

**Windpark IJmond, fase 2
onderzoek zettingsvloeiingen**



Windpark IJmond, fase 2 onderzoek zettingsvloeiingen

dr. G.A. van den Ham
ir. D.A. de Lange
dr.ir. P. Holscher
dr.ir. P.Meijers

1209826-001

Titel

Windpark IJmond, fase 2 onderzoek zettingsvloeiingen

Opdrachtgever

Eneco Wind B.V.

Project

1209826-001

Kenmerk

1209826-001-GEO-0003-
gbh

Pagina's

47

Trefwoorden

Windpark IJmond, windturbines, trillingen, verweking, zettingsvloeiing

Samenvatting

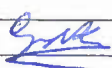
Eneco Wind BV is van plan om samen met Windpark IJmond BV op de landtong van het spuikanaal aan de noordzijde van het sluiscomplex IJmuiden zeven windturbines te plaatsen. De definitieve plaats van de windmolens is nog niet vastgesteld. Deze hangt af van de verschillende randvoorwaarden, waaronder het risico op een zettingsvloeiing. Een deel van deze landtong maakt deel uit van de hoogwaterkering. Verder zijn er in de directe nabijheid een gemaal en een sluiscomplex aanwezig. Bij een zettingsvloeiing stroomt een grote hoeveelheid zand uit de oever in de geul. Enerzijds kan zettingsvloeiing dus leiden tot schade aan de landtong of waterkering en daarop aanwezige constructies leiden (waaronder de windturbines zelf), anderzijds tot verondieping van de (vaar)geul, hetgeen kan leiden tot belemmering van scheepvaart of spuicapaciteit. In overleg tussen Eneco, Rijkswaterstaat en Deltares is vastgesteld dat de eerste stap in de haalbaarheidsanalyse van de bouw van windturbines op de landtong bestaat uit een analyse van het risico op zettingsvloeiing als gevolg van de plaatsing, aanwezigheid en verwijdering van windturbines. Deze haalbaarheidsanalyse wordt in een aantal fasen doorlopen. Dit rapport betreft fase 2 en geeft een kwantitatieve beschouwing van het risico op het optreden van en schade ten gevolge van zettingsvloeiing en de bijdrage van windturbines daaraan.

Belangrijkste conclusies zijn:

- De kans op het optreden van zettingsvloeiing en schade door zettingsvloeiing aan de landtong en verondieping van de geul is aanzienlijk, ook zonder de aanwezigheid windturbines.
- De invloed van trillingen door de windturbines in de gebruiksfase op deze kans zijn beperkt, helemaal als in acht wordt genomen dat enkele zeer conservatieve aannamen zijn gedaan.
- De berekende grote kansen op schade door zettingsvloeiing zijn niet alleen een aandachtspunt met betrekking tot de waterveiligheid (bijdrage aan de kans op overstromen door kruinverlaging na inscharing of vermindering spuicapaciteit door verondieping) maar ook met betrekking tot de veiligheid van de fundering van de windturbines zelf.

Referenties

Offerte Windpark IJmond, fase 2 onderzoek zettingsvloeiingen, 1209826-001-GEO-0001-jvm, 13 juli 2015.

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1	nov. 2015	dr. G.A. van den Ham		ir. T.P. Stoutjesdijk		ing. A.T. Aantjes	
		ir. D.A. de Lange					
		dr.ir. P. Holscher					
		dr.ir. P. Meijers					
2	feb.2016	dr. G.A. van den Ham		ir. T.P. Stoutjesdijk		ing. A.T. Aantjes	
		ir. D.A. de Lange					
		dr.ir. P. Holscher					
		dr.ir. P. Meijers					

Status

definitief

Inhoud

1 Inleiding	1
1.1 Inleiding	1
1.2 Probleemstelling	1
1.3 Doelstelling	2
1.4 Gebruikte ruwe data	2
1.5 Afbakening	3
1.6 Opbouw rapport	4
2 Zettingsvloeiing – mechanismebeschrijving en ervaringen in gebied	5
2.1 Beschrijving mechanisme	5
2.1.1 Cyclische verweking	5
2.1.2 Verwekingsvloeiing	5
2.1.3 Bresvloeiing	6
2.2 Overzicht vloeiingen in gebied	8
2.2.1 Beschrijving	8
2.2.2 Analyse uit ervaringen	11
2.2.3 Conclusies uit ervaringen	12
3 Gegevens	13
3.1 Locatie windturbines	13
3.2 Locatie hoogwaterkering	14
3.3 Geometrie landtong	15
3.3.1 Breedte landtong	15
3.3.2 Hoogte landtong	16
3.3.3 Bodemligging	17
3.4 Maatgevende waterstanden	17
3.5 Grondwaterstanden	19
3.6 Fundering windturbines	19
3.7 Belastinggevallen aan fundering	20
3.8 Grondopbouw en -parameters	21
3.8.1 Algemeen	21
3.8.2 Materiaalparameters en toestandsvariabelen	22
4 Methoden	25
4.1 Aanpak	25
4.2 Geselecteerde dwarsprofielen	26
4.3 Invloed windturbine op zettingsvloeiing	26
4.4 Methode bepaling trillingen in taluds landtong	27
4.5 Methode bepaling wateroverspanningen door trillingen	29
4.6 Transformatie belasting trillingen in equivalente taludversteiling	30
4.7 Bepaling kans op schade door zettingsvloeiing	30
4.8 Toelaatbare faalkans	32
5 Resultaten	33
5.1 Resultaten Plaxis	33
5.1.1 Resultaten	33
5.1.2 Discussie	35

5.2	Resultaten DCYCLE	35
5.2.1	Berekeningsresultaat	36
5.2.2	Discussie	37
5.3	Kans op schade door zettingsvloeiing	37
5.3.1	Inscharing in landtong	37
5.3.2	Verondieping geul	41
5.4	Discussie	41
6	Conclusies en aanbevelingen	43
6.1	Conclusies	43
6.2	Aanbevelingen	43
7	Referenties	47

Bijlage(n)

A	Kwantificering belastingen door trillingen	A-1
B	Methode kans op schade door zettingsvloeiing	B-1
C	Plaxis resultaten	C-1
C.1	CSR	C-1
C.1.1	CSR Maximum Extreme Load	C-1
C.1.2	CSR Maximum Operating Load	C-2
C.2	Versnellingen	C-3
C.2.1	Versnellingen Maximum Extreme Load	C-4
C.2.2	Versnellingen Maximum Operating Load	C-5
C.3	Schuifrekken	C-5
C.3.1	Schuifrekken Maximum Extreme Load	C-5
C.3.2	Schuifrekken Maximum Operating Load	C-7

1 Inleiding

1.1 Inleiding

Eneco Wind BV is van plan om samen met Windpark IJmond BV op de landtong van het spuikanaal aan de noordzijde van het sluizencomplex IJmuiden zeven windturbines te plaatsen. De definitieve plaats van de windmolens is nog niet vastgesteld. Deze hangt af van de verschillende randvoorwaarden, waaronder het risico op een zettingsvloeiing. Een deel van deze landtong maakt deel uit van de hoogwaterkering. Verder zijn er in de directe nabijheid een gemaal en een sluizencomplex aanwezig. Bij een zettingsvloeiing stroomt een grote hoeveelheid zand uit de oever in de geul. Enerzijds kan zettingsvloeiing dus leiden tot schade aan de landtong of waterkering en daarop aanwezige constructies leiden (waaronder de windturbines zelf), anderzijds tot verondieping van de (vaar)geul, hetgeen kan leiden tot belemmering van scheepvaart of spuicapaciteit.

In overleg tussen Eneco, Rijkswaterstaat en Deltares is vastgesteld dat de eerste stap in de bepaling van de haalbaarheid van de bouw van windturbines op de landtong bestaat uit een analyse van het risico op zettingsvloeiing als gevolg van de plaatsing, aanwezigheid en verwijdering van windturbines.

Dit onderzoek wordt in verschillende fasen uitgevoerd, waarbij na elke fase een go/no-go beslissing volgt over de volgende fase:

- 1 Een inventarisatie van de situatie ter plaatse en een kwalitatieve beschouwing van het risico op het optreden van zettingsvloeiing en de bijdrage van windturbines daaraan.
- 2 Een kwantitatieve beschouwing van het risico op het optreden van en schade ten gevolge van zettingsvloeiing en de bijdrage van windturbines daaraan.
- 3 Eventueel aanvullend onderzoek t.b.v. van het risico op zettingsvloeiing (en de bijdrage van windturbines daaraan) en een kwantitatieve analyse van de overige (al dan niet geotechnische) faalmechanismen die van belang zijn voor de waterveiligheid en veiligheid van de windturbines zelf.

In april 2015 is fase 1 van dit onderzoek afgerond. De resultaten van dit onderzoek zijn vastgelegd in (Deltares, 2015), dat opgeleverd is in april 2015. Conclusie was dat tijdens de bouwphase de kans op het ontstaan van een vloeiing niet verwaarloosbaar is, maar door een aangepaste uitvoeringsmethode naar verwachting wel acceptabel klein kan worden. Voor de bedrijfsfase werd de kans op het ontstaan van een vloeiing klein geacht. Aanbevolen werd daarom indicatieve en gedetailleerde berekeningen uit te voeren om aan te tonen dat dit inderdaad het geval is.

Onderhavig rapport behandelt de resultaten, conclusies en aanbevelingen van fase 2.

Op basis van de conclusies kan besloten worden of doorgegaan wordt met fase 3 en, als dat het geval is, hoe die fase exact ingevuld zou moeten worden.

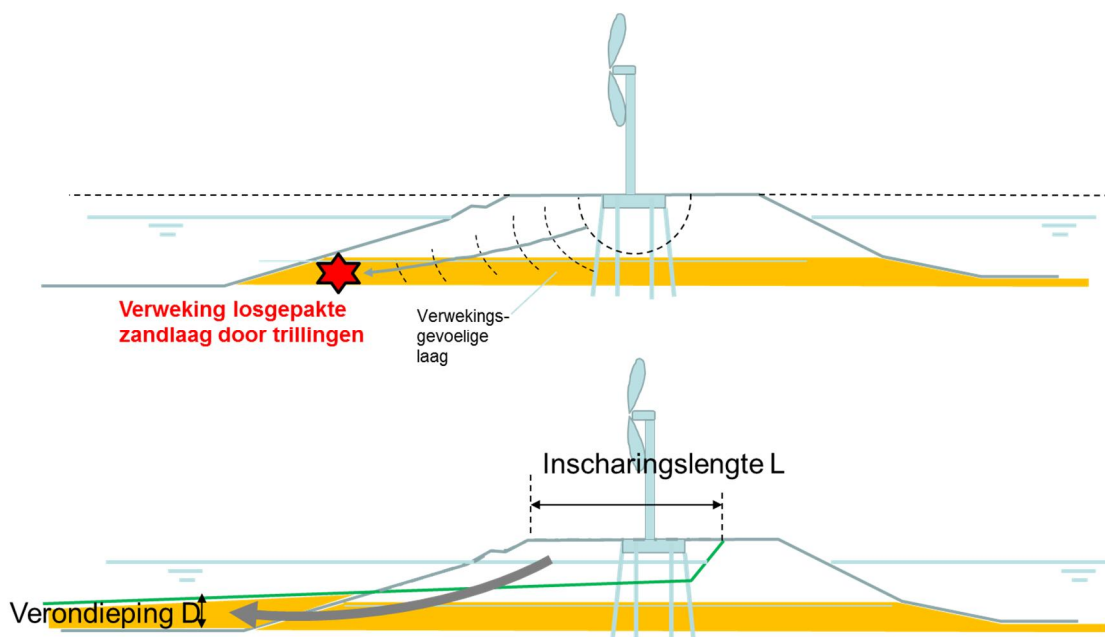
1.2 Probleemstelling

In het gebied van het sluizencomplex IJmuiden is in het verleden een groot aantal (circa 30) zettingsvloeiingen opgetreden, waarvan een deel bij de landtong (circa 7). Ook al is niet in alle gevallen de directe aanleiding aan te wijzen, in veel gevallen lijken deze vloeiingen verband te houden met bagger- en heiwerkzaamheden. Een aantal van de vloeiingen in het verleden hadden een flinke omvang. Een stukje ten oosten van het sluizencomplex vond in 1968 een vloeiing plaats waarbij ca. 250.000 m³ zand de geul is ingestroomd. In de landtong

zelf vond in 1971 aan de zijde van het Binnenspuikanaal een vloeïng plaats met een omvang van ca. 100.000 m³ (meer details in paragraaf 2.2).

Met name het feit dat in een aantal gevallen het optreden van zettingsvloeiingen gerelateerd kan worden aan heiwerkzaamheden, is een aanwijzing dat bij de initiatie van een aantal zettingsvloeiingen verweking (liquefactie) van (losgepakte) zandlagen een rol heeft gespeeld. Dit betekent dat trillingen een potentiële trigger voor zettingsvloeiingen zijn.

Figuur 1.1 geeft schematisch weer hoe trillingen bij de fundering van de windturbine verweking van (losgepakte) zandlagen in de landtong (die verder grotendeels uit vastgepakte zandlagen is opgebouwd) kunnen veroorzaken en daarmee tot een zettingsvloeiing kunnen leiden. Op deze interactie zal in hoofdstuk 2 verder worden ingegaan.



Figuur 1.1 Schematische weergave invloed trillingen windturbines op ontstaan zettingsvloeiing en schade als gevolg van zettingsvloeiing

1.3 Doelstelling

Doel van dit onderzoek is om voor twee representatieve dwarsprofielen te komen tot:

- Kans op schade aan de landtong ten gevolge van het optreden van een zettingsvloeiing ten gevolge van een inscharing in de landtong voor de situatie met en zonder windturbines.
- Kans op verondieping van de geul ten gevolge van het optreden van een zettingsvloeiing voor de situatie met en zonder windturbines.

Uit de berekende kansen met en zonder windturbine kan de additionele bijdrage van trillingen door de windturbines bepaald worden. Hoewel de bepaling van toelaatbare faalkansen geen onderdeel is van deze studie, zou een mogelijk toelaatbaarheids criterium kunnen bestaan uit een maximale additionele bijdrage als percentage van de totale faalkansen (zie paragraaf 4.8).

1.4 Gebruikte ruwe data

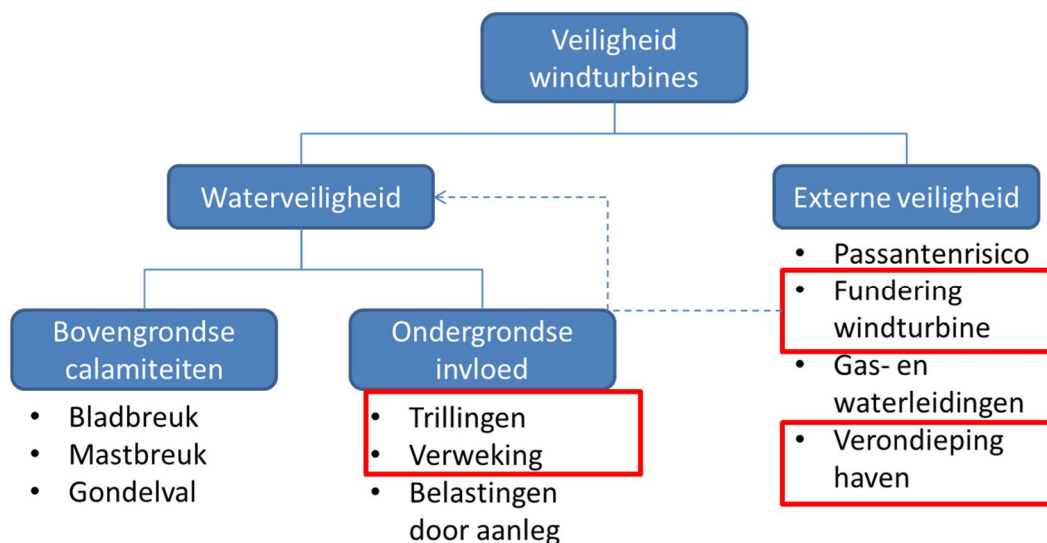
Voor fase 2 zijn de volgende data gebruikt:

- Kaarten en dwarsprofielen, op 3 en 21 september per mail aangeleverd door RWS:

- Noordelijke oever Spuikanaal Dwarsprofielen, Tekeningnummer onleesbaar (NHKA.1967.???), 5-5-1967.
- Dwarsprofiel over eiland tussen eerste Rijksbinnenhaven en Binnenspuikanaal te IJmuiden, tekening NHKA-1975-38029, mei 1975.
- Uitbreiding gemaal IJmuiden, Stroomgeleider zeezijde, NHKA-2004-39294, 5-1-2004.
- Uitbreiding gemaal IJmuiden, Bodem- en oeverbescherming Buitenspuikanaal (zeezijde) – voor uitvoering, NHKA-2004-39298, 20-7-2005.
- Peilingen:
 - Dieptekaart Rijksbinnenhavens IJmuiden – Dieptekaart 1^{ste} Rijksbinnenhaven, Voorjaar 2012, Kaartnummer NHWSI-2012-CO056, 8-5-2012.
 - Binnenspuikanaal IJmuiden, Dieptecijferkaart, Opnameperiode oktober 2013, Kaartnummer NHWSI-2013-52126 (1 van 3), 3-12-2013.
 - Binnenspuikanaal IJmuiden, Dieptecijferkaart, Opnameperiode oktober 2013, Kaartnummer NHWSI-2013-52126 (2 van 3), 3-12-2013.
 - Binnenspuikanaal IJmuiden, Dieptecijferkaart, Opnameperiode oktober 2013, Kaartnummer NHWSI-2013-52126 (3 van 3), 3-12-2013.
 - Buitenhaven Tatasteel IJmuiden, Dieptekaart oktober 2011, kaartnummer NHWSI-2011-52132, 29-7-2011.
- Algemene gebiedsinformatie (ondergrond, zettingsvloeiingen) uit het project Nieuwe Zeesluis IJmuiden dat door Deltares tussen 2011 en 2013 is uitgevoerd (Deltares, 2013)
- Data van beoogde windturbine leverancier. Omdat deze data bedrijfsvertrouwelijk zijn, is met leverancier afgesproken dat deze niet in het rapport worden opgenomen. Data kunnen in overleg met leverancier worden ingezien.

1.5 Afbakening

Onderstaande figuur geeft een globaal (en mogelijk niet compleet) overzicht van de overall veiligheidsanalyse die gemaakt moet worden voor het kunnen plaatsen van windturbines op de landtong. Met de rode vakken is aangegeven welke onderdelen in het onderzoek dat in onderhavig rapport wordt beschreven worden aangepakt.



Figuur 1.2 Onderdelen veiligheidsonderzoek windturbines. In rode kaders gebeurtenissen die onderwerp zijn van dit rapport

Binnen dit onderzoek gelden bovendien de volgende beperkingen:

- Alleen de invloed van trillingen door een individuele windturbine op de kans op zettingsvloeiing in de gebruiksfase wordt beschouwd. Niet beschouwd zijn:
 - Trillingen veroorzaakt door incidenten zoals het afbreken van (delen van) de rotor, de gondel of mast (al dan niet veroorzaakt door het falen van de fundering van de windturbine ten gevolge van een zettingsvloeiing).
 - Bouwfase: door opdrachtgever is aangegeven dat de fundering trillingsvrij zal worden aangebracht.
 - Verwijdering van de windturbines en fundering.
- De analyse heeft alleen betrekking op delen van de landtong waar onderwatertaluds aanwezig zijn. Zettingsvloeiing kan alleen optreden in een zandlichaam onder een helling. Langs een gedeelte van de landtong is sprake van kades bestaande uit damwanden. Een zettingsvloeiing kan hierin dus niet optreden. Uiteraard kunnen trillingen wel leiden tot verweking van het zand achter de damwanden. Aanbevolen wordt een aparte analyse uit te voeren naar de invloed van door windturbines veroorzaakte trillingen op de stabiliteit van damwandconstructies. De uitkomsten van dit onderzoek kunnen daarvoor uiteraard als startpunt dienen.
- Geen rekening is gehouden met aanwezigheid van bestorting op de onderwatertaluds. Er bestaan momenteel geen gevalideerde methoden om de invloed van oeverbescherming op de kans van optreden van zettingsvloeiing of de inscharingsslengte te kwantificeren.
- Er wordt niet ingegaan op toelaatbare kansen op schade door zettingsvloeiing, niet voor wat betreft de waterveiligheid (falen waterkering, beperking spuicapaciteit door verondieping) en ook niet de veiligheid van de windturbines zelf (falen fundering). Dit dient in overleg met de beheerder plaats te vinden. Wel worden in paragraaf 4.8 enige aanbevelingen gedaan om te komen tot toelaatbare faalkansen.

Op een aantal van deze punten zal in het rapport worden teruggekomen.

1.6 Opbouw rapport

Het rapport is als volgt opgebouwd:

- Hoofdstuk 2: Beschrijving mechanisme zettingsvloeiing en overzicht vloeiingen in gebied.
- Hoofdstuk 3: Overzicht van gegevens die zijn gebruikt voor de berekeningen.
- Hoofdstuk 4: Methoden om te komen tot kwantificering van de bijdrage van trillingen aan de kans op schade door zettingsvloeiing.
- Hoofdstuk 5: Resultaten van de berekeningen.
- Hoofdstuk 6: Conclusies en aanbevelingen m.b.t. vervolgonderzoek.

2 Zettingsvloeiing – mechanismebeschrijving en ervaringen in gebied

2.1 Beschrijving mechanisme

Verweking van zand ontstaat omdat het zand door een externe belasting een dichtere pakking wil aannemen. Daarvoor is het nodig dat het water tussen de korrels wegstroomt. Voor dat laatste is enige tijd nodig. Bij langzame veranderingen is dat geen probleem, maar bij snelle veranderingen kan het water niet snel genoeg wegstromen en gaan de zandkorrels als het ware in het water drijven. Op dat moment hebben de korrels geen contact meer met elkaar en verliest het zand zijn sterkte.

Om te kunnen vervloeien is water nodig. Boven de grondwaterstand is er doorgaans geen sprake van verweking. Een uitzondering is heel fijn zand, waarbij het wegstromen van de lucht tussen de poriën niet snel genoeg kan wegstromen, maar die situatie is voor de Nederlandse omstandigheden niet relevant.

Voor het vervloeien zijn er de volgende mechanismen te onderscheiden. Deze worden wel aangeduid als cyclische verweking, verwekingsvloeiing en bresvloeiing. De laatste twee mechanismen worden samengevat onder de term zettingsvloeiing.

Een zettingsvloeiing treedt eigenlijk altijd onverwachts op en wordt pas na afloop geconstateerd. Daarbij is het lang niet altijd duidelijk of er sprake is geweest van een verwekingsvloeiing of een bresvloeiing. Het vermoeden bestaat dat er vaak sprake is van een combinatie, waarbij het ene mechanisme het andere initieert.

