de veiligheidsbeoordeling is aangetoond dat de stabiliteit (VLGA, VLAF, VLZV) van de aanwezige voorlanden voldoende is. Dit vormt de basis voor de veiligheids- en ontwerpogave. Deze situatie mag echter niet verslechteren, daarvoor is beheer van het voorland nodig.

De ontwerpaanpak in de verkenningsfase gaat ervanuit dat de situatie ten aanzien van dit faalmechanisme niet negatief wordt beïnvloed door de voorgestelde ontwerp oplossingen. Dit wordt geverifieerd bij de uitwerking van kansrijke alternatieven.

## 7.5 Niet-waterkerende objecten (NWO)

Niet waterkerende objecten bestaan uit:

- Bebouwing (NWObe)
- Begroeiing (NWObo)
- Kabels en leidingen (NWOkl)
- Overige constructies (NWOoc)

Niet-waterkerende objecten zijn in het kader van de veiligheidsanalyse geïnventariseerd. Langs de landelijke dijk loopt een gas- en een waterleiding parallel aan de dijk. Voor deze leidingen is conform NEN3651 de verstoringzone bepaald en is conform het meest recente (oktober 2019) veiligheidsraamwerk van de POV Kabels en Leidingen doorlopen.

In het havengebied zijn zeer veel kabels en leidingen aanwezig in het dijklichaam. In de verkenningsfase is een eerste advies omtrent deze kabels en leidingen opgesteld voor de planuitwerkingsfase.

## 7.6 Havendammen (HAV)

Om de haven liggen strekdammen om de golfhoogte in de haven te reduceren. Deze dammen zijn aangelegd met het oog op de scheepvaart, maar reduceren ook de golfaanval tijdens stormcondities op de Lauwersmeerdijk (de primaire waterkering). De havendammen zijn echter dusdanig laag dat ze geen bijdrage leveren aan de waterveiligheidsstatus van de Lauwersmeerdijk. De westelijke havendam is opgenomen in de legger van Waterschap Noorderzijlvest, maar maakt geen deel uit van het stelsel van primaire waterkeringen (bij doorbraak volgt immers geen overstroming).

De veiligheidsbeoordeling heeft aangetoond dat de faalkans van de havendam relatief groot is, tussen de 1/30 en 1/100 per jaar. Dit is significant groter dan de faalkans van de achterliggende primaire kering. Tijdens maatgevende omstandigheden voor de primaire kering is falen van de havendam waarschijnlijk. In de verkenningsfase is onderzocht of het versterken van de havendammen een kosteneffectieve bouwsteen is om de versterkingsopgave aan de primaire waterkering te reduceren. Inmiddels is



aangetoond dat het niet kosteneffectief is om de havendammen te versterken; de kosten voor het versterken van de havendammen wegen niet op tegen de kostenreductie die wordt behaald in de versterkingsopgave aan de primaire waterkering.

## 8 Referenties

- [1] Deltares, „Werkwijzer bepaling Hydraulische Ontwerprandvoorwaarden, aanvulling OI2014, versie 5 (Hydra-NL 2.4.1),” mei 2018.
- [2] Rijkswaterstaat WVL, „Ontwerpen met overstromingskansen, Veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskansnormen (OI2014), versienummer 4, definitief,” Lelystad, feb 2017.
- [3] Rijkswaterstaat, „Handreiking ontwerpen met overstromingskansen OI2014v4,” Februari 2017.
- [4] Expertise Netwerk Waterveiligheid, „Grondslagen voor hoogwaterbescherming,” December 2016.
- [5] RWS-WVL, „Schematiseringshandleiding grasbekleding: WBI 2017,” 1 december 2016.
- [6] TAW, Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, 2001.
- [7] RWS-WVL, „Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017: Bijlage III Sterkte en Veiligheid,” 2017.
- [8] STOWA, „State of the Art Asfaltdijkbekledingen,” 2010.
- [9] HKV, Tauw en INFRAM, Veiligheidsbeoordeling Lauwersmeerdijk- definitief, september 2018
- [10] B. van Bree, juni 2018, WBI-beoordeling kunstwerken Cleveringsluizen en Robbengatsluis, WBI-beoordeling in het kader van de vierde wettelijke beoordelingsronde
- [11] MUG, 15 februari 2018, Situatie en hoogtemeting Lauwersmeerdijk (DTM)
- [12] Wiertsema & Partners, januari 2018, Geotechnisch onderzoek, Dijkverbetering Lauwermeerdijken-Vierhuizergat te Lauwersoog, ref: VN-68912-1
- [13] Peilbuismetingen 201811\_68912\_Lauwersoog
- [14] Wiertsema & Partners, november 2018, Grondwatermonitoring, Dijkverbetering Lauwermeerdijken-Vierhuizergat te Lauwersoog, ref: VN-68912-2
- [15] Deltares, „Hoogte van overgang van hard naar zacht: Semi-probabilistische ontwerpmethodode,” 01-12-2017.
- [16] RHDHV, 9 september 2019, Verslag expertsessie Waterbouw Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat

## Appendix A: Gevoeligheidsberekeningen

Bij het opstellen van de technische uitgangspunten zijn enkele gevoeligheidsberekeningen uitgevoerd. Deze worden gebruikt bij het selecteren van haalbare bouwstenen voor de dijkversterking. De volgende gevoeligheidsanalyses zijn uitgevoerd:

1. Gevoeligheid HBN
2. Gevoeligheid golfbelastingen
3. Gevoeligheid freatische lijn STBU

### A1 Gevoeligheid HBN

Voor het oplossen van de hoogteopgave (GEKB) zijn verschillende gevoeligheidsanalyses uitgevoerd, waarin is onderzocht wat de invloed van bepaalde aspecten op het HBN (hydraulisch belasting niveau) is. De volgende aspecten zijn beschouwd:

- **Berm:** Een mogelijke bouwsteen voor het verkleinen/oplossen van de hoogteopgave is het aanleggen dan wel verhogen van een buitenberm. In een gevoeligheidsanalyse is onderzocht wat de invloed van een buitenberm met verschillende afmetingen is op het HBN.
- **Ruwheid talud:** Een andere mogelijke bouwsteen is het aanleggen van een ruw talud (ruwer dan grasbekleding). In een gevoeligheidsanalyse is onderzocht wat de invloed van de ruwheid van het buitentalud is op het HBN.

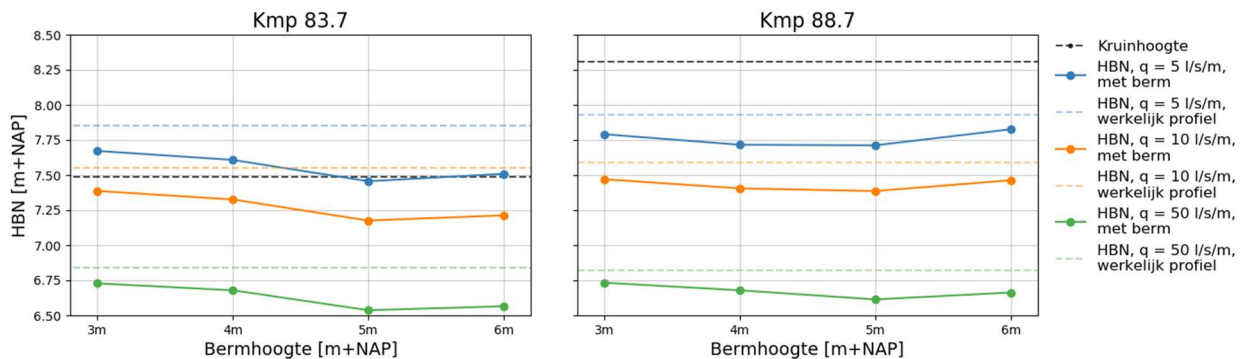
#### A1.1 Berm

Het effect van een buitenberm is beschouwd op een hoogte van 3, 4, 5 en 6 m+NAP. De breedte in deze analyse is 4 meter, gebaseerd op een standaard bermontwerp. Twee karakteristieke locaties zijn gekozen met een variërende golfbelasting en dijknormaal, zie Figuur 8-1.



Figuur 8-1: Overzicht van de locaties

Figuur 8-2 toont het hydraulisch belastingniveau (HBN) voor 4 verschillende bermhoogtes bij respectievelijk Kmp 83.7 en Kmp 88.7. Het HBN is bepaald voor 3 verschillende overslaggebieden bij een terugkeertijd van 1/12.500 jaar. In dezelfde figuur staat voor de verschillende situaties ook het HBN bij het werkelijke profiel. Het werkelijke profiel bevat ook al een berm rond 2.0 m+NAP. Voor beide locaties geldt dat de berm het meest effectief is bij een hoogte van 5 m+NAP. Het verschil tussen het HBN bij verschillende bermhoogtes is voor Kmp 83.7 circa 0.2 m en voor Kmp 88.7 circa 0.1 m. De variatie in HBN is het resultaat van kleine veranderingen in zowel waterstand als golfhoogte. Wanneer de waterstand min of meer gelijk is aan de bermhoogte zal de berm het meest effectief zijn. In beide gevallen varieert de waterstand tussen circa 4.75 en 5.15 m+NAP.

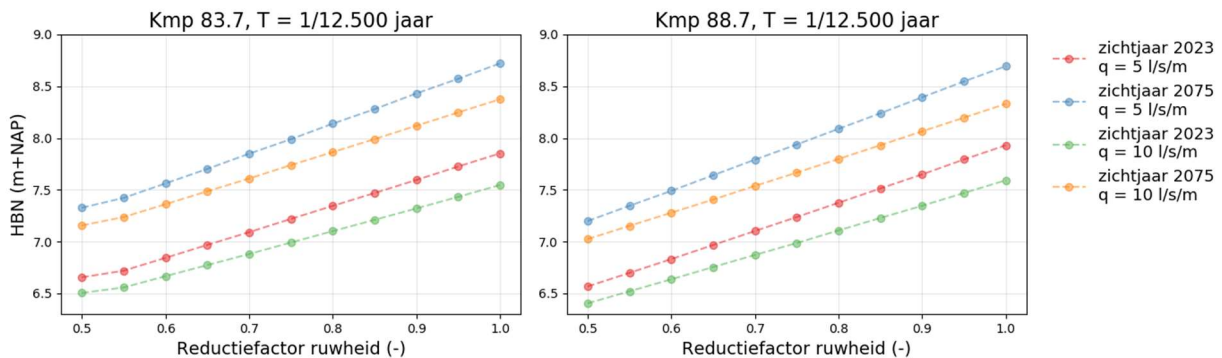


Figuur 8-2: Effect van de berm

## A1.2 Ruwheid

De ruwheid op het talud is relevant voor de berekening van het hydraulisch belastingniveau (HBN). Het volume water dat over de dijk stroomt (overslag) is afhankelijk van waterstand en golfhoogte. Een ruwer talud zal leiden tot reductie van golfloop, waardoor overslagreductie plaatsvindt.

Ruwheid wordt meegegeven aan het profiel met behulp van een invloedsfactor per taluddeel. In deze analyse variëren de invloedsfactoren tussen 0.5 en 1.0 [-] met stappen van 0.05 [-]. Figuur 8-3 toont voor locaties Kmp 83.7 en Kmp 88.7 een voorbeeld het effect van de ruwheid op het HBN. Het lineaire verloop van de relatie reductiefactor – HBN is ook verwacht op basis van de overslagformule in Hydra-NL. De volledige resultaten zijn beschikbaar via: <https://hydra-as-a-service.hkvservices.nl/nzv/>.



Figuur 8-3: Effect ruwheid op HBN

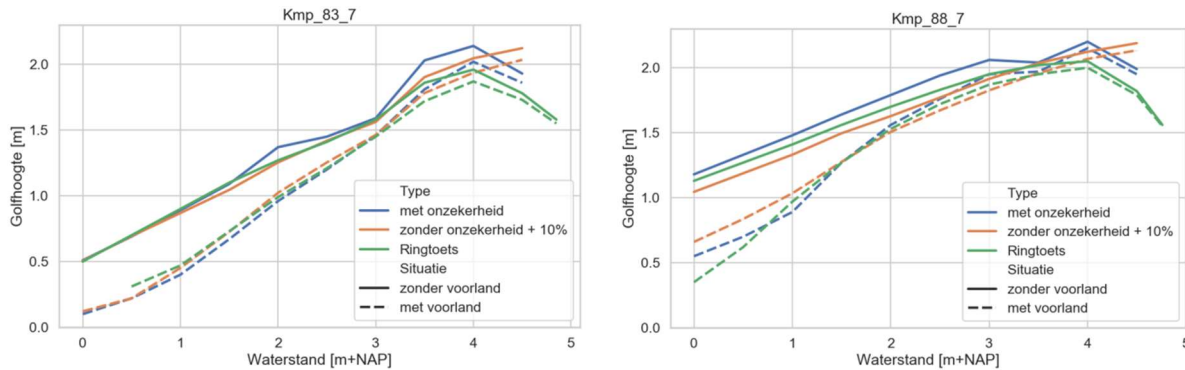
## A2 Gevoeligheid golfbelastingen

Voor het ontwerp van de bekledingen zijn de golfbelastingen van groot belang. Er zijn echter verschillende rekenmethodieken beschikbaar. In een gevoeligheidsanalyse is de invloed van deze verschillende methodieken op de berekende golfbelastingen in kaart gebracht.

Figuur 8-4 toont de resultaten voor beide locaties met een terugkeertijd van  $T = 1/1.000$  jaar. De volgende rekenmethoden zijn vergeleken met en zonder voorland:

- Ringtoets

- Hydra – NL (aanpak WBI2017, met onzekerheid)
- Hydra – NL (aanpak OI2014, zonder onzekerheid + 10% toeslag).



Figuur 8-4: Golfbelasting bij verschillende wijzen om de golfrandvoorwaarden af te leiden – type 'blokken'.

Ten eerste valt op dat de situaties zonder voorland leiden tot grotere golfhoogten, vooral bij lage waterstanden. Een voorland leidt tot golfreductie bij de teen van de dijk als gevolg van een lagere waterstand ter hoogte van het voorland. Deze reductie ligt tussen de 0.25 en 0.5 meter.

Ten tweede levert Ringtoets bij hogere waterstanden lagere golfhoogtes. Het is mogelijk dat dit ontstaat doordat Hydra-NL 'repareert' en Ringtoets niet. 'Repareren' betekent in dit geval dat Hydra-NL eist dat de belasting toeneemt als de wind toeneemt of als de zeewaterstand toeneemt. Mocht de belasting afnemen, dan forceert Hydra-NL dat er niet langer sprake is van een afname in golfhoogtes, door belastingwaardes op te hogen. Dit ophogen zorgt voor grotere belastingwaardes. Het verschil tussen Ringtoets en Hydra-NL met onzekerheid is maximaal 0.2 meter.

De gevoeligheidsanalyse geeft geen aanleiding om de werkwijze voor de hydraulische randvoorwaarden te wijzigen. Dit betekent dat de verkenningfase uitgevoerd wordt conform de 'Werkwijzer bepaling Hydraulische Ontwerprandvoorwaarden, versie 5'.

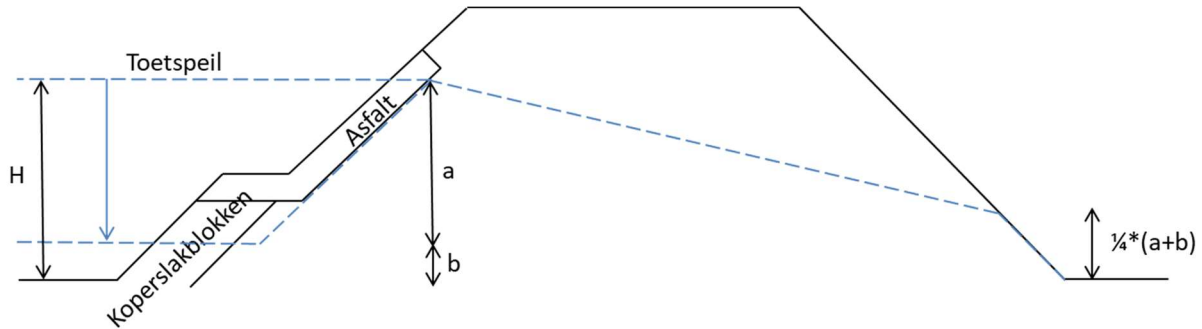
### A3 Gevoeligheid freatische lijn STBU

Een belangrijke parameter voor het faalmechanisme STBU is de ligging van de freatische lijn in het dijklichaam bij een val na hoogwater. In een gevoeligheidsanalyse is de invloed van de ligging van de freatische lijn op de buitenwaartse stabiliteit in kaart gebracht.

#### A3.1 Uitgangspunten

Bij STBU toetsen we een situatie bij val na hoogwater, in het geval van de Lauwersmeerdijk naar het niveau van laagwater springtij. Deze val is geïllustreerd in Figuur 8-5. De standaard werkwijze volgens WBI 2017 is het schematiseren van een situatie waarbij de buitenwaterstand is gezakt, maar de freatische lijn in het dijklichaam niet, zoals weergegeven in Figuur 8-5. De freatische lijn in het dijklichaam verloopt volgens model 2A/2B uit TR Waterspanningen bij Dijken (zanddijk) bij toetspeil. In de veiligheidsboordeling is verondersteld dat alleen het water uit het asfalt en de koperslabblokken is gedraineerd: de freatische lijn volgt de onderkant van de asfaltbekleding, de freatische lijn is hierdoor 1,0m lager dan MHW [9]. De parameters a en b zijn geïntroduceerd voor de gevoeligheidsanalyse, zie Figuur 8-5.

'a' is het verschil tussen MHW en springrij laagwater zijn a en b  
 b = laagwater springtij – buitendijks maaiveld  
 $H = a + b$

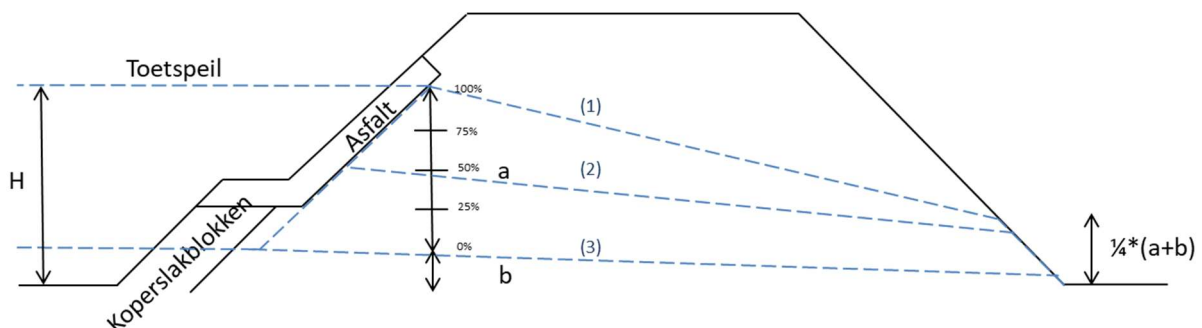


Figuur 8-5: Val waterstand

In werkelijkheid zal de freatische lijn gedeeltelijk de buitenwaterstand volgen, omdat het een zanddijk betreft, die redelijk goed draineert. Om de invloed van de freatische lijn op het veiligheidsoordeel te onderzoeken, wordt de freatische lijn in het dijklichaam stapsgewijs verlaagd. Hierdoor wordt inzicht verkregen welke mate van reductie nodig is om te voldoen aan de eisen voor STBU. Op basis van een expert inschatting is bekeken of het kansrijk is om deze reductie te halen op basis van de aanvullende info uit de peilbuizen. Daarnaast inzichtelijk in welke mate de opgave voor STBU gevoelig is voor de ligging van de freatische lijn.

De ligging van het freatisch vlak in de dijk wordt verlaagd door de hoogte 'a' stapsgewijs te verkleinen: 100%, 75%, 50%, 25%, 0%. Hoogte b blijft hierbij gelijk, dit is de kerende hoogte wanneer de buitenwaterstand gelijk is aan laagwater springtij. Het uittredepunt wordt bij elke stap opnieuw bepaald en ligt steeds op  $\frac{1}{4}*(a+b)$  boven binnendijks maaiveld (conform de TRWD). In de gevoeligheidsanalyse is voor elk van de 5 stappen de bijbehorende stabiliteitsfactor berekend. Deze werkwijze is geïllustreerd in Figuur 8-6. Hier is

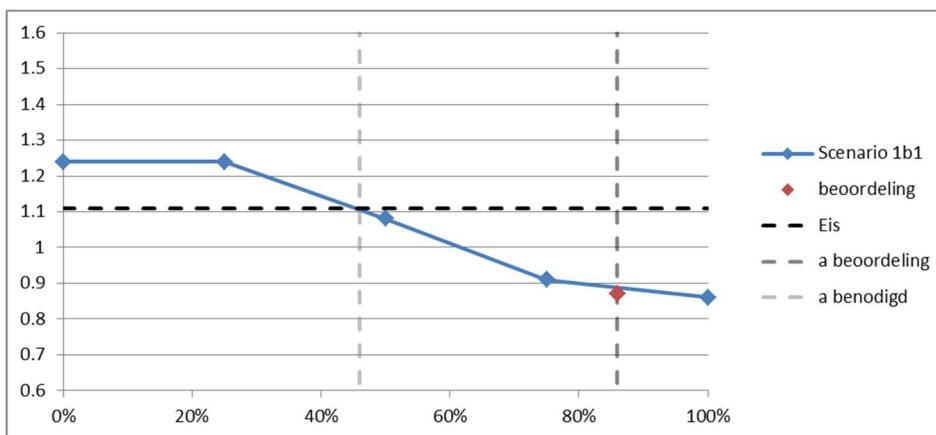
1. a = 100%: De freatische lijn in het dijklichaam vertoont geen reactie op de verlaging van de buitenwaterstand, zoals in Figuur 8-5;
2. a = 0%: De freatische lijn volgt de verlaging van de buitenwaterstand volledig.



Figuur 8-6: Variaties gevoeligheidsanalyses

### A3.2 Resultaten

Bij wijze van voorbeeld zijn in Figuur 8-7 de resultaten van een vak uit de WBI beoordeling (vak 1.1, ondergrondscenario 1b1) weergegeven. De blauwe lijn geeft de stabiliteitsfactor bij verschillende percentages van a. De zwarte stippellijn geeft de vereiste stabiliteitsfactor aan. Het rode punt geeft aan waar de schematisering volgens de WBI beoordeling (freatische lijn 1,0m beneden toetspeil) zich bevindt. Dit blijkt bij een a van 85% (zie Figuur 8-6) te zijn. Vak 1.1. voldoet op basis van Figuur 8-7 bij een a van 45%. Ten opzichte van de WBI beoordeling moet a dus nog met 40% verkleind worden. Dit komt overeen met een verlaging van de freatische lijn van 2,61 m t.o.v. de WBI beoordeling. Met andere woorden: de freatische lijn moet met 3,61m verlaagd worden t.o.v. toetspeil voor vak 1.1. voldoet. Deze verlaging van de freatische lijn wordt ingeschat als mogelijk, maar de kans is niet erg groot.



Figuur 8-7: Resultaten vak 1.1 (scenario 1b1)

Een aanpak zoals hierboven beschreven is voor alle vakken uitgevoerd. Uiteindelijk heeft dit geleid tot een indeling in klassen, op basis van de ingeschatte kans dat een vak wordt goedgekeurd bij een verlaging van de freatische lijn. De volgende klassen zijn gehanteerd:

- I Voldoet
- II Gaat waarschijnlijk voldoen bij verlaging freatische lijn
- III Gaat mogelijk voldoen bij verlaging freatisch lijn
- IV Gaat waarschijnlijk niet voldoen bij verlaging freatische lijn
- V Gaat niet voldoen

Tabel 8-1 toont voor de verschillende vakken uit de WBI beoordeling in welke klasse ze zijn ingedeeld en waarom.

Tabel 8-1: Indeling in klassen gevoeligheidsanalyse STBU

Vak	Dijkpalen	Klasse	Uitleg
1.1	91.0 – 90.4	III	3,61m verlaging nodig t.o.v. toetspeil. Ingeschat als mogelijk, maar niet erg waarschijnlijk.
2.1	90.4 – 89.9	V	Bij a = 0% wordt de vereiste stabiliteit niet gehaald, zal dus niet voldoen.
3.1	89.9 – 89.1	I	Voldoet al op basis van de WBI beoordeling. (Heeft 0,5m verlaging van de freatische lijn nodig t.o.v. toetspeil.
3.2	89.1 – 87.0	II	1,66m verlaging nodig t.o.v. toetspeil. Op basis van expert judgement is ingeschat dat deze verlaging waarschijnlijk haalbaar is.

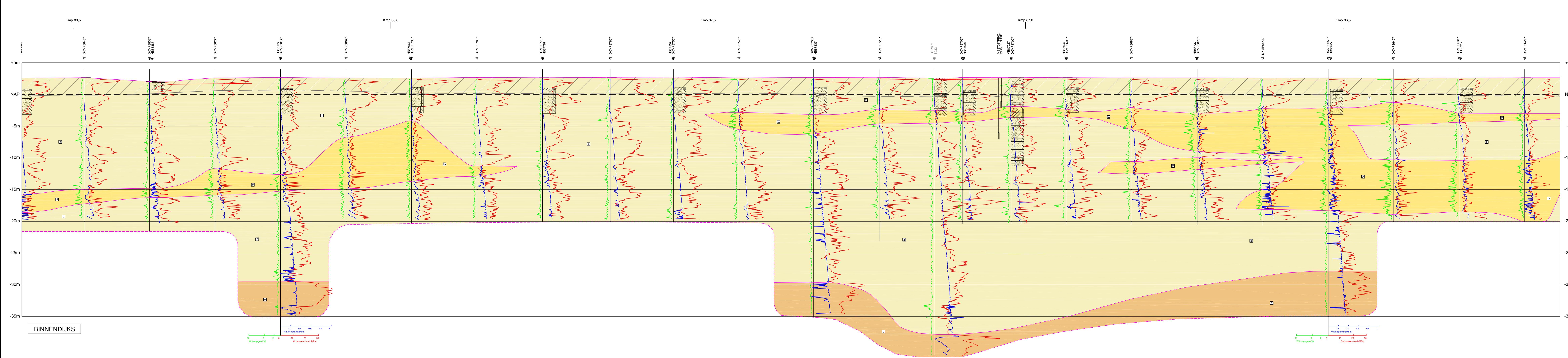
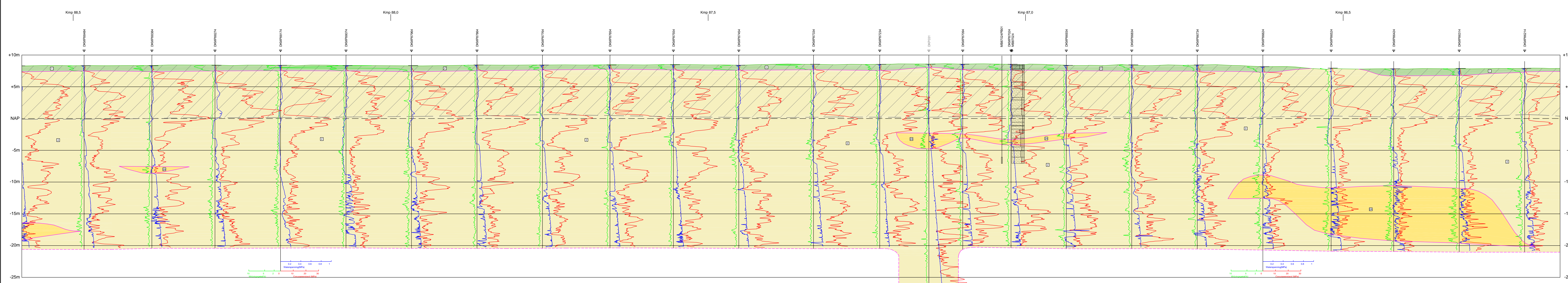
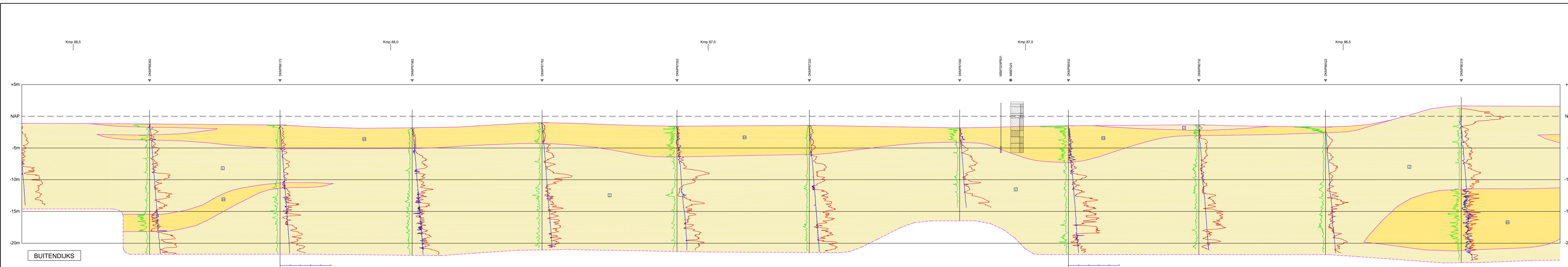


3.3	87.0 – 85.1	IV	5,37m verlaging nodig t.o.v. toetspeil. Op basis van expert judgement is ingeschat dat het zeer onwaarschijnlijk is dat deze verlaging gehaald wordt. <b>N.B. Dit betreft het vak Vierhuizergat.</b>
3.4	85.1 – 82.7	IV	4,6 m verlaging nodig t.o.v. toetspeil. Op basis van expert judgement is ingeschat dat het zeer onwaarschijnlijk is dat deze verlaging gehaald wordt.
4.1	82.7 – 82.1	II	1,60m verlaging nodig t.o.v. toetspeil. Op basis van expert judgement is ingeschat dat deze verlaging waarschijnlijk haalbaar is.
4.2	82.1 – 81.8	III	2,24m verlaging nodig t.o.v. toetspeil. Ingeschat als mogelijk haalbaar.

## Appendix B: Geotechnische lengteprofiel

In Bijlage B is het geotechnische lengteprofiel weergegeven. Het wordt opgemerkt dat in het geotechnische lengteprofiel de aanwezig stoorlaagjes niet altijd zijn weergegeven. Deze stoorlaagjes zijn specifiek voor de schematisatie van piping wel meegenomen (zie appendix G).



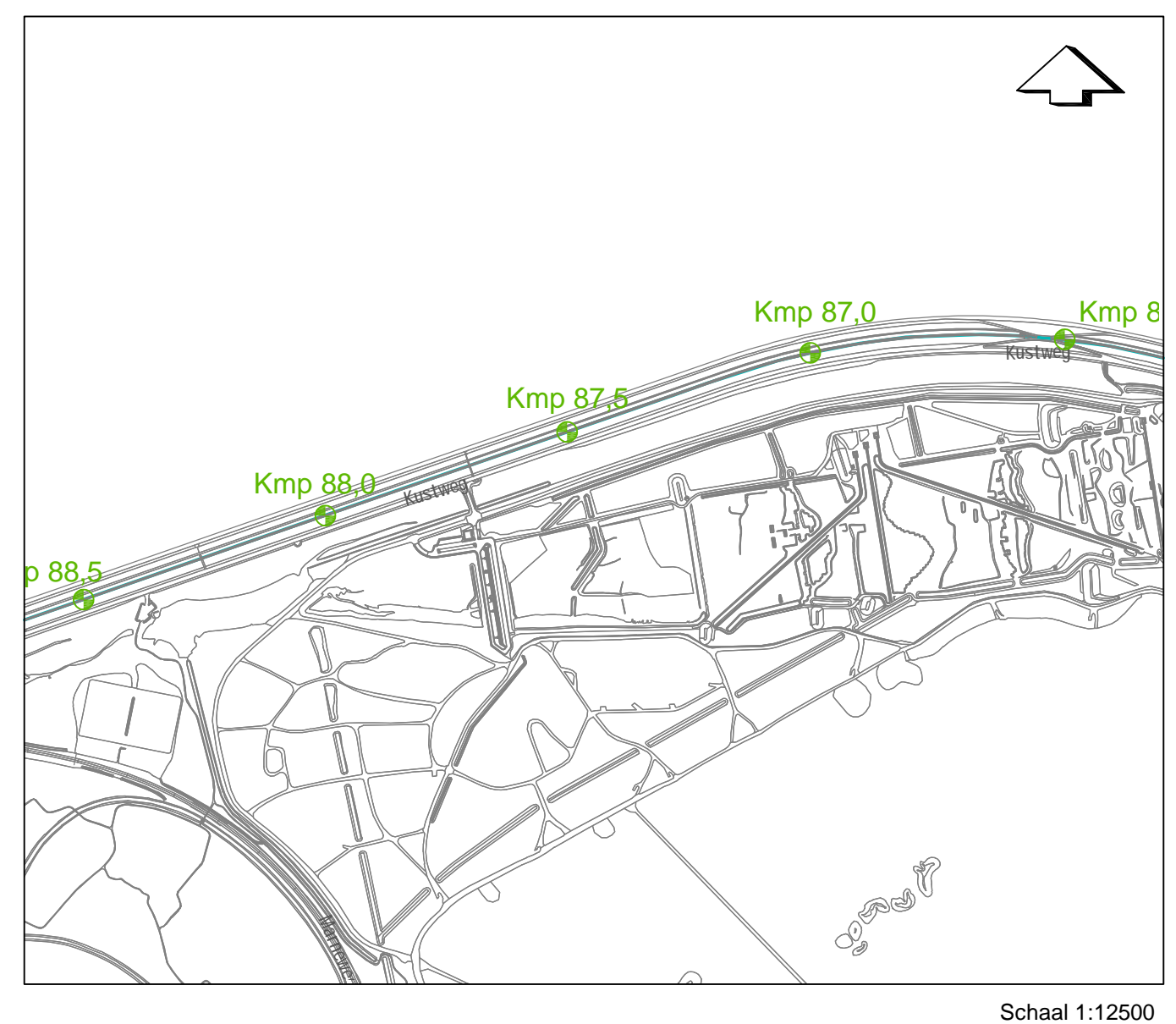


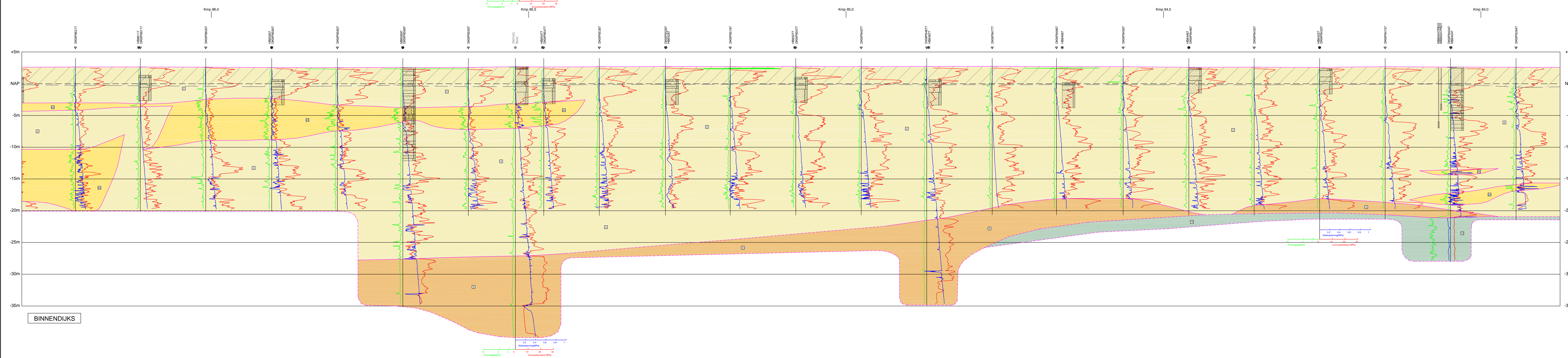
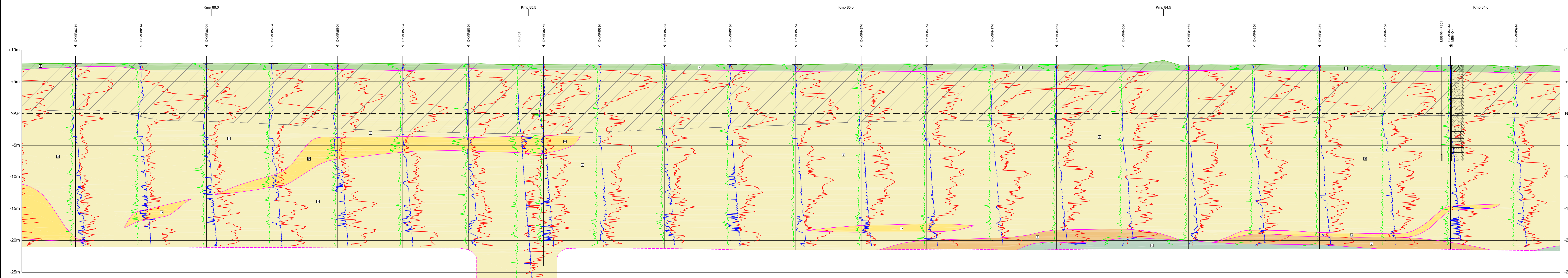
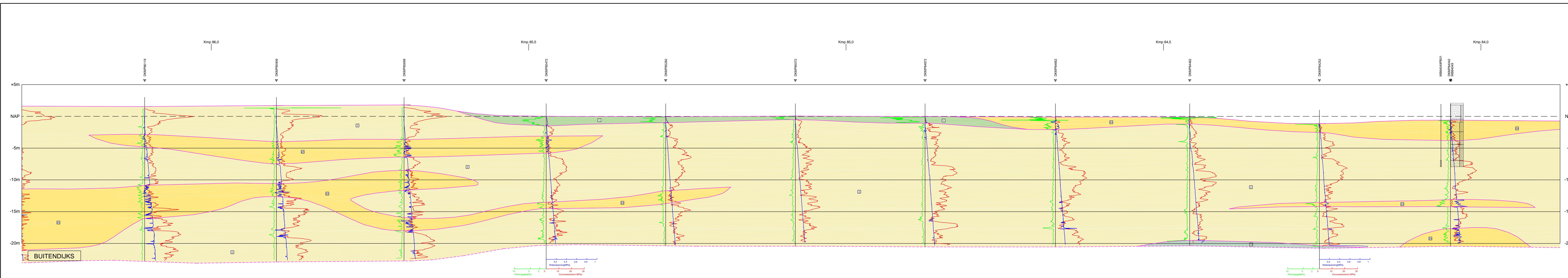
**LEGENDA**

- AFK 0.5m grid
- Hydrografische begrenzing hermsaaber
- Hydrografische begrenzing oroeser
- dijkwal
- sondering Wiersma & Partners Fugro
- sondering Wiersma & Partners vaak uitgevoerd, zie project VN-66641-1
- sondering Wiersma & Partners Fugro
- sondering Wiersma & Partners vaak uitgevoerd, zie project VN-66641-1

**LITHOSTRATIGRAFISCHE LEGENDA**

Symbol	Opgebracht	Afmetingen
[Symbol]	Hoofdzakelijk klei, zwak tot sterk zandig of silthoudend, plaatselijk plassen	AFK 0.5m grid
[Symbol]	Hoofdzakelijk zand, zeer fijn tot matig fijn, plaatselijk plassen	AFK 0.5m grid
[Symbol]	Klei, plaatselijk matig, plaatselijk gelagd met zand, zwak tot matig siltig, zwak humus, schelpen en schelpresten	Formatie van Naaldwijk (Mierne (S0114))
[Symbol]	Zand, zeer fijn tot matig fijn, zwak tot sterk silthoudend, plaatselijk gelagd met klei, plaatselijk schelpen en schelpresten	Formatie van Naaldwijk (Zandvliet van Boven)
[Symbol]	Zand, zeer fijn tot matig fijn, zwak gelagd met klei, zwak tot sterk silthoudend, plaatselijk schelpen en schelpresten	Formatie van Nieuwkoop (Rauvoren laag)
[Symbol]	Klei, plaatselijk zand, plaatselijk gelagd met zand, zwak tot matig siltig, zwak humus, schelpen en schelpresten	Formatie van Bostel (Zandvliet van Boven)
[Symbol]	Zand, zeer fijn tot matig fijn, zwak tot matig silthoudend, zwak tot sterk humus	Formatie van Bostel (Zandvliet van Boven)
[Symbol]	Klei, zwak tot matig silthoudend, zwak humus, plaatselijk gelagd met zand, plaatselijk boeren	Formatie van Bostel (Zandvliet van Boven)
[Symbol]	Zand, zeer fijn tot matig fijn, zwak tot matig silthoudend, schelpresten	Eem Formatie (Mierne (S0114))
[Symbol]	Klei, zwak tot matig silthoudend, schelpresten	Eem Formatie (Mierne (S0114))
[Symbol]	Kleiers, Leren, plaatselijk zandig, grondboven	Formatie van Drente (Zandvliet van Boven)
[Symbol]	Zand, whereer fijn tot zeer fijn, plaatselijk kleilagen	Formatie van Poelo (Zandvliet van Boven)
[Symbol]	Pekke, zwak tot matig silthoudend of zandig, plaatselijk gelagd met zand	Formatie van Poelo (Zandvliet van Boven)



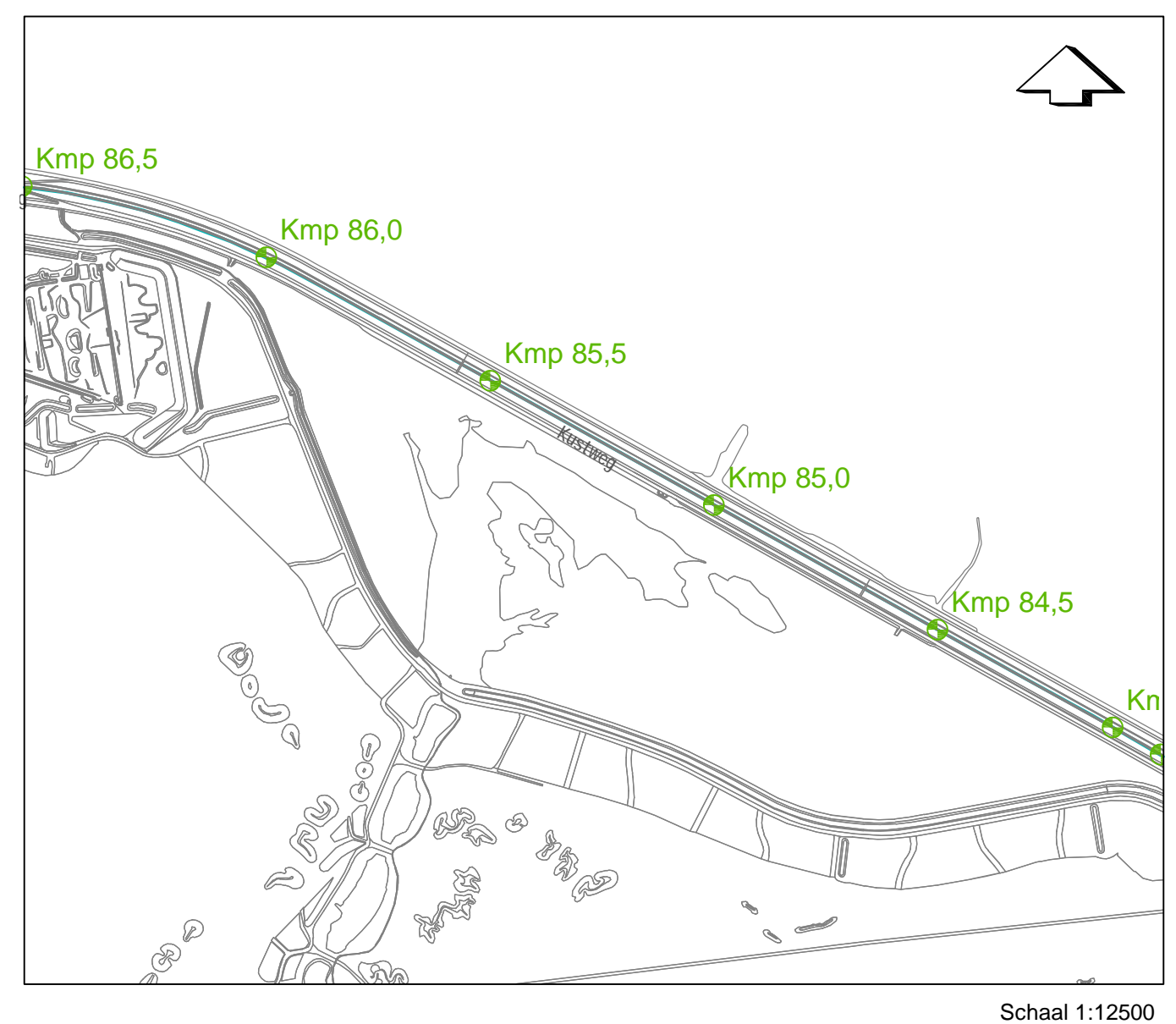


**LEGENDA**

- AMR2 (0.5m grid)
- lithostratigrafische begrenzing betrouwbaar
- lithostratigrafische begrenzing onbetrouwbaar
- dijkwal
- sondering Wiersma & Partners Fugro
- sondering Wiersma & Partners Fugro
- sondering Wiersma & Partners Fugro
- sondering Wiersma & Partners Fugro

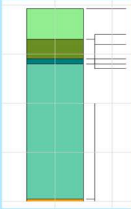
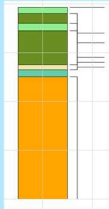
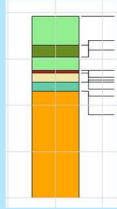
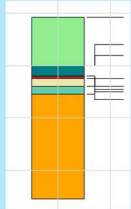
**LITHOSTRATIGRAFISCHE LEGENDA**

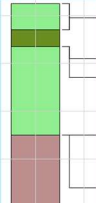
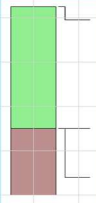
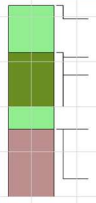
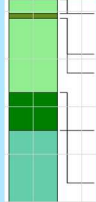
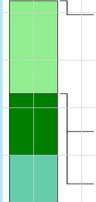
Symbol	Beschrijving	Opgebracht	Aanpak
[Symbol]	Hoofdzakelijk klei, zwak tot sterk zandig of siltigzand, plaatselijk pleistocene		Aanpak
[Symbol]	Hoofdzakelijk zand, zeer fijn tot matig fijn, plaatselijk pleistocene		Aanpak
[Symbol]	Klei, plaatselijk matig, plaatselijk gelagd met zand, zwak tot matig siltig, zwak humus, schelpen en schelpresten	Formatie van Naaldwijk (Marene (S0118))	MARACEN
[Symbol]	Zand, zeer fijn tot matig fijn, zwak tot sterk siltigzand, plaatselijk gelagd met klei, plaatselijk, schelpen en schelpresten	Formatie van Naaldwijk (Lampden van Boven)	
[Symbol]	Zand, zeer fijn tot matig fijn, zwak gelagd met klei, zwak tot sterk siltigzand, plaatselijk, schelpen en schelpresten	Formatie van Nieuwkoop (Rivier van laag)	
[Symbol]	Klei, plaatselijk zand, plaatselijk gelagd met zand, zwak tot matig siltig, zwak humus, schelpen en schelpresten	Formatie van Bostel (Zand van Boven)	
[Symbol]	Klei, zwak tot matig siltigzand, zwak humus, plaatselijk gelagd met zand, plaatselijk boeren	Formatie van Bostel (Lampden van Boven)	
[Symbol]	Zand, zeer fijn tot matig fijn, zwak tot matig siltigzand, schelpresten	Eem Formatie (Marene (S0118))	
[Symbol]	Klei, zwak tot matig siltigzand, schelpresten		
[Symbol]	Klei, zwak tot matig siltigzand, schelpresten	Formatie van Drente (Lampden van Boven)	
[Symbol]	Klei, zwak tot matig siltigzand, schelpresten	Formatie van Drente (Lampden van Boven)	
[Symbol]	Zand, whereer fijn tot zeer fijn, plaatselijk kllagen	Formatie van Poelo (Lampden van Boven)	
[Symbol]	Pekkie, zwak tot matig siltigzand of zandig, plaatselijk gelagd met zand	Formatie van Poelo (Lampden van Boven)	




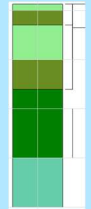
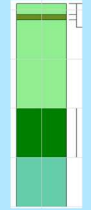


## Appendix C: Ondergrond schematisatie

Scenario	Laag-nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
6027_1b1	1	H_Mg_zk	-0,75	
	2	H_Mkw_z&k	-7	
	3	H_Mp_k	-11	
	4	P_Ova_sd	-12	
	5	P_Rg_zm	-39,5	
6027_1b2	1	H_Mg_zk	-0,75	
	2	H_Mkw_z&k	-2	
	3	H_Mg_zk	-4	
	4	H_Mkw_z&k	-5,5	
	5	P_Wdz_zf	-12,5	
	6	P_Ova_sd	-13,5	
	7	P_Rg_zm	-15	
6026_1b1	1	H_Mg_zk	-0,75	
	2	H_Mkw_z&k	-7	
	3	H_Mg_zk	-9,5	
	4	H_Vbv_v	-12,5	
	5	P_Wdz_zf	-13	
	6	P_Ova_sd	-15	
	7	P_Rg_zm	-17	
6026_1b2	1	H_Mg_zk	-0,75	
	2	H_Mp_k	-10	
	3	H_Vbv_v	-12	
	4	P_Wdz_zf	-12,5	
	5	P_Ova_sd	-14	
	6	P_Rg_zm	-15,5	

6025_1b1	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	H_Mkw_z&k	-3	
	3	H_Mg_zk	-6	
	4	P_Om_zf	-25	
6025_1b2	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	P_Om_zf	-25	
6025_1b3	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	H_Mkw_z&k	-7	
	3	H_Mg_zk	-20	
	4	P_Om_zf	-25	
6025_1b4	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	H_Mkw_z&k	-0,5	
	3	H_Mg_zk	-1,5	
	4	P_Mg_zk	-17	
	5	P_Ova_sd	-21	
6025_1b5	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	P_Mg_zk	-17	
	3	P_Ova_sd	-30	



6024_1b1	1	H_Mg_zk	1,25	
	2	P_Mg_zk	-18	
	3	P_Ova_sd	-30	
6024_1b2	1	H_Mg_zk	1,25	
	2	H_Mkw_z&k	-1	
	3	H_Mg_zk	-3	
	4	H_Mkw_z&k	-10	
	5	P_Mg_zk	-16	
	6	P_Ova_sd	-30	
6024_1b3	1	H_Mg_zk	1,25	
	2	H_Mkw_z&k	-1	
	3	H_Mg_zk	-2,5	
	4	P_Mg_zk	-20	
	5	P_Ova_sd	-30	

## Appendix D: KPR Review veiligheidsanalyse voorverkenning

In het KPR advies oktober 2018 is een aantal aanbevelingen gedaan over welke analyses uit te voeren in de verkenningfase. Deze bijlage beschrijft hoe dit advies verwerkt is.

- Om in de verkenningfase meer duidelijkheid te krijgen over de scope voor het faalmechanisme GEKB is een gevoeligheidsanalyse voor de hoogteopgave uitgevoerd. Hiervoor is het overslagdebiet, de profielruwheid en de invloed van een berm gevarieerd. Hier uit volgend is voor het landelijke deel van de Lauwersmeerdijk besloten een vast overslagdebiet van 5 l/s/m te hanteren. Dit is onderbouwd in paragraaf 7.2.4 en weergegeven in Bijlage A.
- De werkwijze om de opgave voor GEBU te bepalen uit Deltares [2017] wordt niet toegepast in de verkenningfase. Voor de planfase wordt deze werkwijze overwogen. Deze afweging is toegelicht in paragraaf 7.2.2
- De aanbevelingen voor het aanscherpen voor de opgave voor STBU is reeds uitgevoerd en heeft geresulteerd in de goedkeuring van bijna het gehele dijktraject voor STBU. De rekenkundige aanscherping door de voorwaardelijke kans bij te stellen en het opstellen van een draaiboek is minder kansrijk geacht en niet toegepast
- De invloed van de asbest-cement waterleiding wordt in de verkenningfase onderzocht middels een kraterberekening (zie paragraaf 7.5).
- De effecten van repareren in de hydraulische belastingen en de te gebruiken software is onderzocht. Uiteindelijk wordt vastgehouden aan het gebruik van Hydra-NL. Dit is toegelicht en weergegeven in Bijlage A.
- De invloed van voorlanden op de hydraulische belastingen is onderzocht. Voorlanden worden niet aanvullend meegenomen in de verkenningfase. Dit is toegelicht in paragraaf 6.1.3 en weergegeven in Bijlage A.

## Appendix E: Kaarten projectgebied met dijkpaalnummering



locatie	omschrijving	gebied	gemeente	akkoord	datum
opdrachtgever					
project					
omschrijving					
documentstatus					
documentnummer / tekeningsnummer					
versie	titel	schaal	blad	van	tot
AX		1:XXXX			



BW88888.W8 / 0000-00



locatie	omschrijving	gebied	gemeente	akkoord	datum
opdrachtgever					
project					
omschrijving					
documentstatus		documentnummer			
versie	titel	taal	status	van	projectnummer / tekeningnummer
AX	1:XXXX				BW88888.W8 / 0000-00



## Appendix F: Bepaling freatische lijn a.d.h.v. uitgevoerde peilbuisanalyse

## Notitie / Memo

HaskoningDHV Nederland B.V.  
Maritime & Aviation

Aan: Sander Post  
Van: Clara Spoorenberg  
Datum: 9-9-2019  
Kopie: Gerbert Pleijter, David Knopps  
Ons kenmerk: BG3034-RHD-ZZ-XX-NT-Z-0003  
Classificatie: Projectgerelateerd

**Onderwerp: Resultaten peilbuisanalyses Vierhuizergat V02**

---

## 1 INLEIDING

In het kader van de veiligheidsbeoordeling van de Lauwersmeerdijk nabij Vierhuizergat, zijn peilbuismetingen uitgevoerd, ter plaatse van buitenteen, kruin en binnenteen van de dijk. Aan de hand van de analyse van de tijdreeksen, zijn in voorliggende notitie de hydrologische randvoorwaarden voor de freatische lijn en het stijghoogteverloop afgeleid. Het betreft de hydrologische randvoorwaarden voor de situatie HMW en de situatie val na MHW.

Het doel van deze notitie is het vastleggen van de hydrologische metingen, de uitgevoerde analyses en de afgeleide randvoorwaarden, inclusief de onzekerheden hierin.

Achtereenvolgens wordt ingegaan op:

- Een algemene beschrijving van de basisgegevens en uitgangspunten die bij de analyses en het afleiden van de hydrologische uitgangspunten zijn gehanteerd;
- Schematisering freatische lijn bij MHW (STBI en STBK);
- Schematisering freatische lijn bij val na MHW (STBU);
- Schematisering stijghoogteverloop bij MHW (STBI en STPH) in relatie tot opbarsten.

*Disclaimer: Opgemerkt wordt dat de resultaten en analyses betrekking hebben op de huidige configuratie van de dijk en ondergrond. Eventuele aanpassingen aan dit systeem (verangen bekleding buitentalud, geometrie dijk en/of materialisatie van bepaalde onderdelen van de dijk) kunnen consequenties hebben op het hydrologische systeem en daarmee op de in dit document afgeleide hydrologische uitgangspunten. Deze resultaten zijn dan ook uitsluitend bruikbaar voor de huidige situatie, eventuele consequenties van aanpassingen aan het systeem om deze uitgangspunten dienen dan ook (kwalitatief of kwantitatief) beschouwd te worden bij de ontwerpberekeningen.*

## 2 BASISGEGEVENS EN UITGANGSPUNTEN

De aangeleverde peilbuismetingen (excel bestand) vormen de basis voor de hydrologische analyses. Het bestand bevat per peilfilter een meetreeks met een meetinterval van 10 minuten. Om de respons van de peilbuismetingen te bepalen, zijn de buitenwaterstanden ter plaatse van het Rijkswaterstaat meetpunt "Lauwersoog buiten" opgevraagd.

Bij de analyses is gebruik gemaakt van de beschikbare ondergrondgegevens (rapportage veldonderzoek en geotechnisch lengteprofiel (Wiertsema). Daarnaast is gebruik gemaakt van beschikbare informatie met betrekking tot de geometrie (legger, AHN data).

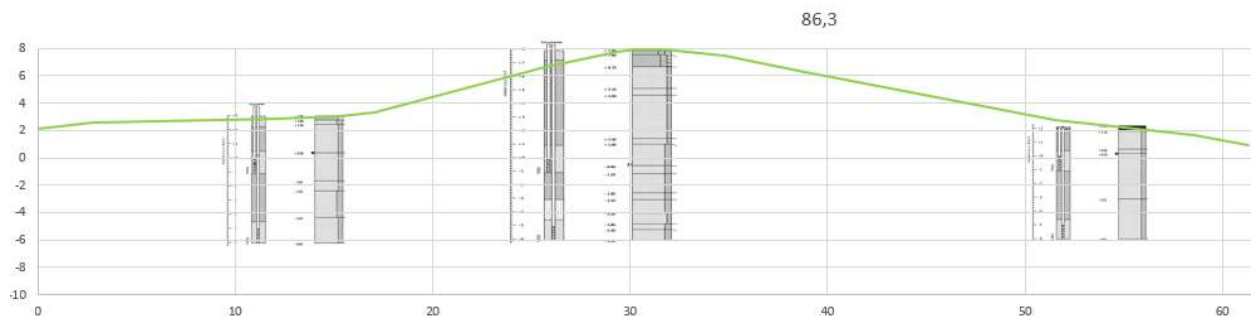
Alle digitale brongegevens zijn opgenomen in de repository behorend bij deze rapportage. Onderstaand is een korte beschrijving van het uitgevoerde peilbuisonderzoek opgenomen.

## 2.1 Beschrijving peilbuisraaien

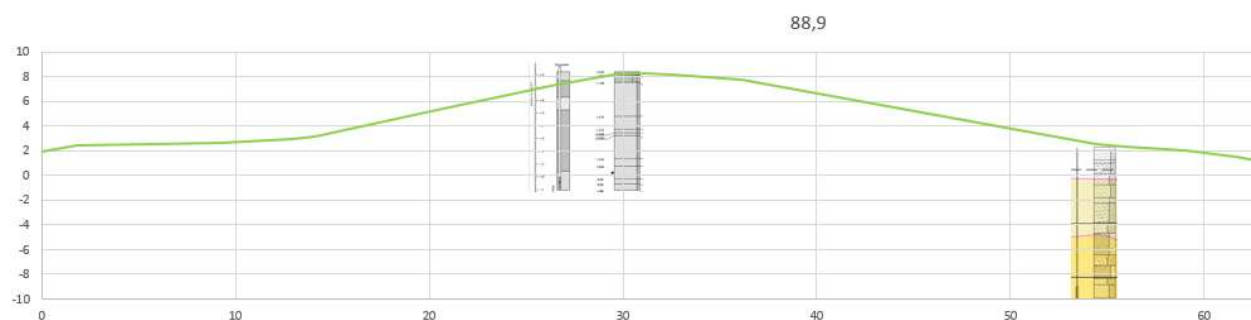
In totaal zijn in 7 raaien peilbuizen geplaatst. Ter plaatse van deze raaien zijn de volgende peilbuizen opgenomen:

- Beperkt: 5 raaien met een freatisch en een stijghoogtefilter in de buitenteen en een freatisch filter ter plaatse van de kruin;
- Uitgebreid: 2 raaien met zowel een freatische als een stijghoogtefilter in de buitenteen, de kruin en de binnenteen van de dijk.

In de onderstaande figuren zijn voorbeelden van de meetopzet per raai opgenomen. In de figuren is rechts buitendijks (Waddenzee) en links binnendijks (Lauwersmeergebied). De figuren zijn uitsluitend illustratief bedoeld, in bijlage 1 is alle onderliggende informatie opgenomen.



Figuur 1: Uitgebreide meetraai (illustratief)



Figuur 2: Beperkte meetraai (illustratief)

Zoals te zien in de boorprofielen is de bodemopbouw ter plaatse van zowel de dijk als de ondergrond onder de dijk overwegend zandhoudend. In het geotechnisch lengteprofiel zijn op wisselende dieptes silhoudende of kleihoudende lagen aangegeven. Dit zijn mogelijk wadzandlagen met relatief veel silt- of kleihoudende tussenlaagjes. In de boringen zijn deze afzettingen lastig te onderscheiden, in de sonderingen zijn ze wel duidelijk herkenbaar.

## 2.2 Locaties peilbuisraaien

Het overzicht van de geplaatste raaien is opgenomen in Figuur 3. Meetraaien 85,9 en 86,3 zijn uitgebreide meetraaien, de overige zijn beperkte meetraaien.



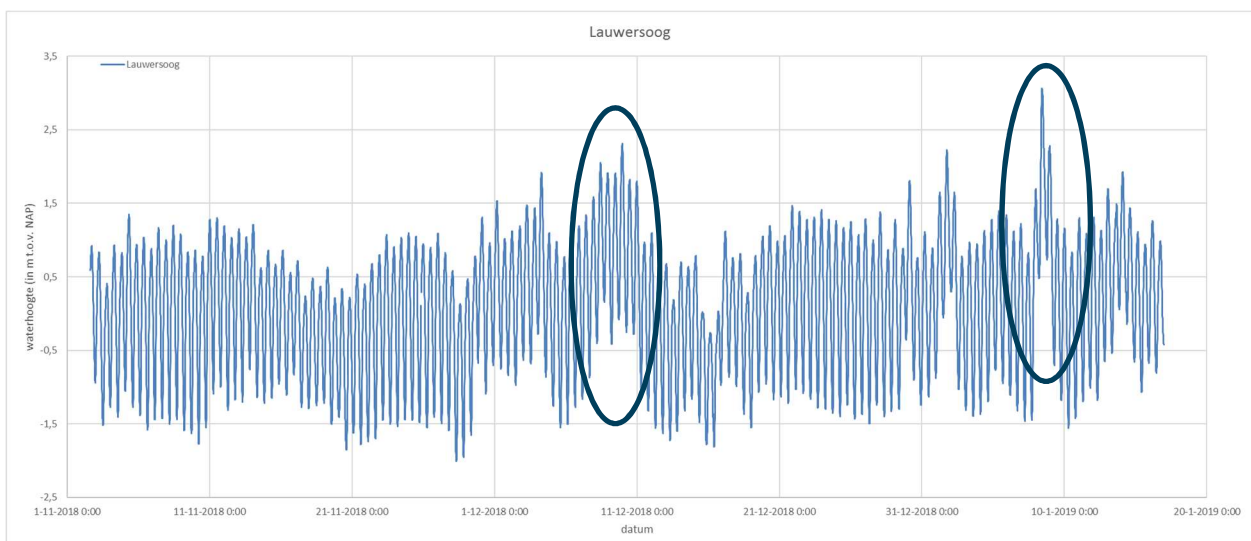


Figuur 3: Overzicht meetraaien

Ter plaatse van meetraaien 85,9, 86,3 en 87,0 is de stroomgeul van het Vierhuizergat relatief dicht bij de buitenteen van de dijk gelegen. Bij de overige meetraaien is het voorland langer en zijn er kwelders aanwezig. Op basis hiervan wordt een onderscheid tussen de meetraaien verwacht.

### 3 ANALYSE PEILBUISTIJDREEKSEN

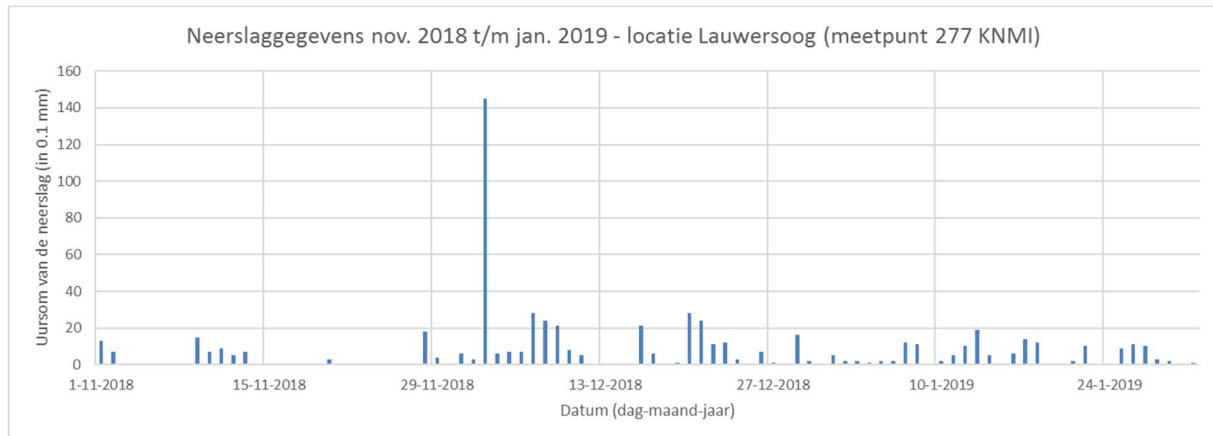
Alle peilbuizen zijn gemeten van begin november 2018 tot begin februari 2019. De 5 stijghoogtefilters ter plaatse van de buitenteen behorend bij de beperkte meetraaien zijn van begin december 2017 tot begin februari 2019 opgenomen. Gedurende de meetperiode van november 2018 tot begin februari 2019 zijn twee verhogingen van de buitenwaterstand opgetreden; op 9 december 2018 en 8 januari 2019. De respons van de peilbuizen op deze verhogingen vormt de basis voor de hydrologische analyses. In onderstaande figuur is het verloop van de buitenwaterstand (ter plaatse van Lauwersoog) gedurende de meetperiode opgenomen. De twee verhogingen die gebruikt zijn voor de analyses zijn omcirkeld.



Figuur 4: Buitenwaterstand waddenzee Lauwersoog

### 3.1 Neerslag gedurende meetperiode

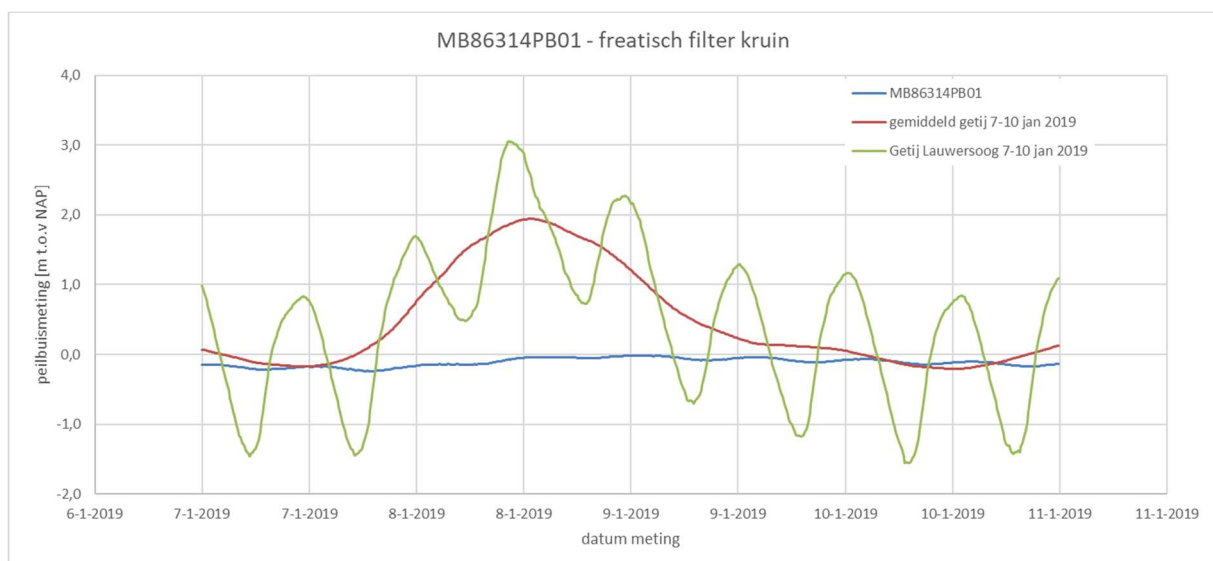
De neerslaggegevens gedurende de meetperiode zijn opgenomen in Figuur 5. Deze gegevens zijn gehanteerd om te beoordelen of de peilbuismetingen beïnvloed worden door (fluctuaties in) neerslag.



Figuur 5: Neerslag meetpunt Lauwersoog (bron: KNMI)

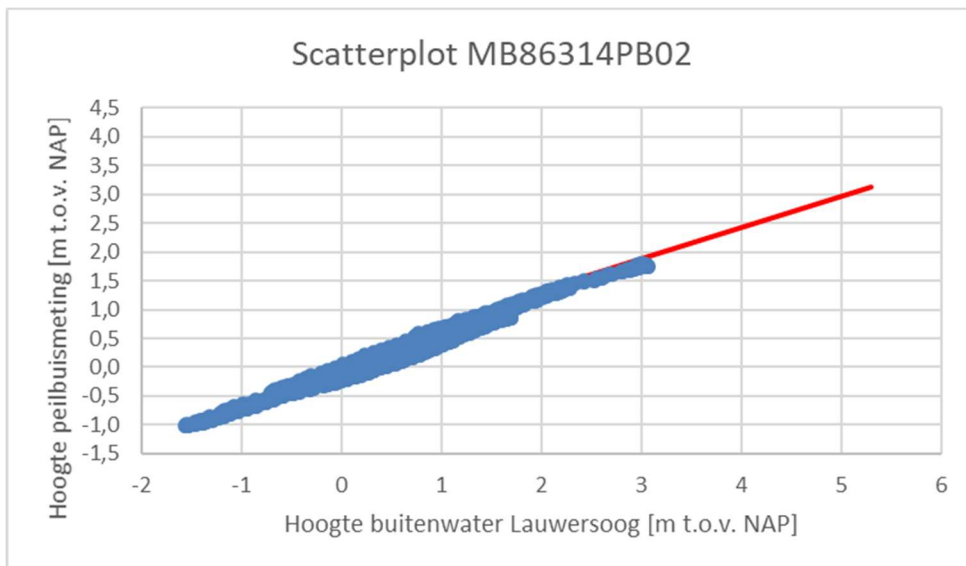
### 3.2 Algemene interpretatie peilbuismetingen

Uit de monitoring blijkt dat de freatische peilbuizen niet of nauwelijks reageren op fluctuaties in de buitenwaterstand. Ter plaatse van de buitenteen wordt lokaal nog een verhoging waargenomen, echter aan de kruin en binnenteen is geen sprake van significante beïnvloeding van de freatische waterstand. In de onderstaande figuur is geïllustreerd dat de respons op het dagelijks getij ter plaatse van het freatisch filter in de kruin enkele centimeters bedraagt. De respons op het hoogwater bedraagt ten hoogste 0,2 m. De rapportage van de peilbuismetingen is opgenomen in bijlage 1.



Figuur 6: Stijghoogteverloop freatische waterstand hoogwater januari 2019

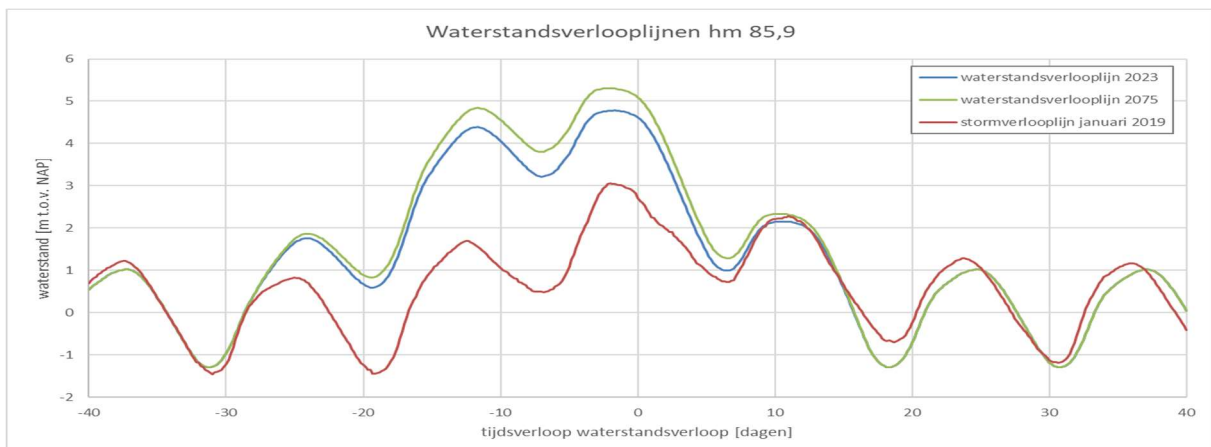
De stijghoogtefilters laten wel een duidelijke correlatie zien met variaties in de buitenwaterstand. Opvallend hierbij is dat de respons vrij direct is, er is nauwelijks sprake van een faseverschuiving ten opzichte van de hoogwatergolf. Ook is de daling van de waterstand goed waarneembaar in de responscurves van de diepe peilfilters. Dit is geïllustreerd in de onderstaande responscurve. De faseverschuiving bedraagt 30 minuten. De scatterplots van alle peilfilters zijn opgenomen in bijlage 3.



Figuur 7: Scatterplot stijghoogteverloop

### 3.3 Hoogwatergolf in relatie tot januaristorm

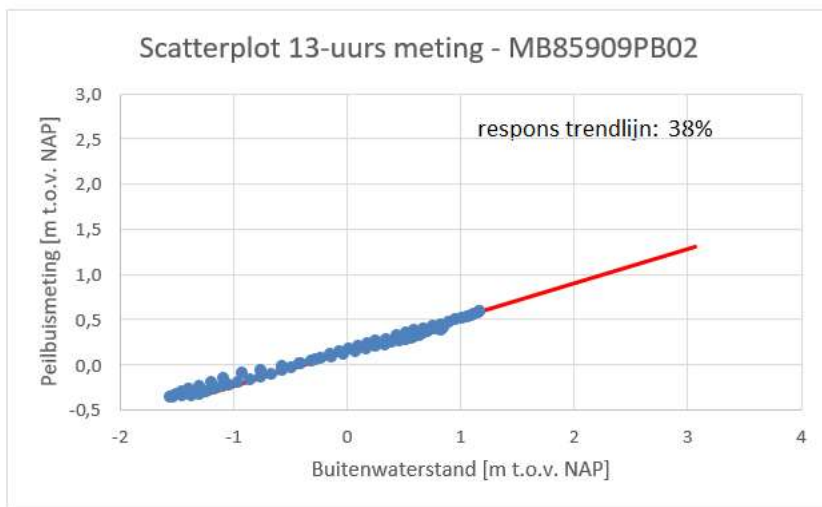
In bovenstaande figuur is uitgegaan van een lineaire extrapolatie van de waterstanden. Dit is alleen te verantwoorden wanneer de duur van de maatgevende hoogwatergolf overeenkomt met de gemeten stormduur. Uit Figuur 8 blijkt dat de opgetreden januari storm een vergelijkbare tijdsduur heeft als de waterstandsverlooptlijn van de hoogwatergolf. In de scatterplots is de data van -35 tot +60 uur gebruikt, dit overlapt volledig met de maatgevende hoogwatergolf. Bovendien wordt opgemerkt dat de respons op de verhoging van de buitenwaterstand vrij direct plaats vindt, waaruit geconcludeerd wordt dat de demping zeer gering is.



Figuur 8: Waterstandsverlooptlijnen versus tijdsduur januaristorm 2019

### 3.4 Vergelijking met 13-uurs meting

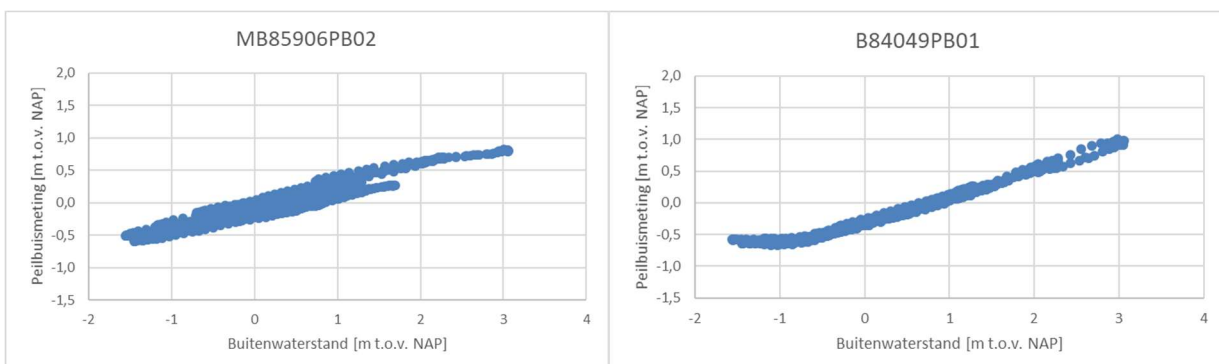
Ter verificatie is tevens de respons van een willekeurige 13-uurs meting opgenomen in Figuur 9, het betreft een stijhoogtefilter in de buitenteen van de dijk. De respons op het buitenwater bedraagt 38% bij een faseverschuiving van 0:40 uur. De faseverschuiving van de stijhoogtemeting van hetzelfde filter ten tijde van de januaristorm bedraagt eveneens 0:40 uur. De respons op het buitenwater ten tijde van de januaristorm bedroeg 44%. Dit is in dezelfde orde van grootte als de respons van de 13-uurs meting. Op basis hiervan wordt geconcludeerd dat een lineaire extrapolatie van de scatterplots te verantwoorden is.



Figuur 9: Scatterplot stijhoogte 13-uursmeting

### 3.5 Toelichting scatterplots – trends en uitbijters

In bijlage 3 zijn alle scatterplots opgenomen. In zijn algemeenheid tonen de stijhoogtefilters een relatief lineair verloop tussen buitenwaterstand en gemeten respons, zoals getoond in Figuur 7. Ter plaatse van raai 85,9 (opgenomen links in Figuur 10) is te zien dat er een kleine afwijking in dit lineaire verloop is.



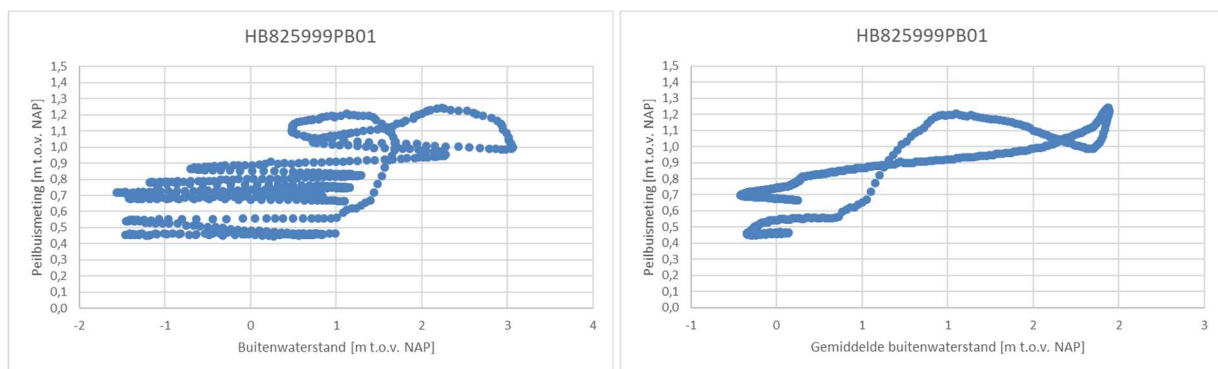
Figuur 10: Illustratie verschillende vormen scatterplots stijhoogtefilters

Het lijkt alsof in de grafiek van meetraai 85,9 bij afgaand water er een vertraging optreedt waardoor bij een volgend hoogwater de stijhoogte in beginsel hoger ligt. Het lijkt overigens wel of bij toenemende

buitenwaterstand de toename van de stijghoogte af vlak om wel de voorgaande lineaire trend weer te volgen. In de grafiek van meetraai 84,0 (rechts in Figuur 10) is geïllustreerd dat in de overige meetraaien het verloop bij zowel toenemende als afnemende buitenwaterstand vrijwel lineair is.

