

Analyse waterveiligheid boorpalenwand (onderdeel D)

Onderzoek dijkversterking Kinderdijk-Schoonhovenseveer (KIS), fase 3



Analyse waterveiligheid boorpalenwand (onderdeel D)

Onderzoek dijkversterking Kinderdijk-Schoonhovenseveer (KIS), fase 3

Auteur(s)

Huub De Bruijn

Marc Fransen

Ton Peters

Foto voorpagina

Cees van der Wal

Analyse waterveiligheid boorpalenwand (onderdeel D)

Onderzoek dijkversterking Kinderdijk-Schoonhovenseveer (KIS), fase 3

Opdrachtgever	Waterschap Rivierenland
Contactpersoon	Martijn van den Elzen
Referenties	Deltares. (Juli 2021). Spoedadvies Analyse waterveiligheid Kinderdijk-Schoonhovenseveer, kenmerk 11207207-002-GEO-0004. Deltares. (Februari 2022). Rapport Analyse waterveiligheid Kinderdijk-Schoonhovenseveer, met kenmerk 11207207-005-GEO-0016.
Trefwoorden	Dijkversterking Kinderdijk-Schoonhovenseveer, boorpalenwand, waterveiligheid, vernatting, vervorming, monitoring

Documentgegevens

Versie	3.0
Datum	10-09-2024
Projectnummer	11208554-005
Document ID	11208554-005-GEO-0004
Pagina's	100
Classificatie	
Status	definitief

Auteur(s)

	Huub De Bruijn	
	Marc Fransen	
	Ton Peters	

Begrippenlijst

Afspankracht	De ontwerpkracht waarmee een ankerstreng wordt aangetrokken t.o.v. de boorpalen en gording. Ook wel voorspankracht genoemd.
Ankerlichaam	Het (grout)lichaam van de verankering dat de uittrekeerstand dient te mobiliseren.
Autonome bodemdaling	Doorgaande maaiveld daling ten opzichte van een referentiepeil als gevolg van het inklinken van slappe lagen door oxidatie en/of verdichting.
Barettewand	Een wand opgebouwd uit diepwandpanelen, die niet met een voegconstructie met elkaar verbonden zijn, maar los van elkaar staan.
Betoneergrafiek	Een grafiek die het verbruikte volume gestort beton over de lengte van een boorpaal vergelijkt met het theoretische volume.
Bezwijken	Het optreden van verlies van inwendig evenwicht (bijvoorbeeld afschuiven) en/of het optreden van verlies van samenhang in materiaal (bijvoorbeeld het verweken) en/of het optreden van ontoelaatbaar grote vervormingen van de waterkering
BOI	Beoordelings- en Ontwerp Instrumentarium
Boorpalenwand	Een langsconstructie in de waterkering bestaande uit boorpalen, gording en verankering die tot doel heeft de weerstand tegen instabiliteit te vergroten.
Buitenwaterstand	De waterstand aan de waterzijde (buitenzijde) van de kering, die direct onder invloed staat van waterstand op zee of de grote rivieren.
Controleproef verankering	Een belastingproef op het anker om te controleren dat een anker een bepaalde ontwerpbelasting kan houden.
Discontinue wanden	Wanden waar de constructieve wandelementen niet aaneengesloten in het verlengde van elkaar worden aangebracht maar wel onderling met elkaar zijn verbonden door middel van een doorlopende gording.
Diepwand	Een verticaal in de grond geplaatste doorgaande wand die bestaat uit betonnen gewapende panelen, die tegen elkaar zijn gestort.
Dijkvak	Een deel van een dijktraject waarin voor het te toetsen faalmechanisme min of meer gelijke geometrie, dijkopbouw, ondergrond en hydraulische belastingen mogen worden verondersteld.
Doorgaande wand	Een doorgaande langsconstructie waar de onderlinge elementen aansluitend zijn geplaatst en in zekere mate met elkaar zijn verbonden.
Eindige-Elementen Methode	(EEM) Numerieke methode voor het bij gegeven belastingen berekenen van spanningen, vervormingen en waterspanningen in grond en/of constructies, door middel van discretisatie in ruimte en tijd.
Extreme hydraulische belastingcondities	De omstandigheden waarbij het in rekening te brengen waterspanningsverloop moet worden bepaald. Deze

	omstandigheden zijn verschillend voor binnenwaartse en buitenwaartse stabiliteit.
Faalmechanisme	De wijze waarop de waterkering zijn kerende functie verliest, bijvoorbeeld door macro-instabiliteit.
Falen	Het overschrijden van een grenstoestand.
Freatische vlak	De vrije grondwaterspiegel, waar de waterdruk gelijk is aan nul.
Gemiddelde hoog water (GHW)	De gemiddelde hoogte van hoogwater op een locatie over een periode van 19 jaar (in een getijdegebied)
Groene dijk	Een dijk die zijn sterkte uitsluitend aan grond ontleent, zonder toepassing van constructieve elementen.
Geschiktheidsproef verankering	Een controleproef met een verlengde tijdsduur van de belasting op het anker.
Grenspotentiaal	De stijghoogte in de watervoerende zandlaag achter de dijk (aan polderzijde) waarbij er nog juist verticaal evenwicht is tussen het gewicht van het erboven liggende pakket slappe lagen en de genoemde stijghoogte.
Heave	Situatie waarbij verticale korrelspanningen in een zandlaag wegvallen onder invloed van een verticale grondwaterstroming.
Hydraulische kortsluiting	In dit rapport wordt hiermee bedoeld op een kortsluiting (lekkage) tussen de pleistocene zandlaag en de tussenzandlaag. Dit kan als gevolg van de installatie van de boorpalenwand optreden of heeft een natuurlijke oorsprong als gevolg van geologische processen.
Indringingslaag/Indringingszone	De verticale of horizontale afstand waarover in slappe lagen het effect van een hoogwatergolf op de waterspanning in rekening wordt gebracht.
Inklinking	Verticale vervorming van grond als gevolg van volumevermindering door onttrekken van grondwater en dicht drukken van poriën
Karakteristieke waarde	Waarde van een stochastisch variabele met een voorgeschreven onder- of overschrijdingskans. De karakteristieke sterkte van grond is bijvoorbeeld de sterkte met 5 % onderschrijdingskans.
Kruipvervorming	Doorgaande (plastische) vervormingen van de grond bij gelijkblijvende belasting
Kruipmetingen	Onderdeel van controle- en geschiktheidsproeven is het meten van de verplaatsing van de ankerstreng wanneer deze maximaal wordt belast.
Kortsluiting	Het aanwezig zijn van een al dan niet op natuurlijke wijze ontstane verbinding tussen verschillende watervoerende zandlagen of een verbinding tussen een watervoerende zandlaag en freatisch grondwater. Het is mogelijk dat er door menselijk handelen kortsluiting optreedt tussen verschillende watervoerende zandlagen, bijvoorbeeld tussen de tussenzandlaag en de pleistocene diepgelegen zandlaag.
LBO	Landelijke Beoordelingsronde
Lekkage	Een (veelal geconcentreerde) stroming door een slecht doorlatende laag als gevolg van een verbinding (kortsluiting) tussen verschillende watervoerende lagen. Voorbeelden zijn lekkage langs het anker of de boorpaal van het watervoerende pakket naar de freatische grondwaterstand.
Macro-instabiliteit	Het afschuiven van grote delen van het grondlichaam van een dijk langs rechte of gebogen glijvlakken, dan wel het

	evenwichtsverlies ten gevolge van het ontstaan van grote plastische zones.
MHW	Maatgevende Hoogwaterstand. Buitenwaterstand die wordt gehanteerd voor beoordeling of ontwerp van een waterkering.
Opbarsten	Scheuren (bezwijken) van de binnendijs gelegen afdekkende laag, die is opgedreven als gevolg van een te grote wateroverspanning in de daaronder gelegen watervoerende laag.
Opdrijven	Opdrijven (hydraulische grondbreuk) treedt op als de waterdruk in de bodem groter wordt dan het gewicht van het bovenliggende grondpakket.
OSPW	Ontwerphandleiding Stabiliteitsschermen in Primaire Waterkeringen
Overstromingskans	De kans dat een gebied overstroomt doordat een dijktraject zijn kerende functie verliest.
Palenwand	Een wand bestaande uit losstaande boorpalen, waarbij tussen de afzonderlijke palen bewust nog grond zit.
Pastas	Open source tijdreeksanalyse-software Pastas die veelal wordt gebruikt om voor analyse van peilbuismetingen.
Planperiode (PP)	De periode waarvoor het plan of de beoordeling geldig is (ook wel zichtperiode genoemd)
PLAXIS	De eindige-elementensoftware die veelal wordt gebruikt voor geotechnische analyse van langsconstructies
Pleistocene zandlaag (PL)	Watervoerende zandlaag behorende tot het Pleistoceen waarin de stijghoogten van het grondwater reageren op de hoogte van de buitenwaterstand.
POP	Pre Overburden Pressure
PPE	POVM Publicatie 'EEM toepassing binnen het ontwerp'
PPL	POVM Publicatie 'Stabiliteitsverhogende Langsconstructies'
Referentiehoogte	De referentiehoogte ofwel peil waaraan hoogtemetingen worden gerelateerd. Het Normaal Amsterdams Peil (meestal afgekort tot NAP) is de referentiehoogte in Nederland.
Representatieve waarde	De waarde die door toepassing van een partiële factor tot een rekenwaarde leidt. Doorgaans gelijk aan de ongunstig gekozen karakteristieke waarde.
Rekenwaarde	De rekenwaarde is de representatieve waarde gedeeld door (sterkte) - of vermenigvuldigd met (belasting) - een partiële veiligheidsfactor.
Respons	De respons is de reactie van de stijghoogte in een watervoerende zandlaag op het rivierpeil (het getij) rivierpeil.
Responsfactor	De responsfactor is het verschil tussen de hoogste en laagste stijghoogte in een watervoerende zandlaag gedeeld door het verschil in hoog- en laagwater op de rivier tijdens een getijcyclus.
Risico	De kans van optreden van een ongewenste gebeurtenis maal de potentiële gevolgen van het optreden ervan.
Soft Soil Creep (SSC)	Het kruipmodel geïmplementeerd in PLAXIS
Snijden	Het lokaal bezwijken van grond rond (of tussen) de constructieve elementen.
Strenganker	Verankering van een constructie doormiddel van een bundel strengen die aan één zijde vast is gezet in de constructie en aan de andere zijde vast zit in een groutlichaam. Het strenganker is al dan niet afgespannen afhankelijk van het type.

Tussenzandlaag (TZ)	Watervoerende zandlaag van over het algemeen geringe dikte (KIS: enkele meters) waarin de stijghoogten van het grondwater reageren op de hoogte van de buitenwaterstand
Unity Check	De verhouding tussen de rekenwaarde en de maximaal toelaatbare waarde van spanningen, krachten en momenten in constructies.
Verankering	De constructie waarmee een langsconstructie aan bovenzijde wordt vastgezet door verbinding met een dieper gelegen ankerlichaam
Verdroging	Vergroting van de ontwateringsdiepte (de diepte van maaiveld tot het freatische vlak of grondwaterstand) t.o.v. de initiële situatie.
Vernatting	Een structurele afname van de afstand tussen het maaiveld en de freatische grondwaterstand (of vrije waterspiegel). De afstand tussen het maaiveld en de freatische grondwaterstand is de ontwateringsdiepte. We spreken van vernatting bij afname van de ontwateringsdiepte, dus bij het dalen van het maaiveld bij een gelijkblijvende freatische grondwaterstand, bij het stijgen van de freatische grondwaterstand bij gelijkblijvend peil van het maaiveld, of bij een combinatie van deze effecten.
Verwachtingswaarde	Het gewogen gemiddelde van een stochastische variabele.
Volumieke Rek (VR)	Een methode in PLAXIS om een volume verandering in verticale, horizontale of hoogte door te voeren.
WBN	Waterstand Bij de Norm
WBI	Wettelijk Beoordelings Instrumentarium
Zetting	Verticale verplaatsing door kruip van samendrukbare lagen in de ondergrond, als gevolg van een bovenbelasting, de eigen massa en verdere oorzaken.

Samenvatting

In het tracé KIS zijn dijkversterkingen met constructies en dijkversterkingen in grond uitgevoerd. De constructieve oplossingen zijn gevormd door type 1 constructies (zelfstandige waterkering) en type 2 constructies (stabiliteitsverhogende langsconstructies). De type 1 constructies zijn in de vorm van een zogenaamde barettenwand en een diepwand, de type 2 in de vorm van een verankerde boorpalenwand en een verankerde stalen damwand bij de haven. De boorpalenwand wordt gevormd door in de grond gevormde gewapende betonpalen met een diameter van 1,07 m en met een hart-op-hartafstand van 2,14 m. Aan de bovenzijde zijn de boorpalen verbonden met een betonnen gording die is verankerd met strengankers, eveneens hart-op-hart 2,14 m.

Tijdens en nadat de dijkversterking gereed is gekomen zijn er verschillende schademeldingen met betrekking tot vervormingen en vooral vernatting langs het traject die vragen oproepen over het goed functioneren van de boorpalenwand.

In het rapport 'de Lekdijk Lekgestoken!' (Baars, April 2021) wordt een relatie beschreven van uitgevoerde werkzaamheden ten behoeve van de dijkversterking en deze gemelde schades. Daarnaast wordt in dit rapport de installatie van de boorpalenwand in verband gebracht met de vernatting achter de dijk. Naast wateroverlast wordt gesteld dat de waterveiligheid van de met een boorpalenwand versterkte dijk in het geding is.

In April 2021 was dit aanleiding voor Waterschap Rivierenland om Deltares te vragen een onafhankelijk onderzoek uit te voeren naar de waterveiligheid van de dijk en de uitvoering van de dijkversterking. Het onderzoek van Deltares bestond uit twee fases. De meest urgente vraag, is er sprake van een acuut waterveiligheidsrisico, is onderzocht in de eerste fase. De belangrijkste conclusie van de eerste fase van het onderzoek (Deltares, Juli 2021) was: *“Uit het door Deltares uitgevoerde onderzoek van de waterveiligheid van de dijk tussen Kinderdijk – Schoonhovenseveer zijn er geen aanwijzingen gevonden dat er sprake is van een acuut waterveiligheidsrisico. Ook met inachtneming van nieuwe inzichten voor waterspanningen en realisatie van de constructieve elementen voldoet de huidige dijk nu (ruim) aan de destijds geldende norm en ontwerpmethodiek met betrekking tot de waterveiligheid op basis waarvan deze in de periode van 2013 tot 2018 is versterkt.”*

In de tweede fase van het onderzoek is onderzocht of de dijkversterking op de juiste manier is uitgevoerd en of dit mogelijk heeft geleid tot schade en overlast in de omgeving. De belangrijkste conclusie uit de tweede fase van het onderzoek (Deltares, Februari 2022) was: *“Er is besloten de toelaatbare vervormingen van de panden te verruimen. Dit door van een maximaal toelaatbare absolute verplaatsing over te gaan op een maximaal toelaatbaar verschil in verplaatsing over een bepaalde afstand (hoekverdraaiing). Het monitoringsplan is hierbij niet aangepast. Er is niet frequent genoeg en niet op voldoende plaatsen gemonitord. Dat schade aan panden is opgetreden lijkt het gevolg van het toelaten van meer vervorming en het ontbreken van mogelijkheden om via monitoring adequaat bij te sturen.”*

Nadat het Deltares onderzoek van fase 1 en fase 2 was voltooid zijn deze rapporten aan het Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW) voorgelegd. In het advies daarover van ENW (ENW, December 2021) wordt het volgende zorgpunt aangegeven:

“Hoewel boorpalen vaker worden toegepast, is de goede kwaliteit niet bij elke bodemopbouw vanzelfsprekend. Bij Kinderdijk-Schoonhovenseveer betreft het een eerste toepassing bij een dijkversterking. De waargenomen vernatting en vervorming, in combinatie met de specifieke kenmerken van de omgeving, maken dat naar het oordeel van het ENW niet zonder meer op de goede kwaliteit van de boorpalen gerekend mag worden.

Het is naar mening van het ENW onbevredigend dat in de analyse van Deltares op de kwaliteit van de boorpalen wordt vertrouwd zonder sluitende verklaring voor de vernatting en de vervormingen. Voor een definitief oordeel over de waterveiligheid wordt onderzoek naar de oorzaak van de vernatting en de gerealiseerde kwaliteit van de boorpalen aanbevolen.”

Om de waargenomen signalen te kunnen duiden en te kunnen beoordelen of er een waterveiligheidsrisico is, zijn door Waterschap Rivierenland een aantal onderzoeksvragen gesteld aan Deltares. Deze vragen betreffen het fase 3 onderzoek en bestaat uit de volgende deelonderzoeken:

- A. **Onderzoek naar de oorzaken van vernatting** in het gebied langs de dijk (Deltares, 2024a).
- B. Bekijken of er technische maatregelen of mogelijkheden zijn om overlast door vernatting te beperken.
- C. Beschouwing van de kans en het gevolg van een mindere **kwaliteit van de boorpalenwand** voor de waterveiligheid van de dijk na dijkversterking (Deltares, 2024b).
- D. Het **beoordelen van de waterveiligheid** van de dijkversterking met een boorpalenwand in relatie tot de vernatting, verminderde kwaliteit boorpalenwand, lokaal grondgedrag (deze rapportage).

Om de waterveiligheid te kunnen beoordelen in onderdeel D, wordt gebruik gemaakt van de deelonderzoeken van onderdeel A en C, waar resultaten staan beschreven betreffende:

- De geohydrologie rondom de boorpalenwand (is er sprake van lekkage tussen de tussenzandlaag en de Pleistocene zandlaag als gevolg van de boorpalenwand).
- De kwaliteit van de boorpalenwand.
- De waterveiligheid van de boorpalenwand inclusief scenario's voor afwijking van de lokale grondsterkte en stijfheid; kwaliteit boorpalenwand en geohydrologie met een eventuele kortsluiting.

Interne en externe kwaliteitsborging van dit onderzoek

Het onderzoek is onderverdeeld in onderdelen A, B, C en D die zijn opgepakt in werkpakketten. Dit rapport betreft onderdeel D en bevat de conclusies betreffende de waterveiligheid van de boorpalenwand. In deze samenvatting wordt ook kort ingegaan op de belangrijkste resultaten van onderdelen A en C, omdat dat belangrijke input betreft voor de waterveiligheidsbeoordeling.

De interne Kwaliteitsborging van Deltares is verzorgd door specialisten. De interne kwaliteitsborging ziet erop toe dat het Deltares rapport voldoet aan de kwaliteitsindicatoren die van dit kennisinstituut worden verwacht, dat feiten verifieerbaar zijn, dat stellingen of standpunten door Deltares breed gedragen zijn en het advies duidelijk is en aan de vraagstelling voldoet.

Waterschap Rivierenland heeft een reviewcommissie ingesteld. Deze reviewcommissie heeft een uitspraak gedaan over de aanpak en zijn tussentijds geïnformeerd over de verkregen resultaten en nadere uitwerkingen van de analyses in onderdeel D. Op basis van de opmerkingen van deze reviewcommissie zijn de rapporten en berekeningsresultaten aangescherpt.

Doel

Het hoofddoel van voorliggend onderzoek is om op basis van de conclusies uit de deelonderzoeken vast te stellen of de waterveiligheid van de dijk voldoende geborgd is, zowel nu, voor de komende zichtperiode tot 2035 als voor de beoogde levensduur tot 2115.

Kwaliteit boorpalenwand

Uit het onderzoek naar de kwaliteit van de boorpalenwand (Deltares, 2024b) volgt dat er een kans is dat er onvoldoende betondekking aanwezig is op de wapeningskorven van de boorpaal. Dit volgt uit twee constatering:

- Het ontbreken van niet-metalen afstandhouders op de wapening.
- Het onvoldoende controleren van de kwaliteit van het beton op het werk. Er is beton uit mixers toegestaan met een te lage consistentie waardoor er een kans is dat de beton niet voldoende om de wapening heen vloeit met als gevolg dat de betondekking niet goed zou kunnen zijn.

Na een herbeoordeling van de kruipmetingen van de controle- en geschiktheidsproeven is er geen reden gevonden om aan de uitvoering van de groutankers te twijfelen. De voor het uitvoeringsontwerp gehanteerde uitgangspunten zijn correct voor de gehele planperiode. Bij opgraven van de ankerkoppen bleek er één ankerstreng (1 van de 6 strengen in betreffende anker) los te zitten. Het anker behoudt 5/6^e deel van zijn houdkracht. Na het opgraven van meerdere ankerkoppen is er geen reden om aan de constructieve integriteit van de ankers te twijfelen. Voor uitval van een anker is in het ontwerp al standaard rekening gehouden. Uitval van een anker wordt via de gording opgevangen door de naastliggende ankers. Een loszittende streng heeft geen invloed op de vernatting.

Op basis van de kwaliteitskeuringen van het beton is een nadere analyse gemaakt van de verwachte sterkte van de boorpaal zoals deze is gerealiseerd. Hieruit volgt dat de extra sterkte door de gerealiseerde grotere diameter van de boorpaal in het veld (op basis van de vastgestelde overbetonning) een verminderde sterkte van de paal door een mindere kwaliteit van het beton volledig compenseert. Dit geldt ook voor de momentcapaciteit van de boorpaal gedurende de ontwerplevensduur van 100 jaar. Voor de gehele levensduur kan dus de volledige sterkte, en dus momentcapaciteit van de betonpaal in de analyses worden gehanteerd.

Om aanvullend inzicht te krijgen in de gevoeligheid van de kwaliteit van de boorpalen op de levensduur van het ontwerp is ook een analyse gedaan waarbij de sterkte van de boorpalenwand met 10% is gereduceerd.

Geohydrologie en oorzaken vernatting

Het onderzoek naar de oorzaken van vernatting brengt de geohydrologie in beeld middels metingen van waterspanningen, hydrochemisch onderzoek en tijdreeksanalyses. Daarmee is onderzocht of er sprake is van hydraulische kortsluiting (lekweg) tussen de tussenzandlaag en de Pleistocene zandlaag is (Deltares, 2024a). Geconstateerd is middels metingen van waterdrukken en middels hydrochemisch onderzoek dat er op locaties waar een tussenzandlaag aanwezig is, waarschijnlijk op enkele plekken een verbinding is vanuit de diepe Pleistocene zandlaag naar de tussenzandlaag. Dit geeft hogere waterdrukken in de tussenzandlaag. Voor het beoordelen van de waterveiligheid is dit geen aanvullend scenario, omdat in het ontwerp daar al vanuit was gegaan.

Geconstateerd is middels het opengraven van ankers dat het aannemelijk is dat er water via de ankers en boorpalen omhoog kan komen. De onderbouwing hiervoor is dat de ankergroutprop niet voldoende is doorgezet tot in de klei boven de (tussen)zandlaag wat een lekweg geeft. De invloed van een lek langs het geboorde gat voor de ankerstrengen en lekkage via de boorpalen op de waterveiligheid is meegenomen in de scenario's van de analyse van de waterveiligheid. Gegeven een kortsluiting tussen de tussenzandlaag of Pleistocene zandlaag en de ankerkop, is vernatting ter hoogte van de ankerkoppen te

verwachten bij een stijghoogte in het watervoerende pakket dat boven het freatisch vlak komt ter hoogte van de ankerkop.

Grondsterkte en -stijfheid

In het uitvoeringsontwerp is de grondsterkte goed ingeschat.

De sterkteproeven die gedaan zijn in het dijktraject KIS laten zelfs een iets hogere sterkte zien dan in de dijktrajecten rondom KIS. Voor de analyse van de waterveiligheid wordt daarom uitgegaan van de sterkte uit het oorspronkelijke ontwerp.

Voor de stijfheidsparameters zijn er aanwijzingen gevonden dat de stijfheden in het dijktraject KIS iets lager zijn dan in aanliggende vakken. Dit volgt uit een vergelijk van laboratoriumproeven die zijn uitgevoerd op grondmonsters uit boringen in het dijktraject KIS en de omliggende dijktrajecten. Uit een vergelijk van vervormingsanalyses die zijn uitgevoerd in het kader van de gemeten horizontale deformaties volgt dit minder duidelijk en blijkt dat de gemeten vervormingen met de gehanteerde parametersets voldoende kunnen worden voorspeld. Om een indicatie te verkrijgen wat het effect is van minder stijve grondparameters op de waterveiligheid, zijn er in voorliggend rapport berekeningen uitgevoerd betreffende een scenario met 10% minder stijve grondparameters. De invloed van deze gereduceerde stijfheid op de waterveiligheid blijkt zeer klein te zijn.

In de huidige waterveiligheidsanalyses is conform de vigerende leidraden en inzichten met opdrijven rekening gehouden. Opbarsten is gezien de aanwezige deklaagdikte van ruim groter dan 4m niet aan de orde. Dit betekent dat in de analyses de sterkte eigenschappen in de deklaag meegenomen worden op basis van de effectieve spanningen bij opdrijven.

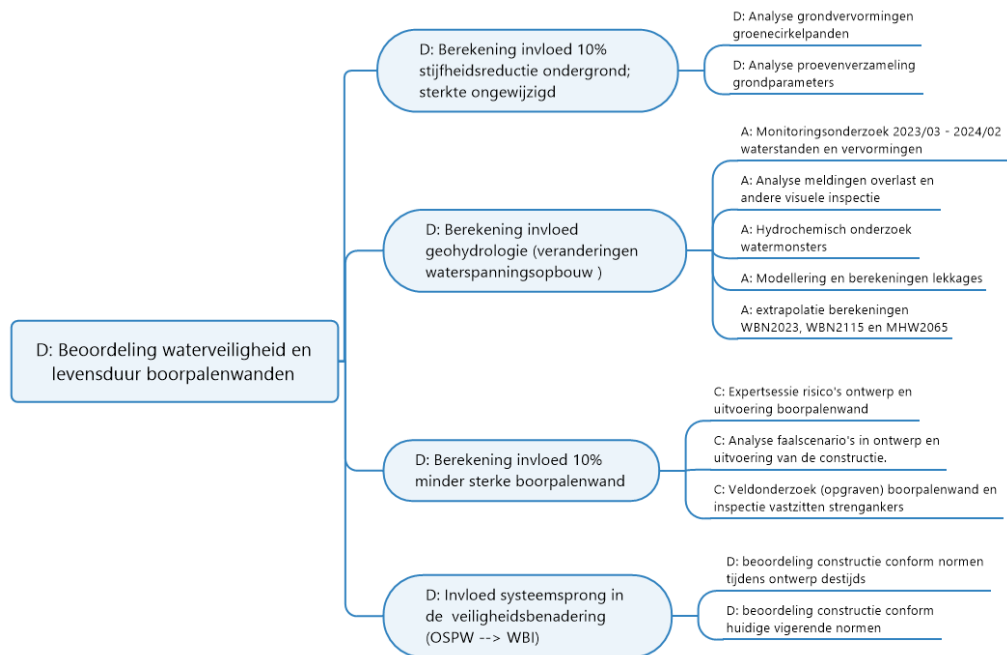
Beoordeling waterveiligheid boorpalenwand

Met de resultaten van de kwaliteitsbeoordeling van de boorpalen, het geohydrologisch- en veldonderzoek en de grondsterkte en stijfheid is een numeriek model opgesteld waarmee de invloed van 3 scenario's op de waterveiligheid zijn berekend, te weten:

1. Aanvullende invloed van 10% stijfheidsreductie van de ondergrond (met oorspronkelijk sterkte).
2. Invloed geohydrologie middels de beschouwing van de effecten van hydraulische kortsluiting en lekkage op de waterveiligheid conform het huidige vigerende instrumentarium (WBI) in 2024.
3. Uit nader onderzoek is gebleken dat voor de sterkte van de boorpalen van de ontwerpwaarde kan worden uitgegaan. Dit geldt ook voor de ontwerpsterkte voor 100 jaar. Om aanvullend inzicht te krijgen in de mate van invloed van sterkte van de boorpaal op de levensduur zijn ook analyses uitgevoerd met 10% sterktereductie van de boorpalenwand.

Buiten deze scenario's om zal kwalitatief worden ingegaan op de systeemsprong in de waterveiligheidsbenadering. De overgang van het rekeninstrumentarium in 2017 waarmee het ontwerp was gemaakt (OSPW), naar het huidige vigerende instrumentarium (WBI) in 2024.

De onderliggende samenhang van de resultaten uit de deelonderzoeken die hebben geleid tot deze scenario's zijn weergegeven in Figuur 1.



Figuur 1 Samenhang van de resultaten uit de deelonderzoeken.

Met de scenario's wordt de invloed van bovenstaande aspecten op de waterveiligheid van de boorpalenwand in sectie F1-1 geanalyseerd. De analyses zijn uitgevoerd conform de ontwerp- en beoordelingsmethodiek die in 2017 leidend is gesteld (WBI) en die gebaseerd is op een overstromingsnorm. Het uitvoeringsontwerp van de waterkering was op basis van de destijds geldende ontwerp- en beoordelingsmethodiek (OSPW) gebaseerd op de overschrijdingskans van de norm. In voorliggend rapport wordt deze wijziging de systeemsprong genoemd en is de invloed daarvan beschouwd middels een apart scenario.

In de situatie van zichtjaar 2023 blijkt dat de waterveiligheid voldoet aan de huidige vigerende norm (WBI).

Voor de zichtperiode tot 2035 begint de mate van vervormingen van de grond invloed te hebben op de belastingstoename op de boorpalen. Uitgaande van een conservatief scenario waarin uitgegaan wordt van gescheurd beton in de boorpalen voldoet de boorpalenwand tot circa 2058 aan de huidige vigerende norm. Omdat deze mate van vervormingen onzeker zijn wordt aanbevolen om, naast het monitoren van de waterspanningen bij hoogwaters en extreme regenval, de optredende horizontale vervormingen van de ondergrond en de boorpalen te blijven monitoren en de kennis omtrent lange termijn vervormingen te verbeteren. Hiermee kan te zijner tijd de waterveiligheid ook na 2058 worden aangetoond. Dit laatste is technisch onderbouwd in het tekstkader op de volgende bladzijde: "technische uitwerking betreffende de relatie tussen de lange termijn vervormingen en de levensduur van de constructie qua waterveiligheid".

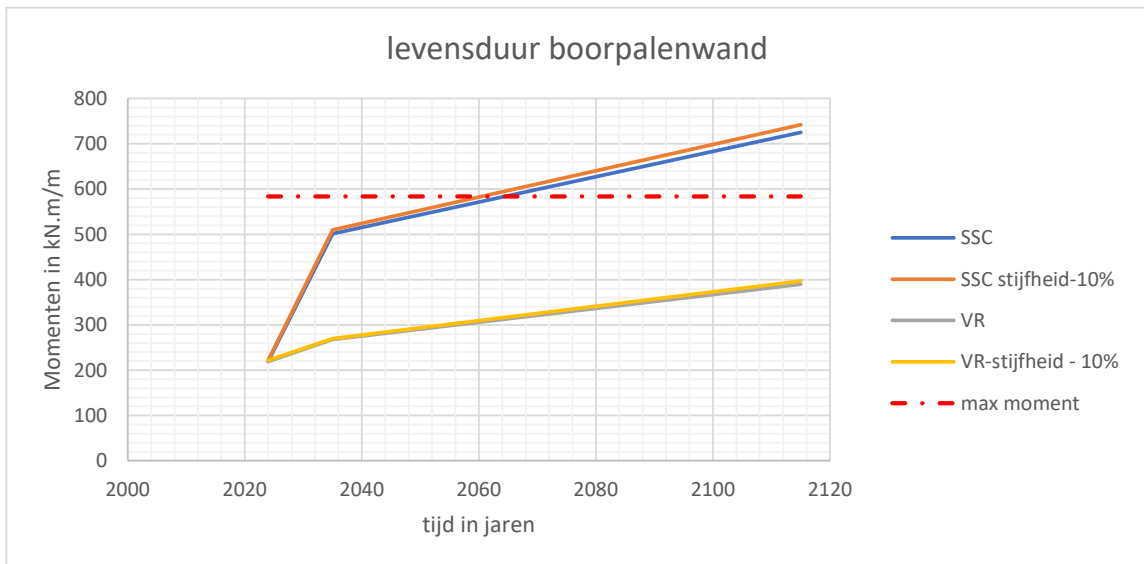
Hoofdconclusie waterveiligheid boorpalenwand

De hoofdconclusie van het onderzoek is dat de waterveiligheid van de constructie tot de zichtperiode van 2035 is geborgd, en dat deze tot circa 2058 zal voldoen aan de huidige vigerende norm.

Met betrekking tot de levensduur is het van belang dat de monitoring van waterspanningen bij hoogwaters en extreme regenval, en tevens de horizontale vervormingen van de boorpalenwand wordt gecontinueerd. Op basis van deze gegevens kan voor 2058 geëvalueerd worden of de boorpalenwand in de verdere toekomst blijft voldoen aan de norm.

Technische toelichting betreffende de relatie tussen de lange termijn vervormingen en de levensduur van de constructie qua waterveiligheid.

Een belangrijke wijziging in de systeemsporang is dat in de oude methodiek (OSPW) de kruip van de ondergrond op de constructie niet in rekening wordt gebracht op de spanningscondities in de ondergrond. In de nieuwe methodiek (WBI) wordt dit wel gedaan. Hoe de kruip over een periode van 100 jaar leidt tot een extra belasting op de constructie is onzeker. Uit de berekeningen met het Soft Soil Creep model (SSC) blijkt dat de horizontale belasting door kruip op de palenwand leidt tot een grote toename van de berekende momenten in de boorpalen. Kruip blijkt een dominante factor voor de berekende momenten in de palenwand. De invloed van de 10% mindere sterkte en 10% mindere stijfheid zijn relatief klein ten opzichte van de kruip invloed, zie onderstaande figuur.



Figuur 2 Resultaten van de belangrijkste berekeningen. Op de verticale as de optredende paalmomenten en op de horizontale as de tijd in jaren; de gestippelde horizontale lijn stelt de maximale momentcapaciteit voor; de getrokken lijnen de berekende momenten per m. SSC staat voor kruip, berekend met Soft Soil Creep model; VR staat voor kruip, berekend met Volumieke Rek methode. De lijnen Stijfheid -10%, stellen de scenario's met stijfheidsreductie van de grond voor. Getalsmatig zijn de buigende momenten van het scenario stijfheid -10% en basis nagenoeg gelijk.

Uit Figuur 2 blijkt dat de waterveiligheid momenteel voldoet aan de norm (WBI), wat in de figuur te zien is doordat alle berekende momenten in 2020 onder de groene gestippelde lijn ligt. Door kruip ontstaat in de berekeningen een forse toename van de momenten in de boorpalenwand in die tijd. Voor de periode tot 2058 voldoet de boorpalenwand in deze figuur aan de norm (lijn 'max toel moment'). Er is onzekerheid hoe kruip gemodelleerd moet worden in de berekeningen. Er zijn 2 rekenmodellen beschreven in de leidraad (PPL) voor het berekenen van een constructie in de dijk. Bij het momenteel bij ontwerpen meest gebruikte model voor kruip (SSC; in de figuur de lijn 'gescheurd SSC basis') komt de levensduur tot 2058. In dit rekenmodel is de modellering van de belasting op de boorpalenwand ten gevolge van kruip veilig benaderd. Het wat minder gebruikelijke kruipmodel (Volumieke Rek) geeft aan dat de levensduur van 100 jaar qua berekende momenten in de boorpalenwand en met de waterveiligheidsnorm ruim wordt gehaald. Aanbevolen wordt om zowel de optredende kruip als de krachten in de constructie te monitoren. Omdat het optreden van kruip onafhankelijk is van de buitenwaterstand en goed is te monitoren is in het beheer de waterveiligheid ook voor de lange termijn te borgen. Monitoring van de vervormingen kan op basis van de reeds geïnstalleerde hellingmeetbuizen met eventueel aanvullende monitoring. In het geval uit de monitoring blijkt dat de vervormingen niet leiden tot grote horizontale belasting op de constructie, dan zal de constructie naar verwachting tot 2115 voldoen.

Inhoudsopgave

Begrippenlijst	4
Samenvatting	8
Interne en externe kwaliteitsborging van dit onderzoek	9
Doel	9
Kwaliteit boorpalenwand	10
Geohydrologie en oorzaken vernatting	10
Grondsterkte en -stijfheid	11
Beoordeling waterveiligheid boorpalenwand	11
Hoofdconclusie waterveiligheid boorpalenwand	12
1 Inleiding en doelstelling onderzoek	17
1.1 Inleiding	17
1.2 Doelstelling onderzoek KIS, fase 3	18
1.3 Proces en leeswijzer	18
1.3.1 Projectopzet	18
1.3.2 Leeswijzer	19
1.3.3 Interne kwaliteitsborging	21
1.3.4 Externe kwaliteitsborging	21
2 Analyse grondvervormingen groenecirkelpanden	22
2.1 Analyse grondvervormingen	22
2.1.1 Inleiding	22
2.1.2 Doelstelling	22
2.2 Aanpak	23
2.3 Vergelijking gemeten en berekende horizontale grondvervormingen	24
2.3.1 Samenvatting van de resultaten	24
2.3.2 Analyse	24
2.4 Resultaten analyse grondvervormingen	26
3 Analyse grondparameter onderzoek	27
3.1 Doel analyse grondparameters	27
3.2 Aanpak	27
3.3 Methode van onderzoek	28
3.4 Resultaten van het onderzoek	29
3.5 Conclusie	30
4 Modellerings boorpalenwand	31
4.1 Doel en methode modelonderzoek	31
4.2 Invloed systeemsprong veiligheidsbenadering	31
4.2.1 Uitvoeringsontwerp analyses	32

4.2.2	Beoordeling van de constructie volgens de huidige vigerende normen	32
4.2.3	Samenvatting veiligheidsbenadering systeemsprong	34
4.2.4	Verskil fasering PPE en OSPW	34
4.2.5	Invloed bodemdaling en verschil OSPW en PPE	36
4.2.5.1	Grondspanningscondities	36
4.2.5.2	Zakkende grond op de ankers	36
4.3	Numeriek model in PLAXIS conform PPE en PPL	37
4.3.1	Historie dijkgeometrie	38
4.3.2	Opbouw ondergrond	39
4.3.3	Grondparameters	40
4.3.4	Constructie boorpalenwand	43
4.3.4.1	Eigenschappen constructie	43
4.3.5	Waterspanningsopbouw	45
4.4	Te berekenen varianten en scenario's	47
4.5	Toetsingseisen constructief falen, vervorming en stabiliteit	50
4.5.1	Eisen constructief falen	50
4.5.2	Eisen stabiliteit	50
4.5.3	Vervormingen	50
5	Resultaten Analyse Waterveiligheid	51
5.1	Situatie zichtjaar 2024 (Variatie 2, huidige situatie)	51
5.1.1	Zichtjaar 2024 (Variatie 1)	52
5.1.2	Zichtjaar 2024 Scenario 1 (minder stijve grondparameters) + Variatie 1 (kruipmodel)	52
5.1.3	Zichtjaar 2024 Scenario 3 (verminderde sterkte BPW) + Variatie 1 (kruip model)	53
5.2	Situatie zichtjaar 2035 (Variatie 2, zichtperiode LBO-2)	53
5.2.1	Zichtjaar 2035 Variatie 1	53
5.2.2	Zichtjaar 2035 Scenario 1 (mindere stijve grondparameters) + Variatie 1 (kruipmodel)	54
5.2.3	Zichtjaar 2035 Scenario 3 (verminderde sterkte BPW) + Variatie 1 (kruipmodel)	54
5.3	Situatie zichtjaar 2115 (Variatie 2, Levensduur boorpalenwand)	54
5.3.1	Zichtjaar 2115, Variatie 1 (kruipmodel)	55
5.3.2	Zichtjaar 2115 Scenario 1 (minder stijve grondparameters) + Variatie 1 (kruipmodel)	56
5.3.3	Zichtjaar 2115 Scenario 2 (kortsluiting)+ Variatie 1 (Kruipmodel)	57
5.3.4	Zichtjaar 2115 Scenario 3 (verminderde sterkte BPW + Variatie 1 (kruipmodel)	57
5.3.5	Zichtjaar 2115 Variant 3 ongescheurd en gescheurde betonpalensterkte	57
5.4	Overige toetsen	59
5.4.1	Ankerkrachten	59
5.4.2	Beschouwing overall stabiliteit van de constructie (geotechnische falen)	61
5.4.3	Snijden en 3D effecten	62
5.4.4	Verticaal draagvermogen	62
5.4.5	Berekende paaldeformaties na fase 3 (kruipfase), bij de twee toegepaste kruipmodellen	62
5.5	Faalpad tot bezwijken	63
6	Conclusie en aanbevelingen	65
6.1	Onderzoeksdoelstellingen	65
6.2	Deelconclusies	65
6.2.1	Deelconclusie parameteranalyse	65
6.2.2	Deelconclusie gemeten en berekende grondvervormingen	65

6.2.3	Uitgangspunten voor de sterkte en stijfheid van de boorpalenwand	66
6.2.4	Uitgangspunten lekkage en vernatting	66
6.3	Hoofdconclusie waterveiligheid	66
6.4	Aanbeveling	71
Referenties		72
A	Kwantificeren berekende en opgetreden deformatie grond dijken	73
A.1	Inleiding	73
A.2	Doel van dit onderzoek	73
A.3	Aanpak	73
A.4	Afbakening	75
A.4.1	Parameter vergelijking (generiek voor alle locaties)	75
A.4.2	Conclusie met betrekking tot de vervormingsparameters	78
A.5	Vergelijk gemeten en vooraf voorspelde grondvervormingen	78
A.5.1	Sectie B	78
A.5.1.1.	Conclusie	80
A.5.2	Sectie H	80
A.5.2.1.	Conclusie	82
A.5.3	Sectie H; hellingmeetbuis HMB 267	82
A.5.3.1.	Conclusie	86
A.5.4	Sectie N	86
A.5.4.1.	Conclusie	88
A.5.5	Sectie L	88
A.5.5.1.	Conclusie	91
A.6	Eindconclusie vergelijk gemeten en berekende vervormingen	92
B	Parameterstudie grondeigenschappen	94
B.1	Inleiding	94
B.2	Uitgangspunten	94
B.3	Omschrijving uitgevoerde werkzaamheden	95
B.4	Resultaten	96
B.4.1	Afleiding rekenparameters	98
B.5	Conclusies	98
C	Onzekerheden in de kruipfase	99

1 Inleiding en doelstelling onderzoek

1.1 Inleiding

Het dijktraject Kinderdijk Schoonhovenseveer (KIS) is ruim 20 km lang en gelegen in het westen van het beheergebied van Waterschap Rivierenland (WSRL). In de periode van 2013 tot 2018 is 10 km van dit traject versterkt. Bij deze versterking zijn verschillende versterkingsvarianten toegepast: grondbermen, diepwanden, barettenwanden, boorpalenwanden en stalen damwanden. In de keuze voor deze versterking was de aanwezigheid van lintbebouwing langs de dijk leidend. Tijdens en na afronding van de dijkversterking zijn er klachten ontstaan bij de omwonenden, variërend van wateroverlast tot schade aan een aantal huizen.