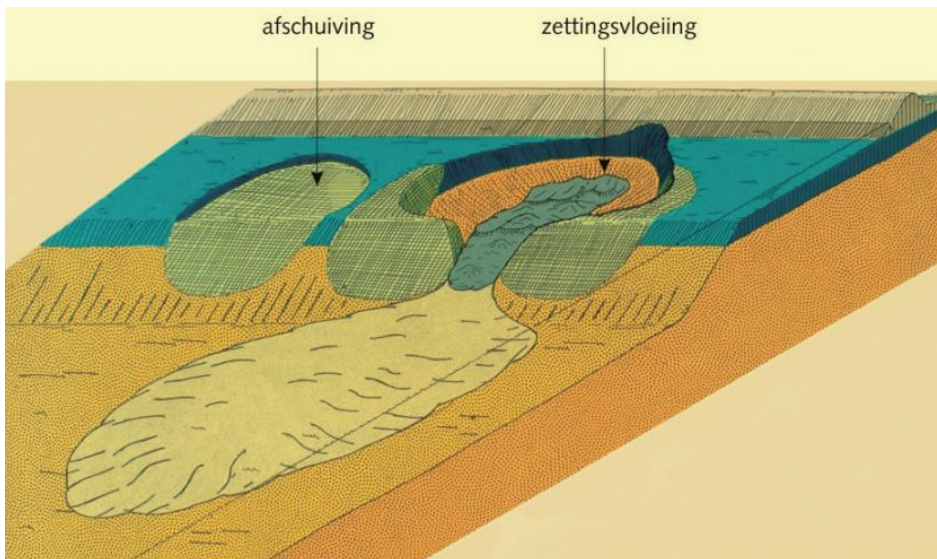
In de volgende paragrafen worden de verschillende mechanismen kort beschreven. Voor een uitgebreidere beschrijving wordt verwezen naar de in 2007 en 2009 verschenen artikelen in Geotechniek: (De Groot, Stoutjesdijk, Meijers, & Schweckendiek, 2007) en (De Groot, Van der Ruyt, Mastbergen, & Van den Ham, 2009).

2.1.1 Cyclische verweking

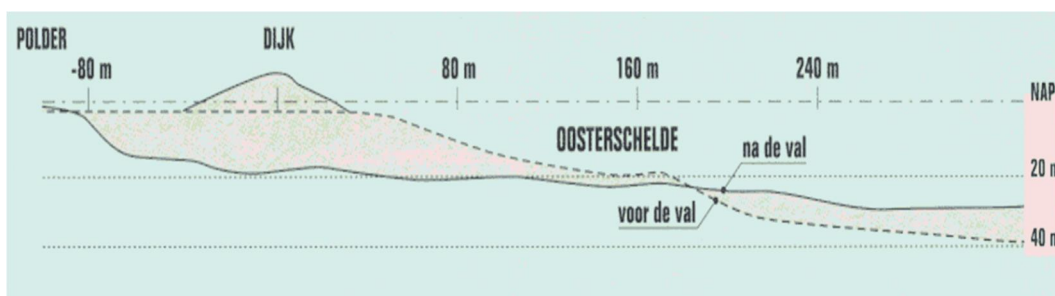
Bij een wisselende belasting, zoals bij het heien van palen, een aardbeving of brekende golven, zal het zand bij iedere wisseling iets verder willen verdichten. Als dit tot verweking leidt spreken we van 'cyclische verweking'. In dit geval is er een duidelijke oorzaak aanwezig. Voor cyclische verweking is de aanwezigheid van een talud niet noodzakelijk, ook bij een horizontaal maaiveld kan in de ondergrond wateroverspanning ontstaan.

2.1.2 Verwekingsvloeiing

Het tweede mechanisme is de verwekingsvloeiing. Dit is het verschijnsel dat een groot gedeelte van de zandige ondergrond vloeibaar wordt, vaak zonder direct aanwijsbare oorzaak. Een verwekingsvloeiing treedt op in zand dat zodanig losgepakt is dat het korrelskelet bijna instabiel is. Bij een kleine verandering stort het opeens 'in elkaar'. In die situatie spreken we over een verwekingsvloeiing. Hierbij kunnen grote volumes zand verplaatst worden, volumes van 100.000 m³ of meer zijn niet ongebruikelijk. Hierbij stroomt het zand weg en ontstaat grote schade aan het talud en het achterliggende terrein. Het talud na de vloeiing is zeer flauw, typisch in de orde van 1:10.



Figuur 2.1 Illustratie verwekingsvloeïing



Figuur 2.2 Illustratie profiel voor en na een zettingsvloeïing

Voor het ontstaan van een verwekingsvloeïing dient aan een aantal voorwaarden te worden voldaan (zie (De Groot, Stoutjesdijk, Meijers, & Schweckendiek, 2007)):

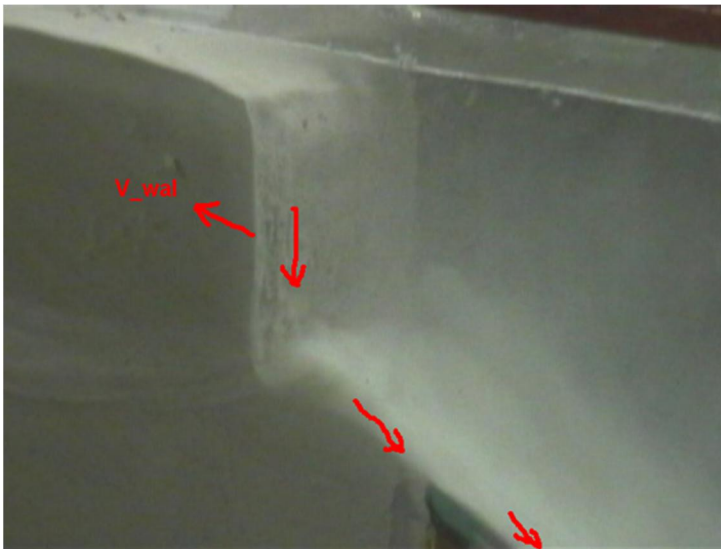
- 1 Zandlichaam, verzadigd met water.
- 2 Voldoende grote zone van losgepakt, niet gecementeerd zand.
- 3 Gemiddelde korrelspanning en deviatorspanning in het zand, beide voldoende hoog.
- 4 Het zand kan vervormen en wegvloeïen zonder dat de deviatorspanning sterk afneemt ('spanningsgestuurd').
- 5 Een plotselinge (kleine) verandering van de belasting als inleiding.

Voor de situatie van de landtong wordt aan de voorwaarden 1 en 4 voldaan. De taluds zijn voldoende hoog om aan het eerst deel van voorwaarde 3 (korrelspanning voldoende hoog) te voldoen. Of aan het tweede deel wordt voldaan hangt af van de taludhelling, in combinatie met de dichtheid van het zand. Voor voorwaarde 5 kan worden gedacht aan een kleine verstelling van het talud door bijvoorbeeld erosie aan de teen, maar ook aan trillingen, zoals een cyclische belasting beschreven in paragraaf 2.1.1. Aan deze voorwaarde wordt dus voldaan.

2.1.3 Bresvloeïing

Een derde mechanisme is de zogenaamde bresvloeïing. Qua mechanisme wijkt dit af van de voorgaande mechanismen, maar qua resultaat is het vergelijkbaar met een verwekingsvloeïing.

De bres is een zeer steil stukje van het talud dat langzaam langs het talud omhoog loopt. De bres ontstaat door een verstelling ergens op het talud. Door dilatantie (de neiging tot volumevergroting bij schuifvervorming) ontstaat er tijdelijk een hogere sterkte van het zand wat het verticale talud (de bres) in stand houdt. Vervolgens sijpelt water in de bres en keert de oorspronkelijke sterkte terug. Het zand 'regent' daarna langs de bres naar beneden en stroomt vervolgens langs het talud af. Op deze wijze kan de bres langs het talud omhoog lopen. Of daarbij de hoogte van de bres toeneemt, gelijk blijft of afneemt hangt af van de eigenschappen van het zand, de steilheid van het talud en de hoogte van de bres. Als de hoogte afneemt dooft het mechanisme uit en ontstaat er dus geen bresvloeiing.



Figuur 2.3 Illustratie mechanisme bresvloeiing in een modelproef

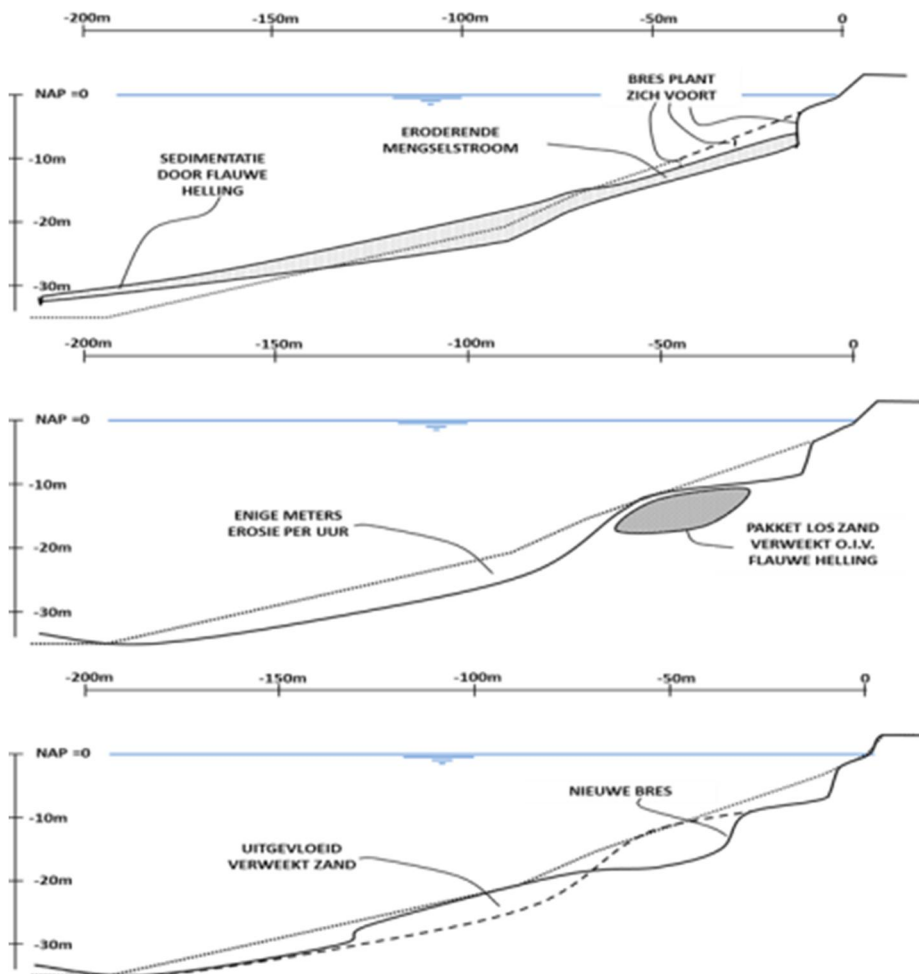
Een bresvloeiing is een vloeiing gedomineerd door het bresproces. Dat wordt gekenmerkt door de aanwezigheid van een "bres" en een "suspensiestroom". Een bres is een zeer steil taludgedeelte waar zandkorrels door de zwaartekracht op grote schaal losraken van het taludoppervlak, waardoor de bres zich geleidelijk naar boven beweegt. De losgeraakte zandkorrels mengen zich met water tot de suspensiestroom. Die stroomt het talud af, waarvan het debiet groeit door erosie van zand uit het zandoppervlak en verdere opname van water.

Het bresproces kan geleidelijk verlopen. Maar onder bepaalde omstandigheden nemen de grootte van de bres, het debiet van de suspensiestroom en de daardoor veroorzaakte erosie explosief toe zodra de bresgrootte en/of het suspensiestroomdebiet een kritieke grens hebben overschreden. Dan is sprake van een bresvloeiing. Die omstandigheden betreffen taludhelling, taludhoogte, fijnheid van het zand en pakkingsdichtheid van het zand.

Anders dan bij een verwekingsvloeiing, is bij een bresvloeiing alleen het zand aan het taludoppervlak betrokken. Een bresvloeiing duurt gewoonlijk vele uren. Dat is veel langer dan een verwekingsvloeiing, die hooguit enige tientallen minuten vergt. Bresvloeiingen kunnen ook in heel vastgepakt zand optreden. Maar er zijn sterke aanwijzingen dat ze makkelijker optreden naarmate het zand losser gepakt is.

Bij baggeren met een winzuiger wordt gebruik gemaakt van het bresproces. Doorgaans betreft het een beheerst proces. Maar soms niet meer.

Dan ontstaat een relatief hoog en steil taludgedeelte dat als initiële bres de kritieke grootte overschrijdt, zodat een bresvloeiing ontstaat. Dat gebeurt als de zuigbuis te diep in het zand gestoken is of als de inhomogeniteit van de grond (kleilaagjes tussen het zand) zorgt voor onregelmatig bressen in de vorm van lokale afschuivingen, of als een lokale massa zand losgepakt zand plotseling verweekt (lokale verwekingsvloeiing).

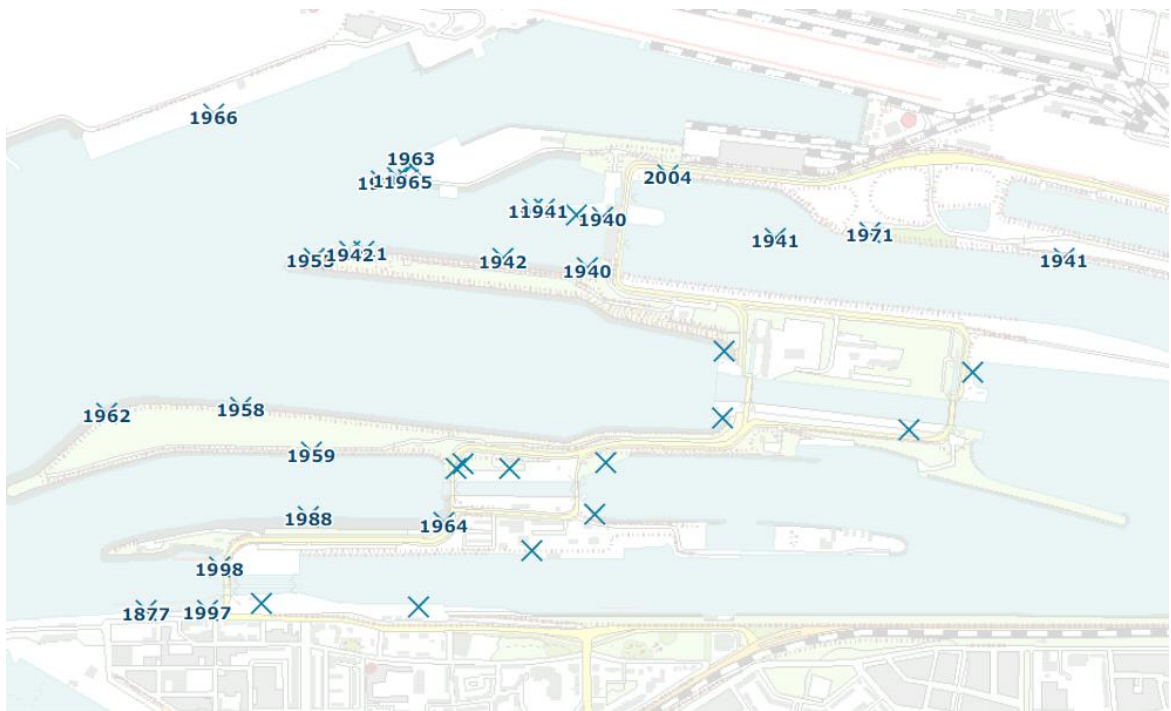


Figuur 2.4 Zettingvloeiing: combinatie verweking en bresvloeiing

2.2 Overzicht vloeiingen in gebied

2.2.1 Beschrijving

Er zijn diverse meldingen uit het verleden van opgetreden zettingsvloeiingen in het projectgebied. In (Deltares, 2013) worden deze vermeld. Volgens de bij Deltares beschikbare gegevens zijn er sinds 1940 ongeveer 30 opgetreden. Het onderstaande overzicht komt uit (Deltares, 2013).



Figuur 2.5 Overzicht bekende zettingsvloeiingen (Deltares, 2013)

Volgens de in (Deltares, 2013) gegeven beschrijving zijn veel vloeiingen opgetreden tijdens baggerwerkzaamheden. Een beschrijving van de situatie bij iedere afzonderlijke vloeiing is echter niet beschikbaar. In algemene zin wordt aangegeven dat de baggerwerkzaamheden werden uitgevoerd met een winzuiger of emmerbaggermolen. Het steile, door de gravende emmers veroorzaakte taludgedeelte was niet meer dan 1m hoog. De taluds waren matig steil (1:3) en niet zeer hoog. De vloeiingen traden op als de diepste emmer zich bevond op een niveau ergens tussen NAP-5 m en NAP-11 m. Op die diepte bevindt zich juist het schelphoudende Spisulazand.

In het dossier van Deltares bevinden zich de profielen van de vloeiingen die in 1940, 1941 en 1942 in het Buitenspuikanaal zijn opgetreden. Van de meeste vloeiingen is aangegeven dat zij tijdens het baggeren zijn opgetreden. Volgens de tekeningen was de snededikte 1 m. Bij vijf vloeiingen is tevens het tijdstip van de vloeiing, van laagwater en van hoogwater gegeven. In het onderstaande overzicht zijn de belangrijkste kenmerken van die vloeiingen samengevat.

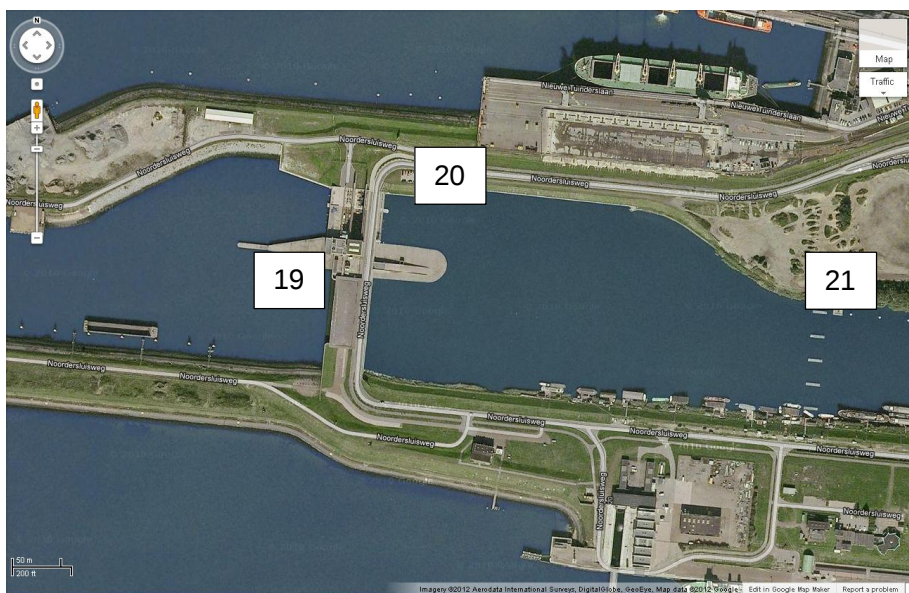
- 28 november 1940: tijdstip vloeïng ongeveer 12.00 hr, laagwater op 11.30 hr en hoogwater op 14.05 hr; geen vermelding van baggerwerkzaamheden, eindtalud 5 à 10 graden.
- 29 nov. 1940: tijdstip vloeïng ongeveer 13.00 hr, laagwater 12.35 hr, hoogwater 14.50 hr; geen vermelding baggerwerkzaamheden; eindtalud 5 à 10 graden.
- 29 sept. 1941: tijdstip vloeïng ongeveer 11.30 hr, hoogwater 9.40 hr, laagwater 17.10 hr, emmerdiepte NAP – 6,4 m; eindtalud 10 à 20 graden.
- 20 nov. 1941: tijdstip vloeïng 14.00 hr, laagwater op 11.20 hr en hoogwater op 15.45 hr; emmerdiepte NAP – 5,4 m; kuil in profiel.
- 27 nov 1941: tijdstip vloeïng ongeveer 6.00 hr, laagwater 4.35 hr, hoogwater 9.50 hr; emmerdiepte niet duidelijk, eindtalud ongeveer 5 graden.
- 20 dec. 941: emmerdiepte NAP – 7,4 m; eindtalud 5 à 10 graden.

- 16 april 1942: emmerdiepte NAP – 11,4 m; eindtalud 10 graden.
- 13 mei 1942: emmerdiepte NAP – 5,4 m; eindtalud 5 à 10 graden.
- 20 mei 1942: emmerdiepte niet gegeven, eindtalud 15 graden.
- Datum vloeiing niet gegeven (datum tekening 21 jan. 1941): oorzaak onbekend, eindtalud 10 à 20 graden.

Opvallend is dat van de vijf vloeiingen waarvan het tijdstip bekend is er vier optraden tijdens opkomend water. Ook is volgens de tekeningen de inscharing bij deze vloeiingen zeer beperkt. Uit de profielen is niet direct af te leiden of het een verwekingsvloeiing of een bresvloeiing is geweest. Indien de vloeiingen zijn opgetreden tijdens baggerwerkzaamheden, hetgeen waarschijnlijk is, is het moment van de vloeiing waarschijnlijk volledig door de baggerwerkzaamheden bepaald en niet door (verandering van) waterstand.

In paragraaf 7.3.2 van (Deltares, 2013) wordt een overzicht gegeven van meer recente ervaringen ter plaatse. Ter plaatse van de landtong worden drie vloeiingen beschreven, waarvan de locaties (nummers) in Figuur 2.6 worden gegeven:

- [19] Bij het heien van een damwand naast de nieuwe Spuisluis is een deel van de oeverbekleding boven de waterlijn afgeschoven onder de betonnen platen van de bodembescherming aan de zeezijde. Dit lijkt niet gerelateerd aan zettingsvloeiingen van dieper gelegen lagen.
- [20] Tijdens de renovatie van het gemaal in 2004 is er aan noordzijde van de uitbreiding een zettingsvloeiing opgetreden. Die leek echter niet gerelateerd aan verweking van dieper gelegen lagen.
- [21] Voor de aanleg van het gemaal is er in 1971 een noodbrug gebouwd. Bij het heien van palen voor de pijlers is een grote zettingsvloeiing (orde 100.000 m³) opgetreden. De pijlers voor de noodbrug zijn te zien in Figuur 2.6.



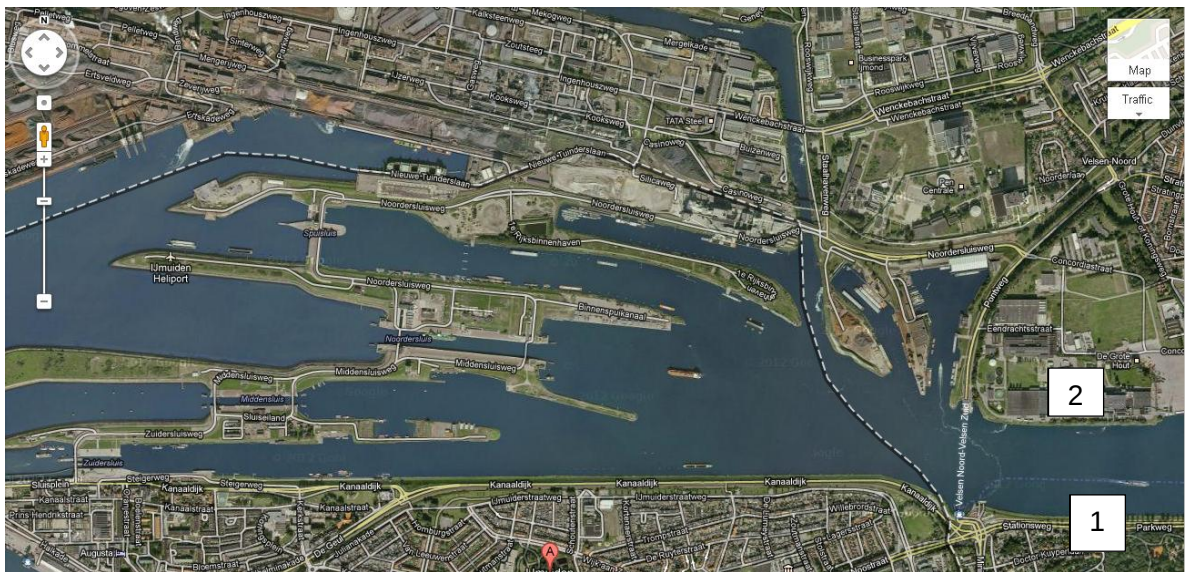
Figuur 2.6 Spuisluis en gemaal

De vloeiingen in het gebied kunnen een grote omvang hebben. Zo heeft zich in 1968 ten oosten van het sluizencomplex aan de zuidkant van het kanaal (Figuur 2.7, nummer [1]) een

grote zettingsvloeiing voorgedaan tijdens baggerwerkzaamheden bij de verbreding van het Noordzeekanaal. Daarbij vloeide ca. 250.000 m³ grond het kanaal in. De vloeiing trad snel op, na ca. 3 uur was de situatie weer stabiel.