Een mogelijke verklaring voor het afwijkende gedrag van meetraai 85,9 is dat hier in de ondergrond sprake is van dikkere stoorlagen, waardoor er mogelijk water “opgesloten” kan raken. Het effect is overigens slechts gering, gezien het feit dat er nog steeds wel een lineaire trend waarneembaar is.

De freatische peilfilters vertonen een veel geringere respons op de buitenwaterstand. Met name de filters aan de binnentoe reageren niet of nauwelijks op fluctuaties van het buitenwater. De correlatie van de respons op de gemiddelde buitenwaterstand is gemiddeld genomen hoger dan de correlatie met de directe buitenwaterstand. In onderstaande figuur is het verschil getoond tussen de respons op het buitenwater en de respons op de gemiddelde buitenwaterstand voor het freatisch filter in de buitentoe van hm82,5.

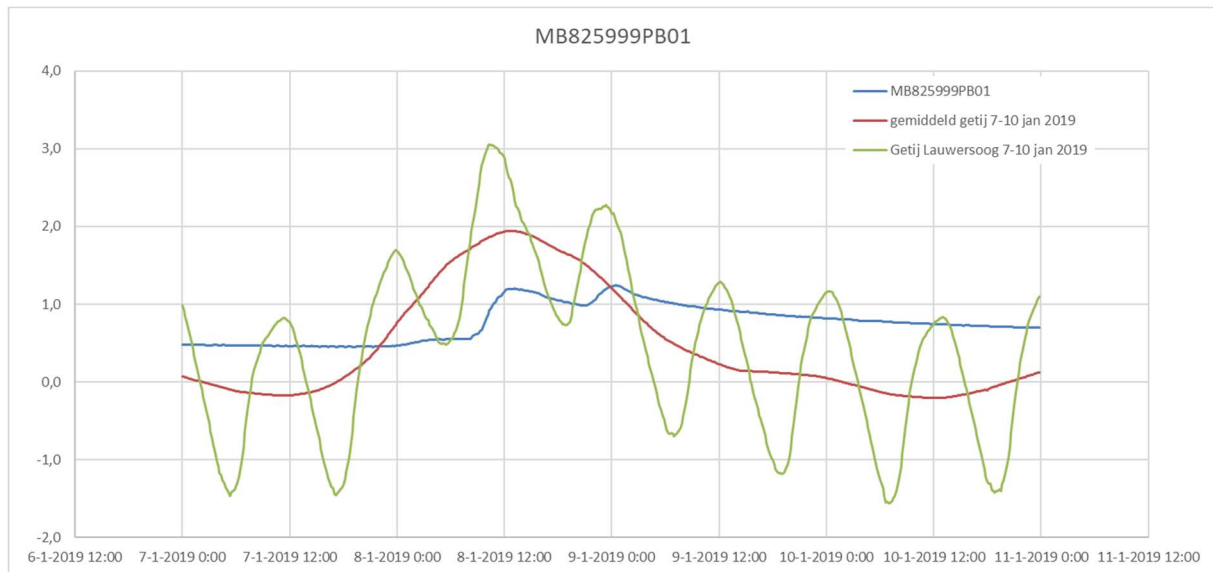


Figuur 11: Respons op directe buitenwaterstand (links) en gemiddelde buitenwaterstand (rechts)

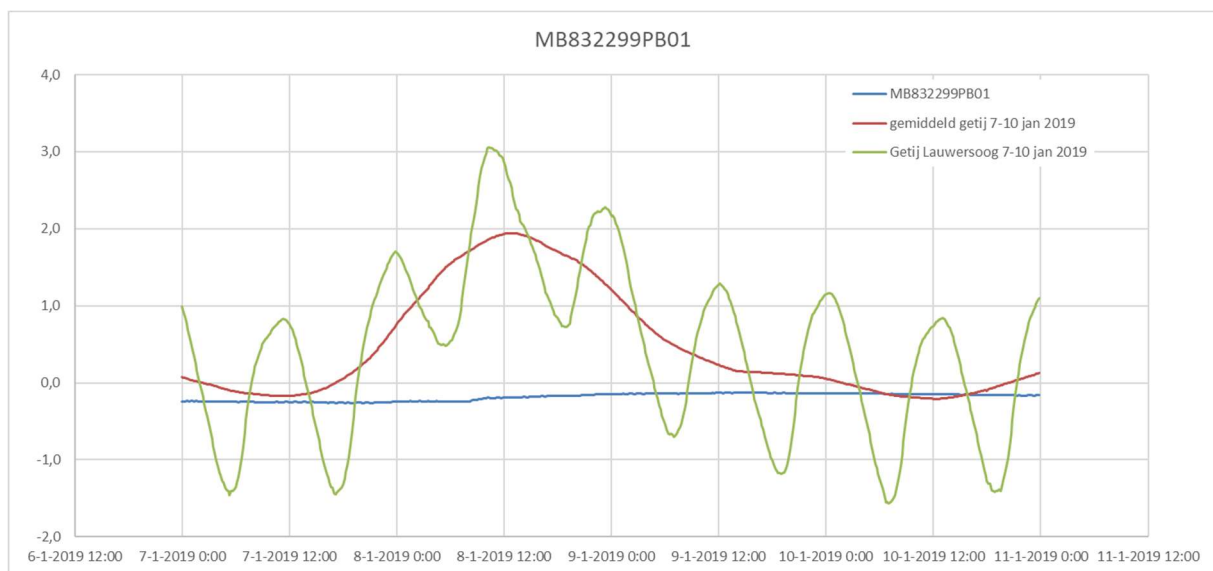
In het getoonde voorbeeld is de correlatie met de directe buitenwaterstand 0,66 en met de gemiddelde buitenwaterstand 0,85. Opgemerkt wordt dat in beide grafieken de faseverschuiving behorend bij de hoogste correlatie is toegepast. Uit de scatterplot tegen de gemiddelde buitenwaterstand is op een eenduidiger wijze een extrapolatie uit te voeren en bovendien levert deze extrapolatie in de meeste gevallen een hogere respons. Derhalve is voor de grafische extrapolatie uitgegaan van de gemiddelde buitenwaterstand. Dit is in 3.6 nader toegelicht.

Een ander onderscheid tussen enkele buitentoe peilfilters is het opbouwen van waterdruk bij achtereenvolgende getijdcurven gedurende een stormperiode. Zoals onderstaand getoond, is dit effect wel te zien bij raai 82,5, maar niet of nauwelijks bij raai 83,2. Een verklaring hiervoor is het opsluiten van water in de kern.

Het effect is overigens gering en bedraagt gedurende de januaristorm van 2019 hooguit enkele decimeters. Ook dit effect het het best te modelleren aan de hand van de respons op de gemiddelde buitenwaterstand.



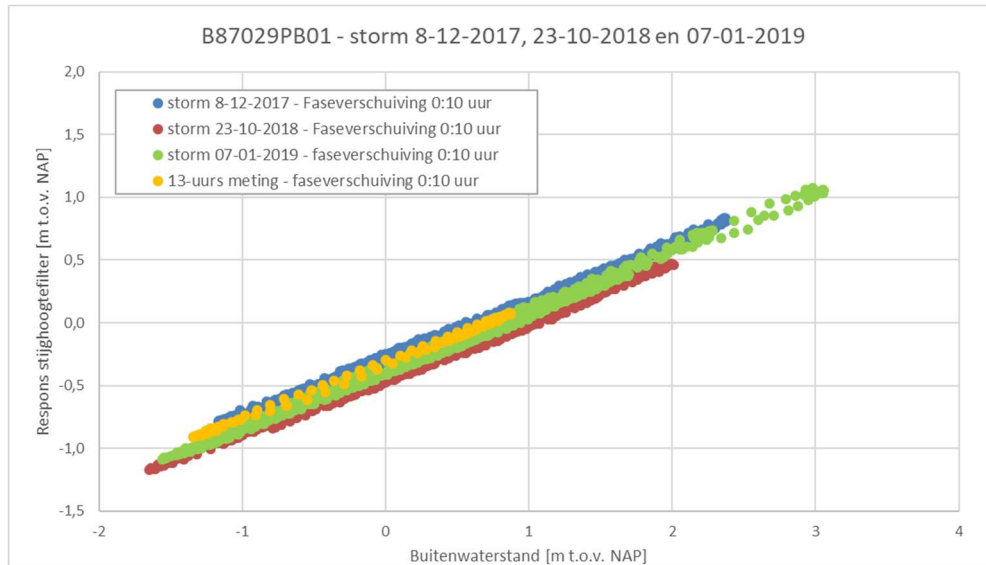
Figuur 12: Opbouw waterdruk aan de buitenteen



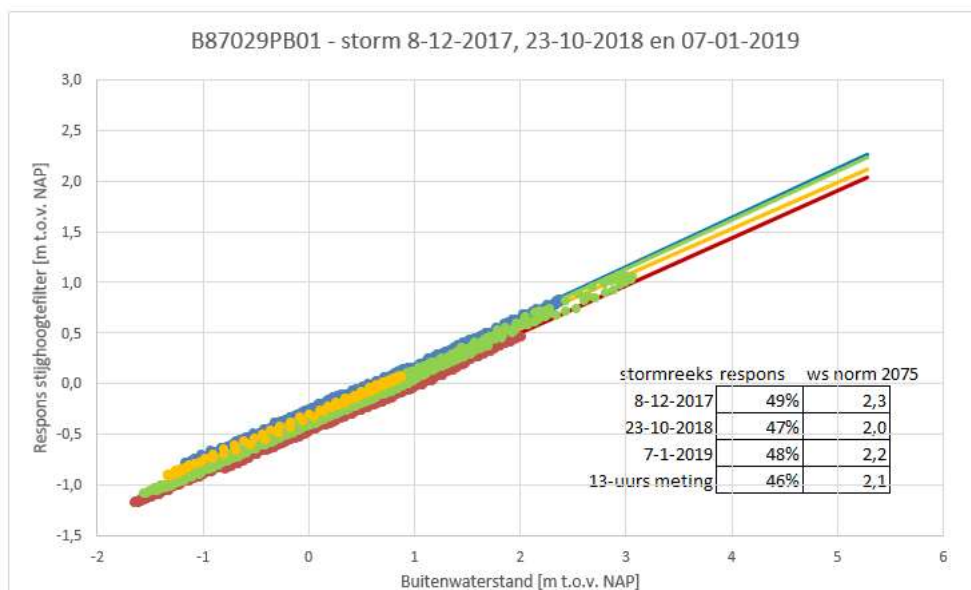
Figuur 13: Geen waarneembare drukopbouw in buitenteen

### 3.6 Grafische extrapolatie scatterplots

Zoals in 3.4 en 3.5 reeds is toegelicht, is de respons van de stijghoogtefilters overwegend lineair, zowel bij opgaand als bij afgaand buitenwaterpeil. In Figuur 14 is de respons van het stijghoogtefilter aan de buitenteen van hm87,0 opgenomen, bij verschillende hoogwatergolven. De richtingscoëfficiënt van alle curves is nagenoeg gelijk. Er is een gering verschil in de absolute hoogteligging van de verschillende hoogwatergolven, waardoor de afgeleide waterstand bij de norm enige decimeters kan afwijken. Dit is getoond in Figuur 15. Te zien is dat de respons slechts in zeer geringe mate varieert (46-49%) en dat de absolute afleiding van de stijghoogte bij de norm (2075) ten hoogste 0,3 m verschilt. Deze onzekerheid is vertaald naar een onzekerheidsmarge, om tot hydrologische uitgangspunten te komen in hoofdstuk 5.



Figuur 14: Overzicht verschillende hoogwatergolven stijghoogtefilter buitenteen hm 87,0

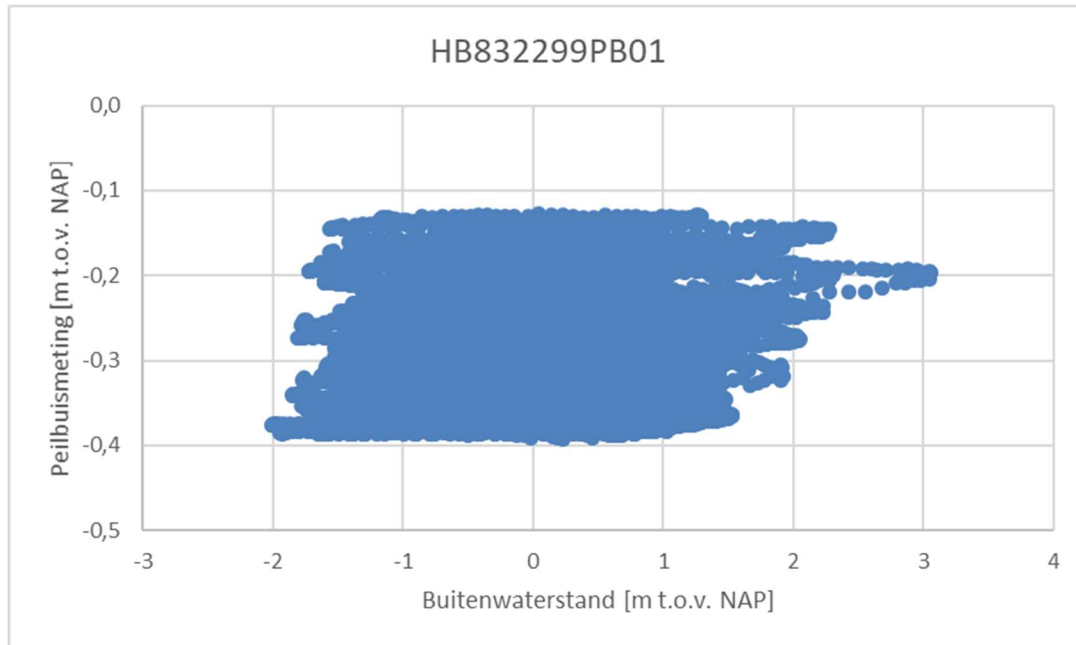


Figuur 15: Trendlijnen verschillende hoogwatergolven stijghoogtefilter hm 87,0

Voor het afleiden van de trendlijnen uit de scatterplots van de freatische peilfilters, is zoals in 3.5 toegelicht de respons op de gemiddelde buitenwaterstand gebruikt. Hierbij is de omhullende van de responsgrafiek genomen, die tot de hoogste waterstand bij de norm leidt. Bij de afleiding van de freatische waterstand bij de norm wordt hierdoor wel een overschatting geïntroduceerd, de gemiddelde buitenwaterstand zal niet gelijk zijn aan de waterstand bij de norm. Deze overschatting is als extra veiligheidsmarge aangehouden.

In Figuur 16 is alle data ter plaatse van freatisch buitenteenfilter van raai 83,2 opgenomen. Hierin is te zien dat niet zozeer de variaties bij buitenwaterstand bepalend zijn voor de hoogteligging van het freatisch vlak. Dit komt overeen met de lage correlaties tussen buitenwaterfluctuaties en respons van de freatische filters. Voor het bepalen van de trendlijn is de omhullende van de fluctuaties van de freatische

waterstand aangehouden. Voor de component van deze waterstand die niet te verklaren is door fluctuaties in de buitenwaterstand, is een onzekerheidsmarge afgeleid in hoofdstuk 5



Figuur 16: Alle data freatisch filter buitenteen hm83,2

### 3.7 Overzicht extrapolaties

Op basis van de responscurven is de extrapolatie van de metingen uitgevoerd om de maatgevende freatische waterstanden en stijghoogtes af te leiden voor MHW condities. Deze zijn opgenomen in

Tabel 1. Hierin zijn nog geen modelonzekerheden verwerkt, deze zijn beschreven en gekwantificeerd in hoofdstuk 5.

Tabel 1: Geëxtrapolerde waterstanden (freatisch en stijghoogte) voor MHW<sub>2023</sub> en MHW<sub>2075</sub>

DP [nr]	Locatie [in dwp]	Diepte [laag]	Peilfilter [naam]	Maaiveld [m NAP]	BK filter [m NAP]	Fase [uren]	Correlatie [-]	Respons [%]	MHW <sub>2023</sub> [m NAP]	MHW <sub>2075</sub> [m NAP]
82,5	buitenteen	freatisch	HB825999PB01	2,08	0,36	11:00	0,85	6%	1,43	1,46
82,5	buitenteen	stijghoogte	B82599PB01	2,09	-4,41	0:30	0,74	65%	2,68	3,02
82,5	kruin	freatisch	MB825944PB01	7,09	0,29	9:00	0,54	2%	0,25	0,26
83,2	buitenteen	freatisch	HB832299PB01	2,08	0,38	33:00	0,73	1%	-0,08	-0,07
83,2	buitenteen	stijghoogte	B83229PB01	2,1	-5,41	0:20	0,91	74%	2,82	3,21
83,2	kruin	freatisch	MB832244PB01	7,38	0,38	22:30	0,58	1%	-0,29	-0,29
84,0	buitenteen	freatisch	HB840499PB01	2,06	0,15	9:30	0,85	8%	0,22	0,26
84,0	buitenteen	stijghoogte	B84049PB01	2,07	-6,93	0:20	0,98	46%	1,95	2,19
84,0	kruin	freatisch	MB840444	7,61	0,01	21:40	0,72	2%	-0,34	-0,33
85,9	buitenteen	freatisch	MB85909PB01	2,21	0,21	9:20	0,91	21%	1,31	1,42

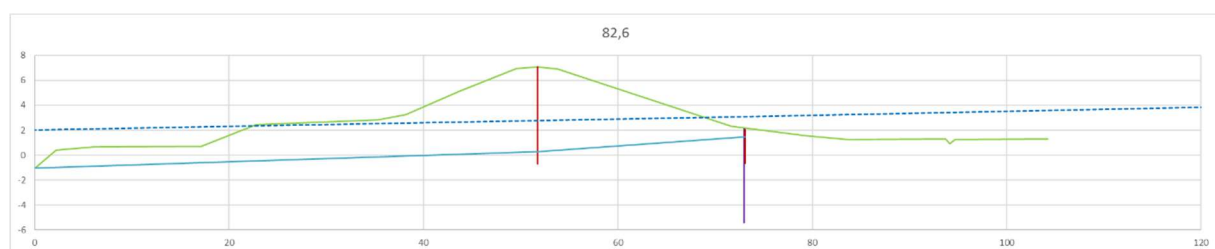


DP [nr]	Locatie [in dwp]	Diepte [laag]	Peilfilter [naam]	Maaiveld [m NAP]	BK filter [m NAP]	Fase [uren]	Correlatie [-]	Respons [%]	MHW <sub>2023</sub> [m NAP]	MHW <sub>2075</sub> [m NAP]
85,9	buitenteen	stijghoogte	MB85909PB02	2,21	-7,99	0:40	0,97	44%	2,06	2,29
85,9	kruin	freatisch	MB85904PB01	7,84	-0,16	22:00	0,83	3%	0,29	0,31
85,9	kruin	stijghoogte	MB85904PB2	7,84	-8,16	1:00	0,96	37%	1,53	1,72
85,9	binnenteen	freatisch	MB85906PB01	2,99	-0,01	33:00	0,83	1%	0,10	0,10
85,9	binnenteen	stijghoogte	MB85906PB02	2,99	-9,01	1:10	0,96	37%	1,43	1,62
86,3	buitenteen	freatisch	MB86319PB01	2,18	-0,02	6:50	0,89	20%	1,30	1,41
86,3	buitenteen	stijghoogte	MB86319PB02	2,18	-5,02	0:30	1,00	72%	3,73	4,12
86,3	kruin	freatisch	MB86314PB01	7,9	-0,1	11:00	0,80	3%	0,08	0,10
86,3	kruin	stijghoogte	MB86314PB02	7,9	-5,1	0:40	0,99	54%	2,83	3,12
86,3	binnenteen	freatisch	MB86316PB01	2,96	-0,04	21:30	0,73	2%	-0,20	-0,19
86,3	binnenteen	stijghoogte	MB86316PB02	2,96	-5,04	1:00	0,99	48%	2,42	2,68
87,0	buitenteen	freatisch	HB870299PB01	2,21	0,01	13:00	0,88	6%	0,27	0,30
87,0	buitenteen	stijghoogte	B87029PB01	2,25	-4,75	0:10	1,00	48%	1,98	2,24
87,0	kruin	freatisch	MB870244PB01	8,5	0	32:00	0,64	1%	-0,17	-0,17
88,9	buitenteen	freatisch	MB888999PB01	2,08	-0,02	11:00	0,86	7%	0,31	0,31
88,9	buitenteen	stijghoogte	B88899PB01	2,11	-10,89	0:00	0,99	41%	1,65	1,87
88,9	kruin	freatisch	MB888944PB01	8,24	-0,06	32:00	0,73	1%	-0,18	-0,18

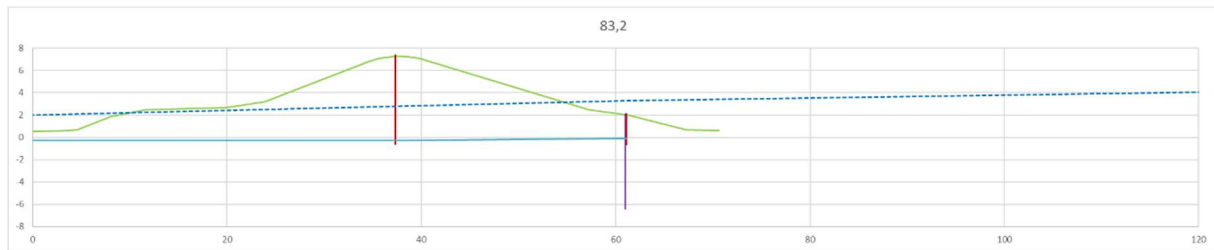
De buitenwaterstanden bij MHW (respectievelijk 2023 en 2075) zijn overgenomen uit de excel tabel "Resultaten\_WS\_HBN"

In de hieronder opgenomen figuren is de schematisering per dwarsprofiel visueel opgenomen. De meetwaarden uit tabel 1 zijn hierbij als uitgangspunt genomen. In de figuren is duidelijk te zien dat het intredepunt ter plaatse van dp 86,3 (Figuur 21, Vierhuizergat) dichter bij de teen van de dijk gelegen is. Uit de overige figuren is op te maken dat het fictief intredepunt voor piping ruim 100 m vanaf de buitenteen gelegen is. Op basis van de figuren zijn in hoofdstuk 5 de hydrologische uitgangspunten voor de berekeningen (macrostabiliteit en piping) opgenomen.

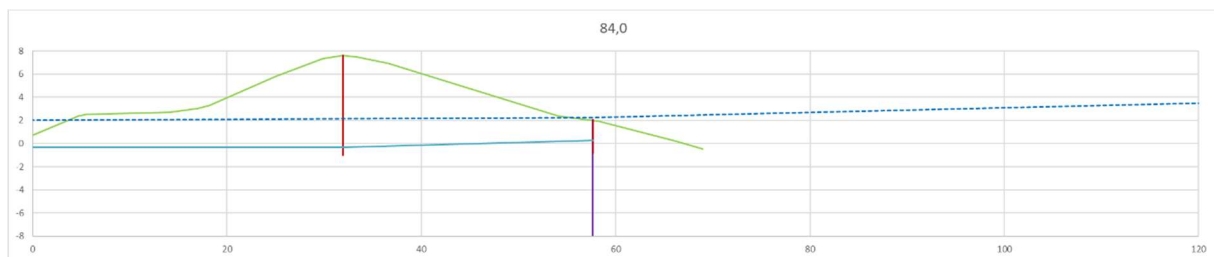
De gestippelde lijn is het stijghoogteverloop, de vaste blauwe lijn geeft de freatische lijn weer. Op de horizontale as is de afstand (in m) aangegeven, de verticale as geeft de hoogte ten opzichte van NAP weer.



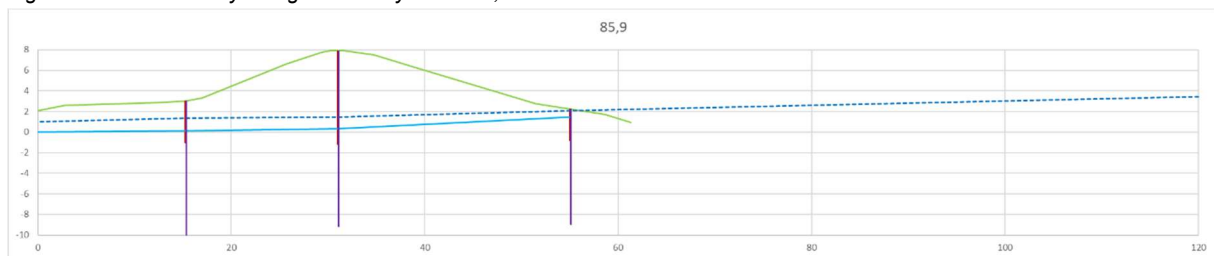
Figuur 17: Resultaten hydrologische analyse hm 82,6



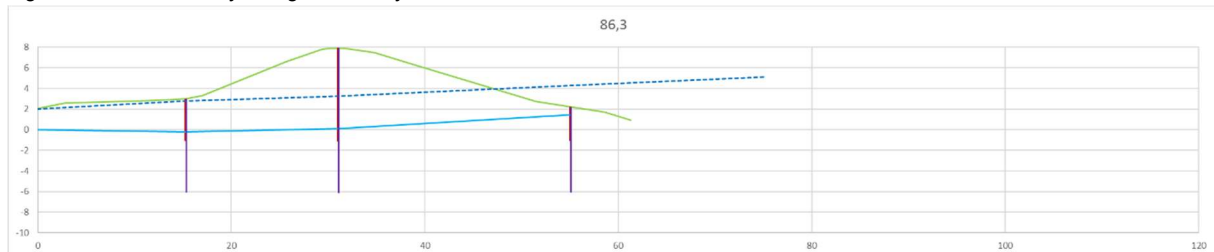
Figuur 18: Resultaten hydrologische analyse hm 83,2



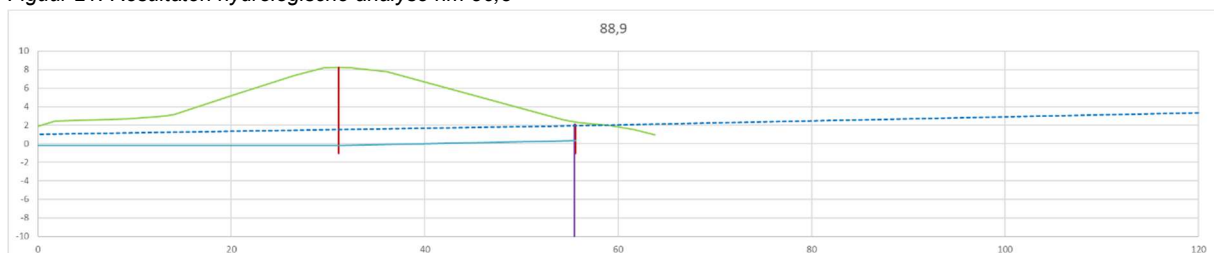
Figuur 19: Resultaten hydrologische analyse hm 84,0



Figuur 20: Resultaten hydrologische analyse hm 85,9



Figuur 21: Resultaten hydrologische analyse hm 86,3



Figuur 22: Resultaten hydrologische analyse hm 88,9

## 4 SITUATIE HAVEN LAUWERSOOG

De resultaten van de peilbuisanalyses kunnen worden toegekend aan de verschillende dijkvakken. De situatie ter plaatse van de buiten- en binnenhaven van Lauwersmeer is afwijkend met betrekking tot de geometrie van de dijk. Omdat in dit dijkvak de binnenwaartse stabiliteit mogelijk onvoldoende is, is voor

de freatische lijn in dit dijkvak een separate MSeep analyse uitgevoerd. Het betreft een interpretatie op basis van de peilbuismetingen van de omliggende dijkvakken, omdat ter plaatse van dit dijkvak geen metingen beschikbaar zijn. De MSeep analyses zijn opgenomen in bijlage 3.

De doorsnede ter plaatse van DP89,9 is maatgevend beschouwd voor het traject van de haven, omdat hier het dijklichaam het smalst is. In Figuur 23 is de geometrie van DP89,9 opgenomen en ter referentie is DP88,9 (juist buiten dit dijkvak) eveneens ingetekend. Hoewel ter plaatse van DP88,9 geen potklei aanwezig is vanaf circa NAP -10 m, wordt hier wel een waterremmende laag aangetroffen, waardoor de profielen qua bodemopbouw vergelijkbaar zijn.

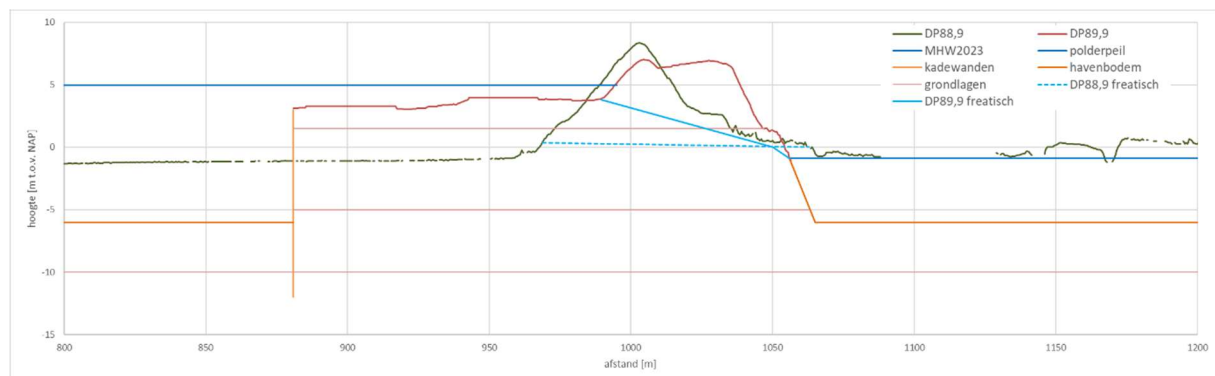
De verschillen tussen de profielen betreffen in hoofdlijnen:

- Het voorland ter plaatse van de havens is langer en hoger;
- Het gehele dijkprofiel ter plaatse van de havens is breder;
- Het drainageniveau (polderpeil Lauwersmeer) is lager gelegen dan het polderpeil ter plaatse van de dijkvakken langs het Vierhuizergat.

Overige kenmerken die zijn meegenomen bij de hydrologische analyse zijn:

- Het haventerrein is verhard (klinkerbestrating) en relatief slecht waterdoorlatend verondersteld. Bovendien staat het water maar relatief kort op het voorland onder maatgevende omstandigheden. Om de invloed van de waterdoorlatendheid van de klinkerbestrating te beoordelen, is tevens een scenario met hoge waterdoorlatendheid berekend;
- De kadewand is relatief slecht waterdoorlatend verondersteld.

Ter referentie is de freatische lijn zoals berekend in hoofdstuk 3 ter plaatse van DP88,9 opgenomen. Deze bedraagt NAP +0,35 m ter plaatse van de buitenteen, exclusief onzekerheden en/of scenario's (hoofdstuk 5). Voor DP89,9 is een hogere infiltratie ingeschat (zie bijlage 3 – MSeep berekeningen, figuur B2-11 en B2-12). Vanwege de goede drainerende werking van de binnenteen, wordt verwacht dat dit weinig invloed zal hebben op de ligging van de freatische lijn tussen de kruin en de binnenteen van de dijk, hiervoor is een lineair verloop gehanteerd.

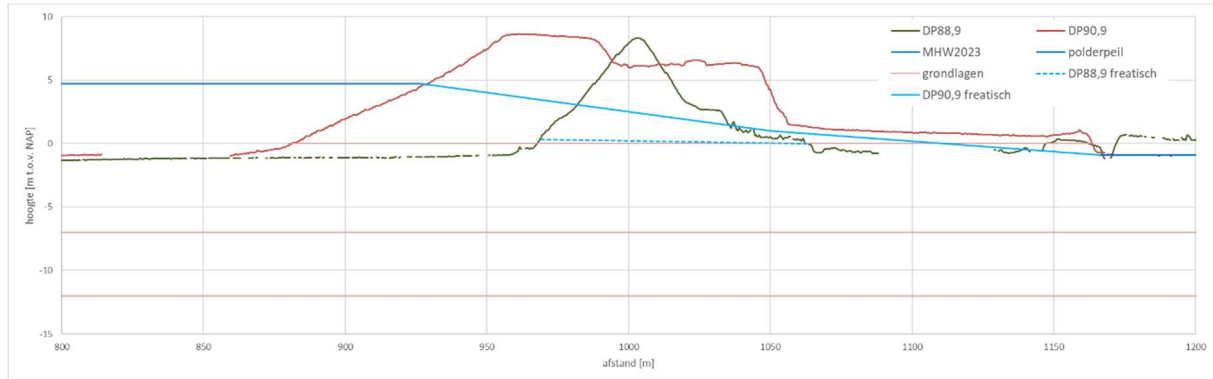


Figuur 23: Schematisering freatische lijn haven Lauwersoog

Daarnaast is freatische lijn ter plaatse van doorsnede DP90,9 beoordeeld. Dit profiel is gelegen vlak voor de Cleveringsluizen. Ter referentie is bovendien DP88,9 opgenomen. Gezien de grote afstand en het grote verschil in geometrie, is de relevantie en bruikbaarheid van de peilbuismetingen van DP88,9 gering. Wel is de bodemopbouw vergelijkbaar met DP89,9. De geometrie wijkt af van DP89,9, het dijkprofiel is breder en de afstand tot het Lauwersmeer is groter (langere binnenberm). Er is geen voorland waar (tijdelijk) water op kan staan.

Gezien het bredere profiel is wel rekening gehouden van een grotere opbolling van de freatische lijn dan ter plaatse van DP89,9.

In Figuur 24 is de freatische lijn geschematiseerd voor DP90,9.



Figuur 24: Schematisering freatische lijn DP90,9

## 5 HYDROLOGISCHE UITGANGSPUNTEN EN SCENARIO'S

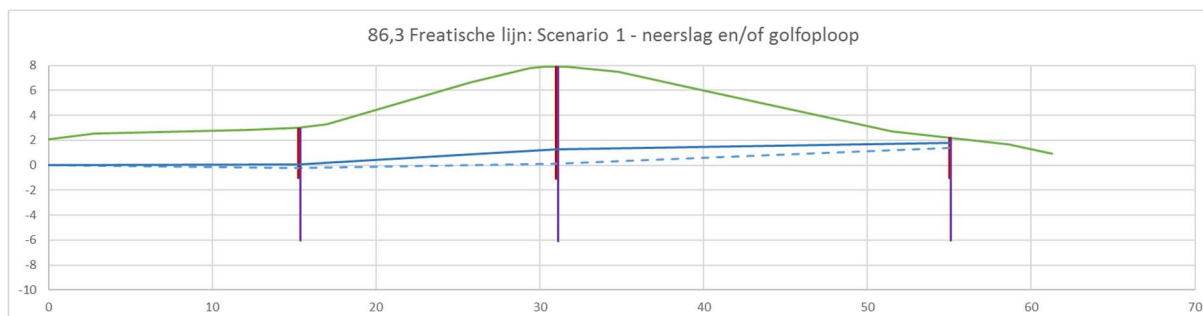
In de uitgevoerde grafische analyses betreffen hoofdzakelijk extrapolaties, waarin onzekerheden zitten, de keuze van de extrapolatie op basis van de scatterplots. De onzekerheden verschillen per meetreeks (freatisch of stijghoogte) en per locatie, samenhangend met lokale variaties in geometrie en/of bodembouw.

Uit de statistische analyses van de meetreeksen blijkt dat de correlatie tussen de buitenwaterstand en de gemeten stijghoogte veelal hoger is (0,9 à 1,0) dan de correlatie tussen de buitenwaterstand en de gemeten freatische waterstand (0,5 à 0,9). Hierbij geldt tevens dat de correlatie van de freatische waterstand aan de buitenteen hoger is dan ter plaatse van kruin en binnenteen. Een hogere correlatie is hier geïnterpreteerd als een grotere mate van samenhang en daardoor een betrouwbaarder extrapolatie aangezien een groter aandeel van de meetrespons is terug te voeren op fluctuaties in de buitenwaterstand. De onzekerheden zijn vertaald naar scenario's op basis waarvan een basisschematisering is vastgesteld. Vooralsnog is gekozen voor een bovengrensbenadering, waarbij alle scenario's gestapeld zijn om tot een omhullende te komen. Wanneer de berekende stabiliteit bij deze schematisering voldoet, is een nadere uitsplitsing niet noodzakelijk.

Onderstaand zijn de scenario's en basisschematisering nader uitgewerkt op basis van profiel DP86,3. De maatvoering voor alle overige profielen voor zowel 2023 als 2075 is aan het eind van dit hoofdstuk gepresenteerd in overzichtstabellen.

### Freatische lijn bij MHW (STBI en STBK): Scenario 1 – Neerslag en/of golfoploop

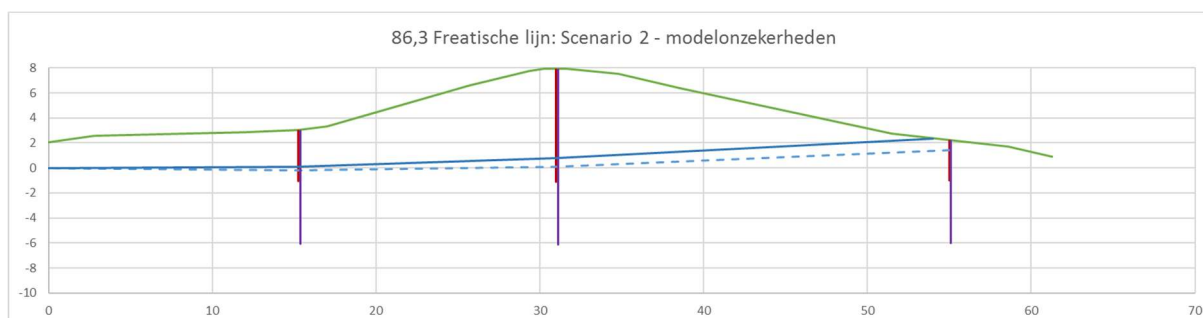
Onzekerheden met betrekking tot de invloed van neerslag zijn uitsluitend relevant geacht op de freatische waterstanden. Aangezien er gedurende de meetperiode slechts één relevante neerslag gemeten is, is onbekend hoe groot de invloed van significante neerslag op de freatische lijn bij MHW condities zal zijn. Aangezien de binnenteen goed draineert en het buitentalud zeer slecht waterdoorlatend is, is in de schematisering van de freatische lijn rekening gehouden met een verhoging van de freatische lijn ter plaatse van de kruin van 1,0 m en ter plaatse van de buitenteen van 0,5 m ten gevolge van opbolling. Scenario 1 is geïllustreerd in Figuur 25.



Figuur 25: Freatische lijn: Scenario 1 – opbolling door neerslag en/of golfloop

**Freatische lijn bij MHW (STBI en STBK): Scenario 2 – (Model)onzekerheden**

Onzekerheden met betrekking tot de gehanteerde extrapolatie kunnen samenhangen met lokale variaties in geometrie en/of bodemopbouw, waardoor plaatselijk bijvoorbeeld een hogere infiltratie plaatsvindt en een hogere freatische lijn ter plaatse van de buitenteen kan voorkomen. Voor dit scenario is uitgegaan van een verhoging van de freatische lijn ter plaatse van de buitenteen van 1,0 m en een lichte opbolling ter plaatse van de kruin van 0,5 m. Dit scenario is getoond in Figuur 26.

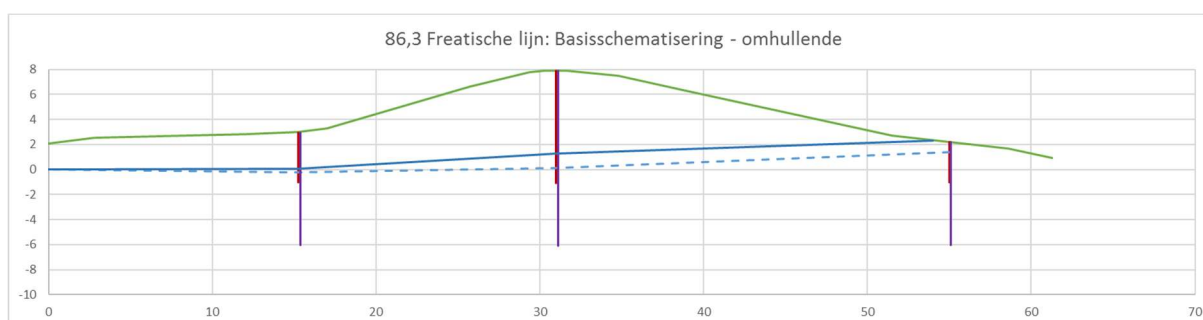


Figuur 26: Freatische lijn: Scenario 2 - modelonzekerheden

**Freatische lijn bij MHW en val na MHW (STBU)– Basisschematisering**

Op basis van bovenstaande scenario's is de basisschematisering opgesteld als omhullende van beide scenario's. Hierbij bedraagt de verhoging van de freatische lijn ter plaatse van kruin en buitentalud 1,0 m ten opzichte van de afgeleide waarde uit de analyses. De basisschematisering is opgenomen in Figuur 27.

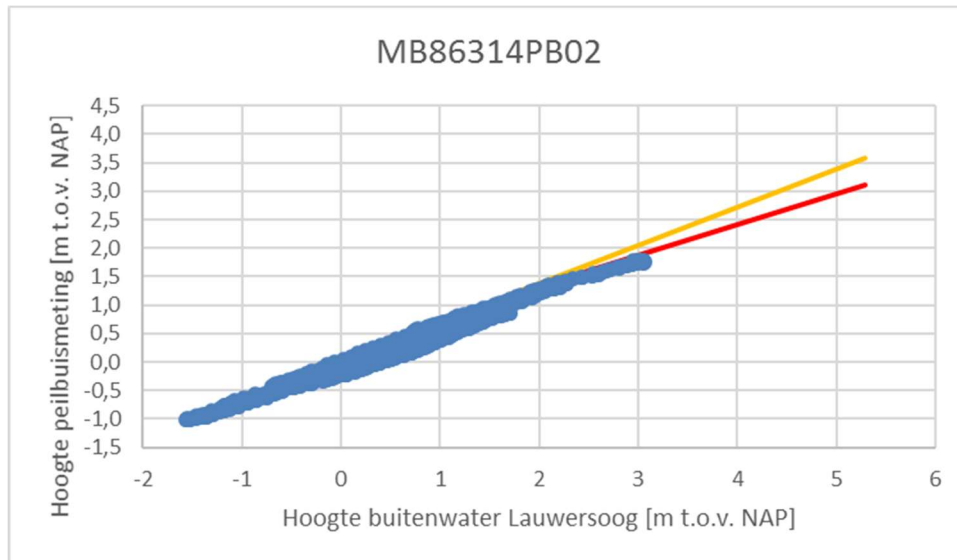
Deze schematisering is vooralsnog aangehouden voor zowel de situatie MHW als val na MHW aangezien uit de metingen blijkt dat het onduidelijk is hoe snel de freatische lijn zakt na het passeren van een hoogwater. Mogelijk is er sprake van een langdurig naijleffect.



Figuur 27: Freatische lijn: Basisschematisering

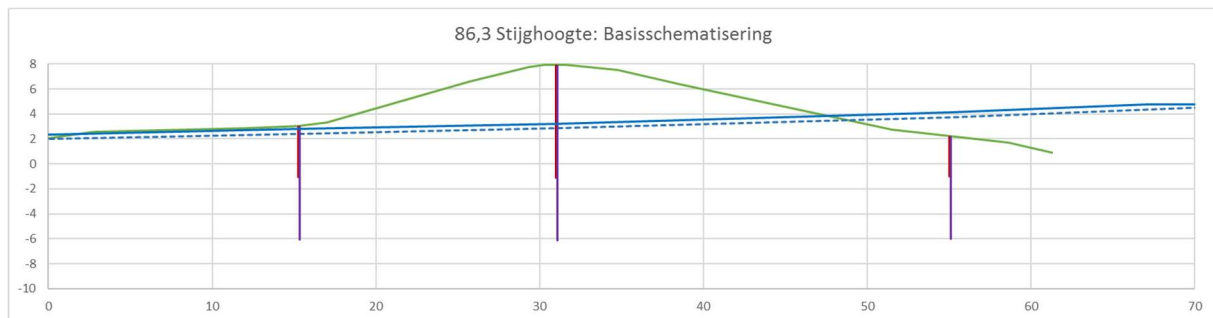
Stijghoogteverloop bij MHW (STBI en STPH): Basisschematisering

Voor de basisschematisering van de stijghoogte is uitgegaan van een 20% hogere respons dan op basis van de scatterplots is afgeleid. In Figuur 28 is dit geïllustreerd voor het diepe peilfilter ter plaatse van de kruin van DP86,3. De rode lijn geeft de geëxtraleerde respons op basis van de metingen weer (54%). De oranje lijn geeft een 20% hogere respons (74%).



Figuur 28: Toename respons met 20% in scatterplot

In Figuur 29 is de stijghoogtelijn voor DP86,3 bij een 20% hogere respons weergegeven.



Figuur 29: Stijghoogte: Basisschematisering

In onderstaande tabellen zijn de NAP waarden van de basisschematisering van de freatische lijn en de stijghoogte voor MHW/val na MHW 2023 en 2075 opgenomen

Tabel 2: Hydrologische basisschematisering 2023

DP [nr]	Locatie [in dwp]	Diepte [laag]	Peilfilter [naam]	MHW <sub>2023</sub> [m NAP]	scenario1 [m NAP]	scenario2 [m NAP]	Basis <sub>2023</sub> [m NAP]
82,5	buitenteen	freatisch	HB825999PB01	1,43	1,93	2,43	<b>2,43</b>
82,5	buitenteen	stijghoogte	B82599PB01	2,68	3,10		<b>3,10</b>
82,5	kruin	freatisch	MB825944PB01	0,25	1,25	0,75	<b>1,25</b>
83,2	buitenteen	freatisch	HB832299PB01	-0,08	0,42	0,92	<b>0,92</b>

DP [nr]	Locatie [in dwp]	Diepte [laag]	Peilfilter [naam]	MHW <sub>2023</sub> [m NAP]	scenario1 [m NAP]	scenario2 [m NAP]	Basis <sub>2023</sub> [m NAP]
83,2	buitenteen	stijghoogte	B83229PB01	2,82	3,30		<b>3,30</b>
83,2	kruin	freatisch	MB832244PB01	-0,29	0,71	0,21	<b>0,71</b>
84,0	buitenteen	freatisch	HB840499PB01	0,22	0,72	1,22	<b>1,22</b>
84,0	buitenteen	stijghoogte	B84049PB01	1,95	2,40		<b>2,40</b>
84,0	kruin	freatisch	MB840444	-0,34	0,66	0,16	<b>0,66</b>
85,9	buitenteen	freatisch	MB85909PB01	1,31	1,81	2,31	<b>2,31</b>
85,9	buitenteen	stijghoogte	MB85909PB02	2,06	2,40		<b>2,40</b>
85,9	kruin	freatisch	MB85904PB01	0,29	1,29	0,79	<b>1,29</b>
85,9	kruin	stijghoogte	MB85904PB2	1,53	1,90		<b>1,90</b>
85,9	binnenteen	freatisch	MB85906PB01	0,10	0,10	0,10	<b>0,10</b>
85,9	binnenteen	stijghoogte	MB85906PB02	1,43	1,80		<b>1,80</b>
86,3	buitenteen	freatisch	MB86319PB01	1,30	1,80	2,30	<b>2,30</b>
86,3	buitenteen	stijghoogte	MB86319PB02	3,73	4,10		<b>4,10</b>
86,3	kruin	freatisch	MB86314PB01	0,08	1,08	0,58	<b>1,08</b>
86,3	kruin	stijghoogte	MB86314PB02	2,83	3,20		<b>3,20</b>
86,3	binnenteen	freatisch	MB86316PB01	-0,19	-0,19	-0,19	<b>-0,19</b>
86,3	binnenteen	stijghoogte	MB86316PB02	2,42	2,80		<b>2,80</b>
87,0	buitenteen	freatisch	HB870299PB01	0,27	0,77	1,27	<b>1,27</b>
87,0	buitenteen	stijghoogte	B87029PB01	1,98	2,30		<b>2,30</b>
87,0	kruin	freatisch	MB870244PB01	-0,17	0,83	0,33	<b>0,83</b>
88,9	buitenteen	freatisch	MB888999PB01	0,31	0,81	1,31	<b>1,31</b>
88,9	buitenteen	stijghoogte	B88899PB01	1,65	2,10		<b>2,10</b>
88,9	kruin	freatisch	MB888944PB01	-0,18	0,82	0,32	<b>0,82</b>

Tabel 3: Hydrologische basisschematisering 2075

DP [nr]	Locatie [in dwp]	Diepte [[laag]	Peilfilter [naam]	MHW <sub>2075</sub> [m NAP]	scenario1 [m NAP]	scenario2 [m NAP]	Basis <sub>2075</sub> [m NAP]
82,5	buitenteen	freatisch	HB825999PB01	1,46	1,96	2,46	<b>2,46</b>
82,5	buitenteen	stijghoogte	B82599PB01	3,02	3,60		<b>3,60</b>
82,5	kruin	freatisch	MB825944PB01	0,26	1,26	0,76	<b>1,26</b>
83,2	buitenteen	freatisch	HB832299PB01	-0,07	0,43	0,93	<b>0,93</b>
83,2	buitenteen	stijghoogte	B83229PB01	3,21	3,70		<b>3,70</b>
83,2	kruin	freatisch	MB832244PB01	-0,29	0,71	0,21	<b>0,71</b>
84,0	buitenteen	freatisch	HB840499PB01	0,26	0,76	1,26	<b>1,26</b>
84,0	buitenteen	stijghoogte	B84049PB01	2,19	2,70		<b>2,70</b>
84,0	kruin	freatisch	MB840444	-0,33	0,67	0,17	<b>0,67</b>
85,9	buitenteen	freatisch	MB85909PB01	1,42	1,92	2,42	<b>2,42</b>
85,9	buitenteen	stijghoogte	MB85909PB02	2,29	2,70		<b>2,70</b>
85,9	kruin	freatisch	MB85904PB01	0,31	1,31	0,81	<b>1,31</b>
85,9	kruin	stijghoogte	MB85904PB2	1,72	2,20		<b>2,20</b>
85,9	binnenteen	freatisch	MB85906PB01	0,10	0,10	0,10	<b>0,10</b>
85,9	binnenteen	stijghoogte	MB85906PB02	1,62	2,10		<b>2,10</b>
86,3	buitenteen	freatisch	MB86319PB01	1,41	1,91	2,41	<b>2,41</b>
86,3	buitenteen	stijghoogte	MB86319PB02	4,12	4,60		<b>4,60</b>
86,3	kruin	freatisch	MB86314PB01	0,10	1,10	0,60	<b>1,10</b>
86,3	kruin	stijghoogte	MB86314PB02	3,12	3,60		<b>3,60</b>
86,3	binnenteen	freatisch	MB86316PB01	-0,20	-0,20	-0,20	<b>-0,20</b>
86,3	binnenteen	stijghoogte	MB86316PB02	2,68	3,10		<b>3,10</b>
87,0	buitenteen	freatisch	HB870299PB01	0,30	0,80	1,30	<b>1,30</b>
87,0	buitenteen	stijghoogte	B87029PB01	2,24	2,70		<b>2,70</b>
87,0	kruin	freatisch	MB870244PB01	-0,17	0,83	0,33	<b>0,83</b>
88,9	buitenteen	freatisch	MB888999PB01	0,27	0,77	1,27	<b>1,27</b>
88,9	buitenteen	stijghoogte	B88899PB01	1,87	2,40		<b>2,10</b>
88,9	kruin	freatisch	MB888944PB01	-0,18	0,82	0,32	<b>0,82</b>



## BIJLAGE 1 – REPOSITORY

Digitaal bijgevoegd:

- Bronbestand peilbuismetingen Wiertsema (excel sheet);
- Excel sheet “Resultaten\_WS\_HBN.xls” bevat de berekende buitenwaterstanden per dwarsprofiel voor de zichtjaren 2023 en 2075;
- rapportage “Grondwatermonitoring Dijkverbetering Lauwersmeerdijk-Vierhuizergat te Lauwersoog” (Wiertsema, 15 februari 2019);
- rapportage “Geotechnisch onderzoek Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat te Lauwersoog” (Wiertsema, 14 november 2018);
- Geotechnisch lengteprofiel – Vierhuizergat te Lauwersoog (Wiertsema, 19 september 2017)

## BIJLAGE 2 MSEEP BEREKENINGEN HAVENPLATEAU LAUWERSOOG

Basisschematisatie laagopbouw:

- Dijkzand;
- wadzand zandig tot NAP -5 m;
- wadzand zandig tot NAP -10 m;
- zandondergrond hieronder.

Hydrologische parameters:

laag	kx	ky	
dijkzand	5	5	m/dag
wadzand zandig	10	5	m/dag
wadzand kleiig	1	0,5	m/dag
zand	20	10	m/dag

Boudary conditions:

Achterland: polderpeil = freatisch

Voorland tot fictief intredepunt: gesloten freatisch

Damwand en asfalt: gesloten

Situaties:

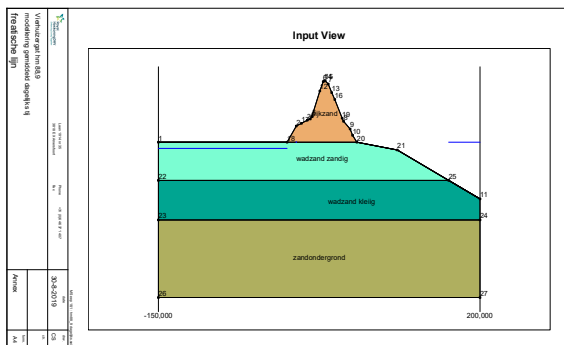
1. dagelijks gemiddeld tij (NAP 0 m);
2. dagelijks hoogwater (vloed NAP +1,0 m);
3. januari storm (NAP +3,1 m);
4. norm 2023 (NAP +4,75 m);
5. norm 2075 (NAP +5,27 m).

Voor het havenplateau is onderscheid gemaakt in twee scenario's ten aanzien van de klinkerbestrating:

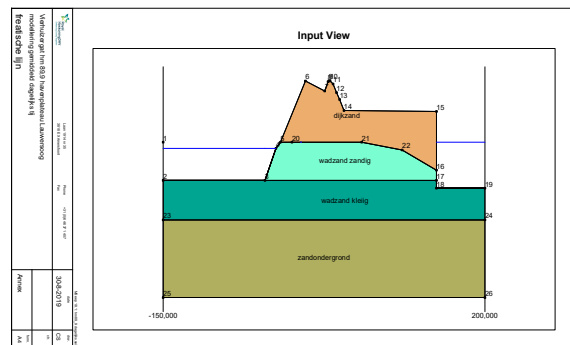
- 5a. klinkerbestrating volledig open;
- 5b. klinkerbestrating volledig gesloten.

Profielen:

- hm 88,9 (raai met peilbuizen);
- hm 89,9 (havenplateau Lauwersoog).



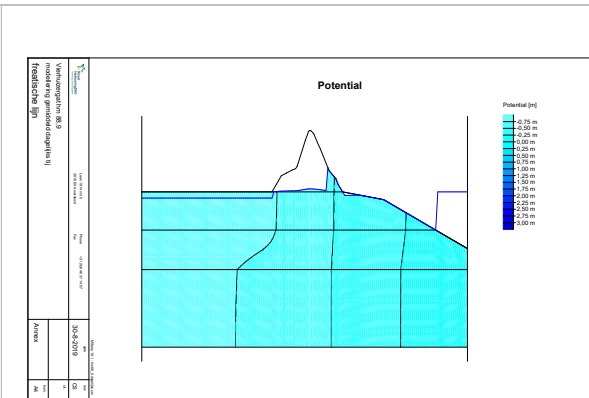
Figuur B2-1: Schematisering hm 88,9 (peilbuisraai)



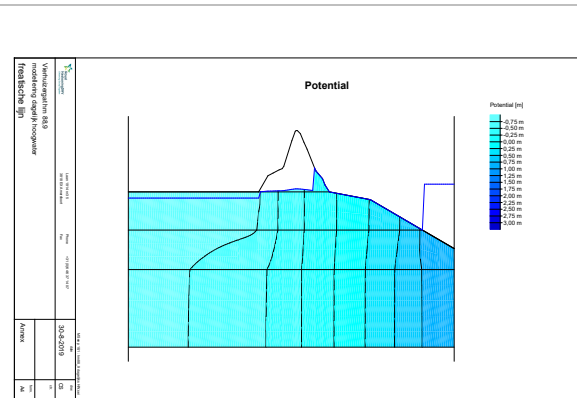
Figuur B2-2: Schematisering hm 89,9

Resultaten en interpretatie/discussie:

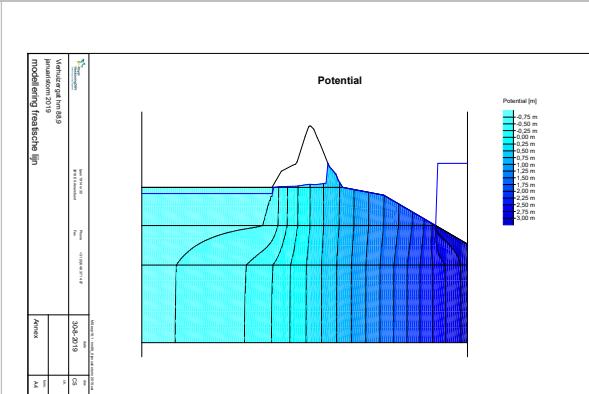
Hieronder zijn de resultaten van de modelberekeningen voor hm88,9 opgenomen. Te zien is dat de freatische lijn nauwelijks beïnvloed wordt door het buitenwater. Dit is in overeenstemming met de peilbuismetingen. MSeep geeft wellicht nog een overschatting van de freatische lijn, aangezien er stationair gerekend is. Gezien de snelheid van de respons, zal de afwijking ten opzichte van een niet-stationaire berekening niet buitensporig groot zijn.



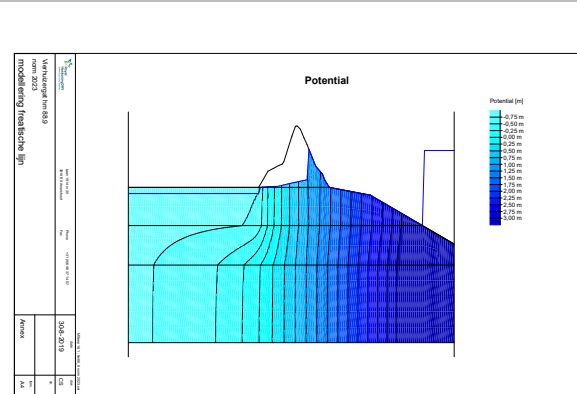
Figuur B2-3: Hm 88,9 dagelijks gemiddeld peil



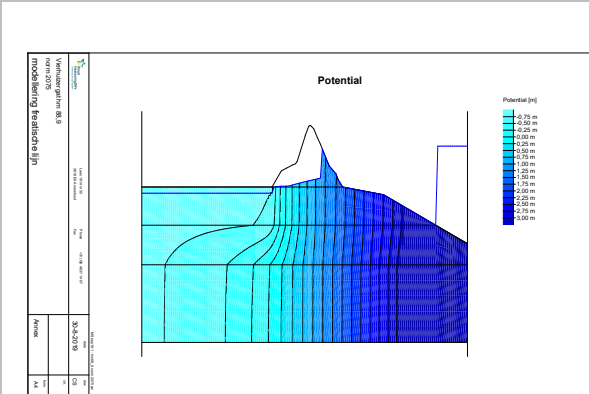
Figuur B2-4: Hm 88,9 dagelijks hoogwater (vloed)



Figuur B2-5: Hm 88,9 januaristorm 2019



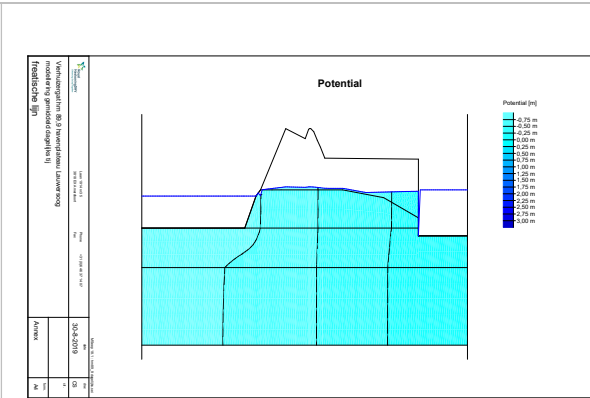
Figuur B2-6: Hm 88,9 modellering MHW 2023



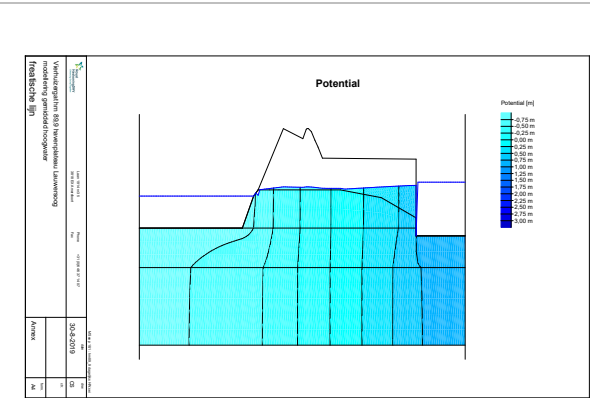
Figuur B2-7 Hm 88,9 modellering MHW 2075

Hieronder zijn de resultaten voor het havenplateau Lauwersoog opgenomen. Te zien is dat evenals bij profiel hm88,9 de invloed van de buitenwaterstand op de freatische lijn beperkt is. Wel is de waterdoorlatendheid van het havenplateau bepalend voor de ligging van de freatische lijn bij hoogwater

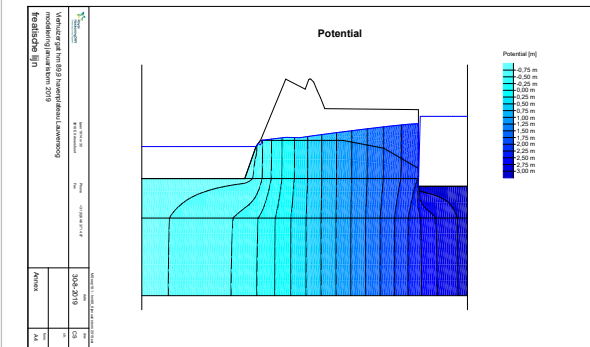
boven NAP +4,0 m. Aangezien er geen metingen beschikbaar zijn in het traject van het havenplateau en het opgetreden hoogwater van de januaristorm ook niet boven NAP +4,0 m is geweest, is het lastig om hierover uitsluitsel te geven. Vooral nog zou van de meest ongunstige situatie uitgegaan kunnen worden, een volledig open bekleding. Wel wordt opgemerkt dat in 2023 het hoogwater in totaal circa 10 uur op het havenplateau staat en in 2075 maximaal 16 uur. In dit licht zal een niet-stationaire berekening wellicht een gunstigere uitkomst geven en is de MSeep berekening wellicht aan de conservatieve kant.



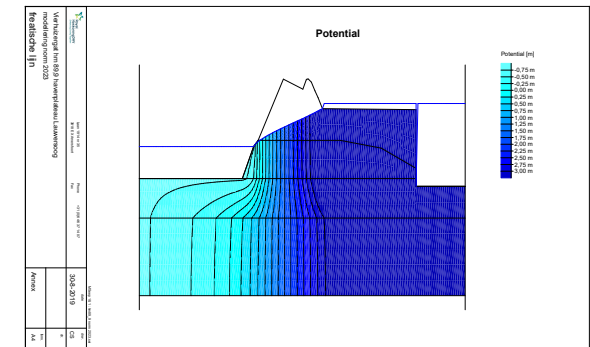
Figuur B2-8: Hm 89,9 dagelijks gemiddeld peil



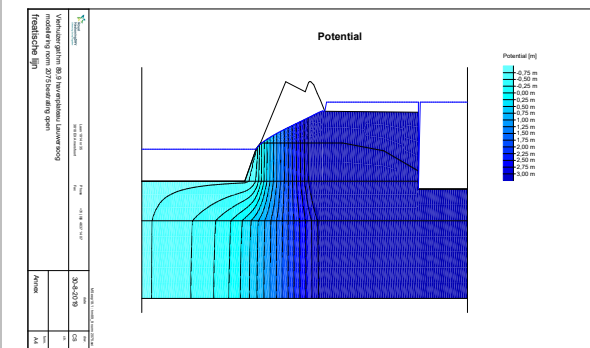
Figuur B2-9: Hm 89,9 dagelijks hoogwater (vloed)



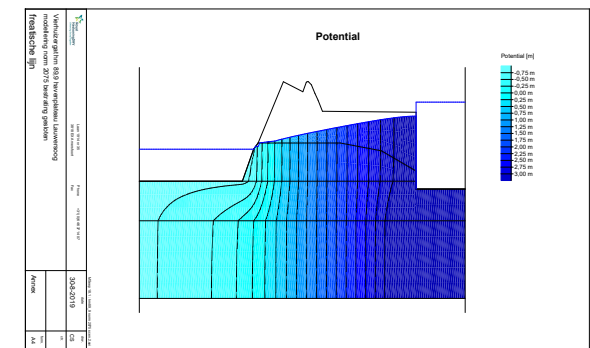
Figuur B2-10: Hm 89,9 januaristorm 2019



Figuur B2-11 Hm 89,9 modellering MHW 2023



Figuur B2-12 Hm 89,9 modellering MHW 2075 klinker open

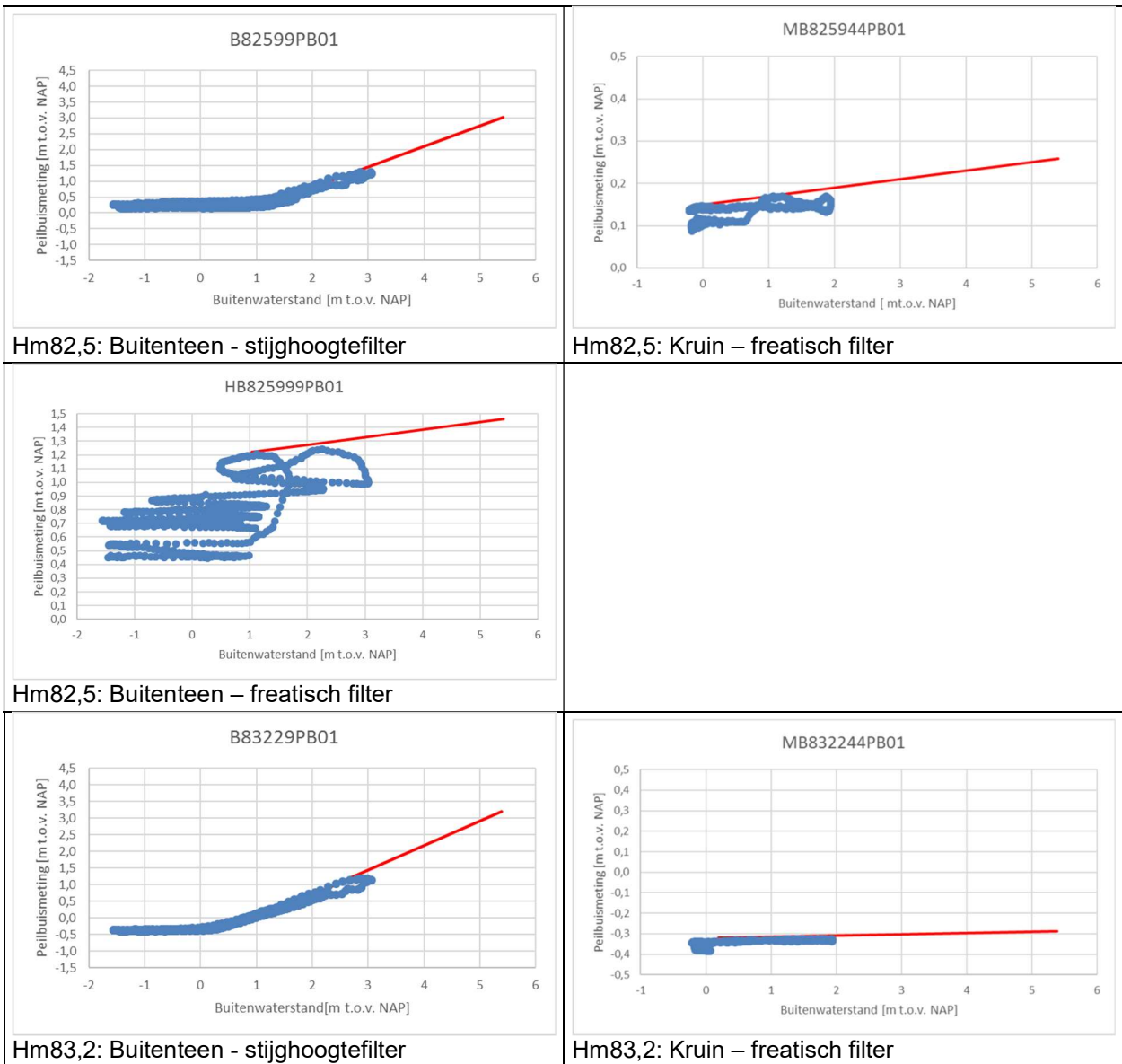


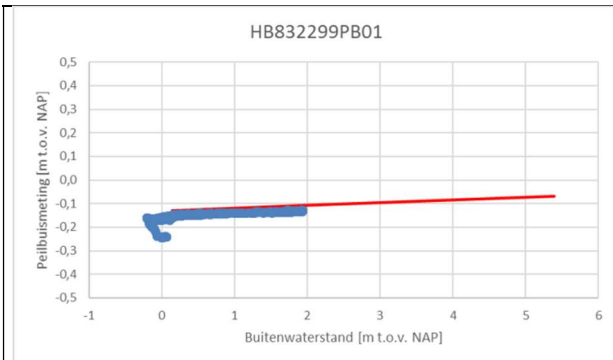
Figuur B2-13 Hm 89,9 modellering MHW 2075 klinker gesloten

### BIJLAGE 3 – SCATTERPLOTS PER PEILFILTER

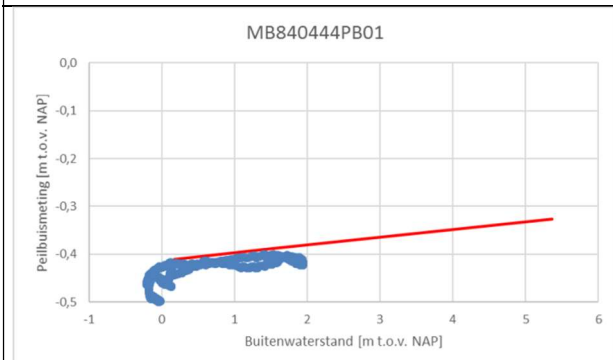
Faseverschuiving en respons (trendlijn in rood) conform

Tabel 1.