In het rapport 'de Lekdijk Lekgestoken!' (Baars, April 2021) wordt een relatie gelegd tussen de werkzaamheden die zijn uitgevoerd ten behoeve van de dijkversterking en de gemelde schades. Daarnaast wordt in dit rapport de installatie van de boorpalenwand in verband gebracht met de vernatting achter de dijk. Naast wateroverlast wordt gesteld dat de waterveiligheid in het geding is bij een met boorpalenwand versterkte dijk.

In April 2021 was dit aanleiding voor WSRL om Deltares te vragen een onafhankelijk onderzoek uit te voeren naar de waterveiligheid van de dijk en de uitvoering van de dijkversterking. Het onderzoek van Deltares heeft bestaan uit twee fases. De meest urgente vraag, of er sprake is van een acuut waterveiligheidsrisico, is onderzocht in fase 1.

De belangrijkste conclusie van de eerste fase van het onderzoek (Deltares, Juli 2021) was: *"Uit het door Deltares uitgevoerde onderzoek van de waterveiligheid van de dijk tussen Kinderdijk – Schoonhovenseveer zijn er geen aanwijzingen gevonden dat er sprake is van een acuut waterveiligheidsrisico. Ook met inachtneming van nieuwe inzichten voor waterspanningen en realisatie van de constructieve elementen voldoet de huidige dijk nu (ruim) aan de destijds geldende norm en ontwerpmethodiek met betrekking tot de waterveiligheid op basis waarvan deze in de periode van 2013 tot 2018 is versterkt."*

In fase 2 van het onderzoek is onderzocht of de dijkversterking op de juiste manier is uitgevoerd en of dit mogelijk heeft geleid tot schade en overlast in de omgeving. De belangrijkste conclusie dit onderzoek (Deltares, Februari 2022) was: *"Er is besloten de toelaatbare vervormingen van de panden te verruimen. Dit door van een maximaal toelaatbare absolute verplaatsing over te gaan op een maximaal toelaatbaar verschil in verplaatsing over een bepaalde afstand (hoekverdraaiing). Het monitoringsplan is hierbij niet aangepast. Er is niet frequent genoeg en niet op voldoende plaatsen gemonitord. Dat schade aan panden is opgetreden lijkt het gevolg van het toelaten van meer vervorming en het ontbreken van mogelijkheden om via monitoring adequaat bij te sturen."*

Het Deltares onderzoek is door het Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW) geëvalueerd. In haar advies (ENW, December 2021) wordt het volgende zorgpunt aangegeven: *"Hoewel boorpalen vaker worden toegepast, is de goede kwaliteit niet bij elke bodemopbouw vanzelfsprekend. Bij Kinderdijk-Schoonhovenseveer betreft het een eerste toepassing bij een dijkversterking. De waargenomen vernatting en vervorming, in combinatie met de specifieke kenmerken van de omgeving, maken dat naar het oordeel van het ENW niet zonder meer op de goede kwaliteit van de boorpalen gerekend mag worden. Het is naar mening van het ENW onbevredigend dat in de analyse van Deltares op de kwaliteit van de boorpalen wordt vertrouwd zonder sluitende verklaring voor de vernatting en de vervormingen."*

Voor een definitief oordeel over de waterveiligheid wordt onderzoek naar de oorzaak van de vernatting en de gerealiseerde kwaliteit van de boorpalen aanbevolen.”

Naar aanleiding van het ENW advies heeft Waterschap Rivierenland Deltares gevraagd een onderzoek uit te voeren om de waterveiligheid van de boorpalenwand te beoordelen op basis van de huidige vigerende veiligheidsbenadering. Dit met inachtnaam dat de signalen (vernatting en vervormingen) erop kunnen duiden dat de constructie niet zo is uitgevoerd als contractueel werd geëist. Grotere deformaties kunnen duiden op lager grondstijfheid, grondsterkte of mindere kwaliteit van de boorpalenwand als gevolg van de uitvoeringswijze.

De waterveiligheid moet geanalyseerd worden waarbij deze signalen mee worden gewogen. Om de waterveiligheid te analyseren is besloten over te stappen van de oude waterveiligheidsbenadering en bijbehorende ontwerprichtlijnen naar de huidige geldende normen en inzichten conform het Wettelijk Instrumentarium voor de Beoordeling (WBI 2017).

1.2 Doelstelling onderzoek KIS, fase 3

De doelstelling van fase 3 is het uitvoeren van onderzoek naar de integriteit en waterveiligheid van de boorpalenwand in relatie tot de effecten op de omgeving, zoals vernatting, vervorming en schade. Het onderzoek in deze fase bestaat uit de volgende onderdelen:

- A. **Onderzoek naar de oorzaken van vernatting** in het gebied langs de dijk (werkpakket WP2), (Deltares, 2024a).
- B. Bekijken of er technische maatregelen of mogelijkheden zijn om overlast door vernatting te beperken (werkpakket WP5).
- C. Beschouwing van de kans en het gevolg van een mindere **kwaliteit van de boorpalenwand** voor de waterveiligheid van de dijk na dijkversterking (werkpakket WP3). (Deltares, 2024b).
- D. Het **beoordelen van de waterveiligheid** van de dijkversterking met een boorpalenwand in relatie tot de vernatting, verminderde kwaliteit boorpalenwand, lokaal grondgedrag (werkpakket WP4).

In dit rapport wordt verslag gedaan van het beoordelen van de waterveiligheid. Hierbij is gebruik gemaakt van de resultaten uit de onderdelen A en C.

1.3 Proces en leeswijzer

1.3.1 Projectopzet

Naar aanleiding van het ENW-advies zijn Deltares en het Waterschap Rivierenland begonnen met het opstellen van een plan van aanpak om de invloed van de genoemde aspecten uit dit advies op de waterveiligheid te kunnen duiden. Hiervoor zijn meerdere overlegondes geweest en zijn de openstaande vragen vanuit het advies gedeeld met het ENW.

Dit heeft geleid tot een onderzoeksplan dat is samengevat in de offerte van Deltares van augustus 2022 en waarin de hierboven genoemde werkpakketten zijn benoemd. Voorafgaande aan de start van de verschillende werkpakketten is per werkpakket een gedetailleerd plan van aanpak opgesteld dat is voorgelegd aan de reviewcommissie (Deltares, 2023) en Waterschap Rivierenland en waar op hoofdlijnen goedkeuring aan is gegeven.

Het plan van aanpak voor voorliggend werkpakket voorziet in een stapsgewijze aanpak, dat bestaat uit de volgende stappen:

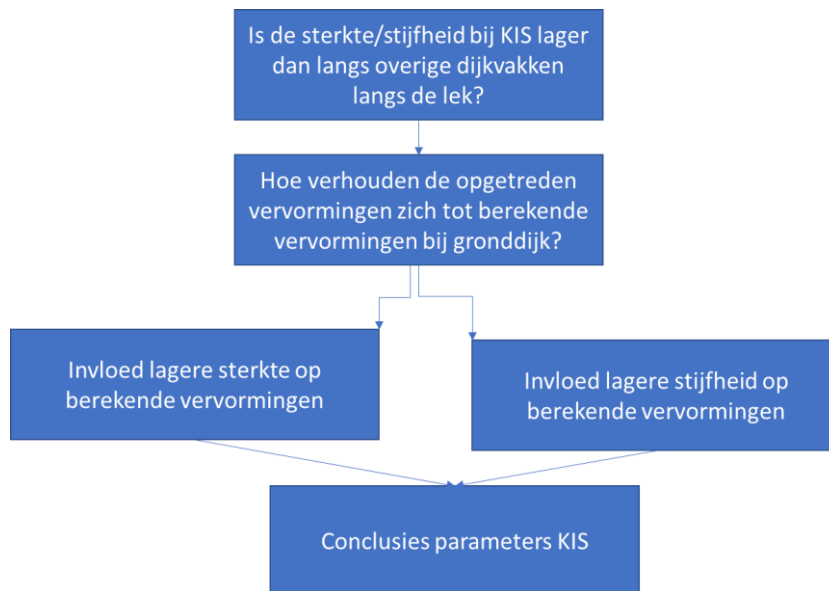
1. Analyse van gemeten vervormingen in de uitvoeringsfase van gronddijken (dijk zonder constructie). Het is mogelijk dat hierbij gekozen wordt om de metingen bij een van de zogenaamde groenecirkelpanden te nemen, omdat de vervormingen hier het grootst waren. Doel is om de vervormingsparameters van de grondlagen zo goed mogelijk te schatten.
2. Analyse van de parameters uit voorgaande studies en laboratoriumonderzoek. Het betreft sterkteparameters, maar ook stijfheidsparameters en parameters voor numerieke modellering en overige schematisatiekeuzes aan de hand van de schematiseringstrein.
3. Basisgegevens voor de sterkte en stijfheid van de boorpalenwand. In de basis berekening wordt nog geen rekening gehouden met een mogelijke mindere kwaliteit van de boorpalen, maar aan de hand van de resultaten van onderdeel C (Deltares, 2024b) kan dit wel als variatie worden meegenomen. Kwel en vernatting gelden eveneens als een variatie op de basisberekening.
4. Systematische aanpak: hierin worden een aantal scenario's met variaties doorgerekend (mindere kwaliteit boorpalen en vernatting/kwel). Er wordt bekeken wat de invloed hiervan is op de beoordeling van de boorpalenwand aan de hand van numerieke analyses.
5. Synthese: hoe verhouden de uitgevoerde analyses zich tot de ontwerpberekening (waarin deze informatie nog niet beschikbaar was)?

Op 19 maart 2024 is een tussenstand van dit onderzoek (onderdeel D) gepresenteerd aan de leden van de reviewcommissie.

1.3.2 Leeswijzer

In Hoofdstuk 2 wordt stap 1 van het gedetailleerde plan uitgevoerd. In dit hoofdstuk wordt geanalyseerd of de gemeten horizontale deformaties en de berekende horizontale deformaties, zoals uitgevoerd door de aannemerscombinatie, binnen de toleranties voor dit soort vergelijkingen vallen. Hiervoor is het opleverdossier vanuit de dijkversterking gebruikt als bron van informatie.

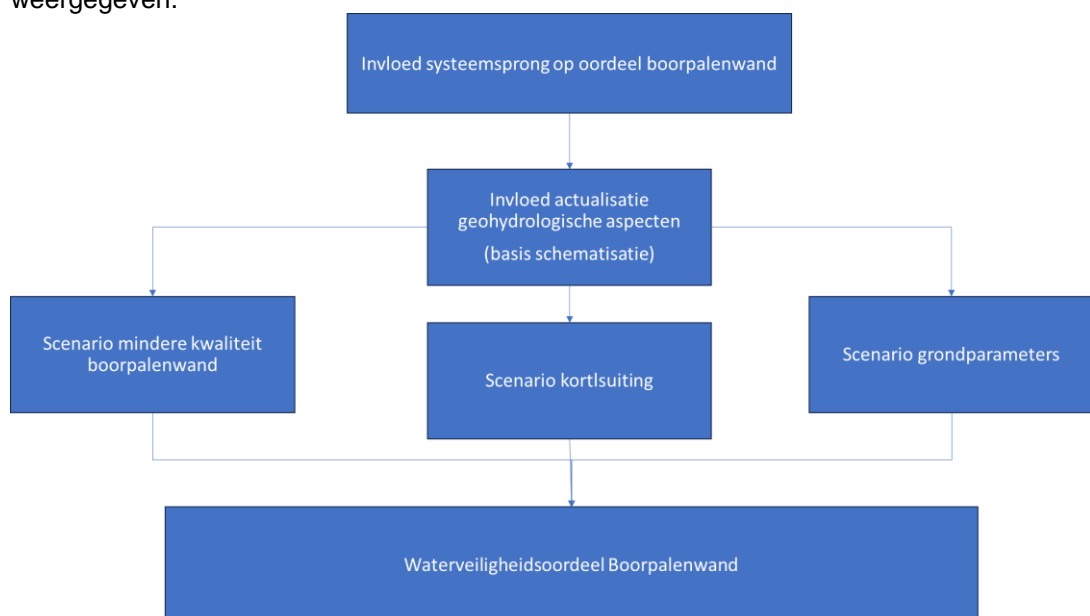
In Hoofdstuk 3 wordt op basis van beschikbaar laboratoriumonderzoek gekeken of de ondergrond bij KIS minder sterk of stijf is als de ondergrond in de naastliggende vakken. De vraag die hiermee beantwoord wordt is of een regionale proevenverzameling (die bij het ontwerp zijn gebruikt) de sterkte en stijfheid van de grond goed representeren.



Figuur 1.1 Stroomschema grondparameters.

Op basis van stap 1 en 2 wordt een uitspraak gedaan of de sterkte- en/of stijfheidsparameters aanpassing behoeven en welke variatie hierin redelijk is, zie hiervoor Figuur 1.1. Dit geeft mede invulling aan het antwoord op de vraag van ENW in hoeverre een minder gunstige inschatting van sterkte- en stijfheidsparameters tot andere uitkomsten van de veiligheidsbeoordeling kan leiden.

In Hoofdstuk 4 wordt het PLAXIS basismodel toegelicht. Hier wordt kort ingegaan op de veranderingen in methodiek van het ontwerpen en beoordelen van type 2 constructies tussen de tijdens de dijkversterking geldende ontwerpmethodiek en de huidige beoordelingswerkwijze. Beide semi-probabilistische veiligheidsbenaderingen worden kwalitatief met elkaar vergeleken. Verder worden alle uitgangspunten met betrekking tot modelleringskeuzes toegelicht. De schematisatie onzekerheden en de modelschematisatie van de doorsnede van de palenwand in sectie F1 worden toegelicht. Tevens worden de gehanteerde sterkte- en stijfheidsparameters en de reeds uitgevoerde beoordeling door het Waterschap zelf (IV-INFRA, 2020) besproken. In het stroomschema in Figuur 1.2 is dat weergegeven.



Figuur 1.2 Stroomschema systematische aanpak waterveiligheidsoordeel.

In Hoofdstuk 5 zijn de resultaten van de berekeningen gepresenteerd die zijn uitgevoerd conform de scenario's die in Hoofdstuk 4 zijn gedefinieerd.

Tenslotte worden in Hoofdstuk 6 de uitgevoerde analyses beoordeeld en volgen daaruit de conclusies voor de Analyse Waterveiligheid. Hierin wordt een beschouwing van de waterveiligheid volgens de nieuwe systematiek en normering gegeven.

1.3.3 Interne kwaliteitsborging

De interne kwaliteitsborging bij Deltares wordt verzorgd door een groep van specialisten. De interne kwaliteitsborging ziet erop toe dat het Deltares rapport voldoet aan de kwaliteitsindicatoren die van dit kennisinstituut worden verwacht, dat feiten verifieerbaar zijn, dat stellingen of standpunten door Deltares breed gedragen zijn en het advies duidelijk is en aan de vraagstelling voldoet.

Onder deze kwaliteitsborging valt ook de controle op de uitgevoerde PLAXIS analyses in voorliggend rapport.

1.3.4 Externe kwaliteitsborging

Voor de externe kwaliteitsborging is door het Waterschap een reviewcommissie opgericht. Deze reviewcommissie bestaat uit specialisten op het gebied van geohydrologie, constructies, geotechniek en waterveiligheid. Het gedetailleerde plan van aanpak van dit onderzoek (onderdeel D) is in februari 2023 opgesteld en van commentaar voorzien door de reviewcommissie (Deltares, 2023).

Op 19 januari 2024 is de aanpak van dit onderzoek besproken met leden van de reviewcommissie.

Op 19 maart 2024 zijn de concept resultaten van dit onderzoek gepresenteerd aan de externe reviewcommissie. Na deze presentatie zijn de berekeningsresultaten aangepast naar aanleiding van de nieuwe tijdreeksanalyses voor de stijghoogte op basis van metingen tijdens het hoge water van januari 2024.

2 Analyse grondvervormingen groenecirkelpanden

De analyse van de grondvervormingen bij de groenecirkelpanden is weergegeven in Bijlage A. Deze analyse is uitgevoerd om vast te stellen of de stijfheidsparameters in de ontwerpberekeningen passen bij de daadwerkelijk opgetreden vervormingen tijdens de uitvoering. Voorliggend hoofdstuk is een samenvatting van Bijlage A.

2.1 Analyse grondvervormingen

2.1.1 Inleiding

Op voorhand zijn er door het waterschap een aantal panden aangewezen met een relatief hoog risicoprofiel. Deze zijn aangeduid als 'groenecirkelpanden'. Om de omgevingsbeïnvloeding te beperken bij deze panden is, door de Combinatie Dijkverbetering Molenwaard, gekozen voor een langzame methode van grondaanvulling die de stabiliteit van de ophoging gedurende de uitvoering zo hoog mogelijk houdt. Op deze manier blijven de vervormingen beperkt tot de gedraineerde vervormingen van de ondergrond en spelen schuifspanningsvervormingen als gevolg van lagere uitvoeringsstabiliteitsfactor geen rol.

Als gevolg van deze vervormingsgestuurde aanpak konden afscherpende maatregelen bij deze panden achterwege blijven. De intentie was door middel van monitoring dat de ophoogwerkzaamheden zouden worden begeleid en deze bij elke ophoogslag getoetst werd. Deze toetsing vond plaats op basis van berekende, vastgestelde grenswaarden (grondvervormingen en pandverplaatsingen). De eis was dat deze grenswaarden niet worden overschreden.

Hiervoor is vooraf een uitgebreide analyse per pand uitgevoerd, waarbij de invloed van de voorspelde vervorming op de funderingsconstructie is beoordeeld. Ook zijn diverse funderingsinspecties uitgevoerd om de staat van de fundering te onderzoeken. Bij een aantal panden zijn vooraf mitigerende maatregelen toegepast, door onder andere de funderingsbalken te verstevigen. Ook zijn er tijdens de uitvoering bij enkele panden onafhankelijke inspecties geweest door de constructeur.

De wijze waarop de grenswaarden per pand zijn vastgesteld is uitvoerig beschreven in (Deltares, 2022). In dit hoofdstuk worden de verwachte en de gemeten gronddeformaties op een aantal verschillende locatie met elkaar vergeleken om een indicatie te verkrijgen of de ondergrond stijver of minder stijf reageert dan vooraf werd verwacht.

2.1.2 Doelstelling

Het doel is de ervaringen bij de groenecirkelpanden te gebruiken voor het vergelijken van voorspelde en gemeten grondvervormingen. Hiermee kan inzicht worden verkregen of de daarvoor afgeleide vervormingsparameters bij KIS representatief zijn voor het grondgedrag. Als dit niet het geval blijkt te zijn, kan een minder stijf grondgedrag naast een grotere omgevingsbeïnvloeding ook leiden tot meer vervormingen en belasting op de boorpalenwand. Dit kan mogelijk ook een waterveiligheidsrisico vormen. Om dit inzicht te krijgen is een vergelijking opgesteld van de berekende en gemeten grondvervormingen bij deze groenecirkelpanden.

2.2 Aanpak

Voor het vergelijk van de gemeten en berekende grondvervormingen zijn een 5-tal locaties nader geanalyseerd. De keuze van de locaties is gebaseerd op eindconclusie met betrekking tot de groenecirkelpanden, uitgevoerd door de aannemerscombinatie (combinatie Dijkverbetering Molenwaard, 2018). Deze eindconclusie is hieronder weergegeven en is eveneens behandeld in (Deltares, 2022).

Tabel 2.1 Overzicht eindstand pandverplaatsingen. Met einde GWW wordt bedoeld het einde van het grondwerk en waterveilig, met als datum 20 december 2017. In de daarop volgende kolom is de gemeten deformatie in januari jan 2018 en bij de oplevering aangegeven. In de een na laatste kolom staat of de gemeten grondvervormingen stabiel waren of nog aan het toenemen zijn.

Sectie	Fundering	Berekende Pand-verplaatsing 2066 [m]	Berekende Pand-verplaatsing einde GWW ¹ [m]	Opgetreden pand-verplaatsing [m]		Vervormingen stabiel (juli 2018) zie bijlage V. [-]	Start / eind datum [mm/dd/JJJJ] ²
				90% GWW	Oplevering		
				Jan 2018	Juli 2018		
B	Prefabbeton	0.11	0.055	0.073	0.072	ja	26-03-2015 / 24-11-2017
B	Houten palen + oplanger	0.16 + (0,185 (1985))	0.08	0.025	0.029	ja	26-03-2015 / 24-11-2017
B	Houten palen + oplanger	0.16 + (0,185 (1985))	0.08	0.026	0.023	Ja	26-03-2015 / 24-11-2017
D	Prefabbeton	0.074	0.037	0.025	0.031	ja	10-08-2016 / 13-03-2018
D	Houten palen + oplanger	0.06	0.03	0.018	0.027	ja	10-08-2016 / 13-03-2018
H	Houten palen + oplanger	0.02	0.03	0.030	0.043	ja	25-01-2016 / 16-01-2018
H	Prefabbeton	0.078	0.039	0.135	0.166	Nee	25-01-2016 / 16-01-2018
H	Prefabbeton	0.078	0.039	0.013	0.008	ja	25-01-2016 / 20-04-2018
H	Houten palen + oplanger	0.071	0.036	0.0126	0.0175	ja	25-01-2016 / 20-04-2018
K-L-M	Prefabbeton	0.17	0.085	0.062	0.068	nee	08-08-2016 / 16-01-2018
N	Houten palen + oplanger	0.30	0.15	0.043	0.053	Ja	28-10-2015 / 13-09-2017
N	Houten palen + oplanger	0.29	0.15	0.017	0.011	Ja	28-10-2015 / 13-09-2017
N	Prefabbeton	0.21	0.105	0.007	0.023	Ja	28-10-2015 / 27-09-2017
P	Prefabbeton / Stalen buispalen	0.026	0.03	0.117	0.152	Nee	25-02-2015 / 27-02-2018
Q	Houten palen + oplanger	0.09	0.045	0.009	0.008	Ja	29-02-2016 / 16-01-2018
S	Houtenpalen + oplanger	0.0037	0.03	0.013	n.v.t.	Ja	29-07-2016 / 18-01-2017
T	Prefabbeton	0.08	0.04	0.024	0.032	Ja	24-02-2016 / 13-09-2017
U	Prefabbeton	0.063	0.032	0.003	0.009	ja	26-04-2016 / 1-11-2017
Y	Houten palen + oplanger	0.035	0.03	0.023	0.025	Ja	07-10-2016 / 01-04-2018
AG	Houten palen + oplanger	0.078	0.036	0.01	0.009	ja	04-05-2015 / 05-07-2017

In bovenstaande tabel is de pandverplaatsing weergegeven per groenecirkelpand. Ook is aangegeven waar de pandverplaatsingen groter zijn dan vooraf voorspeld. Met nadruk wordt erop gewezen dat dit pandverplaatsingen betreft en geen grondvervorming. De grondvervorming zijn gemeten met hellingmeetbuizen in de directe nabijheid van deze panden. De resultaten van de hellingmeetbuizen zijn opgenomen in het opleverdossier van de aannemer. Op de locaties waar de pandverplaatsingen groter zijn dat verwacht is aanleiding om ook te kijken hoe de berekende en gemeten grondvervormingen zich tot elkaar verhouden. Vanuit de tabel is de keuze gemaakt om de volgende locaties nader te beschouwen, namelijk:

- Sectie B
- Sectie H
- Sectie H
- Sectie N
- Sectie K-L-M .

Van bovengenoemde 5 locaties zijn er 3 gekozen omdat de berekende pandverplaatsing groter is dan de gemeten pandverplaatsing en de andere 2 omdat de berekende pandverplaatsingen relatief groot zijn. Voor deze locaties is uitgezocht wat de gemeten horizontale grondvervormingen zijn in vergelijking met de vooraf voorspelde horizontale grondvervormingen, uitgevoerd in PLAXIS. Voor de uitwerking per locatie wordt verwezen naar Bijlage A.

2.3 Vergelijking gemeten en berekende horizontale grondvervormingen

Aan de basis voor dit vergelijk liggen de PLAXIS analyses die door de aannemerscombinatie zijn opgesteld. Deze zijn uitgevoerd met verwachtingswaarde voor de stijfheidsparameters zodat de metingen goed konden worden vergeleken met de berekeningen. Doorgaans wordt voor een vergelijking tussen gemeten en berekende zetting, op basis van verwachtingswaarde, aangehouden dat een afwijking tot 30% binnen de marges valt. Verondersteld is dat een grotere afwijking zou kunnen duiden op afwijkend grondgedrag.

Hierbij wordt opgemerkt dat er voor de berekende grondvervormingen met PLAXIS vanuit is gegaan dat de uitvoeringsstabiliteit van de ophoging als gevolg van verticale drainage en lange wachttijden zeer hoog is waardoor schuifspanningsvervormingen niet optreden. In de vergelijking tussen de gemeten en berekende vervormingen zullen deze wel een rol spelen. Afwijkingen kunnen dus ook veroorzaakt worden door vervorming van het dijklichaam als gevolg van een lagere uitvoeringsstabiliteit door te snel ophogen (onvoldoende consolidatie).

2.3.1 Samenvatting van de resultaten

In onderstaande tabel zijn de vijf hierboven genoemde locaties nog een keer in tabelvorm samengevat.

Tabel 2.2 Vergelijking gemeten versus voorspelde grondvervormingen.

Locatie	Maximale Horizontale vervormingen in mm			Opmerkingen
	Gemeten	Predictie	Vershil [%]	
Sectie B	140	140	0	
Sectie H	42	37	+ 12%	
Sectie H	242	122	+100%	Vermoedelijk een groot verschil door plastische vervormingen door te snel ophogen
Sectie N	35	47	-25%	
Sectie L	78	60	+30%	Vervormingen nog niet gestabiliseerd op einde meting
Opmerking	Voor de overige 16 locaties geldt dat de opgetreden pandverplaatsingen kleiner zijn dan de berekende pandverplaatsingen; deze zijn niet nader geanalyseerd			

2.3.2 Analyse

Uit Tabel 2.2 volgt dat de horizontale grondvervormingen over het algemeen goed zijn benaderd in de ontwerpfase en binnen de gestelde 30% afwijken blijven. In 2 gevallen worden grotere afwijkingen gevonden. Deze worden hieronder toegelicht.

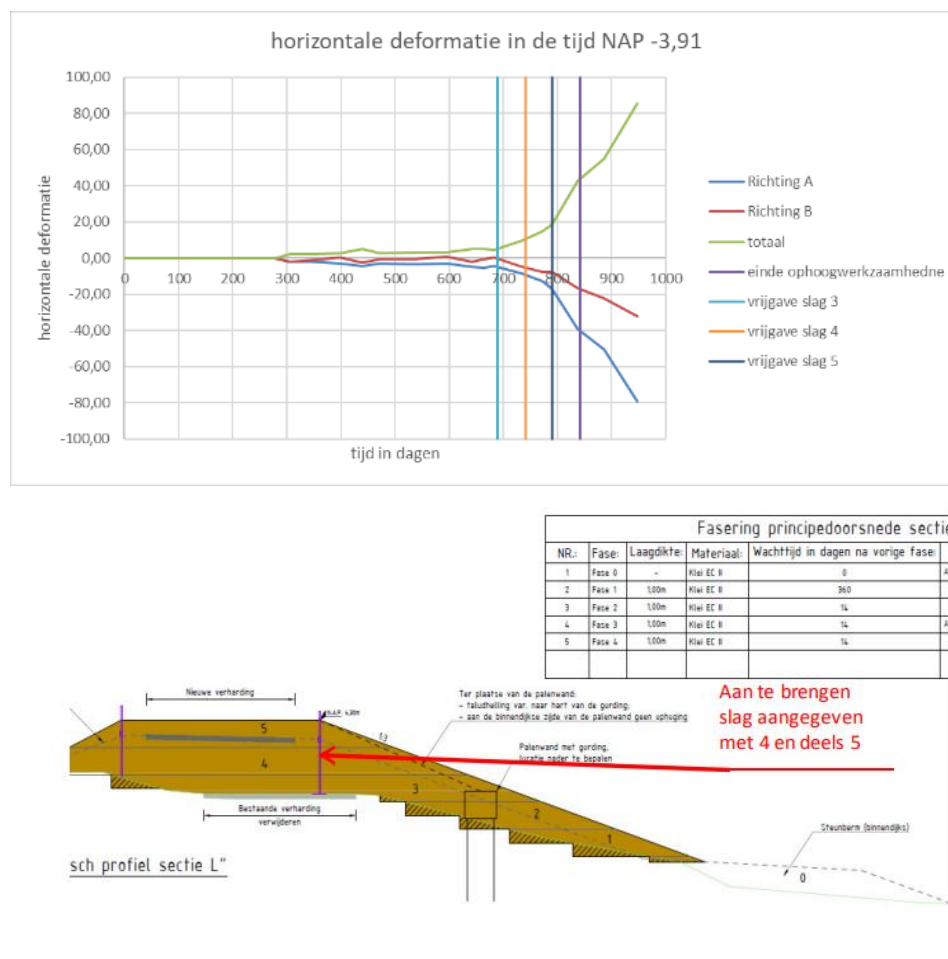
De gemeten vervormingen in sectie H laten een zeer grote afwijking zien ten opzichte van wat verwacht werd. Dit duidt op een bijzonderheid.

Door de aannemer is als verklaring gegeven dat er te snel is opgehoogd, waardoor de stabiliteit van de ophoging als gevolg van achterblijvende consolidatie te laag is. Dit blijkt uit de toename van de deformatie in de tijd (zie Bijlage A) en lijkt een plausibele verklaring.

Bij zuiver gedraineerde grondvervormingen wordt bij min of meer gelijkblijvende ophoogslagen (in termen van dikte van de slag) een afname van de vervormingen verwacht naarmate de afstand tussen het pand en de ophoogslag groter wordt. Bij schuifspanningsvervormingen is het waarschijnlijk dat een ophoogslag op de kruin van de dijk juist voor de uitvoeringsstabiliteit van de ophoging bepalend is en leidt tot een toename van de vervormingen. Dit is wat hier wordt aangetroffen.

Dit geldt ook voor de Sectie L. Wanneer alleen naar de afwijking tussen gemeten en berekende grondvervormingen wordt gekeken valt deze nog net binnen de gestelde bandbreedte. Wanneer naar de vervorming wordt gekeken valt op dat deze richting het einde van het werk toe neemt als gevolg van het aanbrengen van de laatste twee ophoogslagen en niet stabiel is ten tijde van de laatste meting. Het verhogen van de dijkkruin in twee ophoogslagen zou vanuit de predicties ongeveer een zelfde bijdrage aan de deformaties bij het pand moeten hebben als de ophoogslagen vlak voor het pand. Deze ophoogslagen hebben echter wel een grote invloed op de uitvoeringsstabiliteit van de ophoging. In onderstaande figuur is de horizontale deformatie in de tijd uitgezet.

In de grafiek is met een paarse verticale lijn het einde van de ophoogperiode aangegeven. De ophoogwerkzaamheden zijn afgerond rond 1 oktober 2017.



Figuur 2.1 Horizontale deformaties nabij Lekdijk en ophoogschema sectie L.

Na het aanbrengen van de laatste ophoogslag is de toename van de grondvervorming significant. Ook is goed te zien dat er geen stabilisatie van de vervormingen optreden aan het einde van het werk. Opgemerkt wordt dat de verticale verplaatsingsmetingen van het pand een gelijk patroon volgen en ook pas na 1 oktober echt significant toenemen en niet stabiliseren. Zie voor meer informatie (Deltares, 2022).

Omdat de grondvervormingen richting de laatste ophoogslagen sterk toenemen lijkt de oorzaak te liggen in een verminderde stabiliteit van de ophoging als gevolg van achterblijvende consolidatie of te korte wachttijden. Omdat de vervorming in de eerste slagen wel volgens verwachting gaat, is het minder waarschijnlijk dat hier sprake is van een verminderde stijfheid van de grond.

Verminderde stabiliteit van de ophoging zou ook kunnen duiden op een minder hoge grondsterkte ter plaatse. Vanuit het parameteronderzoek wordt die kans echter klein geacht omdat daaruit volgt dat de sterkte van de grond bij KIS juist wordt onderschat. Dit wordt in Hoofdstuk 3 verder toegelicht.

2.4 Resultaten analyse grondvervormingen

Ten behoeve van het vergelijk van de gemeten en berekende horizontale grondvervormingen is ingezoomd op 5 locaties waarvan op 3 locaties problemen met pandverplaatsingen zijn ontstaan en op de andere 2 de grondvervormingen groter waren dan verwacht. Op 16 van de 21 locaties is het verschil tussen voorspelde en berekende grondvervormingen gering. De 5 nader onderzocht locaties betreft dus geen aselechte steekproef, maar een selecte steekproef (non-probability sampling) van probleem locaties. De bovenstaande vergelijking moet in dit perspectief worden gezien.

Op basis van de gemeten en berekende grondvervormingen bij de groenecirkelpanden volgt dat de optredende vervorming ongeveer even groot is als werd voorspeld en daarmee geen aanleiding vormen om de gebruikte grondparameters bij te stellen. Er werden grote vervormingen verwacht en ook toegestaan (Deltares, 2022). Uitschieters tussen gemeten en berekende vervormingen kunnen worden verklaard door een verminderde stabiliteit van de ophoging als gevolg van te snel ophogen. Dit is destijds bij de analyse van de vervormingen door de aannemer ook erkend (Combinatie dijkverbetering Molenwaard, 2015).

Om de invloed van de stijfheidsparameters van de ondergrond te bepalen wordt in het vervolg van dit rapport (zie Paragraaf 4.4) een scenario beschouwd waarin de stijfheid van de grond wordt gevarieerd. Voor dit scenario wordt de stijfheidsreductie gekozen op basis van de vergelijking van parameters tussen de regionale- en lokale proevenverzamelingen (zie Paragraaf 3.4).

3 Analyse grondparameter onderzoek

3.1 Doel analyse grondparameters

In Hoofdstuk 2 is gekeken naar de berekende en gemeten horizontale grondvervormingen. Het doel van de analyse in Hoofdstuk 2 is om een beeld te krijgen van het werkelijke grondgedrag en het verwachte grondgedrag. Wanneer het werkelijke gedrag afwijkt van het verwachte grondgedrag kan het zijn dat de grondparameters die gebruikt zijn voor de voorspelling van het grondgedrag niet representatief zijn en aanpassing behoeven. Uit Hoofdstuk 2 volgt dat het verschil tussen gemeten en verwacht grondgedrag binnen de verwachte bandbreedte blijft. Afwijkingen tussen werkelijk en verwacht gedrag zijn te verklaren vanuit de uitvoeringsfase en vormen daarmee geen aanleiding om de gebruikte grondparameters bij te stellen.

Een tweede manier om te beoordelen of de ondergrond bij KIS voor wat betreft stijfheid- en sterkteparameters zich goed laat voorspellen is een vergelijking op basis van laboratoriumonderzoek van monsters gestoken langs de dijkversterking KIS en langs de naburige dijkvakken.

Het doel van de vergelijking is om te beoordelen of de ondergrond bij KIS zicht goed laat beschrijven met regionale proevenverzamelingen voor sterkte- en stijfheidsparameters of dat de ondergrond duidelijk anders is.

Daarvoor worden de volgende twee deelvragen gesteld:

- Wordt de sterkte van de ondergrond voor de locatie bij KIS overschat wanneer wordt gewerkt met regionale proevenverzameling van sterkte parameters?
- Wordt de stijfheid van de ondergrond voor de locatie bij KIS overschat wanneer wordt gewerkt met regionale proevenverzameling van vervormingsparameters?

Met nadruk wordt erop gewezen dat de analyses in dit hoofdstuk **niet** tot doel hebben om te komen tot een set van rekenparameters. Het doel is om een mate van over- of onderschatting te bepalen die in rekening kan worden gebracht op de gebruikte grondparameters voor de eerste Landelijk Beoordelingsronde (LBO-1). In Hoofdstuk 4 wordt dit uitgewerkt tot scenario's waarmee deze vragen worden beantwoord.

3.2 Aanpak

Ten behoeve van de uitvoeringsfase zijn door de Combinatie Dijkverbetering Molenwaard deformatie-analyses op basis van het Soft Soil Creep (SSC) model in PLAXIS uitgevoerd. Vanuit de contractdocumenten waren er geen parameters voor dit model beschikbaar, waardoor met behulp van vuistregels, schattingen, omrekenformules en de wel beschikbare stijfheidsparameters, de benodigde parameters voor dit model zijn bepaald. In 2013 zijn grondparameters afgeleid op basis van samendrukkingsproeven, triaxiaal- en DSS proeven, die zijn uitgevoerd met de kennis uit het Sterkte en Belastingen Waterkeringen programma van dat moment. Uiteindelijk is het uitvoeringsontwerp voor de dijkverbetering KIS opgesteld op basis van de sterkteparameters die in de ontwerpfase zijn toegepast. Dit betreffen celproefresultaten uit de regionale proevenverzameling van de Alblasserwaard, zie ook (Deltares, 2021).

Op basis van deze proeven is het mogelijk om een vergelijking te maken tussen sterkte- en stijfheidsparameters bepaald op monsters gestoken bij KIS en aanliggende dijkvakken. Voor de uitwerking van dit onderzoek wordt verwezen naar Bijlage B.

Noot: de in 2008 en 2010 uitgevoerde proeven voor het project KIS zijn verricht op basis van toen vigerende kennis en inzichten, dus van voor het WBI. De proeven zijn veelal single stage anisotroop geconsolideerde CU triaxiaal of DSS proeven, maar meestal niet doorgezet tot de critical state (het rekniveau stopt rond de 15%). Daarnaast zijn de proeven uitgevoerd door verschillende laboratoria met allerlei relatief kleine verschillen in de beproevingsmethode, bijvoorbeeld consolidatiewijze en gefixeerde of kantelbare drukplaten. Vooral bij de grotere rekken spelen deze verschillen een grote rol in de gevonden critical state sterkte. De verschillen in de beproevingsmethode hebben minder invloed op de piekwaarden bij lagere rekken. Om deze reden is voor het vergelijk van de sterkte vooral naar de piekwaarde gekeken.

De verschillen in de beproevingsmethoden zijn er ook de oorzaak van dat deze proefresultaten niet geschikt zijn om direct als parameterset te gebruiken in de analyses. Voor de PLAXIS analyses, uitgevoerd ten behoeve van dit onderzoek, zijn deze grondparameters dan ook niet gebruikt. Wel kunnen de proeven gebruikt worden voor een onderling vergelijking van (piek) waarde voor de gevonden sterktes in het traject KIS en daarbuiten. Op basis daarvan kan een uitspraak worden gedaan of een regionale proevenverzameling van sterkte- en stijfheidsparameters representatief is voor het KIS-traject.

3.3 Methode van onderzoek

Als basis voor het onderzoek zijn triaxiaalproeven en samendrukkingsproeven gebruikt van monsters gestoken langs KIS en rondom KIS in een periode van 2010 tot 2013. Daarbij zijn de proeven op grondsoorten met een vergelijkbare volumieke massa met elkaar vergeleken. De volgende indeling is hiervoor gebruikt:

- < 1,2 Mg/m³ (veen en sterk organische klei).
- 1,2-1,4 Mg/m³ (organische klei).
- 1,4-1,6 Mg/m³ (zwak organische klei).
- 1,6-1,8 Mg/m³ (zandige klei).

Op basis van deze indeling worden voor het onderzoek de volgende aantallen proeven gevonden. Ter verduidelijking: in onderstaande tabellen is met KIS bedoeld de locatie van de dijkversterking Kinderdijk-Schoonhovense veer en <> KIS met de dijkstrekkings grenzend aan het KIS-traject. Hieruit blijkt dat de locatie KIS voldoende aanwezig is in de proevenverzamelingen om een vergelijk uit te kunnen voeren.

Tabel 3.1 Aantal geanalyseerde triaxiaalproeven.

ρ_n	Aantal triaxiaalproeven	
	KIS	<>KIS
[Mg/m ³]		
<1,2	8	6
1,2-1,4	12	24
1,4-1,6	17	31
1,6-1,8	27	36
>1,8	9	10

Tabel 3.2 Aantal samendrukkingsproeven; met <>KIS worden de dijktrajecten buiten KIS om bedoeld.

ρ_n [Mg/m ³]	Aantal samendrukkingsproeven	
	KIS	<>KIS
<1,2	25	14
1,2-1,4	18	11
1,4-1,6	25	12
1,6-1,8	32	20

Door zowel de rekenwaarde als de variatie te vergelijken wordt een beeld verkregen of de locatie KIS afwijkt van de locatie <>KIS.