Door de vloeiing was de kanaalbodem dermate ondiep geworden dat de scheepvaart ca. een week gehinderd werd vanwege baggerwerkzaamheden.

In 1960 is er bij de firma Van Gelder ook een grote zettingsvloeiing opgetreden. Details van de werkzaamheden zijn niet bekend.



Figuur 2.7 Overzicht sluizencomplex IJmuiden met zettingvloeiing (2) bij Crown van Gelder en aan overzijde van het kanaal

2.2.2 Analyse uit ervaringen

In veel gevallen traden de in de vorige paragraaf beschreven vloeiingen op bij baggerwerkzaamheden op een niveau van circa NAP – 6 m. Dit is juist de overgang van het fijne zand naar het grovere schelphoudende zand (Spisulazand). Dit suggereert dat het Spisulazand, waarvan het losgepakte bovenste deel tussen NAP-6 m en NAP-12 m aanwezig is, verantwoordelijk is voor de vloeiing of dat juist de overgang van de twee lagen hiervoor verantwoordelijk is.

Verreweg het merendeel van de vloeiingen trad op in de westelijke helft van het complex (zeezijde). Dit is de zijde die onderhevig is aan getijdebewegingen. Het is bij Deltares niet bekend of de vloeiingen met name bij of rond laagwater optraden. Toch suggereren de waarnemingen wel dat er een verband is met relatief snelle waterstandswisselingen (getij) en de kans op een vloeiing. Vanuit de theorie van het ontstaan van zettingsvloeiingen is zo'n verband verklaarbaar. Als één van de mogelijke triggers voor een zettingsvloeiing wordt het uitstromen van grondwater gezien. Daarbij is een snelle val van het buitenwater ongunstig. Een andere trigger is een lokaal steil talud. Bij baggerwerkzaamheden kunnen deze twee triggers samenvallen. Het voorgaande verklaart wel waarom er aan de zeezijde meer vloeiingen zijn opgetreden dan aan de kanaalzijde. Het verklaart nog niet waarom er bij het sluizencomplex zoveel vloeiingen optreden.

Bij de voorgaande conclusie is impliciet aangenomen dat er aan de zeezijde en de kanaalzijde van het sluizencomplex ongeveer evenveel werkzaamheden zijn verricht. Als aan

de zeezijde beduidend meer werkzaamheden zouden zijn verricht zou dat ook een verklaring waarom daar meer vloeiingen zijn opgetreden. In de notitie van Rijkwaterstaat van 26 januari 2016 (RWS 2016/1910) met commentaar op versie 1 van onderhavig rapport wordt echter dit aangegeven: *Op basis van ervaring van de projectleider baggerwerken in de Buitenhaven is de hoeveelheid werkzaamheden groter aan de buitenzijde. Naast aanleg- en verbeteringswerkzaamheden in de haven speelt hier ook het onderhoud van de vaarwegen, waarbij regelmatig gedurende het jaar gebaggerd wordt. Dit is wezenlijk anders dan aan de binnenzijde. De ondiepten in de vaargeul bevinden zich nabij de taluds van de vaargeul.*

Zoals de vloeiing van 1971 illustreert, is duidelijk dat niet alleen baggerwerkzaamheden maar ook heien en trillen aanleiding kunnen geven tot een zettingsvloeiing. De effecten van deze werkzaamheden (wateroverspanningen en trillingen) zullen het sterkst zijn in de directe nabijheid van de werkzaamheden. Verontrustend is de melding dat in 1 geval de vloeiing op 40 m afstand ontstond. Het kan zijn dat deze vloeiing een andere oorzaak had en toevallig samenviel met het intrillen van de damwanden of dat de vloeiing het gevolg is van het samenvallen van twee triggers. Om hierover een uitspraak te kunnen doen zou deze vloeiing nader geanalyseerd moeten worden.

Zoals besproken in paragraaf 2.1 wordt bij zettingsvloeiingen onderscheid gemaakt tussen verwekingsvloeiingen en bresvloeiingen. Een verwekingsvloeiing treedt typisch op in losgepakte zandlagen. Het proces vindt in korte tijd plaats en het eindtalud is flauw, in de orde van 1:10. Een bresvloeiing duurt langer. Zolang het bresproces zich onder water afspeelt is deze niet zichtbaar. Pas als de bres de waterlijn doorsnijdt wordt deze zichtbaar. Er zijn echter geen meldingen van een zich ontwikkelende bres. De opmerking dat bij de vloeiing van 1968 (situatie [1] uit paragraaf 7.3.2 van (Deltares, 2013)) het proces 3 uur duurde is een indicatie dat er mogelijk sprake was van een bresvloeiing.

2.2.3 Conclusies uit ervaringen

De ervaring uit het verleden heeft duidelijk aangetoond dat het zand ter plaatse gevoelig is voor een zettingsvloeiing. Uit de beschrijvingen is niet op te maken of er sprake is van een verwekingsvloeiing of een bresvloeiing. Ook de beschikbare eindtaluds van de vloeiingen in het Buitenspuikanaal geven hierover geen eenduidig beeld. De beste inschatting op dit moment is dat beide typen vloeiingen zijn voorgekomen, mogelijk in combinatie waarbij het ene type het andere type initieert. In de meeste gevallen lijken zuivere bresvloeiingen zonder enige verweking niet waarschijnlijk, gezien de vaak beperkte taludhoogte en de vrij beperkte initiële verstoring. Vermoedelijk speelde verweking in alle gevallen een belangrijke rol.

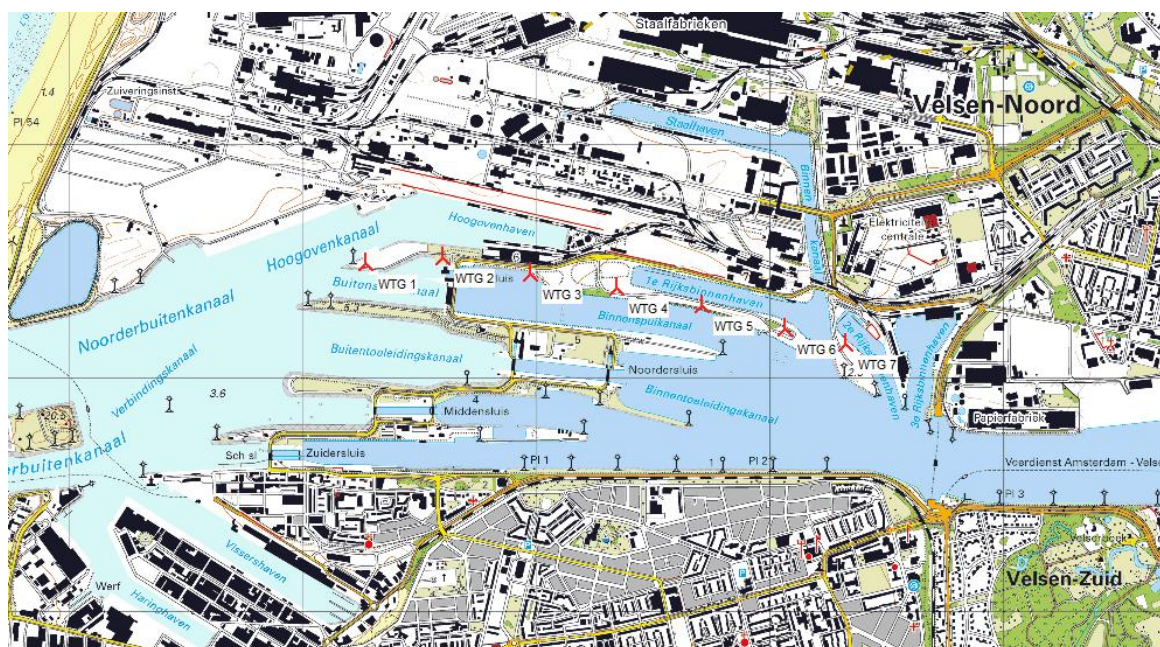
3 Gegevens

3.1 Locatie windturbines

Onderstaande figuren en tabel geven de locaties van de 7 geplande windturbines die onderdeel uitmaken van windpark IJmond.



Figuur 3.1 Overzicht locaties windturbines (1)



Figuur 3.2 Overzicht locaties windturbines (2)

User label	X	Y	Z
WTG 1	101265	498488	0
WTG 2	101598	498509	0,8
WTG 3	101974	498439	0,1
WTG 4	102342	498379	3,8
WTG 5	102706	498308	3,8
WTG 6	103063	498204	1
WTG 7	103325	498140	-1

Tabel 3.1 Coördinaten en hoogteligging windturbines

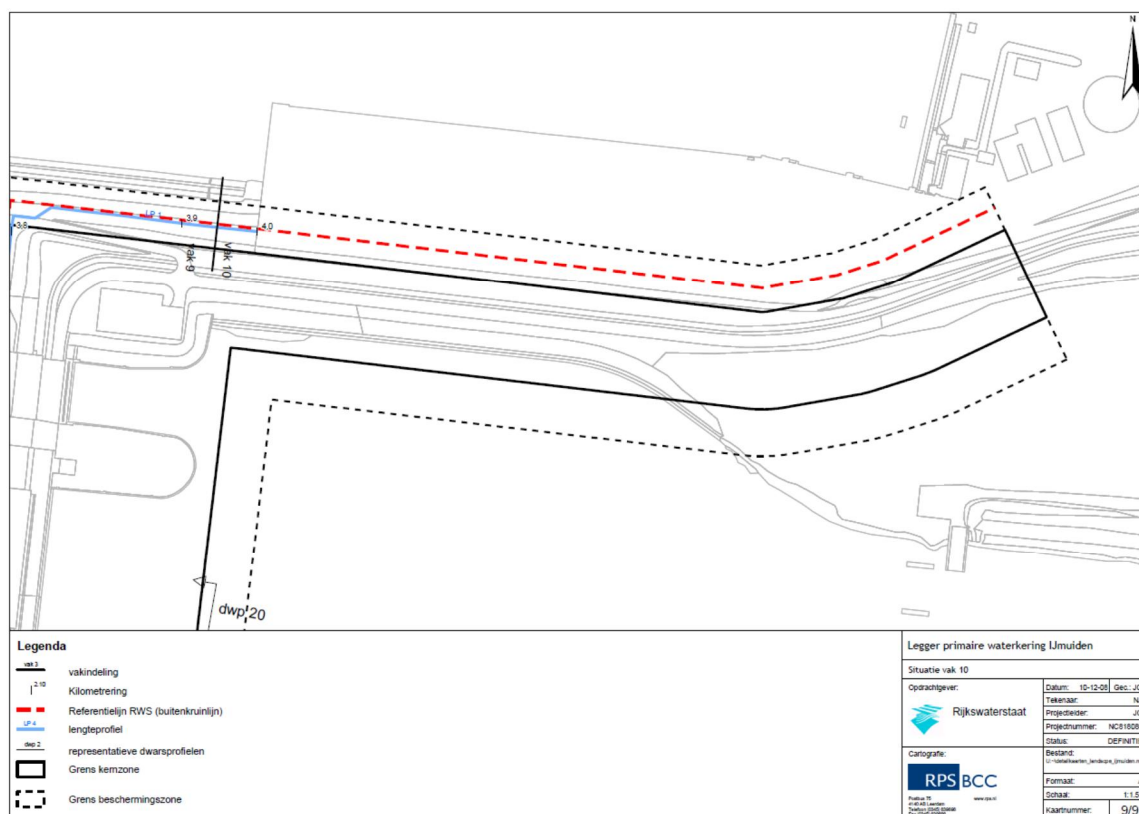
3.2 Locatie hoogwaterkering

In Figuur 3.3 is de plaats van de hoogwaterkering aangegeven. Hieruit volgt dat de meeste windturbines buiten de hoogwaterkering zijn geprojecteerd. Falen van de taluds brengt de waterveiligheid van de hoogwaterkering niet in gevaar. Figuur 3.4 toont de kernzone en beschermingszone van de hoogwaterkering. Hieruit blijkt dat WTG 2 is in de kernzone van de hoogwaterkering geprojecteerd.



Figuur 3.3 Hoogwaterkering ter plaatse van Zeesluis IJmuiden, uit: RWS, legger IJmuiden

Voor WTG 2 gelden er dus eisen vanuit de waterveiligheid. Op dit moment is het beoordelen van het effect van een windturbine in een waterkering en de eisen waaraan het ontwerp moet voldoen nog onderwerp van discussie en onderzoek. Zie verder paragraaf 4.8.



Figuur 3.4 Kernzone en beschermingszone waterkering IJmuiden, gedeelte NO van Spuisluis, legger primaire waterkering IJmuiden

3.3 Geometrie landtong

3.3.1 Breedte landtong

De breedte van de landtong varieert aanzienlijk. Volgens opmeting in Google Earth is de breedte van de landtong van waterlijn tot waterlijn:

- Zijde Noordzeekanaal (oostelijke landtong): ongeveer 50 m.
- Bij gedeelte hoogwaterkering (westelijke landtong): 75 m.
- Kop landtong zeezijde: 100 m.

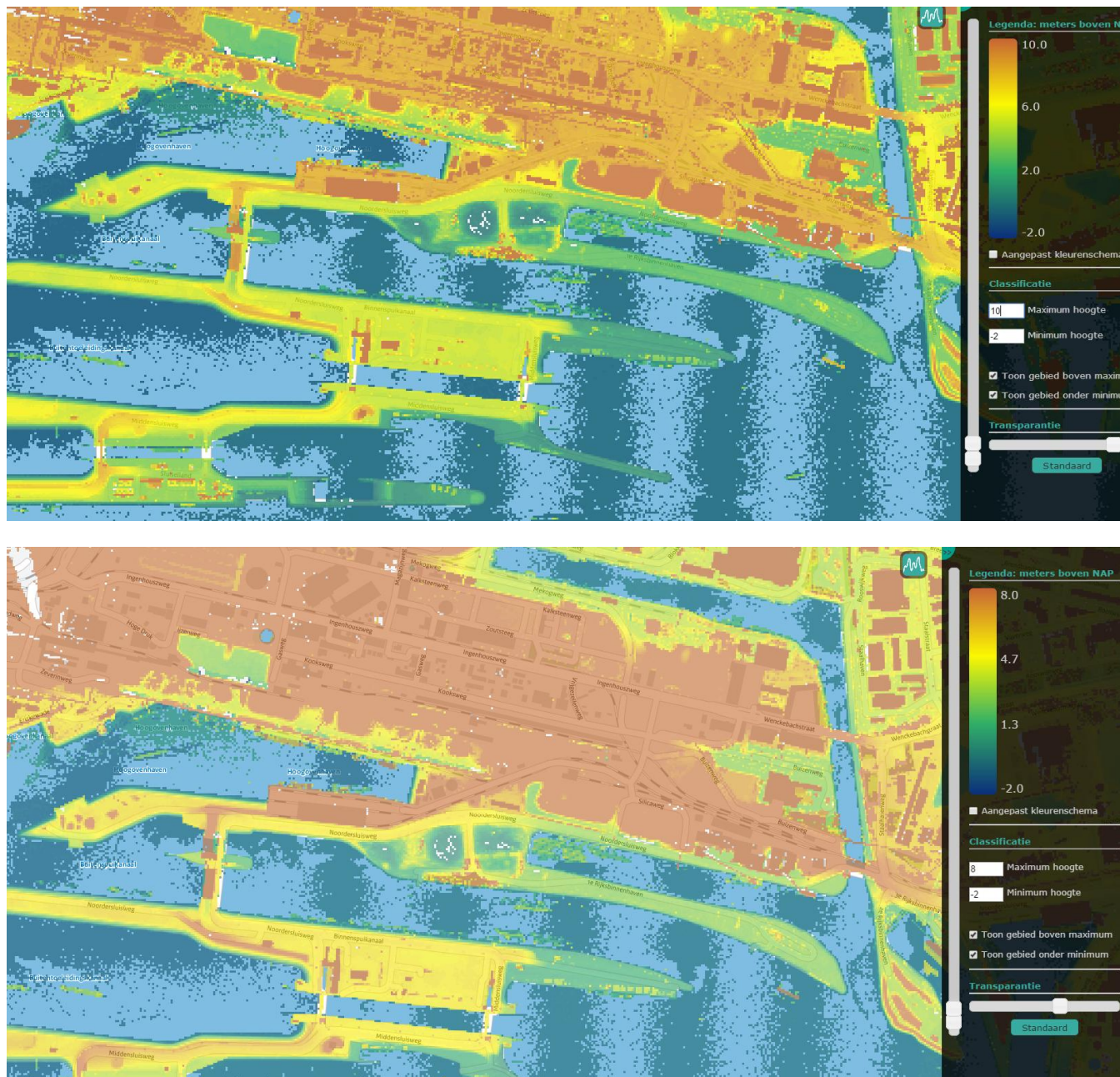
De breedte van de landtong is, volgens de beschikbaar gestelde dwarsprofielen:

- Zijde Noordzeekanaal (oostelijke landtong): ongeveer 50 m (opgemeten uit tekening met kaartnummer NHWSI-2012-52056, 8 mei 2012; afstand tussen waterlijnen).
- Bij gedeelte hoogwaterkering (westelijke landtong): 126 m, profiel 5 op tekening.
- Kop landtong zeezijde: 85 m (afstand tussen kruinlijnen talud), profiel 1 op tekening.

De windturbines 1, 2, 4 en 5 worden in het midden van de landtong geplaatst. Hiervoor is de afstand tot de waterlijn ongeveer de halve breedte van de landtong. Uit opmeting in de beschikbare locatietekening volgt dat de afstand van windturbine 3 tot de waterlijn ongeveer 80 m is.

3.3.2 Hoogte landtong

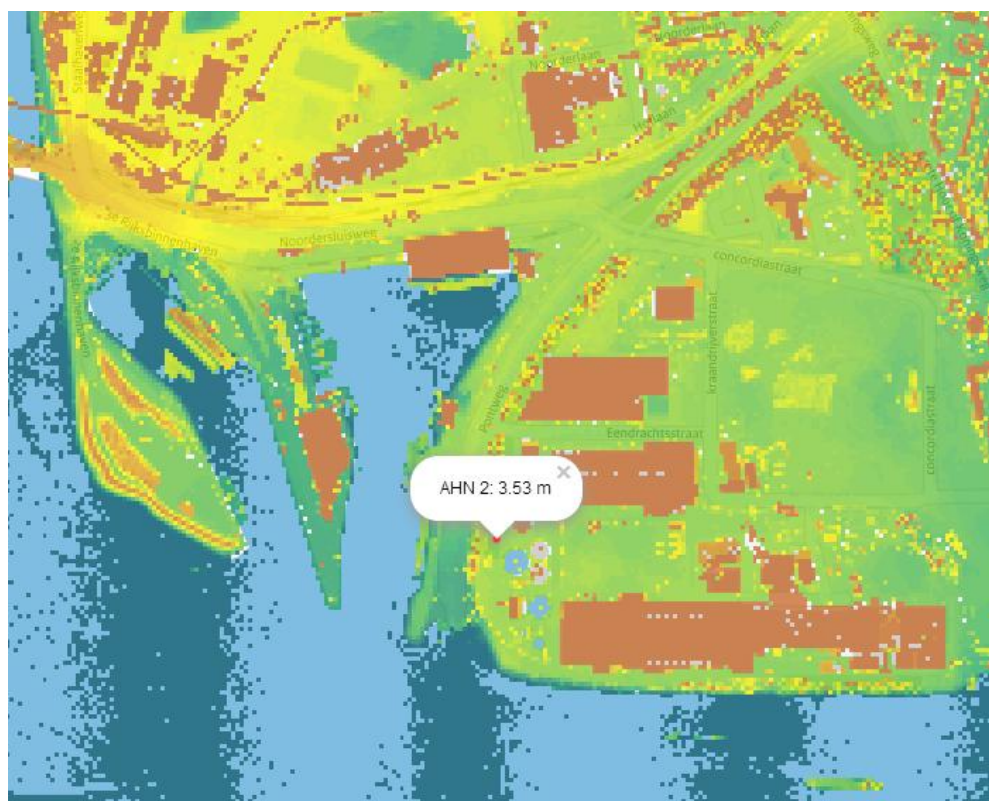
Via het AHN (Algemeen Hoogtebestand Nederland, www.ahn.nl) is inzicht te krijgen in de globale hoogte van het terrein. Figuur 3.5 geeft een screenplot van het gedeelte waar de windturbines komen.



Figuur 3.5 Hoogtekaart (AHN)

Uit het AHN volgt dat voor het westelijke deel van de landtong, inclusief het deel van de hoogwaterkering, het maaiveld op ongeveer NAP + 5m ligt. De kruin van de hoogwaterkering ligt volgens dit bestand op NAP + 7,7 m à NAP + 8,0 m. Voor het oostelijke deel ligt het maaiveld op ongeveer NAP + 2,5 m à NAP + 2,7m.

Volgens de beschikbare tekening (uit 1975) met dwarsprofiel ligt het maaiveld aan de oostelijke zijde, bij einde 1^e Rijksbinnenhaven, op ongeveer NAP + 2,9 m.



Figuur 3.6 Hoogteligging bij Crown Van Gelder (AHN)

Bij Crown en Van Gelder wordt de windturbine aan de binnenzijde van de waterkering geplaatst. Het maaiveld ter plaatse is ongeveer NAP + 3,5 m, zie Figuur 3.6. De afstand tot de waterlijn is ongeveer 75 m. Gegevens over het talud ter plaatse zijn Deltares niet bekend.

3.3.3 Bodemligging

Uit de beschikbare informatie zijn de volgende gegevens over de bodemligging afgeleid:

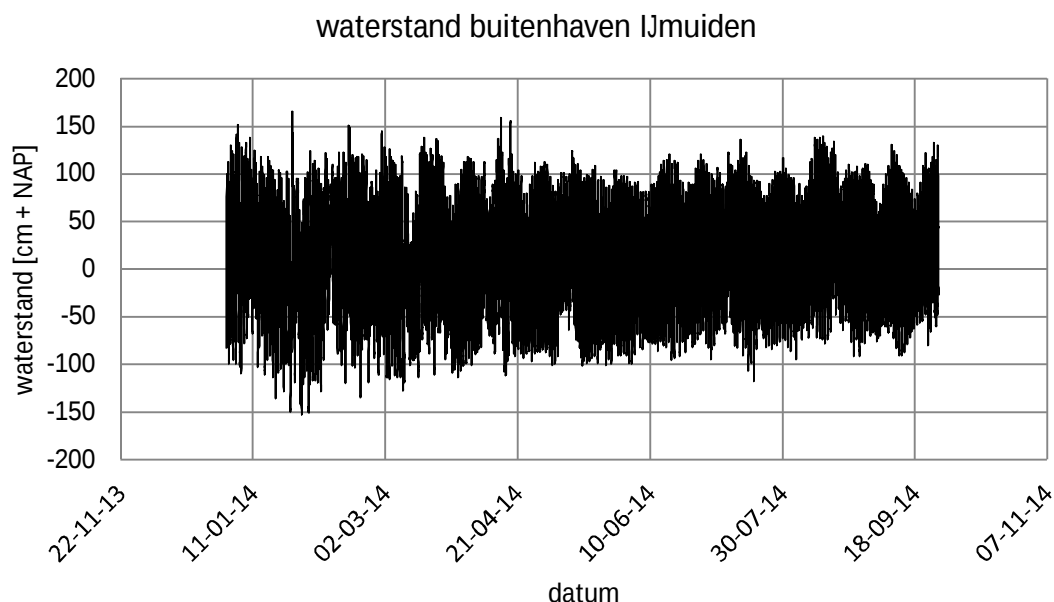
- Spuikanaal, zeezijde: NAP – 10,5 m, taludhelling onderwater varieert.
- Spuikanaal, zijde Noordzeekanaal: NAP – 12 m, maar lokaal ontgravingen tot NAP – 13 m.
- Hoogovenhaven: geen gegevens, vermoedelijk rond NAP – 13 m.
- 1^e Rijksbinnenhaven: ongeveer NAP – 5,5 m, maar aan de zijde van de landtong is sprake van een relatief ondiep gedeelte met een flauwe taludhelling.