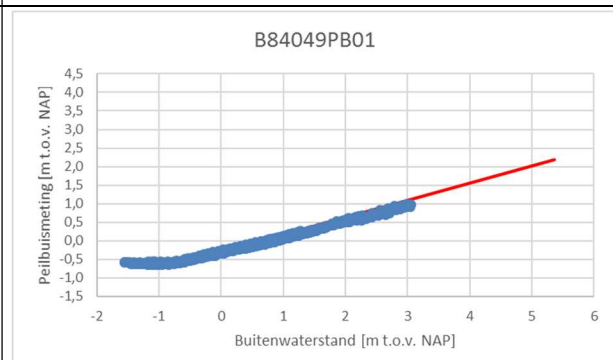




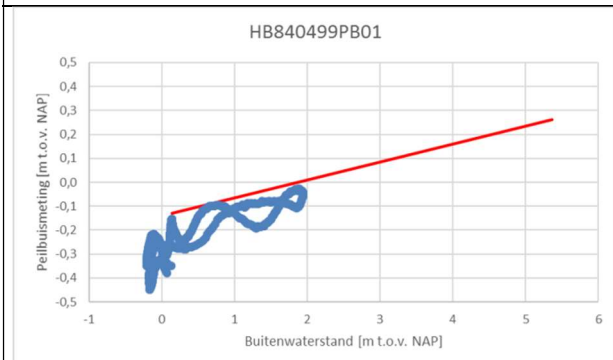
Hm83,2: Buitenteen – freatisch filter



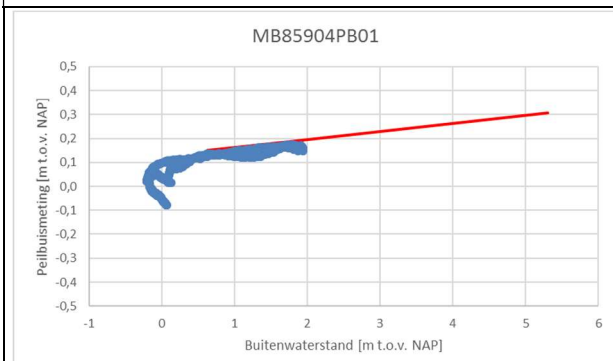
Hm84,0: Kruin – freatisch filter



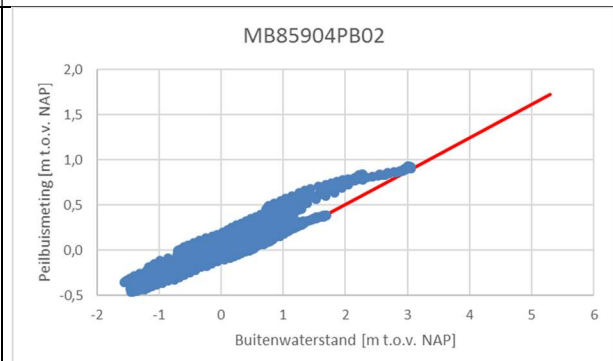
Hm84,0: Buitenteen - stijghoogtefilter



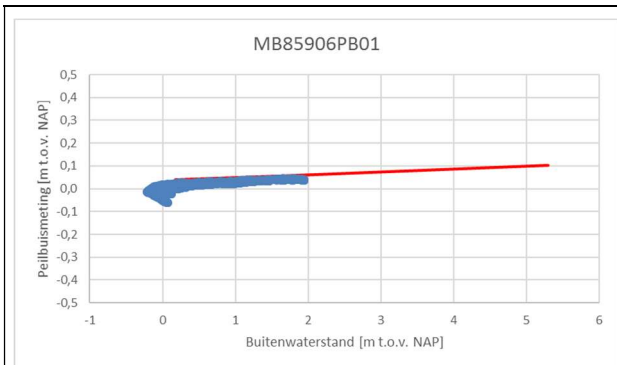
Hm84,0: Buitenteen – freatisch filter



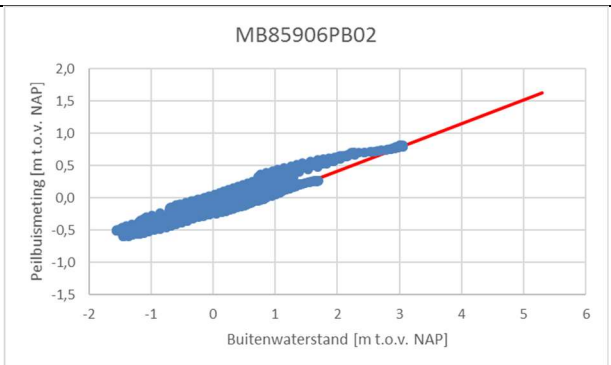
Hm85,9: Kruin – freatisch filter



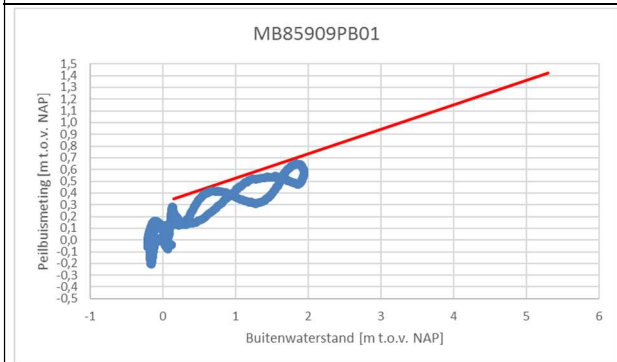
Hm85,9: Kruin - stijghoogtefilter



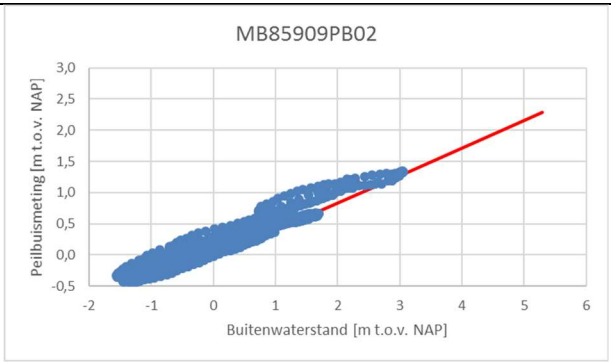
Hm85,9: Binnenteen – freatisch filter



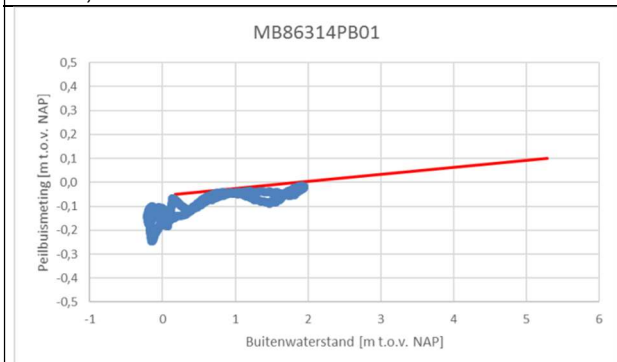
Hm85,9: Binnenteen - stijhoogtefilter



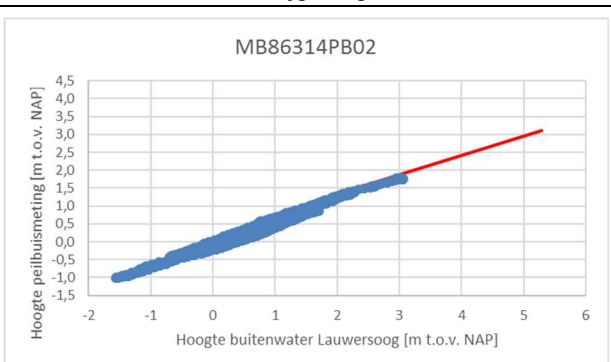
Hm85,9: Buitenteen – freatisch filter



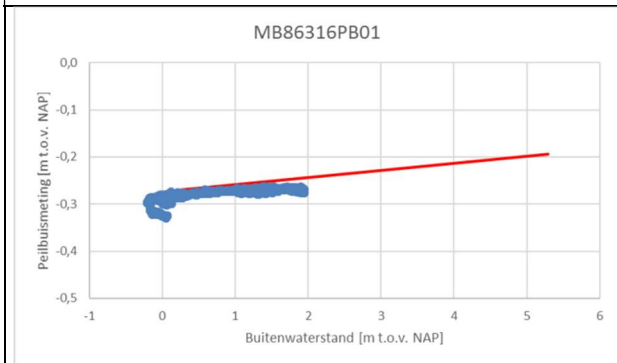
Hm85,9: Buitenteen - stijhoogtefilter



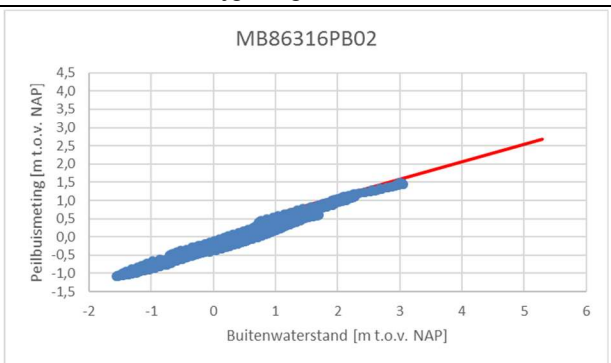
Hm86,3: Kruin – freatisch filter



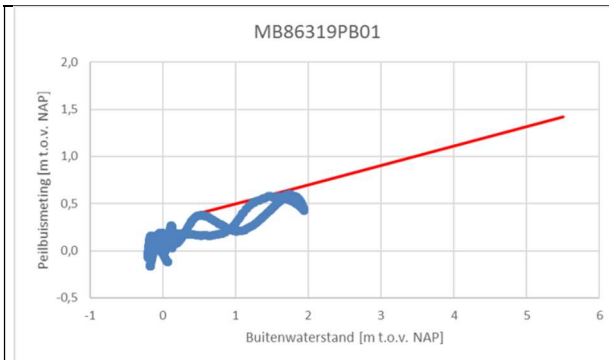
Hm86,3: Kruin - stijhoogtefilter



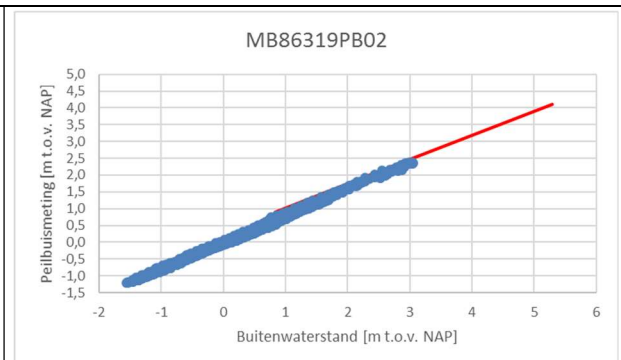
Hm86,3: Binnenteen – freatisch filter



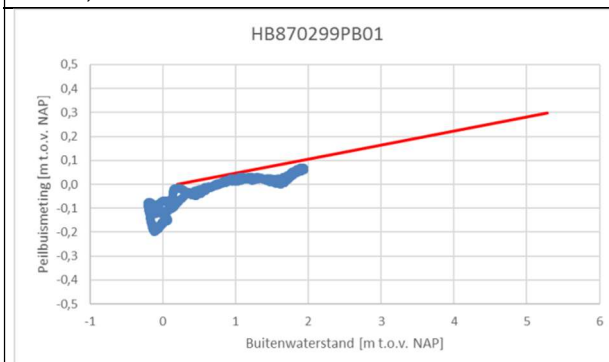
Hm86,3: Binnenteen - stijhoogtefilter



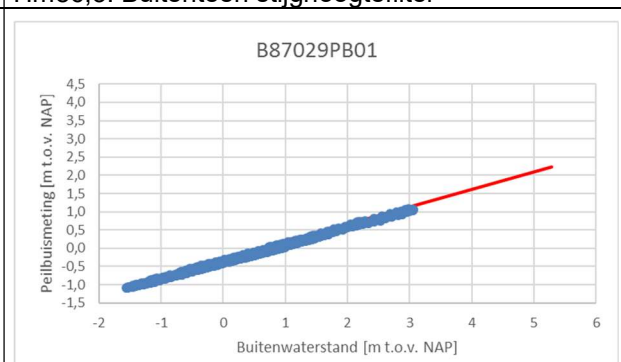
Hm86,3: Buitenteen – freatisch filter



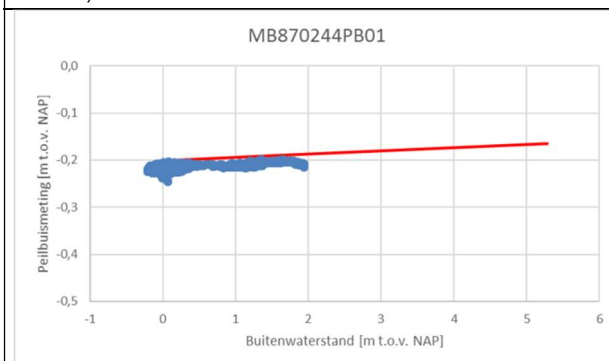
Hm86,3: Buitenteen stijghoogtefilter



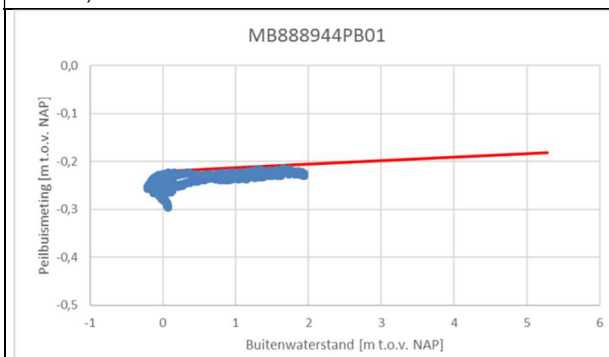
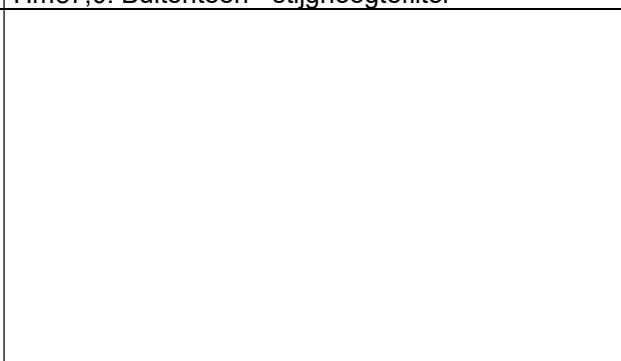
Hm87,0: Buitenteen – freatisch filter



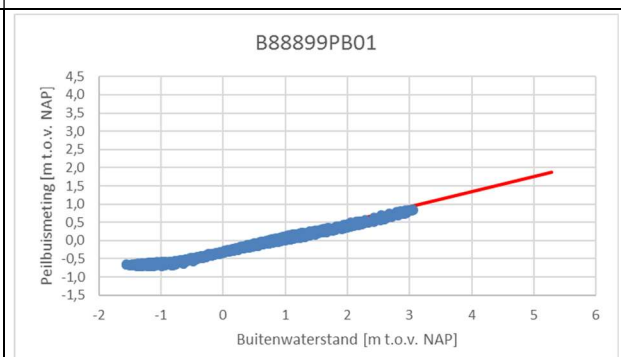
Hm87,0: Buitenteen - stijghoogtefilter



Hm87,0: Kruin – freatisch filter

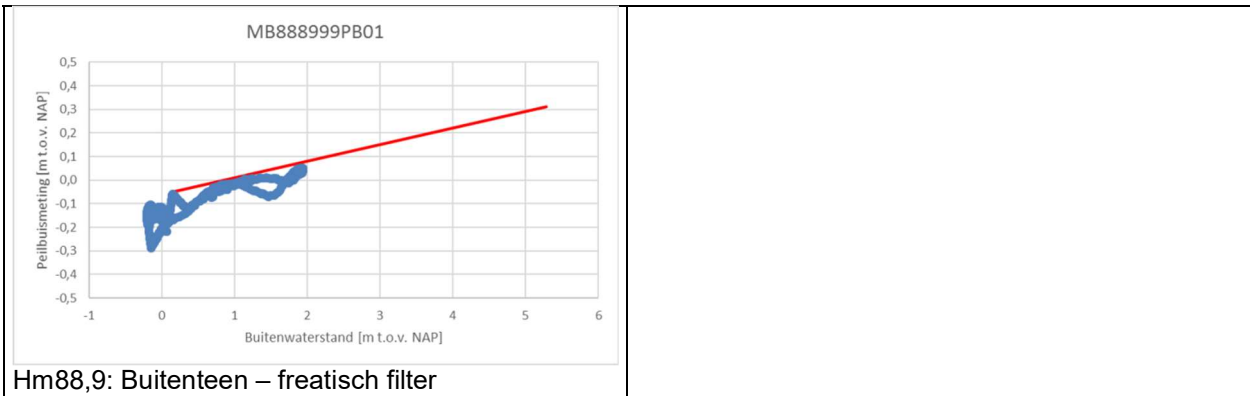


Hm88,9: Kruin – freatisch filter



Hm88,9: Buitenteen - stijghoogtefilter





## Appendix G: Nieuwe beoordeling STBI/STBU/STPH

# MEMO

**Aan:** Projectteam HWBP project Lauwersmeerdijk Vierhuizergat  
**Van:** David Knops, Gerbert Pleijter, Clara Spoorenberg en Sander Post  
**Datum:** 5 september 2019  
**Onderwerp:** STBU STPH STBI LMD - Groningen

## Inleiding

De Lauwersmeerdijk (normtraject 6-5) is gelegen langs de Waddenzee en valt zowel binnen het beheergebied van Wetterskip Fryslan en Waterschap Noorderzijlvest. Het deel van de Lauwersmeerdijk dat is gelegen in het beheergebied van Waterschap Noorderzijlvest staat geprogrammeerd op het HWBP programma als het project Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat. In 2018 is dit deel van de Lauwersmeerdijk beoordeeld met het WBI om de veiligheidsscope mee te bepalen [HKV,2018]. In deze beoordeling bleek dat de meeste vakken niet voldoen aan de eisen met betrekking tot het beoordelingsspoor macrostabiliteit buitenwaarts (STBU). Daarnaast voldoet het vak bij het Vierhuizergat niet aan de eisen voor piping (STPH) en het vak bij de binnenhaven van het Lauwersmeer niet voor binnenwaartse macrostabiliteit (STBI). Omdat ten tijde van de beoordeling geen informatie beschikbaar over de exacte ligging van de freatische lijn is, is een veilige ligging van de freatische lijn toegepast. Daarop zijn van oktober 2018 t/m april 2019 op 7 raaien peilbuismetingen uitgevoerd om inzicht te krijgen in de ligging van de freatische lijn. Met deze nieuwe hydrologische uitgangspunten zijn aanvullende stabiliteitsberekeningen uitgevoerd. Daarnaast zijn er peilbuizen geplaatst in de watervoerende zandlaag om de respons te meten. Hiermee is meer informatie verzameld om de beoordeling voor STPH aan te scherpen. Het maaiveld en het onderwatertalud zijn bepaald op basis van het recent ingewonnen DTM (maaiveld) en de lodingen (onderwatertalud). Dit memorandum beschrijft de resultaten van de herziene beoordeling voor STBU, STBI en STPH op basis van de nadere informatie.

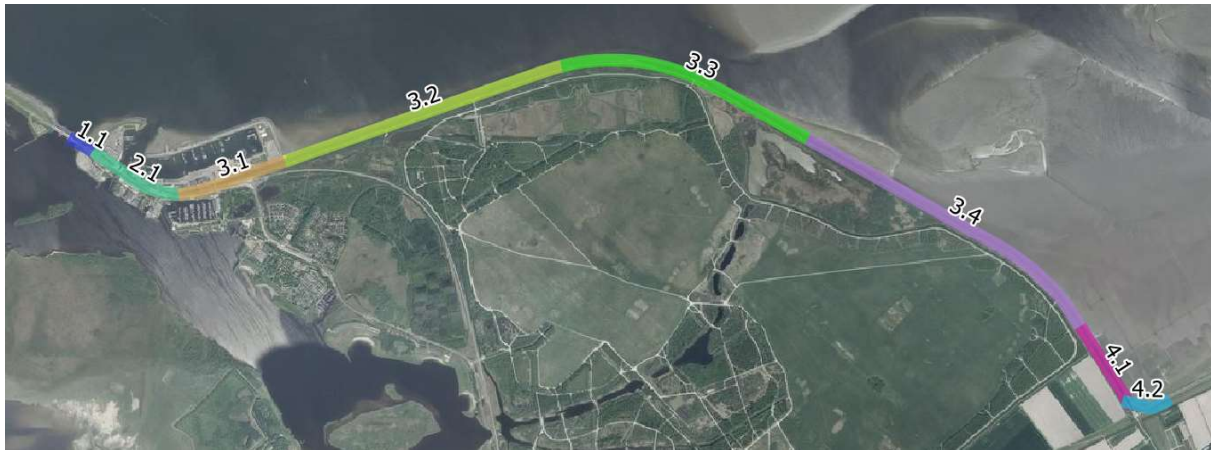
# 1 Buitenwaartse stabiliteit (STBU)

## 1.1 Beoordelingsresultaten 2018 Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat

De vakindeling van STBU is weergegeven in Tabel 3 en Figuur 1.

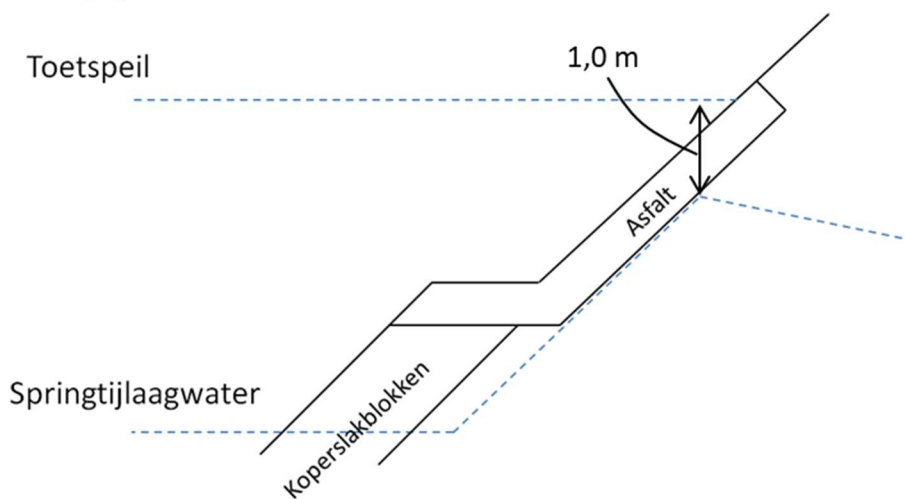
*Tabel 1, Vakindeling STBU en bijbehorende geohydrologische meetraaien*

Vak	Dijkpalen	Meetraai
1-1	90.9 - 90.8	Aanpassing op raai 88.9 (Cleveringsluis) obv expert inschatting
2-1	90.8 - 89.9	Aanpassing op raai 88.9 (Haven) obv expert inschatting
3-1	89.9 - 89.1	Aanpassing op raai 88.9 (Haven) obv expert inschatting
3-2	89.1 - 87.0	88.9
3-3	87.0 - 85.1	86.3 / 85.9
3-4	85.1 - 82.7	84.0 / 83.2
4-1	82.7 - 82.1	82.6
4-2	82.1 - 81.8	82.6

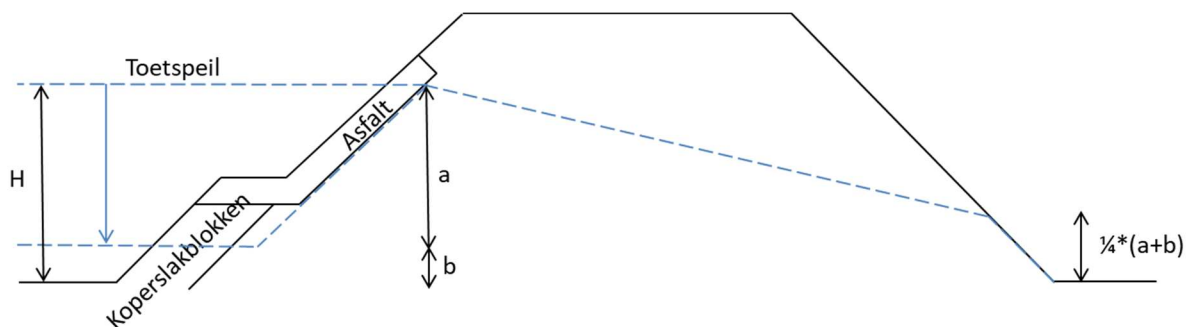


Figuur 1, vakindeling STBU

In de WBI-beoordeling is aangehouden dat de freatische lijn in de dijk bij een val na hoog water, 1 meter onder het toetspeil ligt (Figuur 2 en Tabel 2), dit is een gunstiger schematisering dan zoals standaard geschematiseerd o.b.v. de schematiseringshandleiding (Figuur 3). Gezien sprake is van een zanddijk is de standaard situatie uit de schematiseringshandleiding bij voorbaat als te conservatief ingeschat. De resultaten uit de WBI-beoordeling (schematisering conform Figuur 2) zijn weergegeven in Tabel 2.



Figuur 2, Standaard freatische lijn voor STBU zoals toegepast in de beoordeling in 2018



Figuur 3, Standaard freatische lijn voor STBU conform de schematiseringshandleiding

- a = het verschil tussen MHW en springrij laagwater zijn a en b
- b = laagwater springtij - buitendijks maaiveld

- $H = a + b$

Tabel 2, STBU resultaat uit de WBI-beoordeling in 2018 (schematisering freatische lijn conform Figuur 2)

Vak	Niveau freatische lijn in de dijk na val [NAP+m]	Safety factor D-Geo Stability [-]
1-1	4.52	0.93
2-1	4.53	0.83
3-1	4.53	1.26
3-2	4.53	1.11
3-3	4.65	1.12
3-4	4.69	0.88
4-1	4.69	1.11
4-2	4.69	1.00

Bij de beoordeling in 2018 is van grof naar fijn gewerkt. Daarom is gekozen om het actieve deel van de glijvlakken een hoger volumiek gewicht mee te geven en het passieve deel van het glijvlak. Dit om zeker te zijn dat de goedgekeurde delen voldoen aan de gestelde eisen. Dit uitgangspunt is herzien bij voorliggende her-beoordeling. Nu wordt voor zowel het passieve als het actieve deel uitgegaan van het gemiddelde volumieke gewicht.

## 1.2 Peilbuismetingen en freatische lijn

De ligging van de raaien is weergegeven in Figuur 4. Welke peilbuisraaien in welke dijkvakken vallen is weergegeven in Tabel 1. De waterstanden bij de norm in Tabel 3 zijn bij de signaalwaarde (1/3.000 per jaar) en voor het zichtjaar 2075.

Tabel 3, Vakindeling STBU

Vak	Dijkpalen	Vakgrootte [m]	Waterstand bij de norm [NAP +m]	Toelichting
1-1	90.9 - 90.8	490	5.52	SOS segment 6027
2-1 <sup>1</sup>	90.8 - 89.9	390	5.53	SOS segment 6026
3-1	89.9 - 89.1	800	5.53	SOS segment 6025; haven
3-2	89.1 - 87.0	2070	5.53	SOS segment 6025; ten oosten van haven, ten westen van Vierhuizergat
3-3	87.0 - 85.1	1910	5.65	SOS segment 6025; Vierhuizergat
3-4	85.1 - 82.7	2400	5.68	SOS segment 6025; Ten oosten van Vierhuizergat
4-1	82.7 - 82.1	600	5.69	SOS segment 6024;
4-2	82.1 - 81.8	280	5.69	SOS segment 6024; verandering geometrie t.o.v. 4.1

<sup>1</sup> De sluizen in vak 2-1 (tussen dijkpaal 90-5 tot 90-6) zijn als kunstwerk beschouwd.



Figuur 4, Locatie meetraaien

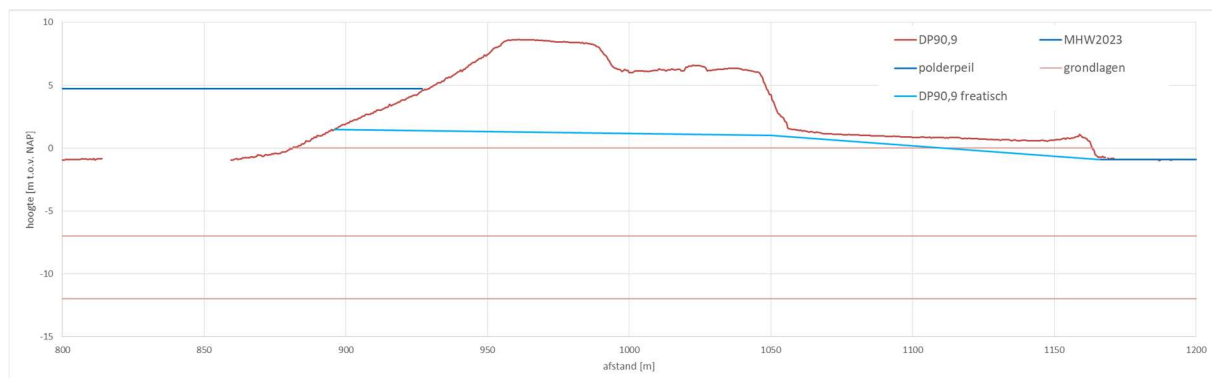
Voor de landelijke vakken (vak 3-2 tot 4-2) zijn de freatische lijnen herzien op basis van de peilbuismetingen. De totstandkoming van de freatische lijnen is beschreven in [RHDHV, 2019] en toegepast in de STBU berekeningen. In Tabel 4 is het nieuwe niveau van de freatische lijn in de dijk na val weergegeven. Bij de meetraaien 88,9, 84,0 en 83,2 is nauwelijks sprake van een respons op het buitenwater omdat sprake is van een ondoorlatende dijkbekleding, voorlanden en de ondergrond/binnenteen van de dijk goed draineert. Bij de meetraaien 86,3 en 85,9 ligt het Vierhuizergat waardoor geen sprake is voorlanden. Hierdoor is sprake van makkelijker instroom en dus een sterkere respons op het buitenwater. Bij meetraai 82,5 is wel sprake van voorlanden, maar is waarschijnlijk sprake van een mindere drainerende werking van de ondergrond die een hogere ligging van de freatisch lijn verklaart.

Tabel 4, Resultaat voor het basis scenario van de freatische lijn, voor de landelijke dijken

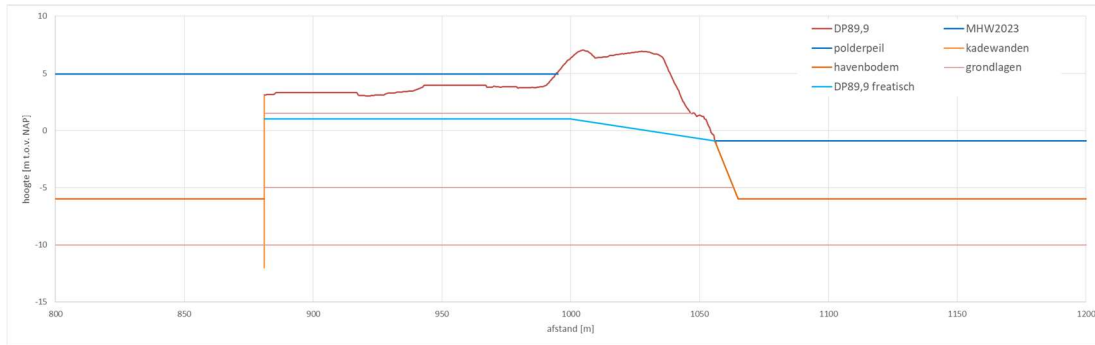
Vak	Meetraai	Niveau freatische lijn in de dijk na val [NAP+m]
3-2	88,9	0,27
3-3 (Vierhuizergat)	86,3 / 85,9	1,41/1,42
3-4	84,0 / 83,2	0,26/-0,07
4-1	82,5	1,46
4-2	82,5	1,46

#### Freatische lijn van de dijken in de haven

In de haven van Lauwersoog zijn drie vakken beschreven, 1-1, 2-1 en 3-1. Omdat ter plaatse van deze vakken geen peilbuismetingen gedaan zijn, is de freatische lijn opgesteld op basis van een redeneerlijn met de metingen van raai 88,9 als basis [RHDHV, 2019]. De resulterende freatische lijn voor vak 1-1 (ter plaatse van de Cleverlingesluis) is weergegeven in Figuur 5. De freatische lijn voor de vakken 2-1 en 3-1 (haven Lauwersoog) zijn weergegeven in Figuur 6.



Figuur 5, Schematisering freatische lijn ter plaatse van vak 1-1



Figuur 6, Schematisering freatische lijn ter plaatse van vak 2-1 en 3-1

### Aanvullende scenario's

Als gevolg van extra neerslag, golfoploop en modelonzekerheden zijn in de geohydrologische uitgangspuntennotitie [RHDHV, 2019] enkele scenario's beschreven die resulteren in een hogere freatische lijn. Verhoging van de freatische lijn door neerslag en/of golfoploop is weergegeven als scenario #1, verhoging door modelonzekerheden is weergegeven als scenario #2. Per meetraai is het resulterende niveau van de freatische lijn in de dijk weergegeven in Tabel 5. Voor vak 2-1 is rekening gehouden met een extra (derde) scenario waar de freatische lijn ligt op het maaiveld en uittreedt ter plaatse van de buitenteen.

Tabel 5, Niveau freatische lijn voor de verschillende scenario's

Meetraai [-]	Niveau freatische lijn in de dijk na val [NAP+m] (2075)		
	Basis scenario	Scenario 1	Scenario 2
88.9	0.27	0.77	1.27
86.3	1.41	1.91	2.41
85.9	1.42	1.92	2.42
84.0	0.26	0.76	1.26
83.2	-0.07	0.43	0.93
82.5	1.46	1.96	2.46

## 1.3 Aanscherping beoordeling STBU

### Overzicht uitgangspunten

Tabel 6 beschrijft de belangrijkste uitgangspunten die specifiek gelden voor STBU. De sterkte van de ondergrond is onveranderd t.o.v. de beoordeling in 2018 en uitvoerig beschreven in HKV [2018].

Tabel 6, Overzicht uitgangspunten huidige beoordeling en beoordeling uit 2018

Uitgangspunt	Beoordeling 2018	Herziene beoordeling	Toelichting
<b>Freatische lijn</b>	1 m lager dan standaard in TRWD en schematiseringshandleiding	Op basis van peilbuizen	Data uit peilbuizen beschikbaar gekomen
<b>Volumiek gewicht</b>	Hoog volumiek voor actief deel, laag volumiek gewicht voor passief deel	Altijd gemiddeld volumiek gewicht	Realistisch i.p.v. grof naar fijn
<b>Glijvlak</b>	Falen bij open liggen van de zandkern	Falen bij open liggen van de zandkern	Uitgangspunt niet aangepast
<b>Verkeersbelasting</b>	6 kN/m <sup>2</sup> op buitentalud	6 kN/m <sup>2</sup> op buitentalud	Uitgangspunt niet aangepast

### Resultaten en scenario's

De freatische lijn op basis van de peilbuisanalyse is als input gebruikt voor de herziene STBU berekeningen. De buitenwaartse stabiliteit is in beeld gebracht voor het basis scenario (reguliere freatische lijn) als voor de freatische lijnen met de verhoogde ligging (scenario 1, 2 en 3). De resulterende stabiliteitsfactoren voor STBU zijn weergegeven in Tabel 7 (landelijke dijk) en in Tabel 8 (haven Lauwersoog).

De berekende veiligheidsfactoren zijn significant hoger dan de veiligheidsfactoren in de beoordeling uit 2018. De laagste veiligheidsfactor van 1,17 is ter plaatste van het Vierhuizergat. Door de aanwezigheid van de getijdengeul (het Vierhuizergat) direct bij de teen van de dijk de gevonden veiligheidsfactor lager dan voor de omliggende dijvakken.

Tabel 7, Resultaten voor de landelijke dijken (vak 3-2 tot 4-2)

Vak	Meetraai [-]	Safety factor D-Geo Stability [-]		
		Basis scenario	Scenario 1	Scenario 2
3-2	88.9	1.40	1.37	1.28
3-3 (Vierhuizergat)	86.3 / 85.9	1.17/1.17	1.15/1.15	1.12/1.12
3-4	84.0 / 83.2	1.39/1.39	1.33/1.39	1.29/1.31
4-1	82.5	1.44	1.44	1.44
4-2	82.5	1.32	1.32	1.32

Tabel 8, Resultaten voor de dijken in de haven (vak 1-1 tot 3-1)

Vak	Safety factor D-Geo Stability [-]			
	Basis scenario	Scenario 1	Scenario 2	Scenario 3
1-1 (Cleveringsluis)	1.13	1.13	1.13	-
2-1	0.90	0.90	0.90	0.90
3-1	1.40	1.40	1.40	-

## 1.4 Veiligheidsopgave STBU

De opgave wordt bepaald door de safety factor, volgend uit de D-Geo Stability sommen. In het geval dat deze safety factor groter is dan 1,11, wordt voldaan aan de ondergrens en is er geen opgave.

De resultaten zijn weergegeven in Tabel 9. Om de resultaten enigszins te duiden is onderscheid gemaakt in drie klassen

- Voldoet niet: een veiligheidsfactor lager dan 1,11;
- Voldoet ruim: een veiligheidsfactor hoger dan 1,15
- Voldoet net: een veiligheidsfactor tussen de 1,11 en 1,15

De analyse laat zien dat de freatische lijn voor de meeste vakken dusdanig laag komt te liggen dat ruim wordt voldaan aan de gestelde eisen. Voor deze vakken is het dan ook minder waarschijnlijk dat kleine geometrische veranderingen of veranderingen van de freatische lijn leiden tot een ander veiligheidsoordeel. De vakken die net niet voldoen aan de eis zijn gevoeliger voor kleine geometrische wijzigingen (bijv. een steiler buitentalud of verandering van de locatie van de berm) of een andere ligging van het freatisch vlak.

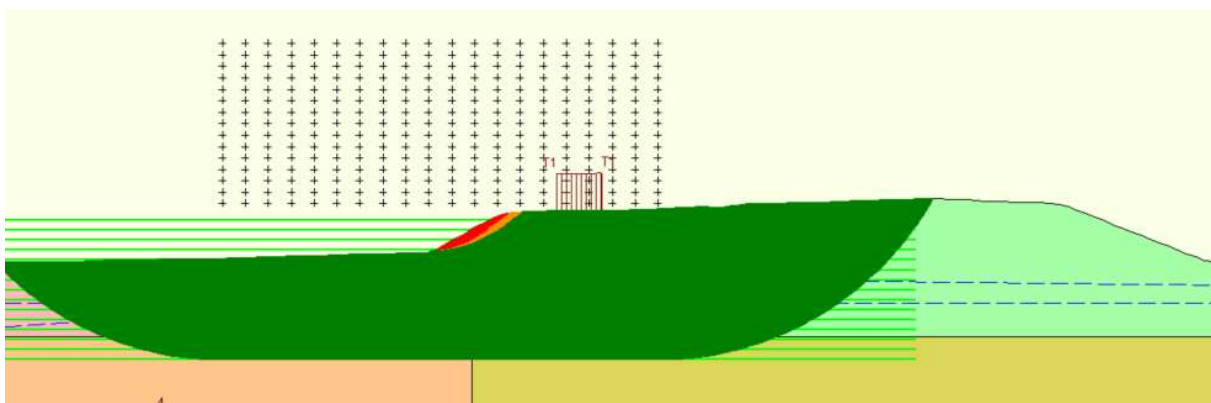


Vak 2-1 is het enige vak waar sprake is van een veiligheidsfactor lager dan 1,11. Zelfs als de freatische lijn lager ligt dan het maaiveld is sprake van een veiligheidsfactor die lager is dan 1,0. Dit betekent dat volgens het model zelf onder dagelijkse omstandigheden sprake kan zijn van een afschuiving. Voor vak 2-1 geldt daarom dat (Figuur 7):

- De huidige situatie is sterker dan in het model is geschematiseerd. Extra sterkte door verhardingen bij de buitenteen zijn bijvoorbeeld niet meegenomen en voor de schuifspanning is gerekend met een karakteristieke waarden i.p.v. een gemiddelde waarde. Daarnaast zou het veiligheidsoordeel aangescherpt kunnen worden op basis van de restbreedte benadering (er is sprake van een brede kruin) of door de conditionele kans voor STBU scherper te stellen dan 10 % (er is sprake van een hoog voorland, daarom leidt niet elke volgende storm direct tot falen).
- We raden aan de buitenwaartse stabiliteit wel mee te verkennen voor vak 2-1. In het westelijke deel van de haven van Lauwersoog is sprake is van een steil buitentalud (van orde 1V:2H). Ondanks dat de gevonden stabiliteitsfactor nu te laag is, blijft dit een situatie waar de buitenwaartse stabiliteit een aandachtspunt is. Gezien de bekleding op het buitentalud is opgenomen in het HWBP projecten raden we aan maatregelen voor STBU op te nemen in het ontwerp. Met een aantal kleine maatregelen (lichte verflauwing of aanbrengen van een kleine teen) kan de veiligheidssituatie voor STBU al verbeterd worden. Alleen als oplossingen voor STBU leiden tot hoge kosten en/of niet inpasbaar zijn raden we aan aanscherping van het veiligheidsoordeel te overwegen.

Tabel 9, Eindoordelen STBU

Vak	Safety factor maatgevende scenario	Oordeel
1-1	1.13	Voldoet net
2-1	0.90	Voldoet niet
3-1	1.40	Voldoet ruim
3-2	1.28	Voldoet ruim
3-3	1.12	Voldoet net
3-4	1.29	Voldoet ruim
4-1	1.44	Voldoet ruim
4-2	1.32	Voldoet



Figuur 7, Safety overview van dijkvak 2-1. Rood = veiligheidsfactoren kleiner dan 1, oranje = veiligheidsfactoren tussen 1 en 1,11 en groen = veiligheidsfactor groter dan 1,11 (voldoet aan ondergrens).

## 1.5 Doorkijk naar kansrijke oplossingen voor STBU

In het ontwerp moet in acht worden genomen dat mogelijke bouwstenen geen negatief effect hebben op het veiligheidsoordeel voor STBU. In het beschreven veiligheidsoordeel is bijvoorbeeld rekening gehouden met een ondoorlatende (asfalt) bekleding op het buitentalud. Bij een nieuwe bekleding op het buitentalud (die eventueel minder ondoorlatend is) dient het effect op de freatische lijn en daarmee de invloed op het oordeel voor STBU expliciet beschouwd te worden. Bij de vakken die ruim voldoen is meer speelruimte aanwezig voordat sprake is van een veiligheidsopgave voor STBU.

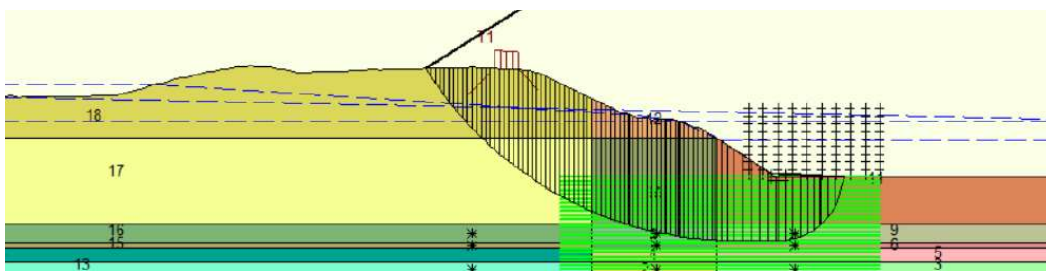
Indien als gevolg van wijzigingen in de doorlatendheid toch een opgave voor STBU ontstaat merken we op dat in de haven meer mogelijkheden zijn het oordeel aan te scherpen of het makkelijker is een oplossing te realiseren dan bij de landelijke dijk. Door het hoge voorland en de brede kruin is de Lauwersmeerdijk in de haven tijdens een volgende storm minder kwetsbaar voor golfslag. Bij de landelijke dijk is tijdens een volgende storm sneller sprake van falen. Mogelijke oplossingen voor STBU zijn bij de landelijke dijk mogelijk omvangrijker door het ontbreken van een hoog voorland (haventerrein) en lastiger realiseerbaar omdat sprake is van een Natura2000 gebied. Het dijkvak bij het Vierhuizenegat is hierin extra uitdagend omdat een getijdengeul direct voor de teen van dijk ligt.

# 2 Binnenwaartse stabiliteit (STBI)

## 2.1 Uitgangspunten beoordeling STBI

Bij de binnenhaven van het Lauwersmeer is lokaal sprake van een steil binnentalud dat nagenoeg direct doorloopt tot de bodem van de binnenhaven van het Lauwersmeer. Bij gebrek aan metingen of geotechnisch onderzoek over de sterkte is:

- Uit gegaan van de ondergrens van de ongedraineerde sterkte voor klei (S-waarde);
- De freatische lijn geschematiseerd op basis van het TRWD;



Figuur 8 Resultaat van de WBI-beoordeling voor STBI, dijkvak binnenhaven Lauwersmeerdijk.  $SF = 1,02$

In het afgelopen jaar is geotechnisch onderzoek naar de ongedraineerde sterkte van de klei beschikbaar gekomen en zijn peilbuismetingen geplaatst. Op basis van deze inzichten zijn bovenstaande twee uitgangspunten aangepast en zijn de analyses herzien.

### Ongedraineerde schuifsterkte

In voorliggende analyse wordt uitgegaan van een ongedraineerde schuifsterkte van  $S = 0,25$  in plaats van  $S = 0,22$ .

- De klei op de naastgelegen HWBP projecten Lauwersmeerdijk (in het beheergebied van Wetterskip) en van Koehool - Lauwersmeer heeft een sterkte van  $S = 0,25$ ;

- Analyses naar de ongedraineerde schuifsterkte in heel Nederlands laten een hogere schuifsterkte zien dan de ondergrens van  $S = 0,22$ . Gezien de klei in de kustregio zandig van aard is, is het aannemelijk dat hier ook sprake is van een hogere sterkte.
- In de analyse is uitgegaan van de default waarde van de POP. Dit betekent dat de schematisatie nog steeds veilig van aard is. Er wordt dus geen sterkte toegekend die in werkelijkheid niet aanwezig is.

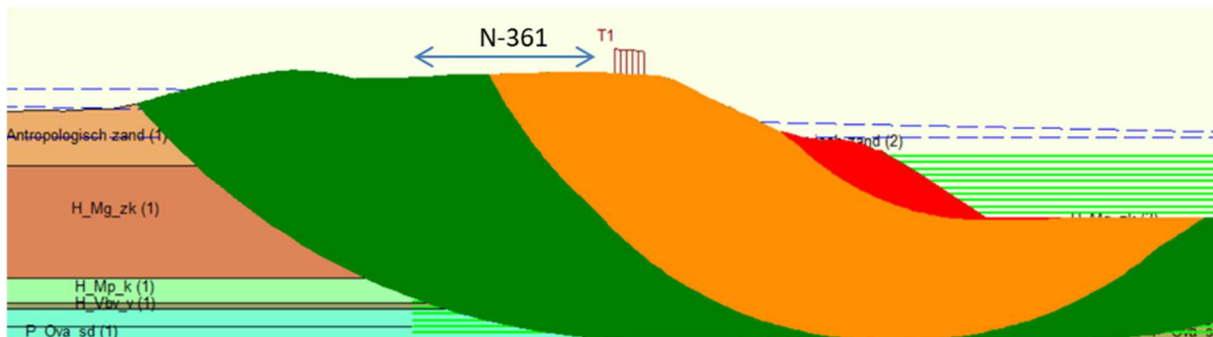
Op basis van bovenstaande punten is het realistische een hogere sterkte voor de klei te hanteren zonder dat specifiek onderzoek naar de sterkte van de klei is uitgevoerd.

### Freatische lijn

Op basis van de inzichten uit de peilbuizen en verkennende MSeep (zie analyse over interpretatie van de peilbuizen) berekeningen is een expert inschatting gemaakt van de freatische lijn. Gegeven de draineerde werking van het Lauwersmeer aan de binnenzijde en de zandige ondergrond is de freatische lijn lineair geschematiseerd tussen MHW en het Lauwersmeer peil.

## 2.2 Herziene beoordeling STBI binnenvaart Lauwersmeer

In Figuur 9 is het resultaat van de beoordeling weergegeven voor het zichtjaar 2075 als een Safety Overview. Hierin is te zien dat op het binnentalud sprake kan zijn van kleine afschuivingen. Dit wordt veroorzaakt door het steile binnentalud vanaf de waterlijn van het Lauwersmeer naar de bodem van de binnenvaart. Deze glijvlakken leiden niet tot verlies van het waterkerend vermogen van de waterkering, maar zijn wel relevant omdat over de waterkering een belangrijke verbindingroute voor hulpdiensten loopt (de N-361). De beschikbaarheid van deze route is belangrijk tijdens extreme omstandigheden.



*Figuur 9 Safety overview van herziene resultaten. Rode delen hebben een veiligheidsfactor kleiner dan 1,07 (faalkans groter dan 1/10.000 per jaar), oranje delen hebben een veiligheidsfactor kleiner dan 1,20 (faalkans groter dan 1/245.000 per jaar – faalkanseis op doorsnede niveau). Groene delen hebben een veiligheidsfactor groter dan 1,20 (faalkans kleiner dan 1/245.000 per jaar – faalkanseis op doorsnede niveau).*

De beoordeling wordt daarom uitgevoerd op basis van zonering:

- De faalkanseis op doorsnede niveau is relevant voor glijvlakken die leiden tot verlies van het waterkerend vermogen. De doorsnede-eis voor STBI behorend bij de maximaal toelaatbare overstromingskans (1/1.000 per jaar) is gelijk aan 1/245.000 per jaar.
- Vanwege de belangrijke functie van de N-weg moet de kans deze beschadigd raakt, kleiner zijn dan 1/10.000 per jaar. Deze kans is een factor 10 kleiner dan de maximaal toelaatbare overstromingskans (van 1/1.000 per jaar), maar minder streng dan de faalkanseis op doorsnede niveau voor STBI.

De veiligheidsfactoren die hoort bij het eerstgenoemde criteria van de doorsnede eis is gelijk aan 1,20 (schadefactor van 1,08 en modelfactor voor Bishop van 1,11). De als tweede genoemde

zoneringsseis voor de bereikbaarheid van de N-weg leidt tot een veiligheidsfactor van 1,07 (schadefactor van 0,97 en modelfactor voor Bisshop van 1,11). Figuur 9 laat zien dat glijvlakken die door de kruin gaan een grotere veiligheidsfactor hebben dan 1,20 (zie groene delen in Figuur 9). Dit betekent dat de waterkering voldoet aan de gestelde eis wat betreft waterkerend vermogen. Daarnaast is te zien dat glijvlakken met een veiligheidsfactor van 1,07 of lager niet door de N-361 op de hoge binnenberm gaan. Dit betekent dat ook wordt voldaan aan de eisen met betrekking tot de bereikbaarheid van de N-weg.

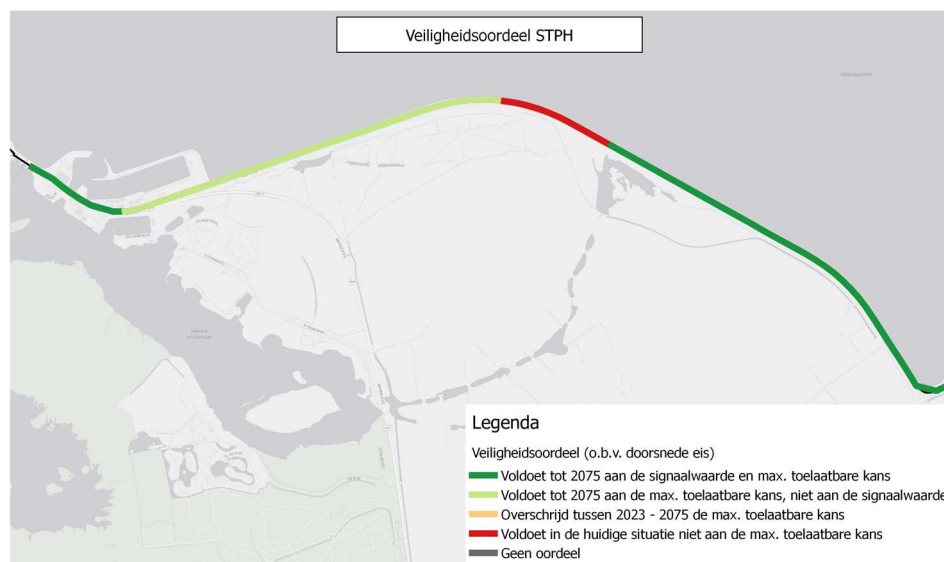
### 2.3 Advies voor scope STBI

Binnenwaartse macrostabiliteit voldoet aan de eisen en behoort niet tot de scope van het HWBP project Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat.

## 3 Piping (STPH)

### 3.1 Beoordelingsresultaten 2018 Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat

In de beoordeling van de Lauwersmeerdijk (traject 6.5) voldoet een vak (vak 3.3) ter hoogte van het Vierhuizergat niet aan de gestelde eisen voor STPH. De berekende faalkans conform de WBI beoordeling is 1/14.319 jaar (zichtjaar). De gestelde eis voor 2023 is echter 1/235.000 (signaalwaarde). Een overzicht van de toetsingsresultaten is weergegeven in Figuur 10. Een overzicht van het maatgevende vak 3.3 is opgenomen in Figuur 11.



Figuur 10 Resultaten WBI-beoordeling

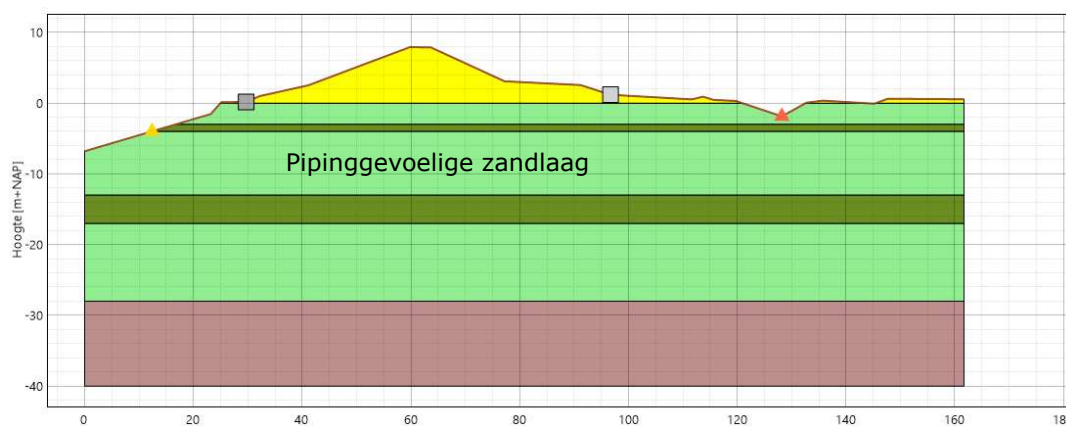


Figuur 11 Locatie vak Vierhuizergat

### Locatiebeschrijving

In Figuur 12 is de schematisering conform de WBI-beoordeling weergegeven. Het betreft een dijk met binnenberm en een kwelsloot aan de binnenzijde van de dijk. Het buitentalud loopt door de aanwezigheid van een getijdegeul door tot een diepte van NAP -10 m. Deze geometrie is nagenoeg constant over een afstand van ongeveer 300 meter. De getijdegeul loopt over een langere afstand dicht langs de dijk, maar enkel over een afstand van 300m ligt de teensloot dicht bij de binnentoe van de dijk. Hier ligt het uittredepunt dus verder landinwaarts. De maatgevende ondergrondopbouw is weergegeven in Figuur 12, waarin ook specifiek de pipinggevoelige zandlaag aangegeven is.

Voor deze casus liggen dus het ongunstigste intredepunt (vanwege de ligging van de getijdengeul 'het Vierhuizergat'), de ongunstige ligging van de kwelsloot (vlak achter de dijk, zie ook Figuur 14) en een piping gevoelige ondergrondopbouw allemaal op dezelfde locatie.



Figuur 12 Schematisering vak 3.3 (WBI-Beoordeling)

### WBI-beoordeling

De WBI-beoordeling heeft geresulteerd in een faalkans van 1/14.319 (zichtjaar 2023). Het maatgevende deelmechanisme voor dit vak is terugschrijdende erosie. Bij terugschrijdende erosie wordt er een kritiek verval bepaald, welke een maat is voor de weerstand tegen piping. Dit kritieke verval wordt getoetst aan een optredend verval, dat een resultaat is van de waterstand bij de norm minus het polderpeil en een reductiefactor. Voor de bepaling van het kritieke verval is een Sellmeijer berekening uitgevoerd.

De in de WBI-beoordeling gebruikte invoerparameters voor terugschrijdende erosie zijn opgenomen in Tabel 10. Ook de resultaten van de beoordeling zijn in deze tabel weergegeven. De gebruikte invoer is het resultaat van een verwachtingswaarde die door middel van een

variatiecoëfficiënt of standaard afwijking leidt tot een rekenwaarde. De rekenwaardes zijn ook weergegeven in Tabel 10. Het resultaat van de WBI-beoordeling is weergegeven in Tabel 11.

Tabel 10 Invoer WBI-beoordeling terugschrijdende erosie

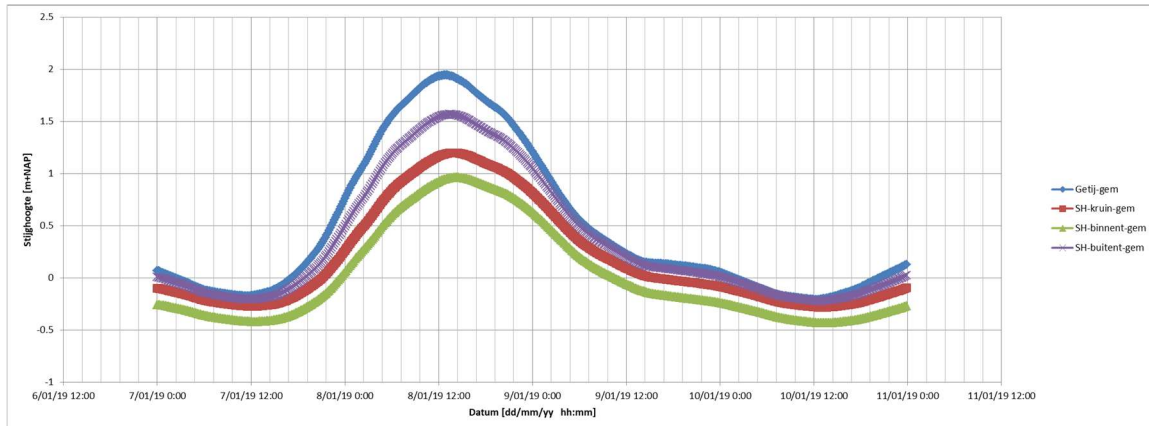
Parameter:	Invoer	Resulterende rekenwaarde
Maatgevende waterstand [m+NAP]	5.03	5.03
Polderpeil [m+NAP]	-1.6 (Std. Af. = 0.1)	-1.764
Kwelweglengte [m]	115.8 (VC = 0.1)	97.79
Deklaagdikte uittredepunt [m]	2.13 Std. Af. = 0.5)	1.42
Dikte watervoerend pakket [m]	9 (Std. Af. = 0.5)	9.85
Doorlatendheid aquifer [m/s]	0.0000120 (VC = 0.25)	0.000175
D <sub>70</sub> watervoerende zandlaag [m]	0.000161 (VC = 0.1)	0.000131
Verzadigd gewicht deklaag [kN/m <sup>3</sup> ]	19.83 (Std. Af. = 0.9, Versch. = 10)	18.42

Tabel 11 Resultaat WBI-Beoordeling

Kritiek verval [m]	6.27
Optredend verval [m]	6.37
Veiligheidsfactor [-]	0.985
Faalkans [1/jaar]	1/14.319
Eis [1/jaar]	1/235.000
Oordeel	Voldoet niet

### 3.2 Peilbuismetingen/analyse

Om meer inzicht te krijgen in de doorlatendheid en piping gevoeligheid van de ondergrond is van oktober 2018 t/m april 2019 een raai peilbuizen geplaatst ter hoogte van hier Vierhuizergat. Op basis van de respons in de watervoerende lagen is in beeld gebracht of opbarsten reëel is en of de aangenomen doorlatendheden reëel zijn. De peilbuisanalyse is beschreven in het rapport: *Resultaten peilbuisanalyses Vierhuizergat* [RHDHV, 2019]. De analyse laat zien dat er sprake is van een relatief hoge respons van de stijghoogte in de pipinggevoelige zandlaag op de buitenwaterstand (50% - 75%), zie Figuur 13. Daarnaast is er sprake van een klein faseverschil tussen de piek waterstand in het buitenwater, de buitenteen, de kruin en de binnenteen. Op basis van deze resultaten is aangenomen dat drukopbouw aan de binnenteen mogelijk is. Opbarsten en/of piping kan daarmee op voorhand niet worden uitgesloten.



Figuur 13 Resultaat analyse van de peilbuismetingen

### 3.3 Aanscherping beoordeling

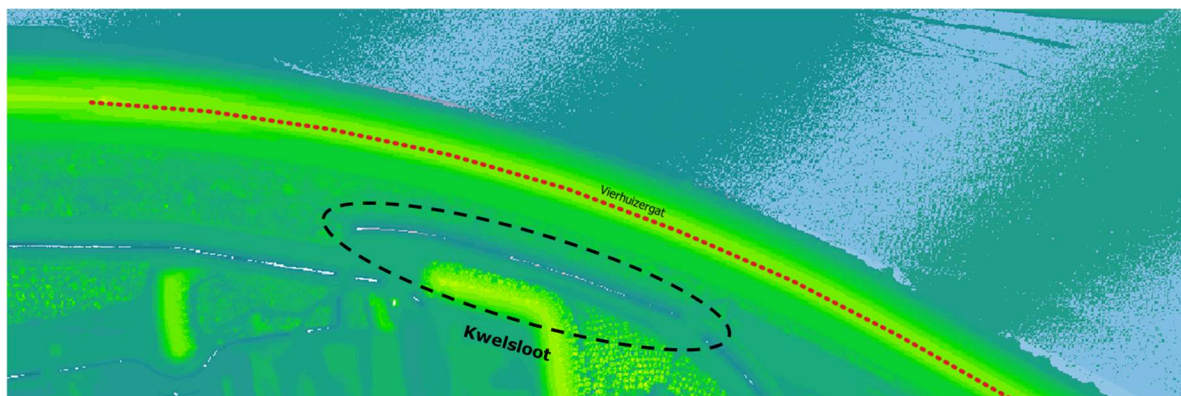
In de aanscherping van de beoordeling is onderzocht of de standaard invoerwaarden van de spreiding angescherpt kunnen worden. Onderzocht is of de default spreidingen die in Ringtoets gehanteerd worden, leiden tot een reële spreiding van de parameters of dat deze te conservatief zijn. In deze afweging is aanscherping van de volgende parameters onderzocht:

- De kwelweglengte
- Dikte watervoerende zandlaag
- Dikte deklaag
- Het polderpeil

De mogelijke aanscherping wordt per parameter bepaald door gedetailleerd te kijken naar de geometrie van het dijkprofiel en het geotechnische lengteprofiel.

#### Kwelweglente

Voor de aanscherping van de kwelweglengte is gekeken naar de geometrie van het dijkprofiel. In Figuur 14 is te zien dat achter de kering een duidelijke kwelsloot ligt. De kwelsloot is relatief diep ten opzichte van de omgeving, hierdoor kan met redelijke zekerheid worden aangenomen dat het opbarstpunt in de sloot ontstaat. Daarnaast wordt het intredepunt begrenst door de buitenteen van de waterkering. Bij toepassing van de default standaarddeviatie coëfficiënt van 10% op de kwelweglengte, wordt een rekenwaarde verkregen welke fysiek onmogelijk is en dus conservatief is. Daarom is gekozen om een kleinere onzekerheid toe te passen. De variatiecoëfficiënt is gereduceerd met een factor 3, de verwachtingswaarde is constant gehouden. Daarmee is de rekenwaarde van de kwelweglengte ongeveer gelijk aan de fysiek minimaal mogelijke kwelweglengte.



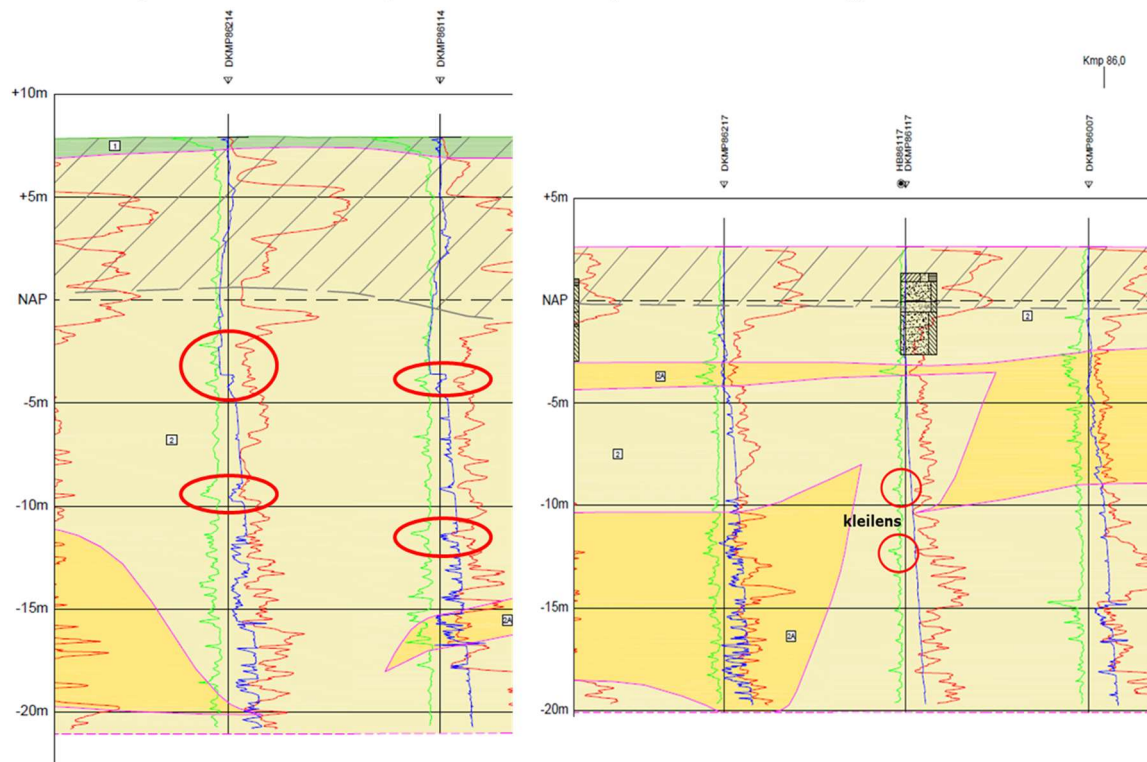
Figuur 14 Hoogteligging maaiveld

### Dikte watervoerende zandlaag

De dikte van de watervoerende zandlaag is in de schematisering, zoals gebruikt in de WBI-beoordeling, aangenomen op 9m met een standaard afwijking van 0,5. Op de exacte locatie van de pipinggevoelige doorsnede (Kmp 86.2) is gedetailleerder naar het geotechnisch lengteprofiel (GTL) gekeken. Uit beschouwing van het GTL blijkt dat mogelijk kleilenzen aanwezig zijn die niet als kleilaag in het GTL zijn weergegeven. We beschouwen twee mogelijkheden:

1. De kleilenzen zijn niet aanwezig. In dit geval is alleen bij de binnen- en buitenteen sprake van een kleilaag. Hierdoor is geen sprake van een doorlopende kleilaag en kan piping (terugschrijdende erosie) niet optreden.
2. De mogelijke kleilenzen zijn aanwezig (zichtbaar als een uitslag in het wrijvingsgetal en de conusweerstand). De kleilens is aanwezig onder de kruin op ongeveer dezelfde diepte als dat bij de binnen- en buitenteen sprake is van een kleilaag op ongeveer NAP-4,0m (voor binnenteen zie Figuur 15, buitenteen is niet weergegeven). Hierdoor ontstaat een piping gevoelige situatie. De dikte van de deklaag wordt daarnaast begrenst door de kleilenzen op ongeveer NAP-10,0 m. De dikte van de watervoerende zandlaag ligt met kleilenzen tussen de 5,0 en 7,0 m. Voor de verwachtingswaarde is daarom 6m gehanteerd met een standaarddeviatie van 0,5m.

Als de kleilenzen aanwezig zijn is piping niet mogelijk. In dat geval wordt de kans op piping bepaald door een andere doorsnede dan nu beschouwd. Hier ligt de sloot verder landinwaarts (zie Figuur 14) of is de dikte van het dekpakket groter dan 4,0 m (of beide). De kans op piping is voor deze locaties voldoende klein of piping is helemaal niet mogelijk. In het vervolg van deze beoordeling wordt daarom aangenomen dat wel sprake is van kleilaagjes.



Figuur 15 Geotechnisch lengteprofiel voor Kmp 86.2 tot 86.0 (rechterfiguur is de kruin, links is de binnenteen)



### Dikte deklaag

De deklaagdikte is in de WBI-beoordeling aangehouden op 2,13 m met een default standaardafwijking van 0,5. In het GTL is te zien dat een dikte van 2,13 al de dunste deklaag is, die uit het GTL naar voren komt. Om aanvullend ook nog een standaarddeviatie van 0,5 te hanteren is als te conservatief beschouwd. Gekozen is om de standaarddeviatie te reduceren naar 0,2 (variatie van 10%). Hierdoor wordt de rekenwaarde van de deklaagdikte 1,81 m.

### Polderpeil

Het polderpeil is het peil in de kwelsloot. Het polderpeil werkt als een tegenwerkende kracht tegen terugschrijdende erosie. In de WBI-beoordeling is een polderpeil van NAP -1,6 m aangehouden met een standaardafwijking van 0,1m. Dit resulteert in een rekenwaarde van NAP -1.76 m. Aangezien het streefpeil gelijk is aan NAP -1,6 m, is het te conservatief om aan te nemen dat het werkelijke peil tijdens een maatgevend hoogwater lager is. Het is immers aannemelijk dat tijdens maatgevende omstandigheden het kwelslootpeil stijgt tot boven streefpeil omdat sprake is van kwelwater en neerslag. Echter is het niet bekend hoe het peil in de kwelsloot precies reageert op hoogwater. In de aanscherping wordt voor het polderpeil daarom NAP -1,6 m aangehouden (streefpeil) met een standaard afwijking van 0.

## 3.4 Aanscherping beoordeling STPH

In Tabel 12 zijn de aangescherpte parameters weergegeven als sprake is van kleilenzen. De resultaten na aanscherping zijn weergegeven in Tabel 13. In deze tabel is het resultaat ook vergeleken met de benodigde faalkanseis op doorsnede niveau. Omdat deze analyse plaatsvindt tijdens de verkenning van het HWBP project Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat is de minimale eis in 2023 gelijk aan de signaalwaarde (immers als in 2023 niet aan de signaalwaarde wordt voldaan, behoort STPH tot de scope van het HWBP project). Voor 2075 wordt getoetst aan de ondergrenswaarde. Dit is de ontwerpeis bij een levensduur van 50 jaar.

Tabel 12 Aangescherpte parameters

Parameter:	Invoer WBI-beoordeling	Resulterende rekenwaarde	Invoer na aanscherping	Resulterende rekenwaarde
Polderpeil [m+NAP]	-1.6 (Std. Af. = 0.1)	-1.764	-1.6 (Std. Af. = 0)	-1.6
Kwelweglengte [m]	115.8 (VC = 0.1)	97.79	115.8 (VC = 0.033)	109.6
Dikte watervoerend pakket [m]	9 (Std. Af. = 0.5)	9.85	6 (Std. Af. = 0.5)	6.86
Deklaagdikte uittredepunt [m]	2.13 (Std. Af. = 0.5)	1.42	2.13 (Std. Af. = 0.2)	1.81

Tabel 13 Resultaat STPH na aanscherping

	WBI-beoordeling (2023)	Resultaat na aanscherping (2023)	Resultaat na aanscherping (2075)
Kritiek verval [m]	6.27	7.61	7.61
Optredend verval [m]	6.37	6.08	6.35
Veiligheidsfactor [-]	0.985	1.25	1.20
Faalkans [1/jaar]	1/14.319	1/236.154	1/28.087
Eis [1/jaar]	1/235.000	1/235.000	1/78.000
Oordeel	Voldoet niet	Voldoet	Voldoet niet

Uit Tabel 13 blijkt dat er net wordt voldaan aan de eis voor het zichtjaar 2023 als sprake is van de kleilenzen in Figuur 15, maar dat niet wordt voldaan aan de eis voor het zichtjaar 2075 (ondergrens). Het is daarom waarschijnlijk dat de signaalwaarde voor deze doorsnede in de nabije toekomst (2023 – 2030) wordt overschreden.

### 3.5 Advies voor scope STPH

In de aanscherping van de beoordeling van STPH is aangetoond dat in 2023 wordt voldaan aan de signaalwaarde, zelfs in het ongunstige geval als kleilenzen aanwezig zijn. Daarmee vervalt de noodzaak om STPH op te nemen in de scope van het HWBP project.

Op het moment van schrijven staat de relevantie van piping in getijdegebieden ter discussie. Mede daarom wordt onderzoek uitgevoerd om het mechanisme faalmechanisme piping beter te begrijpen (bijv. in het AllRisk onderzoeksprogramma, i.h.k.v. het BOI en de POV Piping). Daarnaast wordt op dit moment de beoordeling uitgevoerd op basis van een semi-probabilistische aanpak. In 80% van de gevallen is deze probabilistische aanpak gunstiger is dan de huidige semi probabilistische aanpak. Gezien de ondergrondopbouw van de LMD bij het VHG (relatief lange kwelweg en dunne watervoerende laag) het aannemelijk is te veronderstellen dat de kans op basis van een probabilistische aanpak afneemt. Als laatste kan het waterschap verkennen het polderpeil lokaal op te zetten om de faalkans te laten afnemen.

Gezien (1) experts verwachten dat STPH niet relevant is (zie ook KPR review) voor deze dijkstrekking, (2) aanvullend onderzoek wordt verricht om het faalmechanisme STPH beter te begrijpen en (3) geen noodzaak is om te versterken (er wordt op dit moment voldaan aan de signaalwaarde), (4) een probabilistische beoordeling zeer waarschijnlijk leidt tot een lagere faalkans en (5) opzetten van het polderpeil tot boven het reguliere streefpeil nog verkend kan worden door het waterschap, wordt geadviseerd om het faalmechanisme STPH niet in de scope op te nemen. Op basis van de bovenstaande vijf punten is voor het waterschap voldoende perspectief aanwezig om in de toekomst te kunnen onderbouwen dat STPH aan de faalkanseis voldoet.

## 4 Referenties

[RHDHV, 2019] Resultaten peilbuisanalyses Vierhuizergat. Clara Spoorenberg, 9 september 2019. Kenmerk: BG3034-RHD-ZZ-XX-NT-Z-0003

[HKV, 2018] Veiligheidsbeoordeling Lauwersmeerdijk. HKV, september 2018. Kenmerk: PR3524.40

## Appendix H: Aanscherping hydraulische belastingen en onderbouwing keuze overslagdebiet



# Aanscherping ontwerpopgave Dijkversterking Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat

*Vaststelling van de hydraulische belastingen en onderbouwing van het kritisch  
overslagdebiet voor het HWBP project Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat naar aan-  
leiding van de review HWBP en Deltares*

Definitief V3.0

**Auteur(s)**

Bert de Wolff  
Sander Post  
Gerbert Pleijter  
Vincent Vuik

Februari 2019





## Inhoud

1.	Inleiding.....	4
1.1.	Projectachtergrond .....	4
1.2.	Stand van zaken: Verkenningfase HWBP Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat.....	5
1.3.	Review HWBP, Deltares en expertteam.....	7
1.4.	Doel van deze memo en leeswijzer .....	9
2.	Hydraulische belastingen Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat.....	10
2.1.	Verhoging HBN bij kmp 83.5.....	10
2.2.	Golfsteilheden .....	12
2.3.	Invloed van morfologische veranderingen op de hydraulische belastingen .....	19
2.4.	Indicatieve impact op de kosten .....	20
2.5.	Conclusies hydraulische belastingen .....	21
3.	Kritische overslagdebiet.....	22
3.1.	Aanleiding.....	22
3.2.	Huidige waterkering en type overgangen .....	23
3.3.	Uitgevoerde gevoeligheidsanalyses kruinhoogte .....	25
3.4.	Interactie met andere faalmechanismen.....	28
3.5.	Indicatieve impact op de ontwerpkosten .....	29
3.6.	Conclusie .....	30
4.	Samenvatting.....	33
4.1.	Hydraulische belastingen.....	33
4.2.	Kritiek overslagdebiet .....	33
4.3.	Voorstel ontwerphoogte landelijke dijk.....	34
5.	Referenties .....	36
	Bijlage A: Nadere beschouwing invloed overslagdebiet op geotechnische faalmechanismen .....	38
	Bijlage B: Nadere onderzoek variaties in het HBN .....	39
	Bijlage C: Review Deltares op de variantennota .....	40
	Bijlage D: Notulen gesprek review op variantennota .....	41
	Bijlage E: Kosteninschatting alternatieven.....	42
	Bijlage F: verslag expertsessie 20 januari 2020.....	43



## 1. Inleiding

### 1.1. Projectachtergrond

Normtraject 6-5 is gelegen langs de Waddenzee en meer specifiek ten noorden van het Lauwersmeer. De dijk werd in 1969 aangelegd om de Lauwerszee af te dammen. Het westelijk deel van de Lauwersmeerdijk valt binnen het beheergebied van Wetterskip Fryslân en loopt tot aan de Cleveringsluizen. Het oostelijk deel valt binnen het beheergebied van waterschap Noorderzijvest (NZV). Binnen het traject van Noorderzijvest zijn twee kunstwerken in de Lauwersmeerdijk aanwezig; de Cleveringsluizen en de Robbengatsluis. Direct ten oosten van de Cleveringsluizen ligt de haven van Lauwersoog. De ligging van het traject is weergegeven in Figuur 1.



Figuur 1: Normtraject 6-5 (oranje lijn). Het HWBP Project Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat loopt van kmp 91,0 t/m kmp 82,0

Het HWBP-project Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat bestaat uit de versterking van dijktraject 6-5 in het beheergebied van Waterschap Noorderzijvest met een opgave vanuit de 3e toetsronde, waarin de asfaltbekleding (AGK en AWO) is afgekeurd (NZV [2010]). In de WBI-beoordeling (NZV [2018] en HKV [2018]) is tevens aangetoond dat de faalmechanismen zetsteenbekleding (ZST) en grasbekleding (GEKB en GEBU) traject dekkend niet voldoen aan de eisen uit de Waterwet. De kunstwerken voldoen wel aan de eisen uit de Waterwet. Wel wordt aanbevolen de bekledingen bij de Cleveringsluis te vervangen (NZV [2018] en Van Bree [2019]).

Momenteel bevindt het project zich in de verkenningsfase. Het doel van deze verkenning is om het voorkeursalternatief (VKA) vast te stellen voor de dijkversterking het dijktraject.

Royal HaskoningDHV en HKV hebben op 21-12-2018 opdracht gekregen om de Verkenningsfase af te ronden en te begeleiden tot de keuze van een Voorkeursalternatief (VKA). De Verkenningsfase wordt conform de HWBP-werkwijze uitgevoerd. In het ontwerpproces van de verkenningsfase wordt gewerkt van grof naar fijn om te komen tot een VKA.

De verkenningsfase is daarom ingedeeld in de volgende deelfasen:

- Opstartfase: Kennismaken, analyseren en uitgangspunten vaststellen
- Inventariseren en selecteren kansrijke bouwstenen (zeef 0)
- Selectie oplossingen en samenstellen kansrijke alternatieven (zeef 1)
- Uitwerken kansrijke alternatieven en selecteren voorkeursoplossing (zeef 2)



Bij de start van de verkenningsfase is de geotechnische opgave nader onderzocht. Op basis van geohydrologisch onderzoek is de opgave voor de geotechnische sporen macrostabiliteit buitenwaarts (STBU), macrostabiliteit binnenwaarts (STBI) en piping (STPH) bijgesteld (RHDHV & HKV [2019]) naar voldoende. De ontwerpogave voor de huidige verkenningsfase betreft daarom alleen de faalmechanismen op het buitentalud (ZST, AGK, AWO en GEBU) en de opgave aan de grasbekleding op het binnentalud (GEKB en GABI). Inmiddels kan de verkenningsfase van het project bijna kan worden afgerond en start spoedig de planuitwerkingsfase. Er is gekozen om vanaf deze fase in bouwteamverband te werken.

## 1.2. Stand van zaken: Verkenningsfase HWBP Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat

Inmiddels bevindt het project zich in de fase “uitwerken kansrijke alternatieven en selecteren voorkeursalternatief (VKA)”. Vanwege de sterke afwijkende geometrie en versterkingsopgave is al vroeg in de verkenningsfase besloten om een knip te leggen tussen het haventraject (dp89.0 tot dp91.0) en het landelijke dijk traject (dp82.0 tot dp89.0). Er is dus toegewerkt naar een voorkeursalternatief voor het haventraject en een voorkeursalternatief voor het landelijke dijk traject.

Binnen het haventraject varieert de dijkgeometrie en het voorland (het haventerrein) sterk. In het westelijke gedeelte is de kruin breed, relatief laag en ligt de provinciale weg op de kruin van de dijk, meer oostelijk wordt een echte dijk zichtbaar. Hier ligt de provinciale weg achter de kruin van de dijk. Door deze verschillen in geometrie varieert de hoogte-opgave binnen dit traject ook sterk. In het oostelijk gedeelte is er geen kruinhoogte-tekort terwijl in het westelijke gedeelte juist wel een kruinhoogte-tekort is, lokaal zelfs meer dan 2 m. Door deze grote verschillen zal het versterken van de havendijk sowieso vragen om maatwerk. Figuur 2 toont de twee verschillende kenmerkende dwarsprofielen van de havendijk.



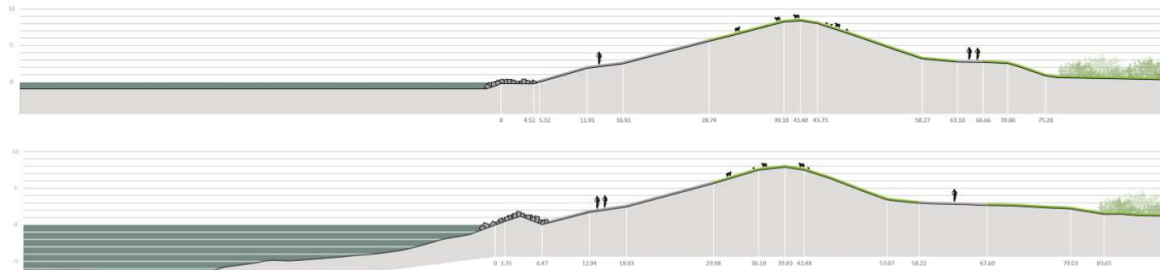
Figuur 2: kenmerkende dwarsprofielen haventraject; (westelijk deel figuur boven en oostelijk deel figuur onder). Het oostelijk deel kent geen hoogteopgave maar alleen een bekledingsopgave)

De dijkgeometrie van het landelijke dijktraject is een stuk uniformer. Het betreft een zanddijk met een klei- en grasbekleding. Het buitentalud van de dijk is verder bekleed met steenzettingen en asfalt. Boven de teen van de dijk liggen koperslakblokken met een 1:3,5 helling. Vanaf circa NAP+2m ligt een smalle berm van asfalt. De asfaltbekleding loopt door op het boventalud tot circa NAP+6m Boven de asfaltbekleding ligt een strook betonblokken en klinkers, waarna de grasbekleding begint. De kruinhoogte ligt in het westen op circa NAP+8,5m en loopt richting het



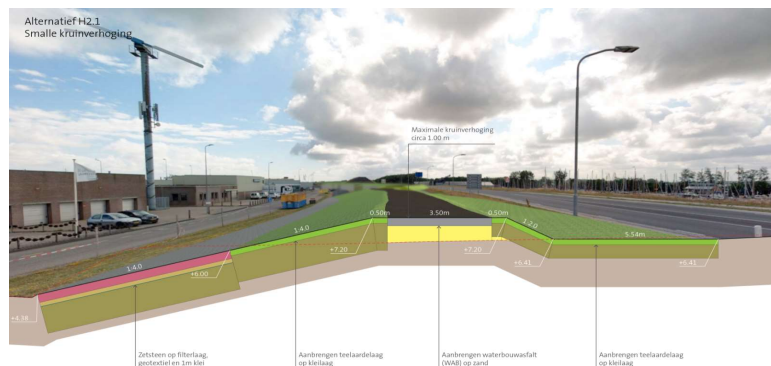


oosten af tot circa NAP+7,0m. De kruin en het binnentalud zijn bekleed met gras. Over een deel van het traject (dp85.7 - dp87.1) ligt een diepe getijdegeul (Vierhuizergat) recht voor de dijk. Deze getijdegeul is in 2012 met spoed gefixeerd met een staalslakbestorting om de stabiliteit van de dijk te garanderen. In het uiterste oosten van het dijktraject ligt een kwelder dijk. Figuur 3 toont twee verschillende kenmerkende dwarsprofielen van de landelijke dijk.



Figuur 3: Kenmerkende dwarsprofielen deeltraject Landelijke dijk (onder: locatie Vierhuizergat)

Voor de havendijk zijn na zeef 1 (van mogelijke alternatieven naar kansrijke alternatieven) en zeef 2 (van kansrijke alternatieven naar selectie VKA) nog twee alternatieven overgebleven. Hierbij dient opgemerkt te worden dat bij beide alternatieven lokaal maatwerk nodig is. Bij het eerste alternatief wordt het buitentalud binnen profiel verflauwd en de dijk over een smalle breedte in grond verhoogd. In Figuur 4 is een dwarsprofiel van dit alternatief weergegeven. Bij het tweede alternatief wordt wederom het buitentalud van de dijk binnen profiel verhoogd en wordt een smalle berm ingekast, waar direct achter deze berm een verticale wand wordt geplaatst. In Figuur 5 is een dwarsprofiel van dit alternatief weergegeven.

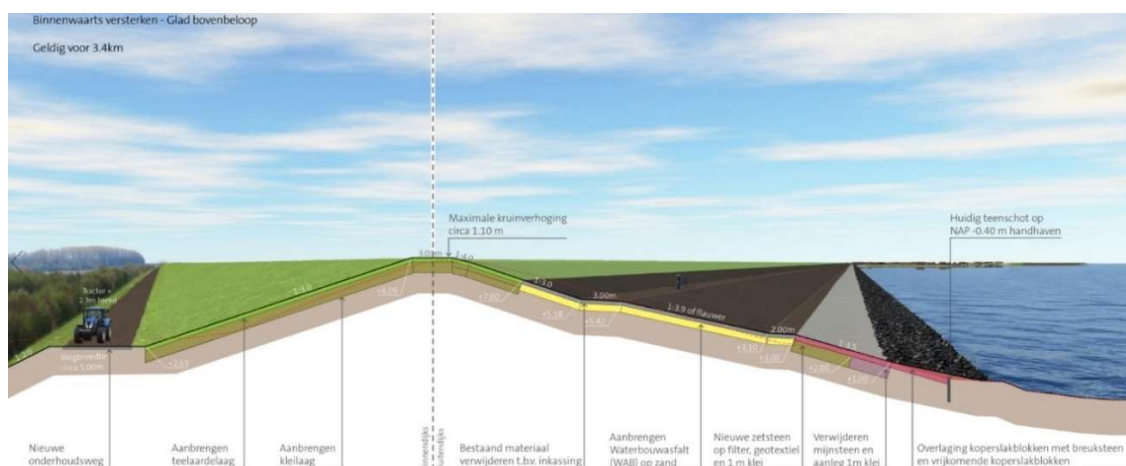


Figuur 4: Kansrijk alternatief havendijk H2.1 (smalle kruinverhoging)

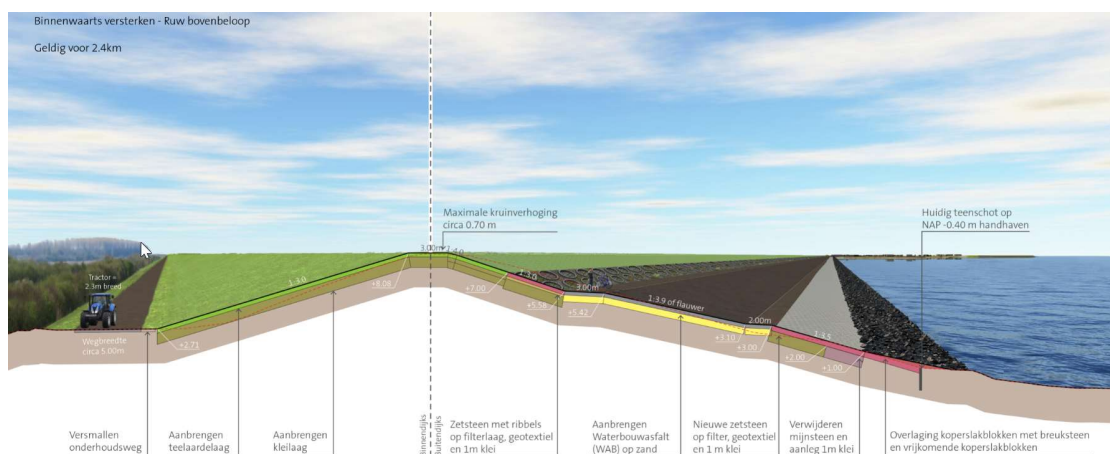


Figuur 5: Kansrijk alternatief havendijk H5.1 (verticale wand binnen profiel)

Voor het landelijke dijktraject zijn na het toepassen van de twee zeefmomenten nog twee alternatieven overgebleven. Bij beide alternatieven wordt de bekleding op het buitentalud versterkt, waarbij wel het huidige buitentalud grotendeels behouden zal blijven. De dijk wordt, waar dat nodig is, in binnenwaartse richting verhoogd en uitgebreid. Het verschil tussen beide alternatieven zit in de dijkbekleding van het boventalud; bij het eerste alternatief is gekozen voor een gladde bekleding (bijvoorbeeld asfalt) en bij het tweede alternatief is gekozen voor een ruwe bekleding (bijvoorbeeld zetsteen met ribbels). Door de toepassing van ruwheid op het boventalud wordt de hoogte-opgave met circa 40-50cm verminderd. De alternatieven zijn weergegeven in Figuur 6 en Figuur 7.