3.4 Resultaten van het onderzoek

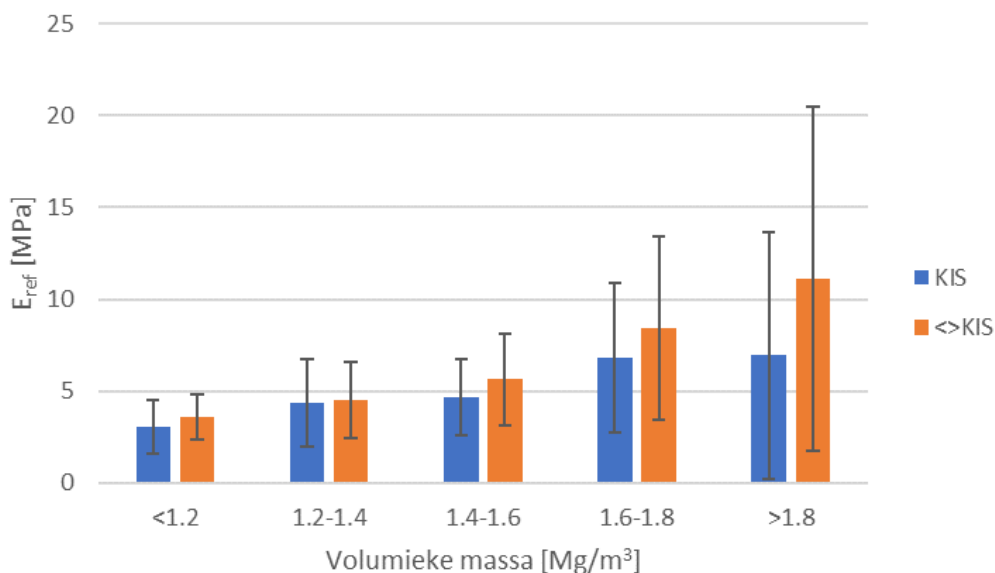
Voor de gedetailleerde resultaten per grondsoort van het onderzoek wordt verwezen naar Bijlage B.

Hieronder volgt een samenvatting van de resultaten relevant voor de verdere beschouwing van de waterveiligheid van de boorpalenwand. Voor het overzicht is er onderscheid gemaakt tussen de stijfheids- en sterkteparameters.

Stijfheidsparameters

Uit de analyse van de stijfheidsparameters is af te leiden dat de grondslag in het KIS-traject overwegend slapper is en dus eerder en meer zal deformeren dan in de aangrenzende dijktrajecten. Opvallend is dat de verschillen met name tot uiting komen in de voorbelaste stijfheidsratio RR en minder in de maagdelijke stijfheidsratio CR.

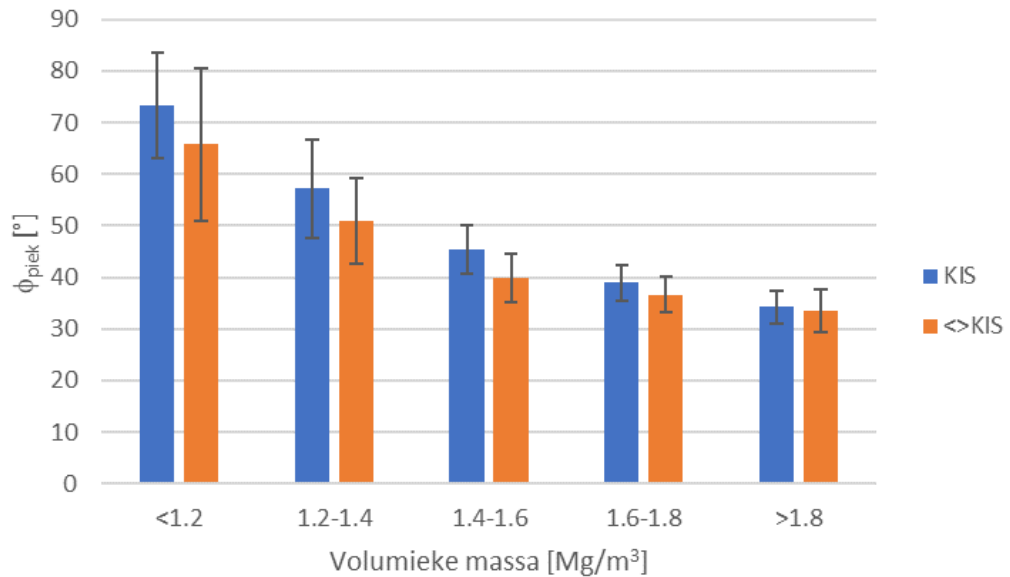
Uit een vergelijk van de Elasticiteitsmodulus (E_{ref}) volgt dat over de gehele range van volumieke massa's een lagere weerstand tegen vervorming wordt gevonden binnen het KIS-traject, zie Figuur 3.1.



Figuur 3.1 E-module per volumieke massa.

Sterkteparameters

Uit de vergelijking van de sterkteparameters blijkt dat de grotere vervormbaarheid gepaard gaat met een grotere sterkte bij KIS ten opzichte van de dijktrajecten buiten KIS (<>KIS). Zie hiervoor de Bijlage B. In Figuur 3.2 is de piekwaarde en de spreiding getoond, deze waarde representeert de hoek van inwendige wrijving.



Figuur 3.2 Piekwaarde van de inwendige wrijvingshoek per volumieke massa.

3.5 Conclusie

Uit de analyses van de parameters blijkt dat de stijfheidsparameters bij KIS licht worden overschat bij het gebruik van de regionale proevenverzamelingen. Om een indruk te krijgen van het effect van minder stijf grondgedrag op de waterveiligheid wordt in paragraaf 5.3 een analyse gemaakt met 10% lagere stijfheidsparameters.

Uit de analyses van de parameters blijkt dat de sterkteparameters bij het dijkvak KIS goed worden gerepresenteerd bij het gebruik van de regionale proevenverzameling. Omdat in de herbeoordeling gerekend wordt met karakteristieke waarden voor de sterkte is er geen reden deze te verlagen.

4 Modelling boorpalenwand

In dit hoofdstuk wordt ingegaan op de opbouw van het numerieke model voor de analyses van de waterveiligheid. Eerst wordt **het doel** van dit onderdeel van het onderzoek kort aangehaald, daarna de **methode**. In de daaropvolgende paragraaf wordt de systeemsprong naar de huidige vigerende aanpak (van OSPW naar PPE) toegelicht en de consequenties daarvan op de ontwerp- en beoordelingswijze voor stabiliteitsverhogende langsconstructies. In Paragraaf 4.3 wordt het numeriek model zoals ontwikkeld in PLAXIS besproken. Gevolgd door de te berekenen varianten en scenario's en de te stellen eisen.

4.1 Doel en methode modelonderzoek

Het doel van het onderzoek met het numeriek model van de boorpalenwand is het analyseren van de waterveiligheid wanneer de volgende drie scenario's zich voordoen:

1. Het effect van een verminderde sterkte of stijfheid van de ondergrond.
2. Veranderende waterspanningen al dan niet als gevolg van kortsluiting.
3. Verminderde sterkte van de boorpalenwand.

Bij het analyseren van de waterveiligheid wordt gebruik gemaakt van de huidige ontwerp- en beoordelingssystematiek, de PPE. Aangezien ten tijde van het ontwerp gebruik is gemaakt van de toen geldende systematiek (OSPW), worden de effecten van de systeemsprong ook besproken. Er is gekozen voor de PPE om deze te hanteren omdat het gaat om een beoordeling van de huidige situatie en situaties in de toekomst.

Naast de bovenstaande scenario's is ook gevarieerd met de stijfheid van de boorpalen (gescheurde en ongescheurde stijfheid), het waterspanningsverloop en twee methoden voor bodemdaling beschreven in de PPE (Soft Soil Creep en Volumieke Rek). Deze **variaties** zijn gedaan om het effect van de variaties op de buigende momenten in de boorpalen te bepalen.

In het numeriek model wordt de meest recente informatie over de grondopbouw, inclusief voorgaande dijkversterkingen en geohydrologie (vernatting) gebruikt voor de schematisatie van het model in PLAXIS 2D conform de PPE. Deze sluit aan op een eerder uitgevoerde beoordeling van de constructies bij KIS (IV-INFRA, 2020). Het PLAXIS model zonder de toepassing van de scenario's en variaties wordt gebruikt als referentie om de effecten te kunnen kwantificeren.

4.2 Invloed systeemsprong veiligheidsbenadering

Om te kunnen beoordelen of de boorpalenwand aan de huidige waterveiligheidseisen voldoet is het noodzakelijk om het momenteel vigerende beoordelings- en ontwerpinstrumentarium te gebruiken (BOI). Onderdeel hiervan zijn de PPE en PPL. Het OSPW maakt geen onderdeel meer uit van het BOI en kan daarom niet worden gebruikt.

In deze paragraaf wordt de tijdens het ontwerp gehanteerde ontwerpmethode (OSPW) besproken en op hoofdlijnen vergeleken met de ontwerp- en beoordelingsmethode (PPE en PPL) binnen de huidige vigerende normering (WBI 2017). Dit gaat over de volgende onderwerpen:

- De veiligheidsbenadering en normering.
- Het stroomschema dat wordt gevolgd om tot een juiste spanningsopbouw in het model te komen, wordt behandeld.
- Wijze hoe met bodemdaling en de spanningsveranderingen als gevolg daarvan moet worden omgegaan.

4.2.1 Uitvoeringsontwerp analyses

Het uitvoeringsontwerp van de dijkverbetering is gebaseerd op de ‘overschrijdingskans van de norm’ benadering waarbij een overschrijdingskans van 1:2000 is gehanteerd. De schadefactor die bij deze overschrijdingskans hoort γ_n bedraagt 1,17 voor gronddijken bij het gebruik van rekenwaarde voor de grondsterkte.

Het uitvoeringsontwerp is gebaseerd op de “Ontwerprichtlijn voor stabiliteitsschermen in primaire waterkeringen” (Deltares, 2016). Voor de type 2 constructies (stabiliteitsverhogende langsconstructies) wordt een schadefactor van 1,24 voor de geotechnische stabiliteit en 1,17 voor de constructieve sterkte voorgeschreven.

De rekenwaarde voor de grondsterkte wordt gevonden door de karakteristieke waarde voor de cohesie (c) en de tangens van de hoek van inwendige wrijving ($\tan \phi$) te delen door de materiaalfactoren. Omdat de materiaalfactoren voor de c en de $\tan \phi$ van elkaar verschillen wordt doorgaans aangehouden dat de rekenwaarde voor de sterkte een factor 1,25 lager ligt dan de karakteristieke waarde. Doordat is gerekend met de sterkteparameters afkomstig uit celproeven is de schematiseringsfactor γ_b vastgesteld op 1,0 (TAW Technische Adviescommissie voor de Waterveiligheid, 1989).

De modelfactor bedraagt volgens de OSPW $\gamma_d = 1,05$.

De gezamenlijke set van partiële veiligheidsfactoren is weergegeven in Tabel 4.1.

Tabel 4.1 Overzicht partiële factoren OSPW behorende bij overschrijdingskans van de norm.

Factor	Symbol	Grootte		
Schadefactor (grondconstructies)	γ_n	1,17		
Schadefactor (geotechnische stabiliteit constructies)	$\gamma_{n;0s}$		1,24	
Schadefactor (constructieve sterkte)	γ_n			1,17
Modelfactor	γ_d	1,05		
Schematiseringsfactor	γ_b	1,00		
Materiaalfactor	γ_m	1,25		
Overall veiligheidsfactor		1,54 (geotechnische stabiliteit grondconstructie)	1,63 (geotechnische stabiliteit constructies)	1,54 (constructieve sterkte)

4.2.2 Beoordeling van de constructie volgens de huidige vigerende normen

Om de waterveiligheid van de boorpalenwand te kunnen bepalen conform de overstromingskansbenadering (WBI 2017) is zijn de schadefactoren afgeleid uitgaande van een overstromingskans van 1:30.000 jaar zoals die in de overstromingskansbenadering voor het dijktraject 16-2 is voorgeschreven. De genoemde overstromingskans betreft de signaleringswaarde van de norm die voor de beoordeling wordt gebruikt. Voor dijkversterking wordt de maximale toelaatbare overstromingskans gebruikt zijnde 1:10.000.

In onderstaande tabel zijn de schadefactoren gepresenteerd voor respectievelijk de signaleringswaarde en de maximaal toelaatbare kans.

Voor de beschouwing van de waterveiligheid over 100 jaar wordt de maximale kans gepresenteerd. Een overzicht van de waarden is gegeven in Tabel 4.2.

Tabel 4.2 Overzicht maximaal toelaatbare faalkansen partiele factoren behorende bij het WBI; Met de achtervoegsels "max" wordt de maximaal toelaatbare kans bedoeld en met "sig" de signaleringswaarde.

Parameter	Symbool/eenheid	Waarde
Signaleringswaarde	$P_{eis;sig}$ 1/jaar	1:30000
Maximaal toelaatbare kans	$P_{eis;ond}$ 1/jaar	1:10000
Faalkansruimte factor STBI	ω [-]	0,04
(sig) Faalkans op trajectniveau STBI	$P_{eis;sig;stbi}$ 1/jaar	$1,33E^{-06}$
(max) Faalkans op trajectniveau STBI	$P_{eis;ond;stbi}$ 1/jaar	$4,00E^{-06}$
Lengte-effect STBI	$N=$	21,44
Faalkans op vkniveau STBI (signaleringswaarde)	$P_{eis;dsn;sig;stbi}$ 1/jaar	$6,22E^{-08}$
faalkans op Vkniveau STBI (max. toelaatbare kans)	$P_{eis;dsn;max;stbi}$ 1/jaar	$1,87E^{-07}$
(max) Beta stbi etc.	$\beta_{max;vak\ stbi}$	5,29
(sig) Beta stbi	β	5,08
Schadefactor STBI (signaleringsfactor)	γ_n	1,27
Schadefactor STBI (max toelaatbare kans)	γ_n	1,17
Verdeling Pfcons; Pfgoot; Pf grondconstructie interactie	-	1/3
(sig) Beta Constructief etc.	β	5,48
(max) Beta constructief etc.	β	5,29
Schadefactor Signaleringswaarde	γ_n	1,23
Schadefactor Max toelaatbare kans	γ_n	1,20

Wanneer o.b.v. deze gegevens de veiligheidsfactoren volgens het PPE worden bepaald dan worden waarden gevonden zoals gepresenteerd in Tabel 4.3. Hierbij worden omdat het om een beoordeling gaat de signaleringswaarden gebruikt.

Tabel 4.3 Overzicht partiele factoren uit het PPE behorende bij het WBI.

Factor	Symbool	Grootte		
Schadefactor (PP 100 jaar)	γ_n	1,20		
Schadefactor Signaleringswaarde (2024)	$\gamma_{n;0s}$		1,23	
Schadefactor (constructieve sterkte, (2024))	γ_n			1,23
Modelfactor	γ_d	1,06		
Schematiseringsfactor	γ_b	1,00		
Materiaalfactor	γ_m	1,00		
Overall		1,27	1,31	1,31

In de tabel zijn in de bovenste 3 regels de schadefactoren gepresenteerd bij:

- De maximaal toelaatbare kans (schadefactor (PP100 jaar, gebaseerd op een normfrequentie van 1:10.000).
- De signaleringswaarde (2024 behorende bij normfrequentie 1:30.000).
- Behorende bij de signaleringswaarde voor constructieve sterkte.

In de PLAXIS analyses is voor alle situaties uitgegaan van een overall factor van 1,31.

4.2.3 Samenvatting veiligheidsbenadering systemsprong

Voor de analyses volgens het huidige vigerende PPE wordt op basis van het rekenschema in de PPE een overall factor toegepast op de grondsterkte van 1,31. Deze factor is lager dan de overall factoren die destijds conform OSPW bij de ontwerpberekeningen van KIS zijn gebruikt. Deze zijn namelijk 1,54 om 1,63.

De grondparameters die zijn gebruikt bij deze beide benaderingen zijn dus verschillend en leiden tot grotere belastingen op de constructie bij toepassing van de PPE -parameters. Het OSPW stelt dat voor de grondstijfheid mag worden uitgegaan van verwachtingswaarden. Dit in tegenstelling tot de PPE (WBI) waar met laag karakteristieke waarden voor de grondstijfheid wordt gerekend.

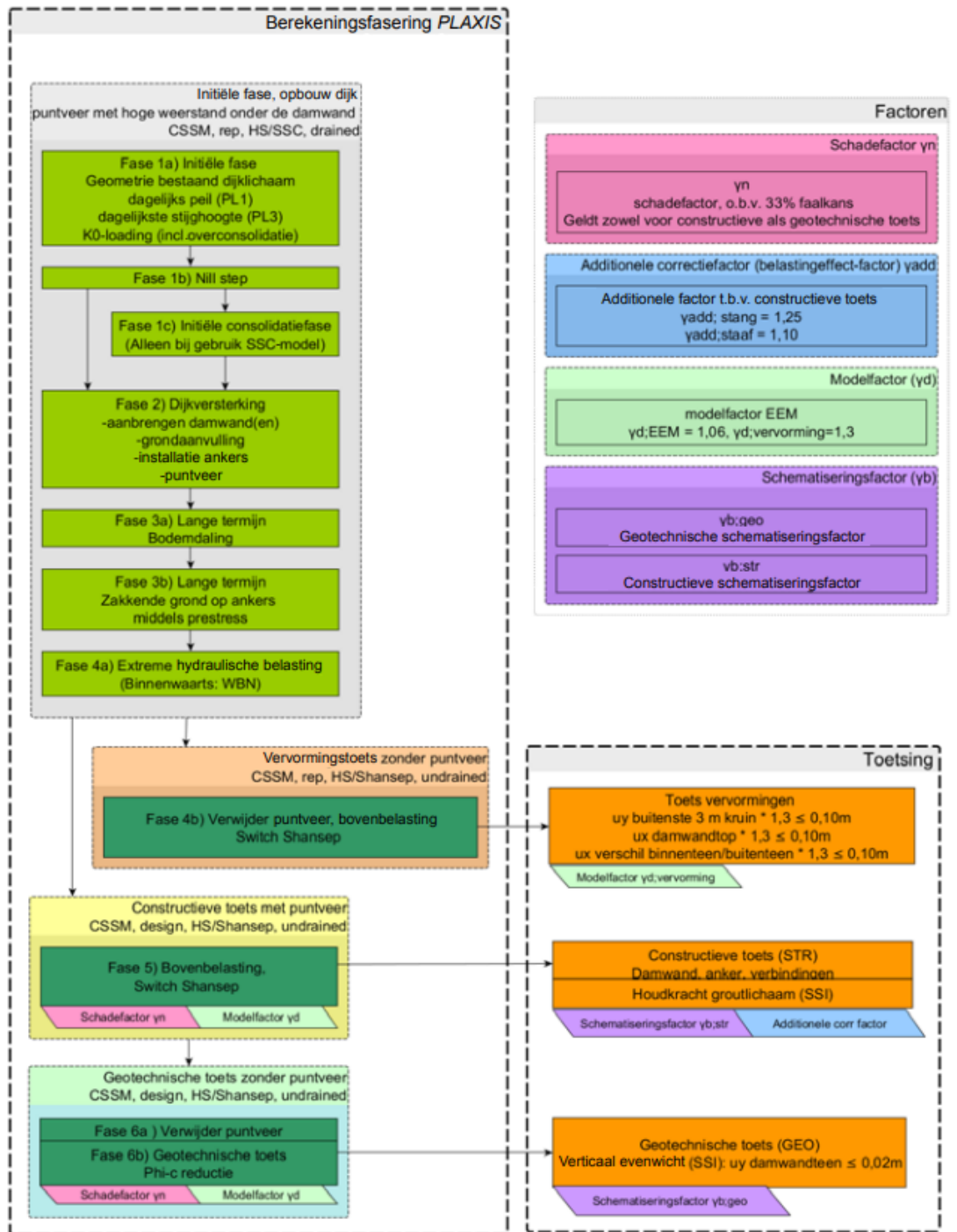
4.2.4 Verschil fasering PPE en OSPW

De ontwerpanalyses door de aannemerscombinatie CDVM zijn opgesteld volgens het Deltares rapport Ontwerp stabiliteitsschermen (type 2) in Primaire waterkeringen, afgekort OSPW (Deltares, 2016). In dit document wordt voorgeschreven hoe de Eindige Elementen Methode analyses moeten worden opgesteld. In Tabel 4.4 is de fasering van de EEM analyses conform OSPW weergegeven.

Tabel 4.4 Fasering volgens OSPW.

fase	omschrijving	type
U1	a Initiële fase: bouw het oorspronkelijke grondlichaam op zonder eigen gewicht, met een horizontale freatische lijn gelijk aan het polderpeil (PL0)	gedraineerd
	b Breng het eigen gewicht van het oorspronkelijke grondlichaam aan.	gedraineerd
	c Breng de freatische lijn onder <u>normale omstandigheden</u> (PL1), inclusief eventuele opbolling, in alle grondlagen aan.	gedraineerd
U2	a Breng in de watervoerende laag en indringingslaag de potentiaal onder <u>normale omstandigheden</u> (PL3) aan. Waterspanning boven indringingslaag tussen PL1 en PL3 interpoleren.	gedraineerd
	b Activeer de constructieve elementen (damwand, verankering). Deactiveer een eventueel instabiel binnentalud (zie paragraaf 4.3.3).	gedraineerd
	c Breng buitenwaterstand (MHW) aan en breng de freatische lijn bij MHW (PL2) aan. Breng in de watervoerende laag de (opdrijf)potentiaal onder <u>extreme omstandigheden</u> (PL4), dus bij optreden MHW, aan. Waterspanning in indringingslaag tussen PL3 (bovenkant) en PL4 interpoleren, en waterspanning boven indringingslaag tussen PL2 en PL3 interpoleren.	Gedraineerd
	d Breng de bovenbelasting op grondlichaam aan (verkeersbelasting).	Ongedraineerd
U3	a Voer de sterkte-reductie berekening met parametersets M1 uit.	Ongedraineerd
	b Wissel van niet-associatieve (M1) naar associatieve parametersets (M2).	Gedraineerd
	c Voer de sterkte-reductie berekening met parametersets M2 uit.	Gedraineerd
U4	a Resultaten toets geotechnisch bezwijken: $\Sigma M_{sf} = \gamma_{EEM;g}$ uit fase U3c	
	b Resultaten toets constructief bezwijken: $\Sigma M_{sf} = \gamma_{EEM;j}$ uit fase U3c	

Het PPE voorziet in de volgende fasering:



Figuur 4.1 Fasering PPE.

Doel van beide faseringen (stap U1 OSPW en fase 1 en 2 PPE) is om de spanningscondities in de ondergrond zo goed als mogelijk op te bouwen. Wanneer beide schema's met elkaar worden vergeleken kan worden gesteld dat fase 1 en fase 2 in het PPE gelijk zijn aan stap u1 en u2 in de OSPW. Fase 3a en 3b van het PPE zijn in de OSPW niet als zodanig aangegeven.

4.2.5 Invloed bodemdaling en verschil OSPW en PPE

4.2.5.1 Grondspanningscondities

Een wezenlijk verschil tussen beide analyses is dat in het PPE naast de bodemdaling (die al verwerkt zit in de geometrie) ook een extra kruipfase van 100 jaar wordt voorgeschreven. De daardoor veroorzaakte verhoging van de spanning in de ankers door de zakkende grond wordt niet meegenomen in het OSPW. Zakkende grond op ankers wordt in OSPW in rekening gebracht bij het toetsen van de pull-out kracht van het ankerlichaam. In het PPE wordt de toename van de voorspanning veroorzaakt door de zakkende grond op ankers wel in de PLAXIS analyses ingevoerd. Dit heeft effect op de buigende momenten in de boorpalenwand.

Hetzelfde geldt voor de kruipfase die ingevoerd wordt na de installatie van de constructie. In het OSPW wordt de spanningstoestand niet gecorrigeerd en wordt alleen de nieuwe spanningstoestand als gevolg van een lager maaiveld beschouwd. In de PPE wordt het maatgevend profiel gecorrigeerd voor bodemdaling en wordt voor de spanningsopbouw na plaatsing van de constructie een kruipfase gehanteerd van 100 jaar met het Soft Soil Creep (SSC) model. Dit geeft naast verticale deformatie (maaiveldaling) ook horizontale deformatie waardoor de buigende momenten in de constructie toenemen. Hieronder wordt dit toegelicht.

4.2.5.2 Zakkende grond op de ankers

In de analyses voor KIS conform OSPW is in stap U2c1 bodemdaling geïmplementeerd. Dit is gedaan door aan maaiveld een grondlaag te verwijderen ter hoogte van de bodemdaling en onder de dijk een grondlaag van veen te vervangen door dijkmateriaal. De rekenstap van fase U2c1 wordt dan gedraineerd uitgevoerd met een tijdstap van 1 dag. Zakkende grond op ankers wordt conform de OSPW achteraf in rekening gebracht door bij het ontwerp van de ankers de belasting van de zakkende grond te verdisconteren. De extra voorspanning die ontstaat in de vorm van zakkende grond op ankers wordt niet in de PLAXIS analyses ingevoerd. Daarnaast wordt in de OSPW analyses voor het anker een 'fixed end' punt gebruikt. Als gevolg hiervan is de interactie tussen de oplopende voorspanning op de boorpalenwand in de OSPW anders gemodelleerd dan volgens de PPE.

In de PPE wordt voor de planperiode van 100 jaar eveneens uitgegaan van een gezakte geometrie waarbij de zakking van het maaiveld en de dijk wordt opgegeven door binnendijs het maaiveld te verlagen met de verwachte bodemdaling in de komende 100 jaar. Dit wordt in stap 1 in de geometrie meegenomen. Stap 3 van de PPE is bedoeld om het effect van kruip van slappe lagen op de spanningstoestand van zowel de constructie als de grond in rekening te brengen. De kruip van grondlagen veroorzaakt negatieve kleef op de constructie en daarmee verhoging van de normaalkracht in de constructie, wat gunstig kan zijn voor de toetsing van het moment voor betonconstructies. In de PPE staat dat deze verhoging van de normaalkracht te gunstig werkt op de toetsing van het scheurmoment en daarom achterwege moet worden gelaten. Doordat er naast een verticale vervorming ook een horizontale vervorming ontstaat krijgt de constructie ook een horizontale belasting die tot extra momenten in de palenwand leidt.

Voor het in rekening brengen van de effecten van kruip worden in de PPE twee opties gegeven:

- Door de geschatte of berekende vervorming via verticale contractie (Volumieke Rek) in PLAXIS op te geven.
- Door een kruipberekening met het SSC-model uit te voeren.

Wanneer wordt gekozen voor de laatste optie geeft de PPE aan dat de effecten op de constructie onrealistisch groot zijn (zie tekstblok).

Bij het in rekening brengen van inklinking door middel van kruip kan het SSC-model naast de dijk ook significante horizontale vervormingen en spanningsrotaties berekenen. Dat gebeurt vooral onder en nabij een talud, waar de initiële K_0^{MC} -verhouding tussen horizontale en verticale spanningen wordt aangepast door het optreden van spannings spreiding. De optredende spanningsrotaties en horizontale vervormingen hebben effect op de krachten en momenten in de constructie. In het voorkomende geval kunnen deze effecten op de constructie tot realistische proporties worden beperkt door ook al kruip te laten plaatsvinden tussen stap 1 en stap 2, dat wil zeggen voorafgaand aan het plaatsen van de constructie. Indicatief kan daarbij worden gedacht aan een kruiperiode van 10 jaar, al zal dit van geval tot geval moeten worden getoetst.

De verhoging van de ankerkracht door zakkende grond wordt in beide gevallen berekend conform het PPL-voorschrift. De totale ankerkracht als resultaat van enerzijds voorspanning en zetting (berekend in PLAXIS) en anderzijds zakkende grond (berekend buiten PLAXIS) moet vervolgens weer als 'prestress' in de PLAXIS-berekening worden ondergebracht.

Figuur 4.2 Tekstblok uit PPE; hoe de kruipfase te modelleren.

Doordat de verankerde palenwand een grote stijfheid heeft zal het in bovenstaand tekstblok genoemde effect een grote invloed hebben op de buigende momenten in de boorpaal.

In dit rapport worden beide methodes toegepast. In de conclusies in Paragraaf 6.3 wordt aangegeven hoe beide analyses moeten worden geïnterpreteerd voor de hoofdconclusies van het onderzoek.

4.3 Numeriek model in PLAXIS conform PPE en PPL

In deze paragraaf worden de schematiseringskeuzes voor het numerieke model besproken. Vanuit de beschikbare informatie over het traject en het werk in de deelonderzoeken is er gekozen om een representatieve doorsnede te gebruiken voor de numerieke modellering.

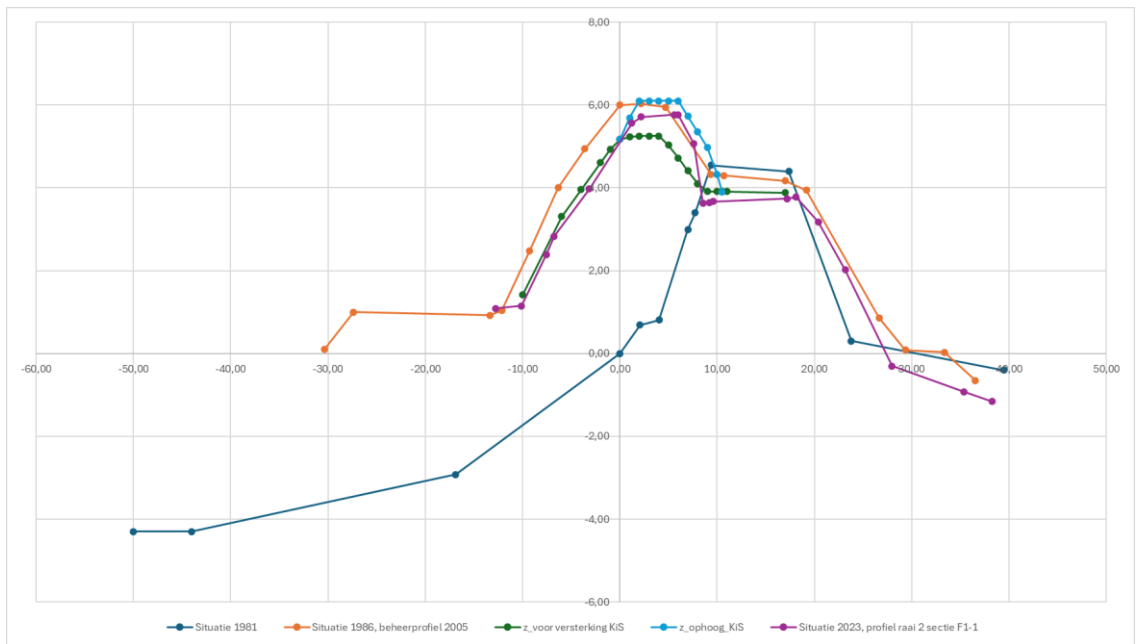
Hierbij is de keuze gevallen op sectie F1-1 (raai 2), waar een deel van het monitoringsonderzoek is uitgevoerd. Er is voor deze locatie gekozen omdat:

- De geometrie representatief is voor wat betreft de locatie van de boorpalenwand (laag in het talud).
- Op deze locatie is een tussenzandlaag aanwezig waardoor eventuele kortsluiting langs de boorpaal van invloed kan zijn op de waterdrukken.
- De waterveiligheidsanalyses uit fase 1 zijn hierop gebaseerd.

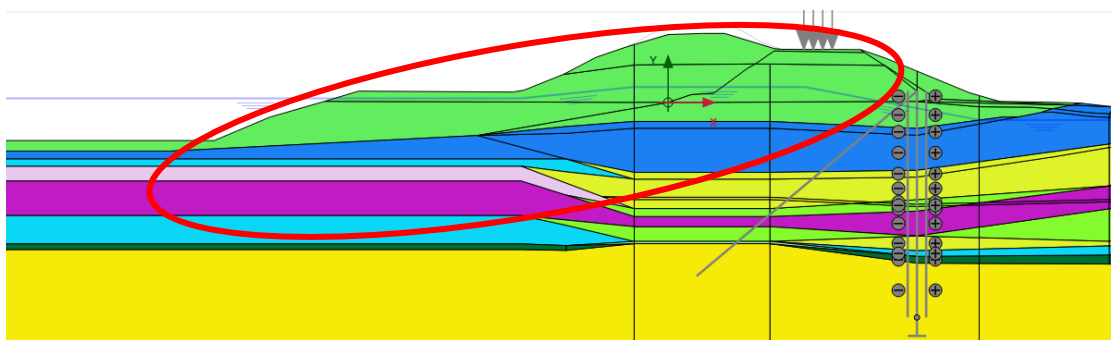
Het beschreven numerieke model is het basismodel waarbij de ondergrond, geometrie van de dijk, geohydrologie, grondparameters en de constructieve eigenschappen zo goed als mogelijk zijn geschematiseerd en dat aansluit bij de werkelijke situatie.

4.3.1 Historie dijkgemetrie

Bij het beschouwen van de waterveiligheid is de geschiedenis van het dijkttraject een essentieel onderdeel. Vanuit Waterschap Rivierenland zijn van sectie F1.1 de ingemeten dijkgemetrieën sinds 1981 aangeleverd waardoor er een realistischer beeld van het effect van de dijkversterking KIS kan worden gegeven, zie Figuur 4.3. De dijkversterking van 1984-86 was een rivierwaartse versterking waarbij een berm is geplaatst en de kruin van de dijk rivierwaarts schuift en een hoogte bereikt van circa 6 meter. Mede door het grote effect van het verschil in opbouw, is bij het opbouwen van de dijkgemetrie in PLAXIS gekozen om de kruifase 1C vanuit de PPL op te delen in twee losse kruifasen. In de eerste kruifase wordt een kruip periode voor 10 jaar berekend met de initiële geometrie van de dijk van voor 1984, zie Figuur 4.4 Daarna wordt er een tweede kruifase geïnitieerd die de spanningsopbouw door de versterking van 1984-1986 meeneemt, zie Figuur 4.4. Hierbij wordt ervan uitgegaan dat door deze twee stappen het meest realistische spanningsveld in de dijk wordt bereikt. Vanaf dit punt wordt de dijkversterking KIS toegevoegd in de verdere stappen van de PPE, zie Figuur 4.5.



Figuur 4.3 Dijkprofielgeschiedenis locatie F1-1.



Figuur 4.4 Dijkgeometrie na rivierwaartse versterking 1984-1986 (Boorpalenwand uit).



Figuur 4.5 Dijkversterking KIS, aanbrenge constructie (boorpalenwand aan) en daarna ophoging kruin.

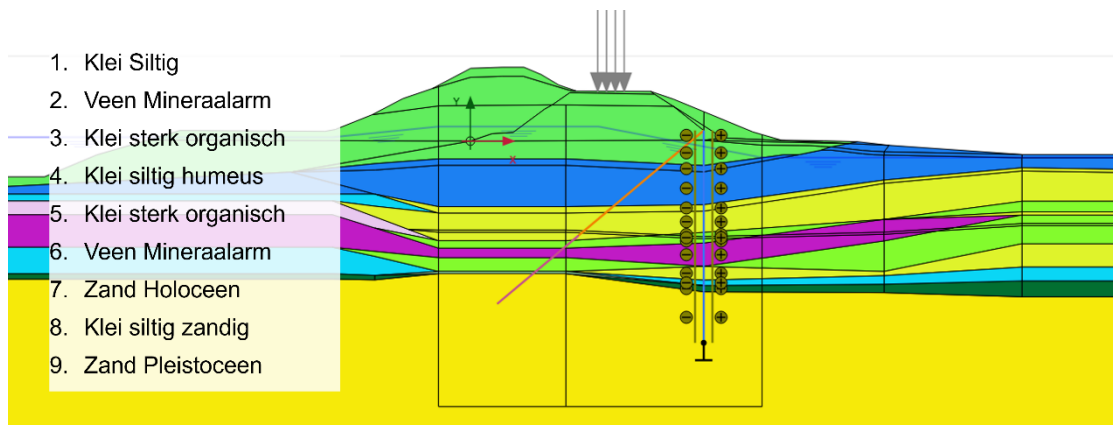
4.3.2 Opbouw ondergrond

Voor het bepalen van de opbouw van de ondergrond is gebruik gemaakt van het uitgevoerde geohydrologische onderzoek in het kader van het onderzoek Vernatting (Deltares, 2024a). De boringen uitgevoerd in raai 2 bij paneel F 1-1 zijn gebruikt voor de bepaling van de grondopbouw. In onderstaande tabel staan de gebruikte onderzoeklocaties weergegeven.

Tabel 4.5 Gebruikte boringen (Wiertsema en partners, 2023).

Parallele kade	Kruin	Bij boorpalenwand	Binnenteen	Achterland
Mb007	Dkmp005	Mb008/Dkmp006	Dkmp007/mb011	Dkmp008/mb011

Op basis van de boringen bij onderzoekslocatie Raai 2 is het navolgende ondergrondmodel ter hoogte van het maaiveld opgesteld, zie Figuur 4.6. Ten opzichte van de grondopbouw op maaiveld zijn er een aantal verschillen met de grondopbouw ter hoogte van de kruin. De Holocene Zandlaag (de TZ) is onder de kruin van de dijk niet aangetroffen. Daarnaast is de laag Klei siltig zandig (Laag 8) onder de dijk een dun laagje basisveen. Laag 4 ter hoogte van het maaiveld is een laag Klei, siltig humeus, die ter hoogte van de kruin dunner is. Ter hoogte van de kruin ligt boven deze laag een laag Klei die sterk organisch is.



Figuur 4.6 Schematisatie van de ondergrond bij paneel F1-1.

In bovenstaande figuur is een schets van de ondergrond weergegeven. Vanuit de kruin van de dijk naar de diepere ondergrond toe werkend zijn er de volgende lagen:

1. Dijkmateriaal en ophoogmateriaal.
2. Klei, siltig.

3. Veen, mineraalarm.
4. Klei, sterk organisch.
5. Klei, siltig humeus.
6. Klei, sterk organisch.
7. Basisveen.
8. Zand (Pleistoceen).

De opbouw van de ondergrond is herleid uit het grondonderzoek en weergegeven in Tabel 4.6.

Tabel 4.6 Bodemopbouw; geel zijn watervoerende zandlagen.

Grondsoort	Bovenkant laag in m . NAP			
	Kruin	Boorpaal	Binnenteen	Achterland
Dijkmateriaal	5,5 (mv)	1,30 (mv)	Niet aangetroffen	Niet aangetroffen
Klei, siltig	-2	-2,30	-1,00	-1,30
Veen, mineraal arm	-6,20	-6,00	-3,60	-2,55
Klei, sterk organisch	-9,35	-8,60	Niet aangetroffen	-5,65
veen	Niet aangetroffen	Niet aangetroffen	Niet aangetroffen	-6,30
Klei, siltig humeus	-10,15	-9,60	-7,40	Niet aangetroffen
Klei, sterk organisch	-11	Niet aangetroffen	-9,35	-7,00
veen	-12,25	-11,80	-12,20	-9,65
Tussenzand	Niet aangetroffen	-12,55	-12,65	-11,88
Klei, siltig zandig	Niet aangetroffen	-13,60	-13,50	-13,15
Zand (Pleistoceen)	-12,45	-14,20	-14,20	-14,65

De indringingszone, de zone tot waarin een tijdelijke stijghoogteverandering in de watervoerende lagen merkbaar is, is bepaald op 4 meter boven de tussenzandlaag in het onderzoek naar Vernatting en is als zodanig gemodelleerd.

4.3.3 Grondparameters

De grondparameters zijn overgenomen uit de proevenverzameling van Waterschap Rivierenland. Dit zijn de parameters waarmee de analyses zijn gemaakt van de constructies in het kader van LBO-1 (IV-INFRA, 2020).

De pre-overburden-pressure (POP) is ingevoerd in de initiële situatie waarbij voor het dijkmateriaal een POP van 15 kN/m², voor de kleilagen 15 kN/m² en voor het veen 1 kN/m² zijn gehanteerd. Dit betreffen laag karakteristieke waarden. Als gevolg van fase 1 en 2 van de berekeningen neemt de OCR iets toe tot waarden van 1,8 onder de dijk en ca. 2,0 in het achterland.

Voor zowel de sterkte als de stijfheidsparameters zijn laag karakteristieke waarden gebruikt conform de PPE. De materiaalparameters zijn in onderstaande tabellen weergegeven en overgenomen uit (IV-INFRA, 2020).

Tabel 4.7 Overzicht gebruikte grondparameters.

Materiaal set	Gewichts-range	Volume gewicht		Stijfheidsparameters (karakteristiek) (x-0,05)		
		Y_{unsat}	Y_{sat}	E_{50}	E_{oed}	E_{ur}
	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²
Veen, mineraal arm	<11	10,63	10,63	750	600	2250
Veen, kleilig	>11	11,69	11,69	1500	1250	4500
Basis veen	-	12	12	1500	1250	4500
Klei sterk organisch	< 14	13,08	13,08	2000	1500	6000
Klei, sterkt humeus	-4 - 16	15,16	15,16	5000	5000	15000
Klei, siltig	16-17,5	16,82	16,82	8000	8000	24000
Klei, siltig zandig	>17,5	18,73	18,73	15000	15000	45000
Dijkmateriaal	-	18,54	18,54	15000	15000	45000
Zand, holocene		18	20	20000	20000	60000
Zand, Pleistoceen		18	20	25000	25000	75000
Ophoog materiaal, zand		17	19	20000	20000	60000
Ophoog materiaal, klei		17	17	15000	15000	45000

Tabel 4.8 Overzicht Soft Soil Creep parameters.