3.4 Maatgevende waterstanden

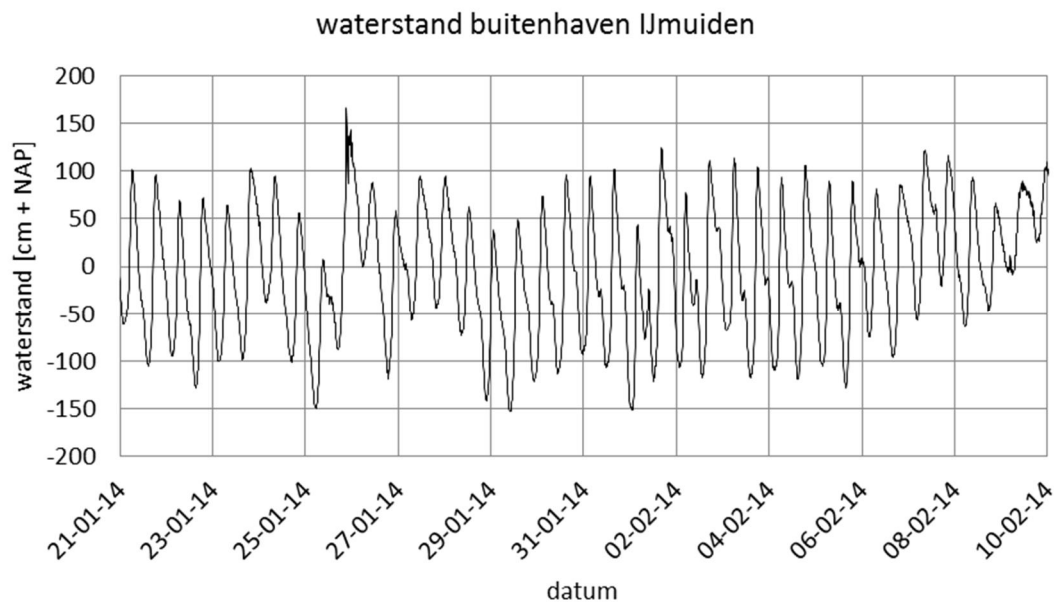
De maatgevende waterstanden voor het gebied zijn:

- Zeezijde:
 - Toetspeil: NAP + 5,2 m (HR 2006).
 - LLWS (laaglaagwaterspring) NAP – 0,95 m.
 - LAT (lowest astronomical tide): NAP – 1,03 m.
- Kanaalzijde: niet gegeven in HR2006, Volgens de beschikbare tekeningen varieert deze tussen NAP – 0,2m en NAP – 0,6m. De waarden in AHN suggereren NAP – 0,4 m.

In Figuur 3.7 wordt de gemeten waterstand in de buitenhaven van IJmuiden in de eerste 9 maanden van 2014 getoond. In deze periode waren de extreme waarden van de waterstand NAP + 1,66 m en NAP – 1,53 m. Figuur 3.8 toont in meer detail het verloop van de waterstand rond de periode van de laagst gemeten buitenwaterstand.



Figuur 3.7 Waterstand buitenhaven IJmuiden 2014, bron live.waterbase.nl



Figuur 3.8 Waterstand buitenhaven IJmuiden 2014 (detail), bron live.waterbase.nl

3.5 Grondwaterstanden

Er zijn bij Deltares geen historische freatische grondwaterstanden voor de landtong bekend. De freatische grondwaterstanden op de zuidelijke en noordelijke oevers (bovenstrooms van de sluizen) liggen boven het kanaalpeil. Gemiddeld bedraagt de freatische grondwaterstand hier ca. NAP + 0,50 m.

Als onderdeel van het onderzoek voor de nieuwe zeesluis is op het eiland tussen de noorder- en de middensluis de stijghoogte gemeten. Deze metingen zijn nog niet geanalyseerd.

De eerste inschatting is dat aan de kanaalzijde de stijghoogte niet veel afwijkt van het kanaalpeil. Aan de zeezijde varieert de stijghoogte.

3.6 Fundering windturbines

Op dit moment is het type windturbines en de constructie van de fundering nog niet vastgelegd. Voor deze studie zal van de volgende gegevens worden uitgegaan.

Figuur 3.9 geeft een mogelijke fundering van de windturbines. Bij dit ontwerp is sprake van een betonnen plaat op palen. De diameter van de plaat is ongeveer 12,5 m. Het aantal palen is 26. De definitieve afmetingen kunnen hiervan afwijken maar voor de eerste beoordeling worden deze afmetingen gebruikt.



Voor de trillingen tijdens de gebruiksfase zijn niet de statische, maar de dynamische belastingen op de fundering maatgevend.

In overleg met windturbinefabrikant zijn twee load cases van 600 s gebruikt voor de berekeningen.

- Windpark IJmond, fase 2 onderzoek zettingsvloeiingen

- Maximum Extreme Load (dit betreft een extreme belasting voor de mast, in de situatie waarin de turbine geparkeerd is in verband met extreme weercondities).

In paragraaf 4.4 zal worden ingegaan op hoe deze belastingen zijn gebruikt in de berekeningen.

3.8 Grondopbouw en -parameters

3.8.1 Algemeen

Op basis van het beschikbare grondonderzoek zijn in het verleden diverse geotechnische profielen opgesteld. In bijlage A van het rapport van fase 1, (Deltares, 2015), is het beschikbare geotechnische profiel (opgesteld in 2000) over een gedeelte van de landtong gegeven.

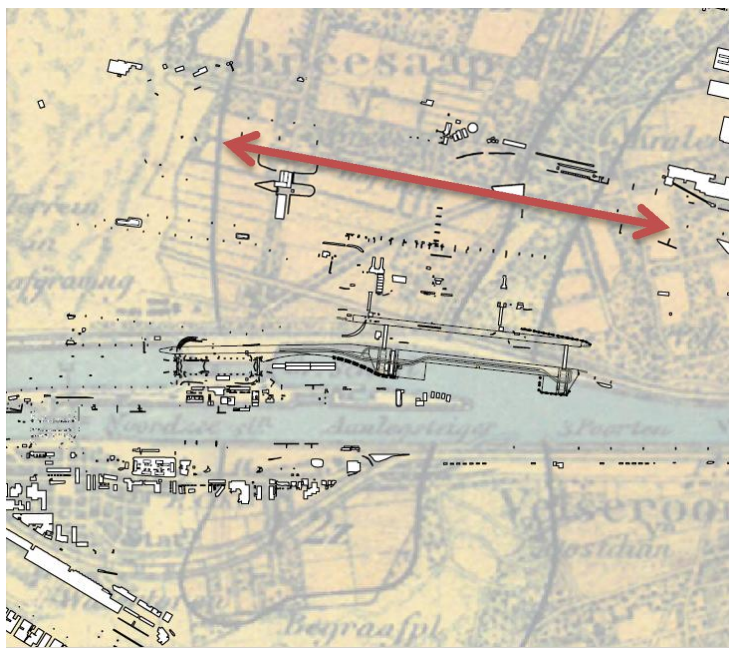
In de ondergrond kunnen de volgende lagen worden onderscheiden, met nadruk op de Holocene afzettingen:

	van	tot	Beschrijving	Conusweerstand	Opmerkingen
Holoceen	maaiveld	NAP	Zand	< 10 MPa	
	NAP	NAP-7 a 9m	Zeer vast gepakt zand	20 MPa - 40 MPa	
	NAP-7 a 9m	NAP-13m	Matig tot los gepakt schelphoudend zand, gelaagd	5 MPa - 15 MPa	Lokaal ook doorsneden met dunne kleilagen. Naar het type schelpen wordt deze laag ook wel de <u>Spisulalaag</u> genoemd
	NAP-13m	NAP-17m	Zeer vast gepakt zand	15 MPa - 30 MPa	
	NAP-17m	NAP-20m	Afsluitende kleilaag en het basisveen		
Pleistocene	NAP-17m	dieper	Vastgepakte zandlagen	Hoog	Rond NAP – 40 m en NAP -100 m wordt nog een kleilaag aangetroffen.

Tabel 3.2 Grondopbouw in landtong

In de periode tussen ca.1300 en 1600 n. Chr. zijn in het gebied paraboolduinen ontstaan. De maximale hoogte van de duintoppen van deze (later vergraven) paraboolduinen worden gereconstrueerd – op basis van vergelijking van duinhoogte in de omgeving van het projectgebied – op een hoogteniveau van NAP+15 m tot NAP+20 m. De duinvalleien liggen in de ruimere omgeving in het algemeen boven de NAP+7 m. Dit betekent dat het reliëfverschil van de oorspronkelijk aanwezige duinen waarschijnlijk 8 m of meer bedroeg.

Tussen 1000 en 1150 n. Chr. migreerde in het gebied een grote paraboolduin van het Middensluiseland gebied naar het Breesaapgebied ('loopduin'). Oostelijk van de Breesaap (zie Figuur 3.10) bereikte de 'wandellende' duin zijn uiteindelijke positie.



Figuur 3.10 Ligging sluizencomplex IJmuiden ten opzichte van de Breesaap (in rood de globale ligging van de landtong)

Uit de reconstructie van het duinlandschap kan worden afgeleid dat het gebied westelijk van de scheidingslijn op circa halverwege de Middensluis het Holocene pakket is voorbelast door duinvorming van circa 15 m. De voorbelasting kan ook verder oostelijk zijn geweest door de migratie van het paraboolduin.

Op basis van deze informatie moet rekening worden gehouden met een voorbelasting van de funderingszandlaag op een diepte vanaf NAP – 18 m.

Uit de vergelijking van de geotechnische profielen blijkt dat de grondslag (sondeerbeeld en gelaagdheid) ter plaatse van het westelijke deel van de landtong vergelijkbaar zijn met die op het sluizencomplex. Voor bepaling van de grondopbouw en -eigenschappen kan dus gebruik gemaakt worden van grondonderzoek elders in het sluizencomplex.

Zoals in hoofdstuk 2 is beschreven zijn de zettingsvloeiingen in het verleden vrijwel allemaal ontstaan in de losgepakte Spisulalaag, die zich overal in het gebied van het sluizencomplex op een diepte tussen NAP-7 m en NAP-12 m. In (Deltares, 2013) wordt het materiaal beschreven als fijner dan het bovenliggende duin- en strandzand, maar grover dan silt.

Verder zouden er glimmers in zitten, die duiden op de aanwezigheid van mica-achtige mineralen. Het materiaal heeft een losse pakking. Het materiaal blijkt lastig te duiden in boorkernen, er is laboratoriumonderzoek nodig om het te identificeren.

3.8.2 Materiaalparameters en toestandsvariabelen

In deze paragraaf worden de materiaalparameters en toestandsvariabelen beschreven die relevant zijn voor de EEM berekeningen en berekeningen van de kans van optreden en schade door zettingsvloeiing (volgende hoofdstukken).

3.8.2.1 Stijfheid

De stijfheid van de grond is direct gecorreleerd aan de schuifgolfsnelheid ($G = v_s^2 \cdot \rho$). Schuifgolfsnelheden zijn bepaald op basis van seismische sonderingen die elders in het sluizencomplex zijn uitgevoerd, o.a. in het kader van het onderzoek naar de nieuwe Zeesluis (Deltares, 2013):

- Vspt metingen GeoDelft 2000: Globaal gemeten orde 200 m/s over de eerste 10 m, 250 m/s daaronder.
- MASW test geeft meestal een oppervlakte golf van 170-180 m/s, dus een schuifgolfsnelheid van 185 m/s.

Op basis daarvan wordt gekomen tot de volgende conservatieve waarden per laag:

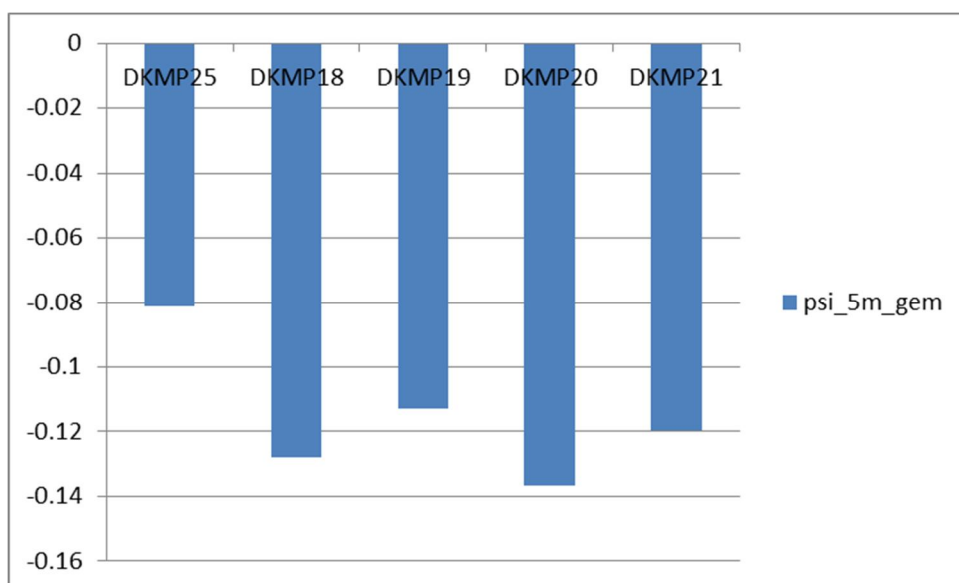
Diepte laag	Beschrijving	v_s [m/s]
NAP+5/8m – NAP	Zand	70
NAP - NAP-8m	Vast zand	170
NAP-8m NAP-13m	"Spisula" zandlaag	140
NAP-13m NAP-17m	Vast zand	220
NAP-17m NAP-19m	Klei	50
NAP-19m NAP-40m	Pleistoceen zand	220

Tabel 3.3 Schuifgolfsnelheid per zandlaag gebaseerd op seismische sonderingen

3.8.2.2 Pakking

De pakking is een essentiële parameter in de berekening van de kans van optreden van een door verweking geïnitieerde zettingsvloeiing.

Op basis van 5 sonderingen die elders in sluizencomplex geselecteerd zijn, is volgens de procedure beschreven in bijlage B de waarde van parameter ψ_{5m} bepaald. ψ_{5m} is de gemiddelde waarde van de state parameter over de (cumulatief) 5 m tussen geulrand en ca. 0,5 H_R onder de geulbodem, waarin de state parameter het hoogst is (dus meest losgepakt). In dit geval betekent dit van NAP tot een diepte van ca. NAP-20 m. Dit is het gedeelte waarin dus ook de Spisula lagen zich bevinden. In Figuur 3.11 is ψ_{5m} voor de 5 sonderingen bepaald. De invloed van de voorbelasting, beschreven in paragraaf 3.8.1, zal tot deze diepte verwaarloosbaar zijn. De gemiddelde waarde van ψ_{5m} is ongeveer -0,1.



Figuur 3.11 Resultaten uitwerking 5 sonderingen. Gedeelte tussen NAP en NAP-20 m beschouwd

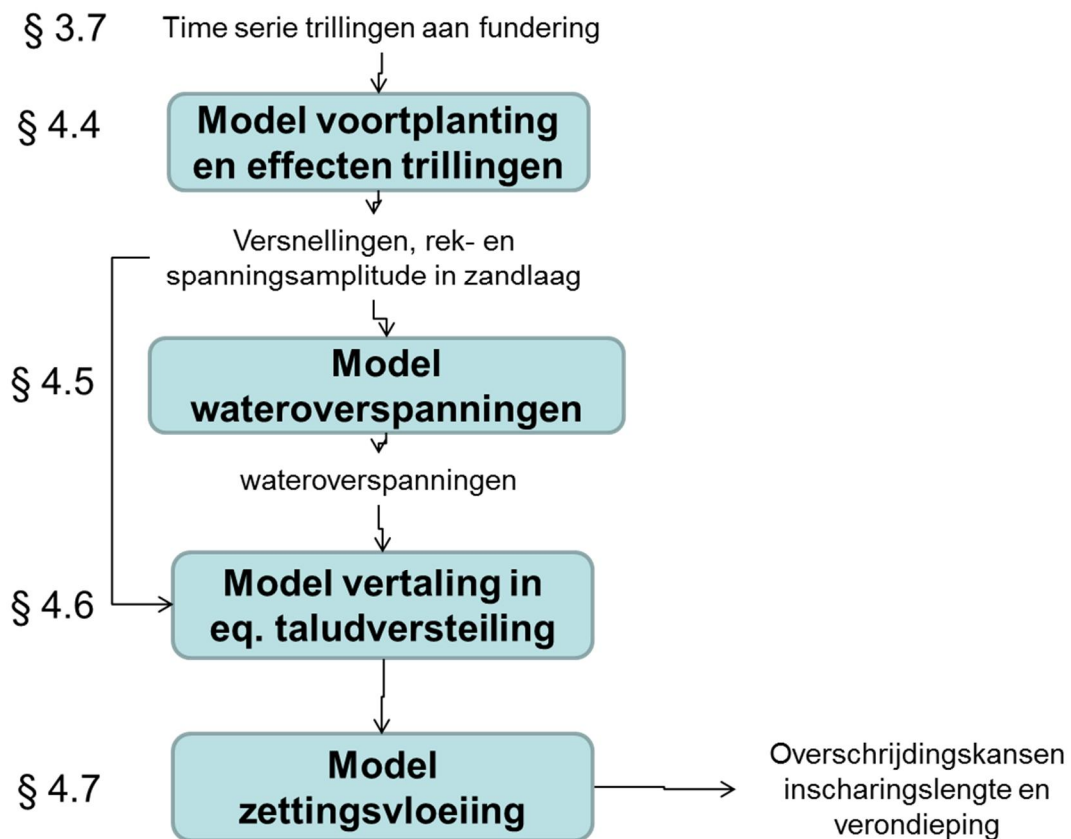
3.8.2.3 *Korrelverdeling*

De korrelverdeling is met name van belang voor de optredingskans van een bresvloeiing. Hoe fijner het zand, des te groter de kans op een bresvloeiing. Indien een bresvloeiing ontstaat, zal dit waarschijnlijk in de Spisulalaag gebeuren, al dan niet getriggered door een kleine verwekingsvloeiing. De eigenschappen van het Spisulazand variëren binnen het gebied niet veel. Op basis van korrelverdelingen elders in het sluizencomplex is een d_{50} van 150 μm een voldoende veilige waarde.

4 Methoden

4.1 Aanpak

Onderstaand schema geeft schematisch weer welke stappen zijn doorlopen om de bijdrage van trillingen door de windturbine aan de kans op schade door een zettingsvloeiing te berekenen. In het schema is voor elke stap de betreffende paragraaf aangegeven.



Figuur 4.1 Schema aanpak bepaling kans op schade door zettingsvloeiing door windturbines

Zoals in het schema te zien is, is het aantal stappen relatief groot. Elk model heeft meerdere invoerparameters die allen onzeker zijn. Daarnaast vertonen een aantal modellen sterk non-lineair gedrag. Omdat de invoer beperkt is (zo zijn er maar twee tijdreeksen met belastingen en twee representatieve dwarsprofielen) is een volledig probabilistische analyse niet realistisch en waarschijnlijk ook niet nodig. In plaats daarvan is een probabilistische analyse uitgevoerd op basis van veilige schattingen (bovengrenzen). Indien uit die analyse zou volgen dat de additionele bijdrage aan kans op zettingsvloeiing onacceptabel hoog is, kan alsnog besloten worden meer geavanceerde probabilistische analyse te doen, waarin onzekere parameters en variabelen als stochastische variabelen worden meegenomen.

4.2 Geselecteerde dwarsprofielen

De berekeningen zijn gedaan op basis van twee representatieve dwarsprofielen. Deze zijn geselecteerd op basis van analyse van peilingen rondom de landtong en beschikbare tekeningen, zie paragraaf 3.3.

Op basis hiervan is ervoor gekozen om aan beide zijden van de landtong het meest ongunstige profiel te kiezen. Afhankelijk van de uitkomsten zouden in een vervolgstudie aanvullende berekeningen gedaan kunnen worden voor andere geometrieën.

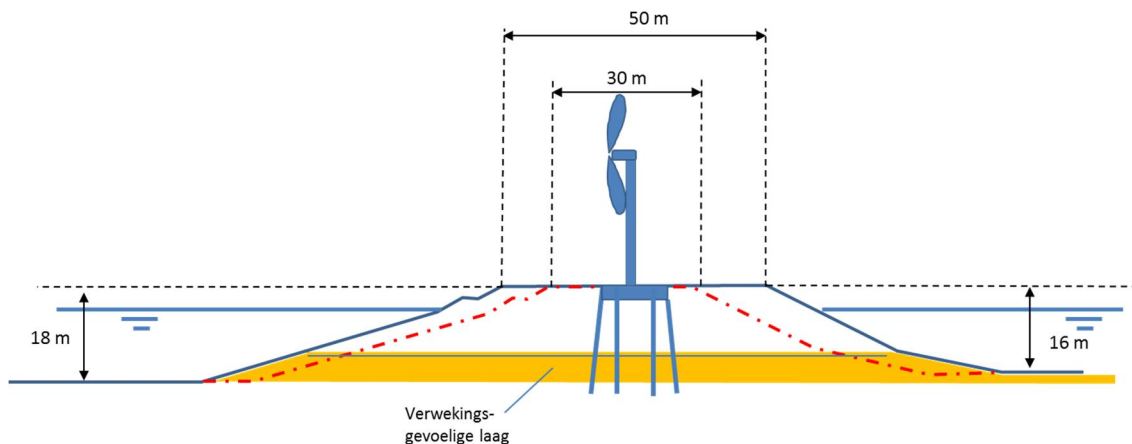
van	tot	Helling / breedte berm
NAP+5	NAP+2,5	1:2
NAP+2,5	NAP+2,5	2 m brede berm
NAP+2,5	NAP-0,5	1:2
NAP-0,5	NAP-13	1:3.5

Tabel 4.1 Zijde Hoogovenhaven

van	tot	Helling / breedte berm
NAP+5	NAP-7	1:2
NAP-7	NAP-11	1:5

Tabel 4.2 Zijde Buitenspuikanaal

In onderstaande figuur zijn beide taluds schematisch in één profiel getekend. Voor de PLAXIS berekeningen is de breedte van de kruin gevarieerd tussen 30 m en 50 m, zie verder paragraaf 4.4.



Tabel 4.3 Beschouwde geometrie-scenario's

4.3 Invloed windturbine op zettingsvloeiing

Zoals in hoofdstuk 1 aangegeven zijn er in het verleden meerdere zettingvloeiingen in het gebied opgetreden, waarvan een aantal langs de landtong.

Bij zettingsvloeiingen kunnen twee mechanismen optreden:

- Verwekingsvloeiing.
- Bresvloeiing.

Waarschijnlijk zijn de meeste vloeïngen een combinatie van beide. Omdat veel vloeïngen optraden bij baggerwerkzaamheden op een diepte waar Spisulazandlagen voorkomen en Spisulalagen de meest losgepakte zandlagen zijn, lijkt het voor de hand te liggen dat de meeste vloeïngen zijn ontstaan door verweking in de Spisulalagaag.

Trillingen ten gevolge van een windturbine kunnen een trigger zijn voor verweking. Een verwekingsvloeïing kan zich vervolgens wel ontwikkelen tot een bresvloeïing.