Figuur 6: Kansrijk alternatief landelijke dijk (Binnenwaarts met glad bovenbeloop)



Figuur 7: Kansrijk alternatief landelijke dijk (Binnenwaarts met ruw bovenbeloop)

### 1.3. Review HWBP, Deltares en expertteam

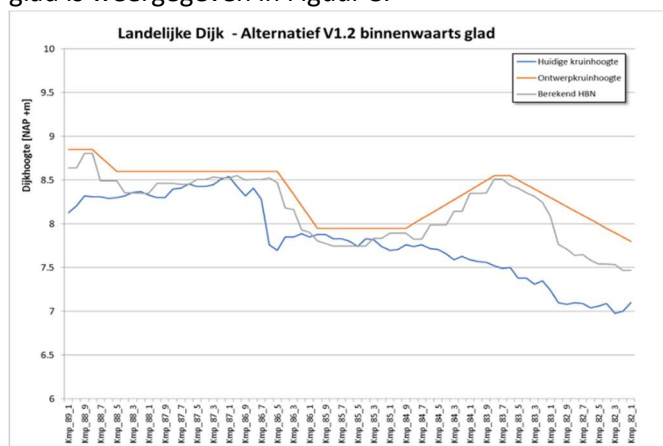
De tussenstand van de verkenningsfase is gerapporteerd in een variantennota (RHDHV/HKV [2019b]). Deze variantennota had het specifieke doel om inschrijvende partijen (in het kader van de diensten- en werkenaanbesteding voor de planuitwerkingsfase) inzicht te geven in de stand van zaken van het ontwerpproces en het verwachte uitwerkingsniveau van het VKA. Het waterschap Noorderzijvest heeft in de verkenningsfase de belangrijkste documenten continu laten reviewen door Deltares en derhalve is ook de variantennota door Deltares gereviewd.



Deze review is op 18 november 2019 opgeleverd naar het waterschap (Mark Klein Breteler, kenmerk 11204781-002-HYE-0001). Aansluitend is de review in aanwezigheid van de projectbegeleider van het HWBP besproken op 26 november 2019. In de review oordeelt Deltares dat de rapportage een duidelijk beeld geeft van het proces dat heeft geleid tot de gekozen varianten. Daarin zijn de uitgangspunten, zoals geformuleerd in de Technische uitgangspuntennotitie (RHDHV/HKV [2019a]) goed opgevolgd en is het in overeenstemming met OI-2014. Echter wordt ook gezamenlijk geconcludeerd dat een aantal zaken nadere bestudering behoeven. De volgende zaken zijn de afgelopen tijd onderzocht:

1. Het verloop van het berekende hydraulisch belastingsniveau (HBN) langs het landelijke deel van de Lauwersmeerdijk wijkt sterk af van het verloop van de huidige kruinhoogte (zie Figuur 8) en komt niet geheel overeen met het ontwerpersgevoel. Zo valt de hoge piek op bij dijkpaal 83.5, terwijl de golfbelasting hier zeer schuin invalt (hoek van inval tot 70graden). Daarnaast is bij dijkpaal 89.0 sprake van een opvallende hoge piek (HBN circa NAP+8,8m), hier grenst de dijk aan het haventerrein en is een grote kruinverhoging moeilijk inpasbaar.
2. De golfsteilheid is over het algemeen erg hoog. Dit geldt zowel voor de golfhoogte in het illustratiepunt van de HBN-berekeningen als de golfbelastingen voor bekledingen. In de review van Deltares en het HWBP (november 2019) wordt geadviseerd om in het ontwerp uit te gaan van reële ontwerpbelastingen (golfsteilheden).
3. De bias-correctie die onderdeel is van de gedefinieerde modelonzekerheden op de golfhoogte en -periode is met omgekeerd teken in de WBI2017 databases opgenomen [RWS WV, 4 september 2019].
4. De modelonzekerheden in de golfhoogte en periode zijn in het WBI2017 onafhankelijk verondersteld. Nader onderzoek heeft uitgewezen dat de correlatie tussen beide modelonzekerheden ongeveer 37% bedraagt (Smale [2019]). In de variantennota is het effect van deze correlatie nog niet meegenomen.
5. De diepe getijdengeulen direct voor de Lauwersmeerdijk hebben significante invloed op de berekende hydraulische belastingen. Daarom is in kaart gebracht hoe morfologische veranderingen van de geulen en platen het HBN beïnvloeden.
6. De onderbouwing van het gekozen golfoverslagdebiet is nog onvolledig. Zo was het golfoverslagdebiet slechts beperkt probabilistisch beschouwd.

In deze memo wordt voor elk van bovenstaande punten een (nieuw) ontwerpuitgangspunt onderbouwd. De ontwerpkuinhoogte (conform variantennota) voor het alternatief Binnenwaarts glad is weergegeven in Figuur 8.



Figuur 8: Verloop van het HBN (grijze lijn), ontwerpkuinhoogte (oranje lijn) en huidige kruinhoogte (blauwe lijn) op het Landelijke deel van de Lauwersmeerdijk voor kansrijk alternatief binnenwaard glad.



Op 13 januari 2020 is de conceptversie van deze memo (met onderliggende bijlagen) ter beoordeling voor gelegd aan een team van experts. Op 20 januari 2020 zijn tijdens een expertsessie de stukken doorgenomen en is er consensus ontstaan over de te hanteren ontwerpuitgangspunten. De in de expertsessie geformuleerde adviezen zijn verwerkt in deze definitieve versie.

#### 1.4. Doel van deze memo en leeswijzer

In voorliggende memo worden de belangrijkste reviewpunten conform hoofdstuk 1.3 in hoofdlijnen en samenvattend behandeld. Daarbij worden voorstellen gedaan voor (nieuwe) ontwerpuitgangspunten voor de dijkversterking.

Deze memo heeft tot doel de hydraulische ontwerpuitgangspunten nader te onderbouwen zodat er een sobere en doelmatige set ontwerpuitgangspunten wordt gekozen. Deze ontwerpuitgangspunten zullen worden vastgelegd in de Technische Uitgangspuntennotitie (TUN versie 4.0). De TUN 4.0 vormt de basis voor het te kiezen VKA en zal ook de basis gaan vormen voor de uitwerken van het VKA tot een definitief ontwerp (DO) in de planuitwerkingsfase.

De keuze voor uitgangspunten worden in deze memo gemotiveerd;

- In hoofdstuk 2 wordt de keuze voor de toe te passen hydraulische randvoorwaarden voor ontwerpshoogte (bepaling HBN) en bekleding vastgesteld. Hiervoor zijn golfrandvoorwaarden geverifieerd aan eerder uitgevoerde SWAN berekeningen.
- In hoofdstuk 3 wordt de keuze voor het toe te passen golfoverslagdebiet voor de twee trajecten Landelijke dijk en Haven onderbouwd. (zie hoofdstuk 2)
- In hoofdstuk 4 worden de gekozen uitgangspunten kort herhaald en wordt de uiteindelijke pontwerpopgave voor toetsshoogte bepaald.



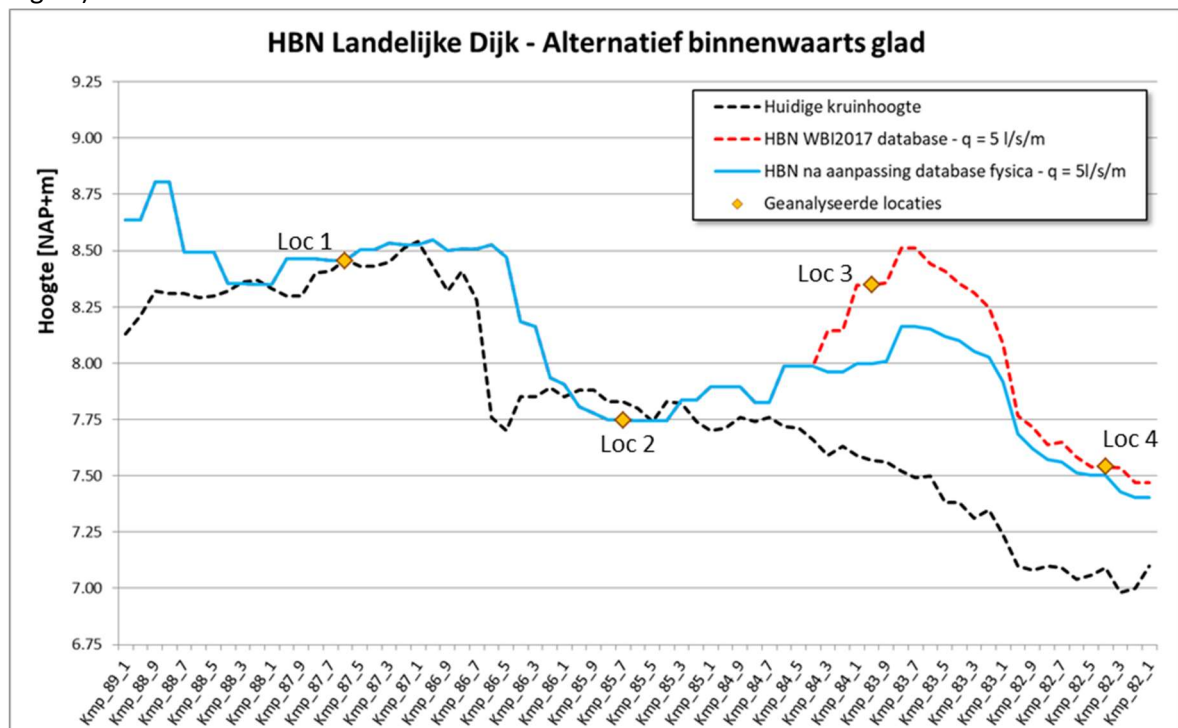
## 2. Hydraulische belastingen Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat

### 2.1. Verhoging HBN bij kmp 83.5

De hydraulische belastingen zijn voor het HWBP project Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat afgeleid op basis van de WBI2017-database. In deze database zijn de SWAN-resultaten opgenomen zoals deze voor WT12011 zijn afgeleid. Bij analyse van de resultaten viel op dat het HBN nabij de kaap van de Lauwersmeerdijk sterk afneemt (zie het verschil tussen Loc 1 en Loc 2 in Figuur 9). Meer naar het oosten neemt het HBN weer toe terwijl de golven nog steeds schuin invallen (zie Loc 3 in Figuur 9). Daarnaast valt de piek in het HBN bij dijkpaal 89.0 op. Bij de analyse van deze SWAN-gegevens en database fysica viel het volgende op (zie voor een uitvoerige onderbouwing Bijlage B):

- Voor het samenstellen van de WT12011 database (die in WBI2017 nog ongewijzigd wordt toegepast) zijn verschillende SWAN-modellen gebruikt: het zogenaamde G3-model voor de oostelijke Waddenzee en het G4-model voor het centrale deel van de Waddenzee. De knip tussen deze twee modellen ligt toevalligerwijs precies in normtraject 6-5 en resulteert in een hoger HBN oostelijk van dijkpaal 83.5. In het G3-model is refractielimitering ingevoerd om de golfmetingen in de Oostelijke Waddenzee beter te kunnen benaderen met de SWAN berekeningen. De knip tussen de modellen is destijds gelegd op RD-coördinaat  $x=215.000$  m.
- Tussen de dijkpalen 84.0 en 83.5 zit een onjuistheid in het waterstandsveld dat gebruikt is voor de SWAN berekeningen voor de windrichting 300 graden t.o.v. noord. Door deze onjuistheid zijn hoge golven aan relatief lage waterstanden in de database toegewezen. Hierdoor wordt het HBN overschat.

Na overleg met Deltares (pers. com. Jacco Groeneweg en vastgelegd per mail) is voorgesteld om de knip tussen de twee SWAN-modellen te verleggen naar de scheiding tussen traject 6-5 en 6-6. Dit betekent dat voor het hele normtraject 6-5 wordt uitgegaan van het G4 SWAN-model. Daarnaast is de onjuistheid in het waterstandsveld van de SWAN berekeningen gecorrigeerd (zie Bijlage B).

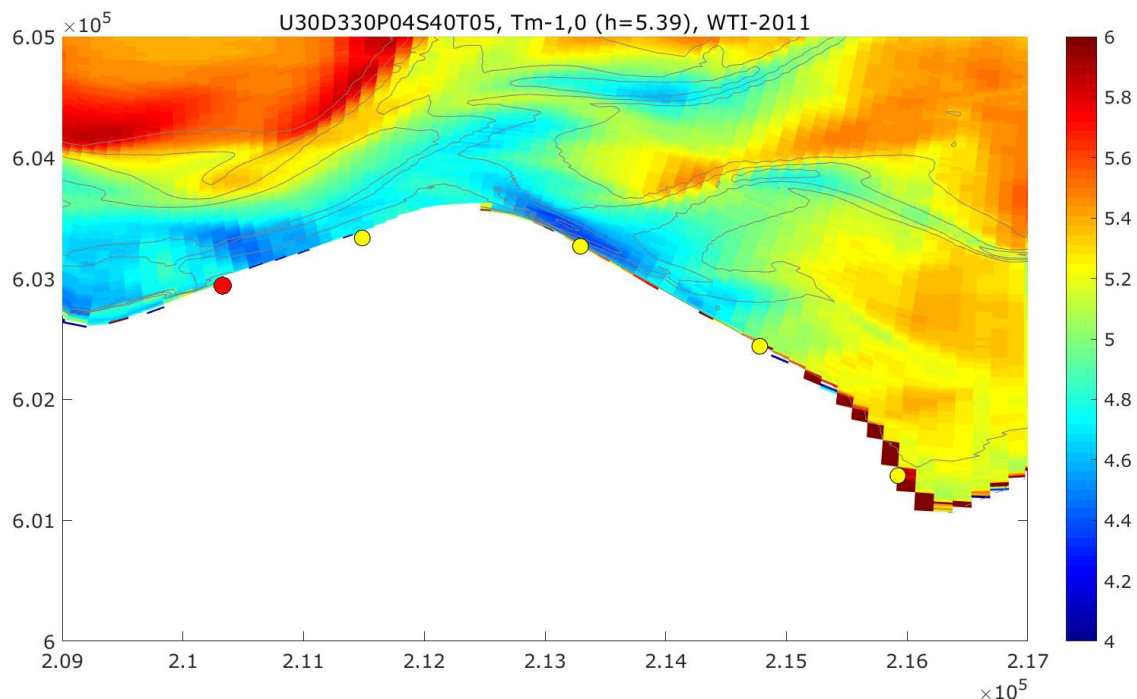


Figuur 9: HBN o.b.v. WBI2017 database (rode stippellijn) en het HBN na aanpassing de database fysica (blauwe lijn).



Figuur 9 laat het HBN zien op basis van de originele WBI2017 database (rode lijn) en de gecorrigeerde database (blauwe lijn). Een uitvoerige duiding van dit verloop van het HBN is opgenomen in Bijlage B. We merken hierover samenvattend het volgende op:

- Van dijkpaal 89.0 t/m 87.0 is sprake van frontale golfaanval en relatief korte golven die worden beïnvloed door de aanwezigheid van de diepe getijdengeul door de dijk (zie Figuur 10).
- De piek nabij dijkpaal 89.0 wordt veroorzaakt door een golfhoogte die orde 0,2 m hoger en een golfperiode die orde 0,3 langer is dan de omliggende locaties. Beide zijn ongunstig voor het HBN. Dit verschil in golfhoogte en golfperiode is ook terug te zien in de SWAN berekeningen (zie bijv. Figuur 10 waar de golfperiode nabij het rode punt is hoger is dan op de omliggende locaties). Het verschil is in beperkte mate te duiden vanuit de fysica.
- Ten oosten van dijkpaal 87.0 draait de oriëntatie van Lauwersmeerdijk van NW naar NO. Hierdoor neemt de golfhoek van inval af. Daarnaast is sprake van een sterke invloed van de getijdengeul waardoor tussen dijkpaal 87.0 en dijkpaal 85.0 sprake is van korte golven dan in de omliggende locaties (zie Figuur 10). Het HBN neemt hierdoor af (zie ook het verschil tussen locatie 1 en 2 in Figuur 9).
- Ten oosten van dijkpaal 85.0 neemt de golfperiode weer iets toe, waardoor ook het HBN iets toeneemt. Iets ten oosten van locatie 3 (bij dijkpaal 83.5) stopt de invloed van de geul en wordt de golfperiode weer langer.
- Op het meest oostelijk deel van het traject (van dijkpaal 83.0 t/m dijkpaal 82.0) is de oriëntatie ONO. De hoek van golfinval neemt hier nog verder af. Daarnaast liggen hier kwelders, die door hun hoge ligging zorgen voor golfbreking, en daardoor een lagere golfhoogte. Beide aspecten zorgen ervoor dat het HBN afneemt in de oostelijke hoek.



Figuur 10: SWAN veld van de golfperiode ( $T_{m-1,0}$ ) bij windrichting 330 graden en windsnelheid 30 m/s. Het rode bolletje ligt bij dijkpaal 89.0 (verhoging HBN - zie Figuur 9), de gele bolletjes liggen bij de locaties 1 t/m 4 uit Figuur 9.



## 2.2. Golfsteilheden

### Beschouwing op de golfsteilheid

Bij het traject Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat worden relatief steile golven gevonden bij de berekening van het HBN, ofwel golven met een relatief grote hoogte en korte periode. De golfsteilheid op basis van de achterliggende SWAN-berekeningen uit WTI2011 is ongeveer 5 tot 8%. Dit is steil, maar fysisch niet onmogelijk (Caires [2012]).

De vraag ligt voor of de steile golven (als modeluitkomst) gecorrigeerd dienen te naar flauwere golven.

Er zijn echter verschillende redenen te noemen voor relatief steile golven in dit gebied:

- Er is sprake van zeer sterke wind tijdens maatgevende condities, waardoor de golven steiler kunnen worden dan bijvoorbeeld in een golfgoot zonder wind en stroming.
- Refractie zorgt ervoor dat de langere golven relatief sterk richting de plaatranden draaien, en dat in de geulen voor de dijk een spectrum met relatief korte golven overblijft.
- Golven en stroming bewegen bij de landelijke dijk tijdens noordwester storm overwegend in dezelfde richting. Golf-stroominteractie maakt dan de absolute golfperiode (geobserveerd op een vaste, stationaire positie in het stromende water) korter dan de periode van de golven zelf (de relatieve golfperiode, meebewegend met het stromende water). De periodes in de database betreffen absolute periodes, terwijl de eigenlijke steilheid van de golven gerelateerd is aan de relatieve golfperiode. De werkelijke steilheid is dus kleiner dan de hier gepresenteerde steilheid. Het verschil tussen absolute en relatieve periodes kan oplopen tot meer dan 10%, zie bijlage B.
- De berekende golfsteilheid is gebaseerd op de gemiddelde golfperiode  $T_{m-1,0}$ , die meestal korter is dan de piekperiode  $T_p$ . De golfsteilheid  $s_{m-1,0}$  is daardoor ook groter dan  $s_p$ .

Naast de gebiedseigenschappen, resulteert toepassing van SWAN ervoor dat de berekende steilheid aan de hoge kant is. Dit wordt bijvoorbeeld veroorzaakt door het effect van zogenaamde triads en refractie van lange golven richting de plaatranden. Door het ontbreken van flauwere golven in de SWAN-modellering wordt ook in de probabilistische vertaling van de golfcondities geen flauwere golven gevonden. Als gevolg daarvan worden voor zowel bekledingen als het HBN vergelijkbaar steile golven berekend.

De golfsteilheid wordt verder verhoogt door toepassing van modelonzekerheden voor de golfhoogte en golfperiode. Aangezien de standaardafwijking van de modelonzekerheid voor de golfhoogte groter is dan die voor de golfperiode, zorgt toepassing daarvan in Hydra-NL overwegend voor grotere steilheden dan de oorspronkelijke waarden uit SWAN. Daarnaast blijkt dat in de illustratiepunten regelmatig een verhoogde modelonzekerheid voor de golfhoogte wordt gevonden, in combinatie met de gemiddelde modelonzekerheid voor de golfperiode (alleen biascorrectie). In deze gevallen is de golfsteilheid van de condities beschreven door het illustratiepunt tot 25% hoger dan de oorspronkelijk door SWAN berekende waarde.

### Golfsteilheid voor de hoogteopgave

De golfsteilheid die is toegepast om de hoogteopgave vast te stellen is in beeld gebracht door de steilheid van de golfcondities in het illustratiepunt weer te geven. Deze is maximaal 8,6%. Het is twijfelachtig of golven met deze steilheid daadwerkelijk voor kunnen komen (zie ook advies



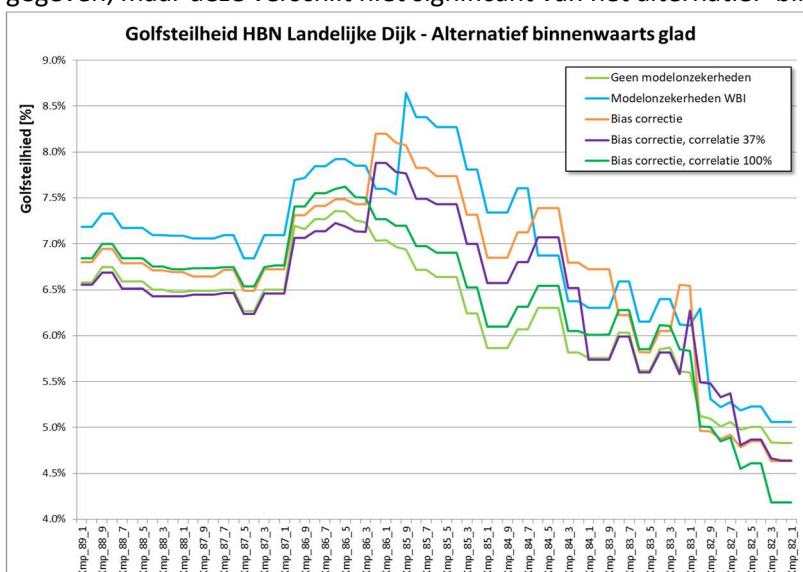
HWBP en Deltares). De gevonden golfhoogtes zijn na toepassing van modelonzekerheden gemiddeld 1% hoger dan de gevonden golfsteilheden uit SWAN. De SWAN resultaten zijn in bovenstaande paragraaf beschouwd. In voorliggende rapportage zijn geen expliciete scenario's voor andere SWAN-uitkomsten opgenomen. Verbetering van de SWAN modellering is onderwerp van project overstijgend onderzoek – hier is in deze notitie dus niet nader op ingegaan. Wel zijn vijf verschillende rekeninstellingen onderzocht die betrekking hebben op de toepassing van modelonzekerheden..

1. Golfsteilheid zonder toepassing van modelonzekerheden (wel statistische onzekerheden). Dit levert de oorspronkelijk door SWAN berekende golfsteilheden op;
2. Golfsteilheid bij toepassing van het default WBI instrumentarium. De bias in de modelonzekerheden is dan negatief (respectievelijk 0,99 voor de golfhoogte en 0,96 voor de golfperiode) en er is geen correlatie verondersteld tussen de modelonzekerheden;
3. Golfsteilheid waarbij het teken van de bias in de modelonzekerheden is bijgesteld (respectievelijk 1,01 voor de golfhoogte en 1,04 voor de golfperiode). Er is geen correlatie verondersteld tussen de modelonzekerheden.
4. Met bijgestelde biascorrectie (gelijk aan nummer #3) maar dan met een correlatie tussen beide modelonzekerheden van 37% (conform Smale [2019]).
5. Met bijgestelde biascorrectie (gelijk aan nummer #3) maar dan met een correlatie tussen beide modelonzekerheden van 100%.

In deze paragraaf worden voor de verschillende rekeninstellingen de gevonden golfsteilheden en het effect op het HBN beschouwd.

**N.B.** Bovenstaande rekeninstellingen leiden allemaal nog tot steile tot soms zeer steile golven. Het ontwerpersgevoel leeft dat een minder hoge golf maar wel met een langere golfperiode maatgevender zal zijn voor de bepaling van het HBN (en in mindere mate het bekledingsontwerp). In dit project is besloten om de SWAN-uitkomsten/scenario's niet nader te onderzoeken.

De golfsteilheid (Figuur 11) en het HBN (Figuur 12 en Figuur 13) is in beeld gebracht voor de alternatieven 'binnenwaarts ruw' en 'binnenwaarts glad', op basis van de gecorrigeerde database fysica (zie paragraaf 2.1). De golfsteilheid is alleen voor het alternatief 'binnenwaarts glad' weergegeven, maar deze verschilt niet significant van het alternatief 'binnenwaarts ruw'.



Figuur 11: Golfsteilheid op basis van de spectrale golfperiode ( $T_m-1,0$ ) voor het alternatief binnenwaarts-glad bij vijf verschillende uitgangspunten en toepassing van de gecorrigeerde database fysica.



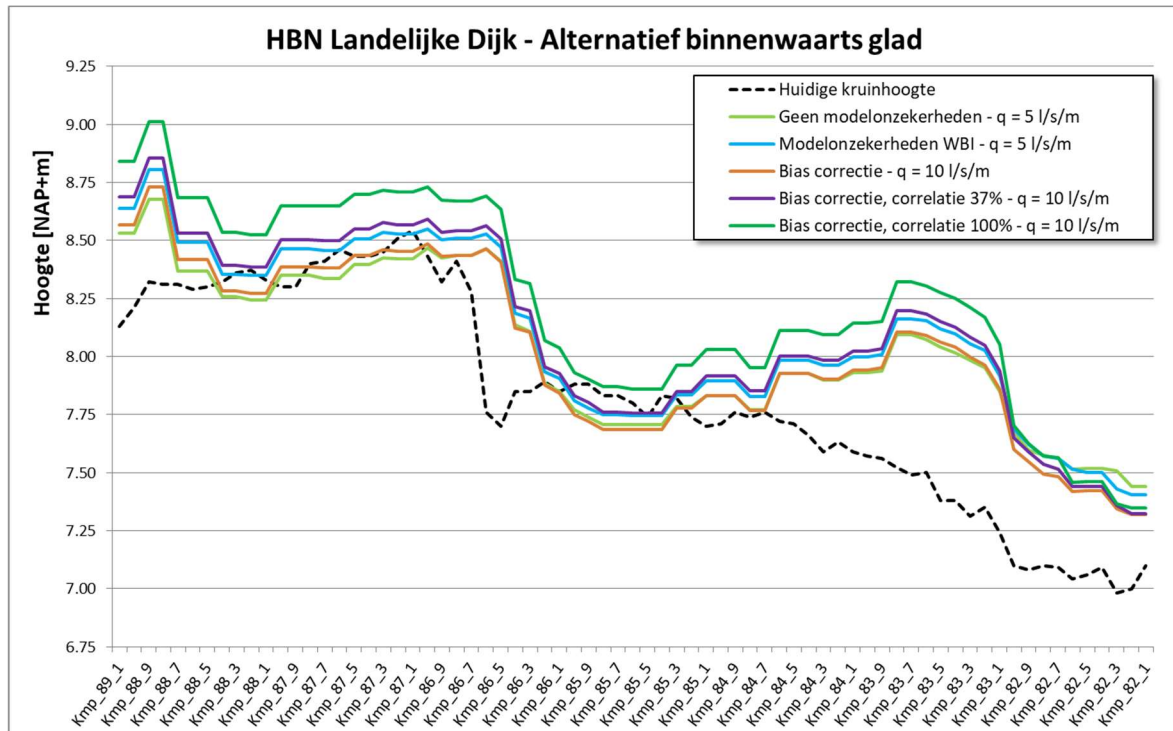


De golfsteilheden in Figuur 11 zijn bepaald op basis van de spectrale golfperiode  $T_m-1,0$  en de ondiep water golflengte met een gemiddelde bodemhoogte van NAP-1,0 m. Het volgende valt op:

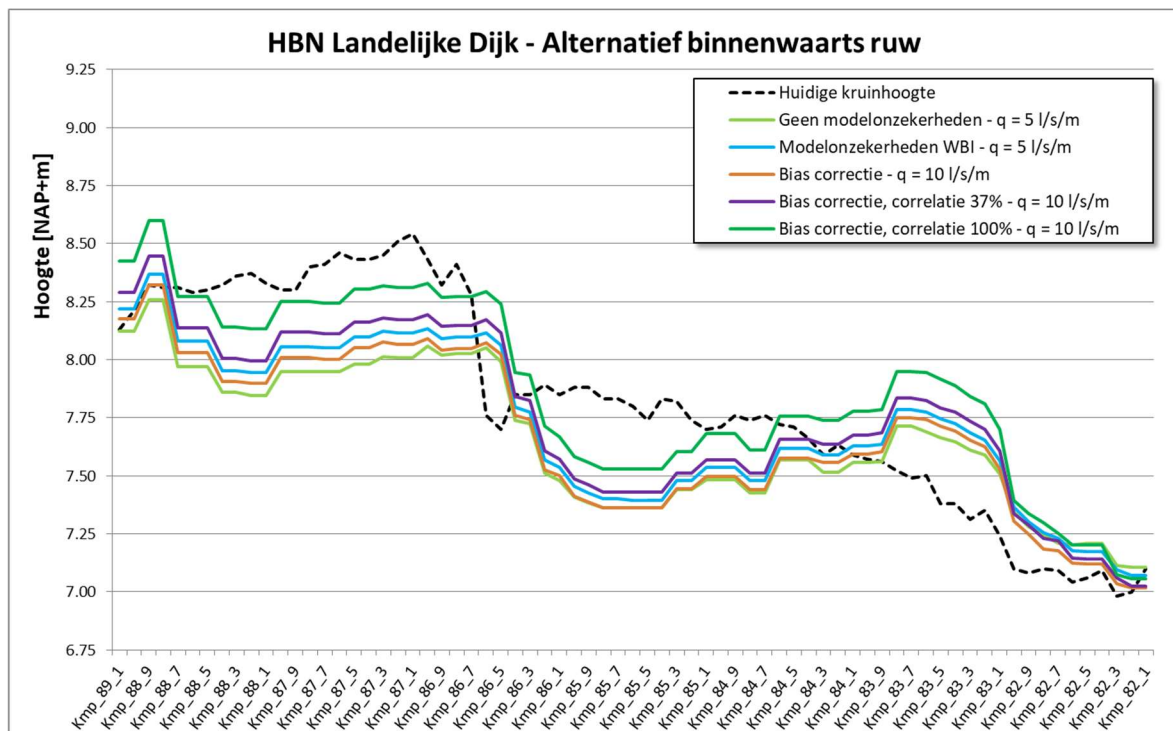
- De golfsteilheden tussen de dijkpalen 89.0 en 84.0 liggen tussen de 6,0 en 8,5%. In de oostelijke hoek (dijkpaal 84.0 t/m 82.0) zijn lagere en langere golven aanwezig, waardoor de steilheid hier afneemt tot 4 à 5%. We richten de analyse daarom op het traject tussen dijkpaal 89.0 en 84.0.
- De golfsteilheid zonder toepassing van modelonzekerheden varieert tussen de 5,5 en 7,3% (lichtgroene lijn in Figuur 11). Dit zijn de steilheden uit SWAN.
- Door toepassing van modelonzekerheden conform het WBI2017 neemt de golfsteilheid tussen de 0,7 en 1,7% toe (verschil tussen lichtgroene en blauwe lijn in Figuur 11).
- Door het toepassen van de aangepaste biascorrecties en het aanbrengen van correlatie tussen beide modelonzekerheden neemt de golfsteilheid weer af. Bij een biascorrectie en een aangenomen correlatie van 100% ligt de golfsteilheid over het gehele traject het dichtst bij de originele golfsteilheid uit SWAN.
- Op sommige punten verspringt de golfsteilheid (bijv. rond dijkpaal 87.0), wat wordt verklaard door de ruwe discretisatie van de modelonzekerheden in Hydra-NL (in 5 stappen). Bij een sprong verspringen waarden in het illustratiepunt naar een andere discretisatiestap.
- De golfsteilheden in Figuur 11 zijn bepaald op basis van de spectrale golfperiode en de ondiep water golflengte met een gemiddelde bodemhoogte van NAP-1,0 m. Als een bodemhoogte van NAP+0,0 m wordt aangenomen neemt de golfsteilheid met orde 0,5% toe. Als de steilheid bepaald wordt met de diepwatergolflengte neemt de steilheid met orde 0,5% af.

Figuur 12 en Figuur 13 beschrijven het HBN in 2075 bij het klimaatscenario W+ (KNMI'06) voor de vijf onderzochte rekeninstellingen. Figuur 12 geeft het HBN en de kruinhoogte weer voor de variant 'binnenwaarts glad' en Figuur 13 voor de variant 'binnenwaarts glad'. We merken op:

- In de zomer van 2019 is het waterschap Noorderzijvest door RWS-WVL ingelicht over de nieuwe inzichten op het gebied van de hydraulische belastingen. Vanwege de onzekerheden op dit punt heeft het Waterschap besloten bij het afwegen van de alternatieven enige voorzichtigheid in te bouwen en uit te gaan van een kritiek overslagdebiet van 5 l/s/m. Het HBN zonder modelonzekerheden (lichtgroene lijn) en met modelonzekerheden conform het WBI2017 (blauwe lijn) is daarom weergegeven bij een kritiek overslagdebiet van 5 l/s/m. Bij toepassing van de nieuwe inzichten (biascorrectie en toevoeging van correlatie) wordt deze keuze overbodig. Het HBN bij toepassing van de biascorrectie en correlatie is daarom weergegeven bij een kritiek overslagdebiet van 10 l/s/m (conform het OI2014v4).
- Conform verwachting is de invloed van de biascorrectie ordegrootte gelijk aan de overstap van een kritiek overslagdebiet van 5 naar 10 l/s/m.
- Door het toevoegen van de correlatie tussen de modelonzekerheid van 37% neemt het HBN met orde 10 cm toe (verschil oranje en paarse lijn in Figuur 12 en Figuur 13). In geval de correlatie wordt verhoogd naar 100% neemt het HBN nog eens met 10 cm toe (verschil paarse en donkergroene lijn in Figuur 12 en Figuur 13).



Figuur 12: HBN in 2075 bij W+ (KNMI'06) voor het alternatief binnenwaarts-glad bij vijf verschillende rekeninstellingen en toepassing van de gecorrigeerde database fysica (de lichtblauwe lijn in Figuur 9 komt overeen met de lichtblauwe lijn in deze figuur).

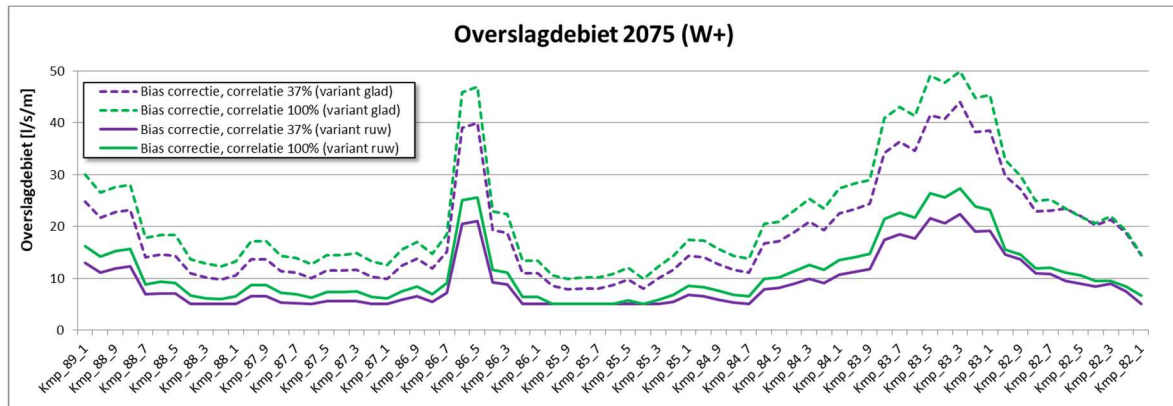


Figuur 13: HBN in 2075 bij W+ (KNMI'06) voor het alternatief binnenwaarts-ruw bij vijf verschillende rekeninstellingen en toepassing van de gecorrigeerde database fysica.

Voor een aantal locaties is het HBN ongeveer gelijk aan de huidige kruinhoogte. Voor de twee varianten met het hoogste HBN (biascorrectie in combinatie met correlatie tussen modelonzekerheden van 37% en 100%) is daarom ook bepaald bij welk kritiek overslagdebiet er geen

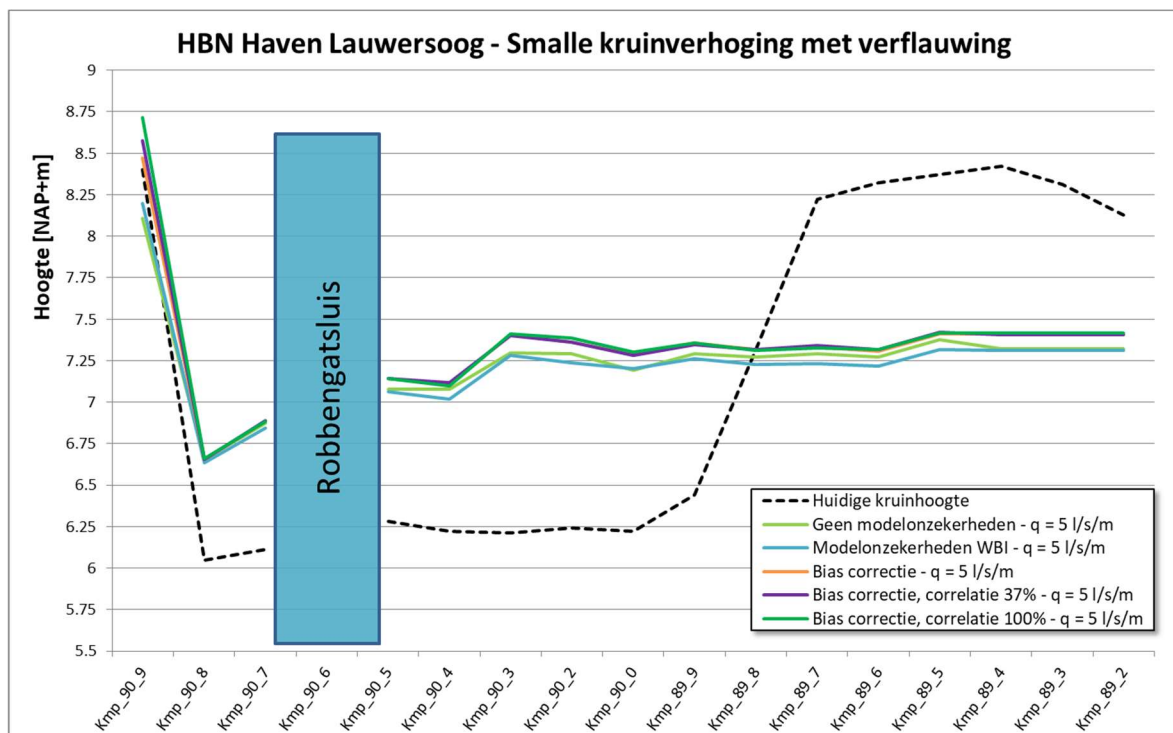


sprake meer zou zijn van een hoogteopgave. Hierin is te zien dat voor het alternatief binnenwaarts glad dan voor bijna het gehele traject een hoger kritiek golfoverslagdebiet dan 10 l/s/m gehanteerd dient te worden. Voor het alternatief binnenwaarts ruw geldt dat voor lange trajecten de huidige kruinhoogte al een ontwerp oplevert onder de 10 l/s/m.



Figuur 14: Overslagdebiet in 2075 bij W+ (KNMI'06) en de huidige kruinhoogte, bij de faalkanseis op doorsnedeniveau (1/12.500 per jaar), bij modelonzekerheden die voor 37% (conform Smale [2019]) of 100% zijn gecorrigeerd. Noot: overslagdebieten kleiner dan 5 l/s/m zijn in de figuur afgekapt en als 5 l/s/m weergegeven (zie bijv. nabij dijkpaal 86.0). Hetzelfde geldt voor overslagdebieten hoger dan 50 l/s/m, deze zijn afgekapt en als 50 l/s/m weergegeven.

Figuur 15 laat het HBN in de haven van Lauwersoog zien voor de vijf verschillende rekeninstellingen rondom modelonzekerheden. Hierin is te zien dat de verschillen tussen de vijf rekeninstellingen gemiddeld genomen beperkt blijven tot 10 cm. De havenkaden van de haven van Lauwersoog zorgen voor demping van de golven en doen de verschillen in uitgangspunten nagenoeg teniet. Vanwege het sterke effect van dieptelimitering door de havenkaden verschillen de golfsteilheden ook zeer beperkt tussen de varianten. Bij de haven wordt uitgegaan van een kritiek overslagdebiet van 5 l/s/m. Dit uitgangspunt wordt in hoofdstuk 3 verder onderbouwd.



Figuur 15: HBN in 2075 bij W+ (KNMI'06) voor het alternatief smalle kruinverhoging met verflauwing bij vijf verschillende uitgangspunten en toepassing van de gecorrigeerde database fysica.

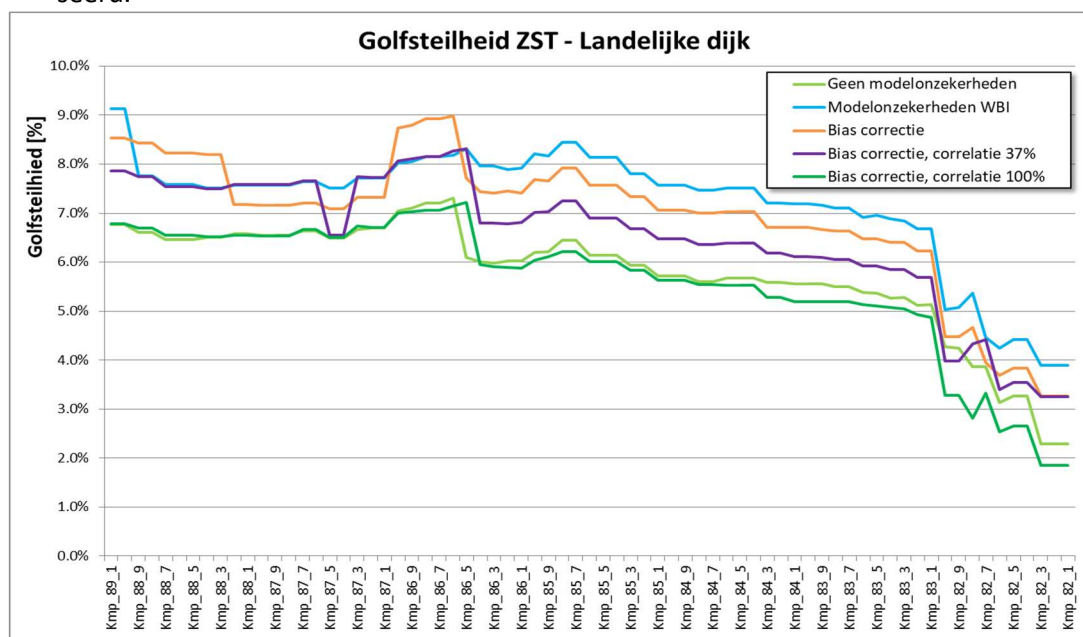


## Golfsteilheid voor bekledingen

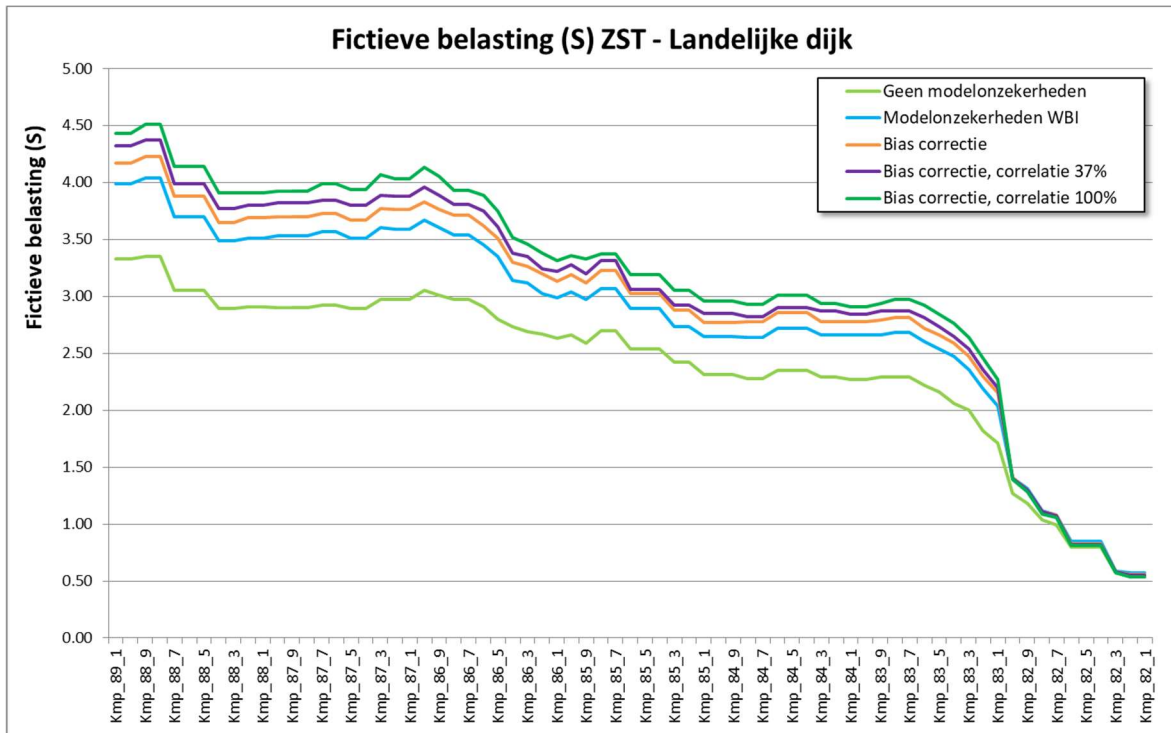
De golfsteilheden voor de golfbelasting voor de bekledingen op het buitentalud zijn op gelijke wijze als voor het HBN in beeld gebracht. We focussen ons daarbij op de golfsteilheden voor de steenbekleding, omdat dit een grote kostendrager is in het ontwerp. We merken op dat het geen alternatief onderscheidende keuze voor het VKA is, omdat bij alle kansrijke alternatieven een harde bekleding tot NAP +7,0 m is voorzien. Daarnaast nemen we aan dat onderstaande beschouwing voor de golfbelastingen voor ZST ook van toepassing zal zijn voor AGK. Voor AGK zijn de golfsteilheden waarschijnlijk nog iets hoger, bij het bepalen van de fictieve belasting (S) ligt bij AGK namelijk meer nadruk op de golfhoogte dan bij ZST (ZST  $a = 1,0$   $b = 0,4$ ; AGK  $a = 1,0$   $b = 0,0$ ).

Figuur 16 laat de gevonden golfsteilheden zien. De belastingen zijn vervolgens weergegeven in Figuur 17 (fictieve belasting – S), Figuur 18 (significante golfhoogte) en Figuur 19 (piekperiode). We merken het volgende op:

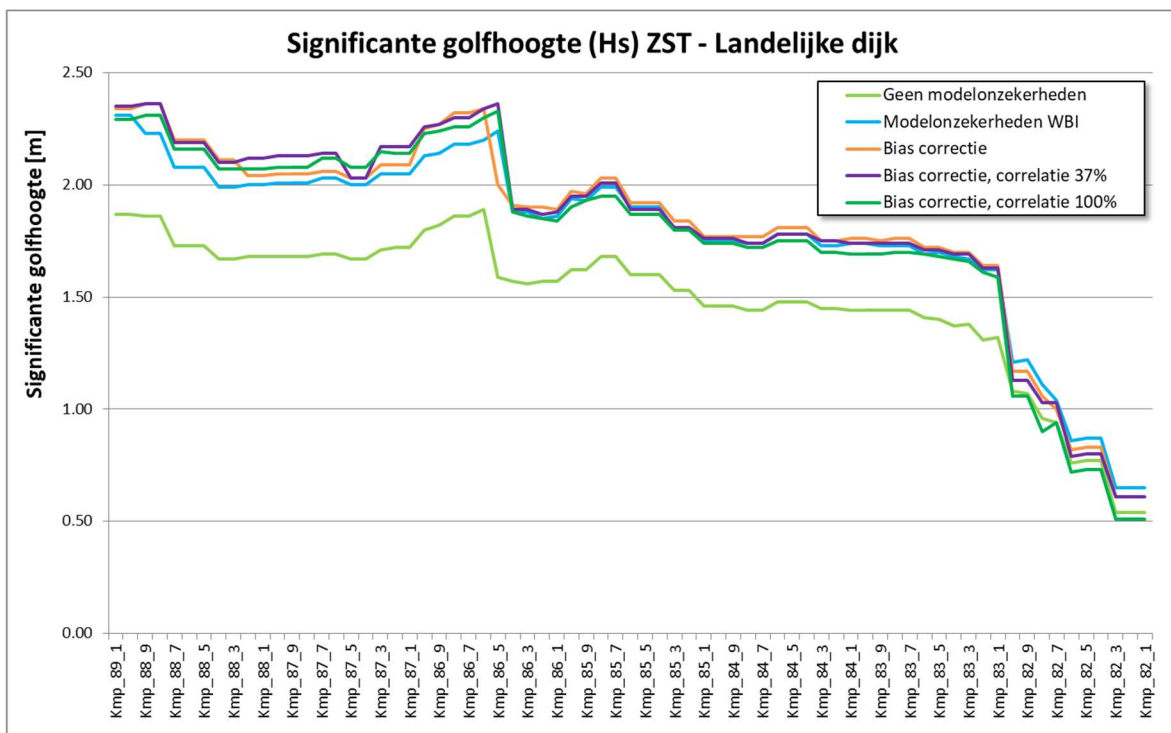
- Net als bij het HBN is de golfsteilheid zonder modelonzekerheden in dezelfde orde van grootte als de golfsteilheden bij toepassing van de biascorrectie en 100% gecorrleerde modelonzekerheden.
- Bij toepassing van de standaard modelonzekerheden uit het WBI (zonder biascorrectie en zonder correlatie) neemt de golfsteilheid gemiddeld 1% en maximaal 2,5% toe.
- De verandering van de golfsteilheid wordt vooral veroorzaakt door veranderingen in de piekperiode. De golfhoogte is voor de situaties met modelonzekerheden namelijk ongeveer gelijk (zie Figuur 18), maar de piekperiode verschilt per gekozen variant (zie Figuur 19).
- Door de toename van de golfperiode is de fictieve belasting bij een biascorrectie en 100% gecorrleerde modelonzekerheden het hoogst (zie ook Figuur 17).
- Figuur 16 t/m Figuur 19 is weergegeven voor een waterstandsniveau van NAP+3,0 m. Het weergegeven beeld van de golfsteilheden is relevant voor het bereik aan waterstanden van NAP+1,0 m tot NAP+4,0 m.
- We merken op dat de golfsteilheden bij het HBN (Figuur 11) zijn weergegeven op basis van de spectrale golfperiode ( $T_m - 1,0$ ). Bij de belasting voor ZST is de piekperiode ( $T_p$ ) geanalyseerd.



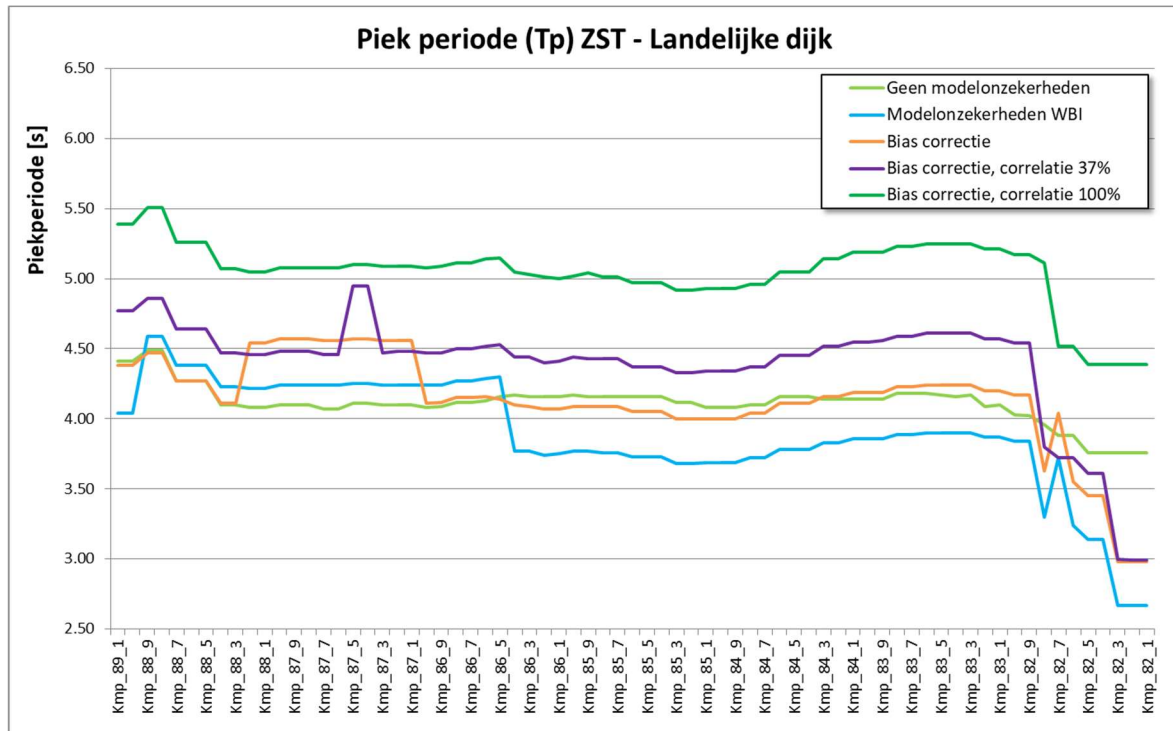
Figuur 16: Golfsteilheid op basis van de piekperiode ( $T_p$ ) voor ZST (Steenzetting betonzuilen - normale golfsteilheid) bij een waterstandsniveau van NAP+3,0m voor vijf verschillende rekeninstellingen en de gecorrigeerde database fysica.



Figuur 17: Fictieve belasting (S) voor ZST (Steenzetting betonzulen - normale golfsteilheid) bij een waterstandsniveau van NAP+3,0m voor vijf verschillende rekeninstellingen en toepassing van de gecorrigeerde database fysica.



Figuur 18: Significante golfhoogte (Hs) voor ZST (Steenzetting betonzulen - normale golfsteilheid) bij een waterstandsniveau van NAP+3,0m voor vijf verschillende rekeninstellingen en toepassing van de gecorrigeerde database fysica.



Figuur 19: Piekperiode ( $T_p$ ) voor ZST (Steenzetting betonzuilen - normale golfsteilheid) bij een waterstandsniveau van NAP+3,0m voor vijf verschillende rekeninstellingen en toepassing van de gecorrigeerde database fysica.

Voor het bepalen van de golfbelastingen voor bekledingen wordt gebruik gemaakt van de piekperiode. We merken op dat de piekperiode  $T_p$  niet is opgenomen in de WBI-databases, omdat deze soms een springerig gedrag vertoont. Als deze waarde ontbreekt, berekent Hydra-NL de piekperiode op basis van de gemiddelde golfperiode  $T_m-1,0$  via de vaste verhouding van  $T_p = 1,1 * T_m-1,0$  (deze factor ligt aan de basis van het resultaat in Figuur 16 t/m Figuur 19). Deze verhouding is echter alleen geldig op diep water. In de Waddenzee is dit verschil gemiddeld geen 10% maar 24% (Van Nieuwkoop [2017]). Uit SWAN volgt bij de Lauwersmeerdijk een verschil van gemiddeld 19% (range 6% tot 44% - zie ook Bijlage B).

Vanwege bovenstaande reden stellen wij voor de  $T_p$  afzonderlijk toe te voegen aan de database op basis van de bijgestelde factor 1,20. Dit verlengt de periode zodat deze past bij de karakteristieken van het gebied. Als gevolg hiervan worden de golfsteilheden lager.

**N.B.** Een hogere piekperiode heeft geen invloed op de benodigde kruinhoogte van de dijk. Voor de bepaling van het HBN wordt immers de spectrale golfperiode ( $T_m-1,0$ ) gebruikt. Een hogere piekperiode heeft wel effect op het bekledingsontwerp van een dijk.

### 2.3. Invloed van morfologische veranderingen op de hydraulische belastingen

De WBI-database met golfparameters is in 2011 tot stand gekomen. De bodem in het gebruikte SWAN-model is gebaseerd op bodemmetingen (vaklodingen) uit 2006. Inmiddels, 14 jaar verder, zijn er morfologische veranderingen opgetreden in het gebied voor het dijkttraject Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat. De geul Vierhuizergat is dieper geworden, en ligt dichters tegen de dijk aan. De (naamloze) ondiepe geul die de wadplaat voor locatie 3 uit Figuur 8 in snijdt, heeft zich enigszins teruggetrokken in de periode 2006-2019.



Om die reden zijn enkele karakteristieke SWAN-berekeningen uit 2011 herhaald met de bodem van 2019. De resultaten van deze berekeningen zijn opgenomen in bijlage B. Het bleek dat de golfhoogte en golfperiode beide iets lager zijn in de berekeningen met de bodem van 2019 ten opzichte van de oorspronkelijke berekeningen uit 2011, met een bodem uit 2006. De afname bedraagt slechts ca. 0,05 m op de golfhoogte en ca. 0,1 s op de golfperiode.

Er zijn geen redenen om te veronderstellen dat de morfologische situatie in de komende 50 jaar zich in een fundamenteel andere richting zal gaan ontwikkelen dan in de afgelopen 14 jaar. Het is daarom een voldoende nauwkeurige en daarnaast robuuste keuze om de WBI2017-database met rekenresultaten uit 2011 (en bodem uit 2006) als uitgangspunt te blijven gebruiken.

#### 2.4. Indicatieve impact op de kosten

Voor de landelijke dijk is voor beide alternatieven voor twee dijkpalen de indicatieve impact op de directe bouwkosten (kosten zonder opslagen) onderzocht door een wijziging in het benodigde HBN. Deze dijkpalen zijn zo gekozen dat ze representatief/kenmerkend zijn voor twee dijktrajecten; dijkpaal 87.9 is representatief gesteld voor het traject dp89.0 t/m dp85.0 en dijkpaal 83.3 is representatief gesteld voor traject dp85.0 t/m 82.0. De resultaten zijn in weergegeven in Tabel 1. De rekenresultaten zijn in detail opgenomen in Bijlage E.

Het valt op dat de impact op de kosten minimaal is. Dit komt doordat de kosten van het harde bekledingsontwerp op het buitentalud dominant zijn. De benodigde zetsteendikte kan wijzigen bij een andere rekeninstelling, maar de extra kosten voor een eventueel dikkere steen zijn minimaal. De indicatieve zetsteendikte is bepaald voor het zetsteentype Basalton<sup>1</sup>, de resultaten zijn ook opgenomen in Tabel 1.

De meerkosten van kleine extra kruinverhogingen en een iets zwaarder bekledingsontwerp zijn dus nagenoeg verwaarloosbaar klein. In een enkel geval, vervalt bij een lager benodigde HBN net een hoogte-opgave en daarmee dus ook een extra opgave aan het binnentalud. In zo'n geval nemen de directe bouwkosten wel sterk af. Dit verklaart het kostenverschil bij binnenwaarts glad voor dijkpaal 87.9 zonder modelonzekerheden (-23%) tussen de andere rekeninstellingen.

Het alternatief binnenwaarts ruw kent een duurder bekledingsontwerp op het buitentalud dan alternatief binnenwaarts glad, maar is doordat de huidige kruinhoogte in veel gevallen al voldoet of slechts beperkt hoeft te worden verhoogd, vaak wel goedkoper dan alternatief binnenwaarts glad. Dit verschil is vooral bij dijkpaal 87.9 (representatief voor traject dp89.0 t/m dp85.0) zichtbaar

**N.B.** In de kostenbeschouwing is verondersteld dat het huidige binnentalud zonder het toepassen van erosiebestendige maatregelen bestand is tot een golfoverslagdebiet van 10 l/s/m.

---

<sup>1</sup> De keuze voor het type zetsteen dient in de planuitwerking te worden onderzocht.



Tabel 1: Kostenimpact van de vijf rekeninstellingen hydraulische belastingen

Dwarsprofiel	Overslagdebiet	Alternatief	Directe kosten	verschil	kruihoogte m tov [NAP]	zesteendikte
87.9 zonder modelonzekerheden	5 l/s/m	glad	€ 3,012.51	-23%	8.35	30cm
87.9 met modelonzekerheden	5 l/s/m	glad	€ 3,904.97	basis	8.46	35cm
87.9 bias correctie	10 l/s/m	glad	€ 3,917.92	0%	8.39	35cm
87.9 bias correctie + 37%correlatie	10 l/s/m	glad	€ 3,926.20	1%	8.5	40cm
87.9 bias correctie + 100%correlatie	10 l/s/m	glad	€ 3,917.33	0%	8.65	40cm
83.7 zonder modelonzekerheden	5 l/s/m	glad	€ 4,107.69	-1%	8.09	30cm
83.7 met modelonzekerheden	5 l/s/m	glad	€ 4,151.06	basis	8.16	35cm
83.7 bias correctie	10 l/s/m	glad	€ 4,119.36	-1%	8.1	35cm
83.7 bias correctie + 37%correlatie	10 l/s/m	glad	€ 4,250.12	2%	8.2	35cm
83.7 bias correctie + 100%correlatie	10 l/s/m	glad	€ 4,366.19	5%	8.32	35cm
87.9 zonder modelonzekerheden	5 l/s/m	Ruw	€ 3,396.06	-1%	7.95	30cm
87.9 met modelonzekerheden	5 l/s/m	Ruw	€ 3,443.51	basis	8.06	35cm
87.9 bias correctie	10 l/s/m	Ruw	€ 3,443.51	0%	8.01	35cm
87.9 bias correctie + 37%correlatie	10 l/s/m	Ruw	€ 3,496.30	2%	8.12	40cm
87.9 bias correctie + 100%correlatie	10 l/s/m	Ruw	€ 3,496.30	2%	8.25	40cm
83.7 zonder modelonzekerheden	5 l/s/m	Ruw	€ 3,994.16	-1%	7.72	30cm
83.7 met modelonzekerheden	5 l/s/m	Ruw	€ 4,023.62	basis	7.79	35cm
83.7 bias correctie	10 l/s/m	Ruw	€ 4,033.74	0%	7.75	35cm
83.7 bias correctie + 37%correlatie	10 l/s/m	Ruw	€ 3,995.99	-1%	7.83	35cm
83.7 bias correctie + 100%correlatie	10 l/s/m	Ruw	€ 3,971.98	-1%	7.95	35cm

## 2.5. Conclusies hydraulische belastingen

Voor het vaststellen van de hoogteopgave worden de volgende uitgangspunten toegepast:

- Toepassing van database fysica die gecorrigeerd is voor het 'gat' in het waterstandsveld en waar alleen wordt uitgegaan van het G4 -model uit WTI2011. Dit betekent dat de inhoud van de database ten oosten van dijkpaal 84.3 is gecorrigeerd (uitvoerlocaties WZ\_1\_6-5\_dk\_00052 t/m WZ\_1\_6-5\_dk\_00062).
- Lange golfperiodes leiden tot een hoger HBN dan korte golven. Het meenemen van (te) hoge golfsteilheden of negeren van lange golven, is fysisch niet juist en leidt tot een ontwerp met een verhoogd risico op onvoorzien vroegtijdig afkeuren. Door te kiezen voor een HBN op basis van de biascorrectie en volledig gecorreleerde modelonzekerheden sluiten we zo dicht mogelijk aan op de gevonden golfsteilheden uit SWAN.
- De keuze voor een HBN met bias correctie en volledige gecorreleerde modelonzekerheid is niet tot verwaarloosbaar duurder (<5% bij binnenwaarts glad en <2% bij binnenwaarts ruw) dan de andere alternatieven ter bepaling van het HBN die zijn onderzocht.
- De piekperiode ( $T_p$ ) wordt expliciet in de database fysica opgenomen op basis van de SWAN uitvoer. Er wordt geen gebruik gemaakt van de vaste verhouding van  $T_p = 1,1 * T_{m-1,0}$ . Op deze manier wordt recht gedaan aan het feit dat de verhouding bij de Lauwersmeerdijk tussen 1,1 en 1,4 ligt, en ruimtelijk varieert

Rondom de bepaling van de hydraulische belastingen en de hoogteopgave spelen daarnaast onderstaande punten. In de keuze voor het VKA worden onderstaande overwegingen meegenomen in het kader van de robuustheid en toekomstbestendigheid van het ontwerp.

- SWAN onderschat de doordringing van laagfrequente golven richting de kust, en daarmee de golfperiode (en overschat dus de steilheid). Het is onzeker of langere golven daadwerkelijk zo sterk vanuit de geulen naar de plaatranden bewegen, zoals voorspeld door SWAN. Het is waarschijnlijk dat kennisontwikkeling op dit punt leidt tot lagere in plaats van hogere golfsteilheden dan nu gehanteerd in het ontwerp. Dit leidt vervolgens tot een hoger HBN.
- De ontwikkeling van het klimaat is erg onzeker. Het klimaatscenario W+ (o.b.v. KNMI'06) bevindt zich weliswaar aan de bovenkant van de reële bandbreedte van de onzekerheid die destijds is ingeschat, maar recent onderzoek bestempeld ongunstigere scenario's niet als onmogelijk (KNMI [2017] en Deltares [2018]). Deze ongunstige elementen hebben nog geen





expliciete plek gekregen in het huidige ontwerp, omdat dit mogelijk leidt tot het stapelen van ongunstige aannames.

- De golfsteilheid met biascorrectie en volledig gecorreleerde modelonzekerheden sluit zo dicht mogelijk aan op de gevonden golfsteilheden uit SWAN. De aanname van volledige correlatie tussen de modelonzekerheden (100%) is theoretisch niet te onderbouwen (hier is immers een correlatie van 37% aangetoond – zie Smale [2019]). Het zou fundamenteel passender zijn om de correlatie van 37% toe te passen in combinatie met een biascorrectie die specifiek is afgeleid voor dit dijktraject. Omdat er geen onderzoek beschikbaar is om een alternatieve biascorrectie op te baseren zijn de modelonzekerheden volledig gecorreleerd aangenomen. Hiermee wordt immers hetzelfde effect bereikt, namelijk een golfsteilheid in de ontwerpberekening die zo dicht mogelijk aansluit bij de uitkomsten van SWAN.
- In de (nabije) toekomst wordt door RWS-WVL en Deltares een verlaging van de hydraulische belastingen verwacht als gevolg van aanpassingen aan de basispeilen en extreme-waarden statistiek voor de windsnelheid.
- In voorliggende analyse is uitgegaan van de huidige kruinhoogte. Deze wordt als gevolg van bodemdaling naar verwachting 10 cm lager (periode 2023 – 2075).
- Een verkennende analyse laat zien dat de basissituatie zoals is opgenomen in de database fysica (gebaseerd op bodemgegevens uit 2006) eerder gunstig in plaats van ongunstig veranderen. Toepassing van de bodemhoogte uit 2019 in plaats van 2006 zorgt bij het huidige klimaat namelijk voor een verlaging van het HBN van circa 5-10 cm.

### 3. Kritische overslagdebiet

#### 3.1. Aanleiding

Voor vaststelling van de ontwerpogave van het HWBP project Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat moet een keuze worden gemaakt voor het toe te passen kritieke golfoverslagdebiet. Het HWBP programma stelt projecten vanaf voorjaar 2020 verplicht een expliciete keuze voor het wel of niet toepassen van het probabilistisch overslagdebiet. Vooruitlopend hierop is de keuze voor het toe te passen kritische overslagdebiet meermaals binnen het HWBP project Lauwersmeerdijk Vierhuizergat onderbouwd. Vanwege onzekerheden in de toekomstige hydraulische randvoorwaarden (HR na 2023) heeft het waterschap in de zomer van 2019 de keuze gemaakt de verkenningsfase te doorlopen met ontwerpverkenningen die uitgingen van een overslagdebiet van 5 l/m/s. In het 3<sup>e</sup> kwartaal van 2019 is er daarbij aanvullend onderzoek gedaan naar de kwaliteit van de binnendijkse kleilaag voor het traject Landelijke dijk. De kleilaag is van matige kwaliteit en van beperkte dikte (gemiddeld circa 60cm inclusief toplaag).

Deltares en het HWBP heeft het projectteam gevraagd de keuze voor het overslagdebiet te heroverwegen middels een probabilistische bebouwing. Hiermee wordt ook invulling gegeven aan het KPR-advies 'Ontwerpen met kansverdelingen voor kritieke overslagdebieten' (KPR [2019]). In november 2019 (in het reviewgesprek met Deltares en het HWBP) zijn de eerste resultaten van deze analyse besproken. Er is toen nog geen consensus bereikt over het te hanteren kritieke golfoverslagdebiet. De keuze van het kritieke overslagdebiet dient namelijk gemaakt te worden in samenhang met andere keuzes over de hydraulische belastingen, bijvoorbeeld gerelateerd aan nieuwe inzichten en kennisonzekerheden. Deze beschouwing is nu afgerond, zie ook hoofdstuk 2.



In dit hoofdstuk wordt de invloed van het kritische overslagdebiet beschouwd op de aspecten (1) omvang van de hoogteopgave, (2) interactie met geotechnische faalmechanismen en (3) kosten.

**N.B.** De keuze voor het golfoverslagdebiet heeft geen versterkende of reducerende invloed op het bekledingsontwerp op het buitentalud. De keuze voor een bepaald golfoverslagdebiet kan wel invloed hebben op het bekledingsontwerp op het binnentalud van de dijk.

### 3.2. Huidige waterkering en type overgangen

In de verkenningsfase is aangetoond dat voor zowel traject Landelijke dijk als traject Haven (zie Variantennota) het goed mogelijk is om met relatief weinig maatregelen aan het binnentalud de dijk te versterken, ook bij keuze van een relatief laag overslagdebiet (5 l/s/m). Bij het toestaan van een hoger overslagdebiet wordt de benodigde kruinverhoging lager en kan deze zelfs verval-len. Echter het toestaan van meer overslag over de dijk dient wel veilig te zijn. Bij een probabilistische analyse wordt aan de hand van de kwaliteit van de overgangen (de zwakste plekken in de dijk) bepaald welke mate van golfoverslag toelaatbaar mag worden geacht.

Er is daarom gestart om een inschatting te maken van de kwaliteit van de overgangen. Deze inschatting wordt gebruikt als input voor kostenschattingen.

#### Landelijke dijk

Op het landelijke deel van de Lauwersmeerdijk is voor het grootste deel sprake van een groene dijk met een goed onderhouden grasmat/ grasmat met gesloten zode (Figuur 20). Aan de binnenzijde ligt een onderhoudsweg en staat een hekwerk vanwege de begrazing door schapen. De klei op het bovenbeloop (rechts van de onderhoudsweg in Figuur 20) is zandig en is geclassificeerd als matig erosiebestendig, deze voldoet het hele traject net aan de kwaliteitseisen voor erosiebestendigheid (lutumgehalte <20%)<sup>2</sup>. De dikte van de kleilaag op het binnentalud varieert tussen de 0,3 m en 0,8 m. Op de binnenberm is geen klei aanwezig aan de binnenzijde van de asfaltverharding. Op basis van de beschrijvingen Deltares [2015] hebben wij ingeschat dat hier sprake is van een **gemiddelde tot geometrische overgang**. Er is namelijk sprake van een ononderbroken binnentalud met een gesloten zode en een (zandige) kleilaag. Vanwege de onderhoudsweg en het hekwerk is geen sprake van een zuiver geometrische overgang. Zulke objecten kunnen namelijk schade initiëren.

Langs het landelijke deel van de Lauwersmeerdijk is sprake van een uniform beeld. Bij dijkpaal 86.5 is de enige uitzondering daarop aanwezig. Hier is namelijk sprake van een dijkovergang die geclassificeerd is als een worst-case overgang (zie Figuur 21). Deze dijkovergang is niet beschouwd.

---

<sup>2</sup> Deze conclusie is gebaseerd op de rapportage "Aanvullende conditionerende onderzoeken Lauwersmeerdijk" van november 2019, waarbij 17 kleimonsters zijn onderzocht. Het wordt aanbevolen deze conclusie te staven in de planuitwerkingsfase door meer kleimonsters te nemen en te onderzoeken.



*Figuur 20: Foto landelijke deel van de Lauwersmeerdijk – foto bij dijkspaal 84.0.*



*Figuur 21: Foto dijkovergang op het landelijke deel van de Lauwersmeerdijk – foto bij dijkspaal 86.5.*

In de haven van Lauwersoog loopt een provinciale weg (N-361) over de kruin van de dijk tussen dijkspaal 89.6 en 91.0 (bij de Cleveringsluizen). Daarnaast is er sprake van veel dijkmeubilair en is er geen kleilaag op de kruin en het binnentalud aanwezig (zie Figuur 22 ). Ook is de grasmatt slecht/heeft een open zode. In het meest gunstige geval is hier sprake van een **worst-case overgang**.

Tussen dijkspaal 89.5 en 89.2 loopt de provinciale weg met fietspad binnenwaarts van de kering. De waterkering vertoont hier een zelfde beeld als het grootste deel van de landelijke dijk. Op deze locaties is daarom ook sprake van een gemiddelde tot geometrische overgang. Echter op dit deel van het traject is er geen hoogte-opgave.



Figuur 22: Kruihaven Lauwersoog – foto binnentalud bij dijkspaal 90.2.



Figuur 23: Dijkmeubilair in de haven van Lauwersoog – foto binnentalud bij dijkspaal 90.0.

### 3.3. Uitgevoerde gevoeligheidsanalyses kruinhoogte

De hoogte-opgave is in kaart gebracht voor verschillende kritieke overslagdebieten:

- Deterministisch kritiek overslagdebiet van 5 l/s/m (uitgangspunt Variantennota)
- Deterministisch kritiek overslagdebiet zoals beschreven in het OI2014v4. Voor de Lauwers-meerdijk is dit gelijk aan 10 l/s/m.
- Het probabilistische overslagdebiet zoals beschreven in KPR [2019] voor verschillende type overgangen:



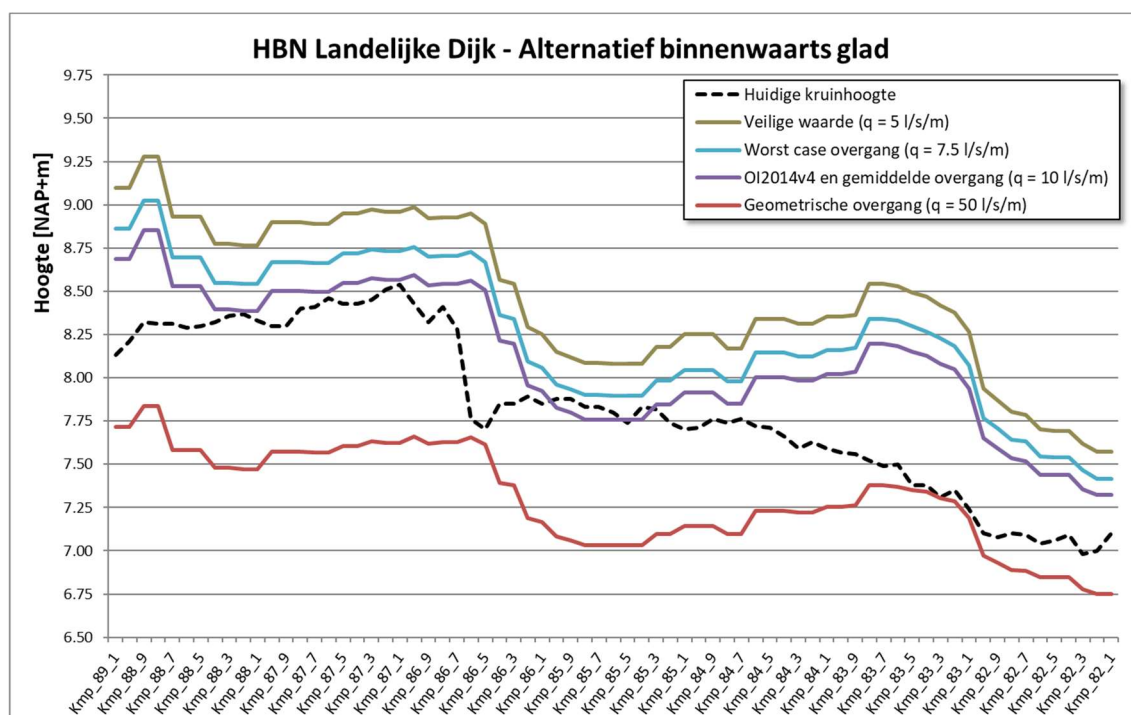
- Worst case overgang (van toepassing voor Haven)
- Gemiddelde overgang (van toepassing voor Landelijke Dijk)
- Geometrische overgang (mogelijk met aanvullende maatregelen van toepassing voor Landelijke dijk)
- Het type 'geen overgang' uit KPR [2019] is niet beschouwd omdat langs de Lauwersmeerdijk altijd op zijn minst sprake is van een geometrische overgang.

Om een vergelijking te maken tussen het probabilistische overslagdebiet conform KPR [2019] en het deterministische debiet uit het OI2014v4 is het probabilistische debiet vertaald naar een deterministisch debiet zodanig dat dit leidt tot eenzelfde HBN<sup>3</sup>. Hieruit blijkt dat:

- Een worst case overgang komt langs de landelijke dijk overeen met een deterministisch overslagdebiet van orde grootte 7,5 l/s/m en voor het haventraject met een deterministisch overslagdebiet van orde grootte 5 l/s/m ;
- Een gemiddelde overgang komt voor zowel de landelijke dijk als voor de havendijk overeen met een deterministisch overslagdebiet van orde grootte 10 l/s/m;
- Een geometrische overgang komt langs de landelijke dijk overeen met een deterministisch overslagdebiet van orde grootte 50 l/s/m en voor het haventraject met een deterministisch overslagdebiet van orde grootte 60 l/s/m;

Deze representatieve overslagdebieten zijn gebruikt in het vervolg van de analyse.