Materiaal set	Gewichts-range	Volume gewicht		Stijfheidsparameters (Prv)		
		Y_{unsat}	Y_{sat}	κ	λ	μ
	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	[-]	[-]	[-]
Veen mineraal arm	<11	10,63	10,63	0,0377	0,3517	0,0246
Veen, kleilig	>11	11,69	11,69	0,0277	0,2965	0,0167
Basis veen	-	12	12	0,0277	0,2965	0,0167
Klei, sterk organisch	< 14	13,08	13,08	0,0288	0,2345	0,0173
Klei sterkt humeus	-4 - 16	15,16	15,16	0,0177	0,1892	0,0101
Klei, siltig	-6 - 17,5	16,82	16,82	0,0115	0,1282	0,006
Klei, siltig zandig	>17,5	18,73	18,73	0,008	0,0836	0,0032

Materiaal set	Gewichts-range	Volume gewicht		Stijfheidsparameters (Prv)		
Dijkmateriaal	-	18,54	18,54	0,0055	0,0599	0,0022

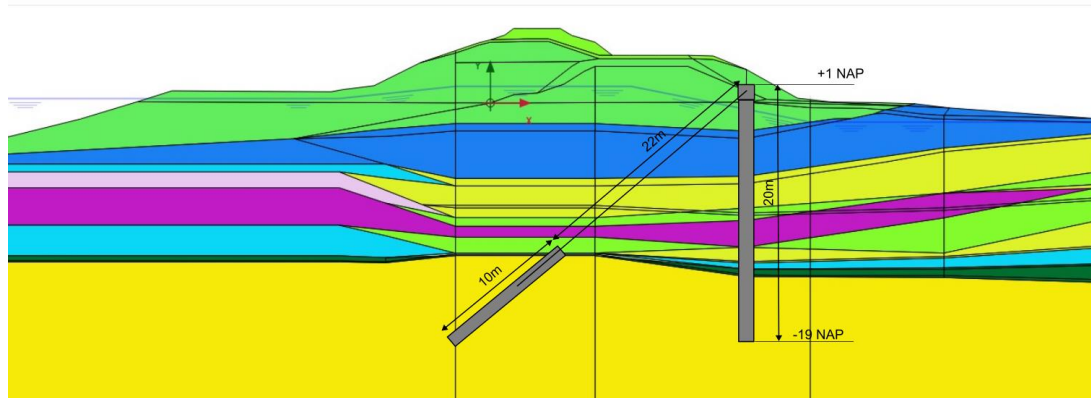
Tabel 4.9 Overzicht gebruikte gedraineerde sterkteparameters.

Materiaal set	Gewichts-range	Volumiek gewicht		Sterkte parameters gedraineerd				Interface
		Yunsat	Ysat	ϕ	psi	C_{ref}	Su ref	
	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	°	°	kN/m ²	kN/m ²	[-]
Veen mineraal arm	<11	10,63	10,63	32,6	0	0	0	0,67
Veen, kleilig	>11	11,69	11,69	26,1	0	0	0	0,67
Basis veen	-	12	12	30	0	0	0	0,67
Klei, sterk organisch	< 14	13,08	13,08	31,3	0	0	0	0,67
Klei sterk humeus	-4 - 16	15,16	15,16	25,5	0	0	0	0,67
Klei, siltig	16-17,5	16,82	16,82	28,7	0	0	0	0,67
Klei, siltig zandig	>17,5	18,73	18,73	29,7	0	0	0	0,67
Dijkmateriaal	-	18,54	18,54	30	0	0	0	0,67
Zand, holocene	-	18	20	31,3	1,3	0	0	0,67
Zand, Pleistoceen	-	18	20	31,3	1,3	0	0	0,67
ophoog mat zand	-	17	19	30	0	0	0	0,67
Ophoog materiaal, klei	-	17	17	27	0	0	0	0,67

Tabel 4.10 Overzicht gebruikte ongedraineerde Shanshep parameters.

Material set	schuifrek (shancep)				Schuifsterkte parameters shancep						state param		
	G/Sua	Y_{fc}	Y_{fe}	Y_{dss}	Su_{ref}	Su_p/Su_a	τ_0/Sua	Sud_{ss}/Sua	v	S -ratio (α)	m	PoP	
	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN/m ² /n]	[-]							
veen min. Arm	27,43	10	14	12	0	0,98	0,7	0,99	0,3	0,495	0,35	0,67	1
veen kleilig	26,1	8	11,2	9,6	0	0,98	0,7	0,99	0,3	0,495	0,29	0,85	1
bas veen	26,1	8	11,2	9,6	0	0,98	0,7	0,99	0,3	0,495	0,3	0,8	15
klei sterk organisch	49,49	4,95	8,95	6,95	0	0,98	0,7	0,99	0,3	0,495	0,22	0,94	15
klei sterk hum.	68,82	5,95	9,95	7,95	0	0,98	0,7	0,99	0,3	0,495	0,21	0,87	15
klei siltig	84,34	9,68	13,68	11,68	0	0,98	0,7	0,99	0,3	0,495	0,25	0,86	15
klei siltig zandig	91,81	11,89	15,89	13,89	0	0,98	0,7	0,99	0,3	0,495	0,28	0,85	15
dijkmat	66,87	14,39	18,39	16,39	0	0,98	0,7	0,99	0,3	0,495	0,34	0,87	7

4.3.4 Constructie boorpalenwand



Figuur 4.7 Constructie boorpalenwand. De bovenzijde van de boorpalenwand ligt op NAP + 1,0 m en de lengte van de paal bedraagt 20 meter. De vrije ankerlengte bedraagt 22 meter en het groutlichaam is 10 meter lang.

De onderzochte constructie is een boorpalenwand. Deze boorpalenwand bestaat uit een rij in de grond gevormde betonpalen met een diameter van 1,07 m en een hart-op-hart afstand van 2,14 m. Deze palen zijn doorgezet tot in de Pleistocene zandlaag en hebben een totale lengte van ruim 20 m. Aan de bovenkant van de palen is een deksloof geplaatst die de koppen van de palen met elkaar verbindt. Deze deksloof is 1 m hoog en 1,2 m breed en is over de hele lengte van de boorpalenwand aanwezig. De palenwand is verankerd met behulp van strengankers. De strengankers zijn afgespannen op de deksloof, door een gat in de deksloof exact tussen twee boorpalen. Aan het einde van de strengankers zit een groutlichaam wat zich vast zet in het Pleistoceen zand. Dit groutlichaam is tot 2 m boven het hoogstgelegen zandpakket aanwezig.

4.3.4.1 Eigenschappen constructie

De eigenschappen van de constructie zijn overgenomen vanuit de ontwerpberekeningen, zie (Combinatie Dijkverbetering Molenwaard, 2016) en zijn in onderstaande tabellen weergegeven.

In PLAXIS is, conform de PPE, gekozen de boorpaal te simuleren met het 'plate' element met interfaces. Een plate element is een doorgaand element wat in eenheden per strekkende meter wordt opgegeven. Voor aanvullende informatie over het plate element wordt verwezen naar de PPE.

Voor de eigenschappen van de boorpaal is er uitgegaan van een ongescheurde paal. Er zijn ook berekeningen gemaakt met een gescheurde paal vanaf fase 4. Voor de sterkte van de paal is de Uiterste Grens Toestand (UGT) situatie beschouwd.

De buigstijfheid EI en rekstijfheid EA zijn herberekend en vergeleken met de gehanteerde waarden vanuit de combinatie. De herberekende waarde voor de EA (rekstijfheid) en EI (buigstijfheid) zijn fractioneel lager dan de in het uitvoeringsontwerp (UO) gehanteerde stijfheden. Deze laatste zijn weergegeven Tabel 4.11, de uiteindelijk in voorliggend onderzoek gehanteerde waarden zijn weergegeven in Tabel 4.12.

Tabel 4.11 (Buig) stijfheden betonpaal zoals bepaald door de Combinatie Molenwaard (Combinatie Dijkverbetering Molenwaard, 2016). EA is de rekstijfheid, EI is de buigstijfheid; UGT staat voor Uiterste grenstoestand en wordt gebruikt voor sterkteanalyses; BGT is de bruikbaarheidsgrenstoestand en wordt gebruikt voor de vervormingsanalyses.

Grenstoestand	ongescheurd			gescheurd		
	$EA_{ongescheurd}^1$ [kN]	$EI_{ongescheurd}$ [kNm ²]	$E_{ongescheurd}^1$ [N/mm ²]	$EA_{gescheurd}^1$ [kN]	$EI_{gescheurd}$ [kNm ²]	$E_{gescheurd}^1$ [N/mm ²]
BGT-Plaxis	13443286	851367	13231	9208786,8	583195	9064
UGT-Plaxis	18909801	1245977	19364	5374231	354111	5503

Voor de in het kader van dit onderzoek uitgevoerde PLAXIS-analyses zijn onderstaande eigenschappen gehanteerd. In de laatste kolom zijn de geschaalde 2D eigenschappen gepresenteerd die voor het Plate element zijn gebruikt in het model.

Tabel 4.12 Eigenschappen van het materiaalmodel toegepast in het "plate" element als model van de boorpaal.

Eigenschappen		Eenheid	Per element	Per m1 (x0,5)
Buigstijfheid	$EI_{ongescheurd}$	kNm ² /m	1,163 ^{E6}	5,815 ^{E+0,5}
	$EI_{gescheurd}$	kNm ² /m	387,7 ^{E3}	193,8 ^{E3}
Rek, of Axiale stijfheid	$EA_{ongescheurd}$	kN/m	16,25 ^{E6}	8,13 ^{E6}
	$EA_{gescheurd}$	kN/m	5,42 ^{E6}	2,71 ^{E6}
H.o.h. afstand			2,14	

De ankerstang is geschematiseerd als een 'embedded beam row' conform de PPE waarvoor de eigenschappen per constructief element worden opgegeven inclusief de hart op hart afstand. Deze zijn hieronder weergegeven. waarvan de eigenschappen hieronder zijn weergegeven.

Tabel 4.13 Eigenschappen van het materiaalmodel toegepast strenganker toegepast (node to node element).

Eigenschappen		Eenheid	Waarde
Axiale stijfheid	EA	kN	175,5 ^{E3}
H.o.h. afstand	Lspacing	M	2,14

Het groutlichaam is geschematiseerd als een 'embedded beam row' met de volgende eigenschappen.

Tabel 4.14 Overzicht invoer van het groutlichaam in de basisschematisatie.

Eigenschappen			
Stijfheid	E	kN/m ²	18,1 ^E +06
Piletype			Voor gedefinieerd (Predefined in Plaxis)
Predefined pile type			Massieve ronde paal (Massive circular pile in Plaxis)
Diameter		M	1,07
H.o.h. afstand	L_spacing	M	2,14
Wandwrijving	Tskin,start,max Tskin, end, max	kN/m kN/m	190,9 190,9
Lengte van groutanker	L	M	10 (onder een hoek van 40 graden)

Voor de verdere gebruikte constructieve elementen wordt verwezen naar Tabel 4.15.

Tabel 4.15 Overzicht van de gebruikte elementen in PLAXIS.

Constructie	PLAXIS-model	Interfaces	Aansluiting
Damwand	Plate	Ja	-
Anker	Node-to-node-anker	Nee	-
Groutlichaam	Embedded beam row	Nee	Met anker: 'free'
Puntveer	Fixed end anchor	-	-

Conform de PPE is een losse puntveer toegevoegd die ervoor zorgt dat er een realistische waarde voor de ankerkrachten wordt berekend. De waarde voor deze veerstijfheid is vrij te kiezen maar moet voorkomen dat er een verplaatsing van meer dan 0,01 m van de puntveer wordt veroorzaakt. De gekozen waarde van 10.000 kN/m¹ is voldoende om dit te waarborgen.

In PLAXIS is de verankering in de ondergrond door groutlichamen gemodelleerd met een 'Embedded Beam Row' conform de PPE. De buigstijfheden, wrijvingscoëfficiënten en andere eigenschappen zijn per constructief element opgegeven in Tabel 4.15. De embedded beam row wordt gedefinieerd als meerdere lichamen met een hart op hart afstand. Hierdoor zijn de eigenschappen van de embedded beam row niet per strekkende meter opgegeven. Net als voor de puntveer geldt dat het groutlichaam niet meer dan 0,01 m mag verplaatsen tijdens de constructieve toets. Om dit te waarborgen is de wandwrijving zo gekozen dat hieraan wordt voldaan.

4.3.5 Waterspanningsopbouw

Voor de waterspanningen in het model is gebruik gemaakt van de uitgevoerde extrapolaties van raai 2 zoals vastgesteld in het onderzoek oorzaken vernatting (Deltares, 2024a). De waterspanningen zijn opgegeven voor de stijghoogte in de Pleistocene zandlaag (PL), de tussenzandlaag (TZ), de buitenwaterstand en de indringingslaag. De stijghoogtes in de indringingslaag zijn in dat onderzoek nog niet bepaald. In de volgende paragraaf wordt aangegeven hoe de stijghoogtes in de indringingslaag zijn bepaald.

Bij de waterspanningen wordt onderscheid gemaakt in de dagelijkse omstandigheden en maatgevend hoogwater (WBN). De indringingslaag is vastgesteld op 4 meter boven de bovenkant TZ (Deltares, 2024a).

De indringingslaag is de slecht doorlatende laag boven een watervoerend pakket tot waar tijdelijke veranderingen van de waterdruk in de watervoerende laag nog merkbaar zijn. De stijghoogte die aan de bovenzijde van de indringingslaag geldt zijn berekend op basis van lineaire interpolatie tussen de grondwaterstand (GWS) en de gemiddelde stijghoogtes in de TZ. De maatgevende buitenwaterstanden voor dit onderzoek liggen op NAP + 3,77 m voor 2024, NAP + 3,89 m voor 2035 en op NAP + 4,72 m voor 2115. Ter hoogte van het maaiveld (MV) ligt de grondwaterstand op NAP - 1,55 m.

Door de aannemerscombinatie werden destijds richtjaartallen van 2065 en 2115 gebruikt, NAP + 3,82 m voor 2065 en NAP + 4,26 m voor 2115. Binnen voorliggende analyses zijn hogere buitenwaterstandbelastingen toegepast ten opzichte van de gehanteerde belastingen in het UO. De stijghoogtes die nu op basis van lokale metingen zijn afgeleid voor de watervoerende pakketten zijn iets lager of gelijk als in het ontwerp gehanteerd en leiden voor alle zichtjaren tot opdrijven van het achterland.

Zoals in (Deltares, Juli 2021) (paragraaf 3.3) is toegelicht heeft het fenomeen opdrijven invloed op macrostabiliteit en op de krachtswerking op de boorpalenwand. In de huidige waterveiligheidsanalyses is conform de vigerende leidraden en inzichten met opdrijven rekening gehouden. Opbarsten is gezien de aanwezige deklaagdikte van ruim groter dan 4m niet aan de orde. Dit betekent dat in de analyse de sterkte eigenschappen in de deklaag meegenomen worden op basis van de effectieve spanningen bij opdrijven.

Tabel 4.16 Stijghoogten bij dagelijkse omstandigheden, uitgaande van afwezigheid drinkwaterwinning. De geel gearceerde waarden zijn lineair geïnterpoleerde stijghoogtes tussen de vanuit het onderzoek naar de oorzaken van vernatting overgenomen stijghoogten waarde voor 2024 en 2115.

Afstand vanaf buitenkruin [m]	-20,0	7,0	21,0	33,5	83,5
TZ 2024 [m+NAP]	-0,25	-0,25	-0,25	-0,3	-0,4
TZ 2035 [m+NAP]	-0,19	-0,19	-0,16	-0,16	-0,21
TZ 2115 [m+NAP]	0,22	0,22	0,41	0,41	0,36
PL 2024 [m+NAP]	-0,2	-0,2	-0,22	-0,25	-0,3
PL 2035 [m+NAP]	-0,13	-0,13	-0,13	-0,18	-0,23
PL 2115 [m+NAP]	0,32	0,32	0,32	0,27	0,22
Gehanteerd ontwerp CDVM 2065 dagelijks [m+NAP]	-0,14	-0,19	-0,22	-0,24	-0,34

Tabel 4.17 Stijghoogten bij maatgevend hoogwater WBN. De geel gearceerde waarden zijn lineair geïnterpoleerde stijghoogtes tussen de vanuit het onderzoek naar de oorzaken van vernatting overgenomen stijghoogten waarde voor 2024 en 2115.

Afstand vanaf buitenkruin [m]	-20,0	7,0	21,0	33,5	83,5
TZ 2024 [m+NAP]	1,6	1,5	1,25	1,145	1,15
TZ 2035 [m+NAP]	1,66	1,5	1,25	1,145	1,15
TZ 2115 [m+NAP]	2,075	1,5	1,25	1,145	1,15
PL 2024 [m+NAP]	1,75	1,75	1,65	1,75	1,85
PL 2035 [m+NAP]	1,82	1,82	1,72	1,82	1,92
PL 2115 [m+NAP]	2,27	2,27	2,17	2,27	2,37
Gehanteerd ontwerp CDVM 2065 PL WBN [m+NAP]	1,48	1,3	1,22	1,15	0,86
Gehanteerd ontwerp CDVM 2115 PL WBN [m+NAP]	2,09	1,86	1,76	1,67	1,3

Tabel 4.18 Stijghoogten bij dagelijkse omstandigheden aan de randen van de tussenzandlaag en de bovenkant van de Pleistocene zandlaag. De geel gearceerde waarde zijn lineair geïnterpoleerde stijghoogtes tussen de vanuit het onderzoek naar de oorzaken van vernatting overgenomen stijghoogten waarde voor 2024 en 2115.

Afstand vanaf buitenkruin [m]	-20,0	7,0	21,0	33,5	83,5
TZ 2024 [m+NAP]	-0,25	-0,25	-0,25	-0,25	-0,3
TZ 2035 [m+NAP]	-0,19	-0,19	-0,16	-0,16	-0,21
TZ 2115 [m+NAP]	0,27	0,27	0,46	0,46	0,41
PL 2024 [m+NAP]	0	0	0	-0,05	-0,15
PL 2035 [m+NAP]	0,07	0,07	0,07	0,02	-0,08
PL 2115 [m+NAP]	0,52	0,52	0,47	0,42	0,42
Niet gehanteerd door CDVM					

Tabel 4.19 Geïnterpoleerde stijghoogtes in de indringingslaag voor 4 jaartallen.

	-20	7	21	33.5	83.5
Indringingslaag 1984	-0,02	0,23	-0,01	-0,68	-0,75
Indringingslaag 2024	-0,02	0,26	-0,3	-0,68	-0,75
Indringingslaag 2035	0,03	-0,1	-0,177	-0,23	-0,38
Indringingslaag 2115	0,58	0,4	0,31	0,24	0,04

4.4 Te berekenen varianten en scenario's

In deze paragraaf worden de variaties en scenario's weergegeven die aanvullend op het basismodel in Hoofdstuk 5 worden geanalyseerd. Het gaat hierbij om het volgende:

Variatie 1. Kruipmodel

Op basis van het PLAXIS model beschreven in 4.3 zal er een referentiesom gemaakt worden voor zowel de bodemdaling op basis van Soft Soil Creep (SSC) alsmede de bodemdaling op

basis van verticale contractie door Volumieke Rek (VR). Hiermee worden alle scenario's vergeleken. De twee kruipmodellen worden in het vervolg aangeduid als Variatie 1.

Variatie 2. Zichtperiodes

Bij alle scenario's wordt er gekeken naar drie momenten in de tijd. Het eerste moment is 2024 waarmee er wordt gekeken naar de huidige situatie. Het volgende moment is 2035 dat correspondeert met het laatste moment voor LBO-2. Daarna wordt er gekeken naar de situatie in 2115 waarin de zeespiegelstijging over honderd jaar is meegenomen. De verschillende zichtjaren die worden bekeken worden aangeduid als Variatie 2.

Variatie 3. Gescheurd (BG) of ongescheurd beton (BOG)

Wanneer de betonpalen worden belast door gronddrukken en er grotere buigrekken gaan ontstaan dan zullen deze tijdens de levensduur van de constructie gaan scheuren. Als gevolg van deze scheurvorming wordt de paal slapper, gaat meer deformeren en minder belasting naar zich toe trekken waardoor het buigend moment reduceert. In de beoordeling van de veiligheid van de constructie is het algemeen geaccepteerd om uit te gaan van gescheurde buigstijfheid (POVM, 2020).

Om de levensduur van de constructie te beoordelen zijn analyses uitgevoerd met gescheurd of ongescheurd beton. De keuze tussen gescheurd of ongescheurd beton wordt aangegeven met Variatie 3.

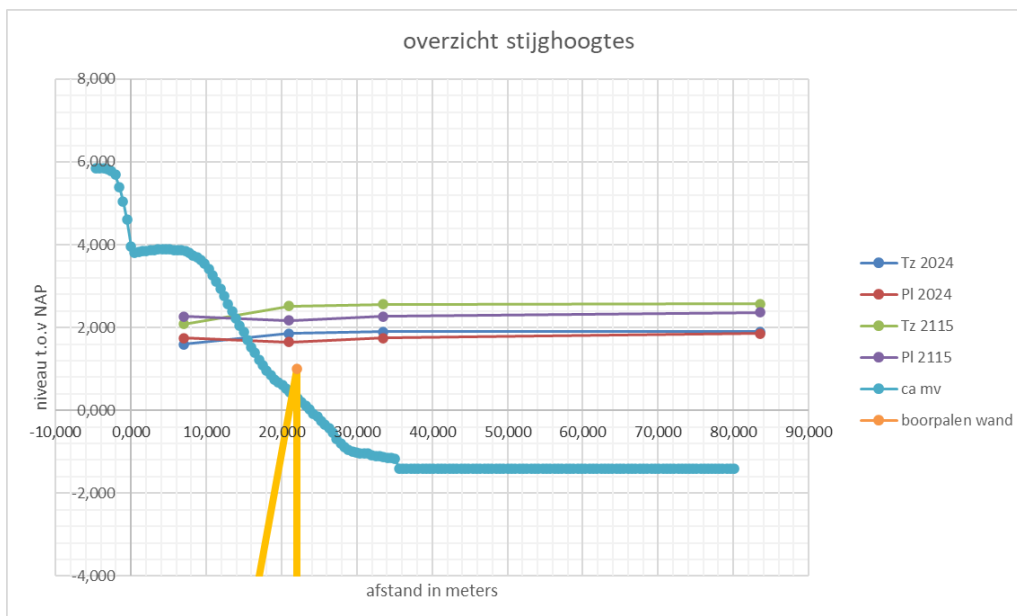
Scenario 1: invloed parameters op snedekrachten boorpalenwand

Het doel van dit scenario is om inzicht te krijgen in de mate waarin de belasting op en de sterkte van de boorpalenwand wordt beïnvloed door de gekozen uitgangspunten en parameters. Met behulp van dit scenario worden de conclusies uit de hoofdstukken 2 en 3 meegenomen. In dit scenario wordt een stijfheidsreductie van 10% toegepast op de stijfheidsparameters.

Scenario 2: kortsluiting

In dit scenario wordt geanalyseerd in welke mate de geohydrologische informatie vanuit het onderzoek oorzaken vernatting (Deltares, 2024a) leidt tot hogere snedekrachten in de boorpalenwand.

Op basis van de analyses naar aanleiding van het hoogwater van december 2023 en januari 2024 (Deltares, 2024a) volgen hogere stijghoogtes in de tussenzandlaag dan in de Pleistocene zandlaag. Onder dagelijkse omstandigheden is dit niet het geval en zijn de stijghoogten in de TZ lager dan in de PZ zie Tabel 4.16. In onderstaande figuur zijn de stijghoogtes onder normcondities weergegeven.



Figuur 4.8 Overzicht stijghoogten onder normcondities; met de blauwe lijn is de dijkgeometrie weergegeven met de oranje lijn de boorpalenwand.

De stijghoogte in de tussenzandlaag nabij de boorpaal en in het achterland liggen onder normcondities hoger dan die in de Pleistocene zandlaag, zie Figuur 4.8. In de rapportage naar de oorzaken van vernatting (Deltares, 2024a) is dit toegelicht. Onder de dijk nabij de ankers is de stijghoogte in beide pakketten ongeveer gelijk aan elkaar. Lekkage langs de boorpaal of de verankering waardoor de stijghoogte in de tussenzandlaag toe zal nemen is hierdoor niet meer aan de orde. Dit als gevolg van de gelijke- of hogere waterdruk in de tussenzandlaag. Lekkage kan in dit geval alleen leiden tot een lagere waterdruk in de tussenzandlaag en is daarmee als scenario voor de waterveiligheid niet meer maatgevend.

Onder dagelijkse omstandigheden worden wel lagere stijghoogtes in de tussenzandlaag gevonden in vergelijking met de stijghoogtes in het Pleistoceen. In dat geval kan door kortsluiting bij de ankers en boorpalenwand een hogere waterdruk in de tussenzandlaag ontstaan. Als gevolg van de hogere waterdrukken in de dagelijkse omstandigheden kunnen de initiële spanningscondities aanpassen waardoor dit een effect op de constructie kan hebben. Het effect hiervan is voor zichtperiode 2115 berekend.

Verder lijkt dat voor de zichtperiode tot 2115 het achterland opdrijft, omdat PLAXIS niet in staat is om de situaties met opdrijven te laten convergeren. Daarom is navolgend de PPL een lagere stijghoogte bij de boorpaal en in het achterland toegepast waardoor er net geen sprake van opdrijven is. De effectieve spanning daarbij is marginaal (1 à 2 kPa). Mede door deze aanpassing en gezien het feit dat de stijghoogte in het achterland in de tussenzandlaag hoger is dan in de Pleistocene zandlaag zal het effect van kortsluiting niet leiden tot hogere waterdrukken in de tussenzandlaag onder normcondities.

Scenario 3: verminderde sterkte boorpalenwand

In het onderzoek kwaliteit boorpalenwand (Deltares, 2024b) is gekeken naar de kwaliteit van de boorpalenwand op basis van de verstrekte gegevens door de aannemerscombinatie CDVM. Op basis van de kwaliteitskeuringen van het beton is een nadere analyse gemaakt van de verwachte sterkte van de boorpaal zoals deze is gerealiseerd. Hieruit volgt dat de extra sterkte door de grotere diameter van de boorpaal in het veld (op basis van de vastgestelde overbetonning) een verminderde sterkte van de paal door een mindere kwaliteit van het beton volledig compenseert. Dit geldt ook voor de momentcapaciteit van de

boorpaal gedurende de ontwerplevensduur van 100 jaar. Voor de gehele levensduur kan dus de volledige sterkte en dus momentcapaciteit van de betonpaal in de analyses worden gehanteerd.

Om aanvullend inzicht te krijgen in de gevoeligheid van het ontwerp voor een eventueel mindere kwaliteit van de boorpalenwand op de levensduur, is in voorliggend rapport een scenario beschouwd waarbij de momentcapaciteit van de boorpalenwand met 10% is gereduceerd tot 90% van het maximaal buigend moment dat door de combinatie is gehanteerd.

Invloed van systeemsprong

De analyses die in dit rapport worden gepresenteerd zijn allemaal uitgevoerd volgens de nieuwe normering en daarbij behorende beoordelingsmethodiek. In het fase 1 onderzoek van Deltares (Deltares, 2021) is de constructie getoetst volgens de oude normering. In de conclusies wordt getalsmatig de verbinding gelegd met deze oude analyses. In Paragraaf 4.2.4 worden de verschillen kwalitatief weergegeven.

4.5 Toetsingseisen constructief falen, vervorming en stabiliteit

Bij het evalueren van de resultaten van deze berekeningen worden de volgende eisen met betrekking tot constructief falen, vervorming en stabiliteit gehanteerd.

4.5.1 Eisen constructief falen

Door de vervormingen van het dijklichaam bouwen zich krachten en momenten op in de constructie. Hierin wordt onderscheid gemaakt in normaalkrachten, axiaalkrachten en het buigend moment. Bij de boorpalenwand wordt getoetst of dit buigend moment binnen de gestelde grenzen blijft.

Ten tijde van het uitvoeringsontwerp is bij toetsing de OSPW gehanteerd. De gegevens van de boorpalenwand, die toen zijn gebruikt zijn overgenomen uit (Combinatie Dijkverbetering Molenwaard, 2016). Hieruit volgt dat de rekenwaarde van het maximaal toelaatbaar moment in de boorpaal 1168 kNm bedraagt.

Het openingspercentage van de boorpalenwand wordt bepaald door de ruimte tussen de boorpalen en is hier 50% (palen 2,14 m h.o.h. en 1,07 m diameter). De rekenwaarde voor het maximale toelaatbaar buigend moment vanuit de PLAXIS 2D aanpak is 584 kNm/m. Deze waarde voor het maximale moment (ook wel de maximale paallast genoemd) wordt gebruikt als eis om de berekende buigende momenten in de palen te toetsen. De belasting effectfactor voor de boorpaal is gesteld op $\gamma_{add'bp}$: 1,0.

De maximale belasting die op het anker geplaatst kan worden is 1181 kN. Voor de verankering wordt op de uittrekkraft van het ankerlichaam een additionele belastingeffect factor toegepast van $\gamma_{add'gr}$: 1,1 en op de ankerstang $\gamma_{add'st}$: van 1,25.

4.5.2 Eisen stabiliteit

In fase 6b van het PPE wordt de gehele stabiliteit van de constructie beoordeeld. Volgens de PPE geldt hiervoor dat deze toets wordt uitgevoerd met grondsterkten die zijn gereduceerd met het product van de schadefactor en modelfactor waarbij de sterkte reductie groter moet zijn dan de schematiseringsfactor. Omdat het hier om het beoordelen van een constructie gaat wordt hiervoor een factor $\gamma_{b,geot}$: 1,0 gehanteerd.

4.5.3 Vervormingen

Omdat het hier gaat om een sterkte-toetsing van de constructie is de vervorming van de constructie niet getoetst.

5 Resultaten Analyse Waterveiligheid

In dit hoofdstuk worden de resultaten van de numerieke analyses weergegeven met als referentie de in Hoofdstuk 4 beschreven schematisatie. Hierbij wordt per zichtperiode gekeken naar de invloed van de eerder genoemde varianten en scenario's op de optredende momenten in de boorpalenwand, de ankerkrachten en de gehele stabiliteit van de constructie. Omdat de methode waarop met de kruipfase wordt omgegaan dominant is, worden per zichtperiode beide resultaten gepresenteerd. Daarnaast worden er andere aspecten zoals de krachten in het anker, snijden, 3D effecten en verticaal draagvermogen besproken. Het hoofdstuk eindigt met een beschrijving van het faalpad tot bezwijken.

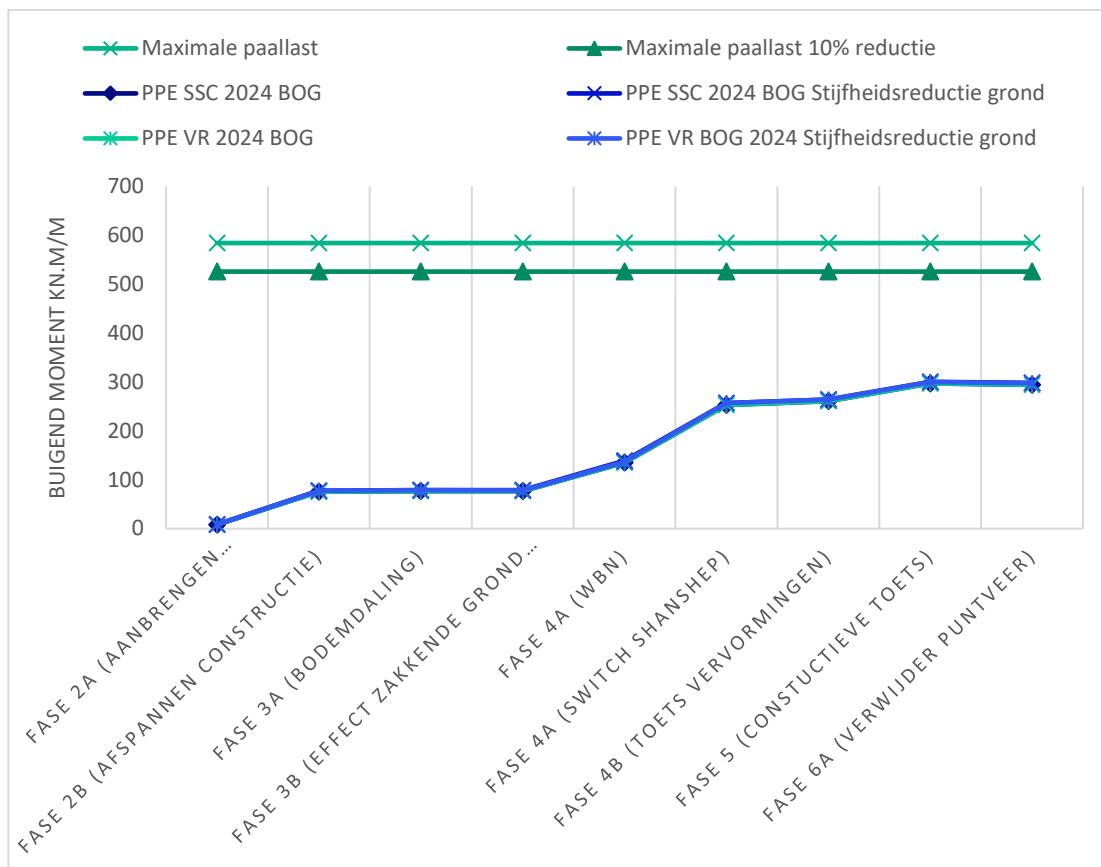
In de figuren in dit hoofdstuk worden de volgende afkortingen gebruikt:

- PPL staat voor de Projectoverstijgende verkenning Publicatie Langsconstructies.
- SSC staat voor Soft Soil Creep model, VR voor Volumieke Rek model.
- BPW staat voor BoorPalenWand.
- BG staat voor Beton Gescheurd en BOG voor Beton OnGescheurd.

Verder komen de scenario's en varianten aan de orde die in Hoofdstuk 4.4 zijn beschreven.

5.1 Situatie zichtjaar 2024 (Variatie 2, huidige situatie)

In deze paragraaf worden de analyses besproken die zijn uitgevoerd in het kader van dit onderzoek voor de huidige situatie. Beide methodes voor de kruipfase worden berekend, namelijk de kruipfase volgens het SSC model en de kruipfase volgens de VR methode. Dit wordt gevolgd door een analyse van de situatie met een 10% slappere grond en een 10% minder sterke boorpalenwand.



Figuur 5.1 Ontwikkeling van de optredende buigende momenten in de boorpalenwand. De verschillende scenario's en kruipmodellen zijn voor planperiode 2024 niet onderscheidend waardoor de lijntjes over elkaar heen liggen.

5.1.1 Zichtjaar 2024 (Variatie 1)

De basisanalyse is een analyse waarbij voor de initiële spanningssituatie is uitgegaan van de gemeten waterdrukken in de tussenzandlaag en de Pleistocene zandlaag onder dagelijkse omstandigheden. De initiële spanningssituatie is geoptimaliseerd door de ophoging van de dijkversterking van medio jaren 80 van de vorige eeuw mee te nemen in de plastische 0 stap. Als de situatie van 2015 (net voor de dijkversterking) als initiële situatie wordt gemodelleerd, worden de spanningsrotaties die optreden als gevolg van de asymmetrische geometrie van de boorpalenwand te groot. Dit geeft een onrealistisch beeld van de spanningsofbouw in de dijk en de belasting op de boorpalenwand. Als gevolg van deze fasering zijn de vervormingen van de dijk meer naar de rivierzijde gericht wat leidt tot een minder hoge belasting op de boorpalenwand.

Uit de analyse volgt dat bij de constructieve toets een maximaal moment in de paal van 297 kNm/m ontstaat. Dit ligt aan de orde van grootte van de berekende momenten van analyses volgens het OSPW, zoals in fase 1 (Deltares, 2021) gepresenteerd is en bedraagt 50% van de maximale toelaatbaar buigend moment. De normaalkracht in het anker bedraagt 292,4 kN per anker.

5.1.2 Zichtjaar 2024 Scenario 1 (minder stijve grondparameters) + Variatie 1 (kruipmodel)

Door het verlagen van de stijfheid van de grond is de verwachting dat de belasting op de boorpalenwand toeneemt. De resultaten voor de stijfheidsreductie in 2024 laten zien dat het buigend moment met ongeveer 1 kNm/m toeneemt. Dit geeft aan dat het slapper maken van de ondergrond nauwelijks effect heeft op de belasting die wordt opgenomen door de boorpalenwand.

5.1.3 Zichtjaar 2024 Scenario 3 (verminderde sterkte BPW) + Variatie 1 (kruip model)

Zoals te zien is in Figuur 5.1 gaat de momentenlijn tijdens de constructieve fase niet over de maximale opneembare paallast met 10% reductie heen. Dit geeft aan dat er op dit moment (2024) geen risico aanwezig is dat de boorpalenwand wordt overbelast.

5.2 Situatie zichtjaar 2035 (Variatie 2, zichtperiode LBO-2)

De situatie 2035 is een belangrijk ijkpunt aangezien dit het einde van de Tweede Landelijke Beoordelingsronde (LBO-2) markeert. Evenals voor de situatie in 2024 wordt het effect van de twee kruipmethoden meegenomen (Variatie 1), een stijfheidsreductie van de grond (Scenario 1 + Variatie 1) en een 10% minder sterke paal (Scenario 3 + Variatie 1).

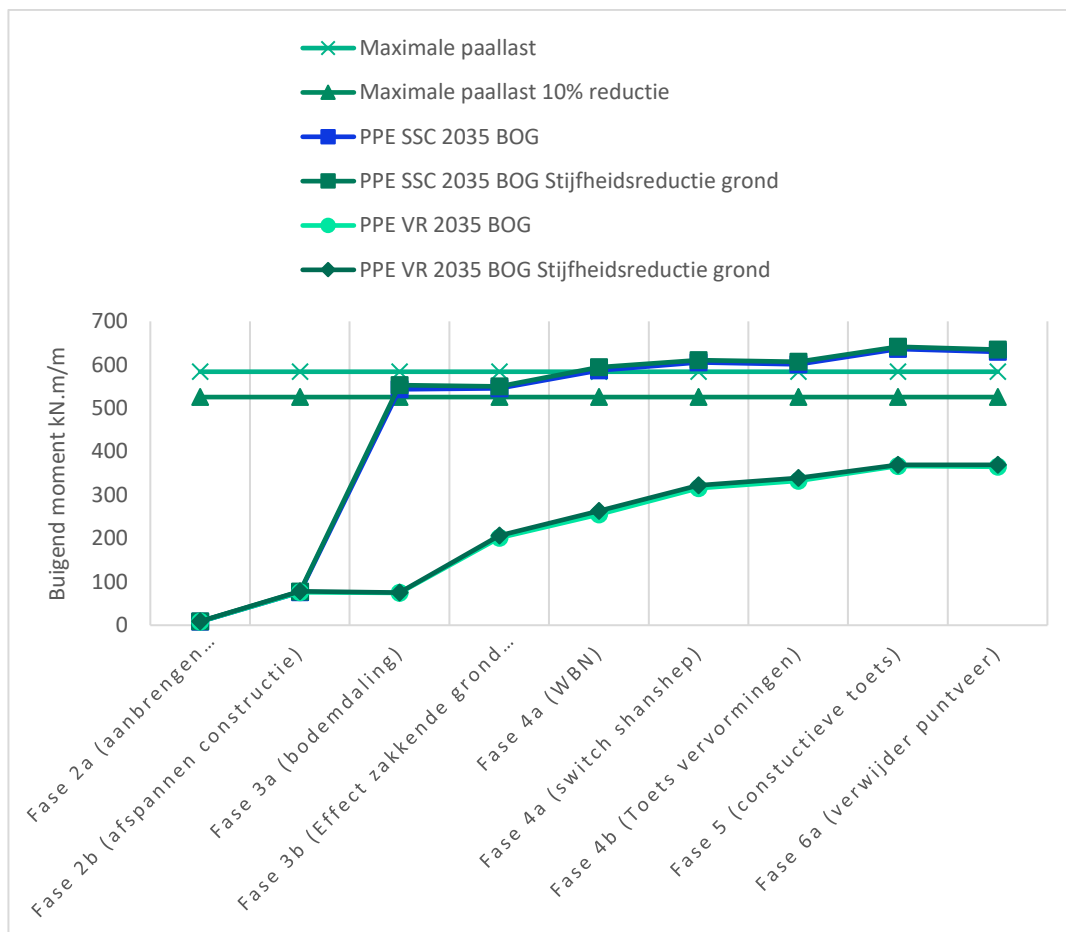
5.2.1 Zichtjaar 2035 Variatie 1

In Figuur 5.2 zijn de momentenlijnen voor de verschillende berekeningsfases weergegeven voor de verschillende situaties. De eerste vergelijking is het verschil tussen de twee methoden voor de wijze waarop de kruipvervorming leidt tot een belasting op de palenwand.

De figuur maakt duidelijk dat er een significant verschil is in hoe de belasting op de constructie verloopt bij de twee methoden. Bij de bodemdaling op basis van VR model is te zien dat het buigend moment op de boorpalenwand weinig toeneemt terwijl bij het SSC model de momenten significant toenemen (tot 577 kNm/m).

In de stappen daarna is te zien dat het effect van zakkende grond groot is bij het VR model en een moment van ruim 200 kNm/m oplevert. Voor het SSC model blijft het moment nagenoeg constant. Onder hoogwatercondities (PPE fase 4a) is te zien dat in het VR model het buigende moment op 337 kNm/m uitkomt. Bij het SSC model leidt dit tot een buigend moment van 635 kNm/m.

De toename van de buigende momenten in deze stap is 80 kNm/m voor het VR model en 20 kNm/m bij het SSC model. Een mogelijke verklaring hiervoor is dat de grond een hogere sterkte heeft bereikt met de SSC stap dan met de VR stap.



Figuur 5.2 Momentenverloop gedurende de PPL fasering voor zichtperiode 2035 voor een ongescheurde betonpaal.

5.2.2 Zichtjaar 2035 Scenario 1 (mindere stijve grondparameters) + Variatie 1 (kruipmodel)

In het geval van een 10% reductie van de stijfheid van de grond laat Figuur 5.2 zien dat voor het SSC model het buigend moment op de boorpalenwand 13 kNm/m hoger is dan wanneer uitgegaan wordt van SSC zonder aanpassing van de grondparameters (Variatie 1). Ten opzichte van de ruim 600 kNm/m is dit geen significante verhoging van de belasting. Voor het VR model ligt het verschil tussen de 5 en 10 kNm/m bij een stijfheidsreductie van 10%.