Trillingen beïnvloeden de kans op ontstaan van zettingsvloeïing op twee manieren:

- Versnellingen.
- Generatie van wateroverspanningen.

Het moment van de piekversnelling is vaak iets eerder dan het moment van de maximale wateroverspanning. In dit onderzoek zal echter, conservatief, ervan worden uitgegaan dat beide wel tegelijk plaatsvinden.

Voorwaarde voor het optreden van wateroverspanningen is dat de trillingen leiden tot plastische vervorming. In het algemeen wordt als criterium genomen dat de schuifrek minimaal 10^{-5} moet zijn.

In het onderzoek is ervan uitgegaan dat de windturbines op zodanig grote afstand staan dat er geen onderlinge invloed is, d.w.z. dat wat betreft de trillingen geen overlap in invloedszones aanwezig is.

4.4 Methode bepaling trillingen in taluds landtong

Met dynamische eindige elementenberekeningen wordt een indruk verkregen van de versnellingen en de amplitude van schuifrek- en schuifspanningen in de ondergrond, met name onder het talud in de Spisulalagen, als functie van de afstand tot de fundering onder een maatgevende belasting.

In dit onderzoek zijn twee typen berekeningen zijn uitgevoerd:

- 2D 'plane strain'.
- Axiaal-symmetrisch.

Het tweede type model brengt de ruimtelijke 3D-effecten (spreiding) in rekening. In deze benadering wordt slechts één funderingspaal gemodelleerd die een dynamische verticale belasting ondergaat. In de 2D-benadering kan de geometrie van de landtong en de fundering worden meegenomen. Ook kan naast een variabele verticale belasting op de fundering een horizontale belasting en een moment worden aangebracht.

De 2D plane strain berekeningen zijn dus conservatiever dan de axiaal-symmetrische berekeningen, omdat spreiding door 3D effect wordt genegeerd. Afhankelijk van de resultaten van de 2D berekeningen kan besloten worden of aanvullende axiaal-symmetrische sommen nodig zijn.

In overleg met de windturbinefabrikant zijn twee load cases van 600 s doorgerekend:

- Maximum Operational Load: dit betreft een extreme belasting voor de mast, in de situatie waarin de turbine in bedrijf is.
- Maximum Extreme Load: dit betreft een extreme belasting voor de mast, in de situatie waarin de turbine geparkeerd is in verband met extreme weercondities.

Voor beide cases zijn tijdreeksen met de volgende krachten en momenten aan de fundering beschikbaar gesteld:

- Verticale kracht.
- Horizontale kracht parallel aan en moment om de as loodrecht op de windrichting.
- Horizontale kracht loodrecht op en moment parallel aan de as van de windrichting.
- Torsie moment.

Tevens zijn verdelingen van de tijdsduur (aantal uren op een levensduur van 20 jaar) van bovenstaande belastingen gegeven. In onderstaande tabel zijn overschrijdingskansen van het gemiddelde de maximale waarde in de load cases gegeven.

		Maximum Operational Load	Maximum Extreme Load
Vertical load	Average	7.19E-01	7.59E-02
	Max	1.96E-02	1.92E-02
Horizontal load	Average	4.77E-01	3.80E-01
	Max	5.58E-06	5.93E-10
Horizontal Moment	Average	4.66E-01	4.66E-01
	Max	2.00E-05	1.59E-09

Tabel 4.4 Overschrijdingskansen [-] van de gemiddelde en maximale waarden per load case

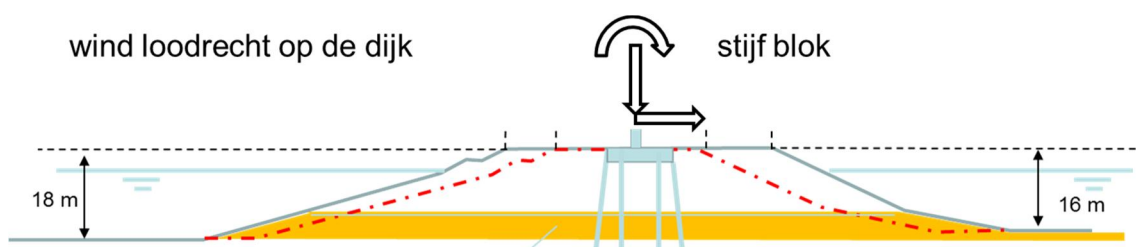
Voor deze zes belastingscomponenten moet een belasting op de dwarsdoorsnede afgeleid worden, zodat deze kan worden ingevoerd in de EEM berekeningen. Als de wind loodrecht op de lengte as van de landtong staat (dus in het vlak van de doorsnede) kunnen de drie belastingscomponenten (1) kracht in de windrichting, (2) moment om de as loodrecht op de windrichting en (3) verticale kracht in de berekening ingevoerd worden, zie Figuur 4.2. Het moment dwars op de windrichting zal weinig trillingen aan het talud geven. De horizontale dwarskracht en het torsiemoment zullen schuifgolven genereren die naar het talud toe propageren.

Hiernaast moet rekening gehouden worden met het feit dat de wind niet altijd loodrecht op de as van de dijk staat en dat golven ook buiten het vlak van de berekening optreden.

Om een voldoende hoge bovengrens te krijgen zijn in de berekening de volgende krachten ingevoerd:

- Tweemaal de horizontale kracht.
- Tweemaal het grootste moment (het moment in de richting dwars op de windrichting).

De factor twee is bedoeld om de niet gemodelleerde krachten in rekening te brengen. Door een factor twee te gebruiken wordt verondersteld dat de verschillende spanningen in orde van grootte gelijk zijn en volledig in fase zijn.



Figuur 4.2 Schematische weergaven krachten en momenten in 2D doorsnede

In de EEM berekeningen zijn in eerste instantie alle materiaalgroepen als lineair elastisch beschouwd. Indien blijkt dat optredende rekken zo klein zijn dat geen plasticiteit optreedt, volstaat dit. Omdat de berekeningen dynamisch zijn, is gebruik gemaakt van 6-knoops-elementen. De grootte van de 'mesh' en de dynamische tijdstap zijn afgestemd op de schuifgolfsnelheden in de ondergrond en de frequentie van de belasting. Voor bepaling van de Rayleigh-damping is gekeken naar de dominante frequenties in de trillingen aan de fundering. De zijanten van het model zijn als viscous boundaries gemodelleerd.

Onderstaande tabel geeft de in de Plaxisberekeningen gebruikte parameters.

	Zand	Vast zand	"Spisula"	Vast zand & Pleistoceen zand	Klei
Diepte	NAP+5 m - NAP	NAP – NAP-8 m	NAP-8 m – NAP-13 m	NAP-13 m – NAP-17 m NAP-19 m - onderkant	NAP-17 m – NAP-19 m
Model	Lineair elastisch	Lineair elastisch	Lineair elastisch	Lineair elastisch	Lineair elastisch
Drainage	drained	drained	drained	drained	drained
γ_{onverz} [kPa]	17	18	17	18	14
γ_{verz} [kPa]	19.5	20.5	19	20.5	16
Rayleigh α [-]	0.1047	0.1047	0.1047	0.1047	0.1047
Rayleigh β [-]	$2.122 \cdot 10^{-3}$	$2.122 \cdot 10^{-3}$	$2.122 \cdot 10^{-3}$	$2.122 \cdot 10^{-3}$	$2.122 \cdot 10^{-3}$
ν (nu) [-]	0.3	0.3	0.3	0.3	0.35
V_s [m/s]	70	170	140	220	220

Tabel 4.5 Belangrijkste invoerparameters voor Plaxis berekeningen

Shear modulus G en Young's modulus E worden berekend uit schuifgolfsnelheid v_s :

$$G = v_s^2 \cdot \rho \text{ en } E = G \cdot 2(1 + \nu)$$

waarin:

ρ dichtheid [kg/m³]

ν Poisson ratio [-]

In de 2D plane strain berekeningen zijn de beide representatieve profielen die beschreven zijn in paragraaf 4.2, in één berekening gecombineerd. Daarbij is gerekend met een kruinbreedte van 30 m en 50 m.

4.5 Methode bepaling wateroverspanningen door trillingen

De mogelijke opbouw van wateroverspanningen in de ondergrond ten gevolge van de trillingen is geanalyseerd met het in-house programma DCYCLE. DCYCLE is een 1D programma dat de opbouw en dissipatie van wateroverspanningen als gevolg van wisselende belastingen berekend. Voor de achtergrond en de berekeningsmethode van DCYCLE wordt verwezen naar (Meijers Luger 2013).

De belastingparameter in DCYCLE is de CSR (Cyclic Stress Ratio). Deze is gedefinieerd als:

$$CSR = \frac{\Delta \tau}{\sigma'_{v0}}$$

Uit de PLAXIS berekeningen is voor de geselecteerde punten de amplitude van de schuifspanning en de effectieve verticale spanning bepaald. Deze zijn als invoer voor de DCYCLE berekening gebruikt.

Een belangrijk aspect bij de berekening van de waterspanning door cyclische belasting is het zogenaamde 'geschiedenis' effect, ook wel aangeduid als 'preshearing'. Daardoor neemt de neiging tot verdichting en opbouw van waterspanningen af. In de berekening is dit effect in rekening gebracht door voorafgaand aan de eigenlijke belasting een belasting die dit effect simuleert toe te voegen.

Bekend is dat bij kleine belastingwisselingen zand niet meer wil verdichten en dus ook geen wateroverspanning meer wil opbouwen. De belastingamplitude waarbij dat gebeurt wordt de drempelwaarde genoemd. Voor zand ligt deze bij een schuifrekamplitude van ongeveer 10^{-4} (Vucetic, 1994).

4.6 Transformatie belasting trillingen in equivalente taludversteiling

In de in de volgende paragraaf beschreven methode om de optredingskans van zettingsvloeiing te berekenen zijn de variabelen hellingshoek en hoogte van het talud en pakking. Om de invloed van versnellingen en wateroverspanningen met deze formule te bepalen, moeten de groottes van beide belastingscomponenten uitgedrukt (getransformeerd) worden in een equivalente taludversteiling.

Om na te gaan of het talud gegeven een trilling nog steeds voldoet aan het optredingscriterium, moeten de groottes van beide belastingscomponenten uitgedrukt (getransformeerd) worden in een equivalente taludversteiling.

In Bijlage A wordt een methode gegeven voor deze transformatie.

4.7 Bepaling kans op schade door zettingsvloeiing

De kans op schade door zettingsvloeiing is bepaald met een geavanceerde probabilistische beoordeling conform de nieuwste inzichten uit het KPP programma WTI. In Appendix 7B wordt deze methode beschreven.

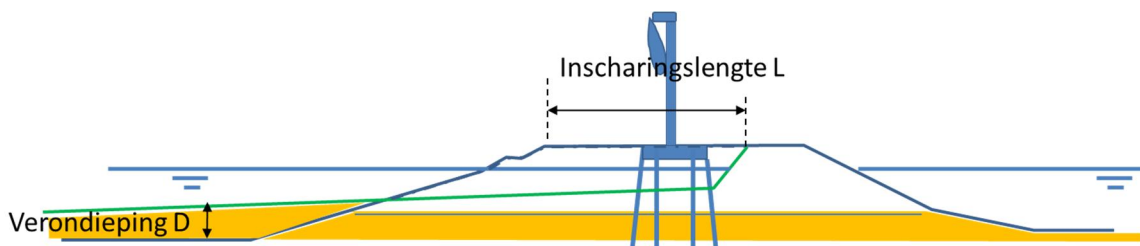
Tot het jaar 2012 bestond de toetsing van het voorland alleen uit het toepassen van een globale toets volgens de richtlijn VTV2006. Indien het toepassen van deze globale toets leidde tot een oordeel "onvoldoende" dan moest direct een toets op maat worden uitgevoerd. In 2012 is dit gat opgevuld door het beschikbaar komen van een gedetailleerde toetsmethode. Deze gedetailleerde methode is opgenomen in de Handreiking toetsen voorland zettingsvloeiing ten behoeve van het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde (Rijkswaterstaat, 2012).

Sinds 2012 is in het KPP programma WTI deze gedetailleerde methode verder verbeterd. In 2015 heeft dit geleid tot een nieuwe gedetailleerde methode. In de bijlage wordt ook verwezen naar achterliggende documenten die in het kader van WTI zijn ontwikkeld, waaronder de schematiseringshandleiding. Ten opzichte van oude gedetailleerde methode (Rijkswaterstaat, 2012) zijn de belangrijkste verbeteringen in de nieuwe methode:

- In de oude methode is alleen verwekingsvloeiing meegenomen, in de nieuwe methode is ook bresvloeiing meegenomen. Hiervoor moet een extra parameter, $d_{50, \text{gemiddeld}}$ worden ingevoerd.
- Het is een verbeterde methode om de verwekingsgevoeligheid van de ondergrond te karakteriseren. Overgestapt is op de laagste relatieve dichtheid over 3 of 5 m naar de state parameter ψ_{5m} . Dit is de gemiddelde waarde van de state parameter over in

totaal 5 m hoogte tussen geulrand en $0,5 H_R$ onder de geulbodem waarin de state parameter het hoogst is (dus meest losgepakt).

- De snelheid van verandering in geometrie van de vooroever (verdieping of verplaatsing geulwand).
- Verbeterde methode waarmee de kans op overschrijding van de kritieke inscharingslengte wordt berekend.



Figuur 4.3 Schadeprofiel na vloeijing: inscharingslengte en verondieping

De kans per jaar op schade door zettingsvloeijing $P(\text{schade door ZV})$ kan als volgt berekend worden:

$$P(\text{schade door ZV}) = P(ZV\text{optreden}) \cdot P(\text{inscharing} > \text{kritieke inscharing})$$

Trillingen beïnvloeden alleen de optredingskans, niet het inscharingsprofiel. Een belasting door trillingen door wateroverspanningen en/of versnellingen in de verwekingsgevoelige Spisulazandlaag kan als volgt meegenomen worden:

$$P(ZV\text{optreden}) = P(ZV|\text{belasting door trillingen}) \cdot P(\text{belasting door trillingen}) + (1 - P(\text{belasting door trillingen})) \cdot P(ZV\text{optreden zonder belasting door trillingen})$$

Zoals aangegeven in paragraaf 3.7 is de belasting door trillingen stochastisch verdeeld. Om de exacte kans van optreden op zettingsvloeijing te berekenen zou de kans van optreden van een zettingsvloeijing dus uitgeïntegreerd moeten worden over de alle mogelijke optredende trillingsbelastingen. Dit is een ingewikkelde rekenkundige exercitie. Een bovengrens van de kans van optreden van een vloeijing voor de situatie met windturbines kan geschat worden door aan te nemen dat de kans op het optreden van een trillingsbelasting met een zeer kleine kans, oftewel de trillingen in de Maximum Operation Load en Maximum Extreme Load, 100% is. Dan reduceert de vergelijking tot:

$$P(ZV\text{optreden}) = P(ZV|\text{belasting door trillingen in MOL of MEL})$$

Dit is de bovengrensbenadering waarvoor in dit onderzoek is gekozen.

De overschrijdingskans van een bepaalde inscharingslengte volgt direct uit de methode beschreven in bijlage B. De methode gaat ervan uit dat het schadeprofiel (of restprofiel), de groene lijn in Figuur 4.3, uit twee gedeelten bestaat: een relatief steil bovenste gedeelte en een relatief flauw onderste gedeelte. Het schadeprofiel heeft een flinke onzekerheid. In de methode in bijlage B zit alle onzekerheid van het schadeprofiel versleuteld in één stochast, namelijk de helling van het flauwe deel van het profiel. Als de inscharingslengte met een bepaalde overschrijdingskans berekend is, kan op basis van het restprofiel dus relatief eenvoudig de verondieping ("D" in Figuur 4.3) met bijbehorende overschrijdingskans, op een willekeurig punt in de geul, berekend worden.

4.8 Toelaatbare faalkans

Zoals aangegeven in paragraaf 1.5 is het vaststellen van toelaatbare kansen op schade geen onderdeel van dit onderzoek. Wel worden in deze paragraaf enige overwegingen meegegeven bij de afleiding van de toelaatbare faalkansen.

Afhankelijk van de omvang van een zettingsvloeiing en plaats in de landtong waar de zettingsvloeiing optreedt, kunnen de gevolgen van een zettingsvloeiing zijn:

- Falen van het gedeelte van de landtong dat waterkering is. Dit heeft gevolgen voor de waterveiligheid. Dit deel van de waterkering is een primaire waterkering uit de categorie b. De huidige normfrequentie, gebaseerd op overschrijdingskansen/dijkvakbenadering, is voor deze kering 1/10.000 per jaar. Door het Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW) is op verzoek van het waterschap Noorderzijlvest advies uitgebracht over hoe om te gaan met windturbines in dijken. Door ENW-Techniek is in de vergadering van 24 oktober 2014 gesteld dat de additionele faalkans van een windturbine op de directe faalmechanismen “verwaarloosbaar klein” moet zijn. Een criterium is daarbij niet genoemd.
- Uitgaande van OI2014 (versie 3 van juli 2015) zou “verwaarloosbaar klein” doorvertaald kunnen worden naar een eis van maximaal 1% van de kans op falen in een doorsnede per direct faalmechanisme en is ook een aanvullende eis geformuleerd van maximaal 10% van de kans op falen van alle niet-waterkerende objecten binnen de beschikbare faalkansruimte van 30% voor ‘overige mechanismen’. Het ENW-advies lijkt echter uit te gaan van de huidige veiligheidsfilosofie gebaseerd op overschrijdingskansen en dijkvakbenadering. In 2017 zal voor het ontwerp en toetsing van primaire keringen worden overgestapt naar normen op basis van overstromingskansen. De kans op overstroming, inclusief bijdrage van bijvoorbeeld windturbines, moet dan kleiner zijn dan de norm. Per 1 januari 2017 worden de nieuwe normen per dijktraject formeel vastgesteld. Het lijkt raadzaam voor wat betreft de toelaatbare additionele bijdrage van windturbines aan de overstromingskansen, hierop te anticiperen.
- Schade aan overige delen van de landtong, die waarschijnlijk vooral economische gevolgen heeft (kosten voor herstel van de schade). Hiervoor kunnen normen uit de Eurocode 7 gehanteerd worden. Afhankelijk van de te verwachten gevolgen, in termen van bijvoorbeeld economische schade of dodelijke slachtoffers moet de betrouwbaarheidsklasse (RC1, RC2, RC3) bepaald worden, waaruit een toelaatbare faalkans kan worden berekend.
- Schade aan constructies op de landtong, inclusief de windturbines zelf, die gevolgen heeft vanuit economisch oogpunt maar wellicht ook voor de waterveiligheid: een zettingsvloeiing zou kunnen leiden tot het omvallen van de windturbine, wat vervolgens kan leiden tot een direct faalmechanisme en falen van de waterkering (bijvoorbeeld als door de impact een grote krater ontstaat). Mogelijk moet daarom voor wat betreft de toelaatbare kansen zowel naar de Eurocode als de normen uit de Waterwet gekeken worden.
- Ontoelaatbare verondieping van de geul. Ook dit zou gevolgen kunnen hebben zowel vanuit economisch oogpunt als voor de waterveiligheid. Het laatste is het geval als verondieping leidt tot onvoldoende spuicapaciteit. Mogelijk moet ook hier voor wat betreft de toelaatbare kansen zowel naar de Eurocode als de Waterwet gekeken worden.

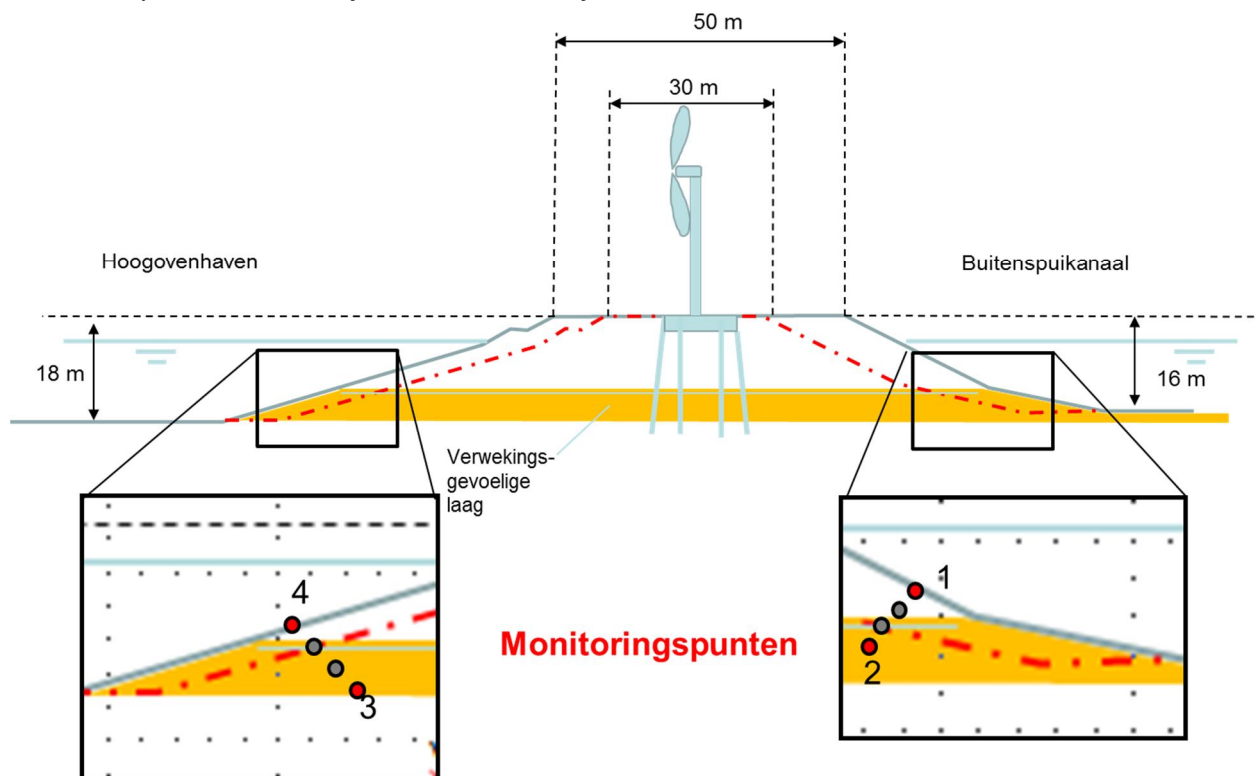
5 Resultaten

5.1 Resultaten Plaxis

5.1.1 Resultaten

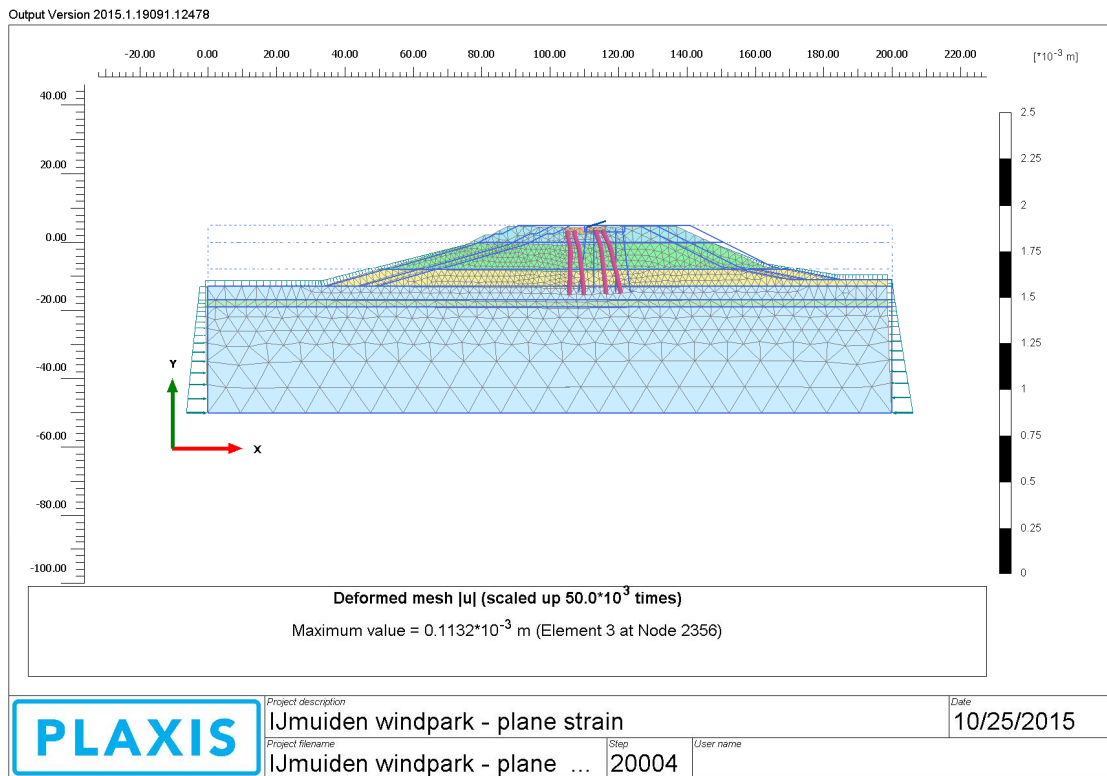
Zoals aangegeven in paragraaf 4.4 zijn de twee representatieve dwarsprofielen gecombineerd tot één (fictieve) dwarsdoorsnede door de landtong. Daarbij is de kruinbreedte gevarieerd tussen 30 m en 50 m. De smalle kruinbreedte is maatgevend.