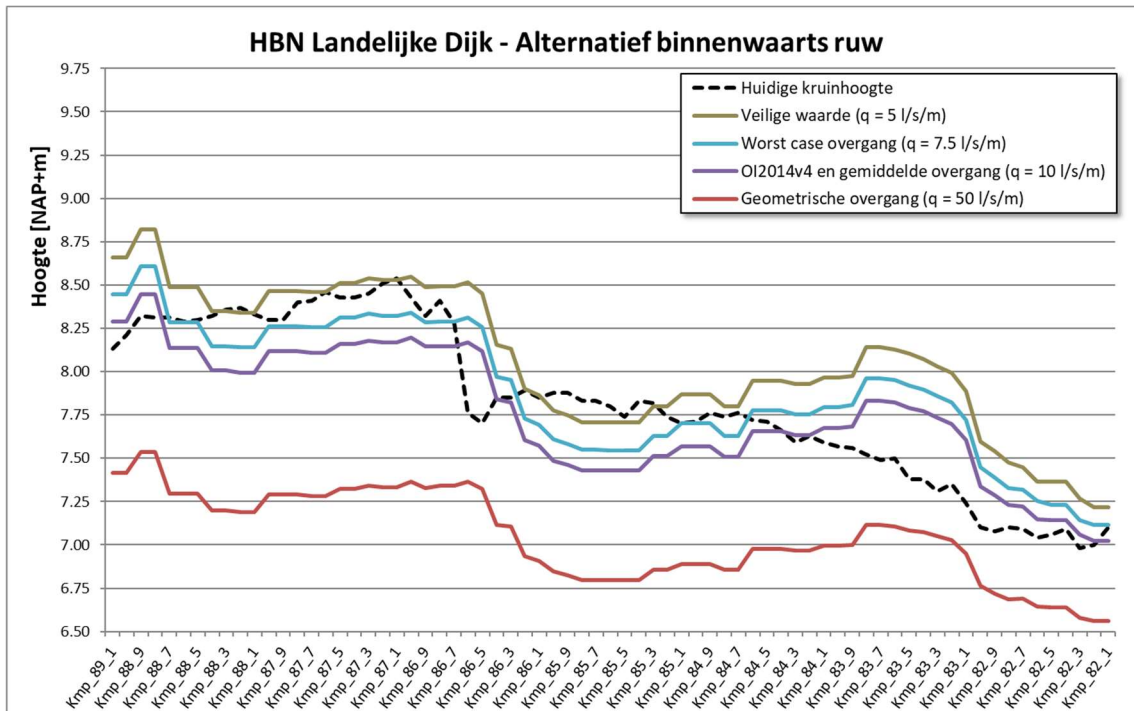
Figuur 24 en Figuur 25 laat het effect van de verschillende kritische overslagdebieten op het HBN zien voor de twee versterkingsalternatieven voor de landelijke dijk. Hierbij wordt opgemerkt dat in Hoofdstuk 2 de toegepaste hydraulische belastingen en wijzingen op de standaard WBI2017 database zijn onderbouwd (zie paragraaf 2.1). In dit hoofdstuk wordt gebruikt gemaakt van de gecorrigeerde database (bias-correctie).



<sup>3</sup> Ten tijde van de analyse was de najaarsrelease van Riskeer nog niet beschikbaar waardoor dit nodig was om de ontwerpkuinhoogte voor 2075 o.b.v. het probabilistische debiet te bepalen. Hierdoor is het herzien van de analyse op basis van de nieuwe versie van Riskeer niet nodig.



Figuur 24: HBN in 2075 bij verschillende keuzes voor het kritiek overslagdebiet – alternatief binnenwaarts glad.

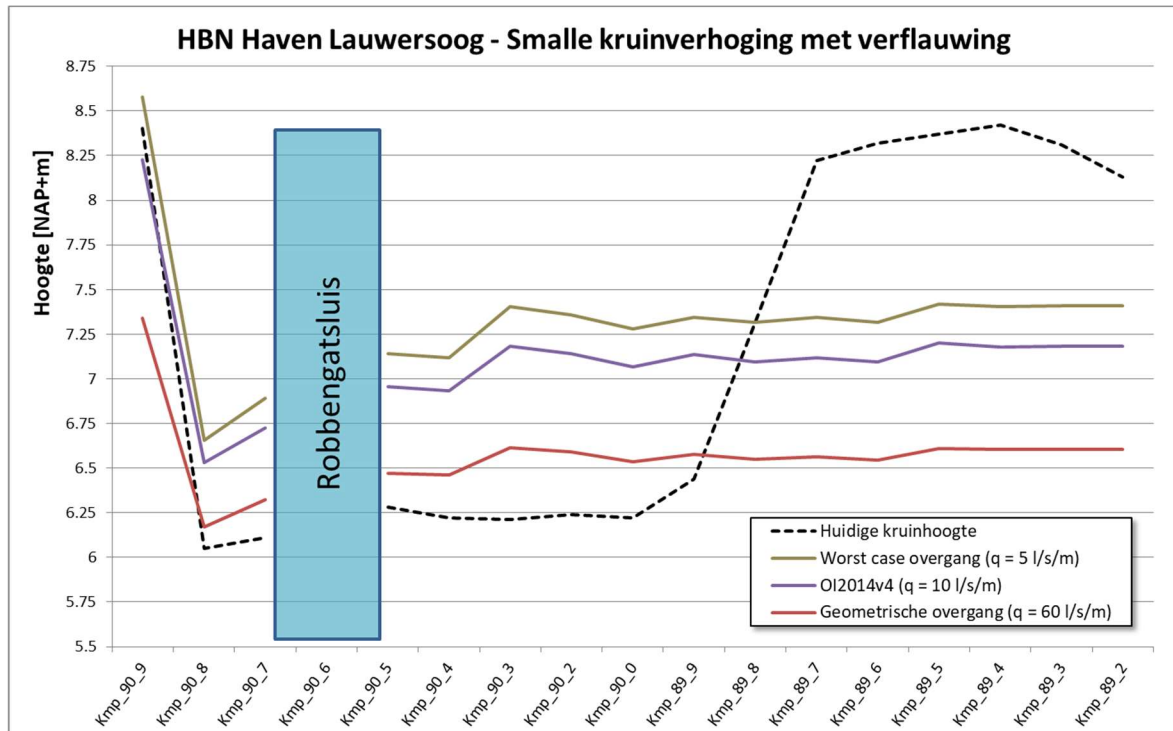


Figuur 25: HBN in 2075 bij verschillende keuzes voor het kritiek overslagdebiet – alternatief binnenwaarts ruw.

Wat betreft de impact op de hoogteopgave voor de landelijke dijk merken we op dat:

- Het HBN is bij een worst-case overgang ( $q = 7,5 \text{ l/s/m}$ ) op de landelijke dijk gemiddeld 15 cm hoger dan conform het OI2014v4 ( $q = 10 \text{ l/s/m}$ ) een gemiddelde overgang ( $q = 10 \text{ l/s/m}$ ).
- Bij toepassing van een geometrische overgang ( $q = 50 \text{ l/s/m}$ ) is het HBN 70 cm lager dan conform het OI2014v4 ( $q = 10 \text{ l/s/m}$ ) en voldoet de huidige kruinhoogte volledig.
- Alleen als kan worden uitgegaan van een geometrische overgang is er geen sprake van een significante hoogteopgave bij de variant binnenwaarts glad (Figuur 24). Bij de andere drie criteria voor het overslagdebiet is voor de variant binnenwaarts glad altijd sprake van een opgave. Voor de variant binnenwaarts ruw (Figuur 25) geldt hetzelfde, al is de omvang ten opzicht van de variant binnenwaarts glad een stuk geringer.

Figuur 26 laat zien dat er structureel sprake is van een hoogteopgave in de haven van Lauweroog van dijkspaal 90.9 t/m 89.8. De HBN-verschillen tussen de verschillende keuzes voor het overslagdebiet zijn over het algemeen iets beperkter dan voor de landelijke dijk.



Figuur 26: HBN in 2075 bij verschillende keuzes voor het kritiek overslagdebiet – alternatief smalle kruinverhoging.

### 3.4. Interactie met andere faalmechanismen

De mate van golfoverslag heeft ook invloed op andere faalmechanismen dan GEKB. Voorbeelden zijn macrostabiliteit (STBI) en het afschuiven van gras op het binnentalud (GABI). Analyses waarbij infiltratie een rol speelt zijn erg onzeker van aard omdat de ligging van de freatische lijn bij significante golfoverslag lastig vast te stellen is. Daarom wordt in deze beschouwing onderscheid gemaakt in twee scenario's:

1. Overslagdebiet met beperkte omvang. Hieronder valt het overslagdebiet op basis van de worst-case en de gemiddelde overgang op de landelijke dijk ( $q = 5$  tot  $q = 10$  l/s/m) en het overslagdebiet op basis van het OI2014v4 ( $q = 10$  l/s/m).
2. Hoge overslagdebieten in de orde van 40-60 l/s/m. Dit is het overslagdebiet passend bij een geometrische overgang op de landelijke dijk.

Ondanks onzekerheden ten aanzien van (beheer en onderhoud) van de grasbekleding en ligging van de freatische lijn bij infiltratie, is in Bijlage A op basis van gevoeligheidsanalyses aangetoond dat bij overslagdebieten in de orde van 5-10 l/s/m geen sprake is van negatieve beïnvloeding van de overige geotechnische mechanismen. De volledige analyse is opgenomen in Bijlage A.

Bij een dijkontwerp waarbij een hoog overslagcriterium van 40-60 l/s/m wordt gehanteerd, is de belasting (stroomsnelheden, tijdsduur belasting, hoeveelheid infiltrerend water, etc.) op de dijk groter. Derhalve worden zwaardere eisen aan de verschillende onderdelen van de dijk gesteld. Op basis van de analyse in Bijlage A is met betrekking tot de relevante geotechnische faalmechanismen laten zien dat:

- De grasmat tenminste over de kwalificatie "goed" moet beschikken. Dit houdt in dat het beheer en onderhoud van de grasmat dusdanig dient te zijn dat er daadwerkelijk sprake is van een goede grasmat. Ook moeten schades zoals ten gevolge van graverij of droogte met voldoende zekerheid kunnen worden uitgesloten. Het toelaten van begrazing door schapen op kruin en binnentalud is discutabel in verband met het ontstaan van looppadjes;



- De ontwikkeling van de freatische lijn bij een dergelijk groot overslagdebiet omvat een grote mate van onzekerheid. Modelmatig (MSeep) ligt de berekende freatische lijn net onder de maximaal toelaatbare waterdruk voor opdrukken van de kleilaag. Gezien de onzekerheden in de daadwerkelijke ligging van de freatische lijn onder maatgevende condities, kan instabiliteit van het talud en/of de bekleding niet worden uitgesloten.

In het geval van schade aan het binnentalud (grasmat, macrostabiliteit en/of deklaag) wordt de reststerkte van de kern en/of deklagen van de dijk aangesproken. Op basis van de POV-M notitie wordt vastgesteld dat voor overslagdebieten groter dan  $q = 10 \text{ l/m/s}$  onvoldoende kennis en ervaring voorhanden is om hier een uitspraak over te doen.

Op basis hiervan wordt gesteld dat een ontwerp op basis van hoge overslagdebieten onvoldoende kan worden onderbouwd zonder aanvullende maatregelen te treffen. Daarbij is de Lauwersmeerdijk een zanddijk met een dunne en matige kleilaag op het binnentalud met weinig reststerkte. Om deze redenen zullen bij een hoog overslagdebiet aanvullende maatregelen aan kruin en/of binnentalud van de Lauwersmeerdijk noodzakelijk zijn. In deze analyse is gekozen dat deze maatregel bestaat uit het aanbrengen van erosiebestendige kleilaag van 1m dikte op het binnentalud en de binnenberm.

### 3.5. Indicatieve impact op de ontwerpkosten

Voor de landelijke dijk is voor beide alternatieven voor twee dijkpalen de indicatieve impact van de hantering van een wisselend kritiek overslagdebiet op de directe bouwkosten (kosten zonder opslagen) onderzocht. Deze dijkpalen zijn zo gekozen dat ze representatief/kenmerkend zijn voor twee dijktrajecten; dijkpaal 87.9 is representatief gesteld voor het traject dp89.0 t/m dp85.0 en dijkpaal 83.3 is representatief gesteld voor traject dp85.0 t/m 82.0. Voor de havendijk is gekozen om voor het alternatief smalle kruinverhoging deze analyse uit te voeren bij dijkpaal 90.0. Dit alternatief is toepasbaar over een lengte van circa 1km van het haventraject (zie voor onderbouwing Figuur 27).

De resultaten van de kostenvergelijking zijn weergegeven in Tabel 2. De rekenresultaten zijn in detail opgenomen in Bijlage E. Een hoger overslagdebiet heeft geen effect op het ontwerp van de bekleding op het buitentalud.

Het valt op dat de impact op de kosten alleen significant zijn als een kruinverhoging en daarmee een binnenwaartse verplaatsing/opgave wegvalt. Het toestaan van hogere overslagdebieten (bijvoorbeeld behorend bij een geometrische overgang) leiden niet altijd tot een kostenbesparing. Dit komt 1. doordat bij een lager overslagdebiet vaak al geen kruinverhoging meer nodig is en de stap naar een geometrische overgang heeft in dat geval weinig zin of 2. de kosten om het binnentalud overslagbestendig te maken, nemen het kostenvoordeel van een lagere kruinhoogte weg. Hierbij is aangenomen dat alleen bij een kritiek overslagdebiet hoger dan  $10 \text{ l/s/m}$  erosiebestendige klei aangebracht dient te worden op het binnentalud. Het overslagdebiet dat optreedt voor zichtjaar 2075 bij de huidige kruinhoogte is weergegeven in Figuur 14.

Voor het alternatief binnenwaarts glad wordt bij dijkpaal 87.9 een grote kostenreductie berekend voor een geometrische overgang (-23%). Het overslagdebiet bij de huidige kruinhoogte is circa  $18 \text{ l/s/m}$ . Hierdoor hoeft bij het hanteren van een geometrische overgang de huidige dijk dus niet omhoog en tevens is aangenomen dat de huidige kleilaag op het binnentalud deze belasting aan zou moeten kunnen. Opgemerkt moet worden dat over een lengte van circa 500m in het traject dp89.0 t/m dp85.0 het kritieke overslagdebiet wel hoger is dan  $20 \text{ l/s/m}$ . Hier zullen





waarschijnlijk wel extra maatregelen nodig zijn aan het binnentalud, dus een kostenreductie van -23% over het gehele traject lijkt zeer waarschijnlijk onhaalbaar.

Voor het dijktraject dp85.0 t/m dp 82.0 wordt bij alternatief binnenwaarts glad de grootste kostenreductie (-14%) berekend bij een golfoverslagdebiet van 10 l/s/m (gemiddelde overgang). Het kostenvoordeel van een geometrische overgang valt hier tegen, omdat is aangenomen dat een goed erosiebestendige kleilaag moet worden aangelegd worden op het binnentalud. De werkelijke overslagdebieten bij de huidige kruinhoogte lopen hier immers op tot circa 50 l/s/m.

Voor het alternatief binnenwaarts ruw wordt bij dijkpaal 87.9 tussen een worst case overgang (7,5 l/s/m), een gemiddelde overgang (10 l/s/m) en een geometrische overgang (50 l/s/m) een gelijke kostenreductie berekend (-19%). Het overslagdebiet bij huidige kruinhoogte is circa 7,5 l/s/m. Het hanteren van een hoger ontwerp-overslagdebiet levert bij dit alternatief voor deze strekking (dp89.0 t/m dp85.0) dus geen kostenvoordeel op.

Voor het dijktraject dp85.0 t/m dp 82.0 wordt bij alternatief binnenwaarts ruw een gelijke kostenreductie (-2%) berekend bij worst-case overgang en een gemiddelde overgang. Het kostenvoordeel van een geometrische overgang vervalt hier volledig, er worden zelfs meerkosten berekend (+16%), omdat is aangenomen dat een goed erosiebestendige kleilaag moet worden aangelegd worden op het binnentalud. De werkelijke overslagdebieten bij de huidige kruinhoogte lopen hier immers op tot boven de 20 l/s/m.

Voor het haventraject leidt het hanteren van een hoog overslag debiet (60 l/s/m bij een geometrische overgang) tot significante meerkosten, omdat de gehele kruin en binnentalud dan overslagbestendig gemaakt dient te worden. De kostenverschillen tussen een worst-case overgang (5 l/s/m) en een gemiddelde overgang (10 l/s/m) zijn minimaal geraamd. Hierbij is echter aangenomen dat er geen aanvullende erosiebestendige maatregelen in vergelijking met 5 l/s/m nodig zijn op de kruin van de dijk bij het hanteren van 10 l/s/m.

Tabel 2: Kostenimpact van verschillende kritieke golfoverslagdebieten

Alternatief	Directe kosten per m1	verschil	kruinhoogte m tov [NAP]	zetsteendikte
Binnenwaarts glad 5 l/s/m - dijkpaal 87.9	€ 4,054.96	basis		40cm
Binnenwaarts glad worstcase (7,5 l/s/m) - dijkpaal 87.9	€ 3,908.07	-4%	8.67	40cm
Binnenwaarts glad Gemiddeld (10 l/s/m) - dijkpaal 87.9	€ 3,927.47	-3%	8.5	40cm
Binnenwaarts glad Geometrisch (50 l/s/m) - dijkpaal 87.9	€ 3,112.75	-23%	7.57	40cm
Binnenwaarts glad 5 l/s/m - dijkpaal 83.7	€ 4,501.28	basis	8.54	35cm
Binnenwaarts glad worstcase overgang (7,5 l/s/m) - dijkpaal 83.7	€ 4,338.91	-4%	8.34	35cm
Binnenwaarts glad gemiddeld overgang (10 l/s/m) - dijkpaal 83.7	€ 3,835.75	-15%	8.2	35cm
Binnenwaarts glad geometrisch overgang (50 l/s/m) - dijkpaal 83	€ 4,284.98	-5%	7.38	35cm
Binnenwaarts ruw (5 l/s/m) - dijkpaal 87.9	€ 4,323.65	basis	8.47	40cm
Binnenwaarts ruw worstcase (7,5 l/s/m) - dijkpaal 87.9	€ 3,496.30	-19%	8.26	40cm
Binnenwaarts ruw gemiddeld (10 l/s/m) - dijkpaal 87.9	€ 3,496.30	-19%	8.12	40cm
Binnenwaarts ruw geometrisch (50 l/s/m) - dijkpaal 87.9	€ 3,496.30	-19%	7.29	40cm
Binnenwaarts ruw (5 l/s/m) - dijkpaal 83.7	€ 4,036.23	basis	8.14	35cm
Binnenwaarts ruw worst case (7,5 l/s/m) - dijkpaal 83.7	€ 3,939.50	-2%	7.96	35cm
Binnenwaarts ruw gemiddeld (10 l/s/m) - dijkpaal 83.7	€ 3,959.21	-2%	7.83	35cm
Binnenwaarts ruw geometrisch (50 l/s/m) - dijkpaal 83.7	€ 4,686.74	16%	7.11	35cm
Haven grondoplossing (5 l/s/m) - dijkpaal 90.0	€ 1,397.53	basis	7.28	20cm
Haven grondoplossing worstcase (5 l/s/m) - dijkpaal 90.0	€ 1,397.53	0%	7.28	20cm
Haven grondoplossing gemiddeld (10 l/s/m) - dijkpaal 90.0	€ 1,385.22	-1%	7.07	20cm
Haven grondoplossing geometrisch (60 l/s/m) - dijkpaal 90.0	€ 1,853.15	33%	6.54	20cm

### 3.6. Conclusie



## Haven Lauwersoog

- Binnen de haven van Lauwersoog dient ten alle tijden maatwerk te worden gehanteerd, omdat sprake is van een ruimtelijk complexe situatie (zie Figuur 27):
  - Voor de locaties waar de reguliere ontwerpen (smalle kruinverhoging met taludverflauwing en inkassing talud met verticale wand) inpasbaar zijn wordt een **kritiek overslagdebiet van 5 l/s/m** gehanteerd in combinatie met een gesloten grasmatt op 80 cm klei. Dit zijn de locaties #3, #5b en #7 in Figuur 27.
  - Op locaties waar de reguliere ontwerpen niet inpasbaar zijn, wordt maatwerk gehanteerd. Op de locaties #1, #2, #6 en #8 is geen sprake van een hoogte-opgave. Bij de Robbengatsluis (locatie #4) wordt de dijk overslagbestendig gemaakt; andere versterkingsalternatieven zijn hier nagenoeg onmogelijk. Bij het Informatie Paviljoen (locatie #5a) is door een gebrek aan ruimte alleen het alternatief met een verticale wand goed toepasbaar. Zie voor nadere toelichting de notitie kansrijke alternatieven RHDHV & HKV [2019b].

Bij de haven van Lauwersoog wordt in de basis gekozen voor een kritiek overslagdebiet van 5 l/s/m (**worst-case overgang**) vanwege het grote aantal overgangen als gevolg van fietspaden en de provinciale weg, bijbehorende objecten zoals verkeerborden en lantaarnpalen en aanwezige dijkmeubilair. Daarnaast merken wij op dat de huidige kruin (onverharde delen) en het binnentalud geen kleilaag bevat en de grasmatt slecht tot afwezig is. Door uit te gaan van een overslagdebiet van 5 l/s/m is de mate van overslag dusdanig klein dat de kruin alleen over 5 m lengte (in het dwarsprofiel) overslagbestendig moet worden gemaakt (door aanleg van bijv. een kleilaag). Daarmee hoeft deze maatregel niet op het hele binnentalud uitgevoerd te worden. Toepassing van een hoger overslagdebiet dan 5 l/s/m neemt de hoogteopgave niet weg en werkt op die locaties kostenverhogend omdat er extra werkzaamheden nodig zijn om de gehele kruin en binnentalud overslagbestendig te maken.



Figuur 27: Overzicht van de maatwerk locaties in de haven van Lauwersoog. Dit zijn de locaties #1, #2, #4 en #6.

## Landelijke dijk

Op het landelijke deel van de Lauwersmeerdijk wordt een kritiek overslagdebiet van **10 l/s/m** gehanteerd in combinatie met een gesloten grasmatt op 80 cm klei. Voor deze keuze noemen wij de volgende overwegingen:

- Op de Lauwersmeerdijk is geen sprake van een geometrische overgang. Het toestaan van de hoge overslagdebieten die horen bij een geometrische overgang leidt tot versterkingsmaatregelen op het binnentalud. Netto kan dit resulteren in hogere kosten.



- De classificering van het type overgang o.b.v. Deltares [2015] is niet eenduidig en in het verleden is gebleken dat er onder experts nog geen consensus bestaat over de classificatie. Dit maakt deze kennis in mindere mate toepasbaar binnen HWBP projecten. Voor een goede probabilistische analyse zou meer onderzoek nodig zijn naar de lokaal aanwezige sterkte van de grasmat onder ongunstige omstandigheden die representatief zijn voor de maatgevende belasting. Dit is niet doelmatig vanwege de doorwerking van verdere optimalisatie in andere faalmechanismen.
- Het waterschap hanteert als dijkbeheerder daarnaast de volgende aanvullende overwegingen voor keuze van 10 l/s/m:
  - Onvoorziene omstandigheden (niet volgend uit slecht beheer) zoals niet-ontdekte graveerij, impact van droogte en schade door begrazing leiden bij hogere overslagdebieten direct tot situaties die kritiek zijn voor de erosiebestendigheid. Corrigerende maatregelen tijdens hoogwater zijn zeer beperkt mogelijk (ontstaan van schade waarschijnlijk nauwelijks zichtbaar en doeltreffende corrigerende maatregelen ontbreken grotendeels).
  - Op het binnentalud is sprake van een dunne zandige kleilaag (oude erosieklasse C3) en tijdens falen van de kleilaag komt de zandlaag direct bloot te liggen. Hierdoor is er geen sprake van reststerkte en heeft het waterschap tijdens extreme omstandigheden geen handelingsperspectief voor noodmaatregelen.
  - In de planuitwerkingsfase gaat het waterschap de kleidikte en kleikwaliteit op de dijk nader onderzoeken. Als technisch uitgangspunt richting de uitvoering wordt gekozen dat op het binnentalud van de dijk tenminste een kleilaagdikte van 80 cm op een kwalitatief goede (gesloten) graszode aanwezig dient te zijn. De klei dient uiteraard conform OI/WBI geschikt zijn voor dijkbekledingen.
- Van dijkpaal 86.7 t/m 86.2 is sprake van een dijkovergang. Specifiek voor deze locatie is een kritiek overslagdebiet van 10 l/s/m te hoog zonder aanvullende maatregelen. In de planuitwerkingsfase zal hier een maatwerkoplossing worden onderzocht (bijvoorbeeld lokaal meer ruwheid toepassen).



## 4. Samenvatting

### 4.1. Hydraulische belastingen

Waterschap Noorderzijvest streeft om in het ontwerp van het HWBP-project Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat rekening te houden met realistische belasting condities. Hierin zijn de golfsteilheden als een belangrijke parameter aangemerkt. De golfsteilheden zijn nu erg hoog. Een correctie door de golfperiode te verlengen, waardoor de golfsteilheden meer realistisch worden, leidt echter wel tot een hogere belasting (voor zowel de kruinhoogte als de steenbekleding).

In het HWBP-project gaat Waterschap Noorderzijvest uit van hydraulische belastingen die zijn afgeleid op basis van de biascorrectie voor de modelonzekerheden van de golfhoogte en golfperiode en volledige correlatie (100%) tussen beide modelonzekerheden. De belangrijkste overweging is dat bij toepassing van deze set van uitgangspunten de golfsteilheden gelijk zijn aan de golfsteilheden zoals berekend met SWAN zonder toepassing van modelonzekerheden. Dit wordt gezien als de fysisch meest realistische situatie. Door deze keuze wordt daarnaast het risico op vroegtijdig terugkomen verkleind.

Ten tweede wordt uitgegaan van een gecorrigeerde golvendatabase. Binnen het dijktraject bevond zich in de originele database een overgang tussen twee SWAN-modellen, wat een discontinuïteit veroorzaakte. In de gecorrigeerde database worden de uitkomsten van één SWAN-model toegepast. Daarbij is de lokale piekperiode  $T_p$  toegevoegd, en een onjuistheid in het waterstandsveld gecorrigeerd. Hiermee wordt optimaal recht gedaan aan de fysica. De correcties hebben geleid tot een lager HBN in het oostelijk deel van de het traject Landelijke dijk, maar nemen de hoogteopgave niet geheel weg.

Met deze werkwijze wordt aangesloten op de redeneerlijn in het dijkversterkingsproject van de Afsluitdijk en dus sprake is van uniformiteit in de aanpak. Bij de dijkversterking van de Afsluitdijk is ook afgeweken van de default parameters in het WBI en zijn deze (binnen de mogelijkheden die het instrumentarium biedt) bijgesteld om een fysisch zo realistisch mogelijke situatie te verkrijgen (zie voor meer informatie Vos [2019]).

### 4.2. Kritiek overslagdebiet

#### Haven Lauwersoog

Bij de haven van Lauwersoog wordt in de basis gekozen voor een kritiek overslagdebiet van **5 l/s/m**, behorende bij een **worst-case overgang**. Er is voor een kritiek overslagdebiet van 5 l/s/m gekozen vanwege de slechte grasmat, het grote aantal overgangen als gevolg van fietspaden en de provinciale weg en omdat de havendijk geheel uit zandig materiaal bestaat en er dus geen erosiebestendige kleilaag aanwezig is. Door uit te gaan van een overslagdebiet van 5 l/s/m is de mate van overslag dusdanig klein dat de kruin alleen over 5 m lengte (in het dwarsprofiel) overslagbestendig moet worden gemaakt door middel van een kwalitatief goede (gesloten) graszode op een kleilaag van 80 cm. Toepassing van een hoger overslagdebiet dan 5 l/s/m neemt de hoogteopgave niet weg en werkt juist kostenverhogend omdat er extra werkzaamheden nodig zijn om de gehele kruin en binnentalud overslagbestendig te maken.

#### Landelijke dijk

Op het landelijke deel van de Lauwersmeerdijk wordt een **kritiek overslagdebiet van 10 l/s/m** gehanteerd in combinatie met een kwalitatief goede (gesloten graszode op 80 cm klei). De belangrijkste overwegingen voor deze keuze zijn:

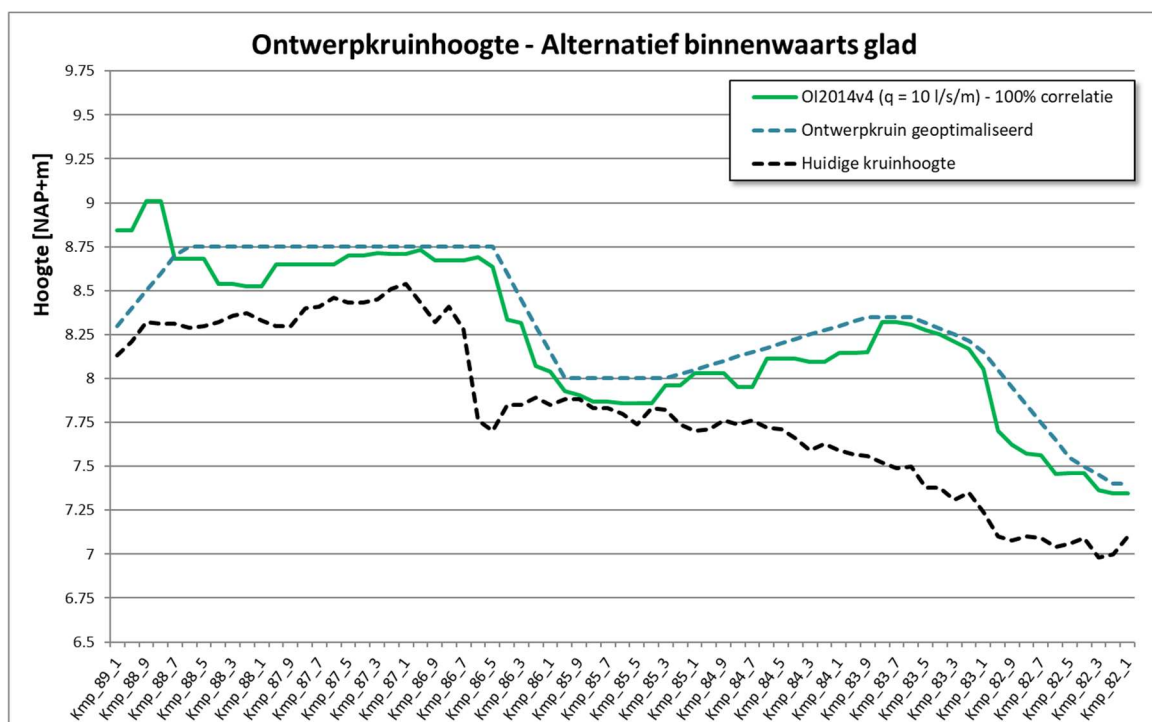


- Het landelijke dijktraject van de Lauwersmeerdijk past het best bij een gemiddelde overgang (Deltares 2015).
- Het toestaan van hoge overslagdebieten (die horen bij een geometrische overgang) leiden niet tot noemenswaardige kostenbesparingen. Het toestaan van de hoge overslagdebieten die horen bij een geometrische overgang kunnen zelfs leiden tot versterkingsmaatregelen op het binnentalud. Netto kan dit resulteren dit in hogere kosten.
- Op het binnentalud is sprake van een relatief dunne zandige kleilaag (oude erosieklasse C3) en tijdens falen van de kleilaag komt de zandlaag direct bloot te liggen. Hierdoor is er geen sprake van reststerkte en heeft het waterschap tijdens extreme omstandigheden geen handelingsperspectief voor noodmaatregelen. Het toestaan van hogere overslagdebieten dan 10 l/s/m bij een zeedijk met zandkern is derhalve onverstandig.

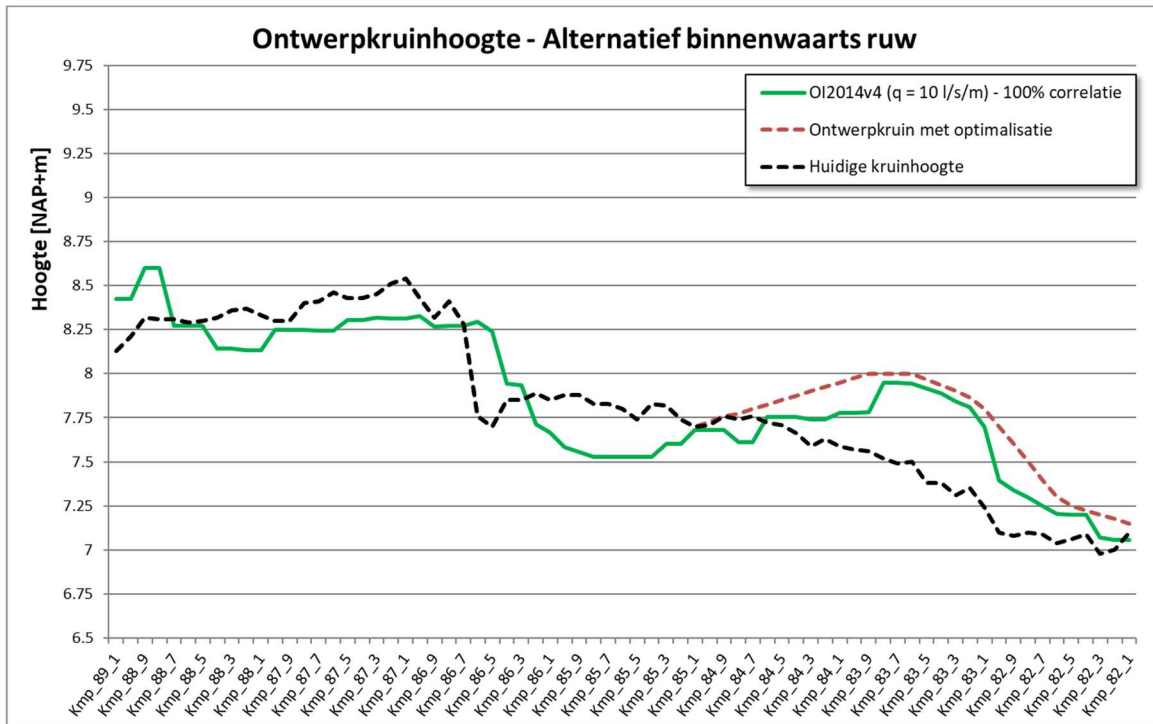
#### 4.3. Voorstel ontwerphoogte landelijke dijk

Met de nieuwe vastgestelde uitgangspunten kan voor beide alternatieven een ontwerpkruijnlijn worden opgesteld. Deze ontwerpkruijnlijn is voor alternatief binnenwaarts glad weergegeven in Figuur 28 en voor het alternatief binnenwaarts ruw in Figuur 29. Bij het toepassen van het alternatief binnendijs glad betekent dit dat de gehele dijk opgehoogd zal moeten worden, om aan te sluiten op de havendijk zal in uiterste westen van de landelijke dijk een maatwerkoplossing moeten worden gezocht in de planuitwerkingsfase.

Bij het toepassen van het alternatief binnendijs ruw kan met de kruijnhogte al voor lange strekkingen worden voldaan aan het kritieke overslagdebiel van 10 l/s/m. Ook bij dit alternatief zal in het uiterste westen een maatwerkoplossing moeten worden gezocht om aan te sluiten op de havendijk. Bij de dijkovergang (ter plaatse van dijkspaal 86.5) voldoet de huidige kruijnhogte over een lengte van circa 350m ook niet aan het kritieke overslagdebiel van 10 l/s/m; hier lijkt ook een maatwerkoplossing het meest passend, wellicht kan hier gekozen om aanvullende ruwheid op het bovenbeloop toe te passen. Oostelijk van dijkspaal 85.1 zal de dijk bij dit alternatief in binnenwaartse richting worden opgehoogd.



Figuur 28: Ontwerpkruijnlijn alternatief Binnenwaarts glad



Figuur 29: Ontwerpkruinhoogte – alternatief Binnenwaarts ruw



## 5. Referenties

### *Caires, S. (2012)*

Maximale significante golfhoogte bij ondiep water en maximale golfsteilheid. Deltares rapport 1204727-004.

### *Deltares (2018)*

Mogelijke gevolgen van versnelde zeespiegelstijging voor het Deltaprogramma - Een verkenning. Deltares, 2018 (zie ook: <https://www.deltares.nl/nl/nieuws/deltares-brengt-mogelijke-gevolgen-van-versnelde-zeespiegelstijging-voor-nederland-kaart/> - geraadpleegd: december 2019)

### *Deltares (2015)*

Invloed overgangen op het kritische overslagdebiet. Gijs Hoffmans, Deltares, Augustus 2015.

### *HKV (2018)*

Veiligheidsbeoordeling Lauwersmeerdijk. HKV, Infram en Tauw. September 2018. Projectnummer PR3524.40.

### *KNMI (2017)*

Nieuwsbericht Extreme zeespiegelstijging in de 21e eeuw (<https://www.knmi.nl/over-het-knmi/nieuws/extreme-zeespiegelstijging-in-de-21e-eeuw>). Geraadpleegd: december 2019

### *KPR (2019)*

Ontwerpen met kansverdelingen voor kritieke overslagdebieten. Alfons Smale, 26-06-2019, versie 1.0, Kennisplatform Risicobenadering.

### *NZV (2010)*

Veiligheidstoetsing Waddenzeedijk. Primaire waterkeringen dijkkringgebied 6, beheerd door Waterschap Noorderzijvest. Mei 2010, definitief rapport.

### *NZV (2018)*

Veiligheidsoordeel Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat. Veiligheidsoordeel van de beheerder van het HWBP project Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat. Heine van Maar, Gerbert Pleijter en Bert de Wolff. Waterschap Noorderzijvest, september 2018, definitief rapport.

### *RHDHV & HKV (2019a)*

Technische Uitgangspuntennotitie (TUN) Dijkversterking Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat v3.0. Sander Post en Gerbert Pleijter. Royal HaskoningDHV, 22 oktober 2019

### *RHDHV & HKV (2019b)*

Variantennota Dijkversterking Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat. Sander Post en Jan Valk, 7 november 2019.

### *Smale (2019)*

Correlation between model uncertainties wave height and wave period. A. Smale, November 2018. Project 11202225-003



*Van Bree, Bob (2018)*

WBI-beoordeling kunstwerken Cleveringsluizen en Robbengatsluis. WBI-beoordeling in het kader van de vierde wettelijke beoordelingsronde. Bob van Bree, februari 2019.

*Van Nieuwkoop, J. (2017).*

Hydraulische randvoorwaarden met gecorreleerde onzekerheden golfhoogte en golfperiode. Deltares memo 11201124-002-HYE-0004, 23 augustus 2017.

*Vos, R. (2017)*

Hydraulische Ontwerpbelastingen voor Bekledingen Afsluitdijk met realistische golfsteilheid. Rijkswaterstaat, 19 april 2017.

*RWS WVL (2019)*

Overleg Effecten nieuwe kennis BOI Noord Nederland, definitief  
Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving, 4 september 2019.

*RHDHV (2019)*

Aanvullend conditionerende onderzoeken Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat. Sander Post en Jo-  
van Tromp, 4 november 2019.





## Bijlage A: Nadere beschouwing invloed overslagdebiet op geotechnische faalmechanismen

## Notitie / Memo

**HaskoningDHV Nederland B.V.  
Maritime & Aviation**

Aan: Bert de Wolff (Waterschap Noorderzijlvest)  
Van: Clara Spoorenberg, Sander Post, Gerbert Pleijter  
Datum: 7 februari 2020  
Kopie: Jan Valk  
Ons kenmerk: BG3034-RHD-ZZ-XX-NT-Z-0004  
Classificatie: Projectgerelateerd

**Onderwerp: Waterkering Lauwersmeer - Vierhuizergat - Nadere beschouwing hoger  
overslagdebiet op geotechnische faalmechanismen - versie 2**

---

### Inleiding

Door het HWBP is aan elk HWBP project verzocht om de keuze voor het toe te passen toelaatbare golfoverslagdebiet nader (probabilistisch) te beschouwen. Bij een probabilistische beschouwing speelt de classificatie van type overgangen (zwakke plekken van een dijk) een belangrijke rol. Hiervoor zijn afhankelijk van de dijkovergang kansverdelingen opgesteld die het kritisch overslagdebiet beschrijven. Toepassing van de kansverdelingen leidt voor de Lauwersmeerdijk tot eenzelfde HBN (ordegrootte) bij deterministische kritische overslagdebieten van:

- worst-case overgang – circa 5 l/s/m
- gemiddelde overgang - circa 10 l/s/m
- geometrische overgang – circa 40 l/s/m

Conform de “Integrale benadering toegestaan golfoverslagdebiet” (POV-M, 2018) kan het toestaan van hogere overslagdebieten dan (gemiddeld) 1,0 l/s/m echter mogelijk negatieve consequenties hebben voor het ontwerp op de overige geotechnische faalmechanismen. In voorliggende notitie is een beschouwing op hoofdlijnen opgenomen, waarin de geotechnische impact van de keuze van het toelaatbare overslagdebiet op het ontwerp van de waterkering Vierhuizergat is beoordeeld. Op basis van een aantal verkennende analyses zijn de varianten 5, 10 en 40 l/m/s beoordeeld voor het landelijke dijktraject. Indien noodzakelijk, zijn op basis van de uitgevoerde analyses bovendien mitigerende maatregelen benoemd om de eventuele negatieve effecten op het ontwerp te compenseren.

### Beoordelingsfilosofie Haventraject

Vanwege het grote aantal overgangen als gevolg van fietspaden, dijkopgangen en een provinciale weg op de kruin van de dijk is bij voorbaat uit te sluiten dat voor dit dijktraject een overslagdebiet kan worden gehanteerd conform een gemiddelde of geometrische overgang. Voor de haven van Lauweroog wordt daarom in de basis gekozen voor een kritiek overslagdebiet van 5 l/s/m, behorende bij een worst-case overgang. Daarnaast bestaat de havendijk geheel uit zand, er is dus geen erosiebestendige kleilaag aanwezig en tevens is de aanwezige grasmat slecht of zelf geheel afwezig. Door uit te gaan van een overslagdebiet van 5 l/s/m is de mate van overslag dusdanig klein dat de kruin alleen over 5 m lengte (in het dwarsprofiel) overslagbestendig moet worden gemaakt (door aanleg van bijv. een kleilaag). Toepassing van een hoger overslagdebiet dan 5 l/s/m neemt de hoogteopgave niet weg en werkt juist kostenverhogend omdat er extra werkzaamheden nodig zijn om de gehele kruin en binnentalud overslagbestendig te maken.

De gekozen insteek kan mogelijk impact hebben op het beheer en onderhoud van de dijk. Vanwege de grote breedte van het dijkprofiel (restprofiel) worden maatregelen aan het binnentalud niet noodzakelijk geacht. Hiermee wordt impliciet de keuze gemaakt om (bepaalde) schade aan het binnentalud toe te staan gedurende maatgevende omstandigheden. Gezien de lage frequentie waarbij deze schade mogelijk is, wordt als mitigerende maatregel opgenomen dat deze (eventuele) schade herstelt dient te worden voor het optreden van een volgende maatgevende situatie.

### **Beoordelingsfilosofie Landelijke dijktraject**

Voor het landelijke dijktraject zijn analyses uitgevoerd voor een maatgevende doorsnede, gekozen is voor DP83,5. Voor deze doorsnede is een vergelijk gemaakt tussen een overslagdebiet van  $q=5$ , 10 en 40 l/m/s. Uitgangspunt bij de beoordeling is dat de kans op een overstroming voldoende klein moet zijn. Voor het optreden van een overstroming zijn de volgende gebeurtenissen benodigd:

1. Optreden van schade aan de grasbekleding door:
  - a. Erosie grasmat door overslaand water;
  - b. Stabiliteitsverlies door opdrukken bij verhoogde freatische lijn;
2. Erosie van eventuele onderlagen en kern.

Voor gebeurtenis 2 bestaan geen onderbouwde modellen. Echter, aangezien de kleibekleding op het binnentalud slechts enkele decimeters dik is en overwegend uit weinig erosiebestendige klei bestaat (erosiebestendigheidscategorie III, zie bijlage) en de kern uit zand bestaat, wordt er van uitgegaan dat wanneer falen van de grasbekleding optreedt, de reststerkte dusdanig gering is dat de veiligheid tegen overstromen niet meer gegarandeerd kan worden<sup>1</sup>. Dit geldt zowel voor 5, 10 als 40 l/m/s, waarbij de volgende twee aandachtspunten benoemd worden:

1. Hoe groter het overslagdebiet, hoe groter de belasting en daarmee hoe groter de kans op schade aan bekleding van kruin en/of binnentalud. Onderstaand is nader uitgewerkt tot welk overslagdebiet de kans op schade voldoende klein is om tot een verantwoord ontwerp te komen bij de gehanteerde uitgangspunten. Hierbij worden tevens eventuele consequenties voor beheer en onderhoud benoemd;
2. Hoe groter het overslagdebiet, hoe groter de snelheden (belasting) en derhalve hoe groter de erosie van het kernmateriaal en de (weinig erosiebestendige) kleionderlaag. De reststerkte van het materiaal zal bij grotere belasting equivalent staan aan een kortere belastingduur tot falen, terwijl bij een hoger overslagdebiet juist een langere belastingduur van toepassing is.

De onderstaande beoordeling richt zich hiermee op het controleren van de weerstand tegen het optreden van schade aan de grasbekleding door erosie en/of instabiliteit van het binnentalud, ofwel door afschuiven ofwel door opdrukken van de kleibekleding.

### **Schadecriterium grasbekleding bij overslag**

Bij het beoordelen van de sterkte van de grasbekleding is gebruik gemaakt van de "Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde" (Rijkswaterstaat, oktober 2012) en de "Leidraad Zee- en Meerdijken" (TAW, 1999). Deze laatste wordt overigens ook aangehaald in de handreiking.

In beide beoordelingsmethodieken staat de kwaliteit van de grasmat centraal, waarbij de criteria enigszins verschillen. Voor de kwaliteit van de grasmat is het beheer cruciaal, maar er spelen ook omgevingsfactoren zoals taludhelling, oriëntatie van het talud, etc. Omdat de kwaliteit van de grasmat een subjectief begrip is, zijn twee scenario's uitgewerkt, te weten een goede en een matige grasmat<sup>2</sup>. Met een matige grasmat wordt niet zozeer bedoeld op een lagere kwaliteit door slecht beheer, maar veeleer (lokale) onvoorziene omstandigheden zoals nog niet ontdekte graverij door grote fauna (mollen,

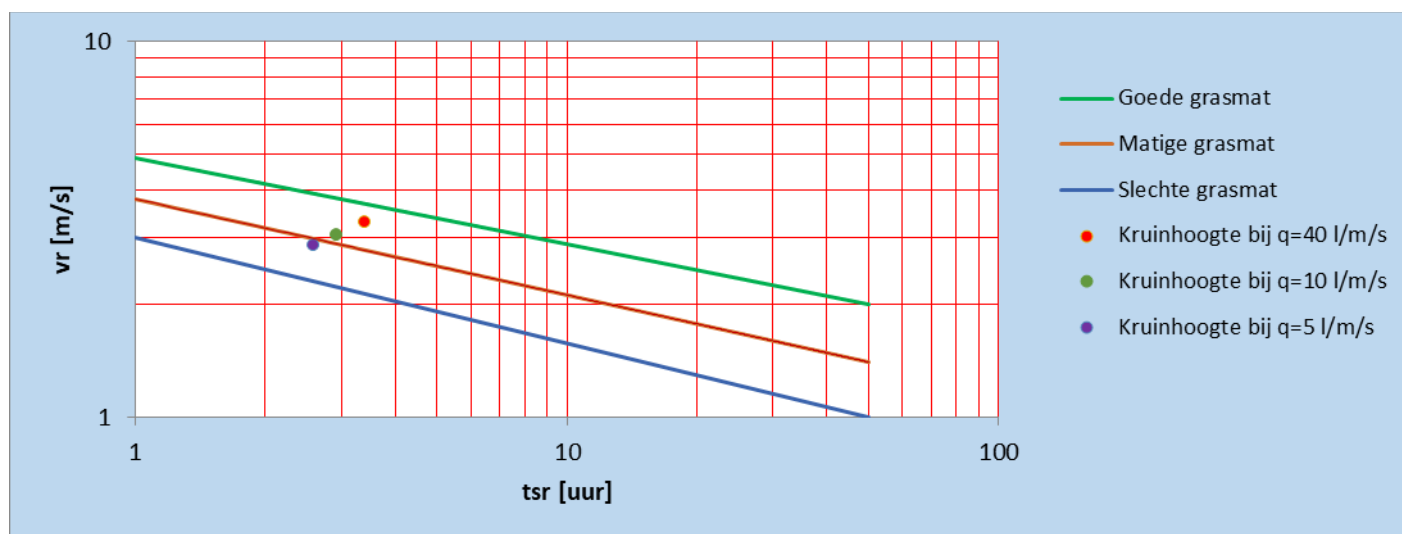
---

<sup>1</sup> In de notitie "Integrale benadering toegestaan golfoverslagdebiet" (POV-M, 2018) is aangegeven dat er de validatie en modelontwikkeling op dit moment nog onvoldoende is om de reststerkte (zandkern) kwantitatief in rekening te brengen.

<sup>2</sup> Hier is de oude terminologie gehanteerd, zoals gebruikt in de Leidraad Zee- en Meerdijken. Een goede grasmat komt hierbij overeen met de huidige term "gesloten" grasmat. Een slechte grasmat zou beschouwd kunnen worden als "open" grasmat. Een matige grasmat is in dit kader geïnterpreteerd als een in essentie overwegend gesloten grasmat, waarbij lokaal anomalieën, zoals kleine schades, niet volledig uit te sluiten zijn.

konijnen, vossen e.d.) of droogteschade. Beide typen grasmat vallen voor deze beoordeling binnen de classificatie van een gesloten grasmat conform Technische Uitgangspuntennotitie 3.0.

In Figuur 1 is de sterktebeoordeling van de grasmat opgenomen conform de Leidraad Zee- en Meerdijken voor een overslagdebiet van 5 versus 10 en 40 l/m/s. Hieruit blijkt dat bij een overslagdebiet van  $q=5$  l/m/s volstaan kan worden met een matige grasmat, terwijl bij een overslagdebiet van  $q=40$  l/m/s een goede grasmat vereist is. Bij  $q=10$  l/m/s voldoet een matige grasmat juist niet meer, maar omdat dit een grensgeval is, zou wellicht met een kleine ingreep wel kunnen worden voldaan aan het criterium.



Figuur 1: Beoordeling sterkte grasmat conform Leidraad Zee- en Meerdijken voor DP83,5

Tabel 1 is de beoordeling van de sterkte van de grasmat opgenomen conform de Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde. Ook hieruit blijkt dat bij een overslagdebiet van  $q=40$  l/m/s hogere eisen aan de kwaliteit van de grasmat worden gesteld. Een overslagdebiet van  $q=10$  l/m/s blijkt ook bij deze beoordeling een grensgeval te zijn omdat wel begin van schade verwacht kan worden.

Tabel 1: Schadecriterium op basis van Handreiking beheerdersoordeel voor DP83,5

Graskwaliteit	q (l/m/s)	Schade (per uur)	Stormduur 6 uur	Schadedefinitie
Goede grasmat	5	8	48	Geen schade
Goede grasmat	10	25	150	Geen schade
Goede grasmat	40	271,5	1629	Meerdere kale plekken
Matige grasmat	5	45	270	Geen schade
Matige grasmat	10	111	666	Begin van schade
Matige grasmat	40	728	4368	Bezwijken toplaag

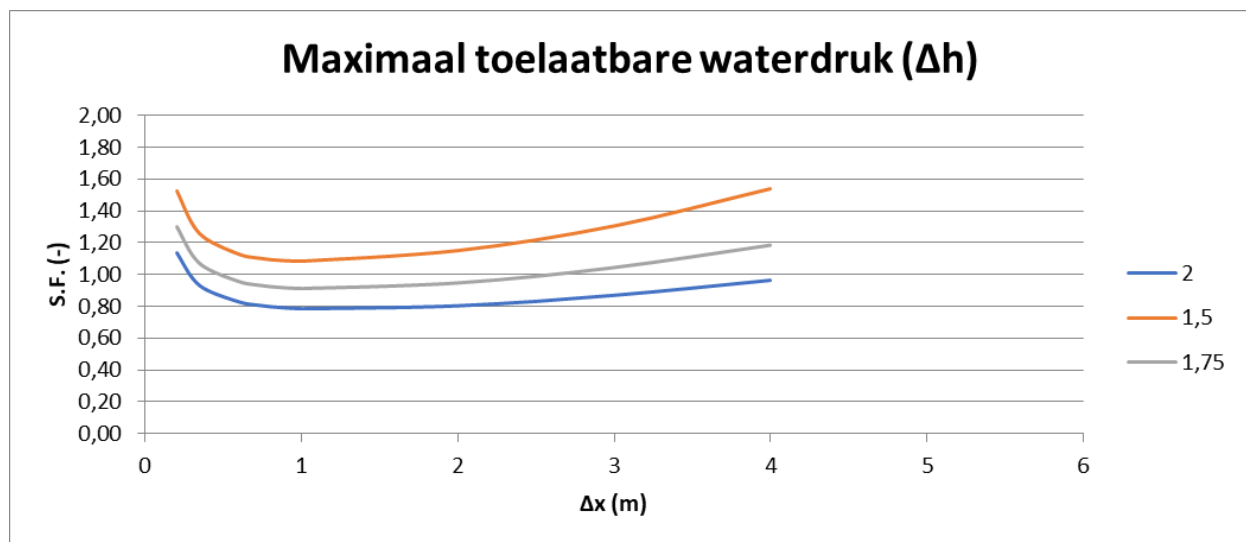
Hierin is "schade" de cumulatieve overbelasting per uur  $\Sigma(u^2 - u_c^2)$  [in  $m^2/s^2$ ] waarin het aantal golven waarvan de snelheid  $u$  de kritieke snelheid  $u_c$  overschrijdt wordt gesommeerd per uur. Voor een stormduur van 6 uur (aantal uur met waterstand boven NAP +5,25 uur) is deze waarde vermenigvuldigd met 6 voor de totale cumulatieve schade voor een maatgevende storm.

Deze waarde is vergeleken met de volgende schadedefinities:

Begin van schade	$\Sigma(u^2 - u_c^2) = 500 \text{ m}^2/\text{s}^2$ (grote spreiding)
Meerdere kale plekken	$\Sigma(u^2 - u_c^2) = 1.000 \text{ m}^2/\text{s}^2$
Bezwijken toplaag	$\Sigma(u^2 - u_c^2) = 3.500 \text{ m}^2/\text{s}^2$

### **Schadecriterium opdrukken bekleding**

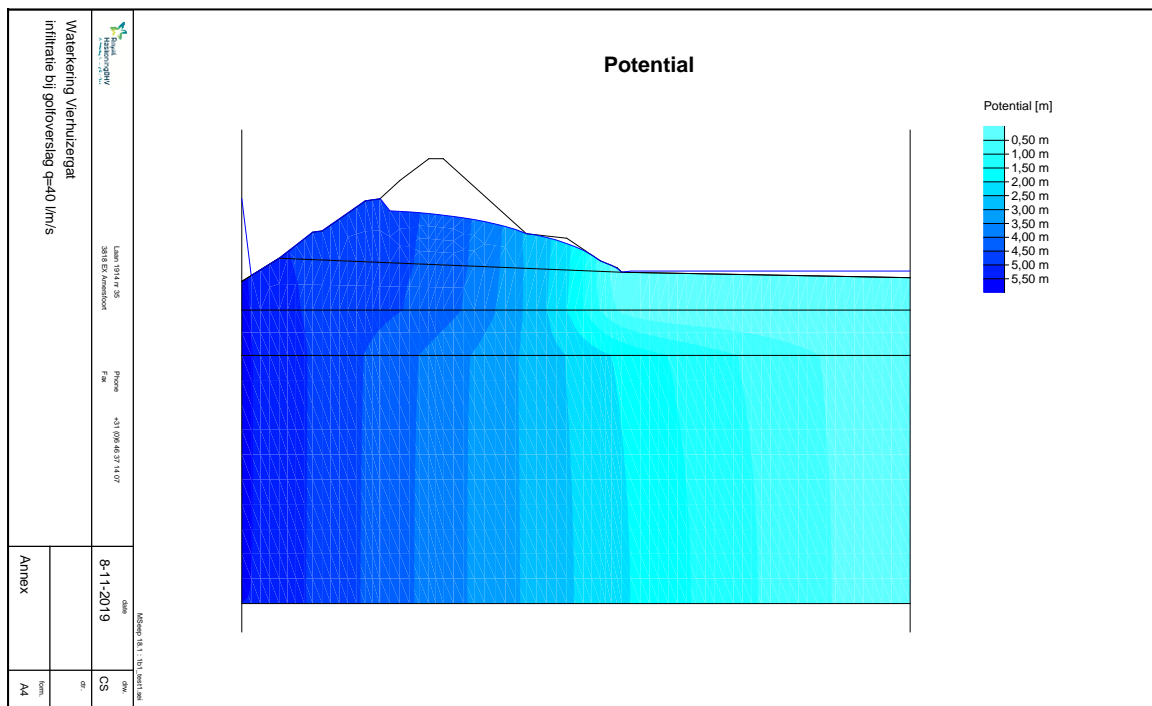
De beoordeling is uitgevoerd conform het WBI: zandkern kleibekleding opdrukken met cohesie. Uitgaande van een kleilaag met een dikte van 0,8 m en een cohesie van 1,5 kPa, is een maximale waterdruk toelaatbaar van 1,5 m. Dit is geïllustreerd in Figuur 2. In deze figuur is voor verschillende gegeven waterdrukken ( $\Delta h = 1,5, 1,75$  en  $2 \text{ m}$ ) de kritische waarde gevonden van  $\Delta x$  waarbij S.F. minimaal is. De minimaal vereiste S.F. = 1,0, de hierbij behorende waterdruk  $\Delta h$  is grafisch afgelezen.



Figuur 2: Maximaal toelaatbare waterdruk kleibekleding met cohesie conform WBI

Bij dit figuur wordt opgemerkt dat de berekende toelaatbare waterdruk onder de kleibekleding lager is dan in de beoordeling (Veiligheidsanalyse, HKV<sub>lijn in water</sub>, 2018). Dit hangt samen met de gehanteerde cohesie, in de veiligheidsanalyse is uitgegaan van  $c' = 5 \text{ kPa}$ . Gezien de resultaten van de bepaling van de Atterbergse grenzen van het deklaagmateriaal, is er van uitgegaan dat het materiaal meer siltig of zandiger is van samenstelling, waarmee een lagere cohesie verantwoord kan worden. Dit resulteert in een lagere toelaatbare waterdruk, echter gezien de goede drainerende eigenschappen van de binnenteen (notitie "Resultaten peilbuisanalyses Vierhuizergat V02", RHDHV, 2019), is op basis van de MSeep modellering ingeschat dat de freatische lijn ten gevolge van infiltratie bij een overslagdebiet van  $40 \text{ l/m/s}$  niet hoger ligt dan de maximaal toelaatbare waterdruk, zie Figuur 3.

Hierbij wordt overigens opgemerkt dat in het oorspronkelijk ontwerp de ligging van de freatische lijn geoptimaliseerd is op basis van een grootschalige meetcampagne met meerdere peilbuizen die gedurende langere tijd gemonitord zijn. De uitgangspunten voor de ligging van de freatische lijn zijn hiermee dus verre van conservatief te noemen, maar bij een overslagdebiet van  $5 \text{ l/m/s}$  wel voldoende robuust. Bij hogere overslagdebieten wordt een grote onzekerheid geïntroduceerd met betrekking tot de stijging van de freatische lijn door infiltratie. Deze onzekerheid is in voorliggende beschouwing wel expliciet benoemd en ingeschat.



Figuur 3: Inschatting freatische lijn bij overslagdebiet  $q=40$  l/m/s (MSeep)

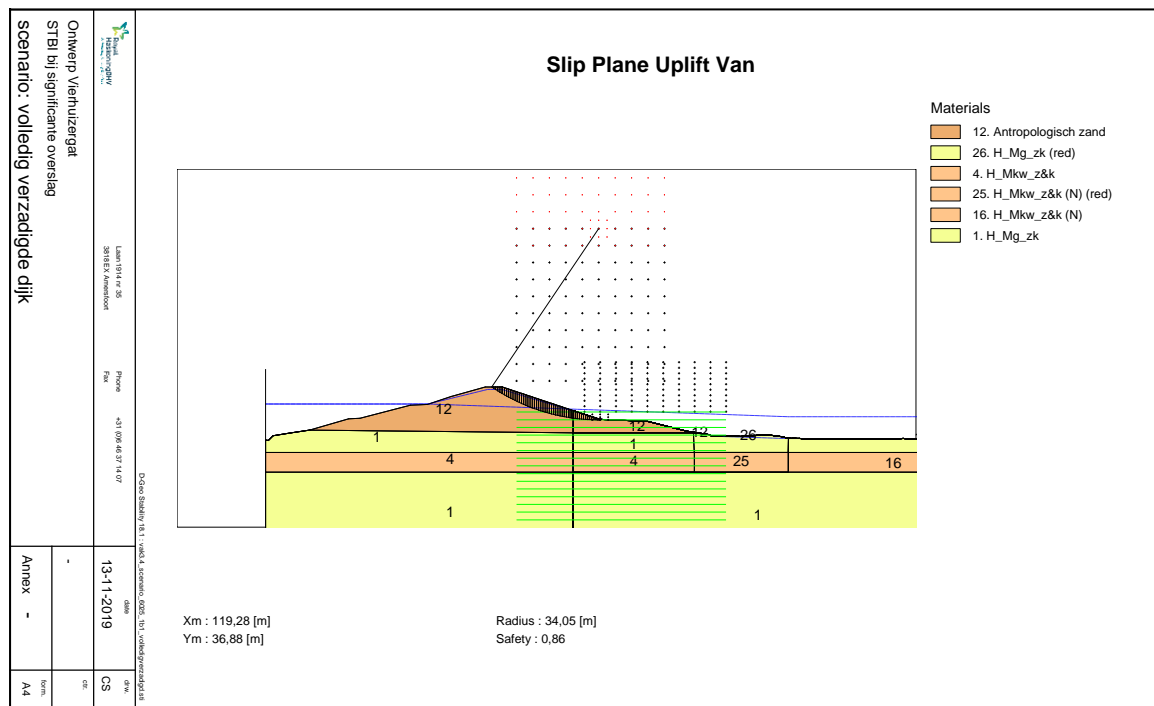
Uit bovenstaande figuren volgt dat opdrukken van de kleibekleding bij de gehanteerde uitgangspunten (net) niet mogelijk is. Hierbij wordt opgemerkt dat de deklaagdikte lokaal minder dan 0,8 m bedraagt.

Gezien de onzekerheden in zowel de hoogte van de freatische lijn bij infiltratie als de dikte en sterkte van de kleideklaag, kan het opdrukken van de kleilaag onder deze omstandigheden bij een overslagdebiet van  $q=40$  l/m/s niet volledig worden uitgesloten. Bij een overslagdebiet van  $q=5$  en  $10$  l/m/s is de kans op opdrukken voldoende klein.

### **Schadecriterium macrostabiliteit binnenwaarts**

De beoordeling van macrostabiliteit binnenwaarts is uitgevoerd conform "Voorlopige werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag OI2014v4" (KPR, 2017). In de "Veiligheidsbeoordeling Lauwersmeerdijken (HKV lijn in water, 2018) is deze analyse reeds uitgevoerd voor een overslagdebiet van  $q=10$  l/m/s. Evenals bij opdrukken, betreft de grootste onzekerheid in de schematisering de freatische lijn bij overslag. Conform de werkwijze KPR dient de dijk als volledig verzadigd te worden beschouwd. Wanneer hiervan wordt uitgegaan, voldoet het binnentalud niet aan de stabiliteitseis. In de veiligheidsbeoordeling is daarom destijds van een lagere ligging van de freatische lijn uitgegaan, vergelijkbaar met de benadering uit Figuur 3. Bij een lagere ligging van de freatische lijn (overslagdebiet  $5$  l/m/s), voldoet het binnentalud wel aan de minimale stabiliteitseis. De stabiliteitseis voor het binnentalud bij significante overslag bedraagt  $S.F. = 0,98$  voor model Lift-Van.

In Figuur 4 is de stabiliteitsberekening voor een volledig verzadigde dijk opgenomen.



Figuur 4: STBI bij significant overslagdebiet, volledig verzadigde dijk

Op basis van de onzekerheid in de ligging van de freatische lijn, kan instabiliteit van het binnentalud bij een overslagdebiet van 40 l/m/s niet met voldoende zekerheid worden uitgesloten. Bij een overslagdebiet van 5 en 10 l/m/s wordt wel aan het stabiliteitscriterium voldaan.

### **Conclusies met betrekking tot het ontwerp**

Het oorspronkelijk ontwerp van de dijk Vierhuizergat is opgesteld op basis van een overslagdebiet van 5 l/m/s. Ondanks onzekerheden ten aanzien van (beheer en onderhoud) van de grasbekleding en ligging van de freatische lijn bij infiltratie, is op basis van gevoeligheidsanalyses aangetoond dat bij een dergelijk overslagdebiet er geen sprake is van negatieve beïnvloeding van de overige geotechnische mechanismen. Bij een ontwerp op  $q = 5$  l/m/s wordt aan de stabiliteitseisen van alle faalmechanismen voldaan.

Op basis van de gehanteerde uitgangspunten is een overslagdebiet van 10 l/m/s een grensgeval. Er is kans op beginnende schade aan de grasbekleding, waarmee er ook zwaardere eisen aan bijvoorbeeld beheer en onderhoud gesteld moeten worden.

Bij een dijkontwerp waarbij een overslagcriterium van 40 l/m/s wordt gehanteerd, is de belasting (stroomsnelheden, tijdsduur belasting, hoeveelheid infiltrerend water, etc.) op de dijk significant groter. Derhalve worden zwaardere eisen aan de verschillende onderdelen van de dijk gesteld. Op basis van bovenstaande analyses zijn de volgende conclusies opgesteld met betrekking tot de relevante geotechnische faalmechanismen:

- De grasmat moet tenminste over de kwalificatie “goed” beschikken. Dit houdt in dat het beheer en onderhoud van de grasmat dusdanig dient te zijn dat er daadwerkelijk sprake is van een goede grasmat. Ook moeten schades zoals ten gevolge van graverij of droogte met voldoende zekerheid kunnen worden uitgesloten. Het toelaten van begrazing door schapen op kruin en binnentalud is discutabel in verband met het ontstaan van looppaadjes. Conform het vigerend

beleid van waterschap Noorderzijlvest is begrazing door schapen wel toegestaan. Opgemerkt wordt dat er ook voordelen te benoemen zijn van begrazing door schapen, de toplaag wordt door het belopen aangestampt en verdicht;

- De ontwikkeling van de freatische lijn bij een dergelijk groot overslagdebiet omvat een grote mate van onzekerheid. Modelmatig (MSeep) ligt de berekende freatische lijn (juist) onder de maximaal toelaatbare waterdruk voor opdrukken van de kleilaag. Ook ligt de gemodelleerde freatische lijn lager dan de voor de beoordeling van macrostabiliteit binnenwaarts bij significante overslag aanbevolen volledige verzadiging van de dijk. Gezien de onzekerheden in de daadwerkelijke ligging van de freatische lijn onder maatgevende condities, kan instabiliteit van het talud en/of de bekleding niet worden uitgesloten.

In het geval van schade aan het binnentalud (grasmat, macrostabiliteit en/of deklaag) wordt de reststerkte van de kern en/of deklagen van de dijk aangesproken. Op basis van de POV-M notitie wordt vastgesteld dat voor overslagdebieten groter dan  $q = 10$  l/m/s onvoldoende kennis en ervaring voorhanden is om hier modelmatig een uitspraak over te doen.

Op basis hiervan wordt geconcludeerd dat een ontwerp op een overslagdebiet van 40 l/m/s onvoldoende onderbouwd kan worden. Bij een dergelijk overslagdebiet zijn aanvullende maatregelen aan kruin en/of binnentalud noodzakelijk om tot een ontwerp te komen dat aan de eisen voldoet. Een andere mogelijkheid is om aanvullende grootschalige proeven uit te voeren (bijvoorbeeld infiltratie- of golfgootproeven) om aan te tonen dat de dijk Lauwersmeer - Vierhuizergat bestand is tegen een overslagdebiet van 40 l/m/s. Hierop wordt in voorliggende notitie niet nader ingegaan.

### **Mitigerende maatregelen**

Onderstaand is een lijst van mogelijke mitigerende maatregelen opgenomen (niet uitputtend). De maatregelen zijn indicatief en dienen ten behoeve van een daadwerkelijk ontwerp nog nader te worden doorgerekend. Onderscheid is gemaakt in mitigerende maatregelen voor een ontwerp op een overslagdebiet van respectievelijk 5, 10 en 40 l/m/s.

#### *Mitigerende maatregelen ontwerp $q=5$ en 10 l/m/s (traject landelijke dijk)*

Bepaalde aanvullende maatregelen benodigd:

- Aanbrengen klei onderlaag met een dikte van 0,6 m gemeten loodrecht op het talud (onder een toplaag van 0,2 m). Deze erosiebestendige laag moet aanwezig zijn ter plaatse van kruin en binnentalud, inclusief de eerste 3 m van het achterland (aansluitconstructie). Daar waar al een erosiebestendige kleilaag aanwezig is met tenminste deze dikte, is geen maatregel benodigd (zie hiervoor de opmerking bij het uitgevoerde kleikwaliteitsonderzoek in de bijlage).

#### *Mitigerende maatregelen ontwerp $q=40$ l/m/s (traject landelijke dijk)*

Aanvullende maatregelen benodigd:

- Versterkte grasmat (bijvoorbeeld met geogrid) op kruin, binnentalud tot 5 m in het achterland (aansluitconstructie op turbulente zone overgang binnentalud naar achterland);
- Aanbrengen drainagemaatregelen aan de binnenteen;
- Aanbrengen klei onderlaag (onder toplaag circa 0,3 m) bestaande uit 1,0 m erosiebestendige klei op kruin en binnentalud (gemeten loodrecht op talud) inclusief 5 m in achterland. Een dergelijke kleilaag heeft voldoende reststerkte bij een overslagdebiet van 40 l/m/s (POV-M, 2018).
- Naast bovenstaande maatregelen is het aan te bevelen dat de grasmat goed wordt onderhouden en vrij wordt gehouden (indien mogelijk) van schade door muizen, schapen en andere mogelijke oorzaken van schade. Dit heeft verregaande gevolgen voor de intensiteit van het beheer en onderhoud, maar afhankelijk van de genomen maatregelen, kan hierin een optimalisatie gezocht worden.

### **Slotopmerking**

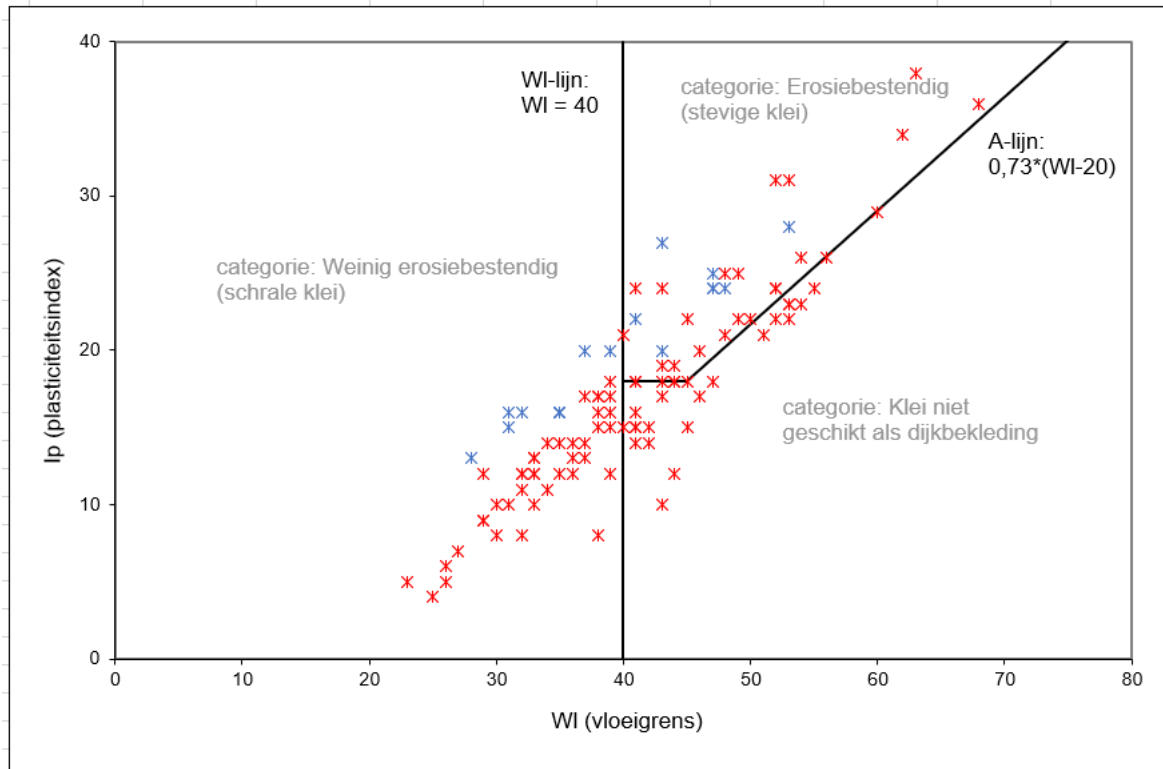
In de bijlage bij deze notitie zijn de resultaten van de onderzoeken naar de erosiebestendigheid van de huidige bekleding van de dijk Vierhuizergat opgenomen. De Atterbergse grenzen zijn bepaald door Wiertsema (rode markering, 2018) en door Fugro (blauwe markering, 2019).



Op basis van de beoordeling van de Atterbergse grenzen aan de hand van het WBI wordt geconcludeerd dat niet alle in de deklaag van de dijk aanwezige klei voldoet als bekledingsklei. Bovendien wordt opgemerkt dat zowel in het Wiertsema als in het Fugro onderzoek op ongeveer 20% van de kleimonsters geen bepaling van de Atterbergse grenzen mogelijk was vanwege een te hoog silt- of zandgehalte. Tevens is in de grafiek een systematisch onderscheid te zien tussen de door Fugro en door Wiertsema uitgevoerde bepalingen van de Atterbergse grenzen. Op basis van enkele steekproeven is nagegaan of de locatie van de boringen in het dwarsprofiel hierbij een rol speelt, maar dat blijkt niet het geval te zijn. Mogelijk worden bepaalde monsters door Fugro eerder als te zandig/siltig geklassificeerd, waardoor er geen proeven op worden uitgevoerd. Dit dient echter nader beschouwd te worden.

Al met al wordt geconcludeerd dat het bepalen of op een locatie een kleilaag aanwezig is van voldoende dikte en voldoende kwaliteit, een lastige opgave is. Met name de aaneengeslotenheid van dergelijke bekledingsvlakken zal in het veld lastig te bepalen zijn. Aanbevolen wordt om een nader bekledingsonderzoek uit te voeren waarin bovenstaande vragen beantwoord worden.

**BIJLAGE ATTERBERGSE GRENZEN BEKLEDING DIJK VIERHUIZERGAT**



Erosiebestendigheid kledeklaag Vierhuizergat (nieuwe indeling WBI)



## Bijlage B: Nadere onderzoek variaties in het HBN

# MEMO

**Aan:** Waterschap Noorderzijlvest  
**Van:** Vincent Vuik, Gerbert Pleijter, Jan-Willem van Lente, Bastiaan Kuijper (HKV)  
**Datum:** 3 januari 2020  
**Projectnummer:** PR3888.10  
**Versie:** 2  
**Onderwerp:** Nader onderzoek variaties in HBN

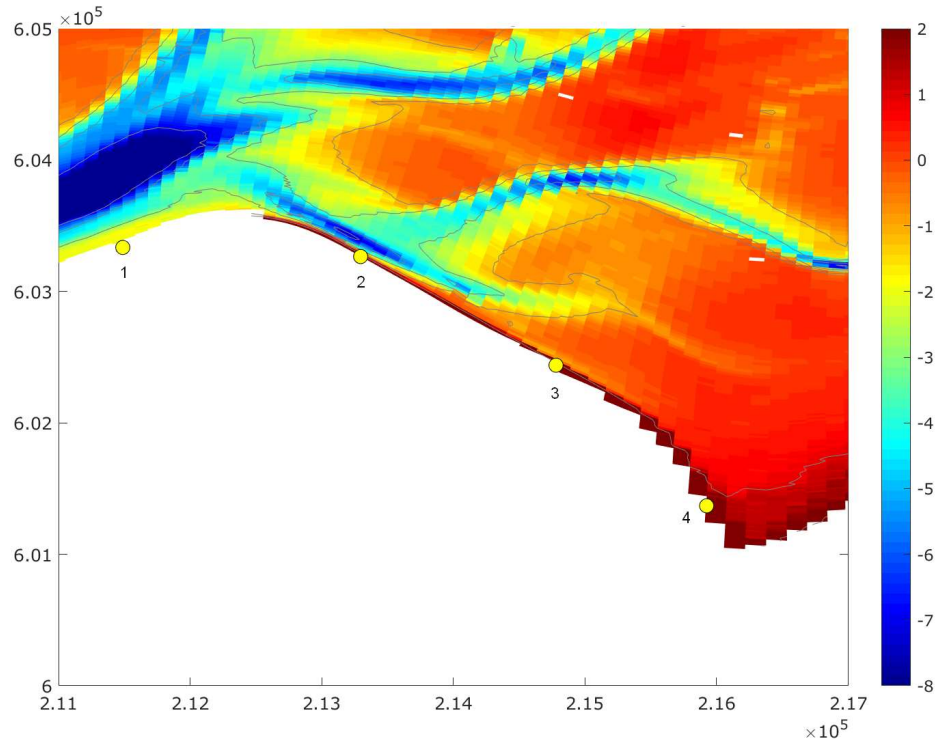
## 1 Introductie

Uit de berekeningen met Hydra-NL volgt een opmerkelijk patroon in het Hydraulisch Belastingniveau (HBN) langs de dijk van het traject Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat. Het HBN is de benodigde kruinhoogte van de dijk om het golfoverslagdebiet te beperken tot een bepaalde gedefinieerde waarde, in dit geval 5 l/s/m. De problematiek wordt beschreven aan de hand van vier karakteristieke locaties, zie Figuur 1.



*Figuur 1 – Het traject Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat met vier karakteristieke locaties (gele markers) en de HR-locaties uit de WBI database fysica (bolletjes)*

Hoge waterstanden en golven ontstaan bij dit traject voornamelijk bij noordwestenwind (300-330 graden). Bij noordwestenwind ligt het traject rond locatie 1 in Figuur 1 vol op de wind. Daarnaast ligt hier de diepe geul Oort vlak voor de dijk, zie Figuur 2. Punt 2 ligt langs de eveneens diepe, maar smallere geul Vierhuizergat. De punten 3 en 4 hebben overwegend wadplaten voor de dijk liggen, die tijdens dagelijkse omstandigheden droogvallen. De dijkoriëntatie van de punten 2 t/m 4 is richting het noordoosten, waardoor bij noordwestenwind golven vrij schuin invallen.