5.2.3 Zichtjaar 2035 Scenario 3 (verminderde sterkte BPW) + Variatie 1 (kruipmodel)

Het maximale toelaatbare buigende moment van de boorpalenwand bedraagt 575 kNm/m en, zoals te zien is in Figuur 5.2, wordt deze overschreden in het geval van het SSC model in de fases na het afspannen van het anker (3b). Dit betekent dat het maximale toelaatbaar buigend moment in het geval van 10% mindere moment capaciteit niet wordt gehaald. In het geval van het model met bodemdaling op basis van Volumieke Rek is te zien dat de belasting van de paal gedurende de fases van de PPL onder de toegestane belasting blijft.

5.3 Situatie zichtjaar 2115 (Variatie 2, Levensduur boorpalenwand)

De geconstateerde trends in de resultaten voor de huidige situatie (2024) en de situatie aan het einde van LBO-2 (2035), laten zien dat de keuze voor de wijze waarop de kruipvervorming leidt tot een belasting op de palenwand bodemdalingsstap 3a uit de PPE een groot effect heeft op de belasting van de boorpalenwand.

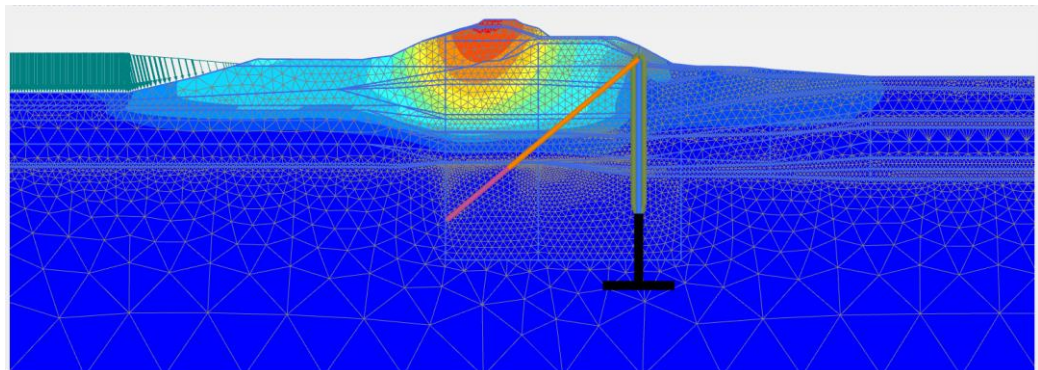
Daarnaast blijkt dat de effecten van lekkage en van stijfheidsreductie van de grond op de snedekrachten in de constructie minimaal zijn. In deze paragraaf wordt het effect van deze aspecten bekeken voor de situatie in 2115.

5.3.1 Zichtjaar 2115, Variatie 1 (kruipmodel)

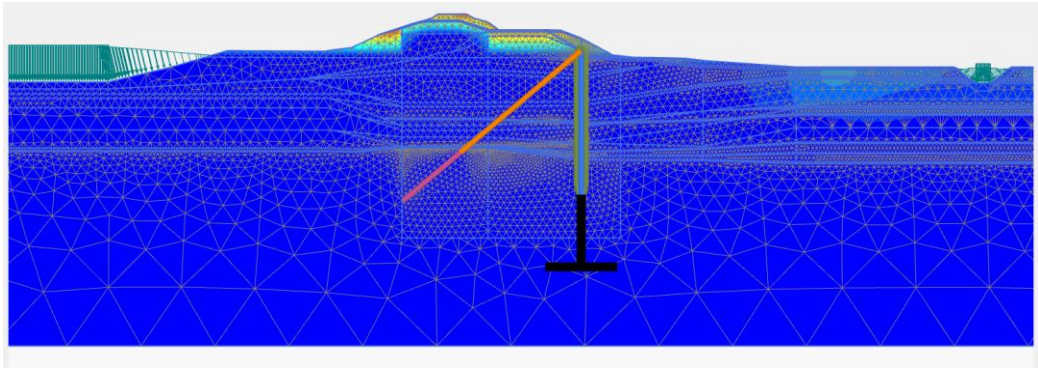
Het effect van de wijze van het meenemen van de belasting op de constructie als gevolg van de kruipfase is kwalitatief weergegeven in de vervormingscontourplots, zie Figuur 5.3 en Figuur 5.4. Het SSC model leidt naast verticale vervormingen ook tot horizontale vervorming die begrenst worden door de boorpalenwand en dus tot momenten in de boorpalen leiden. Het VR model leidt praktisch en enkel tot verticale vervormingen rondom de constructie en draagt daarmee veel minder belasting af op de constructie. Opgemerkt wordt dat dit alleen de spanningsopbouw in de ondergrond betreft. Doordat na deze fase in de analyses de vervormingen weer teruggezet worden naar de 0 situatie voor de stap, heeft dit geen effect op de geometrie maar alleen op de grondspanningen, zie hiervoor ook paragraaf 4.2.5.

In Figuur 5.5 is het verloop van de belasting op de boorpalenwand getoond voor de fasering uit de PPE met een buigend moment in kNm/m. De lijn voor SSC laat het verloop van de belasting op de boorpalenwand zien uitgaande van kruip op basis van het SSC (3a). De lijn voor VR toont het verloop wanneer uitgegaan wordt van kruip op basis van verticale contractie (3b).

Net als bij de resultaten voor de zichtsituatie 2034 wordt opgemerkt dat de bodemdaling met SSC leidt tot een overschrijding van de maximale paallast van de boorpalenwand. In de vervolgstappen van de PPE is te zien dat het effect van zakkende grond op ankers (PPL 3b) en het toepassen van de WBN belasting (PPL 4a) klein is ten opzichte van het effect van de bodemdaling. In het model van de bodemdaling op basis van Volumieke Rek is te zien dat in de stappen na de bodemdaling (PPL 3a) het effect van de zakkende grond op ankers de meest significante belasting toevoegt (PPL 3b). Daarna hebben de stappen naar WBN en de constructieve toets (PPL 4a en 5) een klein effect op het buigend moment.



Figuur 5.3 Kruipdeformatie op basis van Soft Soil Creep voor zichtjaar 2115.

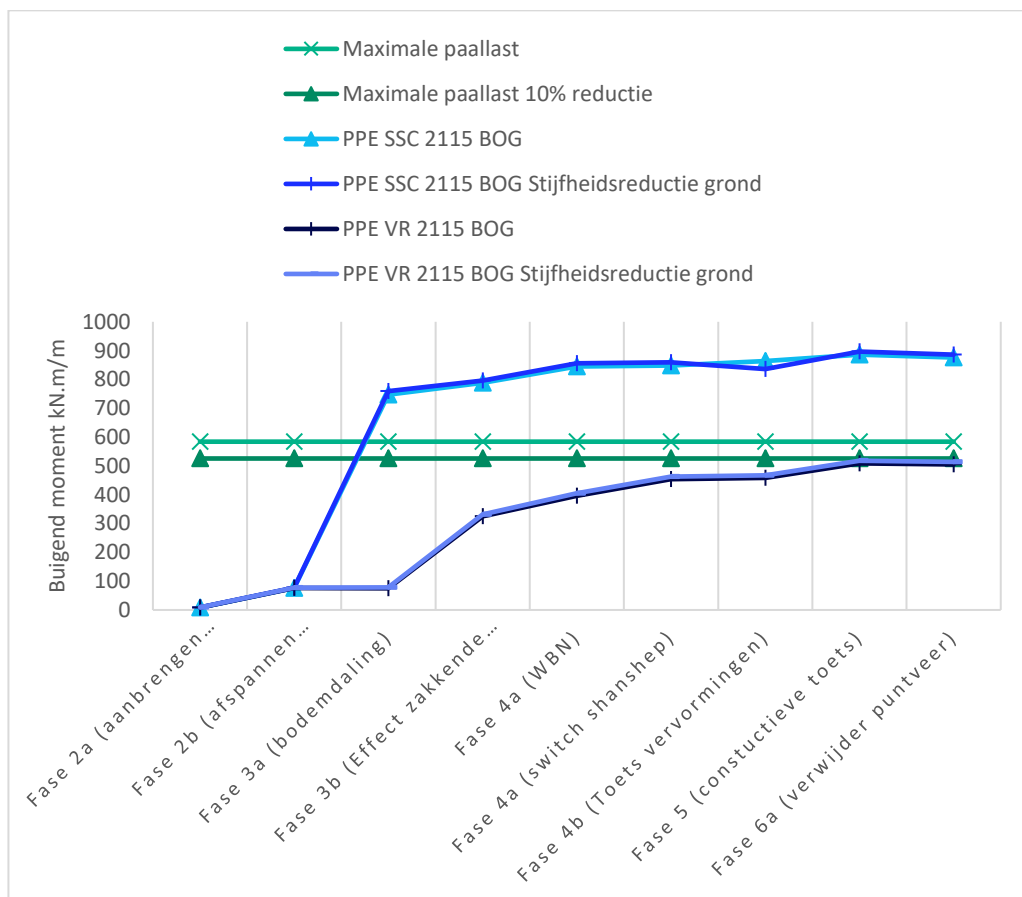


Figuur 5.4 Kruipdeformatie op basis van Volumieke Rek voor zichtjaar 2115.

5.3.2

Zichtjaar 2115 Scenario 1 (minder stijve grondparameters) + Variatie 1 (kruipmodel)

Het scenario voor 2115 met 10% slappere grondparameters levert de momenten op de paal zoals weergegeven in Figuur 5.5. In deze figuur zijn de resultaten voor het SSC en VR model voor de bodemdaling te zien, evenals de resultaten voor de stijfheidsreductie van de paallast. Bij het SSC model is te zien dat de stijfheidsreductie van de grondparameters zorgt voor een kleine stijging van het moment op de paal in de bodemdalingsstap. Bij de bodemdaling op basis van de Volumieke Rek is te zien dat het toepassen van de stijfheidsreductie eveneens leidt tot een kleine stijging van de momentenlast. Ook met het toepassen van de stijfheidsreductie blijkt dat bij gebruik van de aanname van Volumieke Rek dat de belasting van de constructie onder de maximale toelaatbare belasting van de paal blijft.



Figuur 5.5 Buigend moment op boorpalenwand bij 10 % minder stijve grond.

5.3.3 Zichtjaar 2115 Scenario 2 (kortsluiting)+ Variatie 1 (Kruipmodel)

In de situatie van kortsluiting bij de boorpalenwand wordt er rekening gehouden met schematisatie van de waterspanningen op basis van de monitoringsresultaten uit het onderzoek naar de oorzaken van vernatting (Deltares, 2024a). In Figuur 4.8 worden de effecten van lekkage langs de boorpalenwand getoond. In Paragraaf 4.4 is toegelicht dat kortsluiting tussen de tussenzandlaag- en de Pleistocene zandlaag onder normcondities niet tot een verhoging van de waterdrukken in de tussenzandlaag kan leiden.

Onder dagelijkse omstandigheden zullen de waterdrukken in de tussenzandlaag marginaal hoger worden als gevolg van kortsluiting. Dit is gecontroleerd en leidt tot een marginale afwijking ten opzichte van de berekende paalmomenten uit de basis variant (ca. 0,1 kNm/m) en is niet opgenomen in de grafieken.

5.3.4 Zichtjaar 2115 Scenario 3 (verminderde sterkte BPW + Variatie 1 (kruipmodel))

Op basis van een nadere onderbouwing van het oordeel van een team van experts volgt dat de ontwerpsterkte van de boorpaal niet hoeft te worden gereduceerd. Om aanvullend inzicht te krijgen in de gevoeligheid van het ontwerp, voor een eventueel minder sterke boorpaal, is een scenario met een 10% minder sterke boorpaal meegenomen. Dit leidt tot een 10% reductie van de maximale opneembare paallast. In Figuur 5.5 is naast de maximale paallast ook de 10% lagere maximale paallast weergegeven. Zoals te zien is komt in de drie berekende situaties de SSC bodemdaling naar voren en is te zien dat de maximale opneembare paallast wordt overschreden. Dit is het directe gevolg van de bodemdalingsstap in de PPL fasering. Voor de bodemdalingsstap op basis van VR blijven de momentenlijnen voor de gehele fasering onder de maximale paallast en onder de 10% reductie van de maximale paallast. Deze resultaten laten zien dat met inachtneming van de 10% reductie, de constructie in 2115 voldoet in het geval van bodemdaling op basis van VR, maar niet voldoet op basis van bodemdaling met SSC.

5.3.5 Zichtjaar 2115 Variant 3 ongescheurd en gescheurde betonpalensterkte

In het basismodel is ervan uitgegaan dat de stijfheid van de betonpalen wordt bepaald door de eigenschappen van ongescheurd beton. De ongescheurde betonpaal heeft een hoge stijfheid en kan gezien worden als een bovengrens voor de stijfheid van de paal. Een gevolg van deze hogere stijfheid is dat bij bodemdaling deze constructie meer belasting naar zich toetrekt.

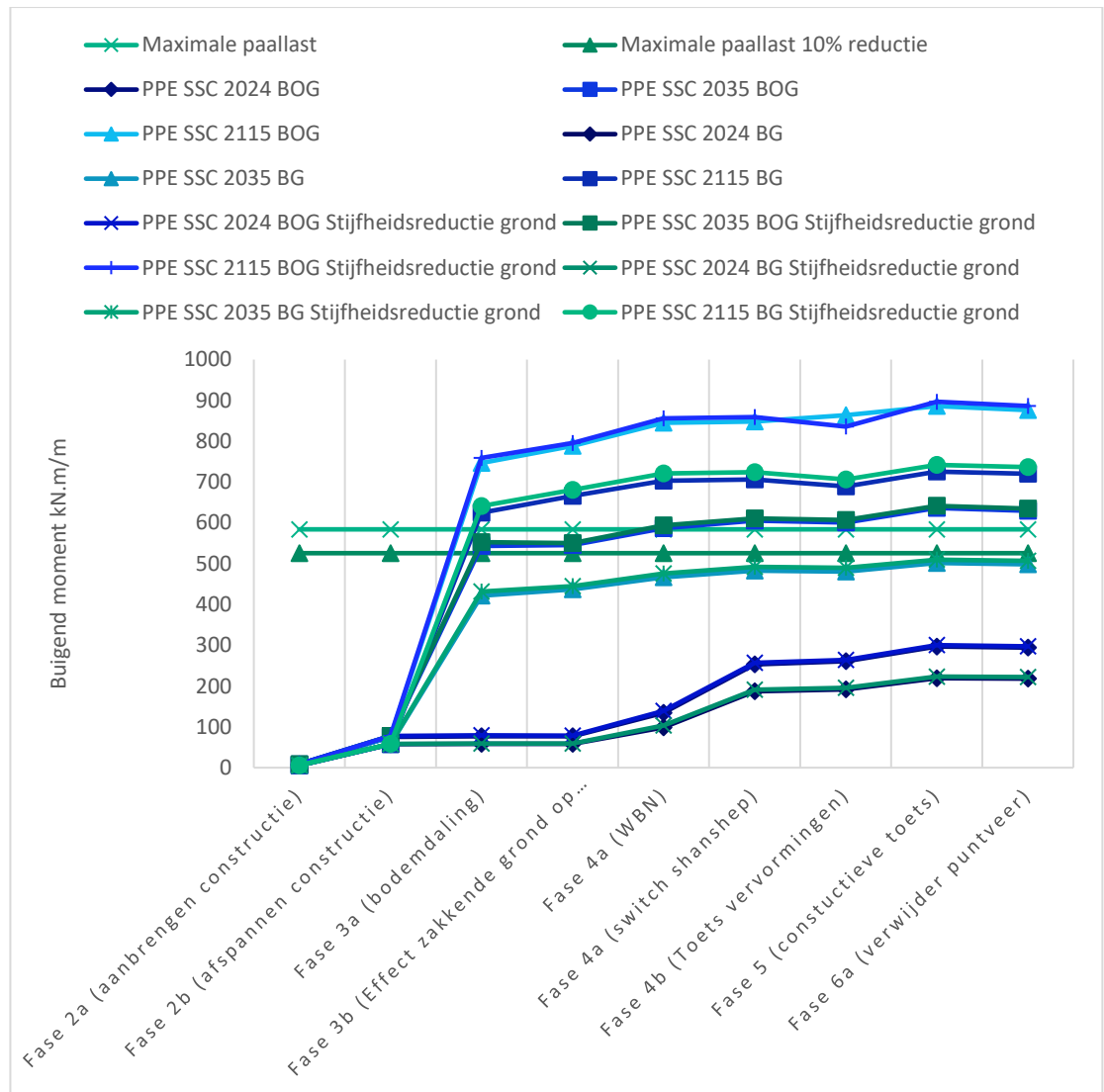
De discussie die hierbij gevoerd kan worden of het gebruik van ongescheurd beton een realistische weergave is van het krachten en momentenspel. De stijfheid van gescheurd beton ligt ongeveer 60% lager dan van het ongescheurd beton. De boorpalenwand zou in dit geval minder stijf zijn en dus in de bodemdalingsfase minder moment naar zich toetrekken. Het is een realistisch scenario dat gedurende de levensduur van de boorpalenwand er scheurvorming in de constructie op gaat treden.

In Figuur 5.6 en Figuur 5.7 zijn de resultaten voor de variatie met gescheurd en ongescheurd beton getoond voor zowel de bodemdaling op basis van respectievelijk het Soft Soil Creep en Volumieke Rek model. In deze figuren is het duidelijk zichtbaar dat wanneer de eigenschappen van gescheurd beton worden gebruikt er een daling van de momentbelasting op de boorpalenwand wordt bewerkstelligd.

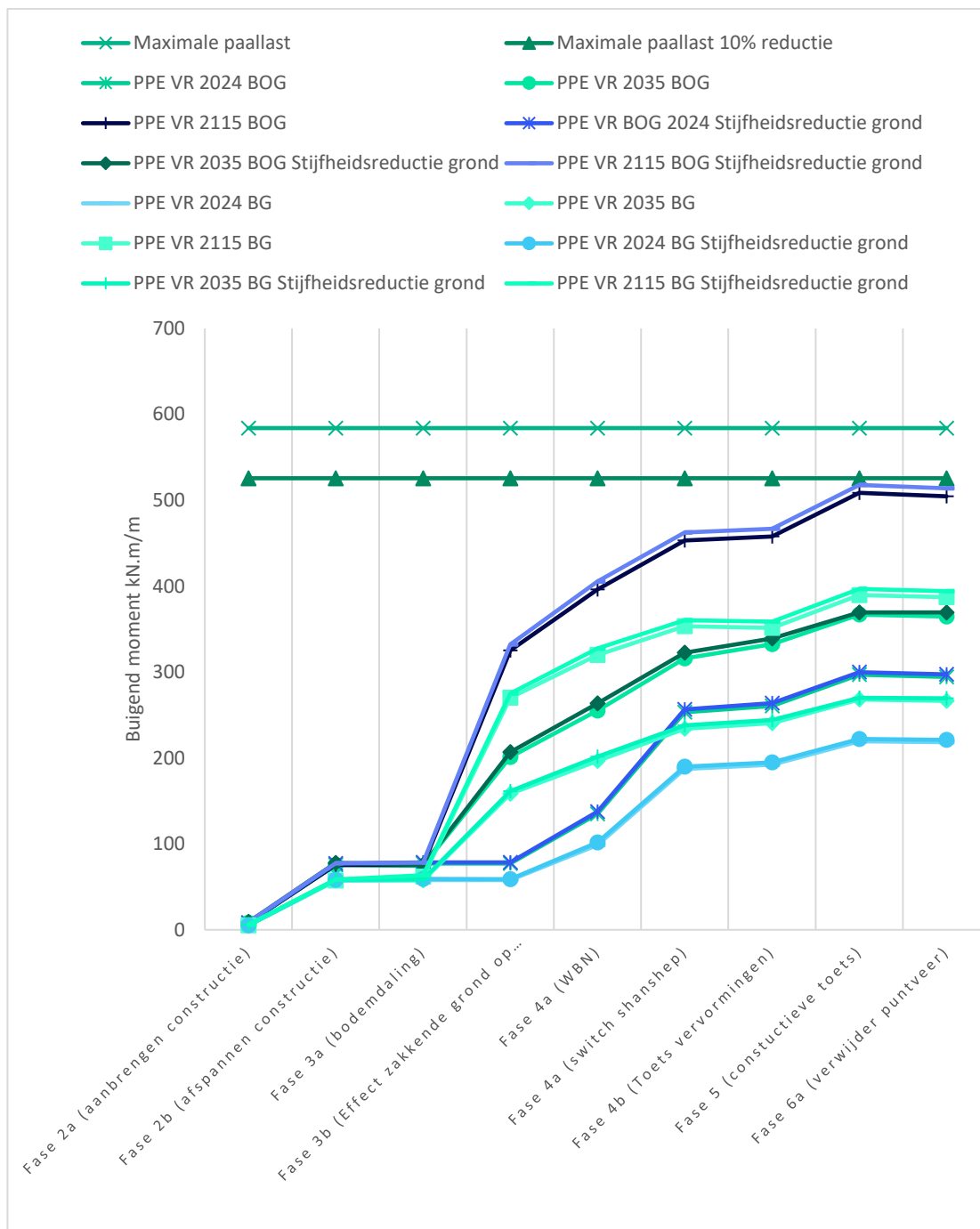
Bij belasting van gewapende betonconstructie op buiging is het normaal dat er scheurvorming ontstaat, dit wordt echter pas een probleem wanneer de scheuren meer dan 5 cm diep in de geometrie trekken. Hierdoor is er een verhoogd risico op corrosie omdat de wapening dan bloot kan komen te liggen. Bij het beschouwen van de constructie zijn er mogelijkheden om het scheurend gedrag en de bijbehorende verandering van de

eigenschappen mee te nemen door middel van een M-Kappa diagram. In dit geval is besloten om deze stap nog niet te maken en dient door een constructeur te worden gemaakt. Vervolgstappen in deze richting zouden kunnen zijn om in samenwerking met een constructeur gespecialiseerd in beton constructies dit verder uit te werken. Voor de beoordeling van de waterveiligheid is de keuze om met ongescheurd beton te rekenen de meest conservatieve keuze. Dit leidt tot een robuuste beoordeling van de waterveiligheid.

Uit de resultaten van de gescheurde betonpalen volgt dat voor de zichtperiode 2035 met het SSC model en stijfheidsreductie van de grond, de maximaal toelaatbare momenten van de boorpaal niet worden overschreden. Ook wanneer het maximaal toelaatbare moment met 10% wordt gereduceerd (scenario 3) voldoet de boorpaal nog.



Figuur 5.6 PPL sommen met bodemdaling op basis van Soft Soil Creep met beton gescheurd en beton ongescheurd voor alle richtjaren 2024, 2035, 2115.



Figuur 5.7 Het effect van beton gescheurd en beton ongescheurd voor de bodemdaling op basis van Volumieke Rek voor de zichtjaren 2024.

5.4 Overige toetsen

Vanuit het PPE zijn er naast de toets van optredende krachten en momenten tegen de opneembare ankerkrachten en momenten in de boorpaal ook nog toetsen voorgeschreven voor de ankerkrachten en geotechnisch bezwijken. Deze worden in dit hoofdstuk behandeld.

5.4.1 Ankerkrachten

Bij het beschouwen van de sterkte van de boorpalenwand wordt ook gekeken naar de verankering. De ankers hebben een maximale trekkracht van 1181 kN (Combinatie Dijkverbetering Molenwaard, 2016).

Met behulp van controleproeven op de strengankers is aangetoond dat deze trekkracht goed opneembaar is (Deltares, 2024b). Getoetst wordt dat de berekende ankerkracht kleiner is dan de maximaal opneembare ankerkracht van 1181 kN. Deze waarde wordt als grens gesteld in dit onderzoek naar de maximale ankerkracht. Deze grens mag in geen geval bereikt mag worden binnen de zichtperiode 2115.

Voor het bepalen van de rekenwaarde voor de maximale opneembare ankerkracht van het goutlichaam en de trekkracht op de ankerstrengen dienen bij toepassing van het PPL de belastingeffectfactoren te worden toegepast zoals vermeld in Paragraaf 4.5.1.

In Tabel 5.1 zijn, voor de constructieve toets uit de PPL, de normaalkrachten in het anker gegeven voor zichtlijnen 2024, 2035 en 2115. Hier is een toename te zien door het effect van de zakkende grond op de ankers. In de huidige situatie is er bij beide methodes voor bodemdaling een ankerkracht van ongeveer 295 kN. Voor 2035 neemt dit toe tot ongeveer 460 kN en in 2115 tot 680 kN. Deze toenames zijn voor beide methodes van dezelfde orde van grootte.

Wanneer deze waarden worden vermenigvuldigd met de belastingeffectfactoren en dan vergeleken met de maximaal toelaatbare ankerkracht van 1181 kN, worden de in de kolom met "capaciteit" weergegeven percentages gevonden. Deze percentages geven aan in welke mate de maximaal toelaatbare ankerkracht wordt benut. Bij het reduceren van de grondstijfheid neemt de ankerkracht in alle gevallen 3-5 kN toe en leidt niet tot een overschrijding van de capaciteit van het anker.

Tabel 5.1 Maximale optredende ankerkrachten in het strenganker bij constructieve toets (PPL 5) inclusief belastingeffectfactor (tussen haakjes het percentage van trekkrachtcapaciteit van het strenganker). Uitgaande van ongescheurd beton.

Constructieve toets (PPL 5)	2024	Capaciteit incl. 1.1 belastingeffec tfactor (1,25 voor strengen)	2035	Capaciteit	2115	Capaciteit
Ankerkracht kN (SSC)	292	27% (31%)	450	42% (48%)	665	62% (70%)
Ankerkracht kN (Volumieke Rek)	292	27% (31%)	457	43% (48%)	676	63% (72%)
SSC stijfheidsreductie	296	28% (31%)	453	42% (48%)	670	62% (71%)
VR stijfheidsreductie	295	27% (31%)	457	43% (48%)	679	63, (72%)

Tabel 5.2 Maximale optredende ankerkrachten in het strenganker bij constructieve toets (PPL 5) inclusief belastingeffectfactor (tussen haakjes het percentage van trekkrachtcapaciteit van het strenganker). Uitgaande van gescheurd beton.

Constructieve toets (PPL 5)	2024	Capaciteit incl. 1.1 belastingeffectfactor (1,25 voor strengen)	2035	Capaciteit	2115	Capaciteit
Ankerkracht kN (SSC)	280	26% (30%)	435	41% (46%)	647	60% (68%)
Ankerkracht kN (Volumieke Rek)	280	26% (30%)	446	42% (47%)	671	63% (71%)
SSC stijfheidsreductie	284	26% (30%)	439	41% (46%)	653	61% (69%)
VR stijfheidsreductie	283	26% (30%)	448	42% (47%)	674	63, (71%)

5.4.2 Beschouwing overall stabiliteit van de constructie (geotechnische falen)

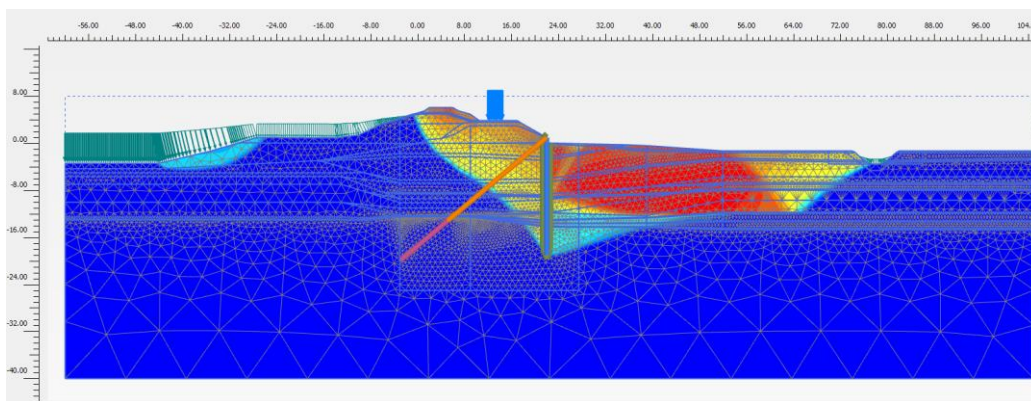
Onderdeel van de PPE is het berekenen van de geotechnische stabiliteitsfactor door een c - ϕ (sterkte) reductie toe te passen.

In Tabel 5.3 zijn de berekende veiligheidsfactoren getoond. Hiervoor zijn de drie zichtjaren 2024, 2035, en 2115 gebruikt in de variant met de normale sterkte en met de 10% stijfheidsreductie. Hierbij zijn ook de variatie gescheurd en ongescheurd beton bekeken alsmede de bodemdaling op basis van Soft Soil Creep en Volumieke Rek. Uitgaande van een schematiseringsfactor van 1,0 is een stabiliteitsfactor van 1,0 is de dijk met constructie voldoende om geotechnisch bezwijken uit te sluiten.

Tabel 5.3 Veiligheidsfactoren van c - ϕ reductie stap (6b).

	Beton Ongescheurd		Beton Gescheurd	
	SSC	VR	SSC	VR
toetswaarde	>1,0	>1,0	>1,0	>1,0
2024	1,657	1,658	1,648	1,653
2035	1,711	1,678	1,708	1,676
2115	1,648	1,696	1,708	1,693
2024 stijfheidsreductie	1,657	1,655	1,656	1,654
2035 stijfheidsreductie	1,72	1,673	1,713	1,675
2115 stijfheidsreductie	1,659	1,695	1,648	1,689

Als voorbeeld voor een maatgevend bezwijkvlak is onderstaande figuur van de incrementele verplaatsingen van de ondergrond tijdens de c - ϕ reductie weergegeven. Uit onderstaande figuur volgt dat er een langgerekt glijvlak wordt gevonden welke onder de palenwand door gaat en waarbij het achterland sterk vervormt. Dit bezwijkvlak past goed bij een situatie met opdrijven.



Figuur 5.8 Incrementele verplaatsingen bij c-phi reductie (6b) afschuifzone achter boorpalenwand en potentiële zone voor boorpalenwand. Bodemdaling op basis van Volumieke Rek.

5.4.3 Snijden en 3D effecten

De toets op het snijden van de grond door de boorpalenwand is in het PPE in principe niet veranderd ten opzichte van de OSPW en wordt daarom niet opnieuw uitgevoerd. Voor de toets op snijden wordt verwezen naar (Combinatie Dijkverbetering Molenwaard, 2016), waaruit volgt dat de veiligheid tegen snijden van de grond voldoende is.

5.4.4 Verticaal draagvermogen

De toets voor het verticaal draagvermogen van de boorpalenwand is eveneens niet veranderd. Omdat de gevonden ankerkrachten lager zijn dan in het uitvoeringsontwerp UO zijn gehanteerd en daarmee ook de verticale belasting vanuit het anker op de constructie kleiner is voldoet het verticaal draagvermogen van de constructie.

5.4.5 Berekende paaldeformaties na fase 3 (kruipfase), bij de twee toegepaste kruipmodellen

In onderstaande tabel staan de berekende maximale verplaatsingen en het niveau waar dit maximum zich bevindt (kruipfase 3b). In de tabel is goed te zien dat de vervormingen met het SSC model vele malen groter zijn dan met het VR model. Deze waarden kunnen als indicatieve waarden gebruikt worden voor het monitoren van de vervormingen en geven een indicatie van de wijze waarop kruip de constructie belast. Omdat voor de zichtperiode tot 2035 nog een voldoende veilige situatie wordt gevonden met het SSC model wordt gesteld (uitgaande van een gescheurde paal), dat wanneer er significante vervormingen worden gemeten van circa 50 mm, overbelasting van de constructie dreigt. Als signaleringswaarde kan van de helft van deze waarde worden uitgegaan en kan een grenswaarde van 25 mm voor de horizontale deformatie worden gehanteerd. Wanneer deze waarde wordt overschreden duidt dit erop dat de kruipfase zich volgens het SSC model ontwikkelt (zie ook Paragraaf 6.3).

Tabel 5.4 Maximale verplaatsingen van de boorpalenwand in horizontale richting tijdens de bodemdalingsfase met indicatie van diepte.

Scenario	Verplaatsing ux (mm) (SSC) +diepte	Verplaatsing ux (mm) (VR) + diepte
2024	-0,21 (1,0 m NAP)	0,2 (-1 m NAP)
2035	47,7 (-4,75 m NAP)	0,78 (-1 m NAP)
2115	75,6 (-4,5 m NAP)	0,97 (-1 m NAP)
2024 stijfheidsreductie	2,2 (1,0 m NAP)	0,21 (1 m NAP)
2035 stijfheidsreductie	48,9 (-4,2 m NAP)	0,87 (1 m NAP)
2115 stijfheidsreductie	77,2 (-4,3 m NAP)	1 (1 m NAP)

5.5 Faalpad tot bezwijken

Uit de uitgevoerde analyses volgt dat er een mogelijkheid is dat de boorpalenwand faalt als gevolg van de toenemende belasting veroorzaakt door kruip. Wanneer dit scenario dreigt zal dit in een eerder stadium op basis van monitoringsresultaten kunnen worden opgemerkt. In dat geval kan hierop tijdig wordt geanticipeerd.

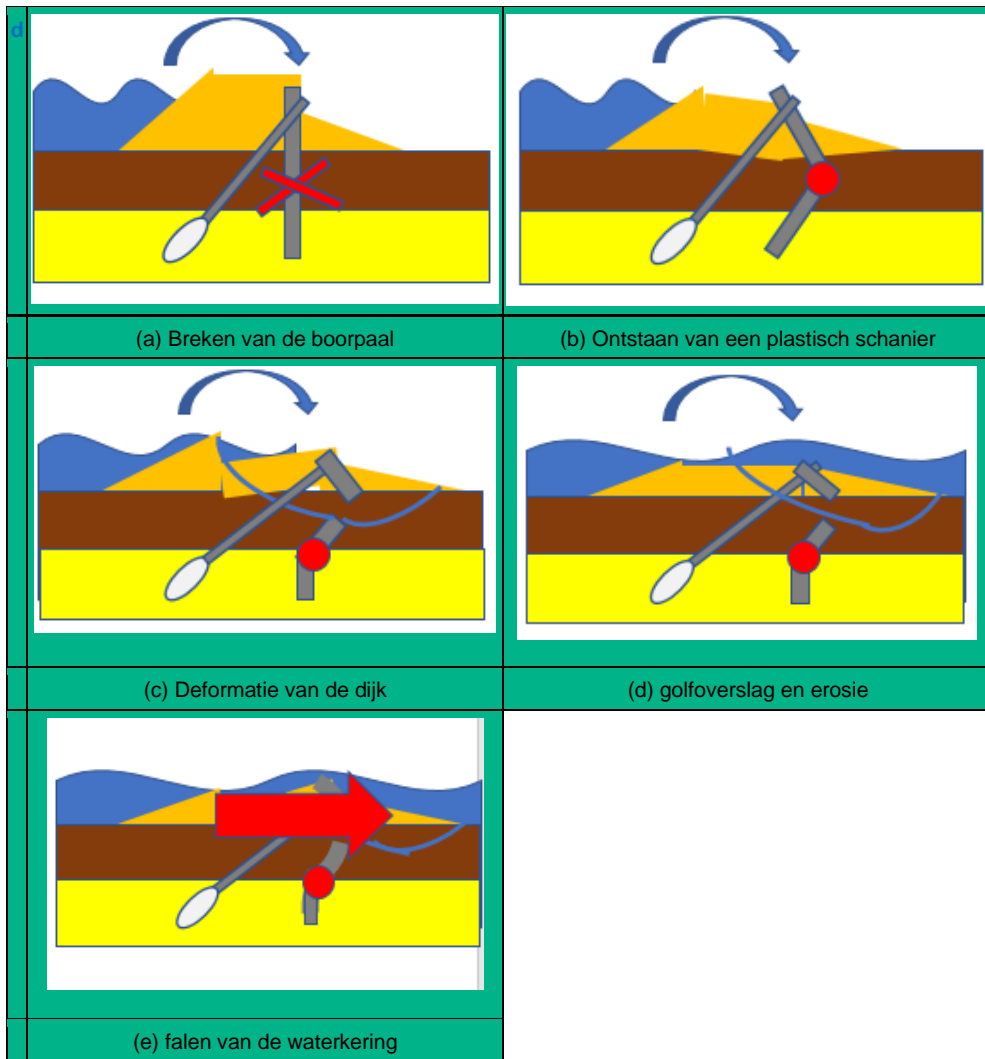
Wanneer dit niet wordt opgemerkt en de constructie faalt, zal het falen van de boorpalenwand niet direct leiden tot falen van de waterkering met als gevolg een overstroming. Tijdens de levensduur van de boorpalen zal deze van een ongescheurde naar een gescheurde toestand als gevolg van de horizontale belasting op de palen. Het moment waarop de paal van ongescheurd naar gescheurd gaat is onzeker maar het is algemeen geaccepteerd om de sterktebeoordeling uit te voeren voor de gescheurde toestand van de boorpaal (POVM, 2020). Daarna zullen meerdere vervolgebeurtenissen op moeten treden voordat er een overstroming plaatsvindt. De kans op deze vervolgemechanismen is kleiner dan 1, dus de kans op falen van de waterkering is kleiner dan de kans op falen van de constructie. Op basis van de Rode draad Langsconstructies (HWBP, 2021) is het faalpad aangegeven. Hierin zijn de gebeurtenissen die op moeten treden voordat de waterkering faalt weergegeven. In het geval van de boorpalenwand zal het veldmoment worden overschreden op een niveau van ca. NAP – 5,0 m. De verankering blijft intact. De bezwijkmodus is dat de boorpaal door toenemende horizontale belasting zal breken.

In Figuur 5.9 is het faalpad waarbij de boorpaal bezwijkt door breken of extreme vervorming door een plastisch scharnier aangegeven. Zoals hierboven aangegeven treedt deze initiële gebeurtenis op onder dagelijkse omstandigheden en zal leiden tot zichtbare deformaties van de dijk in de vorm van verzakkingen en scheurvormingen. De signalen horende bij deze initialisatie zullen aan maaiveld zichtbaar zijn zodat hierop geanticipeerd kan worden en herstelwerkzaamheden kunnen worden uitgevoerd alvorens een hoogwater situatie langs komt.

Voordat er sprake is van volledig falen van de waterkering zal er eerst een verhoogde waterstand moeten optreden waardoor de volgende vervolgemechanismen optreden:

1. Een glijvlak door de locatie waar een scheur of plastisch scharnier is ontstaan en een plastisch scharnier bij de overgang tussen zand en slappe lagen zoals aangegeven in figuur (c) in Tabel 5.5.
2. Verlaging van de kruin waardoor golfoverslag de erosie zal versnellen en uiteindelijk de kering zal bezwijken.

Kwantificeren in termen van faalkansen van deze vervolgebeurtenissen is sterk afhankelijk van de vorm van het restprofiel wat optreedt na falen van de constructie (stap 1). Met de kennis van nu is het niet goed mogelijk om dit in te schatten en kan het resterende deel van het faalpad in termen van waterveiligheid niet worden gekwantificeerd. Wel kan worden gesteld dat de overstromingskans kleiner zal zijn dan de faalkans van de constructie.



Figuur 5.9 Initieel mechanisme voor falen langsconstructie in figuur (a) en (b), vervolgmecanismen in figuren (c tot e).

6 Conclusie en aanbevelingen

6.1 Onderzoeksdoelstellingen

De eerste vier stappen uit de projectopzet, zoals beschreven in Paragraaf 1.3.1, hebben betrekking op de analyse van de waterveiligheid van de boorpalenwand. De laatste stap (stap 5) betreft de synthese van het gehele fase 3 onderzoek voor KIS, waarin de conclusies van de verschillende onderdelen van het onderzoek worden samen gebracht. In dit hoofdstuk worden de conclusies van analyse van de waterveiligheid besproken.

6.2 Deelconclusies

6.2.1 Deelconclusie parameteranalyse

Sterkteparameters

Uit de parametersanalyse volgt dat de regionale proevenverzameling een goede basis vormt voor de sterkteparameters voor de locatie KIS.

De onderbouwing hiervoor wordt gevonden door de piekwaarde voor de sterkte van de grond tussen KIS en de regionale proevenverzameling te vergelijken. Uit laboratoriumonderzoek op monsters gestoken in het dijkvak KIS blijkt dat de waardes hoger (sterker) zijn dan in de omliggende dijkvakken.

Het toepassen van de regionale proevenverzameling zal de sterkteparameters in de berekeningen goed beschrijven en leidt tot een conservatieve insteek van de analyses.

In de huidige waterveiligheidsanalyses is conform de vigerende leidraden en inzichten met opdrijven rekening gehouden. Opbarsten is gezien de aanwezige deklaagdikte van ruim groter dan 4 m niet aan de orde. Dit betekent dat in de analyse de sterkte eigenschappen in de deklaag meegenomen worden op basis van de effectieve spanningen bij opdrijven.

Stijfheidsparameters

Uit de parametersanalyse volgt dat de regionale proevenverzameling van stijfheidsparameters de stijfheid op de locatie KIS mogelijk licht overschat. Aan de berekeningen is een scenario toegevoegd met 10% minder stijve grond.

De onderbouwing hiervoor is dat de stijfheidsparameters, met name de stijfheid rond de terreinspanning en de E-modulus na laboratoriumonderzoek, op monsters gestoken buiten het dijkvak KIS, een overwegend stijver gedrag laten zien dan de stijfheidsparameters die gevonden zijn in het dijkvak KIS.

6.2.2 Deelconclusie gemeten en berekende grondvervormingen

Op basis van het opleverdossier van de dijkversterking is voor de benoemde groenecirkelpanden een vergelijking gemaakt tussen de gemeten en berekende horizontale grondvervormingen. Uit deze vergelijking volgt dat de berekende, gedraineerde horizontale vervormingen goed aansluiten bij de gemeten horizontale vervormingen. Hiermee kunnen de opgetreden grondvervormingen goed worden verklaard.