Omdat de invloed van trillingen op de kans op verweking van de Spisulalaag wordt berekend, is in de Plaxis berekeningen vooral naar deze laag gekeken. Om de ontwikkeling van versnellingen en schuifrek- en schuifspanningsamplituden gedurende de door de windturbine veroorzaakte cyclische belastingen te volgen zijn ongeveer ter plaatse van de Spisulalaag in totaal 8 “monitoringspunten” geselecteerd. Deze zijn weergegeven in Figuur 5.1. Het betreft in beide taluds twee raaien loodrecht op het talud. Voor de schuifspanningsratio (CSR) zal vooral het punt het dichtstbij het talud kritiek zijn.



Figuur 5.1 Geometrie ten behoeve van Plaxis berekeningen, inclusief positie van “monitoringspunten”

In Figuur 5.2 is het FE mesh van de 2D plane strain analyse weergegeven, met de maximale deformaties tijdens de trillingen voor de situatie met een 30 m brede kruin.



Figuur 5.2 Voorbeeld deformed mesh, met maximale verplaatsingen (een factor 50.000 opgeschaald, de maximale verplaatsing is in dit geval dus 0.1 mm!), in 2D plane strain berekening in Plaxis, voor een 30 m brede kruin en maximum extreme load case

In bijlage C worden voor de vier monitoringspunten in Figuur 5.1 time plots gegeven voor achtereenvolgens:

- CSR.
- Versnellingen $|a|$ (vector uit x en y componenten van de versnelling).
- Schuifrekken γ_{xy} (vector uit x en y componenten van de rek).

Zoals beargumenteerd in paragraaf 3.7, zijn de schuifrek- en schuifspanningsamplitude (waaruit CRS berekend wordt, zie paragraaf 4.5) vermenigvuldigd met een factor twee om het effect van torsiebelasting mee te nemen.

In onderstaande tabel zijn de resultaten van de Plaxis berekeningen in bijlage C samengevat.

- Maximale waarde in tijdreeks.
- Waarde die in 95% van de gevallen wordt overschreden binnen tijdreeks.

Punt	CSR [-]		γ_{xy} [-]		a [m/s ²]
	max	5%	max	95%	max
1	0.0522	0.1377	1.16E-05	3.65E-06	0.02
2	0.0016	0.0041	1.45E-05	4.83E-06	
3	0.0019	0.0047	6.69E-06	2.6E-06	
4	0.0190	0.0462	8.64E-06	3.42E-06	

Tabel 5.1 Samenvatting resultaten maximum operating load

Punt	CSR [-]		γ_{xy} [-]		$a [m/s^2]$
	max	5%	max	95%	max
1	0.3760	0.1741	1.24E-05	4.68E-06	0.01
2	0.0126	0.0053	1.67E-05	6.15E-06	
3	0.0110	0.0043	6.81E-06	2.44E-06	
4	0.1058	0.0423	9.27E-06	3.17E-06	

Tabel 5.2 Samenvatting resultaten maximum extreme load

5.1.2 Discussie

Als voor de drempelwaarde van de rek waaronder geen plastische vervorming en daarmee ook geen compactie en ontwikkeling van wateroverspanningen kan plaatsvinden, een waarde van ca. 10^{-5} wordt genomen, is duidelijk dat de voor beide belastinggevallen de schuifrekken gedurende de gehele tijdreeks onder deze drempelwaarde blijven. Dit geldt zelfs voor de absolute piekwaarden binnen de doorgerekende tijdreeksen.

Ook de versnellingen blijken zeer gering. Opvallend is dat de maximale versnellingen voor de extreme load case iets lager zijn dan voor de operating load case.

CSR waarden zijn, volgens verwachting alleen zeer dichtbij het taludoppervlak redelijk groot. Met de diepte (toename verticale effectieve spanning) neemt de CSR snel af.

5.2 Resultaten DCYCLE

In de vorige paragraaf is vastgesteld dat de schuifrekken tijdens de belasting cases te gering zijn voor de ontwikkeling van wateroverspanningen. Hiermee is de laatste stap uit Figuur 4.1 in feite niet meer nodig. Desalniettemin zijn met het programma DCycle (zie paragraaf 4.5) toch een aantal indicatieve berekeningen uitgevoerd naar wateroverspanningen, indien aangenomen zou worden dat er wel plastische vervorming op zou treden.

Uit de PLAXIS berekeningen zijn de schuifspanningsamplitude en de effectieve spanning voor de diverse punten bepaald. Voor de belastingamplitude (schuifrekamplitude) wordt de helft van het maximale verschil in top- en dalwaarde gebruikt. Zoals toegelicht in paragraaf 3.7 is deze waarde met een factor twee vermenigvuldigd om het effect van de torsiebelasting op de schuifrekamplitude mee te nemen.

In onderstaande tabel zijn voor de "monitoringspunten" in Figuur 5.1 de door Plaxis berekende waarden van CSR, zoals gedefinieerd in paragraaf 4.5, gegeven.

Weergegeven zijn het gemiddelde van de tijdreeks, de waarde die gedurende respectievelijk 5% en 1% van de duur binnen de tijdreeks wordt overschreden.

Punt	σ'_v [kPa]	CSR _{gemiddeld}	CSR _{5%}	CSR _{1%}
1	2.2	0.0715	0.1741	0.2301
2	96	0.0022	0.0053	0.0070
3	48	0.0017	0.0043	0.0057
4	3.5	0.0171	0.0423	0.0565

Tabel 5.3 CSR voor Maximum Extreme Load, 30 m brede landtong

Punt	σ'_v [kPa]	CSR _{gemiddeld}	CSR _{5%}	CSR _{1%}
1	2.2	0.0522	0.1377	0.2097
2	96	0.0016	0.0041	0.0063
3	48	0.0019	0.0047	0.0067
4	3.5	0.0190	0.0462	0.0655

Tabel 5.4 CSR voor Maximum Operational Load, 30 m brede landtong

Zoals te verwachten is de maximale CSR in de punten dichtbij het talud het grootst.

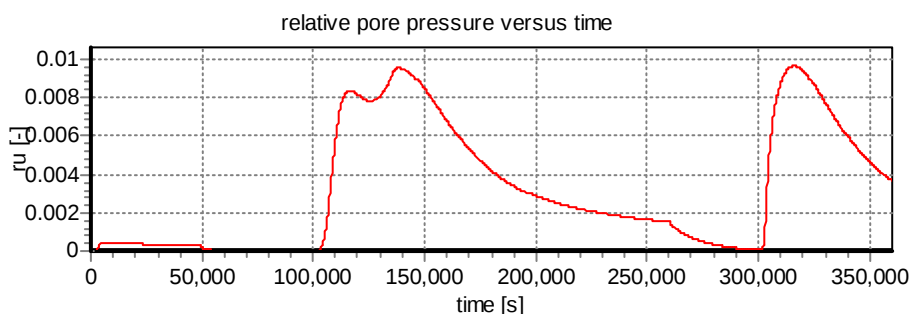
Tijdens de levensduur is het talud al belast door een groot aantal golven. Voor de zijde binnen de sluis zijn dit voornamelijk scheepsgolven. Voor de zijde buiten de sluis zijn dit zowel scheepsgolven als windgolven. Voor de preshearing wordt uitgegaan de situatie dat het talud is belast door 5000 golven met een golfhoogte van 0,5 m. Voor de bepaling van de CSR in het talud zijn hiervoor analytische formules beschikbaar (zie bijvoorbeeld (Yamamoto, Koning, Sellmeijer, & Heijum, 1978)). Gebruik hiervan geeft voor een waterdiepte van 10 m direct onder het talud CSR = 0.015.

Voor de grondparameters zijn de volgende waarden gebruikt:

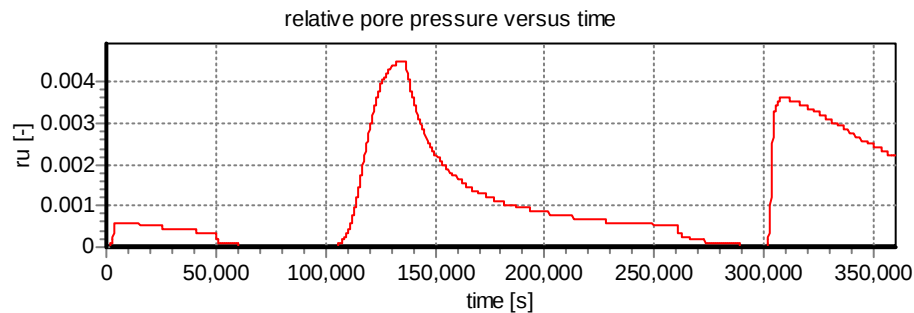
- Re = 33%.
- a = 0,48.
- b = 0,2.
- X = 500 (voor de betekenis van deze parameters wordt naar verwezen naar (Meijers & Luger, 2013)).

5.2.1 Berekeningsresultaat

In de onderstaand figuren is het berekende verloop van de relatieve wateroverspanning op 1 m diepte als functie van de tijd weergegeven. Gerekend is met een CSR aan de oppervlakte van het talud van respectievelijk 0.3 en 0.1. Zoals te zien in de tabellen in de vorige paragraaf wordt een waarde van 0.23 slechts in 1% van de tijd overschreden. CSR=0.3 is dus een zeer conservatieve waarde.



Figuur 5.3 Berekende relatieve wateroverspanning, CSR_{top} = 0,3



Figuur 5.4 Berekende relatieve wateroverspanning, $CSR_{top} = 0,1$

5.2.2 Discussie

Zelfs indien aan het taludoppervlakte een CSR van 0.3 wordt aangenomen, komt de relatieve wateroverspanning niet boven de 1% uit. Gesteld kan worden dat wateroverspanningen ten gevolge van trillingen van de windturbines verwaarloosbaar zullen zijn.

5.3 Kans op schade door zettingsvloeiing

5.3.1 Inscharing in landtong

In Tabel 5.5 worden schattingen van karakteristieke waarden van de parameters gegeven voor bepaling van de kans van optreden van zettingsvloeiing. De parameters ψ_{5m} en $d_{50, \text{gemiddeld}}$ zijn reeds besproken in paragraaf 3.8.2.

De parameter $F_{\text{cohesivelayers}}$ is een maat voor de hoeveelheid kleilaagjes en wordt geschat op 1/3. Veel kleilaagjes vergroten kans op verwekingsvloeiing. Vergeleken met “referentiezand” uit Zeeland (waarvoor $F_{\text{cohesivelayers}} = 1$) worden er in de zandlagen in de landtong relatief weinig kleilaagjes aangetroffen.

De beweeglijkheid van de vooroever wordt uitgedrukt in de parameter V_{lokaal} , zie bijlage B. Voor een exacte bepaling zouden peilingen tussen verschillende jaren over een langere tijdreeks (10 jaar) met elkaar vergeleken moeten worden. Vooralsnog wordt V_{lokaal} geschat op 0.05 m/jaar. Onduidelijk is of dit conservatief is.

De kans op verweking is het grootst bij een lage waterstand. In de verwekingscomponent in de optredingskansformule is daarom uitgegaan van waterstand LLWS (laaglaagwaterspring) NAP – 0,95 m. Volgens de theorie is de kans op verweking het grootst tijdens een snelle daling van de waterstand. Aangenomen wordt dat de kans klein is dat er in de toekomst een zwaardere hydraulische belasting zal optreden dan een Snelle waterstandsveranderingen zullen echter vooral het moment van optreden van een vloeiing bepalen,

Onderstaande tabel geeft een samenvatting van de parameters benodigd voor bepaling van de optredingskans op zettingsvloeiing.

Parameter	Eenheid	Karakteristieke waarde
ψ_{5m}	[-]	-0.05
$d_{50, \text{gemiddeld}}$	[mm]	0.150
V_{lokaal}	[ms ⁻¹]	0.05
$F_{\text{cohesivelayers}}$	[-]	1/3

Tabel 5.5 Karakteristieke waarden parameters voor optredingskansformule in bijlage B

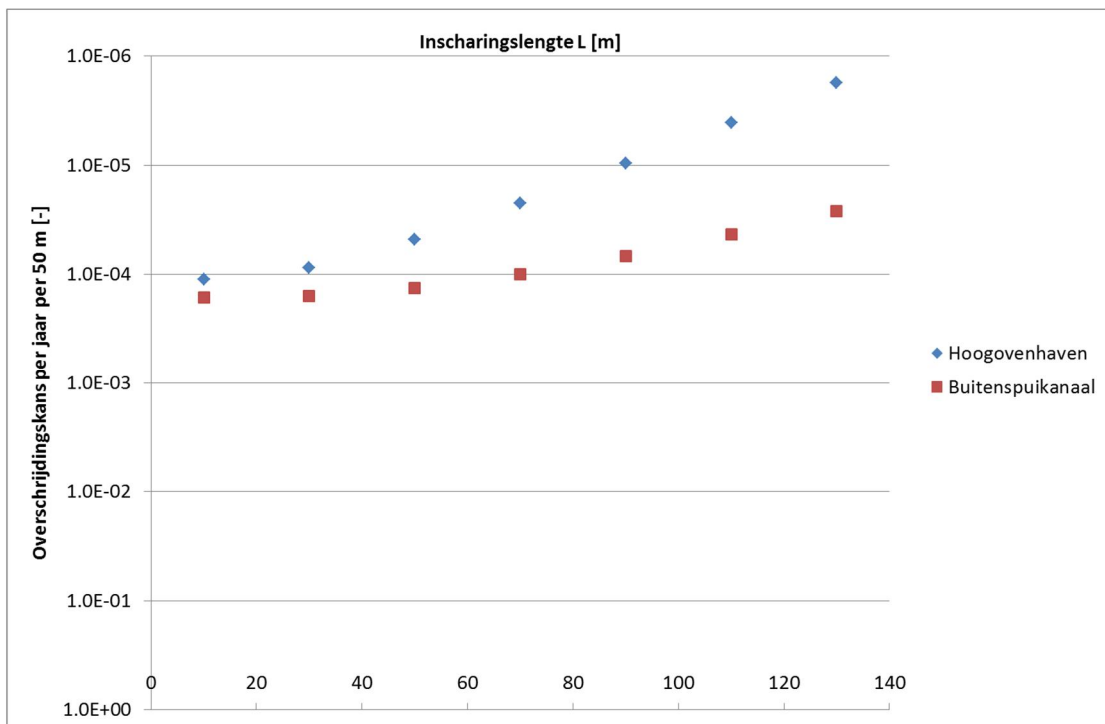
Tabel 5.6 geeft de daaruit berekende geometrische parameters voor bepaling van de kans van optreden en schade door zettingsvloeiing. Voor de betekenis van de parameters wordt verwezen naar bijlage B.

	Hoogovenhaven	Buitenspuikanaal
h_dijk	5.00	5.00
cot a boven	2.40	2.00
B	0.00	0.00
d	12.05	10.05
H	13.00	11.00
D h _{onder}	0.95	0.95
h _{boven}	10.00	10.00
h _{onder}	13.95	11.95
cot(α_{onder})	3.42	3.09
cot(α'_{boven})	2.40	2.00
h _{fictief}	28.21	27.40

Tabel 5.6 Geometrische parameters van de representatieve profielen ten behoeve van de bepaling van de kans op optreden en schade door zettingsvloeiing. Zie voor beschrijving parameters bijlage B

In Figuur 5.5 worden de resultaten gegeven voor de huidige situatie, zonder windturbines. Gegeven is de kans per jaar dat er binnen een strekking van 50 m een zettingsvloeiing optreedt met een bepaalde inscharingslengte. Bedacht moet worden dat de kans dat er ergens in de gehele landtong een zettingsvloeiing optreedt met een bepaalde inscharingslengte veel groter is. Indien aangenomen wordt dat de totale lengte van de onderwatertaluds bijvoorbeeld 1500 m is, moeten de berekende kansen met een factor $1500/50 = 30$ vermenigvuldigd worden.

Zoals te verwachten is het verschil tussen beide doorgerekende profielen beperkt.



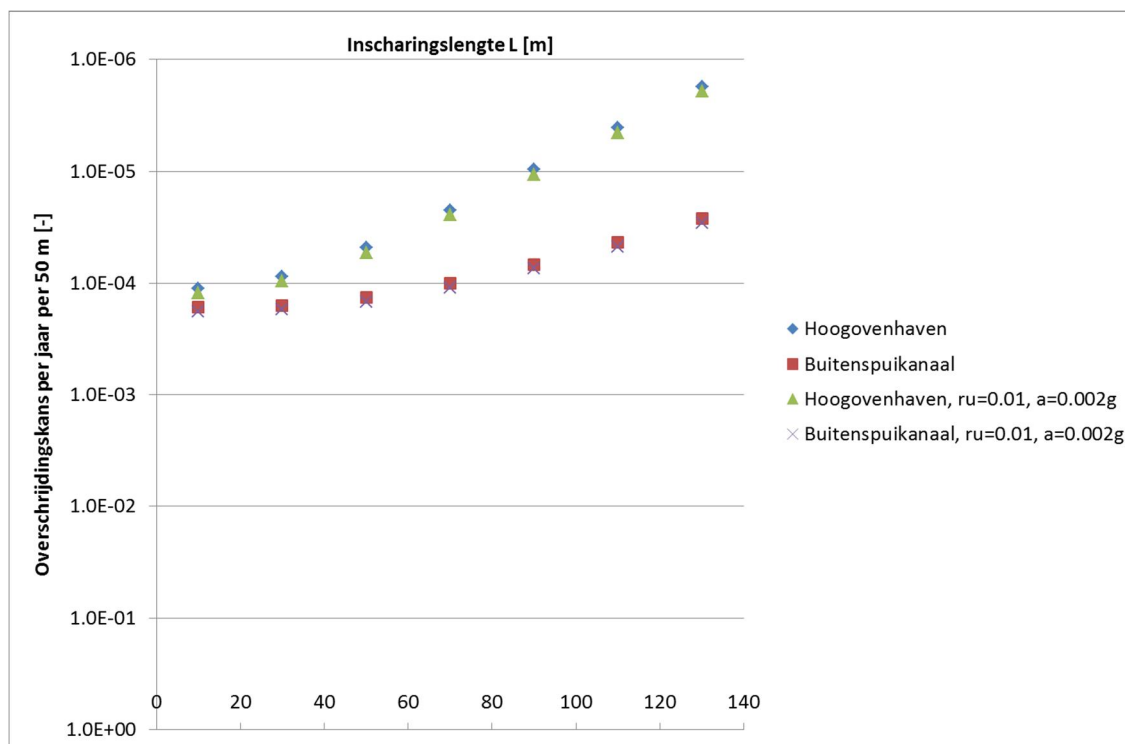
Figuur 5.5 Overschrijdingskansen per jaar inscharingslengte binnen een strekking van 50 m

Voor beide profielen is vervolgens de invloed van trillingen op de berekende overschrijdingskansen gekwantificeerd.

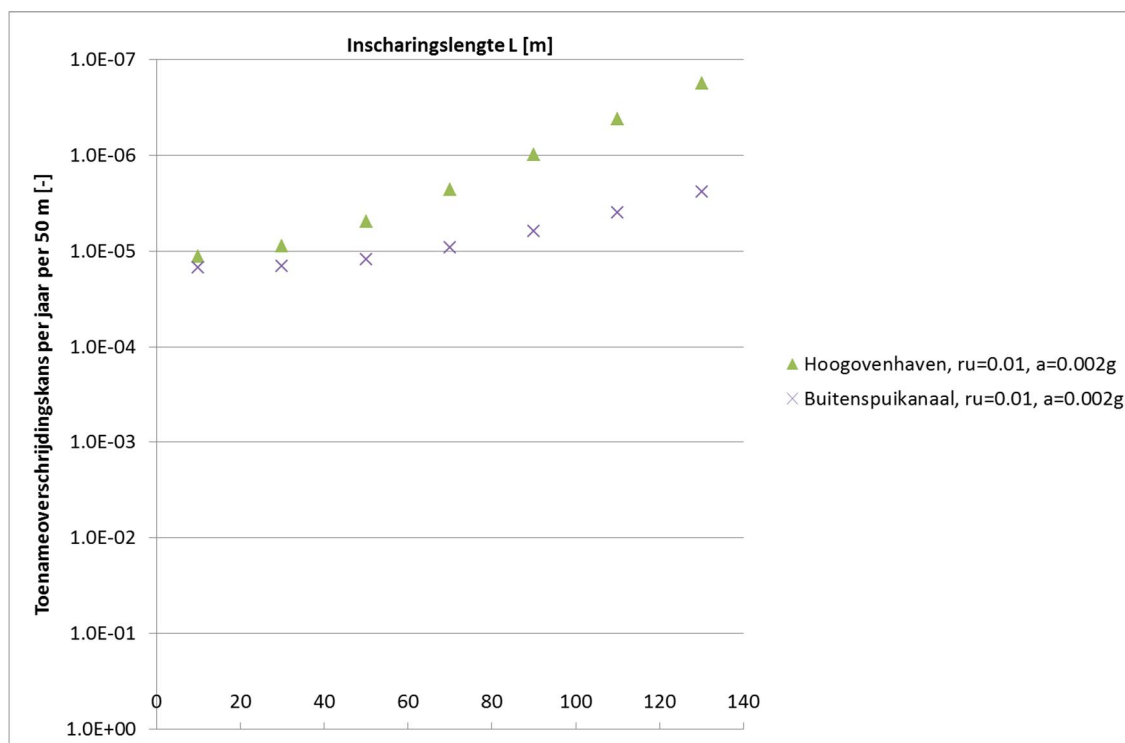
Hierbij is, conservatief, uitgegaan van het tegelijkertijd optreden van de maximale versnelling en maximale relatieve wateroverspanning in de verwekingsgevoelige zandlaag. Uit de analyses in paragrafen 5.1 en 5.2 volgt dat de maximale versnelling in de zandlaag 0.02 m/s^2 is ($0.002g$) en de maximale relatieve wateroverspanning 1%.

Figuur 5.6 toont de resultaten. De toename van de optredingskans bedraagt in het profiel aan Hoogovenhaven-zijde ongeveer een factor 1.15 en aan Buitenspuikanaal-zijde 1.13, oftewel 15% en 13%. In Figuur 5.7 is weergegeven hoe groot de absolute toename van de kans op schade door zettingsvloeiing is.