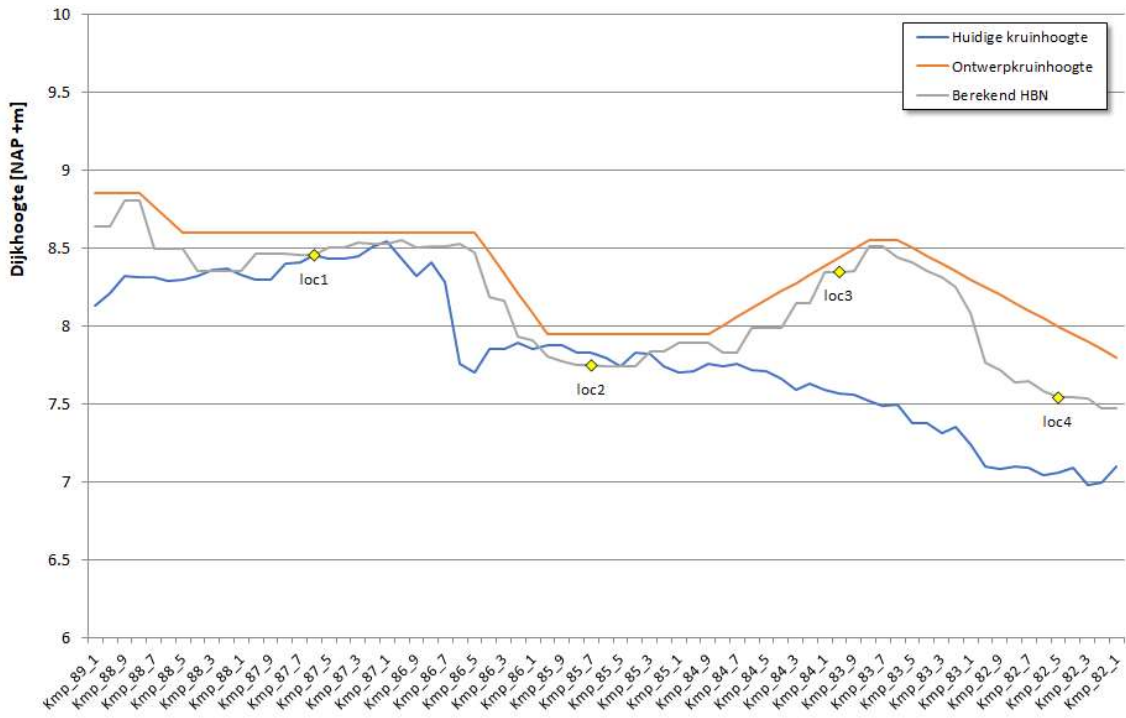


Figuur 2 – Bodemhoogte van het WBI SWAN-model, met de locaties 1 t/m 4 uit dit memo daarop aangegeven

Al met al is te verwachten dat het HBN bij punt 1 hoger moet zijn dan bij de punten 2 t/m 4. Dit komt ook overeen met de dijkhoogte zoals die momenteel aanwezig is, geleidelijk aflopend van 8,5 m+NAP bij locatie 1 tot ongeveer 7,0 m+NAP bij locatie 4. Het HBN dat volgt uit Hydra-NL (met onderliggende golvendatabase uit WTI2011) levert echter een HBN op dat bij locatie 1 en 3 vrijwel even hoog is (circa 8,3 m+NAP), met een tussenliggend traject rond locatie 2 met een lager HBN, zie Figuur 3.

Locatie	Locatie 1	Locatie 2	Locatie 3	Locatie 4
x dijk (m)	211486	213294	214779	215924
y dijk (m)	603335	603266	602439	601369
HBN V1 (m+NAP)	8.45	7.75	8.36	7.73
WZ_1_6-5	dk_00037	dk_00046	dk_00053	dk_00061
Kmp	87_6	85_7	84_0	82_4
Kruinhoogte (m+NAP)	8.46	7.83	7.57	7.09
Dijknormaal (gr.)	341	29	30	57
HRD loc	640	649	656	664
x HRD loc (m)	211384	213302	214829	216029
y HRD loc (m)	603404	603377	602524	601506

Tabel 1 – Kenmerken van de vier karakteristieke locaties



Figuur 3 – De huidige dijkhoogte, het oorspronkelijk berekende HBN bij variant V1.2 en de daaruit voortvloeiende ontwerpkruinhoogte

Het volgende patroon is zichtbaar in het HBN:

- Het HBN is hoog bij het westelijk deel van het traject, rond locatie 1. Dit is logisch verklaarbaar, omdat de dijk hier op het noordwesten ligt, de windrichting waarbij de kans op hoge waterstanden en golven in de Waddenzee het grootst is. Golven zullen hier vrijwel loodrecht invallen. Daarnaast ligt de diepe geul Vierhuizergat hier direct voor de dijk, waardoor golven de dijk ongehinderd kunnen bereiken.
- Verder richting het oosten maakt de dijk een knik (zie Figuur 1), waardoor de dijk daar richting het noordoosten is georiënteerd. Bij de dominante condities met noordwestenwind is hier sprake van enige beschutting, en daarnaast schuin tot zeer schuin invallende golven. Het is daarom ook goed verklaarbaar dat het HBN rond locatie 2 lager ligt dan rond locatie 1.
- Opvallend genoeg loopt het HBN rond locatie 3 weer op naar een vergelijkbaar niveau als rond locatie 1, ondanks de schuine golfval en de hoger gelegen wadplaten voor de dijk.
- Pas bij locatie 4, ter hoogte van de hoog gelegen kwelders, waar de dijk ook nog een extra knik maakt, neemt het HBN weer enigszins af, maar het verschil met de huidige dijkhoogte is nog steeds aanzienlijk.

Rechtstreeks toepassen van deze resultaten zou leiden tot een dijk met aanzienlijke variaties in kruinhoogte. Daarom zijn een aantal onderzoeksvragen gedefinieerd:

1. Is de inhoud van de database fysica (afkomstig uit WTI2011) correct (hoofdstuk 2)?
2. Wat is de verklaring voor het ruimtelijke patroon in het HBN langs het traject (hoofdstuk 3)?
3. Hoe gevoelig is het HBN voor variaties in verschillende golfparameters (hoofdstuk 4)?
4. Welke fysische processen bepalen de golfaanval op de dijk (hoofdstuk 5)?
5. Hoe verandert het HBN bij toepassing van de Waddenzeebodem van 2019 (hoofdstuk 6)?
6. Is de golfsteilheid in de berekeningen realistisch (hoofdstuk 7)?

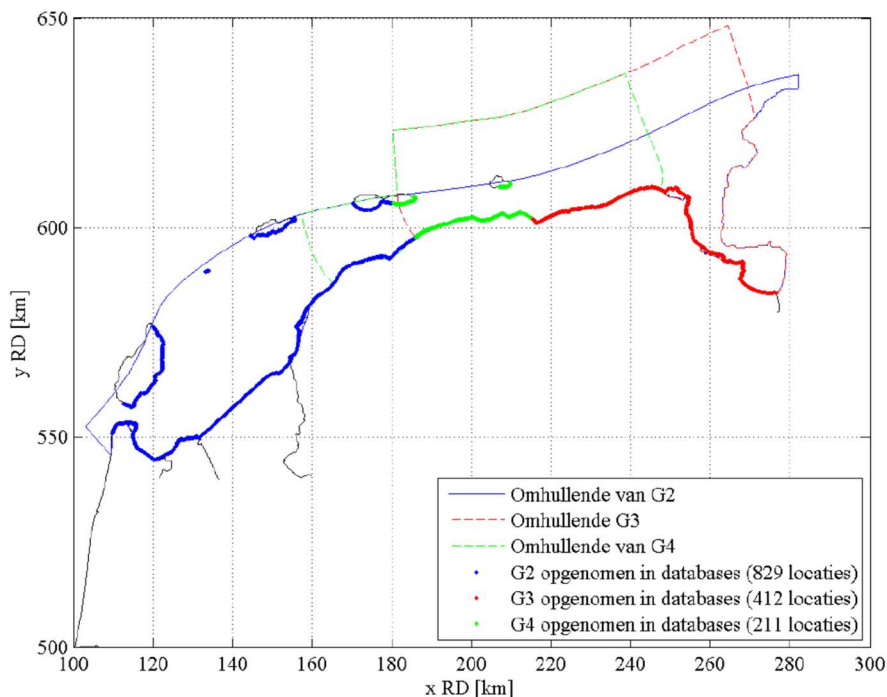
## 2 Database fysica uit WTI2011

De eerste onderzoeksvraag gaat over de correctheid van de database fysica (uit WTI2011). Nader onderzoek hiervan brengt twee zaken naar voren die zorgen voor een relatief hoog HBN op het oostelijke deel van het traject:

1. Een knip in SWAN modelinstellingen uit WTI2011 halverwege het traject,
2. Een lokale fout in de WAQUA waterstandsvelden uit WTI2011, nabij locatie 3.

### 2.1 Knip in modelinstellingen

In de Oostelijke Waddenzee bleken lange golven vanaf de Noordzee onvoldoende de Waddenzee-dijken te bereiken, waardoor de golfperiode  $T_{m-1,0}$  nabij de dijk korter was in SWAN dan in metingen. De oplossing voor WTI2011 was het beperken van de refractie van lange golven vanuit de geulen naar de platen, zodat de langere golven vanaf de Noordzee via de geulen bij de dijk terecht konden komen. Deze oplossing, refractielimitering, werd toegepast in model G3, terwijl in model G4 gerekend werd met standaard instellingen voor refractie. Model G3 diende gebruikt te worden voor het vullen van de databases oostelijk van  $x=215$  km, en model G4 westelijk van  $x=215$  km.

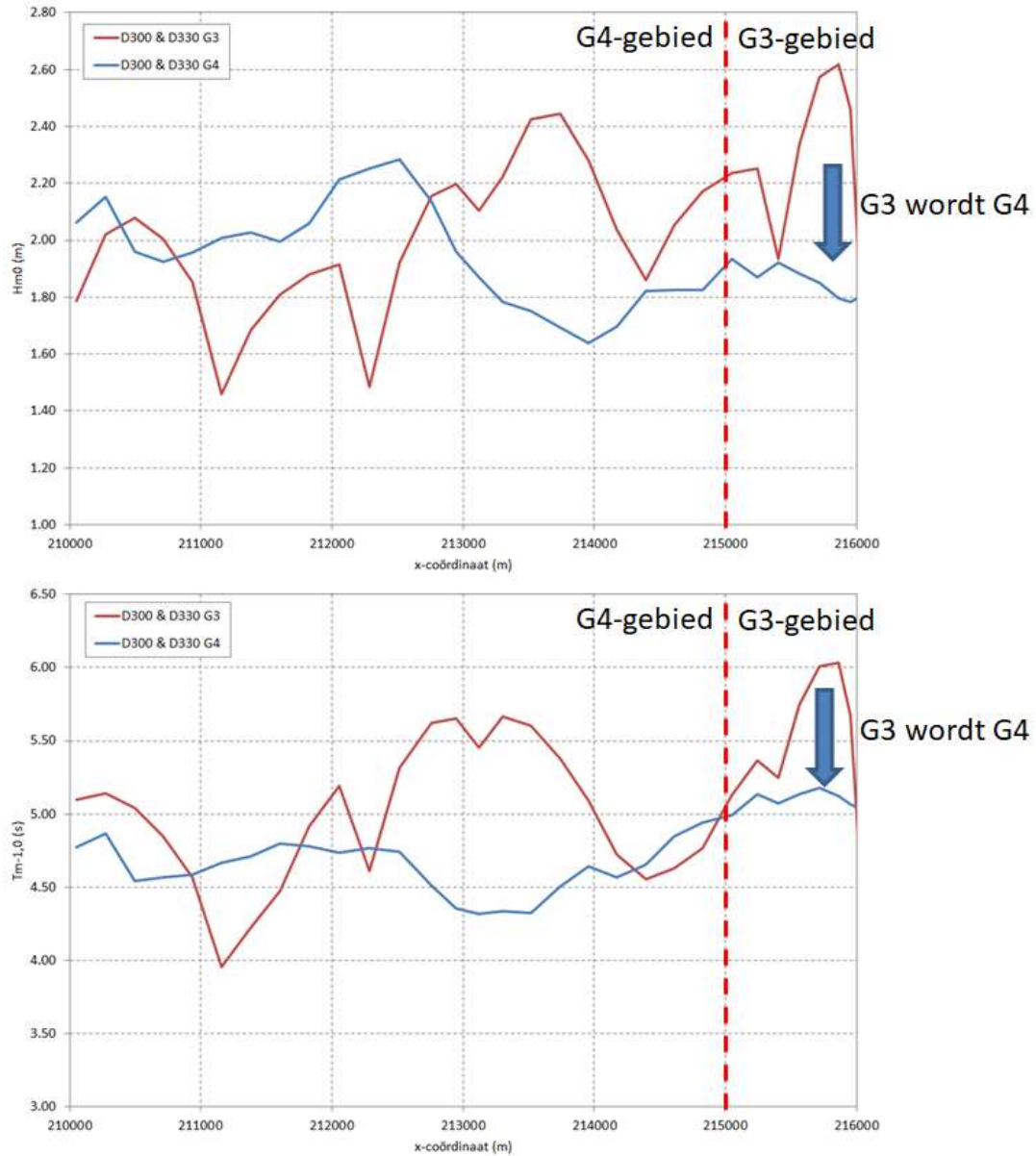


*Figuur 4 – Te gebruiken SWAN-model per deel van de Waddenzee (Groeneweg, J. (2010), Analyse verschillen door refractielimitering. Deltares memo 1202341-002-HYE-0032, 6 oktober 2010).*

Deze knip ligt precies op het traject Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat. Oostelijk van de knip worden relatief lange golfperiodes berekend, westelijk daarvan relatief korte golfperiodes. Dit is één van de redenen waarom het HBN rond km83,5 in Figuur 3 ongeveer even hoog ligt als rond km87.

Refractielimitering was destijds bedoeld voor de Oostelijke Waddenzee, en niet voor deze specifieke dijk. Daarom heeft Deltares (in de persoon van Jacco Groeneweg) nu geadviseerd om voor het gehele traject de resultaten van model G4 te gebruiken, met standaardinstellingen voor refractie, zonder refractielimitering.

In Figuur 5 is te zien wat het verschil is tussen de modellen G3 en G4, in termen van golfhoogte (boven) en golfperiode (onder). Ten oosten van de  $x=215$  km (de rode verticale gestreepte lijn) werd G3 toegepast. Als hier wordt overgestapt op G4, resulteert dit in een tot 0,7 m lagere golfhoogte en een tot 0,8 s kortere golfperiode.

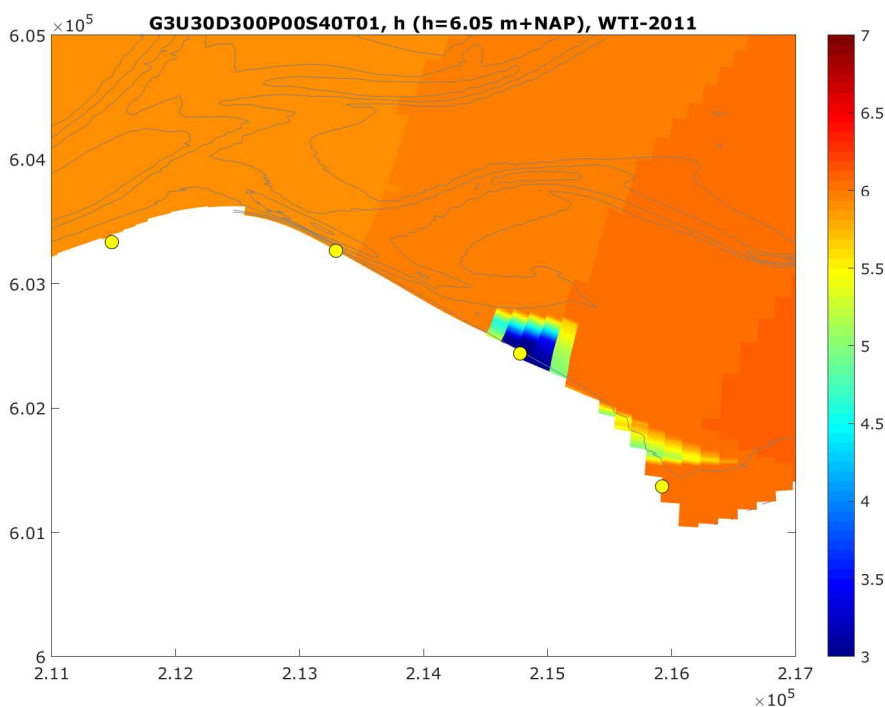


Figuur 5 – Verschil tussen G3 en G4 in golfhoogte (boven) en golfperiode (onder), gemiddeld over de 30 berekeningen met  $D=300$  en  $D=330$  graden,  $U=30$  m/s en  $S=4$  m+NAP. De rode lijn is de knip bij  $x=215$  km.



## 2.2 Lokale fout in de waterstanden

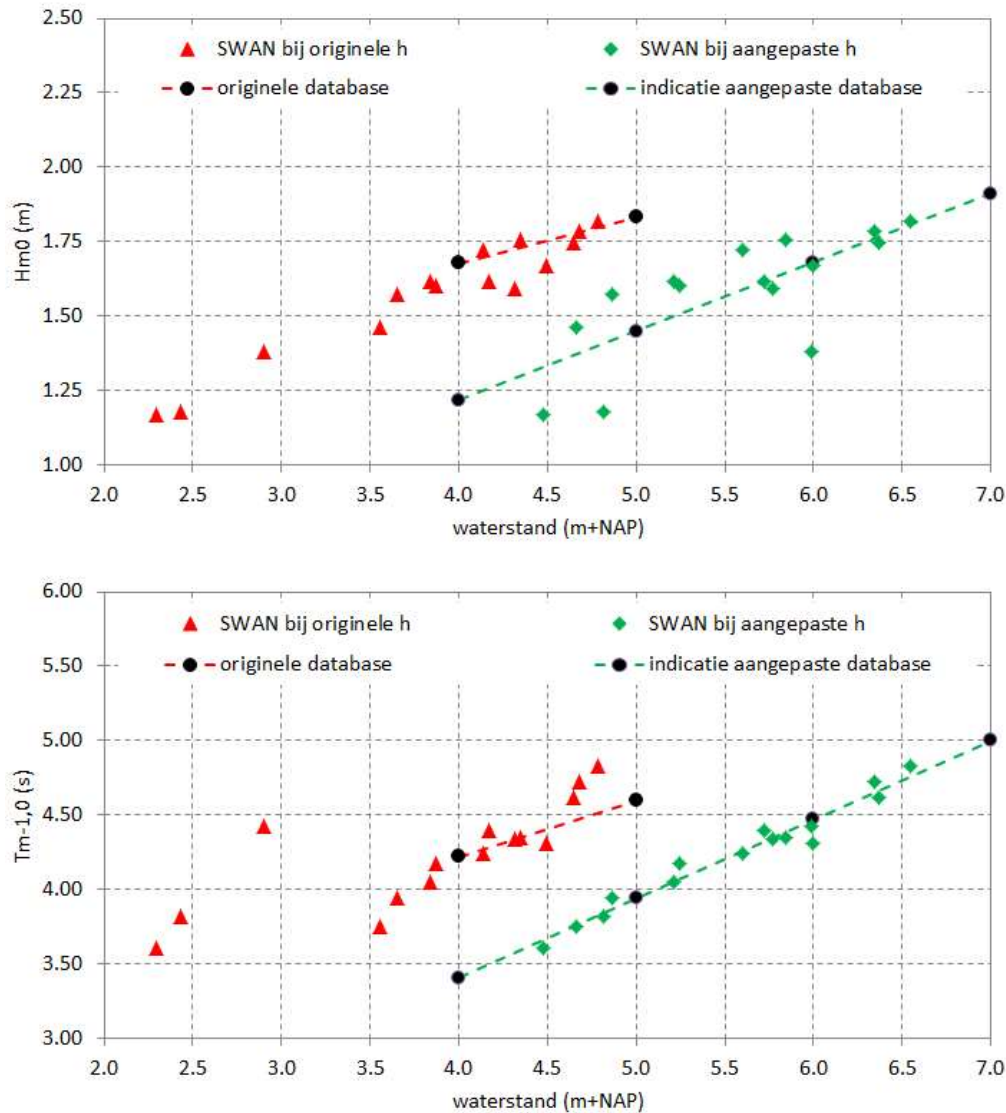
Bij het maken van ruimtelijke figuren kwam een lokale fout in de waterstandsvelden uit het WAQUA-model voor WTI2011 aan het licht, die door SWAN als invoer worden gebruikt. Deze anomalie ligt (toevalligerwijs) eveneens rond  $x=215$  km, zie bijvoorbeeld Figuur 6. De ruimtelijke omvang van de afwijkende waterstanden is vrij klein, waardoor de golfparameters uit SWAN zelf nauwelijks zijn beïnvloed. De berekende golfhoogtes zijn echter wel bij de verkeerde lokale waterstand in de database geplaatst. Hierdoor is de golfinformatie uit SWAN bij die lokaal lagere waterstanden in de database geplaatst, en ontbreekt informatie bij de hogere waterstanden. Het gevolg is dat de golfcondities in de database veel te hoog zijn voor de waterstand die eraan is gekoppeld. Dit gedrag komt vaker voor bij 300 graden dan bij 330 graden. Omdat golfcondities bij hogere waterstanden ontbreken, extrapoleert Hydra-NL deze.



Figuur 6 – Fout in het waterstandsveld uit het Kuststrook-Fijn WAQUA-model, welke gebruikt is als invoer van de SWAN-berekening G3U30D300P00S40T01

Figuur 7 bevat de combinaties van lokale waterstanden (horizontale as) en golfhoogte (verticale as, boven) of golfperiode (verticale as, onder) voor windrichting 300 graden. Bij de rode driehoekjes zijn de golfparameters bij de te lage waterstanden uit Figuur 6 gepositioneerd. De rode gestreepte lijn loopt door de twee databasepunten weer. Deze loopt maar tot 5 m+NAP, omdat er voor hogere waterstanden geen uitvoer van SWAN beschikbaar was. Bij de groene ruitjes zijn de waterstanden gecorrigeerd op basis van correcte waterstanden in de omgeving. Dit zorgt ervoor dat de punten naar rechts schuiven. De lineaire trendlijn (groene lijn) komt daardoor lager te liggen dan de oorspronkelijke databasewaarden (rode lijn). De zwarte bolletjes op de groene lijn zijn een indicatie voor de correcte databasewaarden bij 4, 5, 6 en 7 m+NAP.

Het gevolg van de fout in de waterstandsvelden is dus dat er bij windrichting 300 graden te hoge golven (ca. 0,4 m) en te lange periodes (ca. 0,7 s) in de database aanwezig zijn in het relevante bereik aan waterstanden voor HBN-berekeningen voor dit traject (5 tot 6 m+NAP). Bij windrichting 330 graden speelt dit probleem ook, maar slechts bij een beperkte deelverzameling van de berekeningen (een deel van de punten zoals in Figuur 7).



*Figuur 7 – Golfhoogte (boven) en golfperiode (onder) bij windrichting 300 graden bij de oorspronkelijke verkeerde waterstanden (rood), en bij gecorrigeerde waterstanden (groen), inclusief de oorspronkelijke databasewaarden (zwarte bolletjes op de rode gestreepte lijn) en een indicatie van de ligging van nieuwe databasewaarden (punten op de groene gestreepte lijn).*

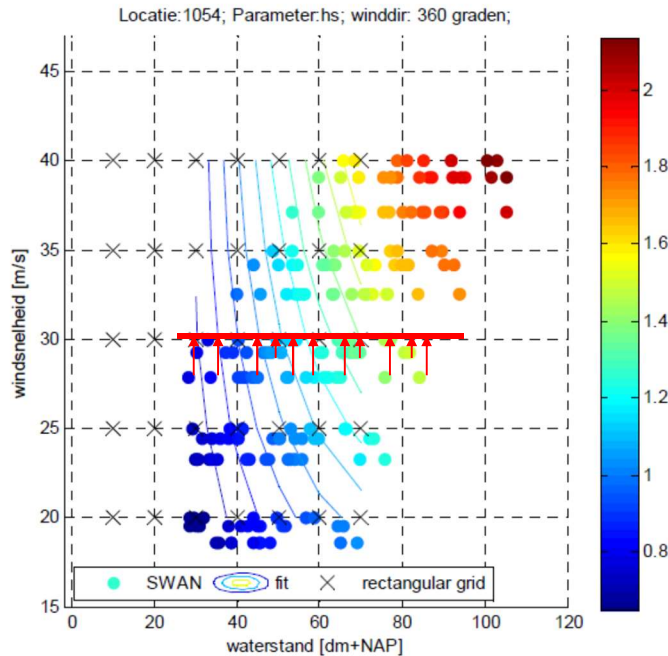
## 2.3 Aanpassingen database

Vanwege deze twee zaken is door HKV een nieuwe database samengesteld voor het traject Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat. Deze database is voor alle locaties gebaseerd op model G4, en de foutieve waterstanden ter plaatse van de anomalie (Figuur 6) zijn door middel van interpolatie tussen omliggende correcte waterstanden aangepast.

Oorspronkelijke SWAN-resultaten zijn beschikbaar voor combinaties van de volgende parameters:

- Windrichting;
- Windsnelheid;
- Stormopzet op zee;
- Faseverschil harmonisch hoogwater en piek van de windsnelheid;
- Tijdstip ten opzichte van de piek van de windsnelheid.

De laatste drie van deze parameters zijn in de database samengevoegd in de vorm van de lokale waterstand, zoals ook voor WTI2011 is toegepast. Daarvoor zijn de met SWAN berekende golfparameters geïnterpoleerd naar vaste combinaties van lokale waterstand en windsnelheid. Zie onderstaand voorbeeld uit de WTI2011 achtergrondrapportage (fase 3), Nicolai et al. (2011).



*Figuur 8 – Voorbeeld van de interpolatie van de golfparameter  $H_s$  naar vaste combinaties van lokale waterstand en windsnelheid*

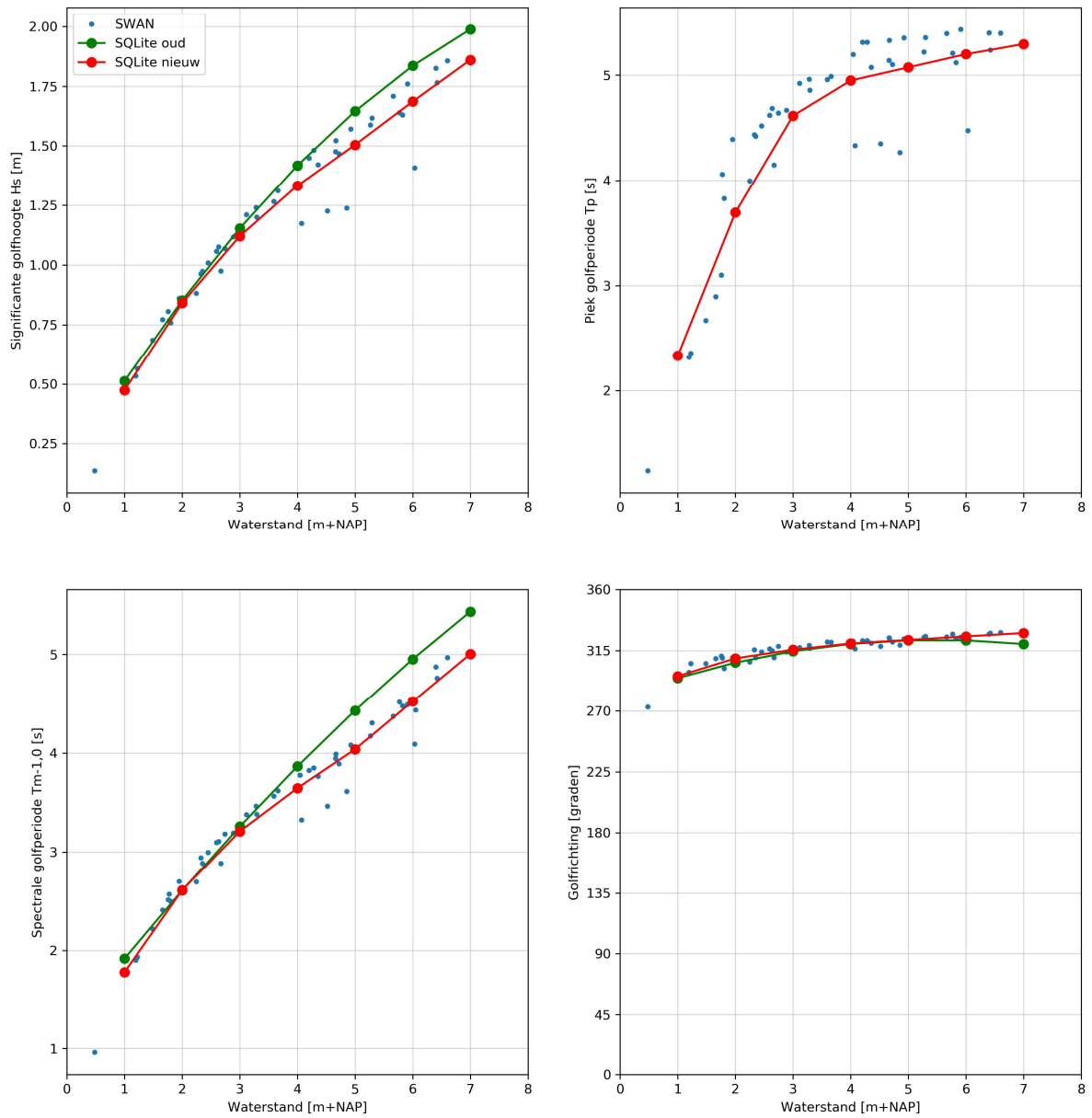
De tweedimensionale interpolatie is voor deze specifieke toepassing vereenvoudigd tot eindimensionale interpolatie op basis van alleen de lokale waterstand. Dit betekent dat de verticale spreiding van de getallen rond de piekwindsnelheid (zoals in Figuur 8) is genegeerd (bijvoorbeeld geen 28-30 m/s, maar in alle gevallen 30 m/s, zie de rode pijltjes in de figuur). De gevolgen van deze aanpassing zijn klein, aangezien de variatie van de windsnelheden rond de piek van de storm beperkt is, evenals de invloed daarvan op de golfcondities.

Figuur 9 en Figuur 10 tonen twee voorbeelden van het interpoleren voor databaselocaties 00058 en 00059 waarbij G3 gewijzigd is in G4. De vier afwijkende punten in Figuur 9 betreffen situaties bij stochastwaarde  $T=T_1$ , ofwel 2 uur voor de piek van de storm, waarbij de windsnelheid nog wat lager is dan op de piek (ca. 6%), en de windrichting nog meer richting west (281 graden in plaats van 300). Zie tabel 2.3 uit Klein en Kroon (2011).

De interpolatie is op een flexibele manier gebaseerd op een gemiddelde van de omliggende punten bij de betreffende waterstand, en veronderstelt dus geen (lineair) verband tussen de waterstand en de golfparameters. Per waterstand is de waarde voor de betreffende parameter ( $H_s$ ,  $T_p$ , golfrichting) bepaald door een lineaire fit op een interval rondom die waterstand dat zodanig is gekozen dat er minstens 20 datapunten invallen. Het interval rondom de waterstand wordt hierbij stapsgewijs vergroot, waarbij telkens zowel links als rechts 10 cm wordt toegevoegd.

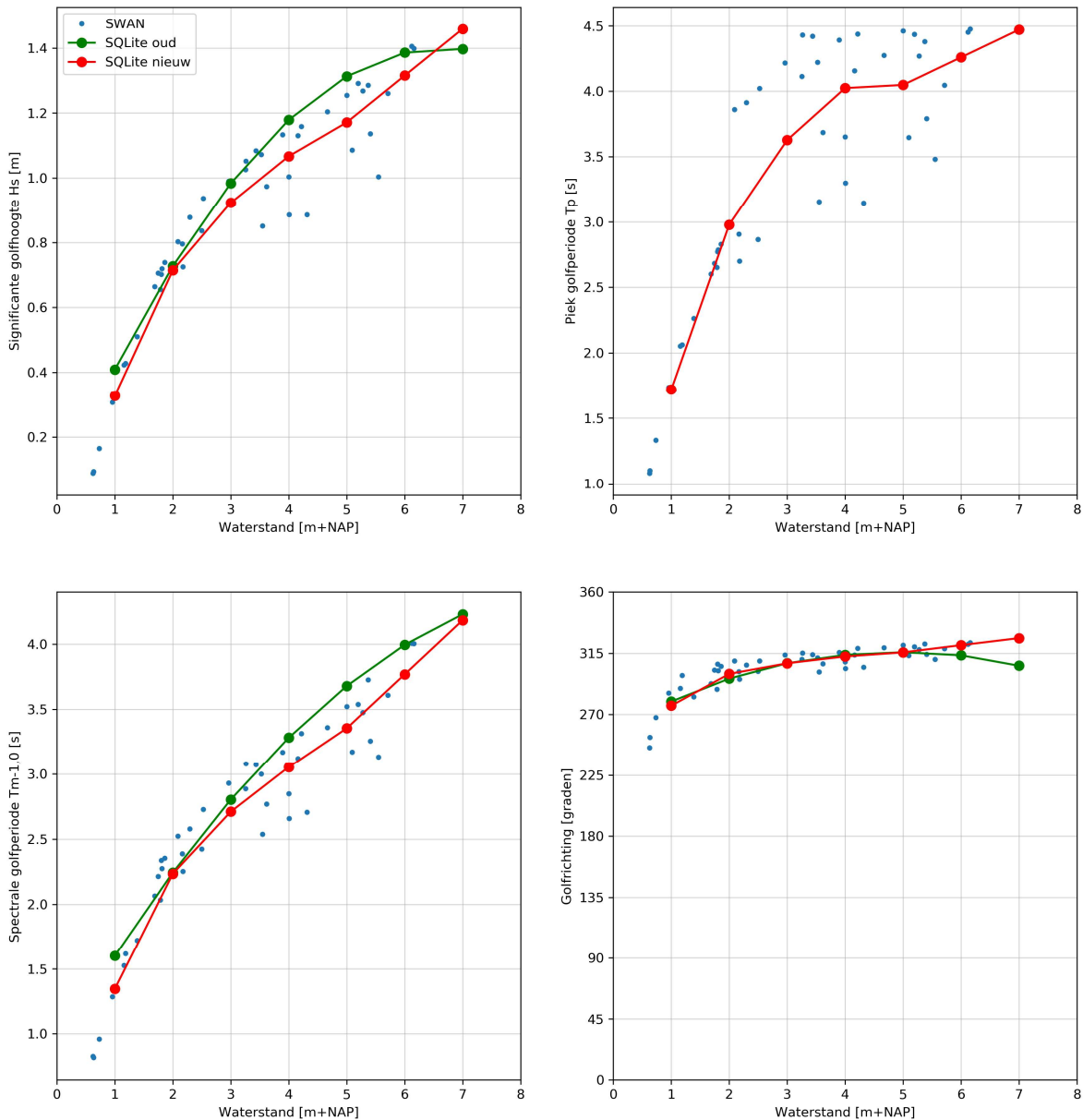
Evenals in 2011 is de piekperiode niet in de database geplaatst. Deze wordt in Hydra-NL afgeleid vanuit  $T_{m-1,0}$  via  $T_p = 1,1 * T_{m-1,0}$ .

Locatie WZ\_1\_6-5\_dk\_00058 (x=215720, y=601955), R=300 graden, U=30 m/s



Figuur 9 – Voorbeeld 1 van interpolatie van G4 SWAN-berekeningen naar de database (rode punten op de lijn), en vergelijking met de oude database, gebaseerd op G3 voor  $x > 215$  km.

Locatie WZ\_1\_6-5\_dk\_00059 (x=215860, y=601805), R=270 graden, U=30 m/s

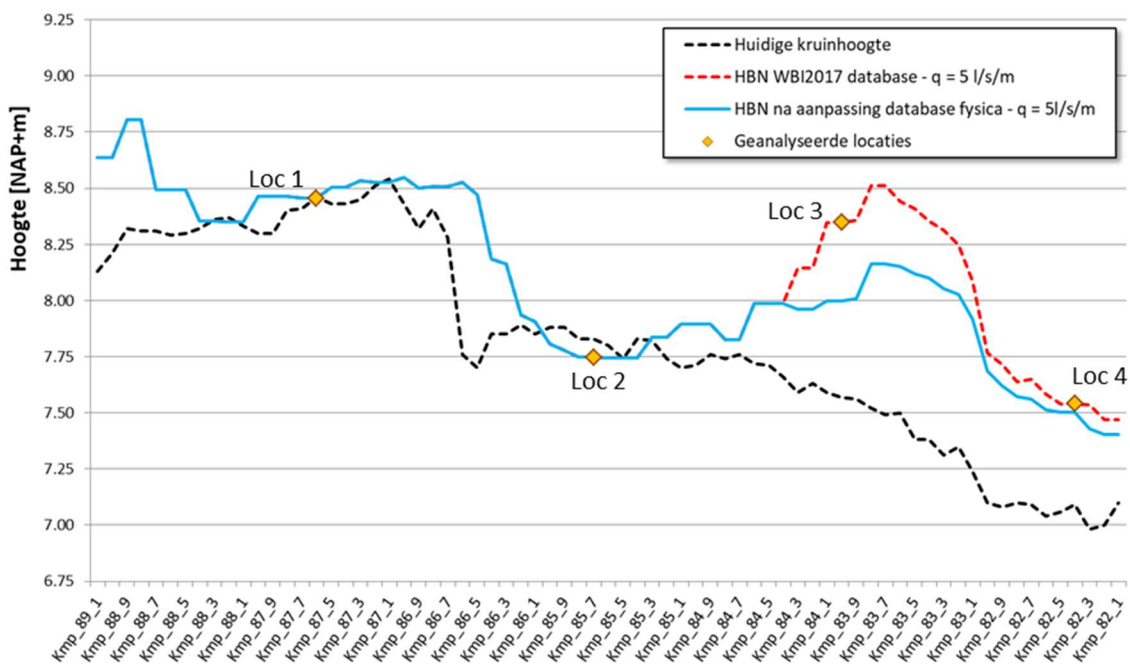


Figuur 10 – Voorbeeld 2 van interpolatie van G4 SWAN-berekeningen naar de database (rode punten op de lijn), en vergelijking met de oude database, gebaseerd op G3 voor  $x > 215$  km.

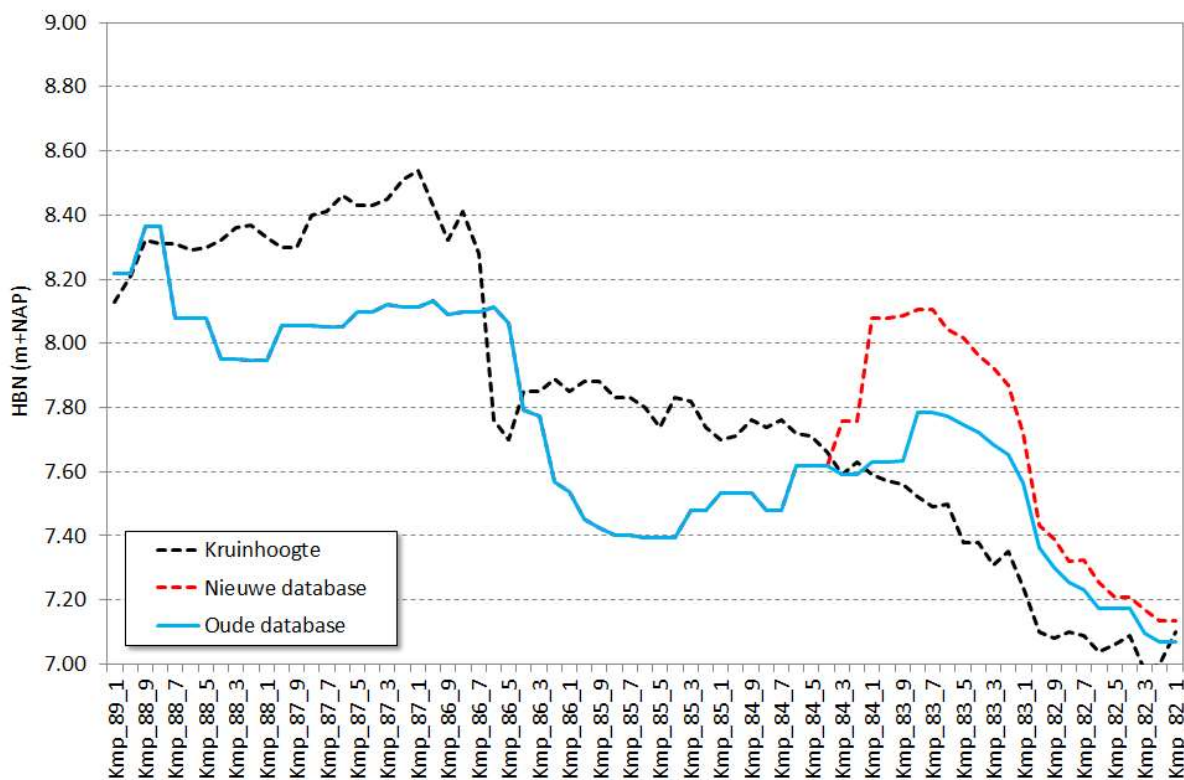
## 2.4 Effect van aangepaste database op het HBN

De aanpassingen in de database zorgen voor een lager HBN oostelijk van  $x \approx 215$  km, Kmp 84.5. Daardoor sluit het HBN beter aan bij het intuïtieve uitgangspunt dat het westelijke deel van de dijk, gericht op het noordwesten, een hogere kruin nodig heeft dan de dijk verder naar het oosten, gericht op het noordoosten. Figuur 11 toont de verschillen in HBN voor variant V1 (met glad buitentalud), en Figuur 12 voor variant V2 (ruw buitentalud). De verhoging rond locatie 3 is nog steeds aanwezig, maar veel minder nadrukkelijk. In hoofdstuk 3 en 5 wordt dit patroon nader bestudeerd.

### HBN Landelijke Dijk - Alternatief binnenwaarts glad



Figuur 11 – Effect van de aanpassing van de database op het HBN bij variant V1 (glad buitentalud) en een kritiek overslagdebiet van 5 l/s/m.



Figuur 12 – Effect van de aanpassing van de database op het HBN bij variant V2 (ruw buitentalud) en een kritiek overslagdebiet van 5 l/s/m.

### 3 Ruimtelijk verloop in het HBN

De tweede onderzoeksvraag heeft betrekking op het ruimtelijke patroon in het HBN langs het traject. Daarbij vormt het patroon ná aanpassing van de database het uitgangspunt. Voor de verklaring nemen we variant V1 met glad buitentalud, getoond met rode onderbroken lijnen in Figuur 11.

Tabel 2 toont de illustratiepunten voor de vier karakteristieke locaties bij uitvoeringsvariant V1, zichtjaar 2075, een terugkeertijd van 12.500 jaar, een overslagdebiet van 5 l/s/m, en respectievelijk de windrichtingen 300 en 330 graden.

grootheid	loc1	loc2	loc3	loc4
HBN (m+NAP)	8.45	7.75	8.01	7.40
bijdrage 300 gr. (%)	26	13	22	12
windsnelheid U (m/s)	35.1	39.3	35.7	38.5
waterstand h (m+NAP)	5.74	6.31	5.91	6.39
$H_{m0}$ (m) (incl. $fH_{m0}$ )	2.57	2.00	2.24	1.16
$T_{m-1,0}$ (s) (incl. $fT_{m-1,0}$ )	4.87	3.82	4.83	4.32
Modelonzekerheid $fH_{m0}$ (-)	1.21	0.99	1.21	0.99
Modelonzekerheid $fT_{m-1,0}$ (-)	1.09	0.96	1.09	0.96
$H_{m0} / fH_{m0}$ (m)	2.12	2.02	1.85	1.17
$T_{m-1,0} / fT_{m-1,0}$ (s)	4.47	3.98	4.43	4.50
golfrichting $\theta$ (gr)	310	316	321	329
hoek golfval $\beta$ (gr)	31	73	69	88
factor $\gamma_{\beta}$ (-) voor effect $\beta$	0.897	0.759	0.773	0.736

grootheid	loc1	loc2	loc3	loc4
HBN (m+NAP)	8.45	7.75	8.01	7.40
bijdrage 330 gr. (%)	71	84	75	88
windsnelheid U (m/s)	33.2	34.5	33.1	34.6
waterstand h (m+NAP)	5.31	5.50	5.41	5.74
$H_{m0}$ (m) (incl. $fH_{m0}$ )	2.79	2.83	2.58	1.91
$T_{m-1,0}$ (s) (incl. $fT_{m-1,0}$ )	5.00	4.23	5.16	4.64
Modelonzekerheid $fH_{m0}$ (-)	1.21	1.21	1.21	0.99
Modelonzekerheid $fT_{m-1,0}$ (-)	1.09	0.96	1.09	0.96
$H_{m0} / fH_{m0}$ (m)	2.31	2.34	2.13	1.93
$T_{m-1,0} / fT_{m-1,0}$ (s)	4.59	4.41	4.73	4.83
golfrichting $\theta$ (gr)	323	334	330	342
hoek golfval $\beta$ (gr)	18	56	60	75
factor $\gamma_{\beta}$ (-) voor effect $\beta$	0.942	0.817	0.801	0.753

Tabel 2 - Illustratiepunten voor het HBN bij uitvoeringsvariant V1, zichtjaar 2075, een terugkeertijd van 12.500 jaar, een overslagdebiet van 5 l/s/m en windrichting 300 graden (boven) en 330 graden (onder)

#### Locatie 1

De overschrijdingsfrequentie wordt gedomineerd door windrichting 330 graden (71%). De bijdrage van windrichting 300 graden is duidelijk kleiner (26%). Het HBN is bij locatie 1 relatief hoog door golven die onder een kleine hoek invallen (18 graden). We houden deze locatie aan als referentie-locatie, en komen terug op verschillen bij de locaties 2 tot en met 4.

### Locatie 2

De bijdrage van de windrichting 300 graden is hier nog kleiner (13%) dan bij locatie 1. Er is hier, ten opzichte van locatie 1, sprake van schuinere golfval, een vergelijkbare golfhoogte, en een kortere golfperiode (4.23 s tegen 5.0 s bij locatie 1). Golven ondervinden hier invloed van de diepe geul, het Vierhuizergat, voor de dijk. In hoofdstuk 5 wordt dit nader geduid. Daarnaast gaat er minder kansbijdrage richting de modelonzekerheid voor de golfperiode, wat te zien is aan de lage waarde van 0.96 in het illustratiepunt (gelijk aan de gemiddelde waarde). De combinatie van modelonzekerheden (1.21 voor  $H_{m0}$  en 0.96 voor  $T_{m-1,0}$ ) zorgt voor aanzienlijk steilere golven in het illustratiepunt van Hydra-NL dan van de SWAN-berekeningen.

### Locatie 3

Bij locatie 3 ligt er geen geul meer direct voor de dijk. De golfhoogte is lager dan bij locatie 1 en 2, maar de golfperiode is langer. De waarden voor de modelonzekerheid zijn weer gelijk aan die bij locatie 1. Opnieuw is sprake van schuine golfval. Het hogere HBN bij locatie 3 ten opzichte van locatie 2 is voornamelijk toe te schrijven aan de golfperiode (inclusief onzekerheid daarin).

### Locatie 4

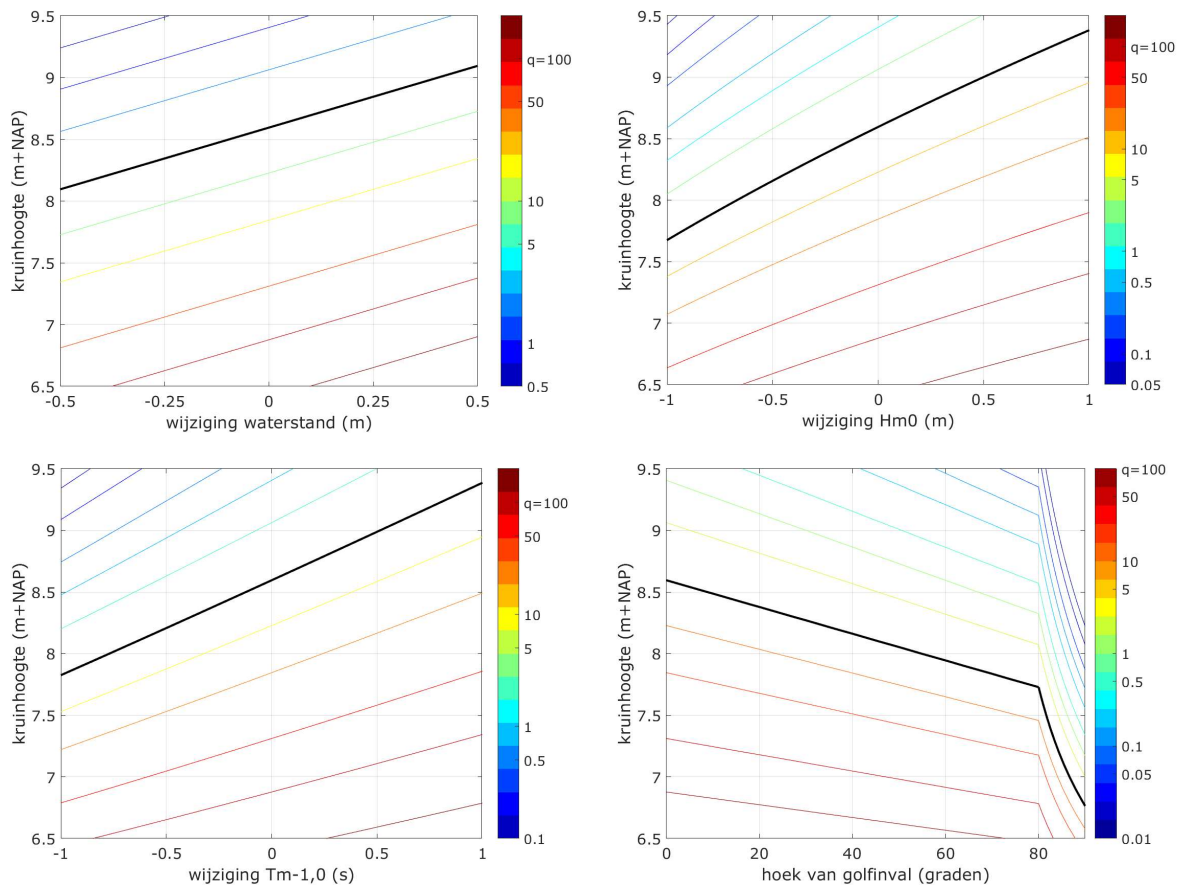
De ligging en dijknormaal van locatie 4 zijn zodanig, dat de bijdrage van windrichting 300 graden hier vrijwel volledig wegvalt. Bij 330 graden is evenals bij locatie 3 een lange gemiddelde golfperiode zichtbaar (zonder modelonzekerheden). Ook de waterstand is hier hoger. Dit is bijvoorbeeld zichtbaar door vergelijking met locatie 2, waar bij een vergelijkbare windsnelheid in het illustratiepunt bij 330 graden een 0.24 m lagere waterstand van toepassing is. Het lagere HBN bij deze locatie wordt veroorzaakt door de relatief lage golfhoogte (invloed van de kwelders) en de grote hoek van golfval (75 graden).

Hoofdstuk 4 laat zien hoe de diverse parameters doorwerken naar het HBN, en hoofdstuk 5 geeft op basis van de originele SWAN-berekeningen een nadere duiding van de fysische processen die een rol spelen bij het ontstaan van deze ruimtelijke variaties.



## 4 Gevoeligheidsanalyse golfoverslag

De vierde onderzoeksvraag gaat over de gevoeligheid van het HBN voor variaties in verschillende golfparameters. Om deze gevoeligheid te duiden, hebben wij de formules uit EurOtop (2016) in Matlab geprogrammeerd, en variaties toegepast ten opzichte van het illustratiepunt bij locatie 1, 330 graden:  $h=5.31$  m+NAP,  $H_{m0}=2.57$  m,  $T_{m-1,0}=4.87$  s,  $\theta=18$  graden (Tabel 2). In deze gevoeligheidsanalyse is uitgegaan van een 1-op-4 talud en een kritiek overslagdebiet van 5 l/s/m. Verschillen in kruinhoogte door variatie van de individuele parameters zijn af te lezen uit de onderstaande contourplots.



*Figuur 13 – Gevoeligheidsanalyse van het golfoverslagdebiet als functie van wijzigingen in diverse parameters ten opzichte van de condities bij locatie 1 (horizontale as) en de kruinhoogte van de dijk (verticale as). De zwarte contourlijn heeft betrekking op 5 l/s/m.*

Op basis van de golfoverslagformules hebben wij globaal ingeschat hoe de verschillende golfparameters uit het illustratiepunt bij 330 graden (inclusief modelonzekerheden) doorwerken naar verschillen in het HBN. Niet bij elke locatie heeft windrichting 330 graden dezelfde frequentiebijdrage, en de waarden van de modelonzekerheden in de illustratiepunten variëren van locatie tot locatie. Maar de gevoeligheidsanalyse geeft een indicatie van de mate waarin de verschillende golfparameters doorwerken naar het HBN.

De resultaten zijn samengevat in Tabel 3, waarbij alle getallen relatief zijn ten opzichte van locatie 1. Het lagere HBN bij locatie 2 ten opzichte van locatie 1 wordt vooral veroorzaakt door een combinatie van schuine golfinval en een kortere golfperiode. Bij locatie 3 is de golfperiode juist langer, maar komt het HBN toch lager uit dan bij locatie 1 door schuine golfinval en een lagere

golfhoogte. Bij locatie 4 is de golfval nog schuiner, en zijn zowel de golfhoogte als de golfperiode kleiner dan bij locatie 1. (Opmerking: bij locatie 4 zijn de waarden voor de modelonzekerheden in het illustratiepunt kleiner dan bij de andere locaties. Zonder modelonzekerheden is de golfperiode langer dan bij locatie 1 t/m 3.)

Locatie	Locatie 2		Locatie 3		Locatie 4	
	Verschil	Effect HBN	Verschil	Effect HBN	Verschil	Effect HBN
Waterstand (m+NAP)	+0.19	+0.19	+0.10	+0.10	+0.43	+0.43
Golfhoogte $H_{m0}$ (m)	+0.04	+0.03	-0.21	-0.18	-0.88	-0.73
Golfperiode $T_{m-1,0}$ (s)	-0.77	-0.60	+0.16	+0.13	-0.36	-0.28
Hoek van inval (gr.)	18 → 56	-0.39	18 → 60	-0.42	18 → 75	-0.62
Totaal effecten (m)	x	-0.74	x	-0.37	x	-1.20
Verschil in HBN o.b.v. Hydra-NL (variant V1)		-0.77		-0.44		-1.05

*Tabel 3 – Verklaring van verschillen in HBN (in m) ten opzichte van locatie 1 aan de hand van verschillen in waterstanden en golfparameters ten opzichte van locatie 1. Ter vergelijking zijn ook de door Hydra-NL berekende verschillen in HBN opgenomen in de laatste rij.*

Op basis van Tabel 3 wordt duidelijk dat de verschillen in HBN zoals berekend met Hydra-NL behoorlijk goed zijn te reproduceren op basis van de eenvoudige gevoeligheidsanalyse uit Figuur 13.

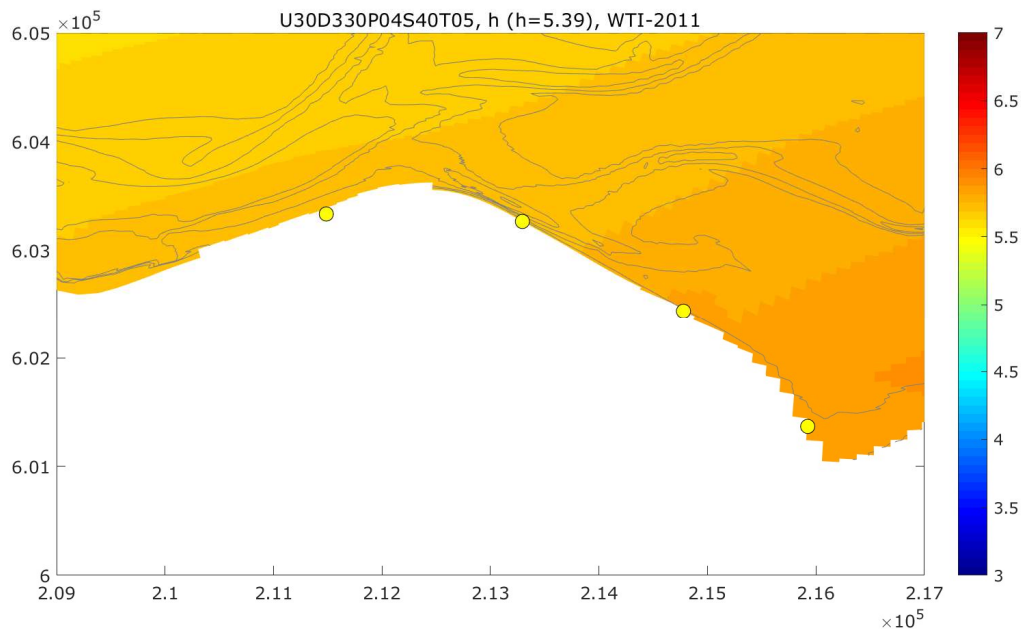
Algemene opmerking: op grote delen van het traject is sprake van zeer schuine golfval. Er is weinig onderzoek gedaan naar golfoverslag onder deze condities. De EurOtop formules in Hydra-NL zijn enkel gebaseerd op metingen aan golfoploop, op basis waarvan is doorgeredeneerd naar golfoverslag. Voor golfoploop bij een hoek van inval groter dan 40 graden zijn de gebruikte metingen beperkt tot één studie (Van der Meer en De Waal, 1990). Mede daarom wordt momenteel tussen Eemshaven en Delfzijl een grote meerjarige meetcampagne uitgevoerd, omdat daar eveneens golfoverslag bij zeer schuine golfval zeer relevant is. Eerste meetresultaten suggereren dat de golfoverslag sterker afneemt bij schuine golfval dan wat volgt uit de EurOtop formules. Deze resultaten zijn echter nog prematuur, en worden pas in de loop van de meerjarige meetcampagne bruikbaar voor toepassing in (andere) projecten.

## 5 Fysische processen

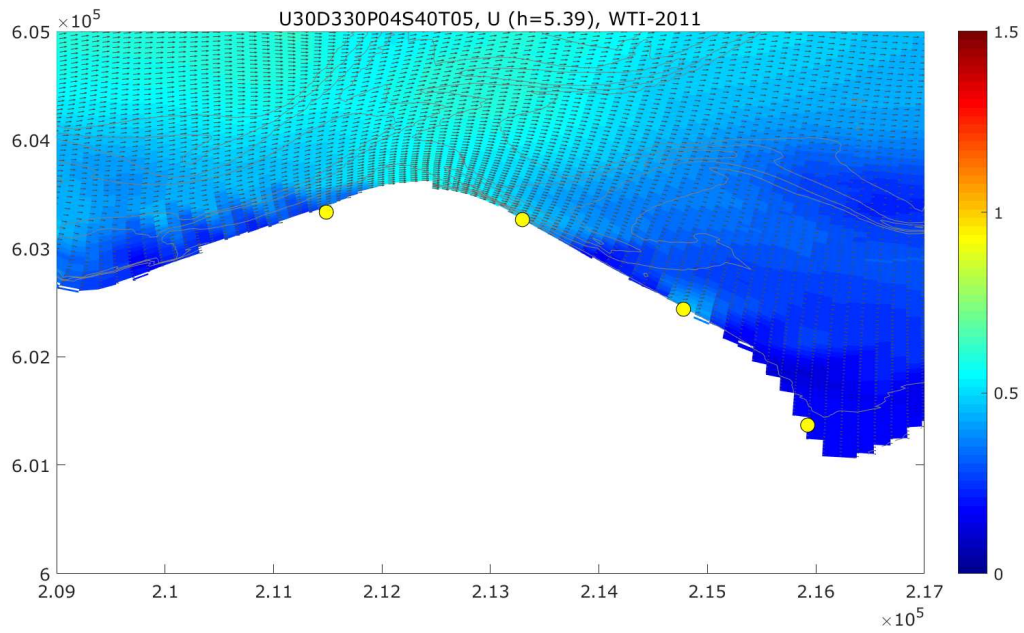
In dit hoofdstuk wordt geduid welke processen verantwoordelijk zijn voor het verloop van de golfparameters langs het dijktraject.

### 5.1 Ruimtelijke patronen in golfparameters

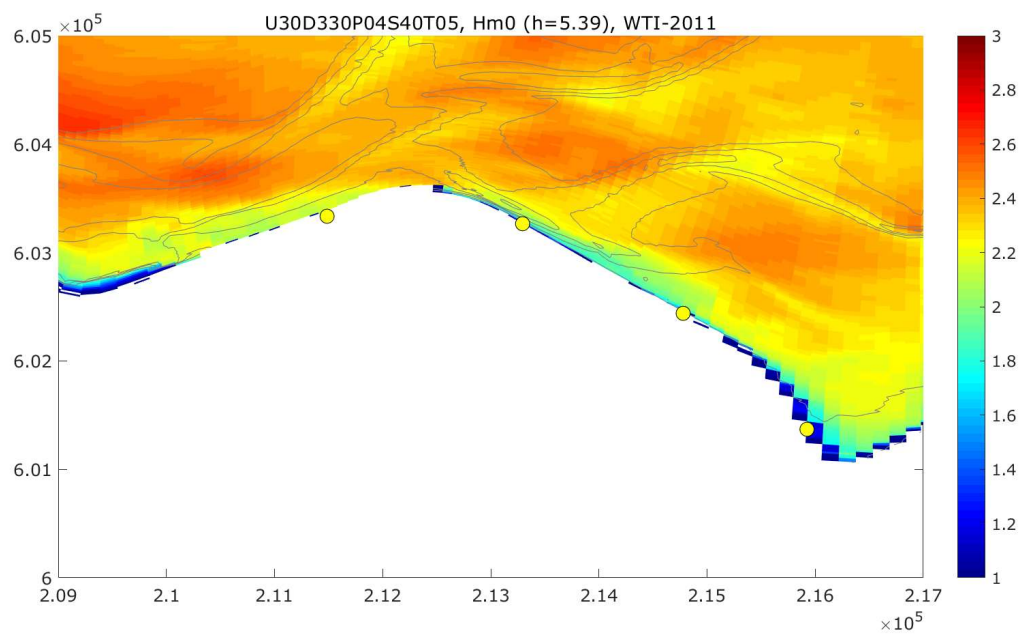
In de figuren zijn ruimtelijke beelden van golfparameters uit twee SWAN-berekeningen van WTI2011 opgenomen bij condities nabij het illustratiepunt van Hydra-NL (windrichting 330 graden, windsnelheid 30 m/s, waterstand 5.5 m+NAP), om meer inzicht te krijgen in de fysische processen en ruimtelijke variaties die een rol spelen in dit gebied. De gele bolletjes zijn de locaties op de dijk. De locaties (HRbasis) voor de golvendatabase liggen 50 m uit de dijkteen. De uitvoer betreft model G4 (zie hoofdstuk 2).



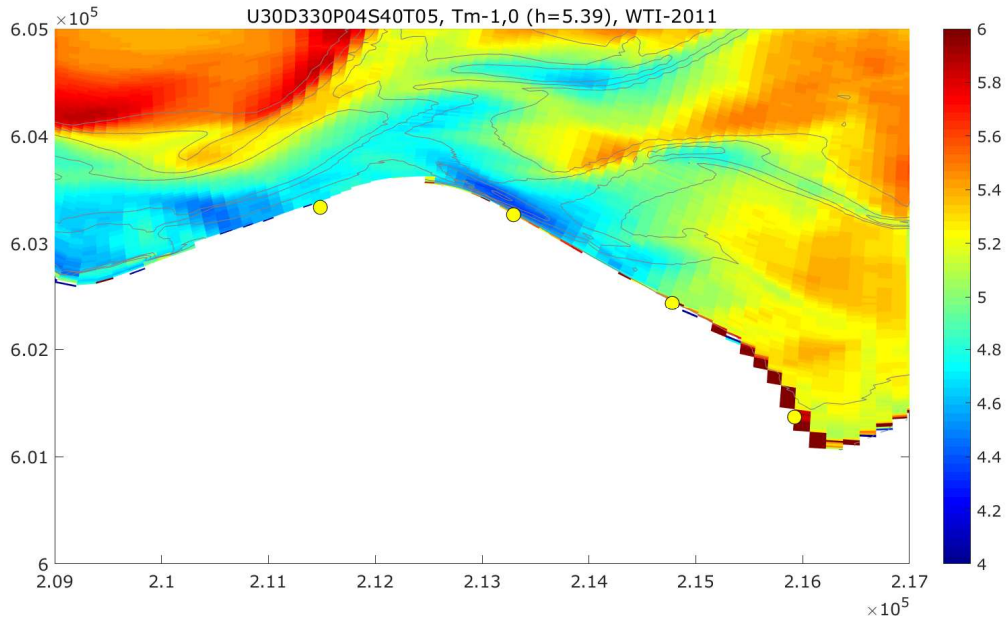
*Figuur 14 – Waterstand (m+NAP) bij combinatie  $U=30$  m/s,  $D=330$  graden,  $P=4$  uur,  $S=4$  m,  $T=+2$  uur. De gemiddelde waterstand in het hele G4-domein is 5.39 m+NAP, vermeld in de titel van de figuur. Grijs contourlijnen tonen isolijnen van de bodemhoogte.*



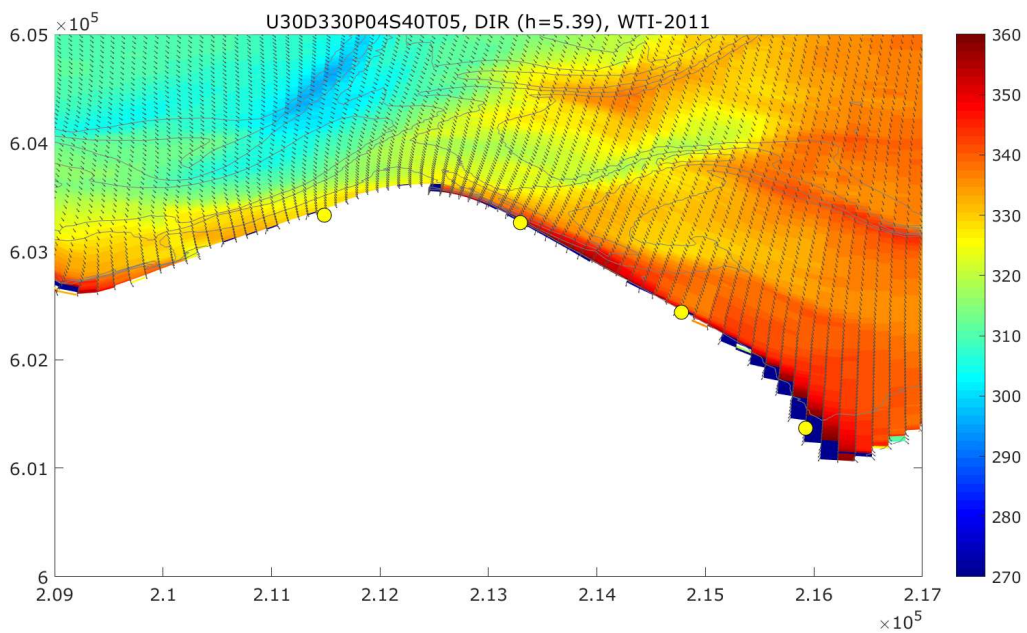
Figuur 15 - Stroomsnelheid (kleuren, m/s) en stroomrichting (pijltjes) bij combinatie  $U=30$  m/s,  $D=330$  graden,  $P=4$  uur,  $S=4$  m,  $T=+2$  uur. Grijze contourlijnen tonen isolijnen van de bodemhoogte.



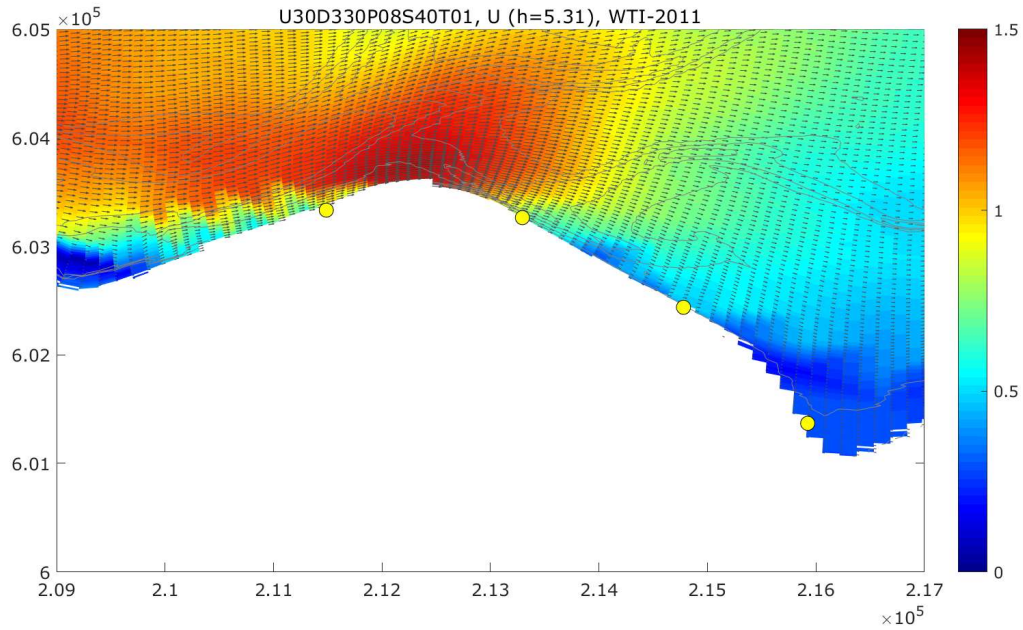
Figuur 16 - Significante golfhoogte (kleuren, m) met golfrichting (pijltjes) bij combinatie  $U=30$  m/s,  $D=330$  graden,  $P=4$  uur,  $S=4$  m,  $T=+2$  uur. Grijze contourlijnen tonen isolijnen van de bodemhoogte.



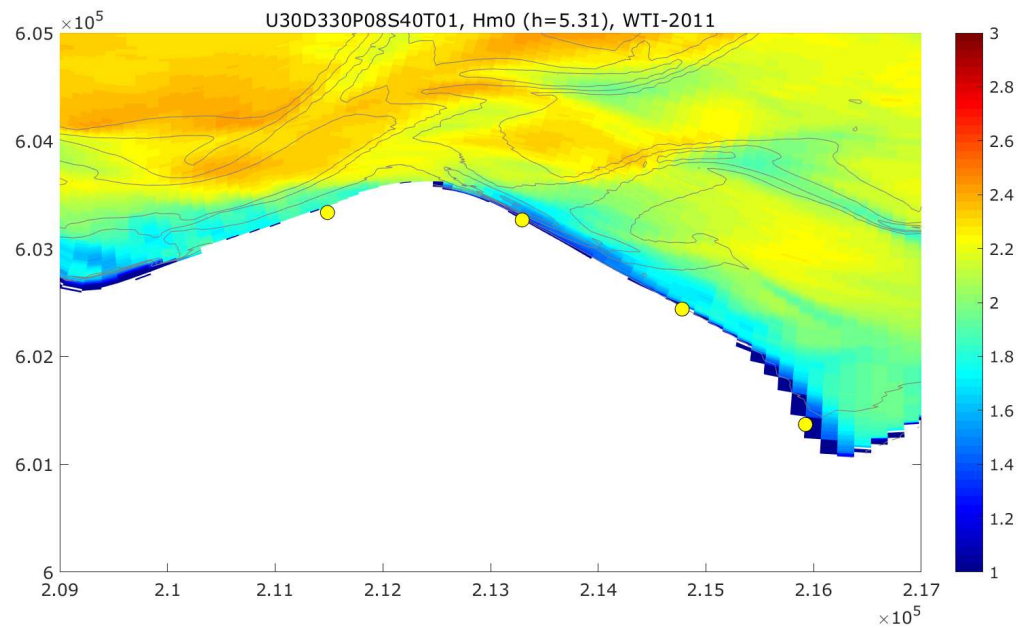
Figuur 17 – Spectrale gemiddelde golfperiode  $T_{m-1,0}$  (s) bij combinatie  $U=30$  m/s,  $D=330$  graden,  $P=4$  uur,  $S=4$  m,  $T=+2$  uur. Grijs contourlijnen tonen isolijnen van de bodemhoogte.



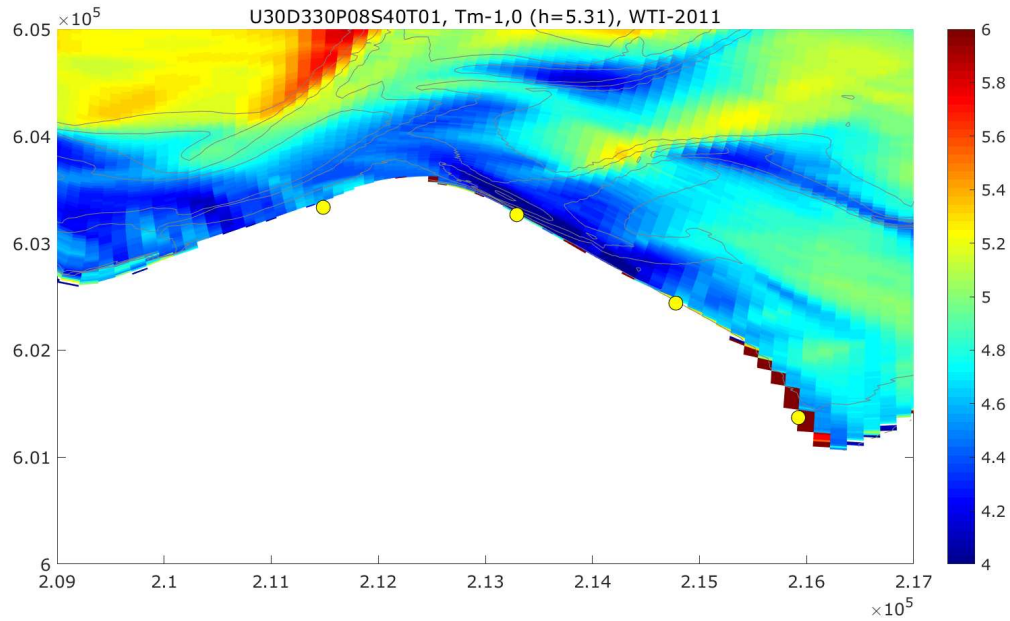
Figuur 18 – Gemiddelde golfrichting (graden) bij combinatie  $U=30$  m/s,  $D=330$  graden,  $P=4$  uur,  $S=4$  m,  $T=+2$  uur. Grijs contourlijnen tonen isolijnen van de bodemhoogte.



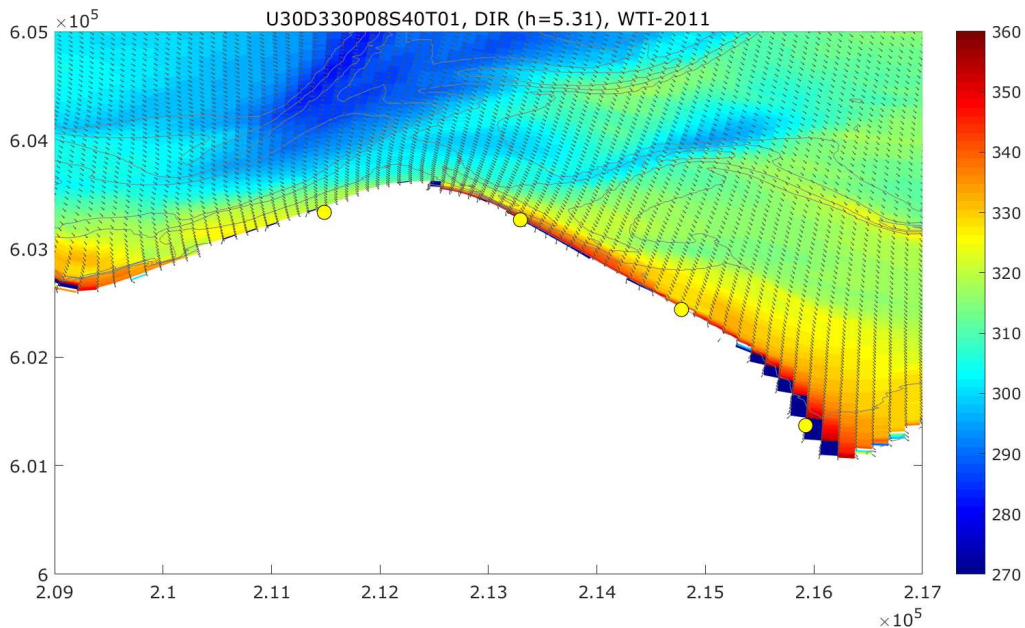
Figuur 19 – Stroomsnelheid (kleuren, m/s) en stroomrichting (pijltjes) bij combinatie  $U=30$  m/s,  $D=330$  graden,  $P=8$  uur,  $S=4$  m,  $T=-2$  uur. Grijs contourlijnen tonen isolijnen van de bodemhoogte.



Figuur 20 – Significante golfhoogte (kleuren, m) met golfrichting (pijltjes) bij combinatie  $U=30$  m/s,  $D=330$  graden,  $P=8$  uur,  $S=4$  m,  $T=-2$  uur. Grijs contourlijnen tonen isolijnen van de bodemhoogte.



Figuur 21 – Spectrale gemiddelde golfperiode  $T_{m-1,0}$  (s) bij combinatie  $U=30$  m/s,  $D=330$  graden,  $P=8$  uur,  $S=4$  m,  $T=-2$  uur. Grijze contourlijnen tonen isolijnen van de bodemhoogte.



Figuur 22 – Gemiddelde golfrichting (graden) bij combinatie  $U=30$  m/s,  $D=330$  graden,  $P=8$  uur,  $S=4$  m,  $T=-2$  uur. Grijze contourlijnen tonen isolijnen van de bodemhoogte.

Uit deze figuren wordt een aantal zaken duidelijk:

1. De sterkte van de stroming hangt sterk af van het moment in de getijcyclus, en het samenvallen met de piek van de storm (Figuur 15, Figuur 19). De WBI-database bevat een gemiddelde representatie van de golven bij diverse stromingscondities op en rond de piek van de storm.
2. Op het oostelijke deel van het traject (locatie 2 t/m 4) is de golfhoogte dicht bij de dijk duidelijk lager dan bij het westelijk deel (locatie 1). Dit is vooral zichtbaar in Figuur 20.
3. Dicht bij de dijk is de golfperiode aanzienlijk korter dan verder van de dijk af (Figuur 17, Figuur 21). Vooral ter hoogte van locatie 2, bij de diepe geul het Vierhuizergat, is de golfperiode kort.

4. De golven draaien bij door refractie op de platen voor de locaties 2 t/m 4, maar nog steeds is sprake van schuine tot zeer schuine golfval.

Vooraf het ruimtelijke patroon in de golfperiode is opvallend, met aanzienlijk lagere waarden bij locatie 2 dan bij de omringende locaties. In de smalle strook langs de dijk spelen stroming, refractie en dieptebeperking een rol: een zeer complex samenspel. We volstaan daarom met het aangeven van twee mogelijke oorzaken.

1. Ten eerste is er de knik in de dijk (zie Figuur 1), waardoor het oostelijke deel van het traject enigszins in de luwte ligt voor de heersende golfrichting (golven 316 graden, wind 330 graden).
2. Ten tweede ligt het diepe Vierhuizergat bij locatie 2 voor de dijk. Relatief lange golven binnen het golfveld worden het sterkst beïnvloed door de bodemtopografie. Zij draaien door refractie vanuit de geulen richting de plaatranden. Op verschillende plaatranden is een hoge periode zichtbaar (Figuur 17 en Figuur 21), gecombineerd met een afwijkende gemiddelde golfrichting (Figuur 22). Hierdoor ontstaat in de geulen netto een golfspectrum met een kortere gemiddelde golfperiode, door dominantie van de hogere frequenties. Voornamelijk in het diepe Vierhuizergat, nabij locatie 2, is de golfperiode hierdoor kort. Dit effect is zowel zichtbaar bij 300 graden (slechts 3.98 sec exclusief modelonzekerheid, ondanks een extreme windsnelheid van 39.3 m/s) als bij 330 graden (4.41 sec, korter dan bij de andere drie locaties). Bij locatie 3 is de golfhoogte hoger en de golfperiode langer dan bij locatie 2 (Figuur 17). Bij locatie 3 ligt dan ook geen diepe geul meer vlak voor de dijk.