De onderbouwing hiervoor is dat er bij 5 groenecirkelpanden, waar gedurende de ophoogfase de horizontale vervorming met hellingmeetbuizen is gemonitord, problemen als

gevolg van de horizontale vervormingen zijn opgetreden. In 2 van de 5 gevallen bleek de afwijking tussen de gemeten en berekende vervorming groter of gelijk dan 30%. Dit wordt in beide gevallen verklaard door te snel ophogen waardoor er naast gedraineerde vervormingen ook schuifvervormingen zijn opgetreden.

6.2.3 Uitgangspunten voor de sterkte en stijfheid van de boorpalenwand

Op basis van de kwaliteitskeuringen van het beton is een nadere analyse gemaakt van de verwachte sterkte van de boorpaal zoals deze is gerealiseerd. Hieruit volgt dat de extra sterkte door de grotere gerealiseerde diameter van de boorpaal in het veld (op basis van de vastgestelde overbetonning) een verminderde sterkte van de paal door een mindere kwaliteit van het beton volledig compenseert. Dit geldt ook voor de momentcapaciteit van de boorpaal gedurende de ontwerplevensduur van 100 jaar. Voor de gehele levensduur kan dus de volledige sterkte en dus momentcapaciteit van de betonpaal in de analyses worden gehanteerd.

Om aanvullend inzicht te geven in de gevoeligheid van het ontwerp voor een minder sterke boorpaal is een scenario beschouwd met 10% sterkte reductie van de boorpaal.

Voor de onderbouwing van de sterkte van de boorpaal wordt verwezen naar de rapportage over de kwaliteit van de boorpalenwand (Deltares, 2024b).

6.2.4 Uitgangspunten lekkage en vernatting

De stijghoogte in de tussenzandlaag nabij de boorpaal en in het achterland ligt onder normcondities hoger dan die in de Pleistocene zandlaag, zie Figuur 4.8. In de rapportage naar de oorzaken van vernatting is dit toegelicht. Onder de dijk nabij de ankers is de stijghoogte in beide pakketten ongeveer gelijk aan elkaar. Lekkage onder normcondities, langs de boorpaal of de verankering waardoor de stijghoogte in de tussenzandlaag toe zal nemen, is hierdoor niet aan de orde. Lekkage kan in dit geval alleen leiden tot een lagere waterdruk in de tussenzandlaag en is daarmee als scenario voor de waterveiligheid niet meer maatgevend.

Voor de onderbouwing van de uitgangspunten voor lekkage en vernatting wordt verwezen naar het onderzoek naar de oorzaken van vernatting (Deltares, 2024a).

6.3 Hoofdconclusie waterveiligheid

De hoofdconclusie waterveiligheid wordt hier generiek behandeld en getalsmatig beargumenteerd. Vervolgens worden de resultaten per zichtjaar in narratief gepresenteerd. Daarbij wordt een mogelijk faalpad besproken, horende bij de meest waarschijnlijke manier van falen van de constructie. In Paragraaf 5.5 is stapsgewijs weergegeven hoe de waterkering kan bezwijken als gevolg van falen van de constructie.

In onderstaande Tabel 6.1 en Tabel 6.2 is per zichtjaar (Variant 2) een beoordeling van de dijk aangegeven voor de aspecten Geotechnische Stabiliteit, Buigend Moment Boorpaal en de Normaal Belasting Strenganker. Hierbij is getoetst of de kering voldoet aan de veiligheidsnormen voor Variant 1 (SSC of VR kruipmodel, zie Sectie 4.4) en voor de aanname beton ongescheurd en gescheurd (Variant 3). Bij alle resultaten is uitgegaan van een 10% lagere sterkte van de boorpalenwand.

In deze tabellen is te zien dat voor zichtjaar 2024 de kering op alle aspecten voldoet voor beide kruip modellen en voor zowel de aanname van ongescheurd als gescheurd beton.

Voor het zichtjaar 2035 is te zien dat in het geval van het VR model de kering op alle drie de aspecten voldoet. Op basis van het SSC model blijkt dat de kering op Geotechnische

Stabiliteit en Normaal Belasting Strenganker voldoet maar dat deze niet voldoet op de toets voor Buigend Moment Boorpaal uitgaande van ongescheurd beton. Gegeven de belastingtoename als gevolg van de kruipbelasting op de paal zal in deze situatie de paal in gescheurde toestand zijn. Uitgaande van gescheurd beton blijkt dat voor beide methodes de kering voldoet op alle drie de aspecten.

Het berekende buigende moment in de boorpaal blijft tot 2058 onder de maximaal toelaatbare waarde, uitgaande van een gescheurde buigstijfheid.

Voor zichtjaar 2115 blijkt dat de kering voldoet op alle aspecten in het geval van VR model. In het geval van het SSC model zijn de belastingen op de paal en daardoor het Buigend Moment Boorpaal te hoog voor zowel gescheurd als ongescheurd beton. Op de aspecten Geotechnische Stabiliteit en Normaal Belasting Strenganker voldoet de kering wel in 2115.

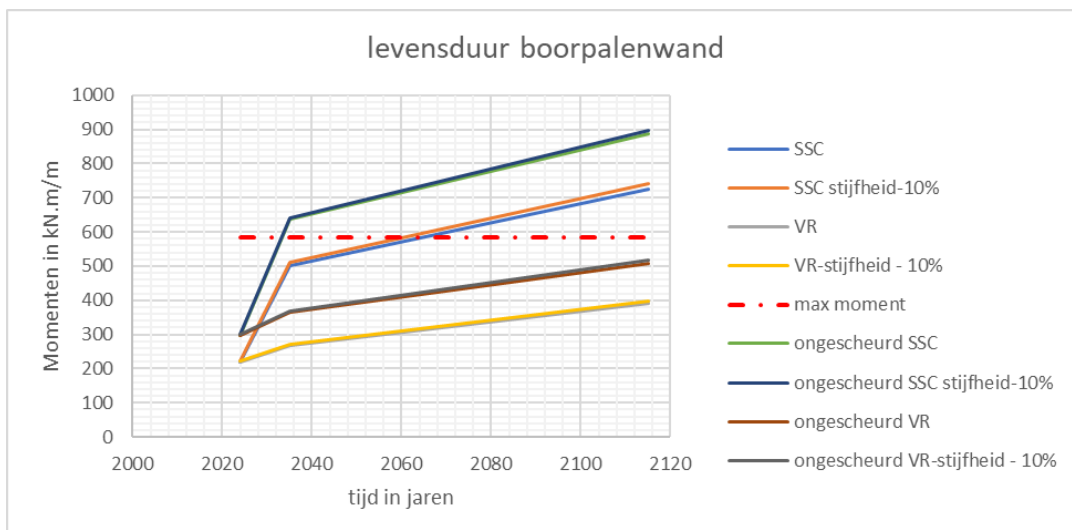
Tabel 6.1 Beoordeling van de dijk per zichtjaar (variant 2) op basis van Geotechnische Stabiliteit, Buigend Moment Boorpaal, Normaal Belasting Strenganker voor SSC of VR kruipmodel (Variant 1) en voor beton ongescheurd. OK geeft aan dat de dijk op dit aspect voldoet voor het gegeven zichtjaar, niet OK geeft aan dat dit niet meer voldoet voor het gegeven zichtjaar. In de cellen met de buigende momenten en de ankerkracht is de unity-check vermeld (uitgaande van een 10% minder sterke boorpaal).

Zichtjaar	Soft Soil Creep (SSC) (Variant 1)			Volumieke Rek (VR) (Variant 1)		
	Geotechnische Stabiliteit	Buigend Moment Boorpaal	Normaal Belasting Strenganker	Geotechnische Stabiliteit	Buigend Moment Boorpaal	Normaal Belasting Strenganker
2024 (Variant 2)	OK	OK UC=0,50	OK UC=0,31	OK	OK UC=0,50	OK UC=0,31
2035 (Variant 2)	OK	Niet OK UC=1,08	OK UC=0,48	OK	OK UC=0,70	OK UC=0,48
2115 (Variant 2)	OK	Niet OK UC=1,68	OK UC=0,71	OK	OK UC=0,98	OK UC=0,72

Tabel 6.2 Beoordeling van de dijk per zichtjaar (variant 2) op basis van Geotechnische Stabiliteit, Buigend Moment Boorpaal, Normaal Belasting Strenganker voor SSC of VR kruipmodel (Variant 1) en voor beton gescheurd. OK geeft aan dat de dijk op dit aspect voldoet voor het gegeven zichtjaar, niet OK geeft aan dat dit niet meer voldoet voor het gegeven zichtjaar. In de cellen met de buigende momenten en de ankerkracht is de unity-check vermeld (uitgaande van een 10% minder sterke boorpaal).

Zichtjaar	Soft Soil Creep (SSC) (Variant 1)			Volumieke Rek (VR) (Variant 1)		
	Geotechnische Stabiliteit	Buigend Moment Boorpaal	Normaal Belasting Strenganker	Geotechnische Stabiliteit	Buigend Moment Boorpaal	Normaal Belasting Strenganker
2024 (Variant 2+3) (Beton gescheurd)	OK	OK (Uc=0,40)	OK UC=0,30	OK	OK UC<0,50	OK UC=0,30
2035 (Variant 2+3) (Beton gescheurd)	OK	OK UC=0,96	OK UC=0,46	OK	OK UC<0,70	OK UC=0,47
2115 (Variant 2+3) (Beton gescheurd)	OK	Niet OK UC=1,40	OK UC=0,69	OK	OK UC<0,98	OK UC=0,71

Uit bovenstaande tabel volgt dat de buigende momenten in de palen bepalend zijn voor de levensduur van de boorpalenwand. Wanneer de buigende momenten voor de maatgevende analyses in de tijd worden uitgezet wordt het volgende beeld verkregen.



Figuur 6.1 Resultaten van de belangrijkste berekeningen. Op de verticale as de optredende paalmomenten en op de horizontale as de tijd in jaren, de gestippelde horizontale lijnen stellen de maximale momentcapaciteit (rood). De getrokken lijnen zijn de berekende momenten per m^{-1} . SSC staat voor kruip, berekend met Soft Soil Creep model. VR staat voor kruip, berekend met Volumieke Rek model. De lijnen van de Basis analyses en Stijfheid -10% liggen telkens over elkaar heen. Getalsmatig zijn de buigende momenten van het scenario stijfheid -10% en basis nagenoeg gelijk.

Hieronder wordt Tabel 6.1 in narratief weergegeven.

Zichtjaar 2024

In zichtjaar 2024 voldoet de kering aan de waterveiligheidseisen. Door de korte periode na realisatie, de wijze waarop de kruip wordt gemodelleerd en leidt tot een belasting op de constructie, is deze niet van invloed op het resultaat. Ook het scenario met reductie van de stijfheidsparameters van de grond is nauwelijks van invloed. Uit analyses met de PPE volgt dat de berekende momenten in de betonpaal ruim lager zijn dan de momenten waarop de constructie is ontworpen. Dit geldt ook voor de krachten in het anker. Deze worden tot 31% van de capaciteit benut, er blijft voldoende capaciteit over voor ankeruitval. De veiligheidsfactor uit de c-phi reductie is minimaal 1,65 voor de verschillende varianten. Hiermee is de veiligheidsfactor significant hoger dan de vereiste 1,0.

Zichtjaar 2035 (LBO-2)

In zichtjaar 2035 voldoet de kering aan de waterveiligheidseisen. Wel begint hier een groot verschil te ontstaan tussen de twee modellen (SSC en VR) waarmee de belasting op de constructie wordt bepaald. Bij analyse van de bodemdaling met het SSC model, wordt in de kruipfase het maximaal toelaatbare moment (uitgaande van een ongescheurde paal) overschreden in 2035. Gegeven de belastingtoename als gevolg van de kruipbelasting op de paal zal in deze situatie de paal in gescheurde toestand zijn. Wanneer er van een gescheurde paal wordt uitgegaan, dan wordt een moment berekend dat onder het maximaal toelaatbare moment ligt en wordt het maximaal toelaatbare moment in 2058 overschreden.

In het geval van het VR model blijft de belasting van de boorpalenwand onder het maximaal toelaatbare moment en voldoet de constructie in 2035. De resultaten van de beide modellen worden gezien als uitersten, de verwachting is dat de werkelijkheid hier ergens tussenin ligt.

Samenvattend kan worden gesteld dat de boorpalenwand tot circa 2058 aan de waterveiligheidseisen voldoet.

Zichtjaar 2115 (Levensduur)

Voor de periode na 2035 is de mate waarin de kruipvervorming leidt tot een horizontale belasting op de constructie bepalend of de boorpalenwand blijft voldoen tot 2115 aan de waterveiligheidseisen. In Bijlage C worden de onzekerheden met betrekking tot de kruipvervorming nader toegelicht.

Er wordt aanbevolen om de daadwerkelijk optredende waterspanningen en grondvervormingen nabij de boorpalen te blijven monitoren met de reeds geïnstalleerde meetapparatuur. De vervorming naast de boorpalen is een indirecte maat voor het buigend moment dat aanwezig is in de boorpaal.

Wanneer uit de monitoring volgt dat de kruipfase meer optreedt in verticale richting zonder dat daarbij grote horizontale grondvervormingen ontstaan, dan gelden de in dit rapport uitgevoerde analyses met het VR model. Uit deze resultaten volgt dan dat de constructie voldoet, ook voor de scenario's met 10% reductie van de stijfheid van de grond, 10% sterkte reductie van de boorpalenwand en de inzichten in de veranderende geohydrologische omstandigheden.

Wanneer uit de monitoring blijkt dat de kruip meer het SSC model volgt, en er grotere horizontale grondvervormingen gaan ontstaan, dan worden de buigende momenten in de kruipfase overschreden. Dit vindt dan plaats dan onder dagelijkse omstandigheden, dus niet onder een maatgevende belastingsituatie met hoog water op de rivier. De constructie voldoet dan niet meer aan de waterveiligheidseisen. Ook wanneer de stijfheid van de boorpaal wordt gereduceerd door uit te gaan van een gescheurde paal, voldoen de optredende momenten in de berekeningen niet en worden deze naar verwachting in 2058 overschreden (zie Figuur 6.1).

Wanneer de gemeten horizontale grondvervormingen bij de boorpalenwand de grens van 2,5 cm overschrijden, dan duidt dit erop dat de variant met grotere horizontale deformatie van de boorpalen daadwerkelijk optreedt. Deze 2,5 cm geldt als een signaleringswaarde, echte problemen beginnen bij circa 5 cm horizontale vervorming te ontstaan. Na het bereiken van deze signaleringswaarde is er nog voldoende tijd beschikbaar om te onderzoeken hoe de waterveiligheid voor de resterende periode tot 2115 kan worden geborgd.

Het optreden van vervormingen van de constructie treedt al op onder dagelijkse omstandigheden en niet is gecorreleerd met hoogwater. De kans dat verzwakking van de constructie dus niet wordt opgemerkt is zeer klein omdat dit eerst zal leiden tot verzakkingen en scheuren in de dijk voor de boorpalenwand. Daarnaast kunnen de grondvervorming met hellingmeetbuizen worden gemonitord. De kans op falen van de gehele dijk is daardoor verwaarloosbaar klein.

Wanneer vanuit de monitoring een aankomend falen van de boorpalenwand als gevolg van de kruipbelasting van de grond niet wordt opgemerkt, dan is de waterkering nog niet bezweken. Voordat falen van de dijk optreedt zullen namelijk eerst de volgende gebeurtenissen moeten optreden:

- De buitenwaterstand zal moeten toenemen tot nabij maatgevend hoogwater.
- De vervormingen moeten zich doorzetten en leiden tot een lagere kruinhoogte.
- Door golfoverslag moet de dijk dan verder aangetast worden waardoor falen van de waterkering dreigt.

De waterveiligheid is dus voldoende geborgd mits de vervormingen en de optredende buigende momenten in de boorpalen worden gemonitord.

Kwantificeren van de vervolgebeurtenissen is sterk afhankelijk van de vorm van het restprofiel dat optreedt na falen van de constructie. Met de kennis van nu is het niet goed mogelijk om dit in te schatten. Voor de waterveiligheid blijft het dus belangrijk tijdig te signaleren of de vervormingen te groot worden.

6.4 Aanbeveling

Zoals in de conclusie is aangegeven is het continueren van de monitoring in de vorm van het regelmatig inmeten van de hellingmeetbuizen en peilbuizen een voorwaarde om de waterveiligheid tot 2115 te kunnen borgen. Als signaleringswaarde voor de horizontale vervorming van de hellingmeetbuis geldt 2,5 cm.

Overwogen kan worden om de monitoring uit te breiden met tiltmeters, verlijmd in de gording van de boorpalenwand. Deze meters geven het eventueel kantelen van de gording aan wat een indicatie kan zijn voor deformatie van de boorpalenwand (zie Tabel 6.1). Deze metingen kunnen eenvoudig geautomatiseerd worden en kunnen worden gebruikt als indicatie om de hellingmeetbuizen in te meten.

Aanbevolen wordt om deze monitoring in te bedden in het primaire proces van het waterschap waarbij het proces van periodiek monitoren, interpreteren van de metingen, conclusies trekken en daarna handelen wordt geborgd.

Referenties

- Baars, S. v. (April 2021). *Rapport De Lekdijk is lekgestoken!*
- Combinatie Dijkverbetering Molenwaard. (2015). *Berekeningsnota uitvoeringsontwerp Nieuw Lekkerland-sectie H Lekdijk 257-258.*
- Combinatie dijkverbetering Molenwaard. (2015). *Uitvoerings Dijkvak Nieuw Lekkerland-sectie B- lekdijk471.*
- Combinatie Dijkverbetering Molenwaard. (2016). *Berekeningsnota UO Constructie binnetalud dijkvak F1-1.* Groot Ammers: combinatie Molenwaard .
- combinatie Dijkverbetering Molenwaard. (2018). *VTW062 Eindrapportage resultaten monitoring groene cirkel panden.*
- CRUX. (2022). *ENW, vragen naar aanleiding KIS.*
- Deltares. (2013). *1205887-000 Ontwerprichtlijn stabiliteitschermen in primaire waterkeringen (OSPW).*
- Deltares. (2016). *Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in Primaire waterkeringen.* Delft: Deltares.
- Deltares. (2018). *Fenomenologische beschrijving.* Delft: Deltares.
- Deltares. (2021). *Analyses waterveiligheid KIS.* Delft.
- Deltares. (2022). *Analyse waterveiligheid Kinderdijk Schoonhovenseveer, Fase 2 toetsing aspecten uit "Lekdijk is lekgestoken".*
- Deltares. (2023). *Feitelijke beschouwing storten boorpalen KIS irt afwijking 00187.* Delft.
- Deltares. (2023). *gedetailleerd plan van aanpak werkpakket 4.*
- Deltares. (2024a). *Onderzoek oorzaken vernatting (onderdeel A).* Deltares: Deltares.
- Deltares. (2024b). *Beschouwing van de kwaliteit van de boorpalenwand.* Delft: Deltares.
- Deltares. (Februari 2022). *Rapport Analyse waterveiligheid Kinderdijk-Schoonhovenseveer, met kenmerk kenmerk 11207207-005-GEO.*
- Deltares. (Juli 2021). *Spoedadvies Analyse waterveiligheid Kinderdijk-Schoonhovenseveer, kenmerk 11207207-002-GEO-0004.*
- Deltares. (Juli 2021). *Spoedadvies Analyse waterveiligheid Kinderdijk-Schoonhovenseveer, kenmerk 11207207-002-GEO-0004.* Delft: Deltares.
- ENW. (December 2021). *Adviesvraag Lekdijk Kinderdijk-Schoonhovenseveer, met kenmerk ENW-22-04.*
- ENW; Expertisenetwerk Waterveiligheid . (2022). *Adviesaanvraag Lekdijk Kinderdijk-Schoonhovense veer.*
- HWBP. (2021). *rode draad overstrooming bij aanwezigheid van langsconstructies.* Delft: Hoogwaterbeschermings programma.
- IV-INFRA. (2020). *eenvoudige toetsing langsconstructie 16-2 Constructie Kinderdijk-Streefkerk.* Tiel: Waterschap Rivierenland.
- POVM. (2020). *PPE; Eindige Elementen Methode .* POV.
- POVM. (2020). *PPL; Langsconstructies.* POVM.
- TAW Technische Adviescommissie voor de Waterveiligheid. (1989). *Leidraad voor het ontwerpen rivierdijken, Deel 2 benedenrivierdijken.* TAW.
- Van Baars, S. (2021). *De lekdijk Lekgestoken.*
- Waterschap Rivierenland. (2013). *NOTA:Technische Uitgangspunten dijkversterking KIS.*
- wiertsema en partners. (2023). *Dijkverbetering KiS geotechnisch monitoringsrapport.* Tolbert: Wiertsema en partners.

A Kwantificeren berekende en opgetreden deformatie grond dijken

A.1 Inleiding

Als alternatief om de omgevingsbeïnvloeding te beperken bij panden nabij grondaanvullingen met een relatief hoog schaderisico, de zogenaamde groenecirkelpanden, is door de combinatie gekozen voor een methode om de stabiliteit van de ophoging gedurende de uitvoering zo hoog mogelijk te houden door langzaam op te hogen. Hierdoor zijn er in de uitvoering geen afscherpende maatregelen bij deze panden toegepast, maar er is een vervormingsgestuurde aanpak uitgewerkt. De intentie was dat door middel van monitoring de ophoogwerkzaamheden zouden worden begeleid waarbij bij elke ophoogslag getoetst werd of de vooraf, op basis van berekeningen vastgestelde, grenswaarden (grondvervormingen en pandverplaatsingen) per pand niet zouden worden overschreden.

Hiervoor zijn vooraf uitgebreide analyses per pand uitgevoerd waarbij de invloed van de voorspelde vervormingen (gebaseerd op PLAXIS-analyses) op de funderingsconstructie is beoordeeld. Ook zijn er diverse funderingsinspecties door de aannemer uitgevoerd om de staat van de fundering te onderzoeken. Mitigerende maatregelen zijn vooraf bij een aantal panden verricht door onder andere de funderingsbalken te verstevigen.

De wijze waarop de grenswaarden per pand zijn vastgesteld zijn uitvoerig beschreven in (Deltares, 2022). In essentie komt het erop neer dat met verwachtingswaarde voor de stijfheidsparameters en op basis van gedraineerde sterkteparameters de horizontale deformaties zijn berekend. De consolidatie periode van de ondergrond als gevolg van een aangebrachte ophoogslag is zodanig dat er praktische sprake is van volledige consolidatie waardoor de uitvoeringsstabiliteit van de ophoging ruim voldoende hoog was en doordat alleen gedraineerde horizontale vervormingen op zouden treden en geen schuifvervormingen. De uitvoeringsfase is gemonitord met vrijstaande hellingmeetbuizen, waarbij de gemeten horizontale deformaties per slag zijn vergeleken met de berekende horizontale deformaties.

A.2 Doel van dit onderzoek

In deze bijlage wordt de met PLAXIS berekende deformaties en de gemeten gronddeformaties op een aantal verschillende locatie met elkaar vergeleken.

Het doel hiervan is om een indicatie te verkrijgen of de ondergrond minder stijf is dan vooraf in de ontwerpberekeningen (op basis van parameters verkregen uit proevenverzamelingen) is aangenomen. Het resultaat hiervan tezamen met het parameter vergelijk uit Parameterstudie grondeigenschappen leidt tot scenario's met betrekking tot de onzekerheid in sterkte parameters.

A.3 Aanpak

Er is voor gekozen om voor een aantal locaties de gemeten en vooraf berekende gronddeformaties met elkaar te vergelijken. De nader uitgewerkte locaties volgt uit het 'overzicht eindstand panddeformaties' met betrekking tot de groenecirkelpanden (combinatie Dijkverbetering Molenwaard, 2018). Deze is in Tabel A-1 weergegeven en was eveneens opgenomen in (Deltares, 2022).

Tabel A.1 Overzicht eindstand panddeformaties. Met einde GWW wordt bedoeld het einde van het grondwerk en waterveilig, met als datum 20 december 2017. In de daarop volgende kolom is de gemeten deformatie in januari 2018 en bij de oplevering aangegeven. In de een na laatste kolom staat of de gemeten vervormingen stabiel waren of nog aan het toenemen zijn.

Sectie	Fundering	Berekende Pandverplaatsing 2066 [m]	Berekende Pandverplaatsing einde GWW ¹ [m]	Opgetreden pandverplaatsing [m]		Vervormingen stabiel (juli 2018) zie bijlage V. [-]	Start / eind datum [mm/dd/JJJJ] ²
				90% GWW	Oplevering		
				Jan 2018	Juli 2018		
B	Prefabbeton	0.11	0.055	0.073	0.072	ja	26-03-2015 / 24-11-2017
B	Houten palen + oplanger	0.16 + (0,185 (1985))	0.08	0.025	0.029	ja	26-03-2015 / 24-11-2017
B	Houten palen + oplanger	0.16 + (0,185 (1985))	0.08	0.026	0.023	Ja	26-03-2015 / 24-11-2017
D	Prefabbeton	0.074	0.037	0.025	0.031	ja	10-08-2016 / 13-03-2018
D	Houten palen + oplanger	0.06	0.03	0.018	0.027	ja	10-08-2016 / 13-03-2018
H	Houten palen + oplanger	0.02	0.03	0.030	0.043	ja	25-01-2016 / 16-01-2018
H	Prefabbeton	0.078	0.039	0.135	0.166	Nee	25-01-2016 / 16-01-2018
H	Prefabbeton	0.078	0.039	0.013	0.008	ja	25-01-2016 / 20-04-2018
H	Houten palen + oplanger	0.071	0.036	0.0126	0.0175	ja	25-01-2016 / 20-04-2018
K-L-M	Prefabbeton	0.17	0.085	0.062	0.068	nee	08-08-2016 / 16-01-2018
N	Houten palen + oplanger	0.30	0.15	0.043	0.053	Ja	28-10-2015 / 13-09-2017
N	Houten palen + oplanger	0.29	0.15	0.017	0.011	Ja	28-10-2015 / 13-09-2017
N	Prefabbeton	0.21	0.105	0.007	0.023	Ja	28-10-2015 / 27-09-2017
P	Prefabbeton / Stalen buispalen	0.026	0.03	0.117	0.152	Nee	25-02-2015 / 27-02-2018
Q	Houten palen + oplanger	0.09	0.045	0.009	0.008	Ja	29-02-2016 / 16-01-2018
S	Houtenpalen + oplanger	0.0037	0.03	0.013	n.v.t.	Ja	29-07-2016 / 18-01-2017
T	Prefabbeton	0.08	0.04	0.024	0.032	Ja	24-02-2016 / 13-09-2017
U	Prefabbeton	0.063	0.032	0.003	0.009	ja	26-04-2016 / 1-11-2017
Y	Houten palen + oplanger	0.035	0.03	0.023	0.025	Ja	07-10-2016 / 01-04-2018
AG	Houten palen + oplanger	0.078	0.036	0.01	0.009	ja	04-05-2015 / 05-07-2017

In Tabel A.1 is de pandverplaatsing weergegeven per groenecirkelpand en is aangegeven waar de pandverplaatsingen groter zijn dan vooraf voorspeld.

Dit betreft pandverplaatsingen en geen grondverplaatsingen. De in deze tabel berekende pandverplaatsingen zeggen iets over de gronddeformaties in combinatie met de fundering onder het pand. De aangenomen grondconstructie interactie is bepalend voor de mate van berekende pandverplaatsing. Om een indicatie te krijgen van waar de probleem locaties met berekende en gemeten grondverplaatsingen zitten is deze tabel gebruikt.

Er zijn 3 locaties gekozen waarbij de gemeten pandverplaatsing groter is dan de berekende vervorming en 2 locaties omdat de gemeten vervormingen relatief groot zijn. Gekozen is om daarmee de volgende locaties nader te beschouwen:

- Sectie B .
- Sectie H
- Sectie H
- Sectie N .
- Sectie K-L-M

Voor deze locaties is uitgezocht wat de gemeten horizontale deformaties zijn in vergelijking met de vooraf voorspelde horizontale deformaties. De berekeningen en de daaraan ten grondslag liggende stijfheidsparameters worden verzameld en kwalitatief vergeleken met de parameters verkregen uit het laboratoriumonderzoek.

Daarna worden de berekende horizontale deformaties vergeleken met de tijdens de uitvoering op verschillende tijdstippen gemeten horizontale deformaties.

Tot slot worden in deze bijlage conclusies getrokken met betrekking tot de vraag of de horizontale deformaties gemeten in het veld binnen de verwachte vervormingen liggen of dat er redenen zijn om aan te nemen dat de ondergrond minder stijf (en/of sterk) is dan verwacht.

A.4 Afbakening

De door de aannemerscombinatie gekozen methode om met een hoge uitvoeringsstabiliteit op te hogen zal in theorie leiden tot minder hoge vervormingen in de teen van de waterkering. Door de hoge stabiliteit zullen er nauwelijks schuifvervormingen optreden. De normale horizontale vervormingen (normale gedraineerde deformatie zonder schuifvervormingen) zullen dan bepalend worden voor de mate van horizontale deformaties.

In de uitvoeringsfase wordt het ophogtempo bepaald door de consolidatie van de ondergrond. Deze wordt gemeten op basis van waterspanningsmeters, zakbaken en de horizontale deformatie op basis van de hellingmeetbuizen. Wanneer uit de hellingmeetbuizen volgt dat de deformaties nog niet stabiliseren of dat vanuit de waterspanningsmeters nog te hoge wateroverspanningen worden gemeten, wordt de volgende ophoogslag nog niet vrijgegeven. Hierdoor kunnen de schuifspanningsvervormingen (plastische vervormingen) tot een minimum worden beperkt. Uit het opleverdossier volgt dat dit is, op enkele uitzonderingen na redelijk goed is gelukt. Het is echter dat naar verwachting een klein deel van de gemeten horizontale deformatie toch wordt veroorzaakt door een mate van schuifvervorming. Hierdoor zou onterecht kunnen worden geconcludeerd dat, omdat de elastische vervormingen groter zijn, de ondergrond slapper is. Het verschil tussen gemeten en berekende vervormingen zou dan ook kunnen worden veroorzaakt door plastische vervormingen als gevolg van te snel ophogen.

Om te beoordelen of de afwijking tussen de gemeten en berekende horizontale vervormingen binnen de verwachting valt, of aanleiding is om de grondparameters bij te stellen, is een bandbreedte van 30% gehanteerd.

Tot slot wordt opgemerkt dat predicties voor verticale vervormingen welke voorafgaande aan dijkversterkingen worden gemaakt voor inschatting van restzettingen en grondhoeveelheden ook slechts een verwachtingswaardeschatting is van de verwachte zettingen.

A.4.1 Parameter vergelijking (generiek voor alle locaties)

Voor alle analyses zijn dezelfde stijfheidsparameters (a-b-c- parameters) gebruikt welke zijn gebaseerd op lokaal grondonderzoek. Dit is hetzelfde onderzoek waarop ook de parameters zijn overgenomen uit contractstuk Bind B, de technische uitgangspunten notitie (Waterschap Rivierenland, 2013). De in dit document genoemde stijfheidsparameters zijn karakteristieke bovengrenswaarde voor de stijfheid. Om de berekende deformaties te kunnen toetsen aan de gemeten deformaties zijn deze karakteristiek bovengrensparаметers aangepast naar de verwachtingswaarde. De karakteristieke bovengrenswaarde uit Bind B zijn weergegeven in Tabel A.2.

Tabel A.2 Zettingsparameters uit Technische uitgangspuntennotitie.

Tabel 3.1. Karakteristieke bovengrenswaarden isotachen-parameters a, b, c [bron: Geotechnische Rapportage]

Grondsoort	a	b/a	b	b/c	c
diep veen	0,0454	9	0,4090	15	0,02730
veen	0,0389	9	0,3500	15	0,02330
kleilig veen	0,0327	10	0,3270	14	0,02340
venige klei	0,0162	15	0,2430	13	0,01870
klei	0,0148	12	0,1780	20	0,00890
zandige klei	0,0094	12	0,1130	25	0,00450
antropogeen	0,0063	12	0,0760	25	0,00300

De door de aannemerscombinatie hiervan afgeleide verwachtingswaarde zijn weergegeven in de afzonderlijke deelrapporten, bijvoorbeeld het rapport Uitvoering Dijkvak Nieuw Lekkerland sectie B (Combinatie Dijkverbetering Molenwaard, 2015).

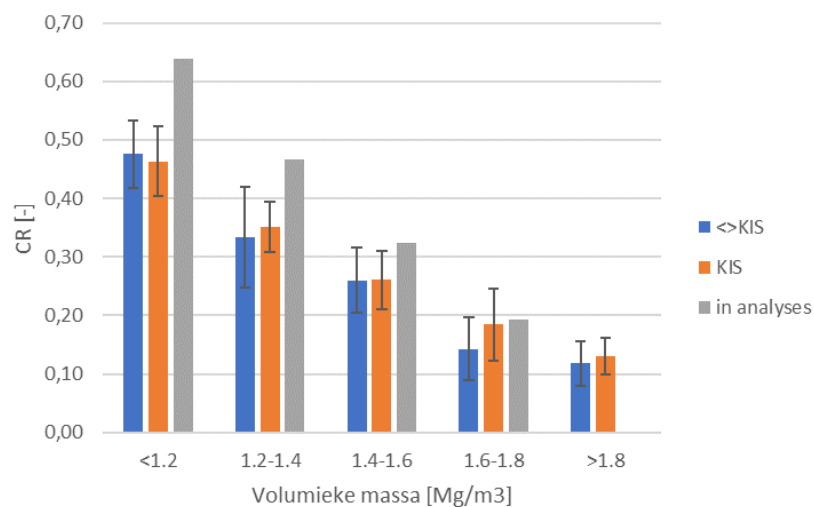
Tabel A.3 Gehanteerde parameters voor PLAXIS-analyses (overgenomen uit Combinatie Dijkverbetering Molenwaard, 2015).

BIJLAGE II. AANGEHOUDEN PARAMETERSET VOOR STIJFHEID EN DOORLATENDHEID

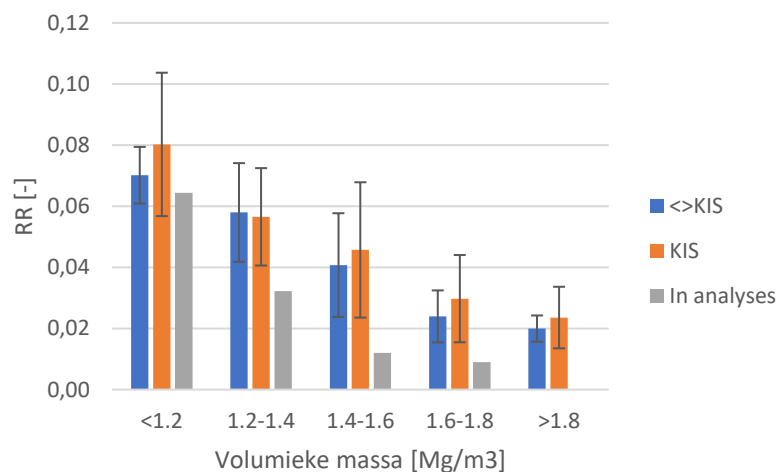
Laag	Beschrijving	Onder (O)/ Naast (N) de dijk	a_{gem} [-]	b_{gem} [-]	c_{gem} [-]	POP_{gem} [kN/m ²]	C_v [m ² /s]
OA (nieuw)	Antropogeen Zand	-	0,0025	0,029	0	1	-*
OB	Antropogeen Klei	-	0,005	0,058	0,002	37	$7,1 \times 10^{-6}$
12	Klei	O	0,009	0,084	0,002	24	$4,8 \times 10^{-6}$
12	Klei	N	0,012	0,141	0,007	35	$4,8 \times 10^{-6}$
4	Veen	O	0,028	0,278	0,020	24	$4,3 \times 10^{-7}$
4	Veen	N	0,028	0,278	0,020	24	$4,3 \times 10^{-7}$
15	Komklei	O	0,014	0,203	0,016	24	$5,3 \times 10^{-8}$
15	Komklei	N	0,014	0,203	0,016	24	$5,3 \times 10^{-8}$
9	Veen	O	0,038	0,338	0,023	24	$4,8 \times 10^{-6}$
9	Veen	N	0,038	0,338	0,023	24	$4,8 \times 10^{-6}$
31	Klei (Pleistoceen)	O	0,009	0,084	0,002	24	$2,8 \times 10^{-7}$
31	Klei (Pleistoceen)	N	0,009	0,084	0,002	24	$2,8 \times 10^{-7}$
32	Zand (Pleistoceen)	-	0,00025	0,0029	0	1	-*

De in Tabel A.3 genoemde verwachtingswaarden zijn vanzelfsprekend lager dan de in Bind B (Tabel A.2) genoemde bovengrenswaarden. In Tabel A.3 valt op dat de gemiddelde POP relatief hoog is. Voor het achterland zal een POP van 24 ertoe leiden dat ophogingen tot 1,5 m dikte nauwelijks zetting veroorzaken en dat pas bij de slagen daarna, zodra de POP wordt overschreden grote zettingen worden berekend. Nu kenmerkt de POP zich langs een traject vaak door de zeer grote variatie. Het rekenen met gemiddelde waarden, dat gebruikelijk is in geval van grondeigenschap parameters, past niet goed bij een state parameter als de POP die belastinggeschiedenis afhankelijk is. De waarde voor de POP is overigens overgenomen uit Bind B.

Wanneer de verwachtingswaarde voor de a, b, en c parameters worden teruggerekend naar RR, CR en $C\alpha$ (door de a, b, en c parameters met (10) te vermenigvuldigen) kunnen deze worden vergeleken met de eerder gepresenteerde figuren van de stijfheidsparameters van KIS, zie figuren Figuur A.1 en Figuur A.2.



Figuur A.1 CR waarde uitgezet per volumieke massa; De oranje staafjes geeft de verwachtingswaarde weer voor de locatie KIS, Blauw is de verwachtingswaarde ter weerszijde van KIS; met grijs is de verwachtingswaarde weergegeven zoals gehanteerd in de analyses voor KIS.



Figuur A.2 RR waarde uitgezet per volumieke massa; De oranje staafjes geeft de verwachtingswaarde weer voor de locatie KIS, Blauw is de verwachtingswaarde ter weerszijde van KIS; met grijs is de verwachtingswaarde weergegeven zoals gehanteerd in de analyses voor KIS.

Alhoewel de indeling in de tabel is gemaakt op grondsoort, is voor de presentatie in Figuur A.1 en Figuur A.2 ervoor gekozen om veen in te delen in volumieke massa onder de 1,2, komklei tussen 1,2 en 1,4, in de klei van Tiel (12) tussen 1,4 en 1,6 en de zwaardere klei tussen 1,6 en 1,7 in.

A.4.2 Conclusie met betrekking tot de vervormingsparameters

De karakteristieke bovengrenswaarde uit Tabel A.2 geven 20 tot 25% slapper grondgedrag in vergelijking tot de verwachtingswaarde zoals gehanteerd door de aannemer en weergegeven in Figuur A.1 en A.2. Wanneer deze laatste parameters worden vergeleken met de CR en RR waarde uit het parametervergelijk uit Bijlage B volgt dat de verwachtingswaarde hoger liggen dan de verwachtingswaarde die zijn gevonden op basis van het grondonderzoek op de locatie KIS en daarbuiten. Uit Figuur A.1 volgt dat voor de CR waarden in de analyses met een hogere waarden is gerekend dan volgt uit het grondonderzoek wat door Deltares in de periode 2010 tot 2013 is uitgevoerd. De RR waarde is weliswaar lager, maar voor het algemene vervormingsbeeld is de CR (de stijfheidsparameters die het vervormingsgedrag beschrijft voor de grensspanning) bepalend voor het vervormingsgedrag van de grond.

A.5 Vergelijk gemeten en vooraf voorspelde grondvervormingen

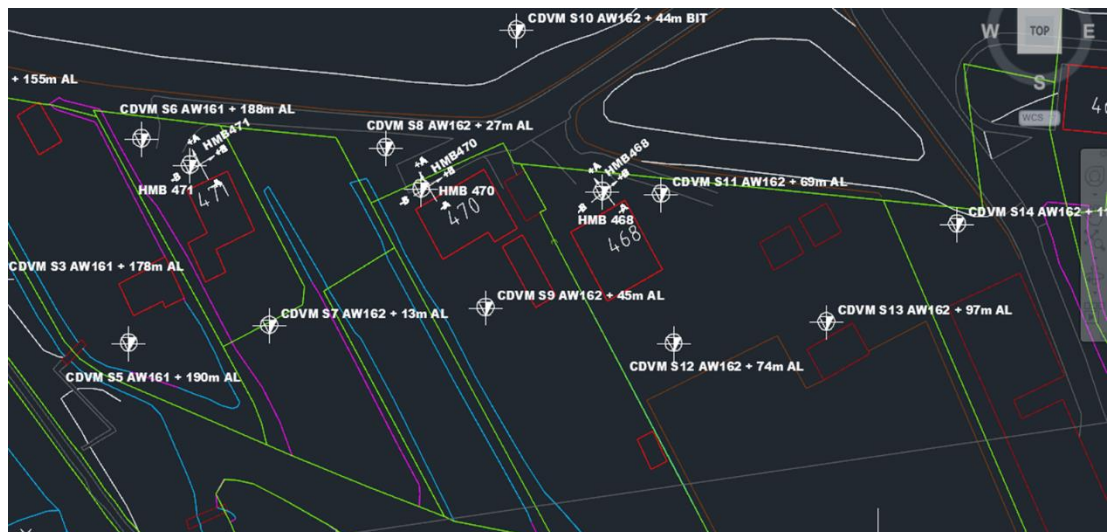
Om te beoordelen of er meer grondvervorming is opgetreden dan verwacht en of de ondergrond vervolgens ook slapper is dan waar in de uitvoeringsontwerp analyses mee rekening is gehouden, zijn de gemeten grondvervormingen voor de genoemde locaties vergeleken met de door de aannemer berekende grondvervormingen (zie ook Tabel A.1).

De gemeten grondvervormingen zijn overgenomen vanuit het opleverdossier. In dit dossier is bij de uitvoering de monitoringsfase weergegeven waarin middels Excel sheets de horizontale deformatie wordt getoetst om zo te beoordelen of de gemeten grondvervormingen aanleiding zijn om de ophoogwerkzaamheden te vertragen of anderzijds ingrepen te doen aan het pand.