Indien alleen met een versnelling van $0.001g$ wordt gerekend, de maximale waarde die bereikt wordt in de zandlaag als gerekend wordt met de Maximum Extreme Load, is de toename van de kans in beide profielen nog maar 1.03, oftewel 3%.



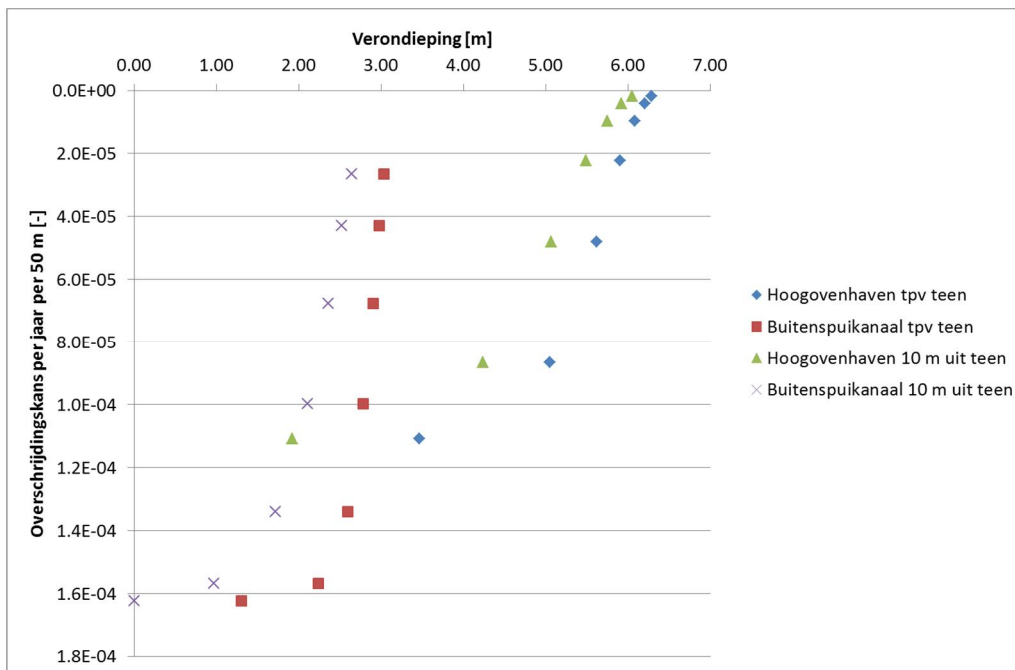
Figuur 5.6 Invloed tegelijkertijd optreden van relatieve wateroverspanning van 1% en versnelling van 0.002g ($=0.02 \text{ m/s}^2$)



Figuur 5.7 Toename kans op schade door zettingsvloeiing bij tegelijkertijd optreden van relatieve wateroverspanning van 1% en versnelling van 0.002g ($=0.02 \text{ m/s}^2$)

5.3.2 Verondieping geul

Conform de methode beschreven aan het einde van paragraaf 4.7 is de verondieping in de geul berekend, die hoort bij de eerder berekende inscharingslengten. Dit is gedaan op twee plaatsen in de geul: ter plaatse van de teen van het onderwatertalud en iets verder in de geul, op 10 m uit de teen van het onderwatertalud.



Figuur 5.8 Overschrijdingskansen per jaar verondieping van de geul binnen een strekking van 50 m ter plaatse van de teen van het onderwatertalud en 10 m uit de teen.

5.4 Discussie

Uit de berekeningen volgt dat de kans op zettingsvloeiing ten gevolge van de trillingen toeneemt met 13 a 15%. Dat lijkt een forse toename. Hierbij dient het volgende in ogenschouw genomen te worden:

- De absolute toename van de kans op schade door zettingsvloeiing ligt in de ordegrrootte van 10^{-5} .
- In de berekening is aangenomen dat de kans van optreden van een belasting in de vorm van een versnelling van 0.002g en 1% wateroverspanning 100% is. In werkelijkheid is die kans vele malen kleiner, wellicht ordegrrootte 1%. Indien een volledige faalkansanalyse wordt gedaan, waarin de kans op zettingsvloeiing wordt "uitgeintegreerd" over alle mogelijke belastingen ten gevolge van trillingen (zie paragraaf 4.7), zal een aanzienlijk kleinere kans op schade door zettingsvloeiing berekend worden. In paragraaf 5.1 is verder vastgesteld dat de rekamplituden bij een maximale belasting in de zandlaag zo gering zijn, dat wateroverspanningen niet eens kunnen optreden. Indien met alleen een versnelling van 0.01g wordt gerekend, is de toename in kans nog maar 1.03. Tot slot is uitgegaan van een zeer geringe afstand tussen de windturbines en het onderwatertalud. Indien de daadwerkelijk afstand groter is, zullen de spannings- en rekamplituden ter plaatse van het onderwatertalud nog geringer zijn.

6 Conclusies en aanbevelingen

6.1 Conclusies

- De kans op het optreden van zettingsvloeiing en schade door zettingsvloeiing aan de landtong en verondieping van de geul is aanzienlijk, ook zonder de aanwezigheid windturbines. Dit ligt in lijn met de constatering dat er zich in het verleden meerdere vloeiingen hebben voorgedaan ter plaatse van de landtong.
- De invloed van trillingen door de windturbines in de gebruiksfase op deze kans zijn beperkt, helemaal als in acht wordt genomen dat enkele zeer conservatieve aannamen zijn gedaan (zie opsomming in paragraaf 5.4).
- De berekende grote kansen op schade door zettingsvloeiing is niet alleen een aandachtspunt met betrekking tot de waterveiligheid (bijdrage aan de kans op overstromen door kruinverlaging na inscharing of vermindering spuicapaciteit door verondieping) maar ook met betrekking tot de veiligheid van de fundering van de windturbines zelf.

Hierbij wordt opgemerkt dat:

- De berekeningen zijn uitgevoerd op basis van de twee meest ongunstige geometrieën aan weerszijden van de landtong. Langs grote delen van de landtong ligt de geul- of havenbodem beduidend minder diep en zal kans op zettingsvloeiing navenant lager zijn.
- Alleen onderwatertaluds bestaande uit zand zijn beschouwd. Delen van de landtong waar de kade bestaat uit damwanden zijn niet beschouwd. Op basis van de berekeningen kan aangenomen worden dat de invloed van trillingen op de stabiliteit van damwanden ook zeer gering zal zijn.
- In de berekeningen van de kans van optreden van en schade door zettingsvloeiing is ervan uitgegaan dat er geen bestorting aanwezig is op de onderwatertaluds. Zeer waarschijnlijk is dit een conservatieve aanname. Zeker is dat in ieder geval gedeelten van de onderwatertaluds bestort zijn. Onduidelijk is of de bestorting tot aan de geulbodem aanwezig is, wat een voorwaarde is om bijvoorbeeld een bresvloeiing te voorkomen. Los daarvan is er momenteel nog onvoldoende kennis over de werking van bestorting om dit kwantitatief mee te kunnen nemen in een faalkansanalyse. Het belangrijkste effect van bestorting is waarschijnlijk dat erosie, en daarmee versteiling of verdieping van het onderwatertalud, wordt voorkomen. Indien dit de enige mogelijke trigger is, zal bestorting, mits aanwezig op het gehele onderwatertalud, dus tot in de geulbodem, de kans op optreden van een vloeiing drastisch reduceren. Indien de trigger ook uit trillingen kan bestaan, zal het effect van bestortingen op de optredingskans veel minder zijn of wellicht zelfs afwezig. Indien een vloeiing optreedt, zal bestorting mogelijk een remmende werking hebben en leiden tot kleinere inscharingslengten (en minder verondieping). Ook over dit effect is nog onvoldoende bekend.

6.2 Aanbevelingen

Conclusie is dat de invloed van trillingen van de windturbines op zettingsvloeiing beperkt lijkt, maar dat de kans op zettingsvloeiing met of zonder windturbines redelijk groot lijkt, en dat dit zowel invloed kan hebben op de waterkering, overige delen van de landtong en de fundering van de landtong zelf. Op grond daarvan worden de volgende aanbevelingen gedaan, die mogelijk in fase 3 van het onderzoek opgepakt kunnen worden.

- Verbetering bepaling kans optreden van en schade door zettingsvloeiing. Doel van fase 2 was niet om de exacte kansen op schade door zettingsvloeiing te berekenen, alleen om de additionele bijdrage van trillingen vast te stellen.
 - Omdat zettingsvloeiing voor zowel de waterveiligheid als ook de veiligheid van de windturbines zelf een belangrijk issue is, is aan te bevelen een exactere bepaling van de kans op optreden van en schade door zettingsvloeiing uit te voeren. Hiertoe zouden de volgende acties uitgevoerd moeten worden:
 - Een volledig actueel beeld krijgen van de onderwatertaluds langs de gehele landtong (of althans die gedeelten waar windturbines komen). Dan gaat het om:
 - o Locaties waar damwanden aanwezig zijn en kenmerken van damwanden (dimensies, diepte).
 - o Geometrie van de onderwatertaluds, bijvoorbeeld elke 50 m.
 - o Verschilkaarten tussen peilingen van de afgelopen 10 jaar, om inzicht te krijgen in de beweeglijkheid van de geul. Bij een grotere beweeglijkheid is de kans op optreden van een vloeiing ook groter.
 - Zettingsvloeiing kan leiden tot schade aan de fundering van de windturbine. Per windturbine zou een analyse op maat gemaakt moeten worden met betrekking tot kans op schade door zettingsvloeiing. Hierbij moet de daadwerkelijk aanwezige geometrie van het onderwatertalud in rekening gebracht worden. Op een aantal locaties is die veel gunstiger dan de twee profielen waarmee in deze studie is gerekend. Daarnaast zouden grondparameters op basis van lokaal grondonderzoek (sonderingen en boringen ter plaatse van de geplande windturbine) bepaald kunnen worden. Gezien de homogeniteit van de grondopbouw in het gebied wordt verwacht dat de lokale grondopbouw – en eigenschappen niet veel zullen afwijken.
 - Optimalisatie locatie windturbines. Op basis van de uitkomsten van bovenstaand punt en afhankelijk van de ruimte (breedte van de landtong), zou per windturbine gekeken kunnen worden of deze zodanig gepositioneerd kan worden dat de kans op eventuele vloeiing die tot aan de fundering reikt voldoende klein is. Als de ruimte te beperkt blijkt (wat bijvoorbeeld in het westpuntje van de landtong, WTG 1, het geval zou kunnen zijn), zouden op die plek maatregelen om zettingsvloeiing te voorkomen overwogen kunnen worden, bijvoorbeeld door het aanbrengen van (aanvullende) bestorting op het onderwatertalud.
 - Validatie berekeningen trillingen. De berekende rekamplituden en wateroverspanningen zijn zeer gering, maar zouden gevalideerd moeten worden met metingen in het veld. Bijvoorbeeld bij een bestaande windturbine op een vergelijkbare grondslag.
 - Bepaling overige invloed windturbines op waterveiligheid. De invloed van trillingen op de kans op zettingsvloeiing, en daarmee op de kans op overstromen, blijkt zeer beperkt te zijn. De aanwezigheid van windturbines kan wel op andere manieren invloed hebben op de veiligheid tegen overstromen. Hierbij moet gedacht worden aan:
 - De invloed van faalincidenten zoals het afbreken van wieken, het vallen van de gondel of het afbreken van de mast. Dit kan niet alleen invloed hebben op de optredingskans op zettingsvloeiing, maar ook op andere faalmechanismen, zoals overloop/overslag of macro-instabiliteit.
 - Invloed van aanwezigheid van kabels op het ontstaan van piping.
- Aanbevolen wordt een integrale faalkansanalyse te doen, waarbij alle faalmechanismen worden meegenomen. In een dergelijke faalkansanalyse dient bijvoorbeeld ook rekening gehouden te worden met zaken als correlatie tussen hoogwater en optreden van faalincidenten en de benodigde reparatietijd bij een incident.

- Inventarisatie mitigerende maatregelen. Het maken van een inventarisatie van mitigerende maatregelen, voor zowel zettingsvloeiing als overige faalmechanismen, indien relevant. Gedacht kan worden aan:
 - Maatregelen waarmee de kans van optreden van een zettingsvloeiing wordt verkleind. Bijvoorbeeld door verdichting van de Spisulazandlagen of door plaatsing van ontlastbronnen die wateroverspanningen snel kunnen afvoeren.
 - Maatregelen waarmee de schade, gegeven het optreden van een vloeiing, beperkt wordt. Een technisch haalbare mogelijkheid is bijvoorbeeld de plaatsing van een kistdam, al dien in combinatie met een stabiliteitsscherm onder de fundering van de windturbine. Een andere optie is een grondkerende constructie die functie dijklichaam overneemt indien grote vloeiing optreedt.
 - Maatregelen die erop gericht zijn bij een eventuele calamiteit snel te kunnen repareren.
- Aandachtspunt bouwfase. In overleg met de opdrachtgever is in dit onderzoek de bouwfase niet onderzocht, omdat aangegeven is dat een trillingsvrij paalsysteem zal worden toegepast. Wel dient dan rekening te worden gehouden met de invloed van bijvoorbeeld kraanbelastingen. Dit risico kan beperkt worden door te bouwen buiten het stormseizoen of door voor kraanopstelplaatsen een tijdelijke fundering aan te brengen.

7 Referenties

- De Groot, M., Stoutjesdijk, T., Meijers, P., & Schweckendiek, T. (2007). Verwekingsvloeiing in zand. *Geotechniek*, October 2007, 54-59.
- De Groot, M., Van der Ruyt, M., Mastbergen, D., & Van den Ham, G. (2009). Bresvloeiing in zand. *Geotechniek*, July 2009, 34-39.
- Deltares. (2013). *Nieuwe Zeesluis IJmuiden - Geotechnische inventarisatie en risicoanalyse*. 1206941-001-GEO-0002.
- Deltares. (2015). *Windpark IJmond, eerste inventarisatie risico verweken en zettingsvloeiing*. 1209826-000-GEO-0004.
- DNV GL. (2014). *Handboek Risicozonering Windturbines - Eindversie - Herziene versie 3.1 september 2014*. Rijksdienst voor ondernemend Nederland.
- Meijers, P., & Luger, H. (2013). On the Modelling of Wave-induced Liquefaction, Taking into Account the Effect of Preshearing. *Proceedings of the twenty-second International Offshore and Polar Engineering Conference*, (pp. 739-745). Rhodes. Opgeroepen op 2012
- Rijkswaterstaat. (2012). *Handreiking Toetsen Voorland Zettingsvloeiing t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde*.
- Rijkswaterstaat. (2012). *Handreiking toetsen voorland zettingsvloeiing ten behoeve van het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde*.
- Shuttle, D., & Jefferies, M. (1998). Dimensions and unbiased CPT interpretation in sand. *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 22, 351-391.
- Vucetic, M. (1994). Cyclic threshold shear strains in soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 2208-2228.
- Yamamoto, T., Koning, H., Sellmeijer, H., & Heijum, E. v. (1978). On the response of a poro-elastic bed to water waves. *J. Fluid Mech*, 87, 193-206.

A Kwantificering belastingen door trillingen

De invloed van relatieve wateroverspanning en horizontale piekversnelling wordt benaderd onder aanname van een oneindig lang talud.

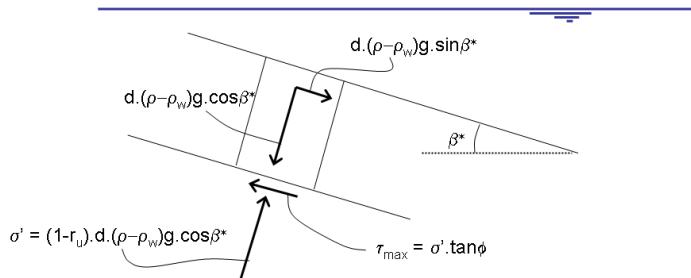
- De invloed van relatieve wateroverspanning (r_u) is dan:

$$FoS(r_u) = \frac{\tau_{\max}}{d(\rho - \rho_w)g \cdot \sin \beta^*} = \frac{(1 - r_u) \cdot d(\rho - \rho_w)g \cdot \cos \beta^* \cdot \tan \varphi}{d(\rho - \rho_w)g \cdot \sin \beta^*} = (1 - r_u) \cdot \frac{\tan \varphi}{\tan \beta^*}$$

Waarin:

$\tau_{\max}$	maximale schuifspanning [kPa]
ρ	volumiek gewicht verzadigde grond [kN/m ³]
ρ_w	volumiek gewicht water [kN/m ³]
g	zwaartekrachtversnelling [m/s ²]
d	dikte laag [m]
β^*	taludhelling [°]
φ	interne hoek van wrijving [°]

Zie ook onderstaande figuur:



Figuur A.1 Spanningen op een zandelement in een onder water helling, inclusief het effect van relatieve wateroverspanning r_u .

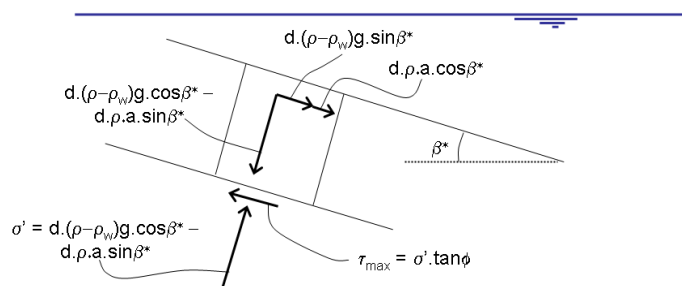
- De veiligheidsfactor gegeven een horizontale piekversnelling kan worden berekend met:

$$\begin{aligned} FoS(a) &= \frac{\tau_{\max}}{d(\rho - \rho_w)g \cdot \sin \beta^* + d \cdot \rho \cdot a \cdot \cos \beta^*} = \frac{\{d(\rho - \rho_w)g \cdot \cos \beta^* - d \cdot \rho \cdot a \cdot \sin \beta^*\} \cdot \tan \varphi}{d(\rho - \rho_w)g \cdot \sin \beta^* + d \cdot \rho \cdot a \cdot \cos \beta^*} \\ &= \frac{1 - \alpha_{ruw} \cdot \tan \beta^*}{\tan \beta^* + \alpha_{ruw}} \cdot \tan \varphi = \frac{1 - \alpha_{ruw} \cdot \tan \beta^*}{1 + \alpha_{ruw} / \tan \beta^*} \cdot \frac{\tan \varphi}{\tan \beta^*} \end{aligned}$$

waarin α_{ruw} de relatieve versnelling onder water is (er wordt dus vanuit gegaan dat het gehele talud zich onder water bevindt):

$$\alpha_{ruw} = \frac{\rho}{(\rho - \rho_w)} \cdot \frac{a}{g}$$

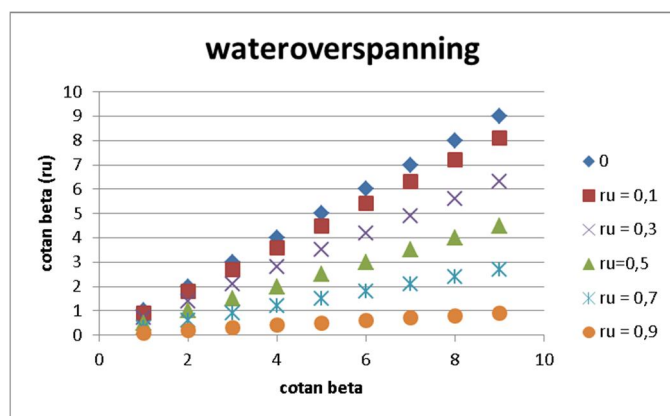
Zie onderstaande figuur:



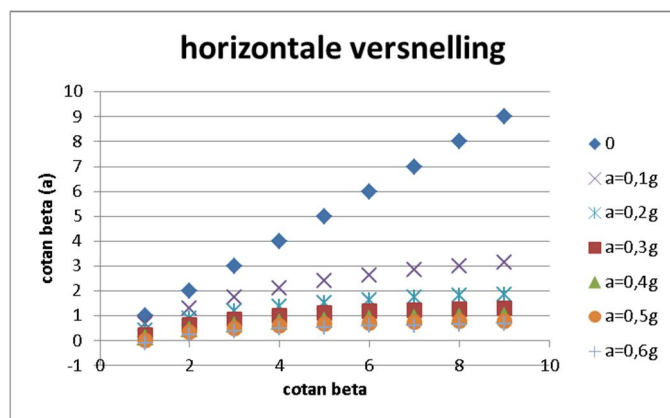
Figuur A.2 Spanningen op een zandelement in een onderwaterhelling, inclusief het effect van een horizontale versnelling

De berekende reductie van de veiligheidsfactor door een wateroverspanning of horizontale versnelling kan ook worden toegepast op de hellingshoek $\tan\beta$.

Onderstaande figuren geven de resultaten, uitgaande van $\phi = 30^\circ$ voor het niet verweekte zand.



Figuur A.3 Reductie van hellingshoek ($\cotan \beta$) ten gevolge van wateroverspanningen, gegeven een oneindig lang talud.



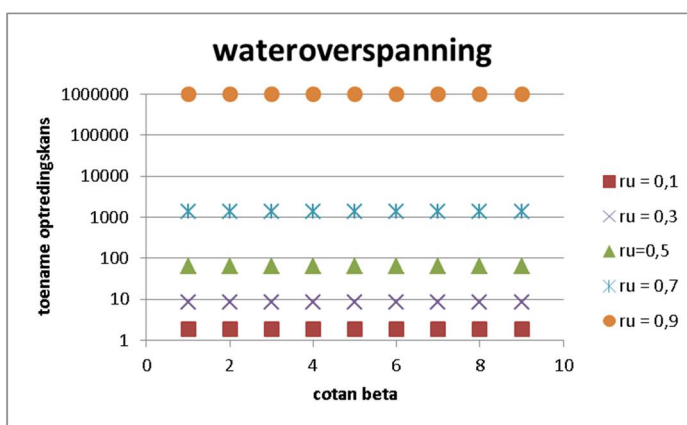
Figuur A.4 Reductie van hellingshoek ($\cotan \beta$) ten gevolge van een horizontale piekversnelling gegeven een oneindig lang talud

Bij gelijktijdig optreden van de versnelling en wateroverspanning (vooral bij een gasbeving met slechts enkele pieken waarschijnlijk een erg conservatieve aanname), kunnen de figuren gecombineerd worden.

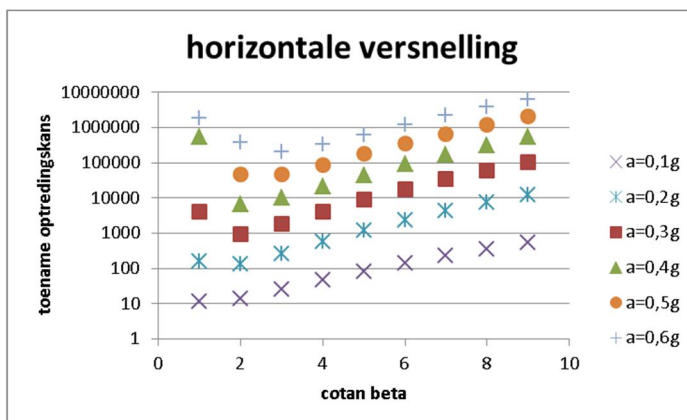
Volgens de Handreiking Voorland Zettingsvloeiing ten behoeve van de derde toetsronde (Rijkswaterstaat, 2012) kan de kans op het optreden van een vloeiing berekend worden met:

$$P(\text{flowslide}) = \left(\frac{H_R}{25m} \right)^2 \cdot \left(\frac{3,5}{\cot \beta^*} \right)^6 \cdot \left(\frac{1}{10} \right)^{10(R_n - 0.4)} \cdot 0,1 / km + P(\text{breaching})$$

Dit levert de volgende resultaten op:



Figuur 7.1 Toename van optredingskans ten gevolge van wateroverspanningen, gegeven een oneindig lang talud



Figuur A.5 Toename van optredingskans ten gevolge van horizontale versnelling, gegeven een oneindig lang talud

Voor taluds flauwer dan 1:2 geldt dat de invloed van de horizontale piekversnelling op de optredingskans van een vloeiing toeneemt naarmate het talud flauwer is. Dit komt omdat gekeken wordt naar de relatieve invloed op de optredingskans en niet naar de absolute waarde ervan.