## 5.2 Invloed van stroming op de golven

In WTI2011 zijn golven berekend inclusief het effect van stroming, waarbij de stroombeelden zijn verkregen door berekeningen met WAQUA bij dezelfde wind en zeewaterstand als in SWAN. Om scherper te krijgen hoe stroming invloed heeft op de golfcondities bij de dijk, zijn enkele SWAN-berekeningen uit WTI2011 opnieuw uitgevoerd, maar dan zonder stroombeeld mee te geven aan de berekening. De volgende vijf parametercombinaties (codering uit WTI2011, zie Klein & Kroon, 2011): G3U30D330P04S40T04, G3U30D330P04S40T05, G3U30D330P08S40T01, G3U30D330P08S40T02, G3U30D330P08S40T03<sup>1</sup>. Deze berekeningen hebben allemaal een windrichting (330 graden), windsnelheid (30 graden) en waterstand (5-6 m+NAP) nabij het illustratiepunt van Hydra-NL (Tabel 2).

Uit deze SWAN-berekeningen blijkt dat stroming van significante invloed is op de HR bij de dijk. Figuur 23 geeft voor de vijf berekeningen en vier locaties de golfhoogtes en golfperiodes, en de verschillen tussen beide. Golfhoogtes zijn zonder stroming iets hoger bij de dijk dan in de originele berekeningen mét stroming, met gemiddelde verschillen tussen 0.09 m (locatie 4) en 0.27 m (locatie 3). Stroming verlaagt dus netto de golfhoogte. De golfperiode daarentegen is langer in de berekeningen zonder stroming, met gemiddeld over de vijf berekeningen een verschil van 0.20 tot 0.54 s, met uitzondering van locatie 2, waar het verschil zeer klein is. Stroming verlengt dus de golfperiode bij de dijk.

<sup>1</sup> Na het uitvoeren van deze berekeningen met model G3 is voor het hele traject gekozen voor model G4 (zie paragraaf 2.1). De SWAN-berekeningen zijn echter niet opnieuw uitgevoerd met G4, omdat de verwachting is dat de conclusies op basis van G3 en G4 gelijk zullen zijn.



WatLev		WTI-2011 repro			
Sim	loc1	loc2	loc3	loc4	
G3U30D330P04S40T04	5.30	5.32	5.44	5.46	
G3U30D330P04S40T05	5.70	5.73	5.83	5.86	
G3U30D330P08S40T01	5.40	5.38	3.97	5.53	
G3U30D330P08S40T02	6.12	6.14	6.27	6.28	
G3U30D330P08S40T03	6.49	6.53	6.67	6.67	
<i>Gemiddeld</i>	<i>5.90</i>	<i>5.93</i>	<i>6.05</i>	<i>6.07</i>	

Umag		WTI-2011 repro			
Sim	loc1	loc2	loc3	loc4	
G3U30D330P04S40T04	0.29	0.49	0.40	0.18	
G3U30D330P04S40T05	0.36	0.47	0.40	0.17	
G3U30D330P08S40T01	0.96	0.82	0.49	0.29	
G3U30D330P08S40T02	0.71	0.72	0.53	0.23	
G3U30D330P08S40T03	0.48	0.57	0.44	0.18	
<i>Gemiddeld</i>	<i>0.56</i>	<i>0.61</i>	<i>0.45</i>	<i>0.21</i>	

Hsig		WTI-2011				Zonder stroming				Zonder stroming - WTI-2011			
Sim	loc1	loc2	loc3	loc4	loc1	loc2	loc3	loc4	loc1	loc2	loc3	loc4	
G3U30D330P04S40T04	2.39	2.19	2.08	1.92	2.52	2.28	2.33	2.00	0.13	0.09	0.25	0.08	
G3U30D330P04S40T05	2.39	2.18	2.10	2.01	2.53	2.29	2.34	2.05	0.13	0.11	0.24	0.04	
G3U30D330P08S40T01	2.10	1.70	1.80	1.73	2.43	2.01	2.06	1.84	0.33	0.32	0.26	0.11	
G3U30D330P08S40T02	2.50	2.14	2.18	2.13	2.78	2.42	2.49	2.23	0.29	0.28	0.31	0.10	
G3U30D330P08S40T03	2.71	2.44	2.43	2.32	2.95	2.65	2.72	2.43	0.24	0.22	0.29	0.11	
<i>Gemiddeld</i>	<i>2.42</i>	<i>2.13</i>	<i>2.12</i>	<i>2.02</i>	<i>2.64</i>	<i>2.33</i>	<i>2.39</i>	<i>2.11</i>	<i>0.22</i>	<i>0.20</i>	<i>0.27</i>	<i>0.09</i>	

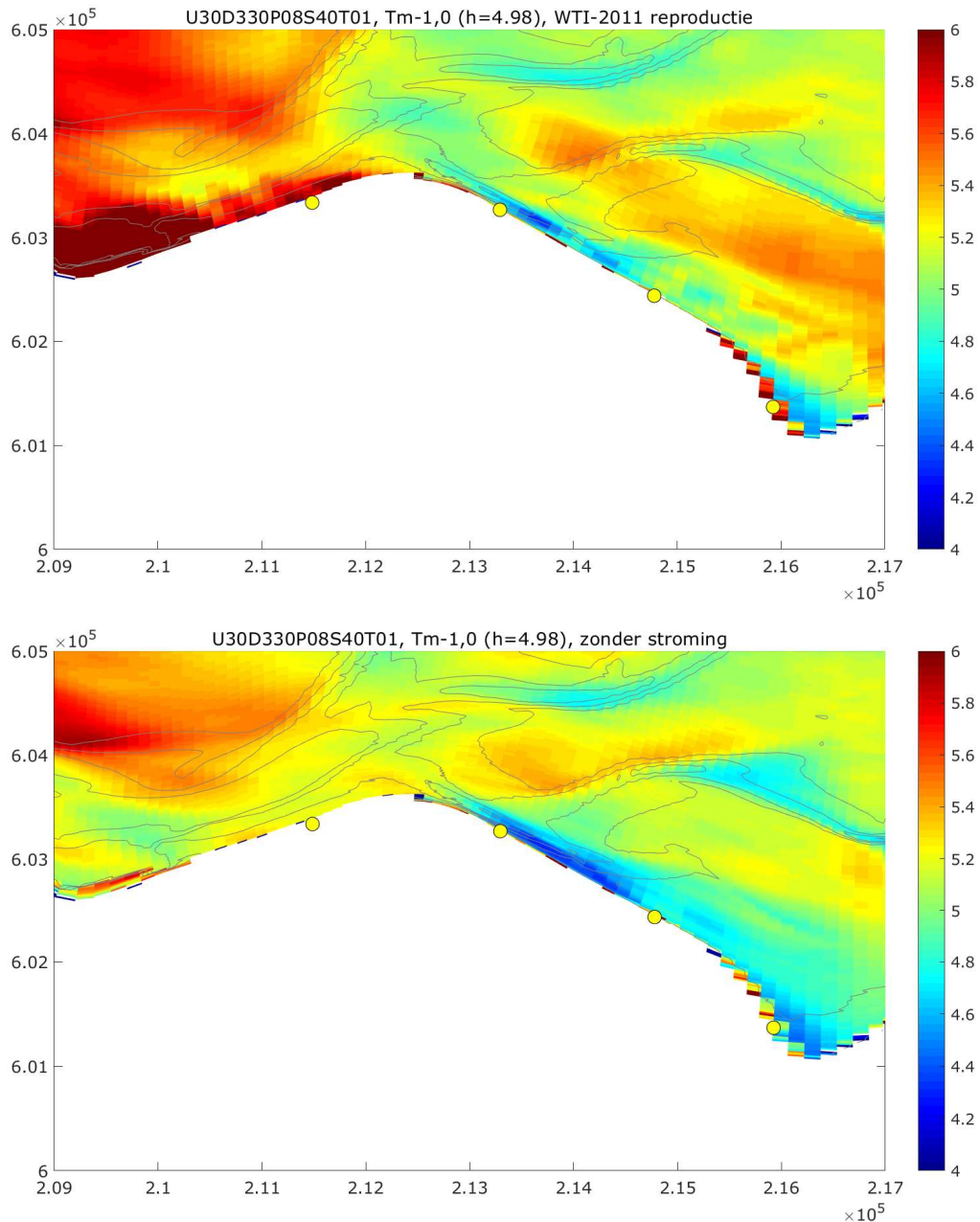
  

Tmm10		WTI-2011				Zonder stroming				Zonder stroming - WTI-2011			
Sim	loc1	loc2	loc3	loc4	loc1	loc2	loc3	loc4	loc1	loc2	loc3	loc4	
G3U30D330P04S40T04	5.55	4.57	5.11	4.90	5.04	4.66	4.92	4.74	-0.51	0.10	-0.19	-0.16	
G3U30D330P04S40T05	5.77	4.77	5.37	5.29	5.32	4.89	5.16	5.07	-0.45	0.12	-0.21	-0.23	
G3U30D330P08S40T01	5.85	4.58	5.13	4.68	5.19	4.53	4.81	4.59	-0.66	-0.05	-0.32	-0.09	
G3U30D330P08S40T02	6.21	5.02	5.78	5.56	5.62	5.15	5.42	5.31	-0.59	0.14	-0.36	-0.26	
G3U30D330P08S40T03	6.34	5.35	6.14	5.96	5.84	5.50	5.83	5.69	-0.51	0.15	-0.31	-0.27	
<i>Gemiddeld</i>	<i>5.94</i>	<i>4.86</i>	<i>5.51</i>	<i>5.28</i>	<i>5.40</i>	<i>4.95</i>	<i>5.23</i>	<i>5.08</i>	<i>-0.54</i>	<i>0.09</i>	<i>-0.28</i>	<i>-0.20</i>	

Figuur 23 – Totaaloverzicht van waterstanden, stroomsnelheden, golfhoogte en golfperiode met en zonder stroming.

Geulen domineren het stroombeeld tijdens dagelijkse getijcondities. Tijdens maatgevende condities voor belastingen op de dijk is echter sprake van een grote waterdiepte boven de platen. De relatieve verschillen in waterdiepte zijn dan beperkt, en de stroming beweegt vrij uniform over de geulen en platen heen, zie Figuur 15 en Figuur 19 voor twee voorbeelden. De exacte ligging van de geulen is dan van ondergeschikt belang, evenals een eventuele toekomstige morfologische ontwikkeling van deze geulen (zie hoofdstuk 6).

De sterkste stroming van deze vijf berekeningen is aanwezig bij G3U30D330P08S40T01, zie Figuur 19. Daarom laat Figuur 24 de golfperiode voor deze berekening met stroming (het origineel uit WTI2011) en zonder stroming (de aangepaste berekening) zien.



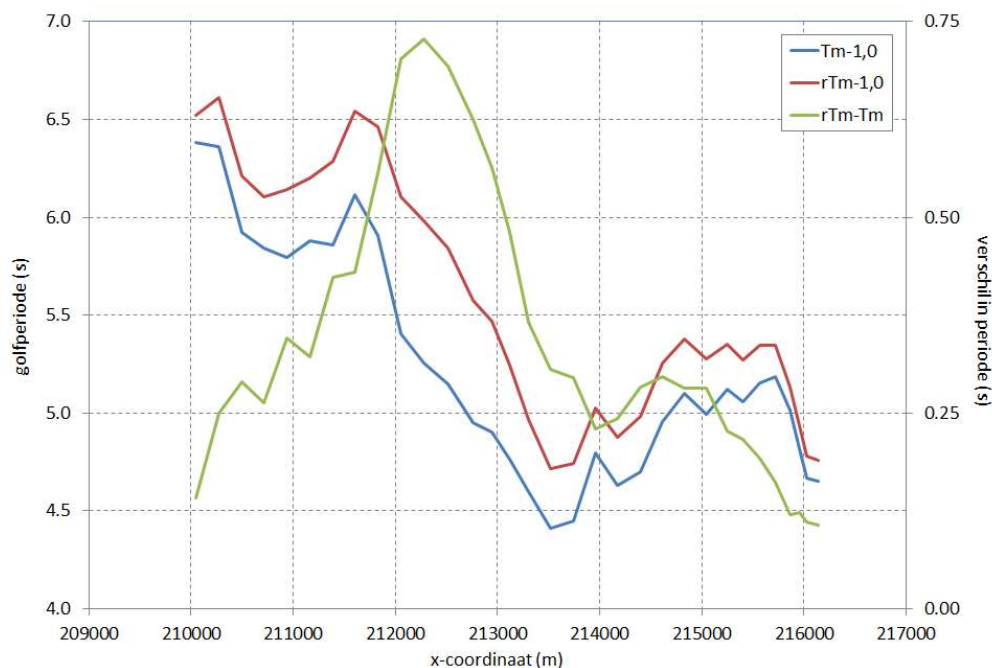
Figuur 24 – Spectrale gemiddelde golfperiode  $T_{m-1,0}$  (s) bij combinatie  $U=30$  m/s,  $D=330$  graden,  $P=8$  uur,  $S=4$  m,  $T=-2$  uur met stroming (boven) en zonder stroming (onder). Grijs contourlijnen tonen isolijnen van de bodemhoogte.

Stroming zorgt integraal voor een langere golfperiode in het gebied, doordat er meer golfenergie via het stromende water in de Waddenzee naar de dijk toe komt. Bij locatie 1 is de stroomsnelheid in deze berekening circa 1.0-1.5 m/s. Door die stroming is de golfperiode  $T_{m-1,0}$  bij deze berekening 0.66 s korter dan in het geval met stroming. De golfhoogte is iets lager met stroming dan zonder stroming. Dit kan komen door een kleiner verschil tussen de windsnelheid en het stromende water, dan tussen de windsnelheid en stilstaand water. De energieoverdracht van wind naar golven is daardoor kleiner.

Voor deze berekening (G3U30D330P08S40T01) hebben wij het effect van stroming op de golfperiode in meer detail onderzocht. De SWAN-berekening is herhaald, met extra uitvoer voor de relatie-

ve golfperiode (RTMM10). De stroomsnelheid (0.5-1.5 m/s, Figuur 19) is niet verwaarloosbaar ten opzichte van de voortplantingsnelheid van de golven (schatting via  $\sqrt{gh}$  is 7 m/s). Dit betekent dat er sprake zal zijn van aanzienlijke golf-stromingsinteractie. De stroming beweegt vooral rond locatie 2 met de golven mee. Op dat traject is daarom te verwachten dat de relatieve golfperiode (de eigenlijke periode van de golven, meebewegend met de stroming) langer zal zijn dan de absolute golfperiode (op een vaste locatie). Figuur 25 laat inderdaad zien dat de relatieve golfperiode tot 14% langer is dan de absolute golfperiode.

De veiligheidsbeoordeling wordt normaliter gebaseerd op absolute golfperiodes. De eigenlijke periode van de golf, meebewegend met de stroming, is de relatieve golfperiode. De berekende steilheid van de golf moet daarom eigenlijk ook worden gebaseerd op de relatieve golfperiode.



*Figuur 25 – Absolute gemiddelde golfperiode ( $T_{m-1,0}$ ) en relatieve gemiddelde golfperiode ( $rT_{m-1,0}$ ) voor de dijk, en het verschil daartussen (rechter as), volgend uit de SWAN-berekening G3U30D330P08S40T01 met veel stroming.*

#### Conclusies:

1. Stroming zorgt integraal voor golven met een iets lagere golfhoogte en een duidelijk langere golfperiode in het gehele gebied. Daarom is het HBN gemiddeld genomen hoger door de aanwezigheid van de stroming.
2. Door de grote waterdiepte tijdens extreme stormen is de exacte ligging van de geulen van ondergeschikt belang voor ruimtelijke variaties in de stroming. Dit aspect is van belang bij het interpreteren van morfologische veranderingen in hoofdstuk 6.
3. De veiligheidsbeoordeling wordt gebaseerd op absolute golfperiodes, dat is: de periode die wordt ervaren op een vaste positie. De eigenlijke periode van de golf, meebewegend met de stroming, is de relatieve golfperiode. De steilheid van de golf moet worden gebaseerd op de relatieve golfperiode. Deze relatieve periode is in een berekening met veel stroming tot 14% langer dan de absolute periode. Dit aspect is van belang bij het interpreteren van golfsteilheden in hoofdstuk 7.

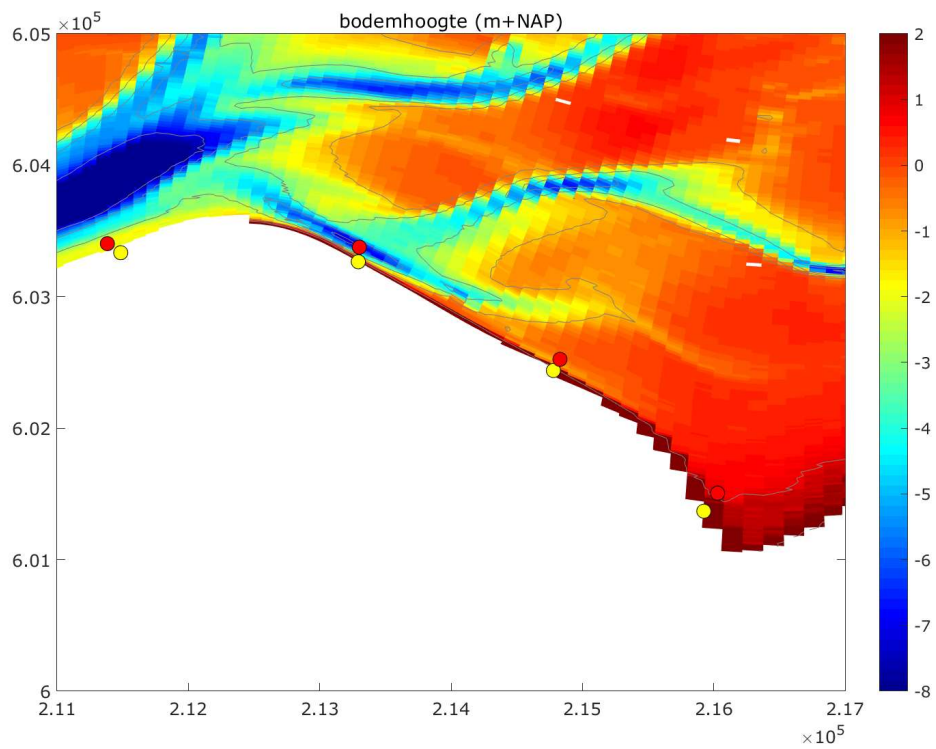
## 6 Invloed van morfologische veranderingen

De bodem uit het SWAN-model van WTI2011 is gemaakt in 2009, en gebaseerd op de vaklodingen van 2006 voor het kombergingsgebied van het Friesche Zeegat (Groeneweg en Van Os, 2009). Inmiddels, 14 jaar verder, zijn diverse morfologische veranderingen opgetreden in het gebied voor het dijktraject Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat. Dit is te zien in de vaklodingen van 2019, na projectie op het SWAN-rooster (Figuur 27) in vergelijking met de bodem van 2006 (Figuur 26). De geul Vierhuizergat is dieper geworden en ligt dicht tegen de dijk aan. De (naamloze) ondiepe geul die de wadplaat voor locatie 3 in snijdt, heeft zich enigszins teruggetrokken in de periode 2006-2019.

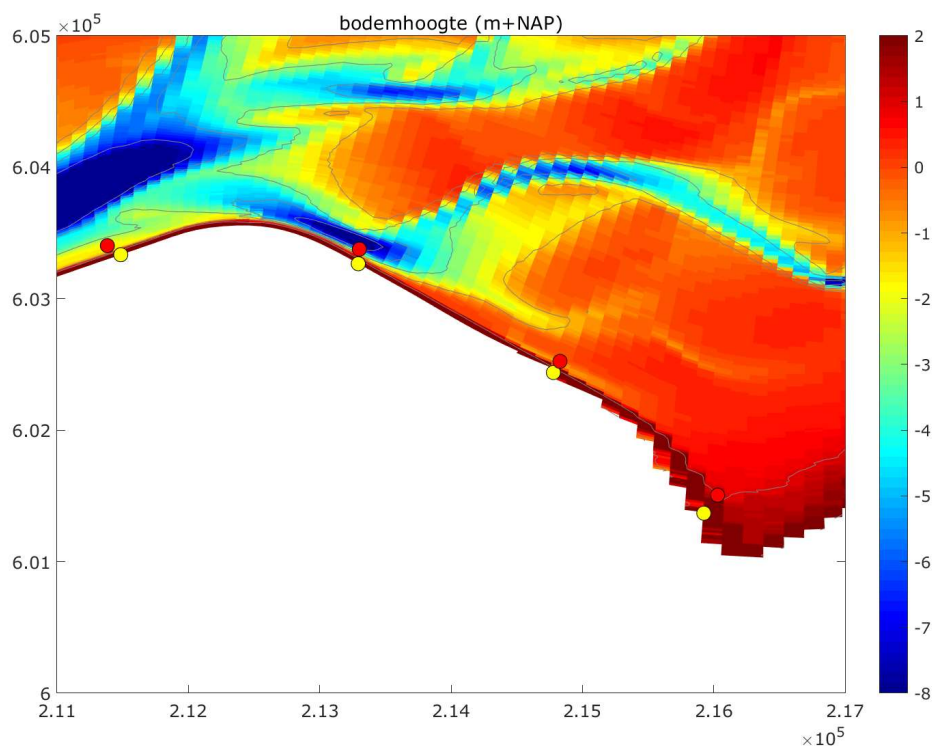
Om te onderzoeken hoe morfologische veranderingen doorwerken in de golfparameters bij de dijk, zijn dezelfde vijf WTI2011 berekeningen uit hoofdstuk 4 herhaald met de bodem van 2019. Idealerweise zou ook de stroming opnieuw berekend worden voor de bodem van 2019, maar het opnieuw uitvoeren van de WAQUA-berekeningen was een te grote inspanning in het kader van deze verkenning. Om de bandbreedte te duiden, zijn de berekeningen met de bodem van 2019 op twee manieren: eenmaal met stroombeeld vanuit WTI2011 (wat dus eigenlijk behoort bij de bodem van 2006) en eenmaal zonder stroming (vergelijkbaar met paragraaf 5.2).

Golfhoogtes en golfperiodes voor de vijf berekeningen en vier locaties zijn te vinden in Figuur 28. De golfhoogte is voor de vier onderzochte locaties 0.04 tot 0.09 m lager met de bodem van 2019 ten opzichte van de bodem van 2006 (dat is ca. 4%). Zonder stroming bedraagt deze afname 0.03 tot 0.13 m. Ook de golfperiode valt lager uit met de bodem van 2019 ten opzichte van 2006: 0.09 tot 0.12 s met stroming (dat is ca. 2%), en 0.00 tot 0.16 s zonder stroming.

In een meest zuivere vergelijking zou ook de stroming opnieuw berekend worden voor de bodem van 2019. Op basis van de huidige resultaten blijkt dat echter niet nodig te zijn voor het trekken van een conclusie. De morfologische ontwikkelingen over een periode van 14 jaar veroorzaken slechts kleine verschillen in golfcondities. Die verschillen zijn daarbij gunstig: de belasting neemt af in deze periode. Uit Figuur 13 valt af te leiden dat de gevonden afnames in golfhoogte en golfperiode gezamenlijk tot een maximaal 0.16 m lager HBN zouden leiden (bij locatie 2, met de grootste verschillen). Het is daarom een voldoende robuuste keuze om de rekenresultaten uit 2011 (met de bodem van 2006) als uitgangspunt te blijven gebruiken.



Figuur 26 – Bodem van het SWAN-model voor WTI2011, gebaseerd op vaklodingen van 2006



Figuur 27 – Nieuwe SWAN-bodem, gebaseerd op de vaklodingen van 2019

WatLev	WTI-2011			
	loc1	loc2	loc3	loc4
Sim				
G3U30D330P04S40T04	5.30	5.32	5.44	5.46
G3U30D330P04S40T05	5.70	5.73	5.83	5.86
G3U30D330P08S40T01	5.40	5.38	3.97	5.53
G3U30D330P08S40T02	6.12	6.14	6.27	6.28
G3U30D330P08S40T03	6.49	6.53	6.67	6.67
<i>Gemiddeld</i>	<i>5.90</i>	<i>5.93</i>	<i>6.05</i>	<i>6.07</i>

Umag	WTI-2011			
	loc1	loc2	loc3	loc4
Sim				
G3U30D330P04S40T04	0.29	0.49	0.40	0.18
G3U30D330P04S40T05	0.36	0.47	0.40	0.17
G3U30D330P08S40T01	0.96	0.82	0.49	0.29
G3U30D330P08S40T02	0.71	0.72	0.53	0.23
G3U30D330P08S40T03	0.48	0.57	0.44	0.18
<i>Gemiddeld</i>	<i>0.56</i>	<i>0.61</i>	<i>0.45</i>	<i>0.21</i>

Hsig	WTI-2011			
	loc1	loc2	loc3	loc4
Sim				
G3U30D330P04S40T04	2.39	2.19	2.08	1.92
G3U30D330P04S40T05	2.39	2.18	2.10	2.01
G3U30D330P08S40T01	2.10	1.70	1.80	1.73
G3U30D330P08S40T02	2.50	2.14	2.18	2.13
G3U30D330P08S40T03	2.71	2.44	2.43	2.32
<i>Gemiddeld</i>	<i>2.42</i>	<i>2.13</i>	<i>2.12</i>	<i>2.02</i>

Tmm10	WTI-2011			
	loc1	loc2	loc3	loc4
Sim				
G3U30D330P04S40T04	5.55	4.57	5.11	4.90
G3U30D330P04S40T05	5.77	4.77	5.37	5.29
G3U30D330P08S40T01	5.85	4.58	5.13	4.68
G3U30D330P08S40T02	6.21	5.02	5.78	5.56
G3U30D330P08S40T03	6.34	5.35	6.14	5.96
<i>Gemiddeld</i>	<i>5.94</i>	<i>4.86</i>	<i>5.51</i>	<i>5.28</i>

Bodem 2019, Stroming WTI-2011				Bodem 2019 - WTI-2011			
loc1	loc2	loc3	loc4	loc1	loc2	loc3	loc4
2.33	2.09	2.04	1.86	-0.06	-0.09	-0.03	-0.06
2.34	2.09	2.08	1.94	-0.05	-0.09	-0.03	-0.07
2.04	1.62	1.73	1.66	-0.06	-0.07	-0.07	-0.07
2.44	2.05	2.14	2.07	-0.06	-0.09	-0.05	-0.07
2.66	2.35	2.40	2.27	-0.05	-0.09	-0.03	-0.05
<i>2.36</i>	<i>2.04</i>	<i>2.08</i>	<i>1.96</i>	<i>-0.06</i>	<i>-0.09</i>	<i>-0.04</i>	<i>-0.06</i>

Bodem 2019, Stroming WTI-2011				Bodem 2019 - WTI-2011			
loc1	loc2	loc3	loc4	loc1	loc2	loc3	loc4
5.42	4.42	5.03	4.79	-0.12	-0.14	-0.08	-0.10
5.72	4.65	5.34	5.24	-0.05	-0.11	-0.03	-0.05
5.63	4.48	4.96	4.53	-0.22	-0.10	-0.16	-0.15
6.05	4.92	5.65	5.48	-0.16	-0.09	-0.13	-0.09
6.32	5.27	6.08	5.89	-0.02	-0.08	-0.06	-0.07
<i>5.83</i>	<i>4.75</i>	<i>5.41</i>	<i>5.19</i>	<i>-0.12</i>	<i>-0.11</i>	<i>-0.09</i>	<i>-0.09</i>

Figuur 28 – Overzicht van waterstanden, stroomsnelheden, golfhoogte en golfperiode bij oorspronkelijke bodem en de bodem van 2019, met de stroombeelden vanuit WTI2011

Hsig	WTI-2011			
	loc1	loc2	loc3	loc4
Sim				
G3U30D330P04S40T04	2.39	2.19	2.08	1.92
G3U30D330P04S40T05	2.39	2.18	2.10	2.01
G3U30D330P08S40T01	2.10	1.70	1.80	1.73
G3U30D330P08S40T02	2.50	2.14	2.18	2.13
G3U30D330P08S40T03	2.71	2.44	2.43	2.32
<i>Gemiddeld</i>	<i>2.42</i>	<i>2.13</i>	<i>2.12</i>	<i>2.02</i>

Tmm10	WTI-2011			
	loc1	loc2	loc3	loc4
Sim				
G3U30D330P04S40T04	5.55	4.57	5.11	4.90
G3U30D330P04S40T05	5.77	4.77	5.37	5.29
G3U30D330P08S40T01	5.85	4.58	5.13	4.68
G3U30D330P08S40T02	6.21	5.02	5.78	5.56
G3U30D330P08S40T03	6.34	5.35	6.14	5.96
<i>Gemiddeld</i>	<i>5.94</i>	<i>4.86</i>	<i>5.51</i>	<i>5.28</i>

Bodem 2019 zonder stroming				2019 zonder str - WTI2011 zonder str			
loc1	loc2	loc3	loc4	loc1	loc2	loc3	loc4
2.49	2.15	2.29	1.93	-0.03	-0.13	-0.04	-0.07
2.51	2.17	2.31	2.01	-0.02	-0.12	-0.03	-0.04
2.40	1.88	2.02	1.79	-0.04	-0.14	-0.04	-0.06
2.75	2.27	2.48	2.17	-0.03	-0.14	-0.01	-0.05
2.93	2.51	2.71	2.37	-0.03	-0.14	-0.01	-0.06
<i>2.62</i>	<i>2.20</i>	<i>2.36</i>	<i>2.05</i>	<i>-0.03</i>	<i>-0.13</i>	<i>-0.03</i>	<i>-0.06</i>

Bodem 2019 zonder stroming				2019 zonder str - WTI2011 zonder str			
loc1	loc2	loc3	loc4	loc1	loc2	loc3	loc4
5.05	4.53	4.87	4.69	0.01	-0.14	-0.05	-0.05
5.34	4.77	5.13	5.03	0.02	-0.13	-0.03	-0.03
5.17	4.35	4.73	4.54	-0.02	-0.18	-0.08	-0.05
5.62	4.98	5.42	5.27	0.00	-0.17	0.00	-0.04
5.83	5.33	5.83	5.64	0.00	-0.17	0.00	-0.05
<i>5.40</i>	<i>4.79</i>	<i>5.20</i>	<i>5.03</i>	<i>0.00</i>	<i>-0.16</i>	<i>-0.03</i>	<i>-0.04</i>

Figuur 29 – Overzicht van golfhoogte en golfperiode bij oorspronkelijke bodem en de bodem van 2019, zonder de stroombeelden vanuit WTI2011. Waterstanden zijn identiek aan die in Figuur 28.

## 7 Golfsteilheid

Bij het traject Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat worden zeer steile golven gevonden, ofwel golven met een relatief grote hoogte en korte periode. In bepaalde gevallen is de golfsteilheid zelfs zo groot, dat er vraagtekens worden gezet bij de realiteitszin. Daarom onderwerpen we de golfsteilheid in dit hoofdstuk aan een nader onderzoek.

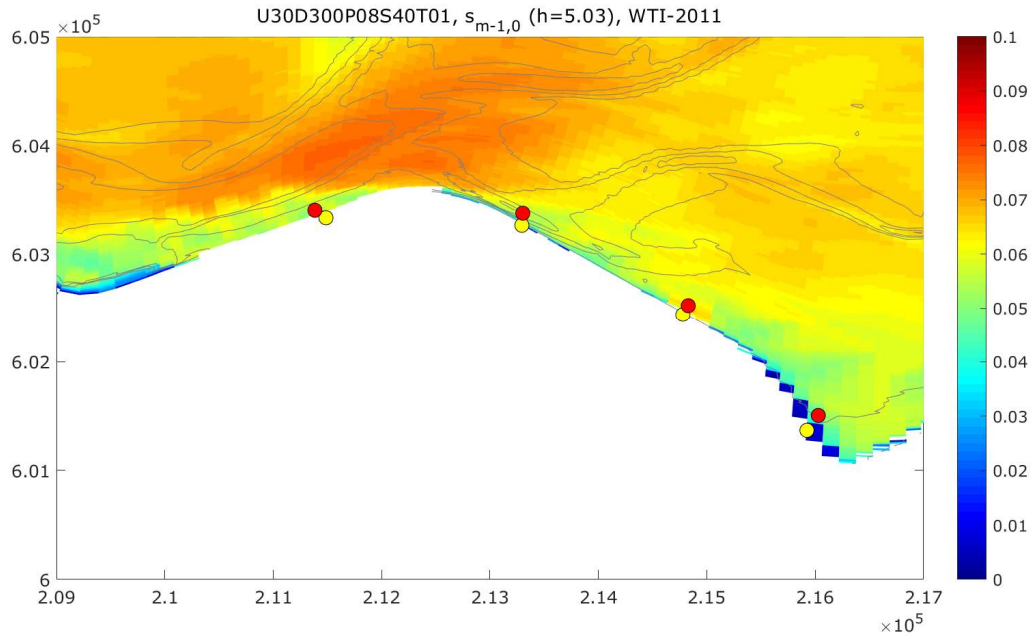
De golfsteilheid is de verhouding tussen golfhoogte en golflengte:  $s=H/\lambda$ . Er zijn allerlei manieren om deze golfsteilheid te definiëren:

- Voor de golfhoogte  $H$  wordt vaak de significante golfhoogte  $H_{m0}$  aangehouden.
- Voor de golflengte zijn formules beschikbaar:
  - voor diep water (kleine golflengte ten opzichte van de waterdiepte):  $\lambda=gT^2/2\pi$ .
  - voor ondiep water (grote golflengte ten opzichte van de waterdiepte):  $\lambda=T\sqrt{gh}$ .
  - een impliciete formule voor condities in het overgangsgebied.
- In alle drie de formules komt de golfperiode voor. Bij het berekenen van de golfperiode kan bijvoorbeeld gebruik worden gemaakt van de piekperiode  $T_p$  of de spectrale gemiddelde golfperiode  $T_{m-1,0}$ . De bijbehorende steilheid wordt vaak aangeduid met  $s_p$  en  $s_{m-1,0}$ .

Vaak worden getallen genoemd voor een maximale golfsteilheid, zonder dat daarbij vermeld wordt op welke definitie dit maximum betrekking heeft.

Bij hanteren van de golflengte op ondiep water, op basis van  $T_{m-1,0}$  en een waterdiepte boven NAP, resulteren op basis van SWAN-resultaten steilheden  $s_{m-1,0}$  van 5,0 tot 7,5%. Deze waarden zijn hoog, maar niet buiten de range zoals vermeld in Caires (2012). Onder extreme condities zijn volgens dat rapport zelfs waarden boven de 10% niet uit te sluiten, zeker niet bij omstandigheden met lokaal gegenereerde, jonge golven bij een extreem hoge windsnelheid. De golfgoot van Deltares is echter niet in staat om dergelijke steile golven te genereren. Daarom zijn sterkteproeven bij dit bereik aan golfsteilheden niet beschikbaar (Vos, 2017).

De waarden voor  $s_p$ , op basis van de piekperiode  $T_p$ , liggen in het bereik van 3,0 tot 7,0%. Dit zijn de waarden uit de Hydra-NL berekeningen voor bekledingen, zonder modelonzekerheden. De piekperiode  $T_p$  is niet opgenomen in de WBI-databases (zie paragraaf 2.3), omdat deze soms een springerig gedrag vertoont. Als deze waarde ontbreekt, berekent Hydra-NL de piekperiode op basis van de gemiddelde golfperiode  $T_{m-1,0}$  via de vaste verhouding van  $T_p = 1,1 \cdot T_{m-1,0}$ . Deze verhouding is echter alleen geldig op diep water. In de Waddenzee is dit verschil gemiddeld geen 10% maar 24% (Van Nieuwkoop, 2017). Uit SWAN volgt een verschil van 19% (range 6% tot 44%), gemiddeld over de 4 locaties uit Figuur 1 en over 30 berekeningen rond het illustratiepunt van Hydra-NL (300-330 graden, 30 m/s, 4 m stormopzet op de Noordzee). Daarom bevelen wij aan om de database nog een keer aan te passen, en  $T_p$  afzonderlijk toe te voegen (zie rechtsboven in Figuur 9 en Figuur 10). Dan gebruikt Hydra-NL deze waarden in plaats van de vaste verhouding met  $T_{m-1,0}$ .



Figuur 30 – Berekende golfsteilheid (formule voor ondiep water) op basis van  $H_{m0}$ ,  $T_{m-1,0}$  en de waterdiepte boven de hoogte van de platen op 0 m+NAP.

Er zijn verschillende redenen voor relatief steile golven in dit gebied:

- De berekende golfsteilheid is gebaseerd op de gemiddelde golfperiode  $T_{m-1,0}$ , die zoals gezegd meestal korter is dan de piekperiode  $T_p$ . De golfsteilheid  $s_{m-1,0}$  is daardoor groter dan  $s_p$ . Voor de Afsluitdijk werden voor  $s_p$  waarden boven 4% gevonden, en voor  $s_{m-1,0}$  boven 7% (Van Nieuwkoop, 2017).
- Er is sprake van een zeer hoge windsnelheid tijdens maatgevende condities, waardoor de lokaal in de Waddenzee gegenereerde golven een grotere steilheid kunnen bereiken en behouden dan bijvoorbeeld in een golfgoot zonder wind en stroming.
- Refractie zorgt ervoor dat lange golven relatief sterk richting de plaatranden draaien, en dat een spectrum met relatief korte golven overblijft in de geulen voor de dijk.
- Golf-stroominteractie zorgt ervoor dat de absolute golfperiode korter wordt dan de periode van de golven zelf (de relatieve golfperiode). De eigenlijke steilheid van de golven is die op basis van de relatieve golfperiode. De berekende steilheid is op basis van de absolute periode. De eigenlijke steilheid is dus kleiner dan de hier gepresenteerde steilheid.

Bepaalde eigenschappen van SWAN zorgen ervoor dat de door SWAN berekende steilheid mogelijk aan de hoge kant is:

- Niet-lineaire golf-golfinteracties (triads) zorgen voor verplaatsing van golfenergie vanaf de piekfrequentie naar hogere en lagere frequenties. In SWAN is echter alleen de verplaatsing naar hogere frequenties actief, waardoor golfperiodes korter worden bij activatie van triads.
- Refractie van lange golfcomponenten richting de platen is relatief sterk in SWAN. In de Oostelijke Waddenzee is er daarom voor WTI2011 voor gekozen om refractielimitering toe te passen (rekenrooster G3 met andere instellingen van SWAN in WTI2011). In het deel van de Waddenzee rondom het Vierhuizergat is dat niet gebeurd. Lange golven vanaf de Waddenzee bereiken daardoor nauwelijks de dijk. De golven zijn puur de korte, lokaal boven de Waddenzee gegenereerde windgolven.



Steilheden op basis van  $T_{m-1,0}$  zijn dus aan de hoge kant, maar er zijn geen bewijzen dat deze steilheden niet voor kunnen komen tijdens maatgevende condities met diepe geulen voor de dijk, extreme wind en flinke stroming.

Anders wordt het echter, als de golfsteilheid nog hoger uitvallen als bijwerking van de toepassing van modelonzekerheden op de golfhoogte en golfperiode. Aangezien de standaardafwijking van de golfhoogte groter is dan de standaardafwijking van de golfperiode (toegepast als vermenigvuldigingsfactoren in een zogenaamde multiplicatief model), zorgt toepassing van modelonzekerheden overwegend voor grotere steilheden dan de oorspronkelijke waarden op basis van de golvendatabase (SWAN). Daarnaast blijkt dat in de illustratiepunten regelmatig een hoge waarde voor de modelonzekerheid voor de golfhoogte wordt gevonden, in combinatie met de gemiddelde waarde voor de modelonzekerheid voor de golfperiode. Bijvoorbeeld in Tabel 2, bij locatie 2, is de verhouding tussen  $fH_{m0}$  en  $fT_{m-1,0}$  gelijk aan  $1.21/0.96 = 1.26$ . Daardoor wordt de golfsteilheid (ondiep water formule) nog 26% groter dan de oorspronkelijk door SWAN berekende waarde. Dit was ook bij de Afsluitdijk de voornaamste oorzaak van de grote steilheden (Van Nieuwkoop, 2017).

Deze verdere verhoging ten opzichte van SWAN zien wij als onrealistisch. Het effect van modelonzekerheid op de golfsteilheid kan worden beperkt door correlatie tussen beide modelonzekerheden toe te voegen. Deze functionaliteit is als optie ingebouwd in de nieuwste versie van Hydra-NL. Toevoegen van een correlatie van 36% zorgde bij de Afsluitdijk voor een afname van golfsteilheden van 11 naar 8% (Smale, 2017). De prijs voor het toevoegen van een dergelijke correlatie is wel een hoger HBN, en een zwaardere eis aan de sterkte van de bekleding.

## 8 Conclusies en aanbevelingen

In deze studie zijn ruimtelijke variaties in het HBN langs het traject Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat nader onderzocht. Dit is gedaan aan de hand van vier karakteristieke locaties: locatie 1 op het westelijke deel van het traject, langs de geul Oort, met een dijknormaal richting noordwest, locatie 2 langs het Vierhuizergat met een dijknormaal richting noordoost, locatie 3 langs de wadplaten, en locatie 4 aan het oostelijke einde van het traject, bij de kwelders (zie Figuur 1).

De resultaten uit deze studie leiden tot de volgende conclusies:

1. Er zijn aanpassingen aan de golvendatabase nodig, om deze te baseren op één model voor het hele traject (model G4 uit WTI2011), en om een lokale fout in de waterstanden te repareren. Deze aanpassing is succesvol uitgevoerd.
2. Het verloop van het HBN langs is op basis van deze aangepaste golvendatabase goed verklaarbaar vanuit verschillen in waterstand (geleidelijk oplopend van locatie 1 naar locatie 4), golfhoogte (het hoogst bij locatie 1), golfperiode (maximaal bij de locaties 3 en 4), en hoek van golfinval (het meest loodrecht bij locatie 1).
3. In de relevante berekeningen uit WTI2011 bewegen de golven overwegend met de stroming mee. Hierdoor is over het gehele traject de golfhoogte iets lager, en de golfperiode langer dan in de situatie waarbij er geen stroming zou zijn. Daarnaast is de absolute golfperiode (observeerend vanaf een vaste locatie in het stromende water) korter dan de relatieve golfperiode (meebewegend met de stroming).
4. De golfhoogte en golfperiode zijn beide iets lager bij SWAN-berekeningen met de bodem van 2019 ten opzichte van de oorspronkelijke berekeningen uit 2011, met een bodem uit 2006. De afname bedraagt slechts ca. 0.05 m op de golfhoogte en ca. 0.1 s op de golfperiode. Het is daarom een voldoende nauwkeurige en daarnaast robuuste keuze om de rekenresultaten uit 2011 (met de bodem van 2006) als uitgangspunt te gebruiken.
5. De door SWAN berekende golfsteilheid is vrij hoog ( $s_{m-1,0} = 5,0-7,5\%$ ,  $s_p = 3,0-7,0\%$ ). Dit komt door (i) de diepe geulen voor de dijk, (ii) zeer hoge windsnelheden onder maatgevende condities, (iii) het effect van stroming op de absolute golfperiode, en (iv) het inherente karakter van SWAN (relatief sterke refractie van lange golven richting plaatranden en de modelleringswijze van triads). Er is echter geen reden om aan te nemen dat de op basis van SWAN berekende steilheden onrealistisch zijn op deze specifieke locatie.
6. We bevelen aan om de piekperiode  $T_p$  aan de WBI golvendatabase toe te voegen. Deze periodemaat wordt gebruikt bij het dimensioneren van steenzettingen. In de huidige database (zowel in de originele als de aangepaste versie) ontbreekt  $T_p$ , waardoor Hydra-NL  $T_p$  berekent op basis van  $T_{m-1,0}$ , vermenigvuldigd met een factor 1,10 (geldig op diep water). Deze verhouding blijkt bij de Lauwersmeerdijk echter gemiddeld ongeveer 1,20 te zijn, met uitschieters naar 1,44. Het toevoegen van  $T_p$  aan de database zal dus leiden tot gemiddeld 10% hogere piekperiodes, en daardoor ook 10% lagere ondiep-water golfsteilheden  $s_p$ .
7. Toepassing van modelonzekerheden in Hydra-NL zorgt er echter voor dat de berekende steilheden nog hoger worden dan de originele waarden uit SWAN. Deze bijwerking van de toepassing van modelonzekerheden zien wij als niet-fysisch en dus onwenselijk. Daarom adviseren wij om correlatie toe te voegen aan beide modelonzekerheden, gebruik makend van de nieuwste functionaliteit van Hydra-NL, zodat deze paarsgewijs toenemen of afnemen, en niet onafhankelijk van elkaar.



## 9 Referenties

- Caires, S. (2012). Maximale significante golfhoogte bij ondiep water en maximale golfsteilheid. Deltares rapport 1204727-004.
- EurOtop (2016). Manual on wave overtopping of sea defences and related structures. Second edition. Pre-release oktober 2016.
- Groeneweg, J. en Van Os, J. (2009). Bodem voor productiesommen HR Waddenzee. Deltares memo 1200103-021.
- Klein, M.D. en Kroon, J. (2011). Productieberekeningen Waddenzee voor WTI2011: rapportage fase 1. Rapport HKV lijn in water en Svašek Hydraulics, mei 2011.
- Nicolai, R.P. et al. (2011). Productieberekeningen Waddenzee voor WTI2011: rapportage fase 3. Rapport HKV lijn in water en Svašek Hydraulics, augustus 2011.
- Smale, A. (2017). Invloed van aangepaste correlatie tussen modelonzekerheid golfhoogte en golfperiode. Deltares memo 11201124-002-HYE-0005, 24 augustus 2017.
- Van Nieuwkoop, J. (2017). Hydraulische randvoorwaarden met gecorreleerde onzekerheden golfhoogte en golfperiode. Deltares memo 11201124-002-HYE-0004, 23 augustus 2017.
- Vos, R. (2017). Hydraulische Ontwerpbelastingen voor Bekledingen Afsluitdijk met realistische golfsteilheid. Rijkswaterstaat, 19 april 2017.



## Bijlage C: Review Deltares op de variantennota



## Memo

<b>Datum</b>	<b>Ons kenmerk</b>	<b>Aantal pagina's</b>
18 november 2019	11204781-002-HYE-0001	13
<b>Contactpersoon</b>	<b>Doorkiesnummer</b>	<b>E-mail</b>
Mark Klein Breteler	+31(0)88 335 8244	Mark.KleinBreteler@deltares.nl

**Onderwerp**  
Review ontwerpdocumenten VKA van dijk Lauwersmeer-Vierhuizergat

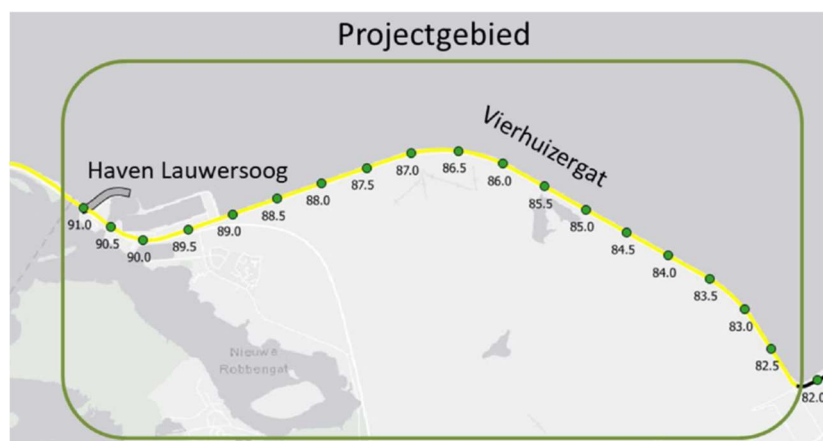
# Lauwersmeerdijk-Vierhuizergat

## Review van de ontwerpdocumenten van de voorkeursalternatieven

### 1 Inleiding

Op verzoek van het Waterschap Noorderzijlvest is door Deltares een review uitgevoerd van de ontwerpdocumenten van de voorkeursalternatieven voor de Dijkversterking Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat. Het volgende is voor deze review beschikbaar gesteld:

- Technische Uitgangspuntennotitie (TUN) Dijkversterking Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat, Royal HaskoningDHV rapport BG3034WATRP1902081527, 22 oktober 2019
- Variantennota (tussenversie Notitie VKA ten behoeve van Aanbesteding), Royal HaskoningDHV rapport BG3034WATRP1911011619, 1-11-2019
- technische tekeningen (bovenaanzichten): BG3034-TEK-001-v0.1.pdf t/m BG3034-TEK-016-v0.1.pdf
- technische tekeningen (dwarsprofielen): BG3034-TEK-005-v0.1.pdf t/m BG3034-TEK-017-v0.1.pdf
- Enkele Steentoetsbestanden
- Beoordeling Lauwersmeerdijk en Vierhuizergat, HBN verandering oostelijk deel traject 6-5, HKV Memorandum PR3524.40 5 april 2018
- Hydra-NL files met HBN berekeningen (van HKV)



Figuur 1.1 Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat

De volgende personen van Deltares hebben bijgedragen aan deze review:

- Jacco Groeneweg (hydraulische belastingen)
- Mark Klein Breteler (steenbekledingen en eindredactie van de review)
- Huub de Bruijn (geotechnische aspecten)
- Bernadette Wichman (asfaltbekledingen)
- Henk Kruse en Frans van den Berg (kabels en leidingen)

## 2 Algemene bevindingen

De algemene indruk van de rapporten is positief. Er is veel informatie op een overzichtelijke manier weergegeven en duidelijk omschreven.

De kruinhoogte is behandeld in bijlage 5A van de variantennota. In paragraaf 1.1.1 wordt de aanbevolen kruinhoogte gegeven ten opzichte van de huidige kruinhoogte en de resultaten van de HBN-berekeningen. In figuur 1-3 wordt een erg grote marge aangehouden tussen de HBN-berekeningen en de aanbevolen kruinhoogte, maar er wordt niet toegelicht waarom dit is gedaan.

## 3 Hydraulische belastingen

De hydraulische belastingen op de uitvoerpunten van Hydra-NL zijn correct berekend. Het OI2014 is op de juiste wijze gevolgd, de gemaakte keuzes zijn plausibel en in enkele gevallen is KPR advies overgenomen.

Er zijn enkele hoogwaterstanden uit de tabel in Par 6.1.5 ter verificatie nagerekend. Het komt namelijk merkwaardig over dat de hoogst bekende waterstand (NAP+3,75 m) een terugkeertijd van 20 jaar zou hebben. Maar er is vastgesteld dat de berekeningen met Hydra-NL juist zijn uitgevoerd.

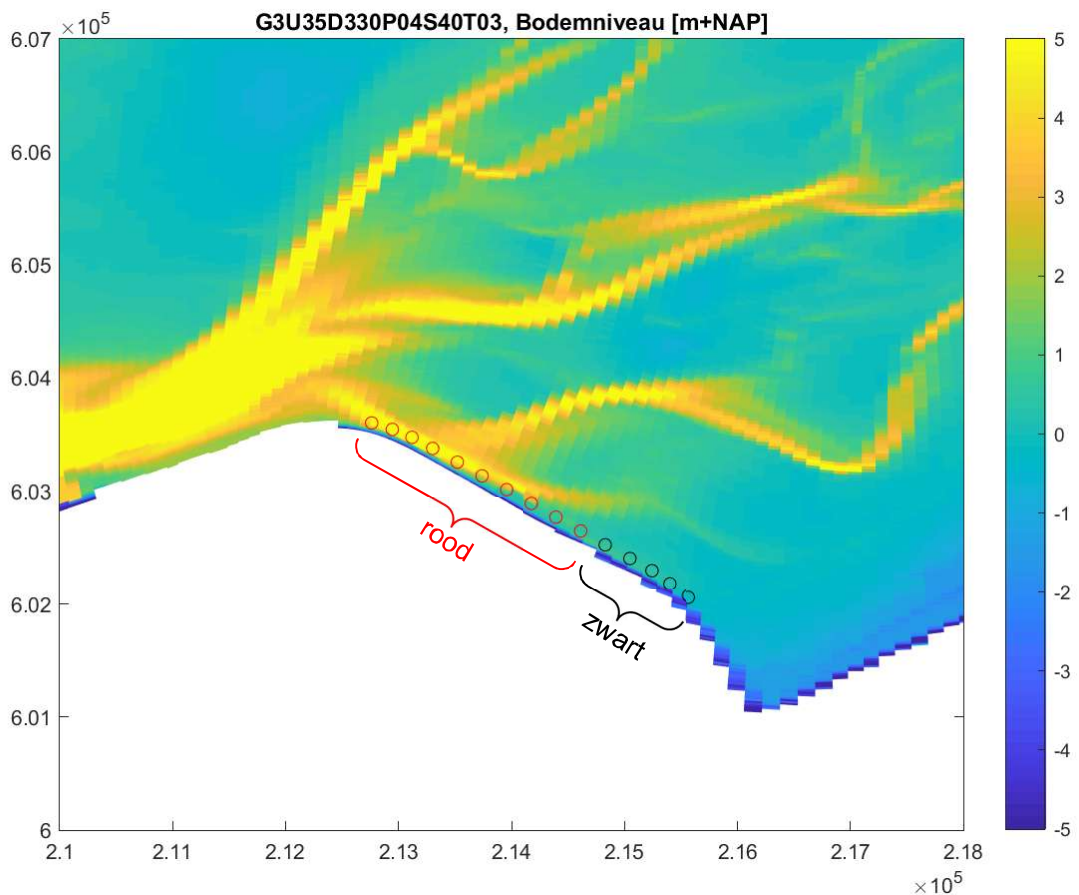
Het waterschap heeft ons erop gewezen dat er een merkwaardige sprong in de benodigde kruinhoogte (HBN) zit vanwege een sprong in de hydraulische belastingen rond km 89.1 en 83.7. Deze sprong is specifiek bestudeerd, maar er is daarbij geen fout ontdekt.

Op basis van een aantal initiële HBN berekeningen en nadere bestudering van de door HKV aangeleverde informatie, kan geconcludeerd worden dat de HBN berekeningen die voor een viertal varianten zijn uitgevoerd correct zijn, ondanks de ogenschijnlijk opmerkelijk sprong in het oostelijke deel. Hieronder is een nadere toelichting op deze conclusie gegeven.

Er zijn enkele oriënterende berekeningen met een standaard 1:4 talud met een berm en kritiek overslagdebiet 10 l/s/m uitgevoerd. Voor alle uitvoerlocaties die beschikbaar zijn in de HRD tussen kmr 87.1 en 83.1 is daarbij een dijkoriëntatie van 30 graden aangenomen. Dat leidt tot de constatering dat het HBN tussen 87.1 en 84.5 een vergelijkbaar niveau houdt, om daarna (in oostelijke richting) toe te nemen. Dit is ook terug te vinden in de het memo van HKV. De



veranderingen in golfhoogte en waterstand zijn over dit traject beperkt. Pas westelijk van kmr 87 neemt de golfhoogte in het illustratiepunt toe (gezien in enkele aanvullende berekeningen), vanwege de verandering in dijkoriëntatie. Hier treedt een opmerkelijk sprong in HBN op rond kmr 84.1 met een sprong in golfperiode van ongeveer 1 s ( $T_{m-1,0}$  en  $T_p$ ). De rode locaties in Figuur 3.1 van het bodemniveau hebben een golfperiode  $T_{m-10}$  van ongeveer 4,2 s in het illustratiepunt. De zwarte locaties ongeveer 5,2 s. Opmerkelijk is dat de rode locaties achter een geul liggen, de zwarte niet. De maatgevende windrichting is 330 graden Noord. Dit veroorzaakt golven die bijna parallel aan de geul onder de kust aankomen. Daar waar de geul voor de kust ligt is de golfperiode ongeveer een seconde lager dan wanneer er geen geul ligt (zwarte locaties).



*Figuur 3.1 Bodemtopografie met uitvoerpunten van Hydra-NL (rode punten hebben kleine golfperiode en zwarte punten hebben een grote golfperiode)*

Het is dus niet zozeer een voorliggende zandplaat die zorgt voor een lager HBN, maar eerder de voorliggende geul die de oorzaak is van de verlaging. Bodemontwikkelingen zijn niet meegenomen in het ontwerp. Als de geul zich in de loop van de tijd naar het oosten verplaatst dan zal de golfperiode ook op de zwarte locaties afnemen. Zolang dat niet het geval is, is het aannemelijk om een toename van het HBN in oostelijke richting te veronderstellen zoals dat nu is berekend.

Een mogelijke fysische verklaring voor dit verschijnsel is als volgt. Als laag-frequente componenten van de golfenergie niet of in minder mate in de geul kunnen komen door refractie, zal achter de geul de periode lager zijn. Het is denkbaar dat deze sprong in golfperiode hierdoor komt. Alleen met een uitvoerig onderzoek kan hierover uitsluitsel gegeven worden.



Ten aanzien van de benodigde kruinhoogte, volgend uit de HBN-berekeningen, wordt opgemerkt dat er met betrekkelijk weinig argumentatie gekozen is voor een maximaal overslagdebiet van 5 l/s/m. Dit is voor de huidige fase nog wel acceptabel, maar het wordt aanbevolen om in het vervolg te bezien of een grotere overslagdebiet een efficiëntere dijkversterking oplevert. Zie ook de opmerking in hoofdstuk 5.

In bijlage 5B van de Variantennota is de golfoverslag berekend met de geometrie zoals gegeven in figuur 1-3. De hoogte van het kadeterrein ervoor is echter zodanig (zie figuur in hoofdstuk 7) dat het te verwachten is dat daar de golven op breken en dus de maatgevende golfhoogte kleiner is dan die hier is gehanteerd.

Er is in de Steentoetsbestanden geconstateerd dat er op sommige locaties een golfsteilheid is van meer dan 8%. Dat is niet realistisch en moet gecontroleerd/aangepast worden.

## 4 Steenbekledingen

In de rapportage is de benodigde toplaagdikte van drie typen steenzettingen en de benodigde breuksteen voor de teen gegeven.

### 4.1 Steenzettingen

De genoemde uitgangspunten aan het begin van paragraaf 1.2.1 van bijlage 5A in de Variantennota zijn correct. Met betrekking tot het vervolg van dat document is het volgende geconstateerd:

- Bij het bepalen van de maatgevende locaties lijkt er echter geen rekening gehouden te worden met de hoek van golfaanval en de golfperiode. Dat kan een aanzienlijke onnauwkeurigheid geven.
- De eigenschappen van de genoemde mijnsteenlaag moeten worden opgezocht/bepaald om vast te stellen of deze laag kan blijven zitten of moet worden verwijderd.
- In het rapport wordt gesuggereerd dat verpapte mijnsteen als klei kan worden ingevoerd in Steentoets. Dat is echter onjuist en leidt tot vervuiling van de databestanden. In Steentoets moet voor verpapte mijnsteen een kleine korrelgrootte en kleine porositeit ingevoerd worden. Het programma rekent dan met een hele kleine doorlatendheid.
- Door de korrelgrootte van het filter in stappen van 5 mm te vergroten totdat steentoets geen bezwijken door materiaaltransport geeft, leidt tot een ongebruikelijk fijn filter. Het wordt aangeraden om de aanbevolen filterlaag van de leverancier van de steenzetting aan te houden. Het filter onder Basalton en Hillblocks moet een  $D_{15}$  hebben van 16 à 20 mm. In het rapport wordt gesuggereerd te werken met 10 mm, maar dat is te fijn.
- Het toepassen van een geotextiel op de mijnsteen is niet altijd raadzaam. Dat kan leiden tot het verstopt raken van het geotextiel, waardoor hier een grote overdruk kan ontstaan.
- Ten aanzien van de paragraaf over de aanscherping van de hydraulische randvoorwaarden: De gerapporteerde informatie is te summier om dit goed te kunnen volgen. Graag de maatgevende golfhoogte, maatgevende waterstand en bodemniveau geven. In de steentoetsbestanden lijkt de golfhoogte te groot bij de maatgevende waterdiepte.

- De opmerking dat Verkalit een te lage stabiliteitsfactor heeft is ongegrond. Verkalit heeft een hoge stabiliteit vanwege de zeer gunstige leklengte, maar de stabiliteitsfactor is relatief laag gebleken. Het netto resultaat is wel een hoge stabiliteit bij een goed ontwerp. Dit wordt bereikt zonder inwasmateriaal, hetgeen gunstig is ten aanzien van het onderhoud.
- In paragraaf 1.2.4 wordt aangegeven dat er volgens de berekeningen materiaaltransport gaat optreden. Wellicht is dit een gevolg van een onjuiste schematisatie van de constructie in Steentoets. Als de ervaring met de constructie positief is bij waterstanden tegen deze bekleding en enige golfbelasting (hoeft niet de maatgevende golfhoogte te zijn), dan is het aannemelijk dat dit mechanisme niet optreedt en is verbetering van de schematisatie noodzakelijk.

In de Steentoetsbestanden is het volgende opgevallen:

- de bekleding van koperslakblokken is doorgerekend met een spleetbreedte van 0,08 à 0,25 mm. Dat is onwaarschijnlijk klein, gezien de doorgaans niet zo maatvasten blokken. In de praktijk varieert de spleetbreedte van koperslakblokken tussen 4 en 8 mm. Een conservatief resultaat wordt verkregen met een spleetbreedte van 4 mm.
- Er is steenslag toegepast met korrelgrootte van 10 mm direct op klei. Dat is geen goede constructie, want daar moet een geotextiel tussen.
- Er is gerekend met Verkalit met soortelijke massa van 3000 kg/m<sup>3</sup>. Het is de vraag of dit economisch haalbaar is.
- Voor Verkalit is aangegeven dat de bekleding geklemd is. Dat is niet terecht, want volgens de handleiding van Steentoets moet voor Verkalit 'niet geklemd' worden ingevuld. De waarschuwing in de betreffende regel heeft hier betrekking op.
- Er is gerekend met Basalton (type 27,1), terwijl er tegenwoordig alleen nog maar Basalton+ (ook wel STS+ genaamd, type 27,7) wordt geproduceerd, omdat die een beduidend hogere stabiliteit heeft terwijl de kosten gelijk zijn.
- Op de klei is geen geotextiel toegepast, maar dat komt wellicht omdat er klei is ingevuld waar er verpapte mijnsteen aanwezig is. Zie eerdere opmerking hierover.
- In een aantal gevallen is de golfsteilheid groter dan 8%. Dit is niet realistisch en moet gecontroleerd/aangepast worden.

## 4.2 Breuksteen

In paragraaf 1.2.2 van bijlage 5A van de Variantennota is de breuksteen behandeld. Daarbij is er gerekend met een schadegetal van 4 en een veiligheidsfactor van 1.0. De keuze hiervoor is niet beargumenteerd en wijkt af van de aanbeveling in de Handreiking Dijkbekledingen. Daar wordt een schadegetal van 7 en een veiligheidsfactor van 1.1 aanbevolen. Omdat beiden een tegengesteld effect hebben, is het netto effect naar verwachting vrij beperkt.

Voor de stabiliteit van de breuksteen is het niveau van het voorland en het correct in rekening brengen van het breken van de golven op het voorland heel belangrijk. Aanbevolen wordt om het niveau van het voorland en de maatgevende waterstanden golfcondities hier te vermelden, om te kunnen controleren dat de juiste waarden zijn gehanteerd.

## 5 Geotechnische aspecten

Voor de geotechnische aspecten zijn er twee review momenten geweest voor deze dijkversterking; Het eerste moment was voor de veiligheidsbeoordeling in juni 2018. Het tweede moment was van een update van deze veiligheidsbeoordeling op basis van uitgevoerde peilbuismetingen voor de mechanismen STPH en STBU. In de voorliggende review zijn de TUN en variantenstudie op hoofdzaken doorgenomen. Hierbij is vooral de interactie tussen beide relevant. Immers zal de voorkeursvariant ontworpen gaan worden op basis van de uitgangspunten uit de TUN.

De uitgangspunten uit de TUN zijn, ten aanzien van de geotechnische parameters deels overgenomen uit de uitgangspunten behorende bij de nadere veiligheidsanalyse. In de veiligheidsbeoordeling gaat het in eerste instantie om het bepalen van de scope van de dijkversterking per faalmechanisme.

Voor dit project is voor de gegevensverzameling ingestoken op een werkwijze van grof (conservatief) naar fijn (uitgekiend) wat gegeven het doel van de veiligheidsbeoordeling een verdedigbaar uitgangspunt is. Probleem hierbij is dan wel dat, wanneer op basis van “conservatieve uitgangspunten” de scope van het mechanisme wegvalt, nadere optimalisatie van het uitgangspunt niet nodig zal zijn en ook niet zijn uitgevoerd (vanuit perspectief nadere veiligheidsopgave). Wanneer er voor de veiligheidsbeoordeling een verfijning nodig is van de uitgangspunten, bijvoorbeeld zoals gezocht is voor de freatische lijn (STBU) en voor de stijghoogte in het watervoerende zandpakket (STPH), zijn hiervoor aanvullende onderzoeken uitgevoerd. Op basis van de uitgangspunten is er sprake van een stabiele scope.

Wanneer meer in versterkingsmaatregelen (integraal over alle mechanismen) wordt gedacht kan het toch zinvol zijn om sommige veilige uitgangspunten die zijn gebruikt voor de scopebepaling te heroverwegen. Voorbeeld hiervan is de respons van 100% die voor STBI wordt gehanteerd in de TUN (par 7.1.1.4), terwijl deze uit de metingen 50 tot 75% bleek te zijn. Voorgesteld wordt om hiervoor gewoon de gemeten respons te gebruiken.

Een ander uitgangspunten wat nog als veilige waarden kan worden gezien heeft betrekking op de sterkteparameters. In de TUN is aangegeven dat de sterkteparameters hoofdzakelijk default parameters uit de schematiseringshandleiding zijn en daarmee conservatief. Op basis hiervan wordt de scope op STBI en STBU nagenoeg volledig weg gerekend, dus was er geen reden om deze aan te scherpen. Uit de analyses uitgevoerd voor de veiligheidsbenadering volgde dat zowel de geotechnische sterkteparameters als de stijghoogte in de watervoerende zandlaag geen grote invloed hadden op de berekende stabiliteitsfactor. Aanbevolen wordt om voor de gekozen voorkeursvariant te controleren of dit nog steeds het geval is en het dus verantwoord is om deze veilige uitgangspunten over te nemen voor de planuitwerkingsfase of dat deze moeten worden herzien, of dat er ruimte moet worden gelaten om deze te herzien. Voorgesteld wordt om nog mogelijkheden open te laten (bijvoorbeeld in planning) om vanuit ontwerpbehoefte de grondparameters en andere uitgangspunten gemotiveerd en onderbouwd scherper te bepalen.

Uit de Variantennota blijkt dat er een ontwerp-opgave (paragraaf 2.10) is voor de hoogte op basis van HBN-berekeningen, waarbij als criterium een overslag van 5 l/m/s is aangehouden. In de TUN staan in paragraaf 7.2.4 en aantal argumenten genoemd waarom er gekozen is voor een overslagdebiet van 5 l/s/m. We kunnen ons vinden in deze keuze voor deze fase waarin uit een groot aantal varianten moet worden gekozen op een uniforme manier, maar het is onvoldoende

beargumenteed als dit ook gebruikt gaat worden in de vervolgfase. Temeer omdat de scope voor STBI en STBU hierbij wegvalt. Het is aan te bevelen om in het vervolg dit gehanteerde toelaatbare golfoverslagdebiet kritischer tegen het licht te houden en/of te verkennen of een probabilistische kruinhoogte benadering in dit geval niet kan leiden tot een andere hoogteopgave.

Uit de variantenstudie volgt dat het binnenwaarts verhogen van de dijk het voorkeursalternatief voor het landelijk gebied is. Hierbij komt de nieuwe binnenkruinlijn een aantal meters binnenwaarts van de huidige binnenkruinlijn te liggen. Wanneer de binnenteen van de dijk gelijk blijft gaat dit ten koste van de bermbreedte. Door het verhogen van de kruin wordt het aandrijvende moment van de dijk verhoogd (negatief), door het korter worden van de binnenberm wordt het tegenwerkende moment verkleind (negatief) waardoor het mechanisme STBI (en in mindere mate STBU) nadelig wordt beïnvloed. Onduidelijk is hoe dit nu uitpakt in de variantenstudie.

Onduidelijk is of er naast mogelijke hoogte maatregelen dan ook een stabiliteitsmaatregel noodzakelijk is of dat nog wordt voldaan aan de faalkanseisen voor STBI en STBU (zie ook het eerste punt over de conservatieve uitgangspunten).

Overige opmerkingen.

- 7.1.1.5: de eis van de stabiliteit van de N-weg is onduidelijk aangegeven. Het is niet duidelijk hoe deze moet worden gelezen in het kader van de veiligheidsbenadering. Voorstel is om ook hiervoor de schadefactor af te leiden en te laten zien hoe deze is opgebouwd.
- 7.1.1.7: Schematiseringsfactor: voorgesteld wordt om deze gewoon te onderbouwen met analyses.

## 6 Asfaltbekledingen

Voor de dimensionering van waterbouwasfaltbeton is er uitgegaan van de memo 'Parameters voor ontwerp van waterbouwasfaltbeton (WAB)' van Robert 't Hart dd. 7 december 2018. Voor de andere asfaltbekledingstypen houdt men het rapport 'state of the art asfaltdijkbekledingen' Stowa 2010 aan en dat is een goede keuze.

Onderstaand zijn de bevindingen gerapporteerd.

### *Maatgevende waterstand*

In paragraaf 1.2.3 van bijlage 5A van de Variantennota is het ontwerp van waterbouwasfaltbeton (WAB) behandeld. Daar wordt aangegeven dat er gerekend is met een maatgevende waterstand van NAP+3,0 m, terwijl dat de onderrand is van het asfalt. Dat is onlogisch, want dan vallen de golfklappen onder het asfalt op de steenzetting. Naarmate de waterstand hoger wordt, worden doorgaans ook de golven hoger dus moet er met een veel hogere waarde gerekend worden.

### *Niveau freatische lijn*

Het uitgangspunt in de stukken is dat bij het ontwerp voor waterbouwasfaltbeton (met een onderrand op +3 m NAP) de freatische lijn direct onder het asfalt lager ligt dan +3 m NAP. Gezien de duiding van de peilbuiswaarnemingen in de buitenteen uit de Technische Uitgangspuntennotitie lijkt dit niet altijd plausibel, daar de geprognoseerde stijghoogten voor een aantal

gevallen (veel) hoger zijn, zie appendix F, tabellen 2 en 3 uit de Technische uitgangspunten notitie. Ook wordt vermeld dat er een zandige ondergrond aanwezig is. Er wordt opgemerkt dat de duiding van de peilbuiswaarnemingen alleen geldt als bij het toekomstig ontwerp een dichte bekleding wordt gerealiseerd. Op de bestaande dijk ligt waterbouwasfaltbeton, met lager op het talud koperslakblokken op grind op een 1 m dikke mijnsteenlaag. Hoe dicht/doorlatend de koperslakblokkenconstructie is, is niet duidelijk.

Als in het toekomstig ontwerp lager op het talud een steenbekleding op filter op kleilaag wordt overwogen, is deze deels door structuurvorming in de klei mogelijk niet dicht genoeg.

Om de risico's t.a.v. een hoge freatische lijn te ondervangen zijn door Deltares en Kiwa KOAC binnen de POV Waddenzeedijken aanbevelingen gedaan om onder het waterbouwasfaltbeton een funderingslaag met lage doorlatendheid aan te leggen (zie "Voorlopige ontwerp methode asfaltbekledingen op funderingslagen" van Kiwa-Koac van 28-3-2019). Dit draagt ook bij aan de duurzaamheid van de asfaltkleding omdat een betere verdichting mogelijk is.

#### *Hergebruik van asfalt als funderingslaag*

Uit de stukken blijkt dat het bestaande asfalt geschikt zou kunnen zijn voor hergebruik, maar in de nota is niet gespecificeerd hoe dit zou kunnen worden hergebruikt.

Dit zou in de vorm kunnen van een funderingslaag van asfaltgranulaat (vermengd met zand) onder de nieuwe waterbouwasfaltbeton bekleding. Deze funderingslaag moet minder doorlatend zijn dan het onderliggende zand. Deze fundering fungeert als klankbodem bij de aanleg van de nieuwe waterbouwasfaltbeton waardoor een betere verdichting mogelijk is er een laae percentages holle ruimtes gerealiseerd ka worden. Ook kan deze fundering een flinke stijfheid ontwikkelen, wat blijkt uit metingen aan de asfaltconstructie bij de Waddenzeedijk aan de Boonweg. Dit kan worden verdisconteerd in een flink hogere waarde voor de beddingconstante dan de gangbare 64 MPa/m. Het toepassen van deze innovatie levert voor het waterbouwasfaltbeton potentieel laagdikte winst op.

#### *Breksterkte en stijfheid van WAB*

Er is enige misinterpretatie opgetreden bij het gebruik van de bovengenoemde memo 'Parameters voor ontwerp van waterbouwasfaltbeton (WAB)'.

De volgende parameters zijn gehanteerd bij de ontwerp berekeningen (zie Bijlage 5A van de Variantennota):

- Hoogte voorland NAP+0m.
- Hellingen 1:4,4 en 1:4,0
- Ligging onderrand asfalt: NAP+3,0m.
- Buigtreksterkte: 2,4 MPa (voorgestelde ontwerpwaarde uit Parameters voor ontwerp van waterbouwasfaltbeton).
- Stijfheidsmodulus asfalttoplaag: 4266 MPa (berekend op basis van buigtreksterkte, zie Parameters voor ontwerp van waterbouwasfaltbeton (WAB)).
- Dwarscontractiecoëfficiënt: 0,35.
- Vermoeiingsparameters: 0,5 en 4,8.
- Veerconstante ondergrond: 64 MPa/m.
- Variatiecoëfficiënt van de buigtreksterkte: 0,2.
- Lengte dijktraject: 13,7 km.

De 5% ondergrens voor de breuksterkte van 2,4 MPa, staat niet als zodanig in de genoemde memo en is te conservatief. In de stukken staat dat de ontwerp levensduur van het waterbouwasfaltbeton 40 jaar is. Als we uitgaan van een juist mengselontwerp en een goede verdichting, dan is een gemiddeld holle ruimte van 4% haalbaar. Met dit holle ruimte percentage

volgt met behulp van het levensduurmodel, inclusief marge, de breuksterkte welke is weer-gegeven in Tabel 6.1.

Levensduur (jaren)	5% ondergrens breuksterkte (MPa)	5% bovengrens breuksterkte (95%-waarde) (MPa)
40	4,3	9,1
50	4,2	9,0

Tabel 6.1 Breuksterkte bij gemiddeld 4% holle ruimte

Volgens de memo 'Parameters voor ontwerp van waterbouwasfaltbeton (WAB)' moet de te hanteren asfaltstijfheid een 95% waarde zijn. Deze moet volgens deze memo met een regressieformule afgeleid worden uit de 95% waarden voor de breuksterkte (waarden uit Tabel 6.1). Dit geeft als resultaat de waarden van de stijfheid welke zijn weergegeven in Tabel 6.2.

Levensduur (jaren)	95% waarde asfaltstijfheid (MPa)
40	11545
50	11450

Tabel 6.2 Asfaltstijfheid bij gemiddeld 4% holle ruimte

De in Bijlage 5A van de variantennota genoemde waarde voor de asfaltstijfheid van 4266 MPa is dan ook niet juist. Recent onderzoek wijst echter in de richting dat de asfaltstijfheid tussen de waarde uit Tabel 6.2 en de waarde uit de Handreiking (4266 MPa) zou moeten liggen.

Verder staat in Bijlage 5A dat de variatiecoëfficiënt van de buigtreksterkte = 0,2. Dit is niet juist, omdat bij ontwerp gerekend moet worden met de variabiliteit van oud asfalt. De variatiecoëfficiënt voor oud asfalt is fors groter, en bij aanleg goede kwaliteit asfalt is een waarde van 0,35 voldoende veilig, zoals aanbevolen in de memo. Deze waarde van 0,35 moet in BMGolfklap worden ingevuld.

Ondanks bovenstaande wijzigingen is het toch te verwachten dat een asfaltlaagdikte van ongeveer 20 cm haalbaar moet zijn. Deze dikte kan omlaag als de beddingconstante kan worden verhoogd door gebruik te maken van een onderlaag van asfaltgranulaat (vermengd met zand) of door gebruik te maken van een andere fundering van bijvoorbeeld menggranulaat of als later blijkt dat er met een lagere asfaltstijfheid kan worden gerekend. Als het onderliggende zand goed is verdicht blijkt uit het lopende onderzoek binnen de POV Waddenzeedijken dat de beddingsconstante bij toepassing van een funderingslaag significant hoger wordt.

## 7 Kabels en Leidingen

De problematiek van de kabels en leidingen zijn behandeld in bijlage 7 van de Variantennota. Onderstaand zijn de bevindingen beschreven.

### *Algemeen*

Gegevens over de ondergrond en te verwachten zettingen ontbreken in de nota. Er wordt melding gemaakt van een zanddijk op een zandondergrond in de bijlagen.

*Paragraaf 3.2:*

De waterleiding bestaat uit Asbestcement. De buitendiameter is 200 mm en de werkdruk is maximaal 3,5 bar. De segmentlengte, leeftijd en wanddikte van de leiding zijn niet bekend. Ook zijn er geen storing gegevens beschikbaar. Dat de AC leidingen gevoelig zijn voor grondbewegingen is juist. Of deze leidingen ook erg gevoelig zijn voor trillingen wordt betwijfeld. Dat in de bijlage de indruk wordt gewekt dat de leiding bij beïnvloeding door wat werkzaamheden al direct lekkage zou gaan vertonen is niet onderbouwd.

De Gasleiding is een PE leiding met een diameter van 110 mm en een werkdruk van 4 bar (hieraan wordt door de opsteller van de bijlage getwijfeld alhoewel deze waarde wel wordt gebruikt in de krater berekening). De wanddikte (SDR klasse) en de PE kwaliteit zijn niet bekend. Over delen van het tracé waar de gas- en waterleiding gelegen zijn, zijn een Laagspanningskabel en een KPN datakabel aanwezig. De datakabel ligt over een bepaalde lengte binnendijks en kruist de waterkering.

Bij de laagspanningskabel wordt aangegeven dat deze geen nadelige invloed heeft op de waterkering. Dat is zeer waarschijnlijk een juiste constatering, omdat de afstand tot de waterkering relatief groot is en er geen grondvervormingen ter plaatse van de kabel worden verwacht bij uitvoering van een voorkeursalternatief. Een onderbouwing hiervan ontbreekt echter in de bijlage 7.

Bij de datakabel wordt de opmerking geplaatst dat deze zou moeten worden vervangen, omdat de kans bestaat dat deze onder de binnendijkse berm zou kunnen komen te liggen bij uitvoering van een voorkeursalternatief. Ook wordt aangegeven dat de zetting en/of de dekking bij het kruisende deel van de kabel dusdanig zou zijn dat de leiding zou moeten worden verlegd. Een onderbouwing hiervan ontbreekt. Er zijn geen gegevens van zetting of van de dekking boven de kabel bekend. Eveneens is het niet duidelijk op welk niveau de kabel de waterkering kruist. Bij de datakabel is het daarom de vraag of verlegging bij een voorkeursalternatief inderdaad nodig is.

*Paragraaf 3.3*

In deze paragraaf 3.3 worden de richtlijnen uit NEN3651 toegepast. Er worden erosiekraters berekend voor de parallelle gas- en waterleiding. De berekening van de kraters is op juiste wijze uitgevoerd. De figuren in de paragraaf geven een duidelijk overzicht van de locatie van de potentiële kraters.