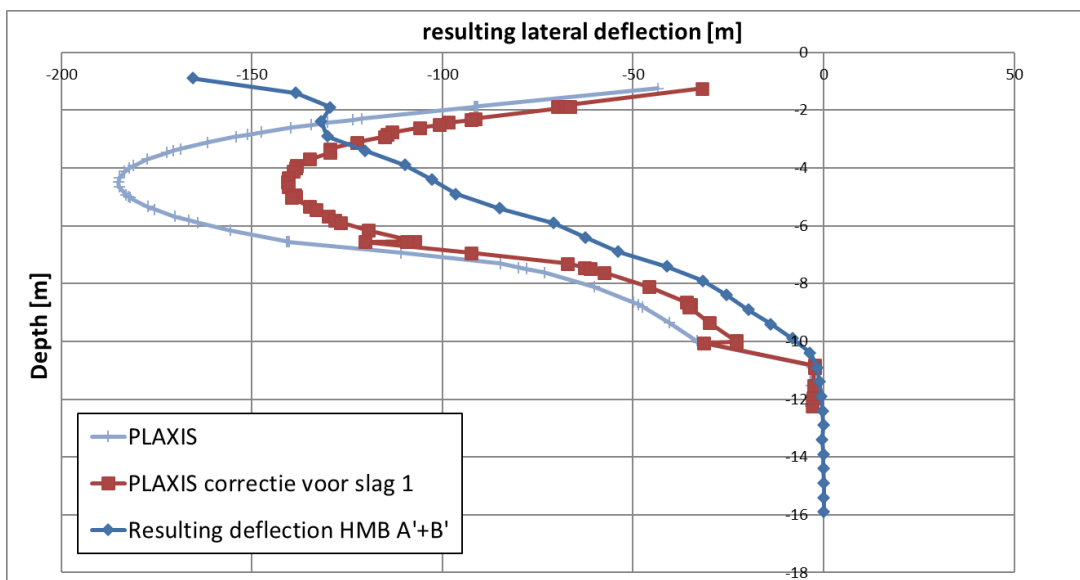
In onderstaande paragrafen volgt een vergelijking van metingen en berekeningen per locatie.

A.5.1 Sectie B

In onderstaand figuur is de locatie van HMB471 en pand 471 weergegeven. In Figuur A.4 zijn de hellingmeetbuismetingen en de predicties voor de horizontale deformaties met PLAXIS weergegeven.

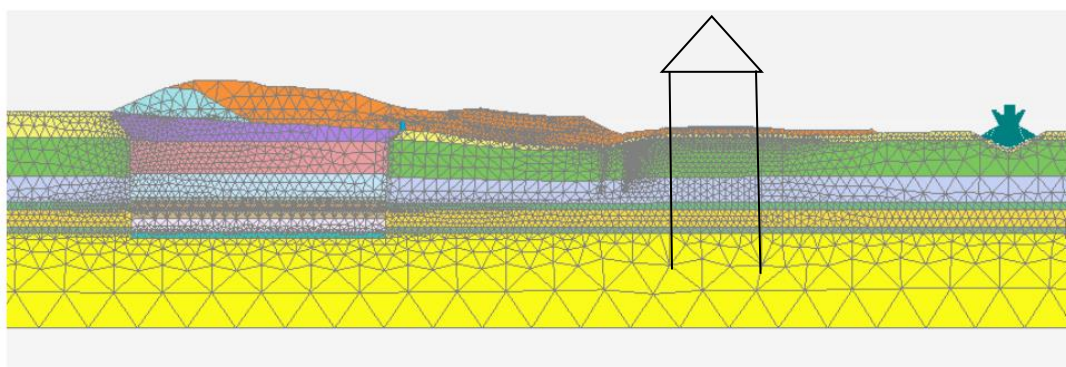


Figuur A.3 Locatie pand 471 en HMB471, sectie B.



Figuur A.4 Vergelijk gemeten en horizontale gronddeformaties in sectie B.

Uit (Combinatie dijkverbetering Molenwaard, 2015) kan worden herleid dat de ophoogwerkzaamheden rondom het pand worden uitgevoerd. Er wordt zowel richting de dijk opgehoogd als richting het achterland. Het deel van de vervormingen dat wordt veroorzaakt door de aanvullingen polderwaarts van het pand zullen de vervormingen veroorzaakt door de dijkverzwaring tegengaan. In onderstaand figuur is dit weergegeven:



Figuur A 5 Ophoging rondom pand Lekdijk

Logboek		
Van	Tot	Activiteit
25-3-2015	26-3-2015	Aanbrengen eerste slag werkvloer sectie B (0,5 m)
27-3-2015	31-3-2015	Aanbrengen eerste slag werkvloer sectie C (0,5 m), vertraging i.v.m. vertraagde aanvoer vanwege stilleggen lossen vanwege wind.
1-4-2015	2-4-2015	Volgens monitoringsdagboek is een tweede laag van de werkvloer aangebracht met een dikte van 0,5 m, deze is echter niet terug te zien
7-4-2015	10-4-2015	Plaatsing verticale drainage sectie B
23-4-2015		Plaatsing verticale drainage sectie C
20-5-2015	27-5-2015	Aanbrengen afwatering rond huizen
1-6-2015		Aanbrengen zand 2e laag (B/C), Lekdijk 471
2-6-2015		Aanbrengen zand 2e laag (B/C), Lekdijk 468
25-8-2015		Zand aanbrengen 50cm en 25cm rond woningen

Figuur A.6 Fragment uit vrijgave formulieren bij opleverdossier voor sectie B.

De hellingmeetbuis HMB471 lijkt te zijn “genuld” (eerste meting na plaatsing en verder beschouwd als nulmeting) op 4 april 2015. Uit het ophogingschema volgt dat bij deze nulmeting de werkvloer al was aangebracht. Deze werkvloer is in twee slagen van 0,5 m aangebracht op 25 maart en 1 april 2015, vlak voor de nulmeting. In de gemeten horizontale deformatie is de invloed van de werkvloer dus niet opgenomen.

Uit het vergelijk van de horizontale deformatie moet daarom de totaal berekende grondvervorming, verminderd met de vervormingen berekend voor de werkvloer vergeleken worden met de gemeten horizontale deformatie. Dit is de rode lijn in Figuur A.6. De maximaal gemeten horizontale deformatie bedraagt 140 mm (bovenste maaiveld meting niet meegenomen) en is daarmee gelijk aan de berekende vervorming van 140 mm.

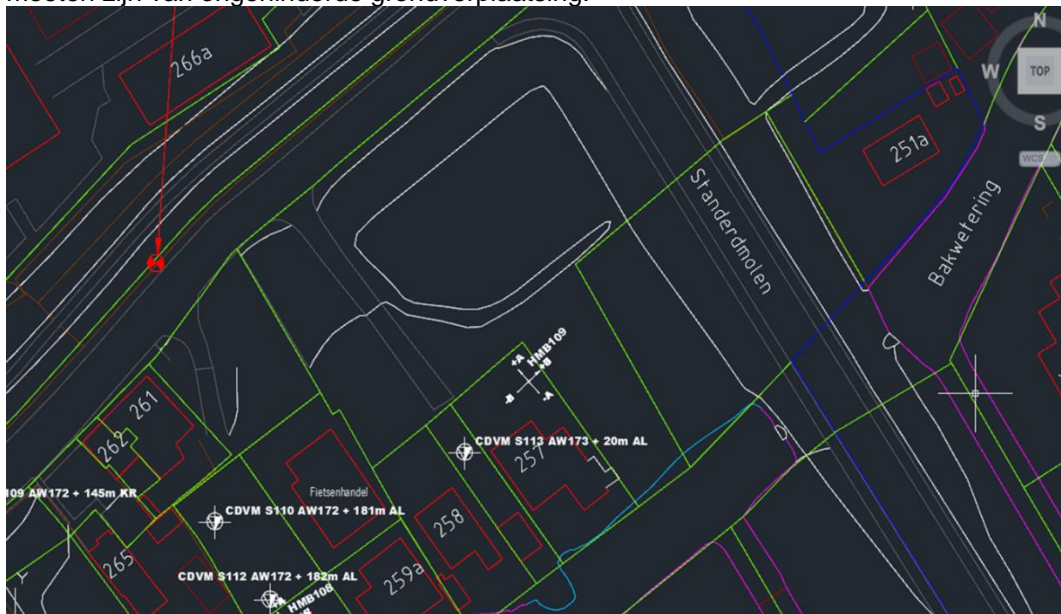
Wat opvalt in de PLAXIS analyses is een soort van rekstijve bovenlaag die wordt gevonden in de vervormingen en de maximale vervormingen op NAP – 4 m, terwijl de hellingmeetbuis de maximale vervorming aan maaiveld vindt. De gemeten toename aan de bovenzijde van de hellingmeetbuis komt vermoedelijk door de meetmethode en de installatie wijze van de hellingmeetbuis (mogelijk staat het bovenste element van de hellingmeetbuis boven maaiveld waardoor deze losser staat en daardoor “kwispelt”).

A.5.1.1. Conclusie

De gemeten en berekende horizontale deformatie liggen beide in orde grootte van 140 mm. Op basis hiervan is er geen reden om te twijfelen aan de gehanteerde stijfheidsparameters.

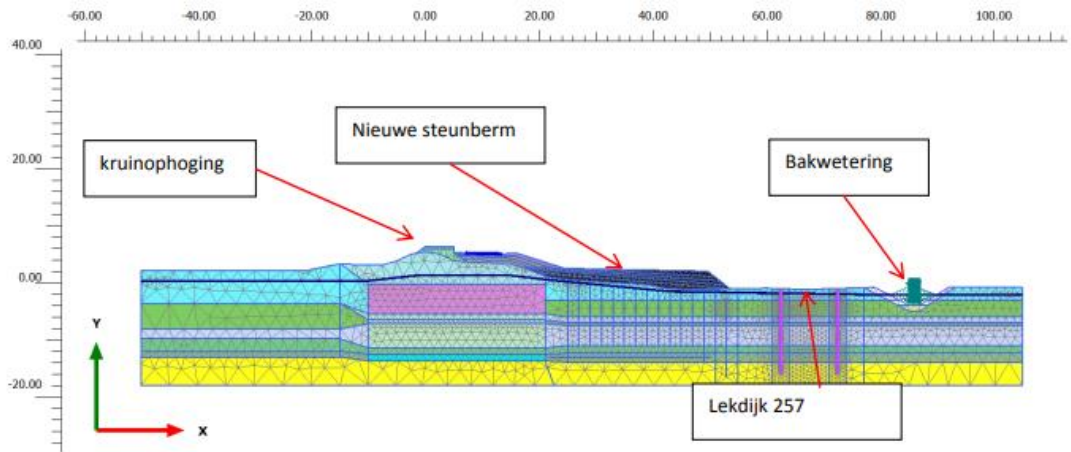
A.5.2 Sectie H

De horizontale grondvervormingen zijn gemeten met hellingmeetbuis HMB109. De locatie van de hellingmeetbuis is ruim voor de voorgevel van het betreffende pand zodat sprake zou moeten zijn van ongehinderde grondverplaatsing.



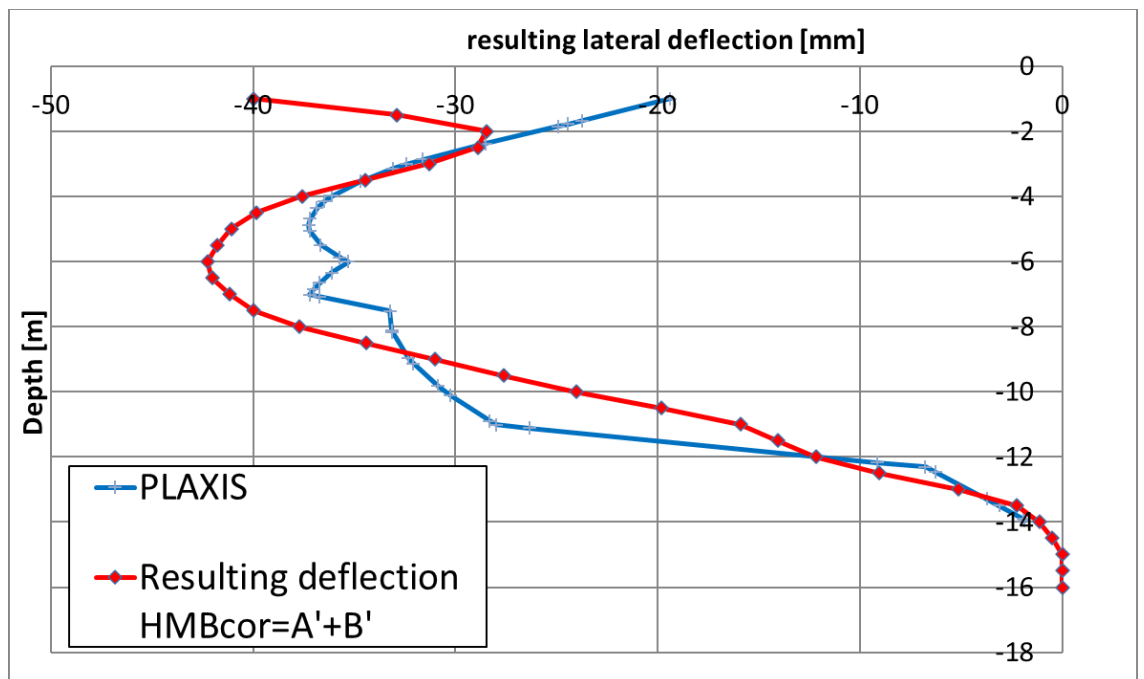
Figuur A.7 Situatie sectie H en locatie HMB109.

Bij de panden wordt een berm aangebracht voor het pand. In (Combinatie Dijkverbetering Molenwaard, 2015) worden de uitgangspunten toegelicht voor de vervormingsanalyses. De modelschematisatie is hieronder weergegeven. De grondparameters zijn overgenomen uit (Waterschap Rivierenland, 2013) en teruggerekend naar verwachtingswaarde voor de stijfheid. De sterkteparameters zijn karakteristieke waarde gebaseerd op celproefresultaten, voor toelichting zie (Deltares, Spoedadvies Analyse waterveiligheid Kinderdijk-Schoonhovenseveer, kenmerk 11207207-002-GEO-0004, Juli 2021).



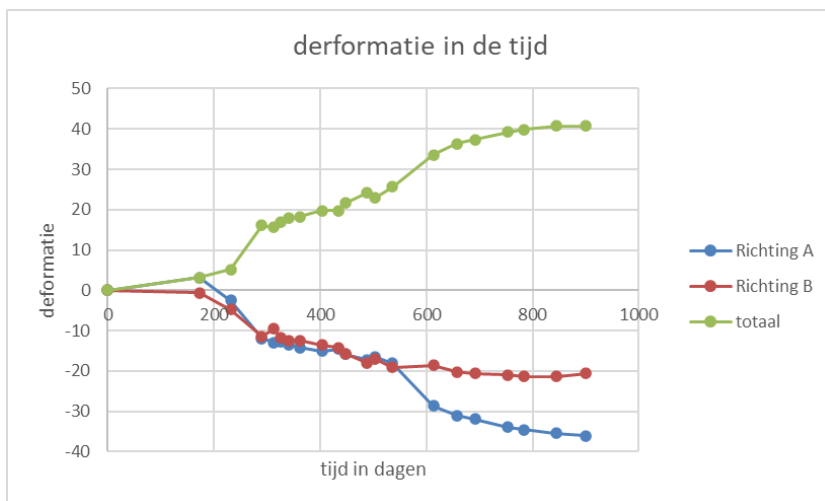
Figuur A.8 Modelschematisatie Pand Lekdijk

Ter plaatse van dit pand wordt alleen voor het pand opgehoogd. Vlak achter de panden ligt de Bakwetering. De berm voor het pand heeft een bruto ophoging van ruim 3 m. De afstand tussen de voorgevel van het pand en de teen van de berm bedraagt ca. 8 m.



Figuur A.9 Gemeten en berekende horizontale deformatie bij Pand, HMB109.

De deformatie op NAP – 4,0 m in de tijd is in onderstaande grafiek weergegeven.



Figuur A.10 Deformatie in de tijd. De rode en blauwe lijn geven de deformaties aan loodrecht (A) en evenwijdig (B) aan het pand. De groene lijn geeft de totale horizontale deformatie $(A^2+B^2)^{0.5}$.

Uit Figuur A.9 volgt dat de gemeten horizontale deformatie groter is dan de berekende deformatie. De maximaal berekende horizontale vervorming bedraagt 37 mm op een niveau van NAP – 4,2 m. De maximaal gemeten horizontale deformatie bedraagt ca. 42 mm. Het gemeten vormingspatroon is in dit geval gelijk en laat ook hier een soort rekstijve bovenlaag aan maaiveld zien. De gemeten toename aan de bovenzijde van de hellingmeetbuis komt vermoedelijk door de meetmethode en de installatie wijze van hellingmeetbuis (mogelijk boven stukje boven maaiveld wat losser staat). Verder is goed te zien dat in Figuur A.10 de gemeten vervormingssnelheid richting het einde van de meetperiode stabiliseert en de vervorming constant blijft.

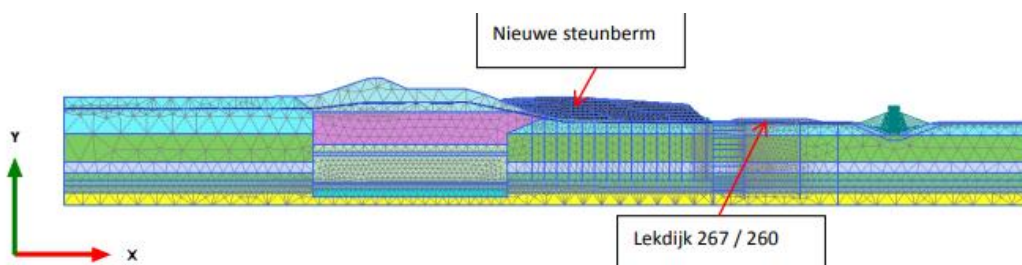
A.5.2.1. Conclusie

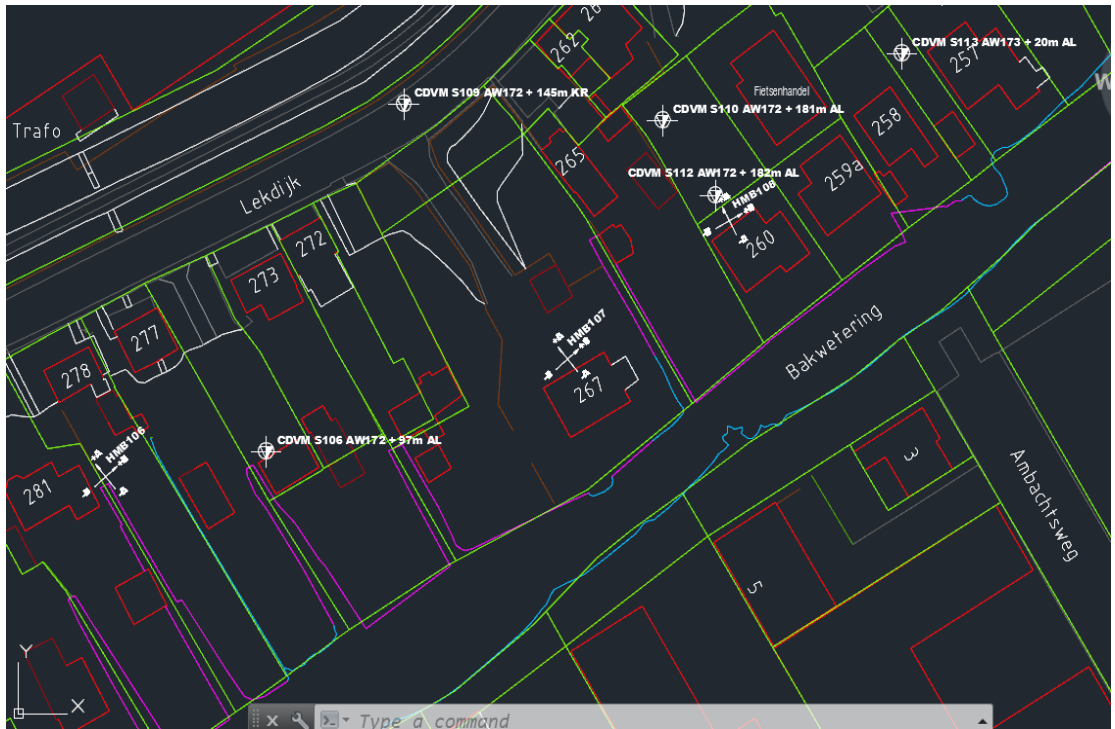
De gemeten afwijking tussen berekende en gemeten vervorming bedraagt 12%. De gemeten horizontale deformatie is groter dan berekende deformatie. Deze afwijking valt ruim binnen de nauwkeurigheidsmarge bij het werken met verwachtingswaarde voor de stijfheidsparameters.

A.5.3 Sectie H; hellingmeetbuis HMB 267

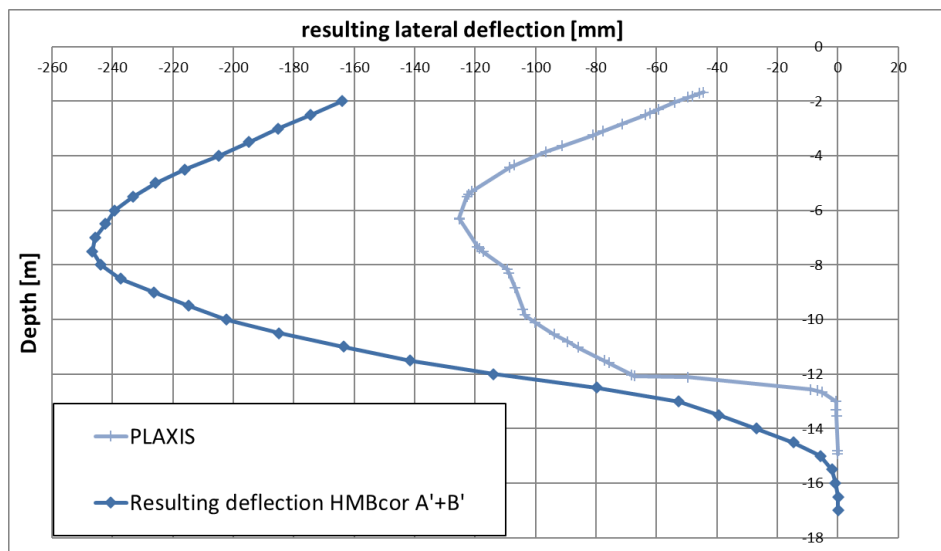
Sectie H is een bijzondere situatie. Deze locatie ligt oostelijk van de hierboven beschreven locatie en het betreft een pand wat dicht tegen de bakwetering staat en er een brede en relatief hoge berm voor het pand langs wordt gelegd.

In onderstaand figuur is de ligging van het pand aangegeven in combinatie met de steunberm. De afstand tussen de teen van de ophoging en de steunberm bedraagt ca. 7 m. De bakwetering is zichtbaar rechts op de schematisatie.



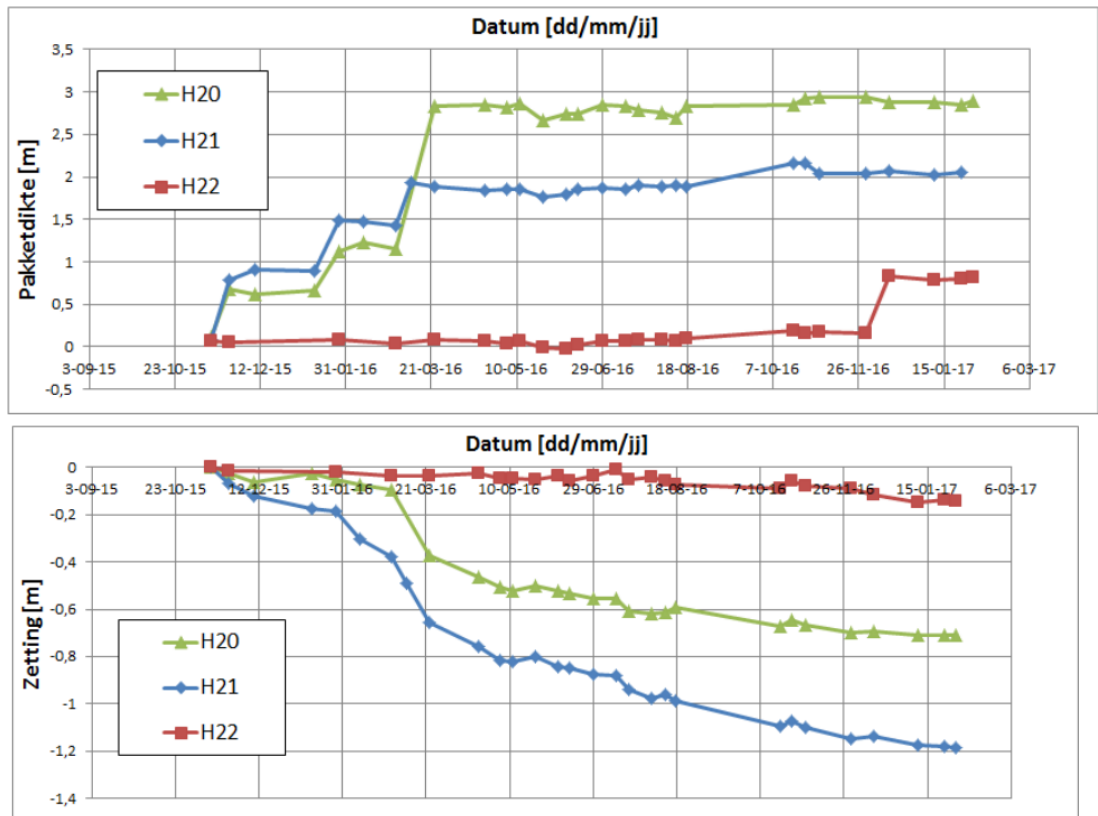


Figuur A.11 Dwarsprofiel en situatie bij sectie H.



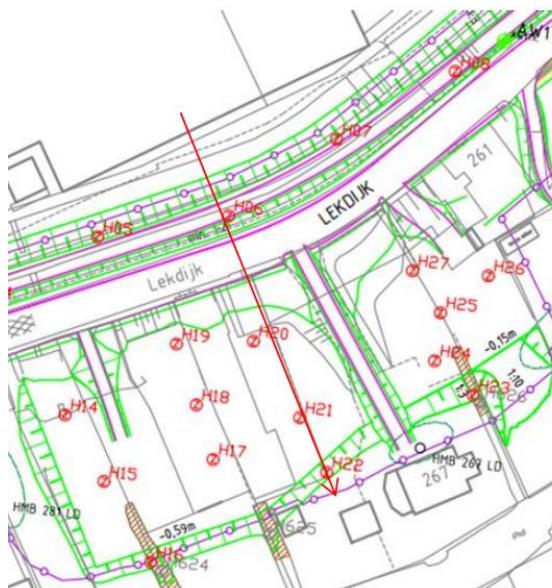
Figuur A.12 Gemeten en berekende horizontale deformatie bij sectie H.

Het ophoogschema is in onderstaande grafiek weergegeven waarin ook de zakbaakmetingen van zakbaak H20 tot 22 staan vermeld. Let erop dat de zakbaken op een lineaire tijdschaal zijn uitgezet, terwijl dit doorgaans een logaritmische schaal is.



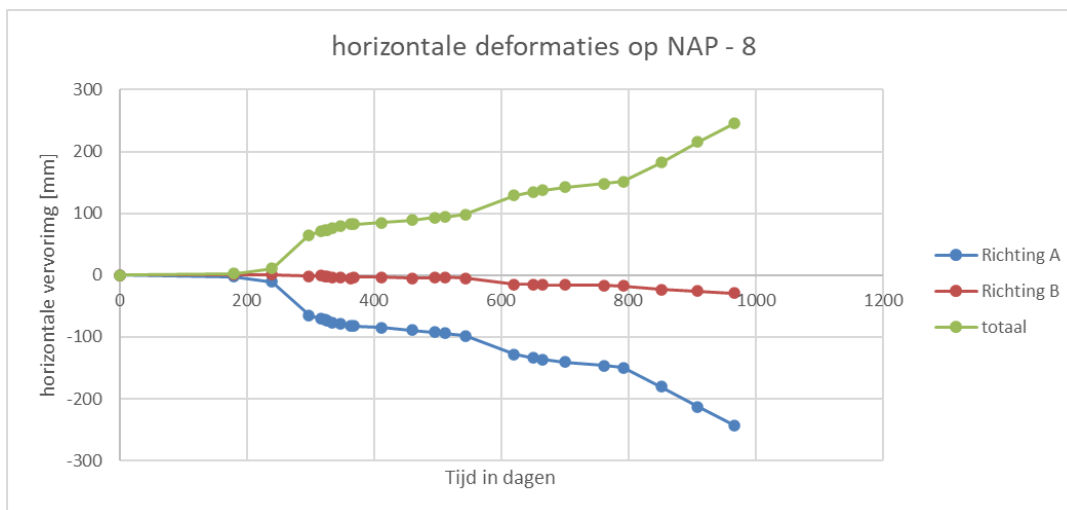
Figuur A.13 Ophoogschema en zetting voor pand 267. Zakbaak H20 staat in de kniklijn van berm en talud, H21 midden op de berm en H22 in het bermtalud vlak voor het pand.

Ter illustratie zijn de locaties van de zakbaken hieronder weergegeven:

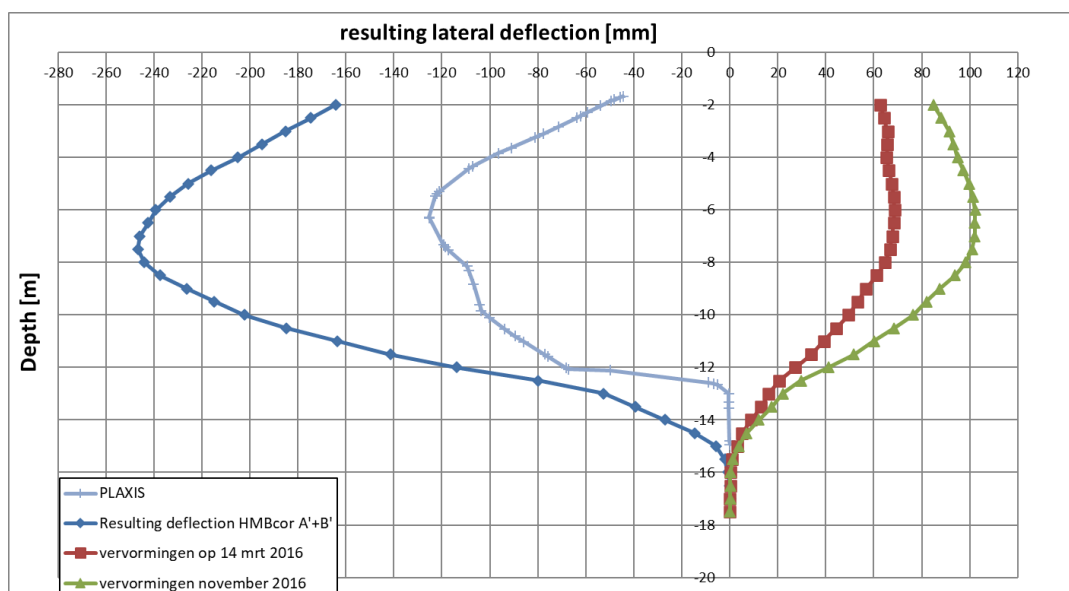


Figuur A.14 Locaties zakbaken bij Lekdijk.

De horizontale deformaties staan hieronder weergegeven.



Figuur A.15 Horizontale deformaties in de tijd. $T=0$ dagen is 21 mei 2015; 298 dagen is 14 maart 2016; 544 dagen is ca. 15 november 2016; 792 dagen is 21 juli 2017 en 966 11 januari 2018; De rode en blauwe lijn geven de deformaties aan loodrecht (A) en evenwijdig (B) aan het pand. De groene lijn geeft de totale horizontale deformatie $(A^2+B^2)^{0,5}$.



Figuur A.16 Horizontale vervormingen predicties versus gemeten. Rechts in de grafiek zijn de gemeten vervormingen weergegeven vlak voor de voorlaatste ophoogslag van de berm op 14 maart 2016 en vlak voor de laatste ophoogslag van eind november 2016.

In november 2016 liggen de vervormingen nog redelijk binnen de verwachtingswaarde. Op 1 december 2016 is een laatste ophoogslag op de berm aangebracht van ca. 0,50 m. Deze ophoogslag lijkt de oorzaak van de relatief grote vervormingstoename tot 30 januari. Op basis daarvan is besloten niet verder op te hogen binnen een straal van 25 m rond pand 267.

Tijdens de meetronde van 30 januari 2017 wordt een grote toename van de horizontale deformatie gemeten welke lijkt te stabiliseren tot aan eind juli 2017 wat lijkt te duiden op een geotechnische stabiele situatie. Op 21 augustus wordt de eerste slag klei vrijgegeven en op 25 september 2017 (ca. 860 dagen) wordt de laagte ophoogslag vrij gegeven. In het logboek wordt opgemerkt dat deze slag sterk wisselend in dikte is (van 0,25 m tot 0,6 m). Als gevolg van de laatste twee slagen neemt de vervormingssnelheid toe. Binnen de meetperiode wordt geen stabilisatie van de metingen waargenomen.

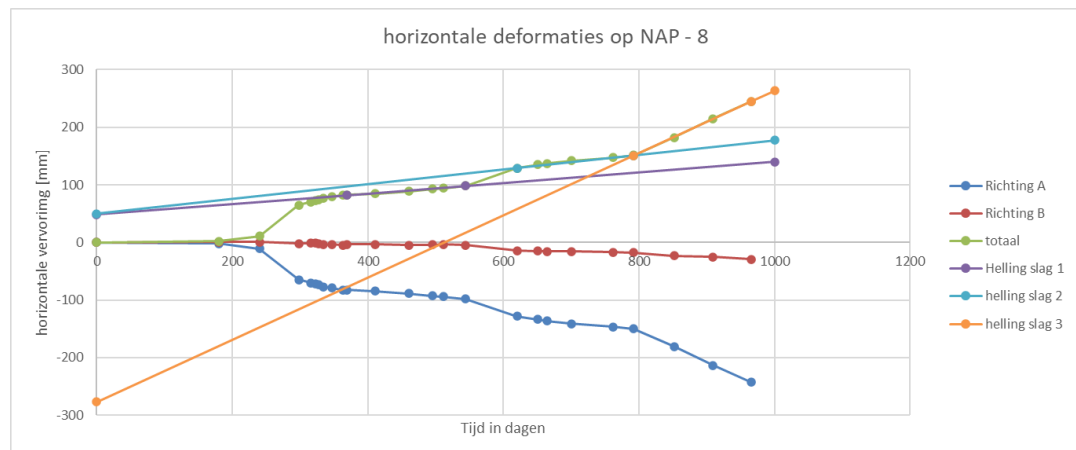
De grote horizontale deformaties hebben hier ook tot grote panddeformaties geleid. Uiteindelijk zijn de opgetreden horizontale deformaties ruim een factor 2 groter dan vooraf voorspeld.

In Bijlage VIII van (combinatie Dijkverbetering Molenwaard, 2018) wordt aangegeven dat de mogelijke oorzaken van de grotere deformaties kunnen liggen in:

- In een keer aanbrengen van te dikke ophoogslagen (tot wel 1,5 m dikte). Hierdoor ontstaan veel waterspanningen en neemt de stabiliteit van de ophoging af (leidt tot meer deformaties).
- De oprit voor pand 267 is in het begin veel gebruikt voor grondtransport, later is dit via een andere oprit gedaan.

Met name de eerste mogelijkheid lijkt gegeven het vervormingsbeeld in de tijd plausibel. De horizontale deformaties nemen fors toe rond 300 dagen na nulmeting hellingmeetbuis als gevolg van de dikke ophoogslagen in zakbaak 20 en 21. De horizontale deformaties bedragen dan al ruim 70 mm en kruipen door tot ruim 100 mm voordat de volgende slag wordt aangebracht. Ook de ophoogslag op de berm van november 2016 geeft een aanzienlijke verhoging van de horizontale deformaties.

Daarnaast is zichtbaar dat de snelheid waarmee de horizontale deformatie toenemen in de tijd na elke de ophoogslag van maart 2016, november 2017 en juli 2017 toeneemt. In onderstaand figuur is dit aangeven.



Figuur A.17 Toename van de vervormingssnelheid.

Het toenemen van de horizontale vervormingssnelheid kan duiden op een lagere stabiliteit gedurende de uitvoeringsfase waardoor er ook plastische deformaties zouden kunnen zijn ontstaan.

A.5.3.1.

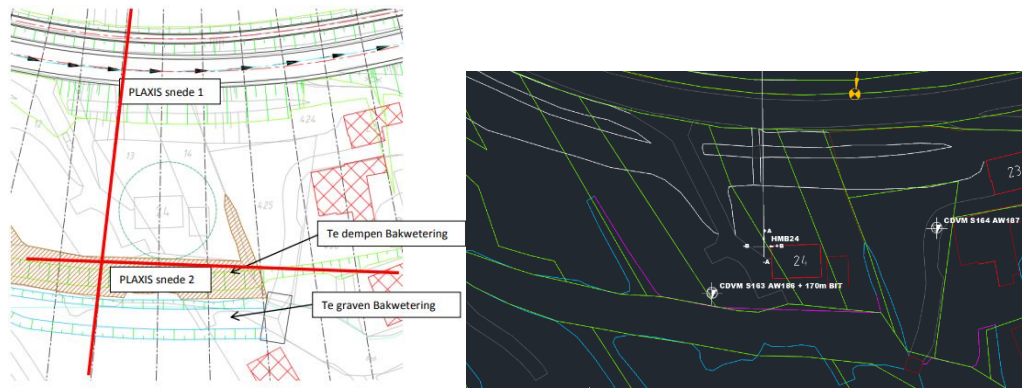
Conclusie

Bij sectie H zijn de gemeten vervormingen ruim 242 mm en de berekende vervormingen ruim 122. Dit is een overschrijding van een factor 2 wat aanzienlijk meer is dan voorspeld. Als oorzaak wordt door de Combinatie gegeven dat er te snel is opgehoogd waardoor de stabiliteit van de terp te snel afneemt en er meer plastische vervormingen ontstaan. Gegeven het vervormingsbeeld lijkt dit een plausibele verklaring.

A.5.4

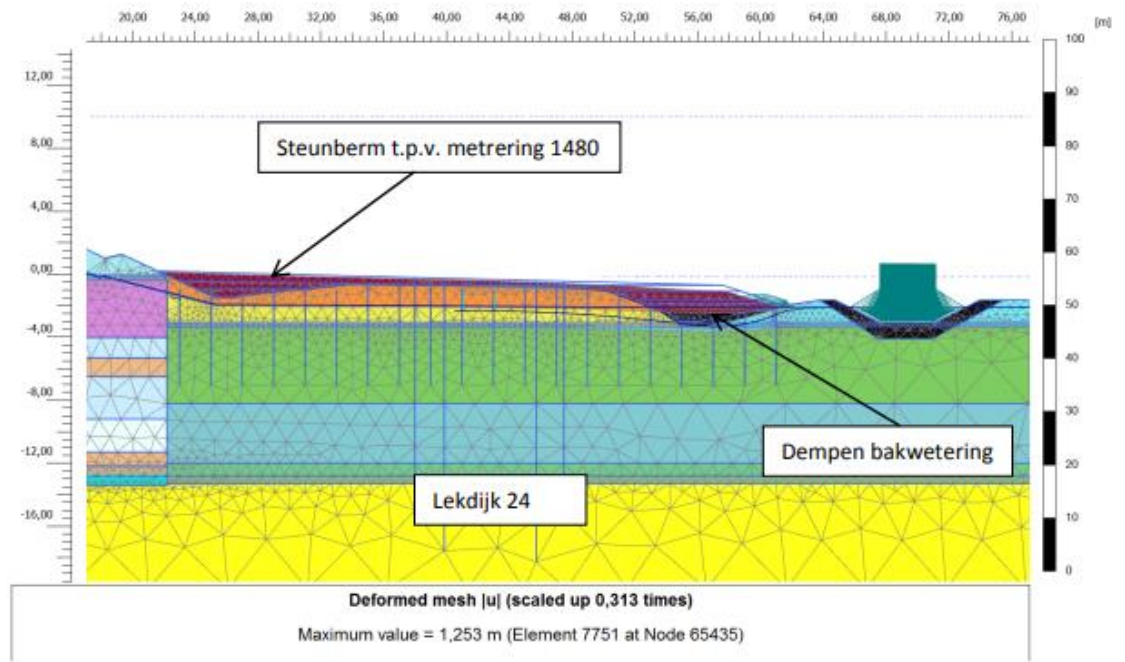
Sectie N

In Sectie N is naast ten behoeve van de dijkversterking de bakwating verlegd conform onderstaande tekening.