De uitkomst van deze eenvoudige 4H-analyse heeft als conclusie dat de leidingen niet kunnen worden gehandhaafd, terwijl de tekst met resultaten in de memo BG3034-RHD-ZZ-XX-NT-Z-0003 (bijlage bij bijlage 7) aangeeft dat de leidingen wel kunnen worden gehandhaafd. De tekst in de memo laat zien dat uitgaande van een faalkans van 1 voor de beide leidingen er geen ontoelaatbare invloed op de waterkering wordt uitgeoefend voor het mechanisme macrostabiliteit binnenwaarts (de berekende veiligheidsfactor voldoet aan de eis). Het wordt aangeraden de tekst uit de memo op te nemen in de hoofdttekst. Wel dienen nog de berekeningsresultaten te worden toegevoegd (berekeningen met glijcirkels).

In dezelfde memo wordt aangegeven dat de waterkering zonder de beschouwing van leidingen over een lengte van 300 m niet voldoet aan de eis voor het mechanisme piping (de formulering is niet helder en zou moeten worden aangepast). Dan is het vanzelfsprekend dat de waterkering inclusief een parallel gelegen leiding ook niet aan de eis voor het mechanisme piping voldoet.

Het wordt aanbevolen om het veiligheidsraamwerk met een gebeurtenissenboom met faalpaden te gebruiken zodat de kansbijdragen per faalpad inzichtelijk kunnen worden gemaakt.

Figuur 3.3 in bijlage 7 geeft een foutief stroomschema c.q. flow chart voor het beoordelen van het effect van leidingen op waterkeringen. Indien de effecten van de leiding op de waterkering bij een faalkans 1 van de leiding toelaatbaar zijn, is het vanwege waterveiligheid niet nodig om de leidingsterkte te beoordelen. De eis om met een sterkteberekening aan de NEN3650 te voldoen wordt pas belangrijk indien de faalkans van de leiding in de berekening wordt meegenomen.

#### *Hoofdstuk 4*

De leidingen nabij en in de waterkering ter plaatse van het tracé van de haven is beschreven in hoofdstuk 4. De informatie over welke leidingen waar aanwezig zijn, zoals die in hoofdstuk 3 voor het landelijk tracé is beschreven, ontbreekt in dit hoofdstuk. Het is dus niet goed bekend welke leidingen met welke dimensies en met welke werkdruk aanwezig zijn.

In hoofdstuk 4 wordt wel heel snel de conclusie getrokken dat veel kabels en leidingen verlegd moeten worden. Ook hier wordt weer aangegeven dat er zettingen zullen optreden bij de relatief geringe dijkophogingen, terwijl er geen zettingsberekeningen en geen informatie over de grondopbouw gegeven wordt. Bij het uitvoeren van een analyse kan een onderbouwing worden gegeven van de invloed van de waterkering op de aanwezige kabels en leidingen.

De invloed van de kabels en leidingen op de waterkering is niet goed in te schatten, omdat er geen kraters bij leidinglekage zijn berekend. De potentiële impact van de leidingen op de waterkering kan dus niet worden vastgesteld. Tabel 4.1 en de bijhorende tekst is daarom prematuur. Wellicht heeft de toekomstvisie om de kabels en leidingen te groeperen in een leidingenstrook het oordeel in de tabel beïnvloed. Indien het wenselijk is om de kabels en leidingen te verleggen is een veiligheidsoordeel omtrent de huidige situatie niet nodig.

In de memo BG3034-RHD-ZZ-XX-NT-Z-0003 ( bijlage bij bijlage 7), wordt eveneens zonder onderbouwing per leiding de algemene stelling verkondigd dat er meerdere redenen zouden zijn om de leidingen te verleggen of een vervangende waterkering toe te passen.

#### **Aanbevelingen**

Aangezien er twee redenen kunnen zijn om kabels of leidingen te verleggen is het raadzaam om deze separaat in bijlage 7 te beschrijven:

- Dijkverbetering heeft een ontoelaatbaar effect op de kabel of leiding (vaak zettingen, in een enkel geval een te grote gronddekking).
- Leiding heeft een ontoelaatbaar effect op de waterkering met betrekking tot waterveiligheid.

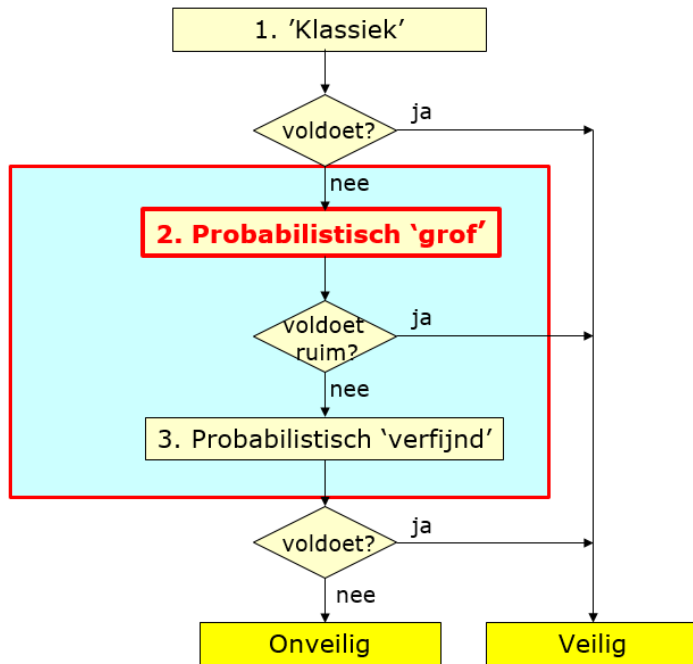
In hoofdstuk 3 is met name het tweede punt voor de tracés landelijk gebied 1 en landelijk gebied 2 al goed beschreven. Het eerste punt behoeft voor deze tracés nog wat aanvullende onderbouwing. Het wordt aangeraden om de memo in de bijlage van bijlage 7 te integreren in de tekst. De memo toont aan dat de leidingen zelfs met faalkans 1 geen ontoelaatbaar effect hebben op de waterkering. Wel dient het deel met de pipinganalyse in de memo te worden herschreven en moeten berekeningsresultaten (STBI) worden bijgevoegd.

De kabels en leidingen behorend bij het tracédeel haven van Lauwersoog zijn niet volledig geïnventariseerd en niet beoordeeld. Dit dient duidelijk in de bijlage 7 te worden vermeld. Indien

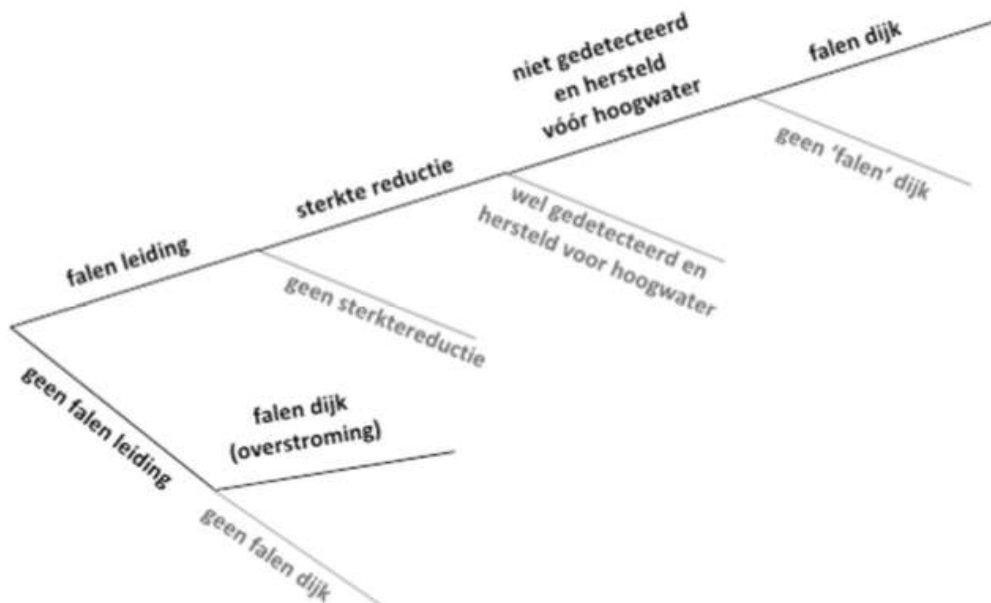




ervoor wordt gekozen om de kabels en leidingen toch te beoordelen wordt aangeraden de in de POV-KL ontwikkelde methodiek te gebruiken zoals weergegeven in de onderstaande figuur. Deze methodiek sluit aan op het WBI instrumentarium en de NEN 3650/51 (zie onderstaande figuur).



Figuur 7.1 Flow chart voor toetsing leidingen



Figuur 7.2 probabilistisch toe te passen gebeurtenissenboom met faalpaden



Datum  
12 november 2019

Ons kenmerk  
11204781-002-HYE-0001

Pagina  
13 van 13




## 8 Gras buitentalud

In de rapportage is geen berekening gevonden over het gras op het buitentalud. Het is aan te bevelen te berekenen tot hoe hoog de harde bekleding moet worden doorgetrokken en hoe deze over kan gaan in een grasbekleding op het buitentalud.

## 9 Conclusie

Er kan geconcludeerd worden dat de rapportage een duidelijk beeld geeft van het proces dat heeft geleid tot de gekozen varianten. Daarin zijn de uitgangspunten, zoals geformuleerd in de TUN, goed opgevolgd en is het in overeenstemming met OI-2014.

Er zijn echter een aantal zaken die verbetering behoeven. Deze zijn bovenstaand benoemd.

AUTEUR	REVIEW	GOEDKEURING
M. Klein Breteler 	P. van Steeg 	M.R.A. van Gent 



## Bijlage D: Notulen gesprek review op variantennota

## Notulen

**HaskoningDHV Nederland B.V.  
Water**

Aanwezig: Mark Klein Breteler (Deltares), Goaitske de Vries (HWBP), Sander Post (RHDHV), Jan Valk (RHDHV), Bert de Wolff (Noorderzijlvest), Gerbert Pleijter (HKV), Lisa de Koning (RHDHV)  
Van: Lisa de Koning  
Datum: 25-11-2019  
Locatie: Kantoor RHDHV Amersfoort  
Kopie: IPM-team DVS Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat  
Ons kenmerk: BF8917-RHD-ZZ-XX-MI-Z-0001  
Classificatie: Open  
Bijlagen:

**Onderwerp: Overleg review Deltares ontwerpdocumenten Variantennota DVS  
Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat**

---

Tijdens dit overleg staat de review van de ontwerpdocumenten van de voorkeursalternatieven centraal. De review is uitgevoerd door Deltares en in meer detail door:

- Jacco Groeneweg (hydraulische belastingen)
- Mark Klein Breteler (steenbekledingen en eindredactie van de review)
- Huub de Bruijn (geotechnische aspecten)
- Bernadette Wichman (asfaltbekledingen)
- Henk Kruse en Frans van den Berg (kabels en leidingen)

Tijdens het overleg zijn ook een aantal discussiepunten besproken waaronder het toe te passen overslagdebiet en de onzekerheden over het berekende hydraulische belastingsniveau (voortaan HBN). Tijdens de vergadering is puntsgewijs de review doorgenomen. De punten van deze notulen verwijzen naar de punten in de review.

### 2. Algemene bevindingen.

In de review wordt opgemerkt dat in figuur 1-3 een erg grote marge zit tussen de berekende HBN-lijn en de ontwerpkuinhoogte 2075. Deze opmerking is terecht, het gaat hier om een verouderd Figuur waar de HBN-lijn van een flauw ondertalud is weergegeven. In het ontwerpproces is gekozen voor een steiler ondertalud; het Figuur wordt aangepast. Bij Figuren 1-1 t/m 1-4 wordt een marge aangehouden van circa 10-20cm tussen berekend HBN en ontwerphoogte 2075. Deltares adviseert om zettingscompensatie niet mee te nemen in deze Figuren, zo blijven deze zuiver.

De bodemdaling in dit gebied bedraagt 10cm waarvan 6 cm veroorzaakt door gaswinning en 4 cm door autonome bodemdaling. Dit lijkt aan de lage kant, maar uit oude bestektekeningen en metingen blijkt inderdaad dat de bodemdaling minimaal is. De compensatie voor bodemdaling als gevolg van gaswinning wordt apart in kaart gebracht en geraamd.

### 3. hydraulische belastingen

Deltares oordeelt in de review dat de hydraulische belastingen op de juiste manier zijn berekend. Uit de HBN-berekeningen blijkt in de landelijk dijk een "dip" te zitten in de hoogte van het HBN. Deltares geeft in de review aan dat deze dip mogelijk is te verklaren doordat in de onderliggende SWAN berekeningen is gerekend met bodemdata uit 2005. In 2005 liep er nog een geul langs de dijk, door deze geul waren lokaal de golfperiodes kleiner. Dit resulteert in een lager HBN.

RHDHV/HKV tonen aan dat in de bodemmetingen die de afgelopen jaren zijn uitgevoerd te zien is dat de geul zich "terugtrekt". In het gebied wordt veel gepeild vanwege de ligging van de getijdegeul Vierhuizergat. Voorgesteld wordt om de invloed op het HBN van een terugtrekkende geul te bepalen en hierop een voorstel te doen voor de te hanteren kuinhoogte. Het is aannemelijk dat de HBN's ten plaatse van de dip behoorlijk omhoog zullen gaan.

Daarnaast is er lokaal een “piek” te zien in het HBN bij dijkpaal 83.1. Deze piek resulteert in de grootste hoogte-opgave, door de schuine hoek van inval in dit gebied is dat eigenlijk onlogisch. Geconcludeerd wordt dat de huidige kruinhoogteverloop de meest logische is (afnemende kruinhoogte richting het oosten). Voorgesteld wordt om te onderzoeken of deze lokale piek kan worden onderbouwd of juist aangepast dient te worden.

Aanbevolen wordt om ook een keer met ringtoets te rekenen, mogelijk levert ringtoets een ander beeld op. Dit advies wordt opgevolgd.

Daarnaast is er nog een (op dit moment) onverklaarbaar piekje bij de aansluiting op de oostelijke havendam. In de nieuwe analyse wordt ook onderzocht of deze piek verklaart kan worden aan de hand van de onderliggende SWAN berekeningen.

Met betrekking tot de golfsteilheden wordt aangegeven zoveel als mogelijk uit te gaan van een fysisch realistische situatie. Waarschuwingen in Steentoets over (te) hoge golfsteilheden geven bijv. aan dat dit verder onderzocht dient te worden.

Concluderend werken RHDHV-HKV aan een voorstel voor een HBN-verloop voor het landelijke dijktraject. Dit voorstel zal worden voorgelegd aan Deltares en het HWBP.

#### Overslagdebiet

Zowel vanuit Deltares als vanuit het HWBP is de vraag gesteld om de keuze voor het golfoverslagdebiet van 5 l/s/m (probabilistisch) te onderbouwen. De verwachting is uitgesproken dat een hoger overslagdebiet toelaatbaar zou kunnen zijn bij dit dijktraject. RHDHV-HKV werken in opdracht van NZV aan een memo om deze keuze te onderbouwen. In het overleg worden de belangrijkste argumenten gepresenteerd in een powerpoint en besproken. De argumenten zijn onder te verdelen in drie thema's:

- Techniek
- Impact op de kosten
- Robuustheid in ontwerpproces.

#### Techniek

Bij het toepassen van een probabilistisch overslagdebiet speelt de discussie welke soort overgang gehanteerd kan worden een grote rol. Experts zijn het er niet over eens welke overgang bij welke situaties gehanteerd dient te worden. RHDHV-HKV heeft conform methode Deltares 2016 voor de verschillende overgangen het probabilistisch overslagdebiet bepaald, dit zijn de resultaten:

- Geometrische overgang 40-60 l/s/m
- Gemiddelde overgang 8-12 l/s/m
- Worst case overgang 4-8 l/s/m

Het probabilistisch bepalen van het golfoverslagdebiet levert dus een hoger overslagdebiet op dan de gehanteerde 5 l/s/m. Het verschil is echter alleen groot als wordt uitgegaan van een geometrische overgang.

RHDHV-HKV heeft ook een geotechnische analyse uitgevoerd, hierin wordt geconcludeerd dat het toepassen van hoge overslagdebieten (hoger dan 10 l/s/m) rekenkundig wellicht mogelijk is. Maar dat het toepassen van een hoog overslagdebiet niet (zonder het toepassen van extra maatregelen) wordt aangeraden;

1. Het is onvoldoende bekend wat een hoog overslagdebiet betekent voor de freatische lijn van de dijk (conform advies POV Macrostablieit). Met de huidige geoptimaliseerde freatische lijn (geoptimaliseerd door een peilbuisanalyse) drukt de kleilaag net niet op. De marge is echter klein.
2. De huidige kleilaag is dun en van matig erosiebestendige kwaliteit. Er wordt getwijfeld of de huidige kleilaag hogere overslagdebieten kan weerstaan. Zeker met het oog op de zandkern van de dijk is het belangrijk dat de kleilaag niet erodeert.
3. De grasbekleding dient vrij te zijn van graverij en het is aannemelijk dat het onderhoudsregime moet worden opgevoerd. Maar alsnog lijkt het volledig in stand houden van een gesloten

grasmat moeilijk. Specifiek voor deze dijk zijn er ook kogelinslagen mogelijk door het aangrenzende militair oefenterrein.

Overeenstemming wordt bereikt dat het toestaan van hele hoge overslagdebieten (>20 l/s/m) zonder aanvullende maatregelen niet goed voelt bij deze dijk met zandkern. Maar het opschalen naar een maximaal 20 l/m/s wordt door Mark Klein Breteler niet direct als onmogelijk beschouwd. Afsproken wordt om de redeneerlijn in een memo-vorm verder uit te bouwen.

#### Impact op de kosten

Het doel van het verhogen van het overslagdebiet is dat de hoogte-opgave bij een dijkversterking kan worden gereduceerd of zelfs kan vervallen. Dit heeft impact op de kosten. Om deze impact te bepalen heeft RHDHV-HKV voor 3 maatgevende profielen (1 havenprofiel en 2 landelijke dijkprofielen) de versterkingsopgave geraamd voor vier verschillende overslagdebieten (5 l/s/m (basis case), worst-case scenario, gemiddelde overgang, geometrische overgang). Bij de landelijke dijk zijn zowel de kosten geraamd voor het alternatief binnenwaarts glad als het alternatief binnenwaarts ruw. Voor het alternatief binnenwaarts glad kunnen de directe bouwkosten circa 12 % gereduceerd worden. Dit komt omdat bij een hoger overslagdebiet dan 5 l/m/s de dijk niet hoeft op te schuiven in binnenwaartse richting. Bij de ruwe variant zijn er helemaal geen kostenbesparingen. Dit komt omdat de huidige kruinhoogte al hoog genoeg is. Hierbij wordt wel opgemerkt dat het hanteren van een hoger overslagdebiet waarschijnlijk resulteert dat de dijk pas na een langere periode dan 50jaar weer opgehoogd hoeft te worden. Voor de bekleding van de dijk geldt dit voordeel echter niet. Opgemerkt wordt dat de discussie voor het hanteren van een hoger overslagdebiet, dus geen zin heeft voor het alternatief binnenwaarts ruw.

#### Robuustheid keuze bij ontwerpen

Bij het ontwerpen van dijken spelen onzekerheden een grote rol. Het waterschap streeft naar een stabiele scope en zodoende is de keuze voor 5 l/s/m uiteraard de meest robuuste keuze. Voor deze dijk worden de volgende (grote) onzekerheden signaleert:

- Invloed hoger overslagdebiet op de ligging van de freatische lijn;
- De sterkte van de kleilaag. Aangezien deze dijk een zandkern heeft, is het essentieel dat de kleilaag niet erodeert;
- Er is aangegeven dat in de huidige HR van de Waddenzee een verkeerde interpretatie van modelonzekerheden is gebruikt. Hierdoor is het feitelijke HBN van deze dijk circa 35cm hoger dan Hydra-NL geeft. Deze 35 cm komt toevalligerwijs overeen met het verschil tussen het HBN bij 10 l/s/m en 5 l/s/m. Bij de start van de verkenningsfase is vanwege deze reden gekozen voor de switch van 10l/s/m naar 5 l/s/m;
- In de huidige HR wordt gerekend met steile golven, dusdanig steil dat deze fysisch niet kunnen optreden. Het wijzigen naar fysisch mogelijke golven, levert zeer waarschijnlijk een hoger HBN op;
- Daarnaast komen er op korte termijn nieuwe klimaatscenario's.

Afgesproken wordt dat RHDHV/HKV een integrale memo schrijven met een advies voor het te hanteren golfoverslagdebiet. Deze memo wordt voorgelegd aan Deltares en het HWBP.

#### Vervolg inhoudelijke review

In de review wordt opgemerkt dat mogelijk is gerekend met een te hoge golfbelasting voor de verticale wand alternatief bij de haven. Na bespreking lijken de golfcondities toch te kloppen, echter zijn de figuren in Bijlage 5B misleidend (hier is het voorland niet ingetekend). Afsproken wordt dat deze figuren moeten worden aangepast.

In de review wordt opgemerkt dat er wordt gerekend met golven met een te hoge golfsteilheid (tot circa 8%). Dit zijn echter de ontwerp golven die de software Hydra-NL produceert. Een golfsteilheid van 8% is niet realistisch; een golfsteilheid van circa 5% is maximaal mogelijk. Aanbevolen wordt om niet met fysisch onmogelijke golven te rekenen. Bij het project Afsluitdijk is ruwweg gekozen om de golfperiode

aan te passen en de golfhoogte te handhaven. Deze aanpak leidt tot een zwaardere golfbelasting en dus een zwaarder bekledingsontwerp en een hogere dijk.

Besloten wordt dat RHDHV-HKV een voorstel doen hoe bij dit project de ontwerp golven kunnen worden bewerkt tot fysisch mogelijke golven. Het voorstel zal worden voorgelegd aan het HWBP en Deltares, voordat de knoop wordt doorgesneden hoe de golfbelasting (golfhoogte en golfperiode) wordt meegenomen bij dit dijkversterkingsproject.

Het algemene beeld is dat dit een flinke impact kan hebben op de dijkhoogte en het bekledingsontwerp, maar dat dit niet VKA onderscheidend zal zijn. Het waterschap hecht er echter wel waarde aan dat nog in de verkenningsfase een besluit wordt genomen over de wijze hoe dit effect wordt verrekend.

#### 4. Zetsteenbekleding

Belangrijkste discussiepunt voor de zetsteenbekleding is de vraag of de huidige mijnsteen onder de koperslakblokken kan blijven zitten. Het is belangrijk om goed na te gaan wat voor mijnsteen er onder de zetsteen aanwezig is; is deze verpapt, breed gegradeerd/ongesorteerd? Uitgevoerd onderzoek lijkt uit te wijzen dat de mijnsteen niet gesorteerd, niet verpapt en breed gegradeerd (tout venant) is. Dit dient in de planuitwerkingsfase nader te worden onderzocht.

Bij ongesorteerd mijnsteen zorgen de aanwezige kleine fracties voor een slechtere doorlatendheid, dit is gunstig voor de dikte van de zetsteen. Om er zeker van te zijn dat de mijnsteen kan blijven zitten, wordt een gevoeligheidsanalyse met steentoets uitgevoerd en dient het mijnsteen op meer locaties te worden onderzocht. Dit onderzoek is van belang in de planuitwerkingsfase.

Aanvullende opmerkingen over de steenbekleding:

- Waarschijnlijk is een geotextiel in combinatie met mijnsteen niet nodig.
- De hydraulische randvoorwaarden moeten, zoals eerder al besproken, goed bekeken worden; zijn de golven niet te steil en breken ze niet vanwege geringe waterdiepte.
- De opmerking over een te lage stabiliteitsfactor van Verkalit is onterecht en dient verwijderd te worden.
- De invoer van de spleetbreedte tussen de koperslakblokken lijkt erg minimaal. Opgemerkt wordt dat ze dicht tegen elkaar aan gezet zijn, maar alsnog wordt dit gecontroleerd.
- Er is in een enkel geval gekeken naar Verkalit met een soortelijk gewicht van 3000 kg/m<sup>3</sup>. Er wordt getwijfeld of dit realiseerbaar dan wel kosteneffectief is. Opgemerkt wordt dat voor nu alleen verschillende type zetstenen zijn vergeleken met elkaar en dat nog geen keuze is gemaakt voor een bepaald type zetsteen.
- Mark geeft aan dat voor type basalton nu gerekend dient te worden met basalton+ en voor Hillblocks dient de 2.0 variant te worden aangehouden. Dit wordt aangepast.
- In de review memo van Deltares wordt geconcludeerd dat een foutief schadegetal en veiligheidsfactor worden gehanteerd voor breuksteen, maar dat het netto effect gering zal zijn. Gerbert geeft aan dat hij een KPR advies volgt. Afgesproken wordt dat wordt onderzocht wat de goede parameters zijn en dat deze worden opgenomen in een technisch uitgangspuntennotitie.

#### 5. Geotechnische aspecten

In de geotechnische review van Deltares worden geen onvolkomenheden aangestipt, dat is ook niet gek want Huub de Bruijn van Deltares is meermaals meegenomen in ontwerp- en schematiseringskeuzes. Wel is Huub van mening dat er nog verder aangescherpt kan/moet worden. De vraag rijst of dat echt meerwaarde oplevert in deze verkenningsfase, want de geotechnische stabiliteit voldoet nu al en verdere aanscherping zal het ontwerp van de dijk niet wijzigen. Afgesproken wordt dat Bert contact zoekt met Huub om dit te bespreken.

#### 6. Asfaltbekleding

In de memo van Deltares wordt opgemerkt dat de maatgevende waterstand van NAP+3m mogelijk te laag is. De golfklappen bij hogere waterstanden kunnen een zwaardere golfbelasting geven. Dit wordt door RHDHV/HKV verder onderzocht.

De opmerking van Deltares over de freatische lijn is onjuist, waarschijnlijk zijn per ongeluk de stijghoogte en de freatische lijn door elkaar gehaald.

Deltares stelt nieuwe ontwerpparameters voor, deze parameters worden overgenomen.

In de review wordt hergebruik van het bestaande asphalt als kansrijk bestempeld, dit wordt verder onderzocht in de planuitwerkingsfase.

Al met al acht Deltares de gekozen WAB dikte van 20cm haalbaar en ziet zelfs mogelijkheden om dunner te gaan. Dit advies wordt meegegeven aan de planuitwerkingsfase.

### **7. Kabels en leidingen**

Tijdens het overleg zijn geen kabels en leidingen experts aanwezig, vandaar dat besloten wordt dit onderwerp niet inhoudelijk te behandelen. Het reviewcommentaar van Deltares is immers duidelijk; in algemene zin geeft Deltares aan dat de diepgang van de uitgevoerde quick-scan nog niet aansluit bij een toetsing. Bepaalde conclusies in de stukken van RHDHV/HKV kunnen daardoor voorbarig zijn. Dit klopt inderdaad, een volledige K&L toetsing is (nog) niet uitgevoerd in deze verkenningsfase. NZV en RHDHV/HKV geven aan dat ze voornemens zijn deze actie nog voor de start van planuitwerkingsfase uit te werken.

### **8. Gras buitentalud**

In de reviewcommentaar van Deltares wordt opgemerkt dat de berekening van de overgang harde bekleding-zachte bekleding ontbreekt. Deze berekening is inderdaad niet opgenomen in de rapportage, maar is wel uitgevoerd. In de nieuwe oplevering wordt de berekening toegevoegd. De overgang is nu berekend op het niveau van NAP+7m, circa 1,5m onder de kruin. Op NAP+7m begint de golfoploopzone. Er is overeenstemming dat dit een logisch niveau is. Het verlagen van de overgang hard-zacht wordt voor deze dijk niet direct als heel kansrijk beschouwd. Daarnaast is er bij de variant met ruwe bekleding interactie met de hoogteopgave.

### **9. Conclusie**

De overall conclusie van Deltares is dat de rapportage een duidelijk beeld geeft van het proces dat heeft geleid tot de gekozen varianten. Daarin zijn de uitgangspunten, zoals geformuleerd in de TUN, goed opgevolgd en is het in overeenstemming met OI-2014. Als de genoemde aandachtspunten worden onderzocht/aangepast kan de verkenningsfase goed worden afgerond.





## Bijlage E: Kosteninschatting alternatieven

Alleen in excel-versie aanwezig



## Bijlage F: verslag expertsessie 20 januari 2020

**Verslag expertsessie Hydraulische belastingen  
HWBP-project Lauwersmeerdijk-Vierhuizergat**

Aanwezig:

Hoite Detmar Goaitske de Vries Bianca Hardeman	Projectbegeleider PM Projectbegeleider TM Projectbegeleider TM	HWBP HWBP HWBP
Mark Klein Breteler Jacco Groeneweg	Specialist Bekledingen Specialist HR	Deltares Deltares
Sander Post	Technisch manager	RHDHV
Gerbert Pleijter Vincent	Adviseur Adviseur	HKV Lijn in Water HKV Lijn in Water
Ate Wijnstra Bert de Wolff	Projectmanager Technisch manager	waterschap Noorderzijlvest waterschap Noorderzijlvest

Afwezig:

Robert Vos (met kennisgeving)	Specialist HR	RWS/WVL
-------------------------------	---------------	---------

Locatie kantoor Noorderzijlvest Groningen

Nr.	Agendapunt	Actiehouder
1.	<p><b>Opening en aanleiding expertsessie</b></p> <p>Bert heet iedereen van harte welkom op de expertsessie. Aanleiding voor de expertsessie is 2-ledig:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>HWBP heeft in december 2019 Noorderzijlvest gevraagd om in de verkenningsfase een redeneerlijn op te stellen met betrekking tot het te hanteren overslagdebiet.</li> <li>In november 2019 heeft Deltares de variantennota getoetst en geadviseerd nader onderzoek te doen naar het hydraulisch belasting niveau (HBN) en de te hanteren golfsteilheid.</li> </ol> <p>Dit is voor Noorderzijlvest aanleiding geweest deze sessie te organiseren. Ter voorbereiding op de expertsessie heeft Noorderzijlvest op 13 januari 2020 de volgende documenten naar het expertteam opgestuurd:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Notitie Aanscherping hydraulische belastingen (hoofdttekst) jan 2019</li> <li>- Bijlage A Nadere beschouwing invloed golfoverslag</li> <li>- Bijlage B Nader onderzoek varianties geotechniek</li> <li>- Bijlage C Review ontwerpdocument VKA</li> <li>- Bijlage D Notulen overleg NZV/Deltares</li> <li>- Bijlage E kosteninschatting alternatieven</li> </ul> <p>Robert Vos is afwezig en heeft daarom via een memo d.d. 16 januari 2020 een reactie gegevens op bovenstaande documenten. Deze memo is ook gedeeld met de aanwezigen.</p>	
2.	<p><b>Doelstelling expertsessie</b></p> <p>Doel van de expertsessie is om consensus te krijgen over het te hanteren overslagdebiet en om consensus te krijgen over de hanteren hydraulische</p>	



	<p>belastingen voor het dijkontwerp.</p> <p>Indien er consensus is binnen het ontwerpteam, dan worden deze ook definitief vastgesteld voor zowel de afronding van de verkenningsfase als de planuitwerkings- en realisatiefase.</p>	
<b>3.</b>	<p><b>Beoordeling expertteam voorgestelde ontwerputgangspunten</b></p> <p>Door Noorderzijvest zijn de volgende voorstellen gedaan:  <i>Hydraulisch belasting niveau (HBN)</i></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Verleggen 'knip' van de 2 SWAN-modellen naar het oosten, zodat er gewerkt kan worden met 1 SWAN-model</li> <li>2. Doorvoeren correctie in het waterstandveld</li> </ol> <p><u>Reactie expertteam:</u>  Voorgestelde aanpassingen zijn akkoord. De uitkomsten geven ook een meer logische en meer realistische uitkomst.</p> <p><i>Golfsteilheid:</i></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Doorvoeren Bias-correctie</li> <li>2. Rekenen met een volledige correlatie (100%) tussen de modelonzekerheden</li> <li>3. Aanpassen verhouding tussen de Tm-1,- en Tp van default 1, 1 naar 1,2</li> </ol> <p><u>Reactie expertteam:</u>  Het doorvoeren van de Bias-correctie is akkoord. Het rekenen met een 100% correlatie van 100% is ook akkoord. Wel wordt geadviseerd deze keuze tekstueel beter te beargumenteren (relatie leggen met het SWAN-model). Bij voorstel 3 adviseert het expertteam de verhouding tussen Tm-1 en Tp lokaal af te leiden/gebruiken en toe te voegen in de database.</p> <p><i>Kritisch overslagdebiet</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Deeltraject Haven: 5 l/m/s (conform worst-case overgang)</li> <li>- Deeltraject Landelijk 10 l/m/s (conform gemiddeld overgang)</li> </ul> <p><u>Reactie expertteam:</u>  De voorgestelde overslagdebieten zijn voor dit project zijn akkoord en in voldoende mate onderbouwd. Voorwaarde is wel dat bij de landelijke dijk op de kruin en het binnentalud onder de graszode een kleibekleding van 80 cm aanwezig moet zijn. Bij de haven dient tot minimaal 5,0 meter achter de kademuur een kleilaag van 80 cm aanwezig te zijn. Voorwaarde is ook dat er kwalitatief goede/gesloten grasmat aanwezig te zijn.</p>	
<b>4</b>	<p><b>Conclusies en besluitvorming</b></p> <p>Het HWBP concludeert dat met de ingediende documenten de voorgestelde ontwerputgangspunten voor dit project in voldoende mate zijn onderbouwd en hebben geleid tot logische en acceptabele keuzes. Een extra adviesronde via het adviesteam Dijken acht het begeleidingsteam voor dit project daarom niet meer nodig.</p> <p><i>Reactie Robert Vos (na telefoongesprek met Bert de Wolff op 23 januari 2020):</i>  <i>Inhoudelijk akkoord met de voorgestelde ontwerputgangspunten en de adviezen door het expertteam. Deze zijn voor dit project logisch en acceptabel. RWS/WVL blijft bij haar advies om de documenten te laten toetsen door het Adviesteam Dijken.</i></p>	



	<p>HWBP constateert dat er ten aanzien van het onderwerp Golfsteilheid bij meerdere HBWP-projecten veel vragen en discussies zijn en overweegt daarom voor dit onderwerp een project overstijgende redeneerlijn te laten opstellen.</p> <p>Hiermee zijn de ontwerputgangspunten zoals opgenomen in dit verslag akkoord. Deze vormen het vertrekpunt voor het verdere project. Noorderzijvest verwerkt de afgesproken uitgangsuitwerkingen in de finale versies van het TUN (technische uitgangspuntennotitie) en het ontwerp van het voorkeursalternatief. De finale versies gaan dan, samen met het plan van aanpak voor de planuitwerkingsfase in april 2020 het formele toets traject van het HWBP in.</p>	
<b>5</b>	<p><b>Afsluiting</b></p> <p>Bert de Wolff sluit de vergadering en bedankt iedereen voor zijn/haar bijdrage aan deze expertsessie.</p>	

## Appendix I: Analyse versterken Havendammen Lauwersoog

## Notitie / Memo

HaskoningDHV Nederland B.V.  
Water

Aan: IPM team Dijkversterkingsproject Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat  
Van: Sander Post  
Datum: juni 2019  
Classificatie: Projectgerelateerd

**Onderwerp: Analyse versterking havendammen Lauwersoog**

---

### Achtergrond

Waterschap Noorderzijlvest (NZV) is als beheerder gestart met de verkenningsfase van het dijkversterkingsproject Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat. De versterking richt zich voornamelijk op het vervangen van de dijkbekleding op het buitentalud en het verlagen van het golfoverslagdebiet tijdens maatgevende stormen. De verkenningsfase wordt uiteindelijk afgesloten met de keuze van een voorkeursvariant om de dijk te versterken.

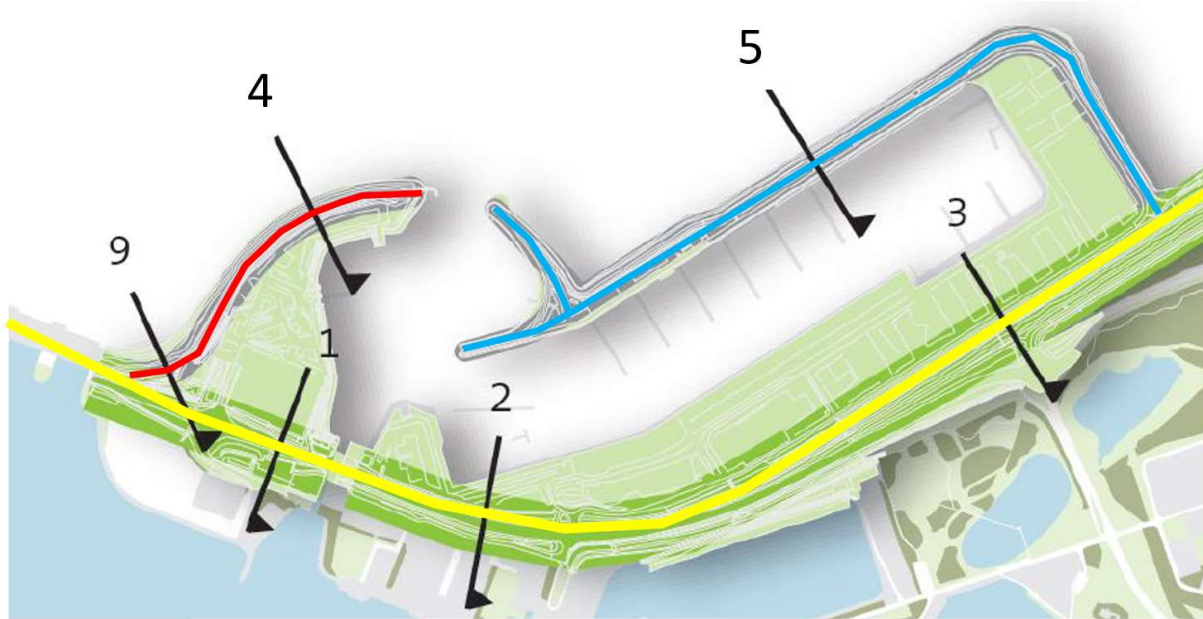
Het dijkversterkingstraject is ruwweg in twee trajecten te verdelen; een dijkversterkingstraject vanaf de Cleveringsluizen tot en met het havengebied en een dijkversterking in landelijk gebied, namelijk het traject direct oostelijk van de haven van Lauwersoog tot de Westpolder.

In de verkenningsfase worden mogelijke bouwstenen en alternatieven om de dijk te versterken tegen elkaar afgewogen. Het versterken van de havendammen is als bouwsteen geïdentificeerd voor de versterking van het havengebied. In theorie zal namelijk de golfbelasting op de primaire waterkering tijdens een maatgevende storm afnemen, omdat de hoge golven al breken/kapotslaan op de voorliggende havendammen. Op deze manier kan de versterkingsopgave aan de primaire kering worden gereduceerd, dit is echter alleen mogelijk als de havendammen voldoende hoog en voldoende sterk (standzeker) zijn tijdens de maatgevende storm waar de primaire waterkering op wordt ontworpen. In voorliggende notitie wordt onderzocht of het versterken van de aanwezige havendammen bij de haven van Lauwersoog een effectieve bouwsteen is voor het reduceren van de versterkingsopgave van de achterliggende primaire waterkering. Daarbij wordt ingegaan op de versterkingsmaatregelen die benodigd zijn aan de havendammen om deze effectief de opgave aan de primaire kering te doen reduceren.

Het versterken van de havendammen kan naast een mogelijke bouwsteen voor de versterkingsopgave van de primaire kering, ook nog een zogenaamde meekoppelkans van het project zijn. De westelijke havendam is in het beheer van het waterschap en tijdens de versterking van de dijk kan het lonen om deze havendam ook te versterken om zo het reguliere beheer en onderhoud op de langere termijn te beperken. De oostelijke havendam is in het beheer van de Exploitatiemaatschappij Haven Lauwersoog (EHL). Bij stormcondities (orde paar keer paar jaar) vindt de bedrijvigheid welke aan deze dam is gelegen overlast van overslaand water. Het versterken en verhogen van deze dam kan deze overlast verminderen. In deze notitie wordt in het afsluitende hoofdstuk op dit aspect kort ingegaan.

### Bestaande situatie

De ligging van de havendammen en de primaire waterkering is schematisch weergegeven in Figuur 1. Figuur 2 toont een luchtfoto van het gebied, waarbij in het wit de dijkpaalnummering is weergegeven.



Figuur 1: Bovenaanzicht primaire waterkering (geel), havendam west (rood) en havendam oost (blauw)



Figuur 2: Luchtfoto van het havenrein, met dijkspaalnummering van de primaire waterkering

### Primaire Waterkering havengebied

De geometrie van de primaire waterkering (gele lijn in Figuur 1) verschilt binnen het haventraject sterk. In het westelijke gedeelte is de kruin breed, relatief laag en ligt de provinciale weg op de kruin van de dijk. Hier ligt de provinciale weg achter de kruin van de dijk. De hoogte van de dijk neemt oostelijk van dijkspaal 89.9 abrupt flink toe, hier ontstaat een echt afzonderlijk dijklichaam. De bekleding van het buitentalud varieert van strekkingen met enkel gras (vooral westelijk gedeelte), strekkingen met vooral klinkers (vooral middengedeelte) tot strekkingen met asfalt en daarboven gras (vooral oostelijk gedeelte). Kenmerkende dwarsprofielen 2 en 3 (voor locatie zie Figuur 1) zijn opgenomen in onderstaand Figuur 3.





Figuur 3: Kenmerkende dwarsprofielen primaire waterkering Havendijk; bovenste profiel westelijk van dp89.9 en onderste profiel westelijk van dp89.9

In Figuur 4 zijn een tweetal foto's van de primaire waterkering opgenomen.



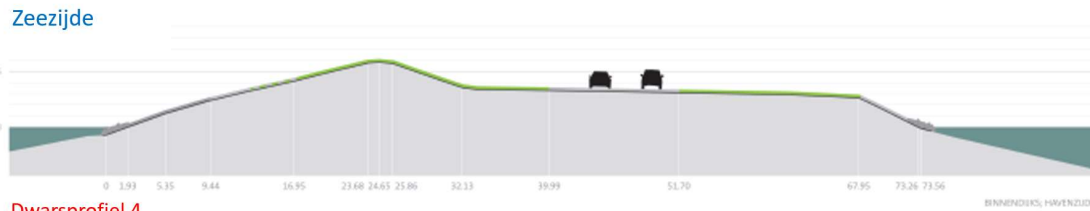
Figuur 4: Foto's van de dijkbekleding op de primaire waterkering (links foto oostelijk vanaf dp89.8 en rechts foto oostelijk vanaf dp90.4)

### De westelijke havendam

De ligging van de westelijke havendam is in **Error! Reference source not found.** in rood aangeduid. De havendam vormt de scheiding tussen het Cleveringsluizencomplex en de haven van Lauwersoog. De dam beschermt de haven tegen golfindringing vanuit het noordwesten. De bekleding op het buitentalud van de havendam bestaat hoofdzakelijk uit een teen van stortsteen, koperslabblokken, een betonblokglooiing, een diaboolglooiing en wat gras nabij de kruin van de dam. De gemiddelde hoogte van de havendam is NAP +6,4m. De bekleding van de havendam en de verhoogde kruin van de havendam worden niet standzeker beschouwd tijdens een maatgevende storm, waar de achterliggende primaire waterkering op wordt ontworpen.

In de veiligheidsbeoordeling is aangetoond dat de faalkans groot is, tussen de 1/30 tot 1/100 per jaar. In de huidige staat is het aan te nemen dat de bekleding en een deel van de dam weg zullen slaan tijdens een dergelijk zware storm. De ontwerpcondities van de dam zijn niet bekend, maar het is aan te nemen dat de dam niet is ontworpen op een dergelijke zware belasting. Aangezien de dam heel breed is, wordt een deel van het grondlichaam van de dam wel als standzeker beschouwd. De dam zal immers gedurende een storm niet in zijn geheel wegslaan, de belastingsduur is daar te kort voor verondersteld er zal een restprofiel overblijven.

Een kenmerkend dwarsprofiel van de westelijke havendam is in onderstaand figuur weergegeven. In Figuur 6 is een foto van de dijkbekleding van de westelijke havendam weergegeven.



Figuur 5: Kenmerkend dwarsprofiel westelijke havendam



Figuur 6: Foto van de dijkbekleding op de westelijke havendam (van beneden naar boven; stortsteen, koperslabblokken, betonblokken, diaboolglooing en gras)

### De oostelijke havendam

De ligging van de oostelijke havendam is in **Error! Reference source not found.** in blauw aangeduid. De oostelijke havendam beschermt de haven tegen golfindringing vanuit het oosten en het noorden. De havendam maakt de aanlegplaatsen van diverse vissersboten bereikbaar en daarnaast is er horeca aanwezig op de dam. De havendam heeft een relatief lage kruin, welke gemiddeld is gelegen op NAP +4.1m.

De bekleding op het buitentalud van de havendam bestaat hoofdzakelijk uit een teen van stortsteen, koperslakblokken en asfalt tot de kruin van de dam. De koppen van dam zijn bekleedt met natuurlijk basalt.

De bekleding van de havendam en het gehele grondlichaam van de havendam worden niet standzeker beschouwd tijdens een maatgevende storm, waar de achterliggende primaire waterkering op wordt ontworpen. In de huidige staat is het aan te nemen dat de relatief smalle dam in zijn geheel kan weg slaan tijdens een dergelijk zware storm. De dam is waarschijnlijk niet ontworpen op een dergelijke zware belasting. In het verleden zijn bij (veel) minder zware stormen al grote schadegevallen geconstateerd.

Een kenmerkend dwarsprofiel van de oostelijke havendam is in onderstaand figuur weergegeven. In Figuur 13 is een foto van de dijkbekleding van de oostelijke havendam weergegeven.

#### Zeezijde



#### Dwarsprofiel 3

Figuur 7: Kenmerkend dwarsprofiel oostelijke havendam



Figuur 8: Foto van de dijkbekleding op de oostelijke havendam (van beneden naar boven; stortsteen, koperslabblokken, asfalt)

### Het haventerrein

Het haventerrein bestaat uit opgehoogd zand. Een groot deel van de kades bestaan uit damwanden, die ontworpen zijn op hele zware belastingen<sup>1</sup>. De damwanden van de kades zijn ontworpen op belastingen die minder frequent voorkomen dan de ontwerpcondities voor de dijkhoogte en dijkbekleding. Het is dus aan te nemen dat dit terrein standzeker zal zijn tijdens maatgevende stormen<sup>2</sup>. De golfreducerende werking door de hoogte ligging van het haventerrein wordt daarom meegenomen in het dijkontwerp, waarbij een eventuele golfreducerende werking door gebouwen niet wordt meegenomen. Het is immers niet door het waterschap te handhaven dat gebouwen in de komende 50jaar niet mogen worden gesloopt. In **Error! Reference source not found.** is in het lichtgroen het terrein weergegeven dat als standzeker wordt beschouwd. De hoogte van dit terrein varieert, maar is minimaal NAP+2,7m en gemiddeld circa NAP+3,5m.



Figuur 9: Haventerrein, met in lichtgroen het gebied wat als standzeker is verondersteld

<sup>1</sup> Gevolgklasse CC1 – o.b.v. een levensduur van 50 jaar betekent dit een faalkans van orde 1/100.000 per jaar

<sup>2</sup> Het verdient aanbeveling om de staat van de damwanden te onderzoeken.

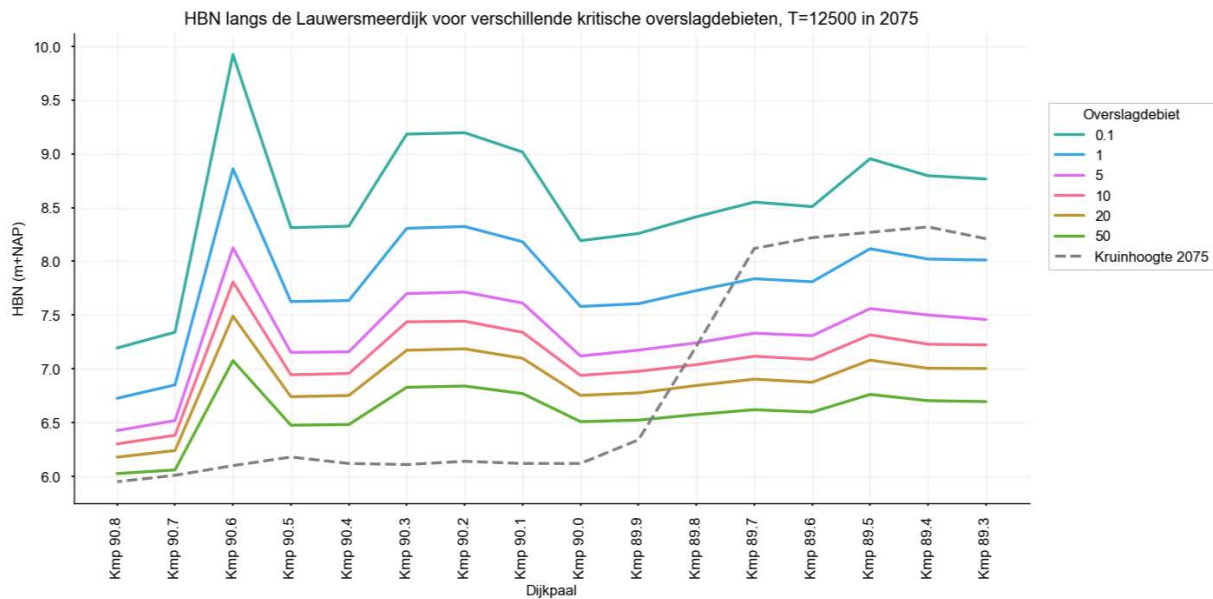
### De versterkingsopgave

Zoals reeds is beschreven voldoet de bekleding op de primaire waterkering niet aan de waterveiligheidseisen en dient deze te worden versterkt. Daarnaast is uit de toetsing gebleken dat dijktrajecten onvoldoende hoog zijn; tijdens zeer zware stormen kan er te veel water over de dijk heen slaan. Hierdoor kan de dijk afkalven en uiteindelijk doorbreken. Op dit moment wordt in een verkenningsfase nagedacht, hoe de dijk versterkt dient te worden om weer minimaal 50jaar voldoende veiligheid te bieden tegen overstromingen. Er wordt nu dus een dijk ontworpen die in 2075 nog voldoende veilig is conform het OI2014 en bestand is tegen een maatgevende combinatie van een waterstand van circa NAP+5,5m met golven van circa 2m hoog. De dijkgeometrie is niet overal gelijk en ook de golfbelasting is niet overal even zwaar, hierdoor verschilt het veiligheidsoordeel en dus de versterkingsopgave van de dijk ook. Voor de havendijk geldt dat alleen westelijk van dijkpaal 89.8 er een hoogte-opgave is, dit is visueel weergegeven in Figuur 10.



Figuur 10: Veiligheidsoordeel voor GEKB (hoogte) voor dijktraject Lauwersmeerdijk - Vierhuizenegat

Het kruinhoogte-tekort en daarmee de versterkingsopgave in het havengebied hangt af van de keuze voor het toelaatbaar golfoverslagdebiet tijdens een maatgevende storm. In een technische beschouwing (opgenomen in de technisch uitgangspuntennotitie van de dijkversterking) is gekozen voor een golfoverslagdebiet van 5 l/s/m voor dit dijktraject. Met dit gekozen golfoverslagdebiet varieert het kruinhoogte-tekort van 0m (geen opgave) tot lokaal bijna 2m. Dit is in meer detail weergegeven in onderstaand figuur.



Figuur 11: Benodigde kruinhoogte (HBN) voor zichtjaar 2075 versus huidige kruinhoogte (gerekend met huidige dijktaluds)

### Analyse

Om te onderzoeken of het versterken van de havendammen effectief bijdraagt aan het verhogen van de waterveiligheid is de invloed van verschillende versterkingsmaatregelen onderzocht. Hierbij is specifiek gekeken of een versterkte havendam de golfaanval op de primaire kering zodoende reduceert dat de versterkingsmaatregelen aan de primaire kering afnemen. Hierbij is gekeken naar de opgave voor hoogte en bekleding.

Belangrijk om te vermelden is dat de havendammen luwte geven aan een bepaald traject van de primaire kering. Dit is weergegeven in onderstaand figuur (Figuur 12). In dit figuur geeft de groene lijn het traject aan, waarbij de westelijke havendam voor reductie van de hydraulische belasting op de primaire waterkering kan zorgen. Buiten dit gebied heeft de westelijke havendam geen golfremmende werking op de primaire waterkering. De gele lijn geeft het gebied aan dat vooral baat kan hebben bij een versterkte en/of verhoogde oostelijke havendam en de rode lijn geeft het deel van de primaire kering aan dat direct achter de havenmonding. Voor dit traject geldt dat tijdens een maatgevende storm golven ongehinderd door havendammen, door de havenmond kunnen lopen en zo tegen de dijk aan kunnen slaan. Op dit traject is de hoogte-opgave nu al het grootst en deze opgave zal dus niet verminderen door het versterken van de havendammen.



Figuur 12: Invloedsgebieden havendammen; groen - westelijke havendam; rood - geen effect; geel - oostelijke havendam

Om de effectiviteit van het versterken van de havendammen te bepalen zijn de volgende situaties beschouwd:

1. Geen havendammen aanwezig tijdens maatgevende (uiterste zware) stormcondities
2. Versterking van de bekleding op de havendammen (zonder kruinverhoging),
3. Versterken van de bekleding op de havendammen en verhogen van de dammen tot NAP 8,4m

In alle gevallen is de golfreducerende werking van het hooggelegen voorland wel meegenomen.

- Situatie 1 beschrijft de huidige situatie in een maatgevende stormconditie. In de huidige staat is het aannemelijk dat de haven zeer zwaar worden beschadigd en mogelijk zelfs geheel wegslaan. Een golfreducerend effect van de havendammen is in deze berekening van de hydraulische belasting aangenomen niet meegenomen;
- Situatie 2 beschouwd een situatie waarbij de bekleding van de havendammen wordt versterkt, zodat de dammen met huidige hoogte standzeker zijn tijdens maatgevende condities;
- Situatie 3 beschouwt een situatie waarbij de dammen zo hoog zijn, dat alle golven vanuit de waddenzee worden gedempt.

Voor de hydraulische belasting op de primaire waterkering is conform de technische uitgangspuntennotitie uitgegaan van:

- Kruinhoogte/GEKB: 1/12.500 per jaar bij doorsnede-eis
- Grasbekleding buitentalud: 1/66.666 per jaar bij doorsnede-eis
- Harde bekledingen: 1/1.000 per jaar voor de maximaal toelaatbare faalkans

Voor de analyse is uitgegaan van twee maatgevende locaties langs de dijk:

- DP89.8 voor het effect achter de oostelijke havendam. Lokale kruinhoogte: NAP +7,31m
- DP90.7 voor het effect achter de westelijke havendam. Lokale kruinhoogte: NAP +6,11m

Deze locaties zijn in Figuur 13 weergegeven.



Figuur 13: Locaties van de maatgevende profielen achter de havendammen

### Opgave-reductie voor Kruinhoogte

Indien de kruinhoogte van de dijk hoger is dan de benodigde kruinhoogte onder maatgevende omstandigheden (voor de ontwerperperiode van de dijk; zichtjaar 2075), is geen kruinverhoging noodzakelijk.

Voor het bepalen van de benodigde kruinhoogte, is het Hydraulisch Belastingniveau (HBN) voor een golfoverslagdebiet van 5l/s/m ter plaatse van de dijk bepaald. In het geval dat er geen havendammen aanwezig zijn (omdat deze bijvoorbeeld bij een storm zwaar zijn beschadigd), gelden de waarden weergegeven in Tabel 1.

Tabel 1: Kruinhoogtes zonder havendammen (situatie 1)

Locatie	Huidige kruinhoogte	Benodigde kruinhoogte (HBN)	Kruinhoogte opgave
DP 89.8 (oostelijke havendam)	NAP +7,31m	NAP +7,30m	-0,01m (geen tekort)
DP 90.7 (westelijke havendam)	NAP +6,11m	NAP +6,59m	0,48m

Voor de verschillende situaties zijn ook de benodigde kruinhoogtes (HBN's) bepaald. De resultaten hiervan zijn in Tabel 2 weergegeven. Voor DP 89.8 is voor de huidige situatie al geen hoogte-tekort, dus voor de scenario's met versterkte dammen al zeker niet.

Voor DP90.7 blijkt dat het hoogte-tekort alleen nipt is opgelost voor de situatie: Versterken van de havendam en verhogen tot NAP +8,4m. In deze situatie is de benodigde kruinhoogte NAP +5,98m, dat is lager dan de bestaande kruinhoogte van NAP +6,11m. Voor de andere scenario's blijft een hoogte-tekort aanwezig.

Tabel 2: Resultaten benodigde kruinhoogte (groen = voldoet, rood = voldoet niet)

Locatie	Huidige kruinhoogte	Benodigde kruinhoogte bij situatie 1	Benodigde kruinhoogte bij situatie 2	Benodigde kruinhoogte bij situatie 3
DP 89.8	NAP +7,31m	NAP +7,30m	NAP +7,30m	NAP +7,30m
DP 90.7	NAP +6,11m	NAP +6,59m	NAP +8,4m	NAP +5,98m



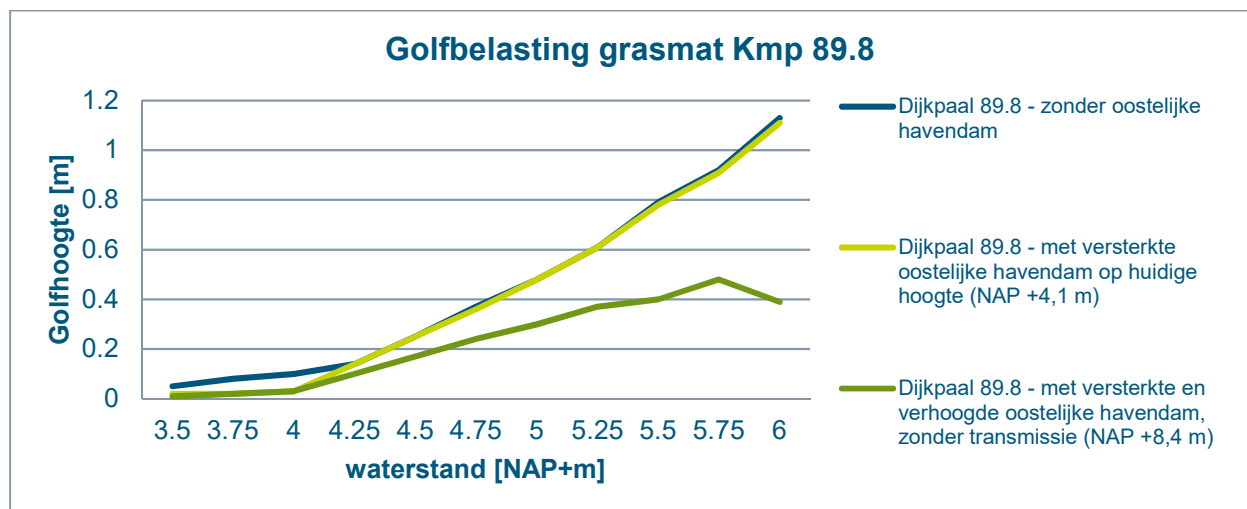
DP 89.8 (oostelijke havendam)	NAP +7,31m	<b>NAP +7,30m</b>	<b>NAP +7,28m</b>	<b>NAP +6,13m</b>
DP 90.7 (westelijke havendam)	NAP +6,11m	<b>NAP +6,59m</b>	<b>NAP +6,40m</b>	<b>NAP +5,98m</b>

### Beperking Bekledingsopgave

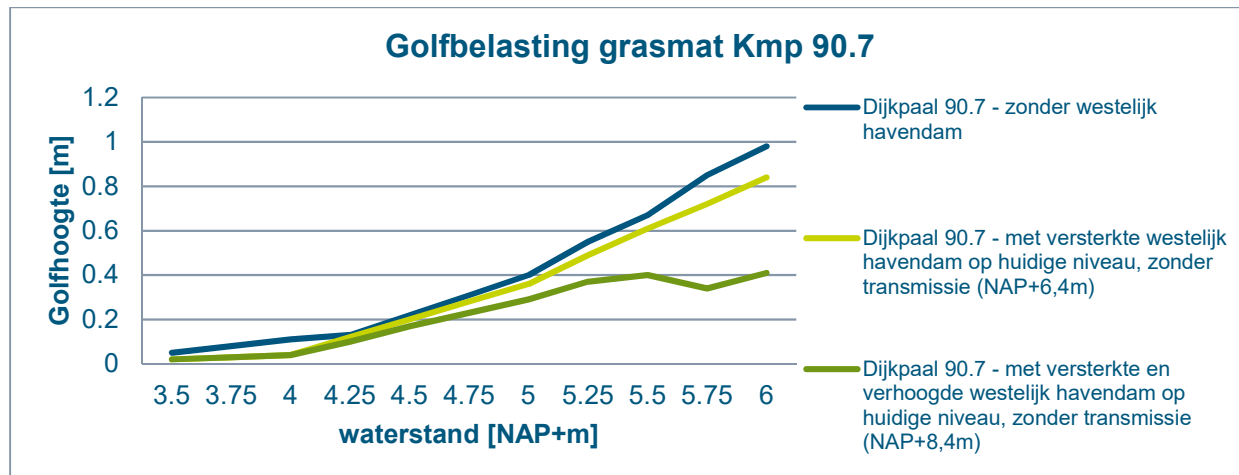
De huidige bekleding van de primaire kering is in dermate slechte staat, dat deze wordt beschouwd als einde levensduur conform beheerdersoordeel Noorderzijlvest. De huidige dijkbekleding op het buitentalud dient dus in alle gevallen vervangen te worden. De versterking van de havendammen kan de opgave aan de bekleding van de primaire waterkering beperken. De golfbelasting op de primaire waterkering neemt af, waardoor kan worden volstaan met een minder zware bekledingstype. Een echte kostenreductie treedt op als een dijkbekleding van klei en gras volstaat in plaats van een harde bekleding (asfalt of zetsteen). Daarom is onderzocht of dit mogelijk is voor de gekozen situaties.

Voor de grasbekleding op het buitentalud zijn de golfcondities voor drie situaties bepaald. In Figuur 14 en Figuur 15 zijn de resultaten voor respectievelijk de oostelijke (DP89.8) en westelijke havendam (DP90.7) weergegeven. De golfhoogtes zijn bij verschillende waterstanden berekend; deze waterstanden staan op de horizontale as, de bijbehorende golfhoogtes op de verticale as.

**N.B.** In de huidige vigerende ontwerpsystematiek geldt een zeer strenge eis voor grasbekledingen. In dit geval dient de grasmat bestand te zijn tegen een situatie die 1/66.666 per jaar (ontwerpeis in 2075) voorkomt conform OI2014. Dit leidt tot een relatief zware golfbelasting en hoge waterstand die de grasmat dient te weerstaan zonder te falen.



Figuur 14: Golfcondities bij 3 scenario's t.p.v. oostelijke havendam (DP 89.8) voor de grasbekleding



Figuur 15: Golfcondities bij 3 scenario's t.p.v. westelijke havendam (DP 90.7) voor de grasbekleding

Uit de resultaten blijkt dat de golfhoogtes voor situatie 2 (versterken bekleding bestaande havendammen) nauwelijks afnemen:

- Voor de oostelijke havendam geldt een reductie van 0-3% t.o.v. de onversterkte dam
- Voor de westelijke havendam geldt een reductie van 5-15% t.o.v. de onversterkte dam

De afname is onvoldoende om te voorkomen dat een harde bekleding op het talud kan worden vermeden.

Voor de zeer extreme versterkingsmaatregel (versterken van de havendam en verhogen tot NAP 8,4m) geldt dat de maatgevende golfhoogte afneemt tot circa 40cm. Dit zijn golvend die lokaal in het havengebied worden opgewekt. Met een maatgevende golfhoogte van circa 0,4m is de toepassing van gras als dijkbekleding wellicht mogelijk, maar dan dient de grasmat continu in zeer goede staat te verkeren. Dit vraagt een frequent en goed beheer- en onderhoudsprogramma.

Bij een minder grote verhoging nemen de maatgevende golfhoogtes toe en kan de primaire waterkering niet alleen met gras worden bekleedt. In dat geval moet er ook minimaal nieuw asfalt en/of nieuw zetsteen worden aangebracht op de primaire waterkering. Hieruit kan worden geconcludeerd dat het verhogen van de havendammen tot een niveau onder de NAP+8,4m niet leidt tot significante kostenreducties voor de versterking van de bekleding aan de primaire waterkering.

## Conclusie betreffende waterveiligheid en relatie tot mogelijke koppelpkans

### Oostelijke havendam

De analyse laat zien dat het versterken van de oostelijke havendam niet leidt tot een reducering van de versterkingsopgave aan de primaire waterkering. De kruinhoogte van de waterkering is in de huidige situatie al voldoende hoog. Daarnaast blijft de opgave aan de bekleding van de dijk op het buitentalud ongewijzigd omdat deze einde levensduur is.

Het versterken en verhogen van de oostelijke havendam is dus geen bouwsteen gebleken voor de versterking van de primaire waterkering. Het versterken van de oostelijke havendam kan voor de waterveiligheid enkel leiden tot extra robuustheid; de kruinhoogte van de achterliggende waterkering zal langer dan 50jaar (de versterkingsopgave) voldoen. Echter het versterken van de havendam dient dan wel zo te gebeuren dat de bekleding voldoende sterk is om standzeker te zijn tijdens een maatgevende storm, dit betekent dat de hele huidige vervangen/versterkt dient te worden en dat de havendam als primaire waterkering wordt aangemerkt. Dit zal hele hoge kosten met zich meebrengen, die niet subsidiabel zijn binnen het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP). Het versterken van de huidige bekleding met zetsteen (bestand tegen zware stormen) wordt geschat op circa 2,5miljoen euro (investeringskosten). Het verhogen (uitbreiding richting Waddenzee) verhoogt deze kosten met minimaal 1,5 miljoen euro.

Het versterken en verhogen van de oostelijke havendam kan mogelijk wel interessant zijn als meekoppelpkans om de wateroverlast in het havengebied die ontstaat bij flinke stormen te reduceren. De havendam hoeft dan niet versterkt te worden conform de strenge eisen die worden gesteld aan een primaire waterkering, waardoor tot een minder zwaar (en dus goedkoper) ontwerp kan worden gekomen. Om de overlast te beperken zal de dam wel verhoogd moeten worden. Indien gewenst zal de havenbeheerder (EHL) een kosten-batenanalyse moeten laten uitvoeren; Het verhogen van de oostelijk havendam zal de wateroverlast beperken. Het verhogen van de dam is technisch mogelijk maar wel kostbaar. De vraag is of deze investering kostenefficiënt is. Circa eens in de twee jaar ontstaan situaties die als onveilig kunnen worden beschreven. Een paar keer per jaar is het aannemelijk dat de werkbaarheid op en rond de dam wordt verstoord.

### Westelijke havendam

Het versterken van de westelijke havendam leidt tot een beperkte reducering van de kruinhoogte-opgave. Indien de hele bekleding wordt versterkt conform de eisen die gelden voor een primaire waterkering (situatie 2) wordt een benodigde kruinhoogte-reductie berekend van circa 19cm. De reductie loopt voor situatie 3 (verhoging dam en versterking bekleding) op tot circa 60cm, hierbij wordt de totale hoogte-opgave teniet gedaan. Hierbij dient wel de hele bekleding op de havendam te worden vervangen en tevens dient de dam verhoogd te worden. Dit is een opgave die naast het vervangen van de huidige dijkbekleding op de primaire kering dient te worden uitgevoerd. Daarnaast dient de havendam ook als primaire waterkering te worden beschouwd en dus ook op een dergelijke wijze te worden beheerd. Al met al lopen de kosten enorm op, terwijl er genoeg andere bouwstenen zijn die veel effectiever zijn om de hoogte-opgave op te lossen. Het versterken van de westelijke havendam kan voor de waterveiligheidsopgave worden beschouwd als niet reële bouwsteen. Er zal circa 15.000m<sup>2</sup> harde bekleding aangebracht moeten worden, de kosten worden geschat op circa 2,5 miljoen euro. Dit is exclusief verhogingen en versterkingen die benodigd zijn voor de stabiliteit van de dam. Er zijn andere bouwstenen die effectiever zijn en daarnaast vele malen goedkoper zullen zijn. Het HWBP zal deze bouwsteen niet subsidiabel achten.

Een mogelijke meekoppelpkans die mogelijk wel interessant is, is het combineren van de dijkversterking met groot onderhoud aan de havendam. Het waterschap dient een keuze te maken of dit interessant is en zo ja dient de scope van dit onderhoud te worden bepaald. De scope kan worden bepaald door de huidige bekleding van de havendam te inspecteren en een schatting te maken van de restlevensduur.

Op deze manier kan een gedegen keuze gemaakt worden over de eventuele versterking/renovatie van de westelijke havendam.

## **Bijlage 5 Samenvatting wijzigingen ambtshalve zienswijzen**

## 1.1 Wijzigingen ten opzichte van het Ontwerp Projectplan Waterwet

Op 8 februari heeft het Dagelijks Bestuur van Waterschap Noorderzijlvest het Ontwerp Projectplan Waterwet vastgesteld. In het voorliggende Projectplan Waterwet zijn aantal wijzigingen doorgevoerd vanwege:

1. Actuele technische inzichten.
2. Actuele ecologische inzichten.
3. Actualisering naar aanleiding van het uitvoerings gereed maken van het ontwerp.
4. Zienswijzen.
5. Toetsingsadvies Commissie voor de m.e.r.;
6. Redactionele wijzigingen.

### 1.1.1 Actuele technische inzichten

Het Ontwerp Projectplan Waterwet is gebaseerd op het Integraal Voorontwerp. Parallel aan het schrijven van het OPPW en het ter inzage leggen is het Voorontwerp uitgewerkt tot een Definitief Ontwerp (DO). Bij deze uitwerking zijn nieuwe technische inzichten naar voren gekomen die tot verdere detaillering en beperkte wijzigingen hebben geleid in het PPW:

- Bodembescherming aan de buitenzijde van de dijkdoorkruising: om de waterveiligheid van de dijkdoorkruising te waarborgen in dagelijkse omstandigheden en tijdens extreme omstandigheden is een bodembescherming nodig. De afmetingen en diepte zijn in het ontwerpproces gewijzigd: de bodembescherming is iets groter geworden en komt dieper te liggen. Voor de bodembescherming wordt van de bestaande strekdam een tijdelijke werkbaan gemaakt. Vanaf deze werkbaan wordt met een kraan de geul uitgegraven en de bodembescherming aangebracht. Daar waar niet van vanaf de werkbaan gewerkt kan worden (buiten bereik van de kraan) wordt vanaf een ponton en een wadkraan de geul ontgraven. De (ecologische) effecten hiervan zijn opnieuw bepaald.
- Trapelementen als bekleding en twee uitzichtpunten: om te voldoen aan de waterveiligheidsnorm bij de eerste radarpost en bij de dijkdoorkruising is extra en andere bekleding nodig dan voorzien. Hier wordt bekleding aangebracht in de vorm van trapelementen op de dijk. Zonder deze trapelementen is de golfoverslag te groot en zou de dijk aanzienlijk hoger moeten worden. Als gevolg daarvan zou de dijk ook breder worden en niet meer inpasbaar zijn in de beschikbare ruimte. Daarom is gekozen voor deze oplossing. De trapelementen zijn ook te gebruiken als uitzichtpunt van de dijk over het Wad.
- Vispassages stuwen worden 'De Wit' vispassages. Bij de Herculesstuw en Delimitantenstuw komen vispassages voor het ecologisch koppelproject vismigratie en zoet-zout overgang. In het OPPW staat dat er v-vormige vispassages komen. Deze werken ecologisch minder goed en daarom is gekozen voor een ander type vispassage, een 'De Wit' vispassage. Het ruimtebeslag en de functie blijven gelijk, de uitvoeringswijze verandert.
- De te ontwikkelen kwelderoppervlakte is verkleind naar 22 ha. In het OPPW was een nieuwe kwelder voorzien van 35 ha, te vormen met rijshoutendammen. Om de twee meest noordelijke dammen in het ontwerp bestand te maken tegen golven en stroming is een kistdam-constructie nodig. Dit is vanuit morfologie, ecologie en beheer ongewenst. In overleg met beheerder Rijkswaterstaat is daarom besloten deze twee noordelijke dammen te laten vervallen. Met de rijshoutendammen in het huidige ontwerp ontwikkelt maximaal 22 ha kwelder.

### 1.1.2 Actuele ecologische inzichten

Naast deze technische inzichten zijn er ook nieuwe ecologische inzichten opgedaan. Deze nieuwe ecologische inzichten hebben geleid tot een aantal wijzigingen, die opnieuw zijn besproken met betrokken ecologen, stakeholders en het bevoegd gezag. Dit heeft geleid tot de volgende wijziging:

- Het verleggen van het startpunt van het Laarzenpad op de kwelder en het Laarzenpad in het broedseizoen afsluiten van het Laarzenpad om verstoring tegen te gaan. Afsluiten Laarzenpad maakt dat afsluiting van het fietspad op de dijk komt te vervallen. In de Passende Beoordeling is geconcludeerd dat er door de aanleg van de dijkversterking en de verplaatsing van het fietspad op de dijk te veel verstoring van broedvogels op de kwelder kan optreden. Bevoegd gezag heeft in haar Wet Natuurbescherming vergunning aangegeven dat het Laarzenpad afsluiten als mitigerende maatregel genomen kan worden.

Na overleg met het bevoegd gezag en een extra analyse van de verstoring is beoordeeld dat de verstoring in het broedseizoen met name wordt veroorzaakt door gebruikers van het Laarzenpad. Daarom is besloten niet het fietspad maar het Laarzenpad af te sluiten in het broedseizoen. Daarnaast blijkt dat door de nieuwe inrichting van de dijk met grove breukstenen aan de teen van de dijk, het huidige startpunt van het Laarzenpad in de toekomst niet veilig toegankelijk is. In overleg met de eigenaar van het Laarzenpad wordt het startpunt verlegd naar een veilige locatie.

### 1.1.3 Actualisering vanwege uitvoerings gereed maken van het ontwerp

Naast de actuele technische en ecologische inzichten (paragraaf 1.5.1 en 1.5.2) is ook een aantal tevens actualisaties uitgevoerd, naar aanleiding van het uitvoeringsgereed maken van het ontwerp: :

- Aanpassing ruimtelijke inpassing haven. De ruimtelijke inpassing haven is gewijzigd om te kunnen voldoen aan alle veiligheids- en esthetische eisen. Deze wijzigingen passen binnen de voorwaarden van de omgevingsvergunning en zijn waar nodig verwerkt in paragraaf 5.1.1 van het Projectplan Waterwet?. De belangrijkste wijzigingen zijn:
  - Aanpassing van de kerende hoogte damwand in sectie 7 van NAP+7,05 m naar NAP+7,30 m.
  - Huidige beplanting voor de parkeergarage kan behouden blijven.
  - Aanpassen kleurstellingen damwanden.
  - Detailinrichting wandelpromenade met zitelementen.
- In de haven worden damwanden mogelijk aangebracht door middel van voorgraven in verband met de verstoringslaag in ondergrond. Dit is toegevoegd in hoofdstuk 6 van het PPW.
- Realisatie duurt één jaar langer, tot en met 2026. De uitvoering wijzigt in beperkte mate en duurt een jaar langer. Dit kwam naar voren doordat de ontwerpen verder zijn doorontwikkeld en daardoor andere uitvoeringsswijzen gunstiger blijken. Daarnaast vraagt de levering van het benodigd materiaal op dit moment meer tijd door schaarste. Om deze redenen start de uitvoering medio 2023 niet direct na het stormseizoen, maar medio 2023. Hierdoor is een extra jaar uitvoering nodig om de werkzaamheden aan de dijk af te kunnen ronden, buiten het stormseizoen en de schietweken op het militair oefenterrein.
- Bronbemaling nodig voor aanleg dijkdoorkruising. De uitvoeringsswijze van de dijkdoorkruising is aangepast,. Deze wordt nu uitgevoerd in een bouwkuip met bronbemaling. Er wordt geen onderwaterbeton meer toegepast.

### 1.1.4 Zienswijzen

Op het OPPW zijn door drie belanghebbenden zienswijzen ingediend, welke hebben geleid tot een aantal wijzigingen:

- Het afsluiten van extra fiets- en wandelpaden door de Marnewaard tijdens de uitvoering. Op verzoek van Defensie worden de fiets en wandelroutes langs het oefendorp afgesloten om de veiligheid te waarborgen.
- Het intact laten van de watergang langs de Westpolder: in het OPPW stond dat het profiel van de dijksloot aan de binnenzijde van de Westpolder wordt aangepast en uitgediept. Dit is echter niet juist. Het profiel en diepte van deze sloot worden niet aangepast. De aangrenzende grondeigenaren vinden het aanpassen van het profiel niet wenselijk en het is niet nodig voor de werking van de Vismigratie en het zoet zout overgangsgebied Marnewaard. Daarom wijzigt het profiel van de dijksloot niet.
- Duidelijk onderbouwen van de gevolgen van de 2e ontsluitingsweg. Het was niet voldoende duidelijk hoe de verkeerssituatie gaat wijzigen met de aanleg van de 2e ontsluitingsweg naar de haven. Dit is beter beschreven.
- Duidelijk onderbouwen van het ecologisch effect van rifelementen: . Het was niet voldoende duidelijk dat het plaatsen van de rifelementen niet leidt tot een significant negatief effect op bestaande natuur. Een extra analyse is uitgevoerd en het effect is beter beschreven.
- Toevoegen van het effect van maatregelen op mogelijkheden voor de visserij. Niet alle visserijbelangen waren goed beschreven in het OPPW. De ontbrekende kennis is in samenwerking met de visserijsector aangevuld en beter beschreven.

### 1.1.5 Toetsingsadvies Commissie voor de m.e.r

De Commissie voor de m.e.r. heeft op 17 mei 2022 het Voorlopig Toetsingsadvies, met kenmerk 3433, uitgebracht. Naar aanleiding hiervan is de Aanvulling MER Dijkversterking Lauwersmeerdijk - Verhuizergat” opgesteld. Naar aanleiding van het voorlopig Toetsingsadvies is het Projectplan ten opzichte van het Ontwerp Projectplan als volgt gewijzigd:

- In de veiligheids- en versterkingsopgave is duidelijker aangegeven hoe het waterschap is omgegaan met het beheerdersoordeel in het algemeen en specifiek waarom het uitgangspunt voor het overslagdebiet niet overal gelijk is.
- Nader inzicht is gegeven in de effecten op stikstofdepositie door aanlegwerkzaamheden. Het waterschap verwacht met de inzet van emissiebeperkend materieel 50% emissiereductie te halen. Daarnaast is beter omschreven dat de resterende emissie op N2000 gebied De Waddenzee erg klein is en geen gevolgen heeft voor de instandhoudingsdoelstellingen.
- Met een kwantitatieve analyse is nader inzicht gegeven in de voor- en nadelen van de ecologische koppelprojecten.
- In de tekst is duidelijker beschreven dat voor het overgrote deel van de kering er geen extra ruimtebeslag nodig is in de Waddenzee of aan de landzijde van de dijk. Alleen het inpassen van de tweede ontsluitingsweg en het aanbrengen van de bodembescherming in de Waddenzee voor de dijkdoorkruising leidt tot 0,83 ha extra ruimtebeslag in de Waddenzee buiten de huidige grenzen van de kering.
- Met deze dijkversterking wil het waterschap een maximale en aantoonbare duurzaamheidswinst op de thema's circulariteit, energie & klimaat en ruimtelijke kwaliteit realiseren. Dat ontbrak in het OPPW.

### **1.1.6 Redactionele wijzigingen**

Wanneer de wijzigingen hebben geleid tot een aangepaste situatietekening of verbeelding is in het Projectplan de aangepaste figuur opgenomen. In de zienswijzenreactienota zijn de aangepaste figuren en figuren waarop de wijzigingen zichtbaar zijn gemaakt opgenomen. Ook zijn diverse redactionele verbeteringen doorgevoerd, zoals correctie van spel- en grammaticafouten en tekstverduidelijkingen.