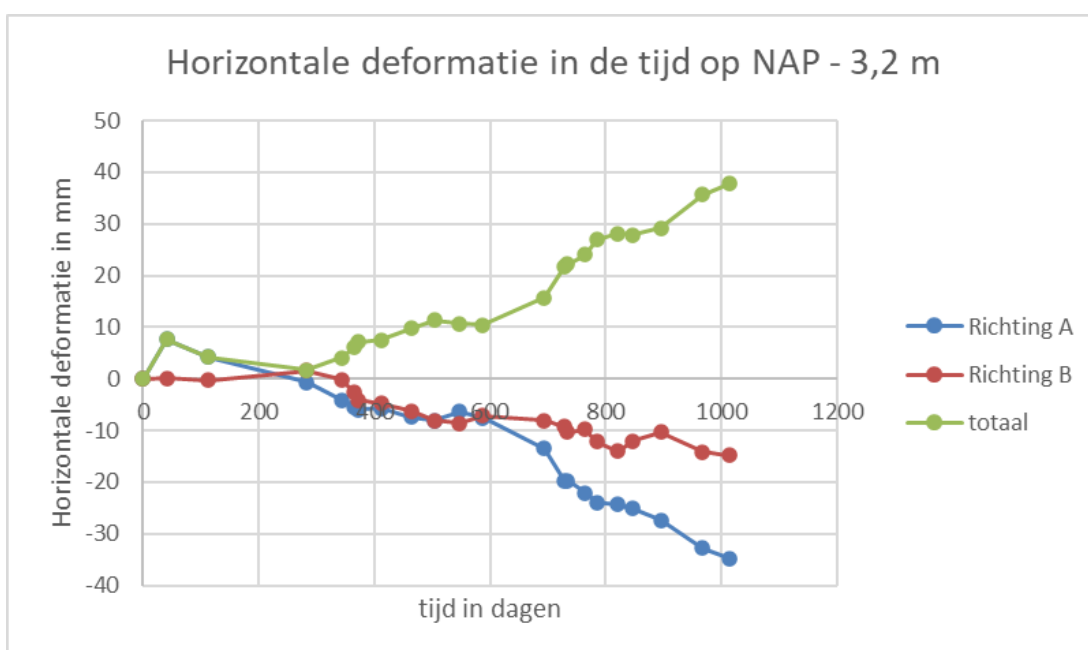
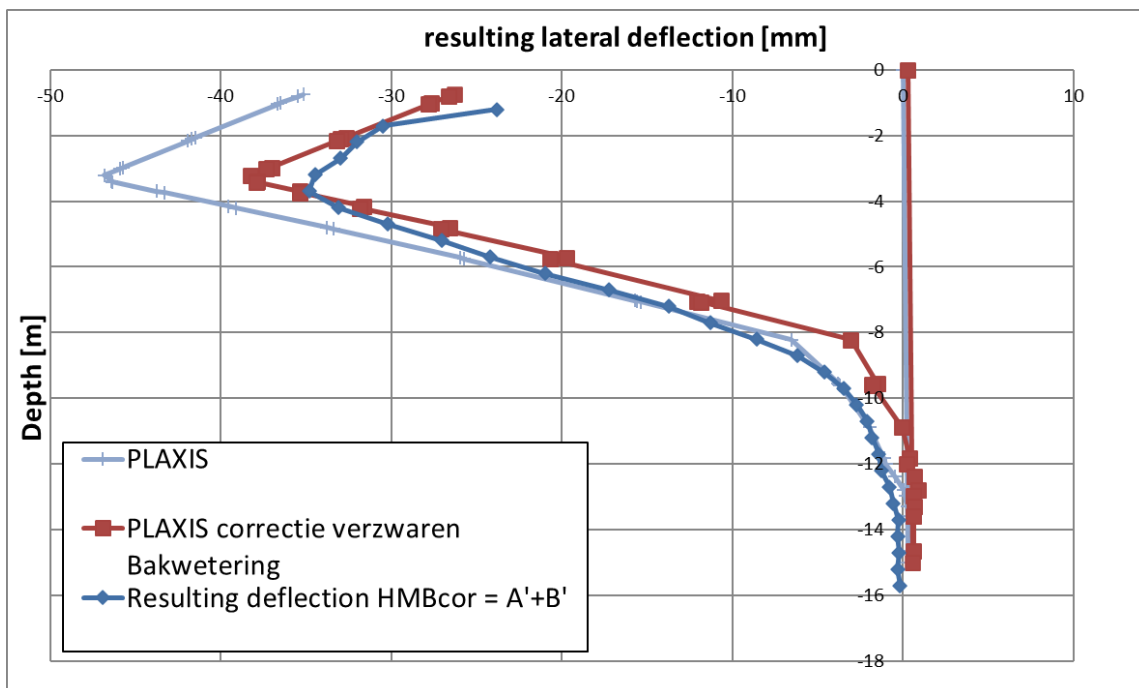


Figuur A.18 Situatie locatie HMB 24.

Hiervoor is onderstaande modelschematisatie opgesteld. Rechts de gedempte bakwetering en de nieuw gegraven bakwetering.



Op de hellingmeetbuis is een nulmeting uitgevoerd op 8 april 2015. De ophoogwerkzaamheden hebben plaats gevonden vanaf 28 oktober 2015 met het aanbrengen van een werkvloer tot 31 mei met het afwerken. Wanneer het graven van de nieuwe bakwetering en het dempen van de oude bakwetering is uitgevoerd volgt niet eenduidig uit de monitoringsdata. Gegeven het feit dat het vergelijk van de gemeten horizontale deformaties en de berekende horizontale deformaties wordt gedaan op basis van de gecorrigeerde deformaties voor het verzwaren van de bakwetering, wordt aangenomen dat de hellingmeetbuis is geplaatst/genuld nadat de bakwetering is gedempt.



Figuur A.19 Horizontale deformaties in de tijd.

A.5.4.1.

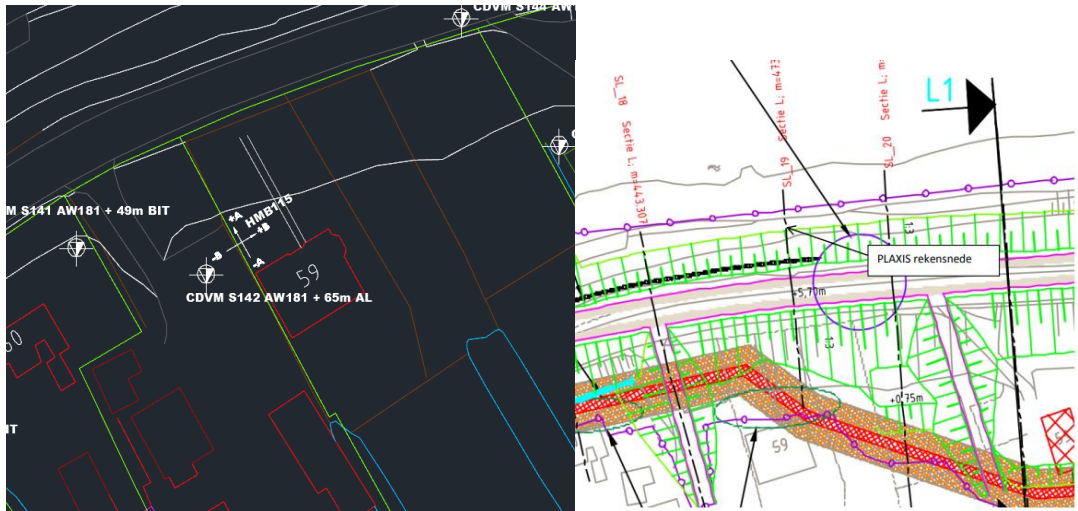
Conclusie

De gemeten horizontale vervorming bedraagt maximaal 35 mm. De berekende vervormingen gecorrigeerd voor het effect van graven en dempen bakwetering bedraagt ruim 47 mm. De gemeten vervorming bedraagt 75% van de berekende vervormingen en valt daarmee binnen de nauwkeurighedsband waarmee de horizontale deformaties kunnen worden voorspeld.

A.5.5

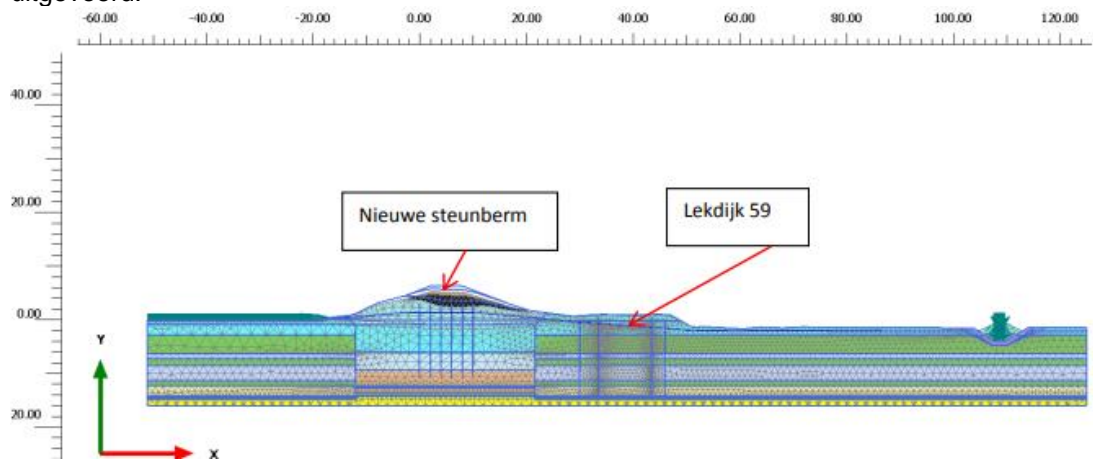
Sectie L

Sectie L ligt in Streefkerk. De ophoging is hier aangebracht in de periode van augustus 2016 tot 1 oktober 2017. De locatie van het pand en de hellingmeetbuis is hieronder weergegeven.

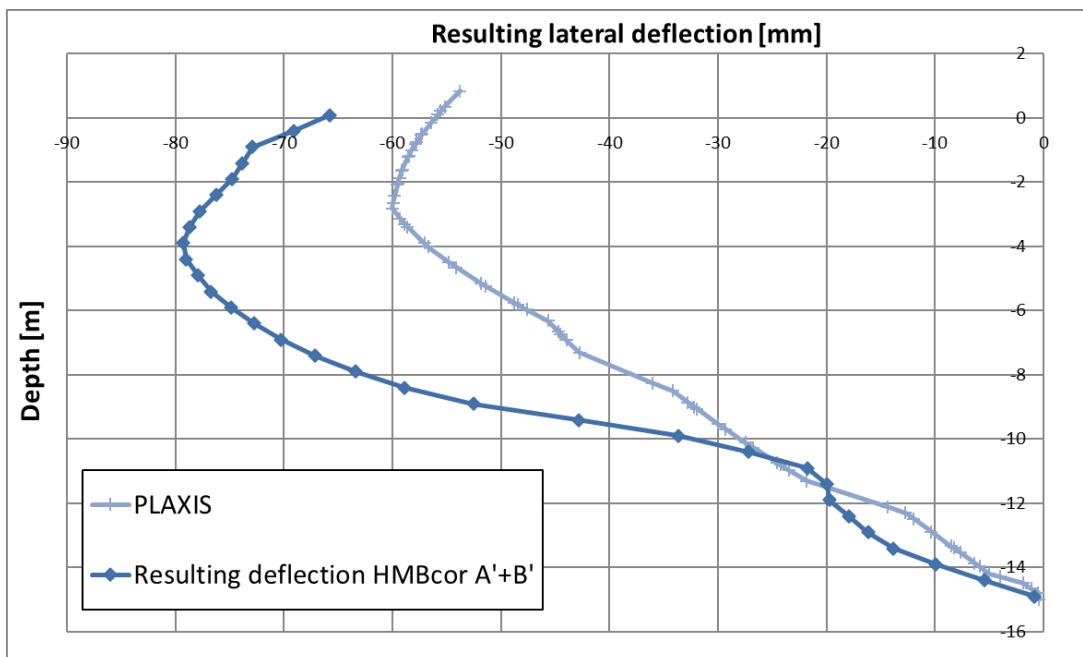


Figuur A.20 Locatie sectie L

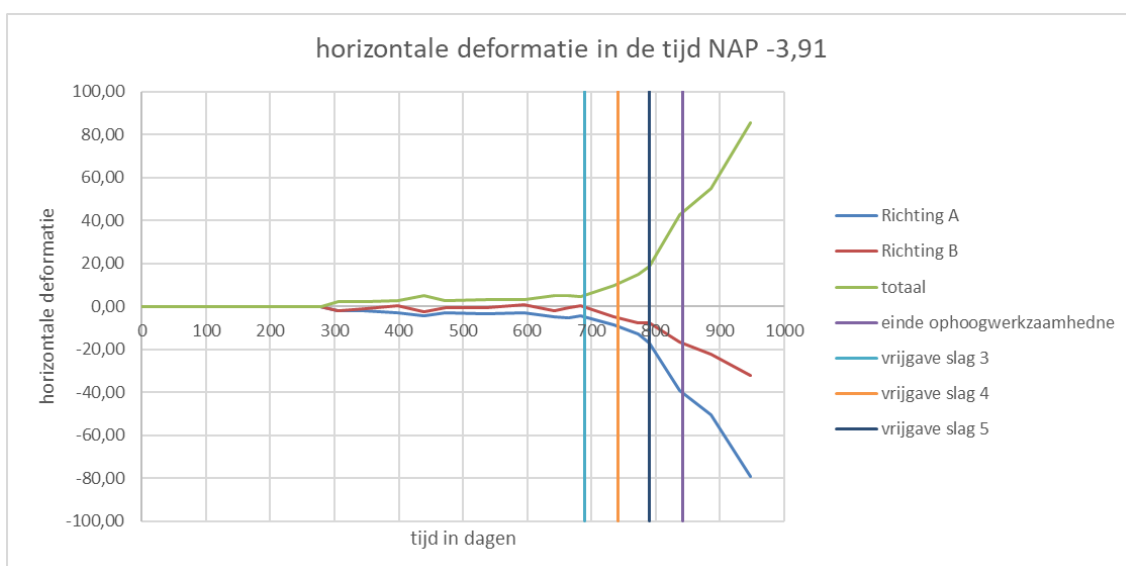
De predicties voor sectie L zijn gemaakt met behulp van de modelschematisatie zoals weergegeven in Figuur A.21. De berekende deformaties zijn weergegeven in Figuur A.23. In Figuur A.22 is de hellingmeetbuis weergegeven waarmee de monitoring van het pand is uitgevoerd.



Figuur A.21 PLAXIS schematisatie sectie L.



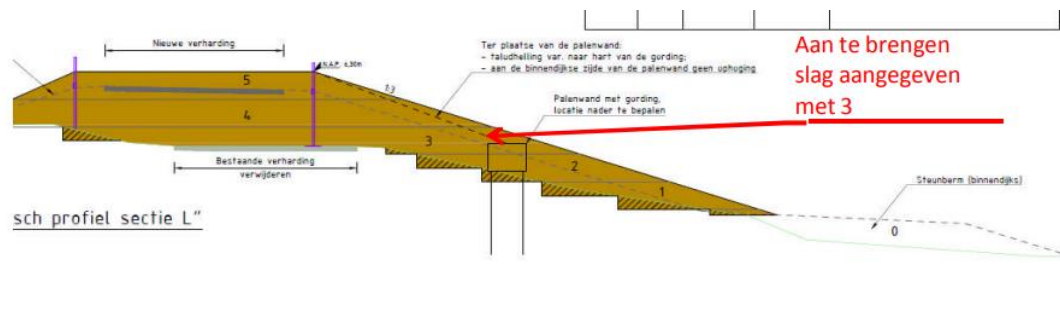
Figuur A.22 Vergelijk berekende en gemeten grondverplaatsing.



Figuur A.23 Horizontale deformatie in de tijd. 1 oktober is op $T = 842$ dagen in de grafiek.

Opvallend is dat de horizontale deformatie richting het einde van het werk extreem toeneemt. In Figuur A.24 is het ophoogschema weergegeven. Hieruit volgt dat de laatste twee slagen, de ophoogslagen die het verste van de hellingmeetbuis afliggen, en naar verwachting een minder grote invloed op de horizontale deformaties hebben dan de slagen 0,1, 2 en 3, de grootste bijdrage in de horizontale deformatie laten zien. Ophoogslag 3 wordt medio mei 2017 vrijgegeven. Dit is op $T = 700$ dagen na plaatsing van de hellingmeetbuis. Tussen medio mei en 1 oktober 2017 zijn slag 4 en 5 aangebracht. Na 1 oktober 2017, op circa $T = 842$ dagen in Figuur A.23, zijn er geen grondwerkzaamheden meer uitgevoerd.

De vervormingstoename na 1 oktober is significant, dit is ook goed te zien aan dat er nog geen stabilisatie van de vervormingen optreden aan het einde van het werk. Opgemerkt wordt dat de deformatiemetingen van het pand een gelijk patroon volgen en ook pas na 1 oktober echt significant toenemen.



Figuur A.24 Ophoogschema Sectie L.

Op onderstaande streetview foto van september 2023 is scheurvorming zichtbaar. Deze scheurvorming is ook zichtbaar op de foto's van mei 2021. Op de foto van september 2018 is nog geen scheurvorming zichtbaar.



Figuur A.25 Google® streetview foto van april 2023 met daarop scheurvorming, startend vanaf de oprit bij het pand. De scheurvorming is ter plaatse van de oprit naar pand 59 zichtbaar langs de buitenzijde van het asfalt.

A.5.5.1. Conclusie

Alleen kijkend naar de getallen bedraagt de berekende horizontale deformatie circa 60 mm. Op het einde van de meting bedraagt de gronddeformatie ruim 78 mm (loodrecht op de gevel). Dit is een afwijking van 30% met de berekende vervormingen en valt daarmee binnen de bandbreedte voor de horizontale deformaties. Wanneer naar het vervormingsbeeld wordt gekeken is dit een ander verhaal.

De toename van de horizontale deformatie richting einde werkzaamheden is groot. Net voor het aanbrengen van de laatste ophoogslag is de horizontale gronddeformatie ca. 40 mm en verdubbeld door het aanbrengen van de laatste slag. Door de aannemer is aangegeven dat er te snel is opgehoogd waardoor de uitvoeringsstabiliteit lager was dan vanuit de predicties was verondersteld. Via streetview van Google® zijn aanwijzingen te vinden dat deze conclusie klopt. Zo lijkt het erop dat er na 2018 geen aanvullingen meer zijn gedaan op de berm van de dijk. Verder is op onderstaande Streetview foto van september 2023

scheurvorming zichtbaar. Deze scheurvorming is zichtbaar op foto's vanaf mei 2021. Op de foto van september 2018 is nog geen scheurvorming zichtbaar. Op Figuur A.25 is scheurvorming zichtbaar. Deze scheurvorming is zichtbaar op foto's vanaf mei 2021. Op foto's van september 2018 is nog geen scheurvorming zichtbaar.

De waargenomen signalen duiden op een uitvoeringsstabiliteitsprobleem waarbij door te snel ophogen de wateroverspanningen onvoldoende zijn geconsolideerd waardoor de stabiliteit van de ophoging aan de lage kant is en daardoor de vervormingen toenemen. De stabiliteit is niet dermate laag dat er een grote doorgaande vervorming is ontstaan. Door het verder consolideren van de ondergrond zal de stabiliteit op dit moment verder toegenomen zijn.

Verminderde stabiliteit van de ophoging zou ook kunnen duiden op een minder hoge grondsterkte ter plaatse. Vanuit het parameteronderzoek wordt die kans klein geacht omdat daaruit volgt dat een regionale proevenverzameling van sterkte parameters de sterkte van de grond bij KIS juist wat onderschat.

Het onderzoek wat uitgevoerd wordt naar de scheuren in het asfalt zou hier verder uitsluitsel over moeten kunnen geven.

A.6 Eindconclusie vergelijk gemeten en berekende vervormingen

De gehanteerde stijfheidsparameters betreffen verwachtingswaarde en zullen daarmee tot minder vervormingen leiden dan wanneer met karakteristieke bovengrenswaarde voor de stijfheid zou worden gerekend. Dit is gedaan om de metingen goed te kunnen vergelijken met de berekeningen. Los of deze aanpak juist is (zie hiervoor ook (Deltares, 2022)), is dit wel een goede methode om te kunnen beoordelen of de gehanteerde parameters een goede benadering geven van het werkelijke grondgedrag of niet. In onderstaande tabel zijn de vijf hierboven genoemde locaties nog een keer in tabelvorm samengevat.

Tabel A.4 Overzicht van de gevonden afwijkingen tussen gemeten en berekende horizontale vervormingen.

Locatie	Maximale Horizontale vervormingen in mm			Opmerkingen
	Gemeten	Predictie	Vershil [%]	
Sectie B	140	140	0	
Sectie H	42	37	+ 12%	
Sectie H	242	122	+100%	Vermoedelijk ook plastische vervormingen door te snel ophogen
Sectie N	35	47	-25%	
Sectie L	78	60	+30%	Vervormingen nog niet gestabiliseerd op einde meting

Uit bovenstaande tabel volgt dat de horizontale deformaties over het algemeen redelijk goed zijn benaderd in de ontwerpfase. De vervormingen in sectie H laat een zeer grote afwijking zien en duidt op een bijzonderheid. Door de combinatie is hiervoor een verklaring gegeven dat er te snel is opgehoogd. Dit lijkt gegeven de toename van de deformatie in de tijd een plausibele verklaring omdat ook de vervormingssnelheid toeneemt tussen de ophoogslagen.

In Sectie L geldt dat onduidelijk is waarom de vervormingen niet afnemen nadat de ophoogwerkzaamheden in oktober 2017 zijn voltooid. De waargenomen signalen duiden op een uitvoeringsstabiliteitsprobleem waarbij door te snel ophogen de wateroverspanningen onvoldoende zijn geconsolideerd waardoor de stabiliteit van de ophoging aan de lage kant is en daardoor de vervormingen toenemen. De stabiliteit is niet dermate laag dat er een grote

doorgaande vervorming is ontstaan. Door het verder consolideren van de ondergrond zal de stabiliteit op dit moment verder toegenomen zijn. Het onderzoek wat uitgevoerd wordt naar de scheuren in het asfalt zou hier verder uitsluitsel over moeten kunnen geven.

Verder wordt opgemerkt dat:

- Het vergelijk is uitgevoerd op 5 locaties waarvan er 3 zijn waar er problemen met panddeformaties zijn ontstaan. Het betreft hier dus geen aselechte steekproef, waardoor het bovenstaande vergelijk ook in dat perspectief moet worden gezien.
- Horizontale deformatie ook kunnen ontstaan door schuifspanningsvervormingen als gevolg van een lagere stabiliteit en achterblijvende consolidatie. In Bijlage B wordt de sterkte van de ondergrond bij KIS beoordeeld en geanalyseerd of deze afwijkt van de sterkte die op basis van regionale proevenverzameling (waarbij voor de dijkversterking mee is gewerkt) wordt gevonden. Als op basis hiervan geen aanleiding is aan te nemen dat de sterkte van de ondergrond duidelijk lager is dan verondersteld, dan is de achterblijvende consolidatie de meest waarschijnlijke verklaring voor deze signalen.

B Parameterstudie grondeigenschappen

B.1 Inleiding

De dijkversterking KIS is ontworpen op basis van regionale proevenverzamelingen van sterkte en stijfheidsparameters. Na het gereedkomen van de dijkverbetering zijn er problemen opgetreden welke erop kunnen duiden dat het gedrag van de ondergrond bij KIS afwijkt van het verwachte grondgedrag. Om te kunnen beoordelen of dit aan de gehanteerde parameters voor de sterkte en stijfheid van de ondergrond ligt is in voorliggende bijlage geanalyseerd of het gebruik van een regionale proevenverzameling voor sterkte en stijfheidsparameters tot een te gunstige voorstelling van de lokale ondergrond bij KIS leidt.

In deze bijlage is geanalyseerd of een regionale proevenverzameling de sterkte en de stijfheid van de ondergrond goed representeert. Dit is gedaan door proefresultaten van KIS te vergelijken met proefresultaten uit de aangrenzende trajecten (overige deel dijkkring 16 en dijkkringen 24 en 43). Voor dit onderzoek is geput uit resultaten van eerder uitgevoerd grondonderzoek. Er is geen nieuwe afleiding of beoordeling van de afleiding van de parameters uitgevoerd, de parameters zijn toegepast zoals eerder vastgesteld is door de uitvoerende laboratoria.

B.2 Uitgangspunten

De analyse richt zich op zowel de triaxiaalproeven ten behoeve van de sterkteparameters als samendrukkingsproeven voor de stijfheids- en vervormingsparameters.

De proeven zijn uitgevoerd voor het project KIS in 2009 en 2010 op basis van de toen heersende kennis en inzichten, dus van voor het Wettelijk Beoordelings Instrumentarium (WBI). Met betrekking tot de triaxiaalproeven betekent dit onder meer dat deze uitgevoerd zijn als anisotroop geconsolideerde proeven, maar dat onder meer dat is afgeschoven tot een rek van 15% in plaats van de nu gebruikelijke 25%.

De resultaten van Direct Simple Shear (DSS) proeven zijn niet meegenomen in deze beoordeling. DSS proeven worden alleen op materiaal met een lage volumieke massa tot circa 1,2 Mg/m³ uitgevoerd, materiaal waarop ook triaxiaalproeven zijn uitgevoerd. Omdat het doel is een vergelijking tussen de parameters te maken en niet zozeer met deze parameters te gaan rekenen is dit een verantwoorde keuze.

Ten tijde van de uitvoering van het grondonderzoek is een sterk wisselende en soms vrij grote softening bij de triaxiaalproeven geconstateerd. Softening is de afname van de ongedraineerde schuifspanning na het bereiken van de piekwaarde. Deze softening kan verschillende oorzaken hebben, zowel puur ten gevolge van materiaalgedrag als door de wijze van beproeving en de wijze van deformatie.

Naast de oorzaken die het gevolg zijn van materiaalgedrag is gebleken dat scheefstand van de drukplaat op het deformerende monster ook een grote softening tot gevolg kan hebben. Door deze scheefstand heeft de hellingshoek van de topplaat op het deformerende monster invloed op het testresultaat, hetgeen een ongewenste situatie is. Voordat het WBI werd ingevoerd hadden de triaxiaalapparaten van de verschillende laboratoria zowel vaste als kantelbare drukplaten. Kantelbare drukplaten kunnen zich voegen naar een niet geheel horizontale bovenkant van het monster, vaste drukplaten kunnen dit niet en blijven ten allen tijde horizontaal.

Tot het moment van invoering van het WBI werden triaxiaalmonsters tot relatief geringe rekniveaus vervormd en kwamen de gevolgen van de kantelbare koppen niet nadrukkelijk naar voren. Door de grotere rekken die in het kader van het WBI werden toegepast (minimaal 25% lineaire rek om te critical state van de monsters te bereiken) kwamen de effecten van de kantelbare drukplaten wel aan het licht. De soms extreem scheefzakkende koppen bleken de monsters scheef te belasten die daardoor minder schuifkracht op kunnen nemen met een grote softening tot gevolg.

Om bovengenoemde reden wordt een grotere waarde gehecht aan de piekwaarden dan de eindwaarde van de sterkte van de proeven in de analyse. Omdat slechts de verschillen tussen de proeven binnen en buiten de bewuste zone van de boorpalenwand van belang zijn en dat deze resultaten voor berekeningen worden gebruikt, is dit een verantwoorde keuze. Hoewel de voor deze analyse gebruikte proeven nog niet tot rekniveaus van 25%, maar tot 15% zijn vervormd, zijn de gevolgen van deze scheefstand hoogstwaarschijnlijk wel terug te vinden in de resultaten.

Om deze reden wordt meer belang aan de piekwaarden gehecht.

B.3 Omschrijving uitgevoerde werkzaamheden

Voor de analyse van de proefverzameling is de volgende werkwijze met betrekking tot de uitgevoerde proeven aangehouden:

- 1) Opdeling in het gebied KIS (deel dijkkring 16) en buiten KIS (resterende deel van dijkkring 16, 24 en 43, aangeduid met <> KIS).
- 2) Opdeling per deelgebied op basis van de natte volumieke massa in de volgende groepen:
 - a. < 1,2 Mg/m³ (veen en sterk organische klei).
 - b. 1,2-1,4 Mg/m³ (organische klei).
 - c. 1,4-1,6 Mg/m³ (zwak organische klei).
 - d. 1,6-1,8 Mg/m³ (zandige klei).
- 3) Per groep indelen voor de sterkteparameters (triaxiaalproeven):
 - a. De gemiddelde waarde en de variantie.
 - b. De karakteristieke waarden voor S en m¹.
- 4) Per verkregen groep voor de stijfheidsparameters (samendrukkingsproeven):
 - a. De gemiddelde waarde en de variantie.

De proevenverzameling bestaat, per onderscheiden groep, uit de volgende aantallen proeven:

Tabel B.1 Aantal geanalyseerde triaxiaalproeven.

ρ_n [Mg/m ³]	Aantal triaxiaalproeven	
	KIS	<>KIS
<1,2	8	6
1,2-1,4	12	24
1,4-1,6	17	31
1,6-1,8	27	36
>1,8	9	10

Tabel B.2 Aantal geanalyseerde samendrukkingsproeven.

ρ_n	Aantal samendrukkingsproeven	
	KIS	<>KIS
[Mg/m ³]		
<1,2	25	14
1,2-1,4	18	11
1,4-1,6	25	12
1,6-1,8	32	20
>1,8	17	26

Waarin:

ρ_n : natte volumieke massa.

Op basis van de aantallen proeven die we in de analyse hebben gebruikt kan gesteld worden dat dit voldoende is om een verantwoorde uitspraak te doen over de geconstateerde trends.

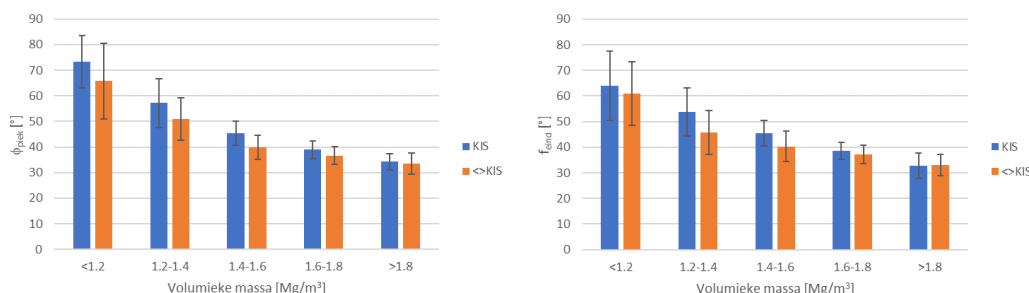
Hoewel het niet de bedoeling is te rekenen met de in deze analyse afgeleide parameters, hebben we de rekenparameters voor een volledige onderlinge vergelijking toch afgeleid. De rekenparameters hebben we afgeleid op basis van de piekwaarden van de triaxiaalproeven omdat, zoals hiervoor is beschreven, de eindwaarden hoogstwaarschijnlijk beïnvloed zijn door een niet representatieve softening.

De rekenparameters zijn gebaseerd op de 5% ondergrens, waarbij we zowel de invloed van de POP als de OCR is meegenomen per groep beoordeelde parameters. We zijn er hierbij van uitgegaan dat de SHANSEP-parameters S en m bij beide interpretaties (POP en OCR) hetzelfde zijn en dat verdere variaties tot uiting komen in de toestandsvariabelen POP en OCR.

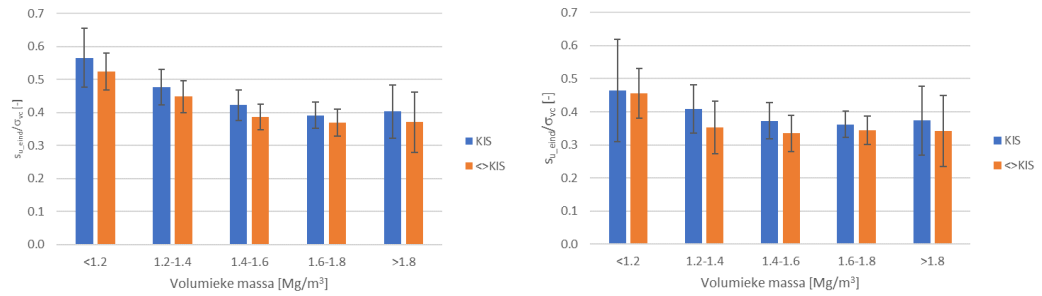
Hierbij hebben we dezelfde onderverdeling als hierboven toegepast, dus de proevenverzameling opgedeeld in dezelfde groepen qua volumieke massa.

B.4 Resultaten

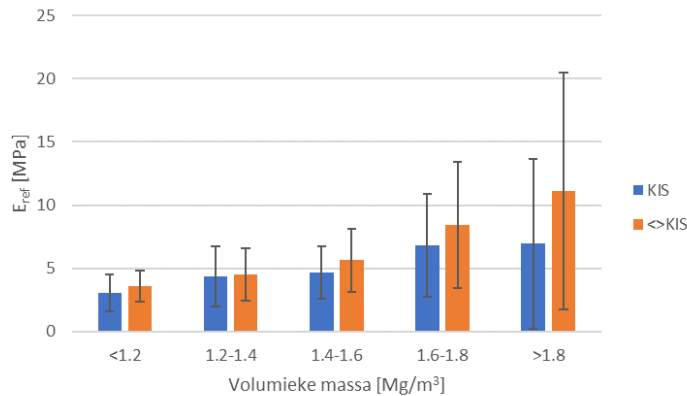
De resultaten van de triaxiaalproeven voor de sterkte zijn grafisch weergegeven in staafdiagrammen in Figuur B.1 en Figuur B.2. Voor de stijfheid/vervormbaarheid is de uit de triaxiaalproeven afgeleide Young (of E-) modulus weergegeven in Figuur B.3.



Figuur B.1 Waarden voor de hoek van inwendige wrijving per categorie volumieke massa met links de piekwaarde en rechts de eindwaarde.



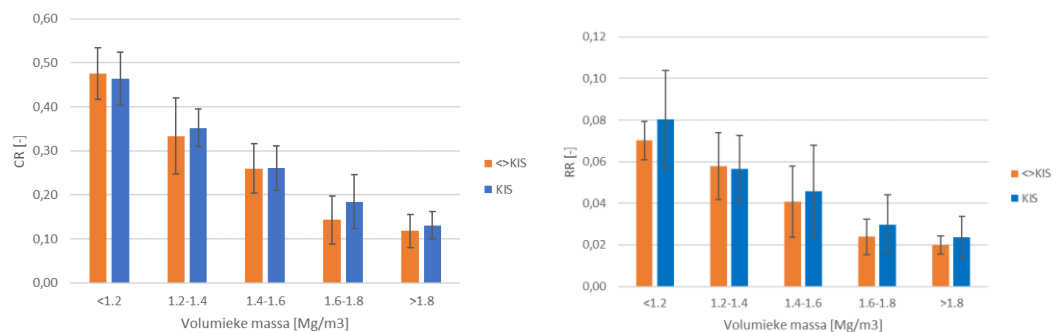
Figuur B.2 De ongedraineerde schuifsterkte als functie van de verticale consolidatiespanning met links de piekwaarde en rechts de eindwaarde.



Figuur B.3 E-modulus als functie van de volumieke massa.

Uit Figuur B.1 en Figuur B.2 is het beeld dat het materiaal in het KIS traject een hogere sterkte heeft dan in de zones daarbuiten. Uit Figuur B.3 blijkt dat het materiaal binnen het KIS traject juist een slapper gedrag vertoont.

Naast de uit de triaxiaalproeven afgeleide Young's moduli, worden samendrukkingsproeven primair uitgevoerd om de stijfheid of vervormbaarheid af te leiden. De resultaten hiervan zijn in onderstaande staafdiagrammen (Figuur B.4) weergegeven. Hierbij is onderscheid gemaakt tussen de herbelast stijfheidsratio RR en de maagdelijke stijfheidsratio CR.



Figuur B.4 Stijfheidsratio's CR (links) en RR (rechts) als functie van de verticale consolidatiespanning.

Uit het verloop van de voorbelaste stijfheidsratio RR valt op dat deze binnen de KIS zone overwegend hoger zijn dan buiten deze zone, terwijl de maagdelijke stijfheidsratio een minder eenduidig beeld laat zien.

In het gebied met volumieke massa tot circa 1,4 -1,5 Mg/m³, waar de ratio's het hoogst zijn en dus de vervormingen ook het grootst, is het materiaal binnen de KIS zone overwegend als makkelijker vervormbaar te omschrijven dan in de zone daarbuiten.

B.4.1 Afleiding rekenparameters

Tabel B.3 Overzicht gevonden CSSM Shancep parameters.

Vol massa [Mg/m ³]	S		m		POP		OCR	
	KIS	<>KIS	KIS	<>KIS	KIS	<>KIS	KIS	<>KIS
<1,2	0,4	0,3	0,9	0,9	15	25		
<1,2	0,4	0,3	0,9	0,9			1,05	1,1
1,2-1,4	0,4	0,35	0,85	0,9	10	45		
1,2-1,4	0,4	0,35	0,85	0,9			1,02	1,05
1,4-1,6	0,35	0,33	0,7	0,8	17	42		
1,4-1,6	0,35	0,33	0,7	0,8			1,05	1,1

Waarin:

S: Ratio van schuifsterkte met de verticale effectieve spanning onder normaal geconsolideerde omstandigheden.

m: Sterkte toename exponent.

POP: Pre Overburden Pressure.

OCR: Over Consolidatie Ratio.

Uit bovenstaande afleiding blijkt dat de sterkteparameter S over de hele lijn duidelijk hoger binnen het KIS traject is dan daarbuiten. De sterkte-toename exponent is daarentegen bij de hogere volumieke massa's wat lager, hetgeen minder van belang is omdat de grootste vervormingen bij de lage volumieke massa's op zullen treden.

B.5 Conclusies

Uit bovenstaande analyse blijkt een duidelijk verschil in zowel de sterkte- als de stijfheidsparameters. Uit de analyse van de stijfheidsparameters is af te leiden dat de grondslag in het KIS traject overwegend slapper is en dus eerder zal deformeren dan in de overige dijktrajecten. Opvallend is dat de verschillen met name tot uiting komen in de voorbelaste stijfheidsratio RR en minder in de maagdelijke stijfheidsratio CR.

Blijkbaar hoeven de spanningen niet veel op te lopen om de verschillen tot uiting te laten komen. Uit de Youngs moduli is een over de hele lijn lagere weerstand tegen vervorming te constateren binnen het KIS traject, hetgeen aansluit bij het voorgaande.

Uit de sterkteparametervergelijking blijkt dat de grotere vervormbaarheid gepaard gaat met een grotere sterkte. De gevonden piekwaarde voor de sterkte binnen KIS liggen overwegend hoger dan buiten KIS om.

C Onzekerheden in de kruipfase

Bij de analyse van de zichtjaren is het duidelijk dat de constructie op dit moment (2024) voldoet aan de eisen voor waterveiligheid. Voor 2035 komt er een discrepantie naar voren in de berekende buigende momenten in de boorpaal door de keuze voor het model waarmee kruip leidt tot belasting op de constructie. Dit wordt versterkt als er gekeken wordt naar de situatie in 2115 aan het einde van de levensduur. De keuze voor het SSC model is een conservatieve keuze en de keuze voor Volumieke Rek een pragmatische keuze. De waarheid ligt hoogstwaarschijnlijk in het midden en is mede afhankelijk van de gehanteerde kruipparameters. Het werkelijke lange termijn gedrag kan daarom het beste worden gevolgd met monitoring.

Een uitspraak over de waterveiligheid wordt gedomineerd door de wijze waarop het kruipgedrag wordt gemodelleerd. Het kruipgedrag is onzeker, van veel parameters afhankelijk en kan niet goed worden voorspeld. Hieronder is dat kort toegelicht.

Onzekerheid in PPE

In de ontwerpmethodiek wordt het kruipgedrag berekend met het Soft Soil Creep model met een tijdsperiode van 100 jaar. In de PPE wordt hierover het volgende gesteld:

Bij het in rekening brengen van inklinking door middel van kruip kan het SSC-model naast de dijk ook significante horizontale vervormingen en spanningsrotaties berekenen. Dat gebeurt vooral onder en nabij een talud, waar de initiële K_0 NC-verhouding tussen horizontale en verticale spanningen wordt aangepast door het optreden van spanningsspreiding. De optredende spanningsrotaties en horizontale vervormingen hebben effect op de krachten en momenten in de constructie. In het voorkomende geval kunnen deze effecten op de constructie tot realistische proporties worden beperkt door ook al kruip te laten plaatsvinden tussen fase 1 en fase 2, dat wil zeggen voorafgaand aan het plaatsen van de constructie. Indicatief kan daarbij worden gedacht aan een kruipperiode van 10 jaar, al zal dit van geval tot geval moeten worden getoetst.

Voor de situatie bij KIS zijn bovenstaande aanbevelingen met betrekking tot de aanpassingen in fase 1 en 2 doorgevoerd, maar leiden niet tot een significante reductie van de momenten als gevolg van de kruipfase. Wel geeft bovenstaande aan dat in situaties zoals bij KIS met een stijve constructie onder in het binnentalud de kruipeffecten kunnen leiden tot onrealistische toename van de belastingen in de constructie. Deze onzekerheid is de oorzaak van dat de ook voor een planperiode van 10 jaar de momenten in de boorpaal al zeer hoog kunnen worden wat als onrealistisch wordt beschouwd.

De grote stijfheid van de constructie leidt ertoe dat vervormingen in de grond al snel tot een toename van de belasting en daarmee de momenten in de paal leidt. Daarbij speelt verder dat in PLAXIS de boorpalenwand als een "plaatelament" wordt ingevoerd en niet als een 3-D boorpalenwand waarbij de kruipvervormingen van de grond mogelijk ook door de constructie heen wegvloeien en geen belasting verhogend effect hebben. De mate waarin dit leidt tot afname van de belasting op de constructie is onzeker, immers kan het ook mogelijk zijn dat dit effect leidt tot een soort van kiervorming achter (polderzijde) de boorpalenwand waardoor deze minder gesteund wordt door de grond (wat leidt tot hogere momenten). Het monitoringsplan van de boorpalenwand is op dit mechanismen ingericht. De vervorming van de boorpaal wordt gemeten met hellingmeetbuizen voor, en achter een boorpaal. De eventuele vervormingen door de paal heen worden gemeten met hellingmeetbuizen die tussen 2 boorpalen in staan.

Deltares is een onafhankelijk kennisinstituut voor toegepast onderzoek op het gebied van water en ondergrond. Wereldwijd werken we aan slimme oplossingen voor mens, milieu en maatschappij.

Deltares

www.deltares.nl