Validatie van de rekenmethode

Ter validatie van de nauwkeurigheid van de benadering van een oneindig lang talud zijn in D-GeoStability aanvullende berekeningen uitgevoerd voor een cirkelvormig glijvlak in een recht maar eindig talud, waarbij gevarieerd is in taludhelling en -hoogte. Daarbij is gekeken naar de invloed van wateroverspanningen in een laag (dus sterktereductie langs een gedeelte van

het glijvlak in plaats van langs het gehele schuifvlak). Net als in de berekeningen aan een oneindig talud is onderzocht met welke taludversteiling een belasting in de vorm van een horizontale versnelling of wateroverspanning overeenkomt.

Samenvatting van uitgangspunten:

- Zandtalud, volledig onder water, bestaande uit niet-verweekt en verweekt zand.
- Een situatie van een 1:7 talud is beschouwd, omdat die de gemiddelde taludhelling is waarin in de eenvoudige toets het optreden van een vloeïng precies kan worden uitgesloten.
- Sterkte niet verweekt zand: $\phi = 30^\circ$.
 - Sterkte verweekt zand: variabel.

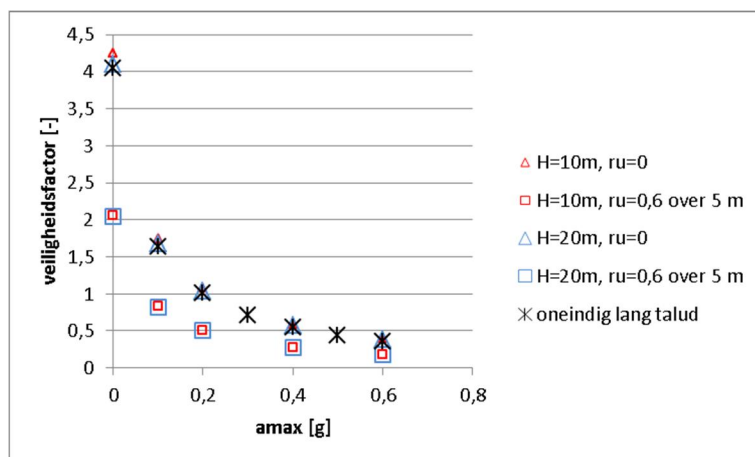
Verweking van de zandlagen is in rekening gebracht door $\tan\phi$ te reduceren via vermenigvuldiging met de relatieve wateroverspanning r_u .

Relatieve wateroverspanning r_u [-]	$\phi(r_u)$ [°]
0	30,0
0,4	19,0
0,6	13,0
0,8	6,6

Twee scenario's met betrekking tot het verweekte gebied zijn beschouwd:

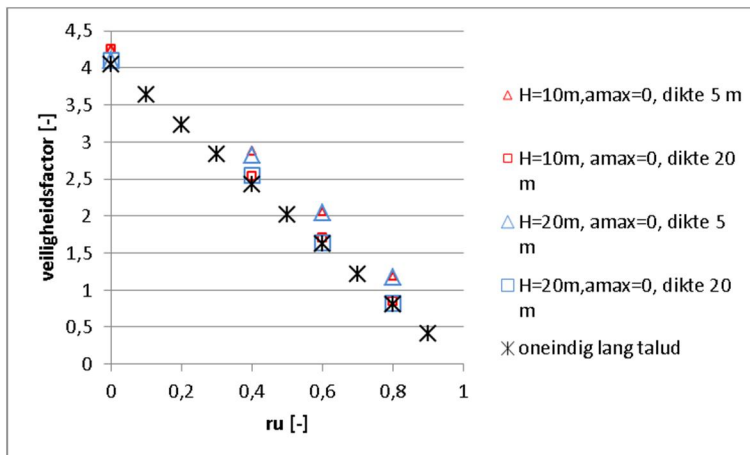
- Compleet verweekt talud (om te kunnen vergelijken met berekeningen oneindig talud).
- Verweking van een 5 m dikke horizontale laag. In de Handreiking Voorland wordt ervan uitgegaan dat er minimaal over 5 m verweking moet optreden om tot een vloeïng te kunnen leiden. In geval van het 10 m hoge talud is de onderste helft verweekt, in geval van het 20 m hoge talud is de bovenste helft van de onderste helft verweekt (dus tussen mv-10 en mv-15 m).

Onderstaande figuren geven de resultaten.



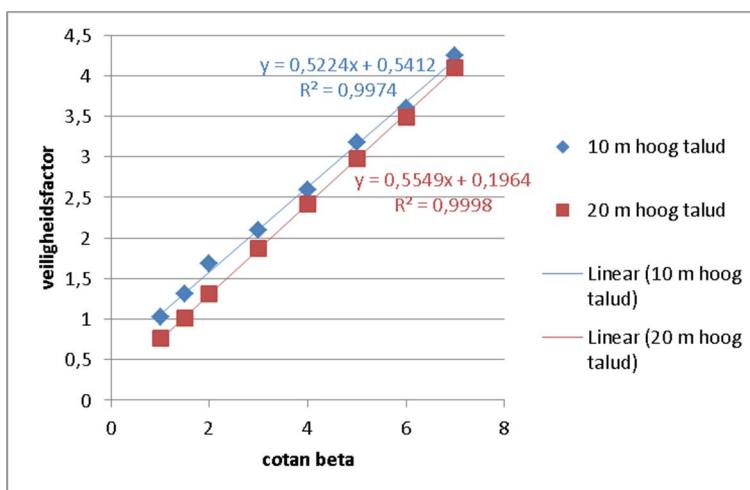
Figuur A.6 Relatie veiligheidsfactor en horizontale piekversnelling (a_{max}) zonder wateroverspanningen en met een relatieve wateroverspanning van 0,6 voor een recht, onder water 1:7 zandtalud van 10 en 20 m hoog

met sterkte $\phi = 30^\circ$, met een Bishop glijvlak. Tevens weergegeven zijn de resultaten van een oneindig lang 1:7 talud



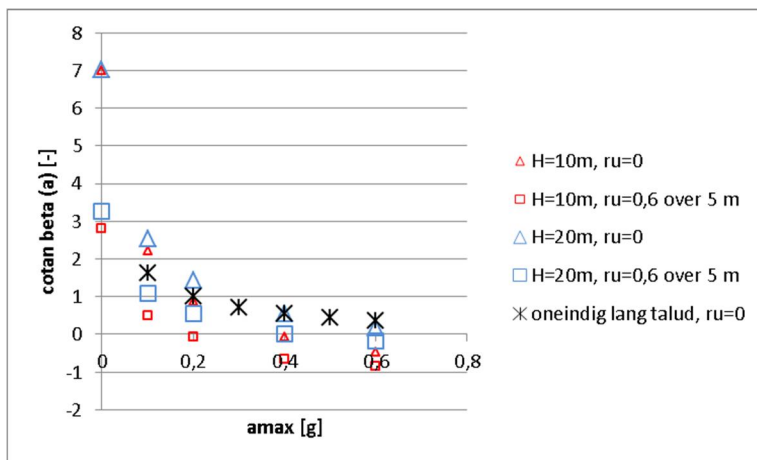
Figuur A.7 Relatie veiligheidsfactor en relatieve wateroverspanning (ru) in een 5 m en 20 m dikke laag voor een recht, onder water 1:7 zandtalud van 10 en 20 m hoog met sterkte $\phi = 30^\circ$, met een Bishop glijvlak. Tevens weergegeven zijn de resultaten van een oneindig lang 1:7 talud

Onderstaande figuur geeft de met Bishop berekende veiligheidsfactoren van een 10 en 20 m hoog, recht onder water talud bestaande uit zand met $\phi = 30^\circ$ en geen cohesie.

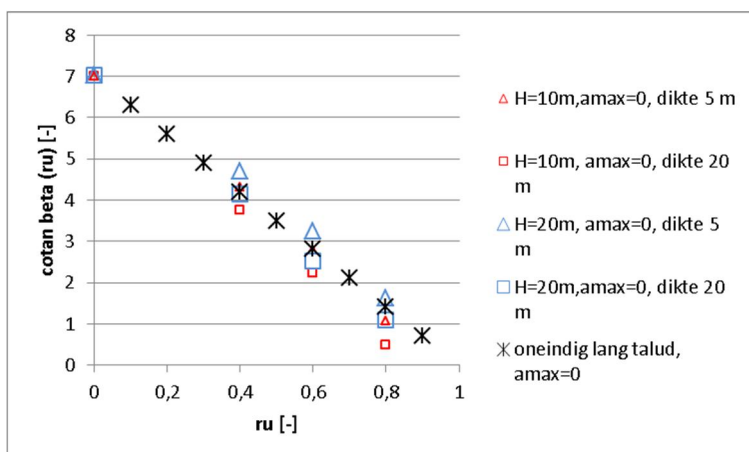


Figuur A.8 Relatie veiligheidsfactor en hellingshoek (cotan beta) voor een recht, onder water zandtalud met sterkte $\phi = 30^\circ$ met een Bishop glijvlak

Via de in de figuur gegeven correlaties kunnen de veiligheidsfactoren gegeven een wateroverspanning of horizontale versnelling omgerekend worden in een equivalente taludversteiling. Zie onderstaande figuren.



Figuur A.9 Relatie equivalente taludversteiling en horizontale piekversnelling zonder wateroverspanningen en met een relatieve wateroverspanning van 0,6 voor een recht, onder water 1:7 zandtalud van 10 en 20 m hoog met sterkte $\phi = 30^\circ$, met een Bishop glijvlak. Tevens weergegeven zijn de resultaten van een oneindig lang 1:7 talud



Figuur A.10 Relatie equivalente taludversteiling en relatieve wateroverspanning (r_u) in een 5 m en 20 m dikke laag voor een recht, onder water 1:7 zandtalud van 10 en 20 m hoog met sterkte $\phi = 30^\circ$, met een Bishop glijvlak. Tevens weergegeven zijn de resultaten van een oneindig lang 1:7 talud

Conclusie: met een oneindig lang talud kunnen glijcirkelberekeningen goed benaderd worden als het gaat om de invloed van wateroverspanningen en piekversnellingen op de veiligheidsfactor en equivalente taludversteiling. Zoals verwacht doet taludhoogte er niet toe. Verweking in een zandlaag van beperkte dikte zorgt uiteraard voor een geringere reductie van de veiligheidsfactor dan verweking van het gehele zandpakket.

B Methode kans op schade door zettingsvloeiing

In deze bijlage wordt de gedetailleerde toets op zettingsvloeiing beschreven, die ontwikkeld is binnen het project WTI. Het is een verbeterde versie van de gedetailleerde methode uit de Handreiking Voorland zettingsvloeiing ten behoeve van het beheerdersoordeel in de verlengde derde toetsronde.

Beide methoden maken dus geen deel uit van het wettelijk voorgeschreven toetsinstrumentarium.

De overschrijdingskans van een kritieke inscharingslengte wordt berekend in vijf stappen.

Stap 1. Bepaling optredingskans

Eerst wordt per ondergrondscenario (zie schematiseringshandleiding) de frequentie berekend met:

$$F(ZV|S_i) = \left(\frac{5}{\cot \alpha_R} \right)^5 \left\{ 0.5 \cdot \left(\frac{H_R}{24} \right)^{2.5} \cdot \left(\frac{1}{10} \right)^{-10 \cdot (0.1 + \psi_{5m})} + 0.5 \cdot \left(\frac{H}{24} \right)^5 \cdot \left(\frac{2 \cdot 10^{-4}}{d_{50, \text{gemiddeld}}} \right)^5 \right. \\ \left. \cdot F_{\text{cohesivelayers}} \right\} \cdot \frac{V_{\text{lokaal}}}{V_{\text{Zeeland}}} \cdot 0.025 \text{ km}^{-1} \cdot \text{year}^{-1} \quad (1)$$

Vervolgens kan de frequentie omgerekend worden in een kans via het Poisson proces:

$$P(ZV|S_i) = 1 - e^{-F(ZV|S_i)} \quad (2)$$

de parameters zijn onderverdeeld in parameters die betrekking hebben op de geometrie, de grondeigenschappen en –toestand en beweeglijkheid van de vooroever.

Geometrie:

H_R [m] is de hoogte van *het meest ongunstige onder water rekentalud in de beoordelingsperiode*,

H_R wordt als volgt bepaald:

$$H_R = h_{\text{onder}} + h_{\text{boven}} \cdot \frac{\cot \alpha_{\text{onder}}}{\cot \alpha'_{\text{boven}}}$$

waarin:

$$\alpha'_{\text{boven}} = \arctan \frac{h_{\text{boven}}}{h_{\text{boven}} \cdot \cot \alpha_{\text{boven}} + B}$$

$h_{\text{boven}} = 2 \cdot h_{\text{dijk}}$ (fictieve hoogte van het taludhoogte van de dijk uitgaande van een waterverzadigd dijklichaam, met h_{dijk} is hoogte van dijk)

$$h_{\text{onder}} = d + 2 \cdot \Delta h_{\text{onder}}$$

(fictieve hoogte van de geulhelling, met d is waterdiepte en Δh_{onder} is hoogte van de geulhelling dat bij extreem laagwater boven water ligt).

B is breedte van het voorland. Voor een schaarndijk geldt $B = 0$.

- $\cot \alpha_R$ is gelijk aan $\cot \alpha_{\text{onder}}$.
- H [m] is de hoogte van het onder water talud ($H = h_{\text{onder}} + h_{\text{boven}}$)

Materiaalparameters:

- v_{5m} [-] is de gemiddelde waarde van de state parameter volgens Shuttle & Jefferies (1998) over de 5 m tussen geulrand en $0,5 H_R$ onder de geulbodem waarin de state parameter het hoogst is (dus meest losgepakt).
- $d_{50, \text{gemiddeld}}$ [m] de gemiddelde mediane korreldiameter is over alle zand- en siltlagen tussen geulrand en geulbodem.
- $F_{\text{cohesivelayers}}$ [-] is een parameter die de invloed van stoorlagen uitdrukt:

(0,5 m < laagdikte < 5 m)	$F_{\text{cohesivelayers}}$
Vrijwel geen klei- en/of veenlaagjes	1/3
Beperkt aantal klei- en/of veenlaagjes	1
Groot aantal klei- en/of veenlaagjes	3

Beweeglijkheid:

- V_{lokaal} is een maat voor de beweeglijkheid van de vooroever. Deze kan bepaald worden door de grootste waarde te nemen van:
 - De snelheid van de terugschrijding of vooruitgang van de waterlijn.
 - De terugschrijding of vooruitgang van het gemiddelde talud.
 - De snelheid van de verdieping aan de teen maal $\cot \alpha_R$.

De minimale waarde die ingevuld moet worden voor V_{lokaal} is 0,01 m/jaar.

V_{Zeeland} is de beweeglijkheid van een gemiddelde Zeeuwse vooroever, waarop de optredingskansformule in de gedetailleerde toetsmethode gebaseerd is. Voor V_{Zeeland} dient 1 m/jaar gekozen te worden.

Stap 2.

Bepaling optredingskans zettingsvloeiing voor alle grondopbouwscenario's $P(ZV)$

Combineer de optredingskansen voor de verschillende ondergrondscenario's, zoals bepaald in de vorige paragraaf, tot een totale optredingskans (zie [Schweckendiek 2014]):

$$P(ZV) = \sum_i P(ZV|S_i)P(S_i) \quad (3)$$

waarin $P(S_i)$ de kans van aantreffen op scenario S_i is. Hierbij geldt dat $\sum_i P(S_i) = 1$.

Stap 3.

Bepaal overschrijdingskans toelaatbare inscharingsslengte gegeven een vloeiing $P(L > L_{\text{toelaatbaar}}|ZV)$

Als een zettingsvloeiing plaatsvindt, zal een deel van het vervloeiide materiaal naar de zijkanen afvloeien. Door dit tweedimensionale effect zal de oppervlakte van de verdwenen grond bovenin het dwarsprofiel (Area 1 in onderstaande Figuur B.1) ongeveer een factor 1,4 groter zijn dan de oppervlakte van de grond die er aan de onderkant (Area 2) bijkomt. Het uitvloeingsprofiel heeft ook niet één gelijkmatige taludgradiënt maar bestaat uit ruwweg twee delen; een zeer flauw ondergedeelte en een steiler bovengedeelte. Indien deze verhouding wordt meegenomen, luidt de formule:

$$L = ax - Db \quad (4)$$

met:

$$x = \frac{-cH + \sqrt{(cH)^2 + (1-c) \left(\frac{D^2 b}{a} + H^2 c \right)}}{(1-c)}$$

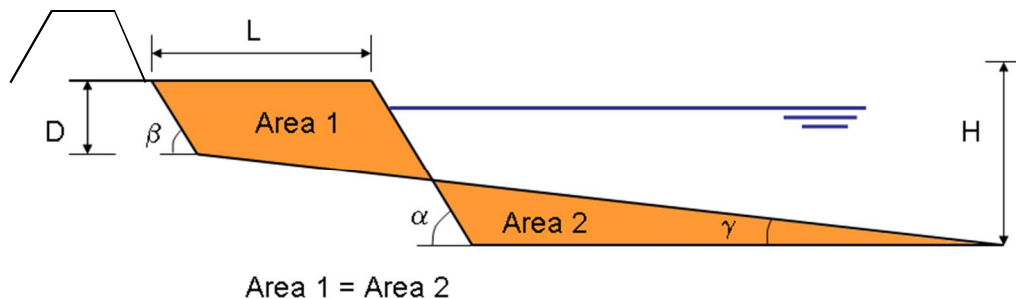
$$a = \cot \gamma - \cot \alpha ,$$

$$b = \cot \gamma - \cot \beta$$

c = verhouding tussen Area1 en Area2 ($A1=cA2$). $c=1,4$ kan aangehouden worden¹

H = de totale hoogte van het onderwatertalud, moet de werkelijke hoogte tot aan het voorland worden genomen (en dus niet fictieve rekenhoogte H_R)

D = steile gedeelte schadeprofiel



Figuur B.1 Inscharingslengte (L) na zettingsvloeiing

De variabelen in bovenstaande formule zijn onzeker. Op basis van statistische analyse van de geometrische kenmerken van circa 140 vloeiingen in de Zuidwestelijke Delta is voor elke variabele de verwachtingswaarde, standaardafwijking en type verdeling bepaald. De resultaten zijn weergegeven in onderstaande tabel.

De standaardafwijking van parameters c en $\cotan(\alpha)$ zijn niet gebaseerd op waarnemingen en dus schattingen.

X			Type verdeling	Onderliggende normale verdeling	
	E(X)	$\sigma(X)$		$\mu(X)$	$\sigma(X)$
$\cotan(\gamma)$	16,8	7,1	Lognormaal	2,82	0,38
$\cotan(\beta)$	2,9	1,7	Lognormaal	1,05	0,47
D/H	0,43	0,06	Normaal		
c	1,4	0,1	Normaal		
$\cotan(\alpha)$		$0,05 \cdot \mu(X)$	Normaal		

Tabel B.1 Overzicht geometrische variabelen. Omrekening verwachtingswaarde en standaardafwijking vanuit het gemiddelde en standaardafwijking van de onderliggende normale verdeling: $E(X) = \exp(\mu(X))$ en $\sigma(X) = \exp(\mu(X) + \sigma(X)) - \exp(\mu(X))$

Voor bepaling van de kans op overschrijding van de toelaatbare inscharingslengte moet de volgende betrouwbareheidsfunctie opgelost worden:

¹ Formule (2.4) geldt alleen als $c \neq 1$. Als om bepaalde redenen $c = 1$ wordt genomen, geldt $x = \frac{1}{2} H + \frac{1}{2} \frac{D^2}{H} \cdot \frac{b}{a}$

$$Z = L_{\text{toelaatbaar}} - L \quad (2.5)$$

Uit probabilistische berekeningen blijkt dat $\cotan\alpha$, $\cotan\beta$, D/H en c een kleine invloed hebben op de overschrijdingskans (de invloedsfactor is klein). Daarom kan de FORM analyse vereenvoudigd worden door deze parameters deterministisch te nemen, dus de verwachtingswaarden, $E(X)$, aangegeven in bovenstaande tabel.

Met deze kentallen is het mogelijk de overschrijdingskans van L te bepalen en vervolgens de kans dat L groter is dan $L_{\text{toelaatbaar}}$. Als betrouwbaarheidsfunctie wordt dus vergelijking (5) genomen. Hierin is L de optredende inscharingslengte die berekend wordt met vergelijking (4) op basis van de verwachtingswaarde en de standaardafwijking van $\cotan\gamma$ en $L_{\text{toelaatbaar}}$, dat is de aanwezige lengte van het voorland. In dit geval is $\cotan\gamma$ de enige stochast, dus kan de betrouwbaarheidsindex β worden bepaald door vergelijking (2.6) op te lossen voor $\cotan\gamma$, lognormaal verdeeld. Oplossen van deze vergelijking kan door middel van iteratie.

$$Z = L_{\text{toelaatbaar}} - L(\cotan\gamma(\beta)) = 0$$

$$\cotan\gamma = \exp(\mu_{\cotan\gamma} + \beta\sigma_{\cotan\gamma}) \quad (6)$$

Een zoekalgoritme voor de iteratie wordt gegeven door het volgende stroomschema.

- 6 Start met $\beta_i = 1$ en bepaal L voor $\cotan\gamma = \exp(\mu_{\cotan\gamma} + \beta_i \cdot \sigma_{\cotan\gamma})$
- 7 Bepaal de waarde van de relatieve afstand² $L_{\text{toelaatbaar}} / L$
- 8 Gebruik $\beta_{i+1} = \beta_i \cdot L_{\text{toelaatbaar}} / L$ als nieuwe waarde voor β en bepaal L voor $\cotan\gamma = \exp(\mu_{\cotan\gamma} + \beta_{i+1} \cdot \sigma_{\cotan\gamma})$
- 9 Herhaal de stappen 1 tot 3 tot de waarde van β is gevonden waarvoor $Z = L_{\text{toelaatbaar}} - L(\cotan\gamma(\beta)) = 0$

Om te compenseren voor de niet beschouwde stochastische variabelen $\cotan\alpha$, $\cotan\beta$, D/H en c moet de berekende betrouwbaarheidsindex gecorrigeerd worden. Op basis van een kalibratie, waarbij β is berekend in een FORM-analyse met alle parameters als stochast (x-as) en een FORM-analyse waarbij alleen $\cot\gamma$ als stochast is meegenomen (y-as), blijkt dat de in hierboven gegeven stappen berekende β gedeeld moet worden door een factor 1,10.

Uitgaande van een Gauss-verdeling, wordt de overschrijdingskans van de toelaatbare inscharingslengte vervolgens berekend met:

$$P(L > L_{\text{toelaatbaar}} | ZV) = P(Z < 0) = \Phi(-\beta) \quad (7)$$

Stap 4.

Bepaal overschrijdingskans toelaatbare inscharingslengte per dijkvak $P(L > L_{\text{toelaatbaar}})_{\text{vak}}$

$$P(L > L_{\text{toelaatbaar}})_{\text{vak}} = P(ZV) \cdot P(L > L_{\text{toelaatbaar}} | ZV) \cdot L_{\text{vak}} \quad (8)$$

waarin L_{vak} de lengte van het dijkvak is.

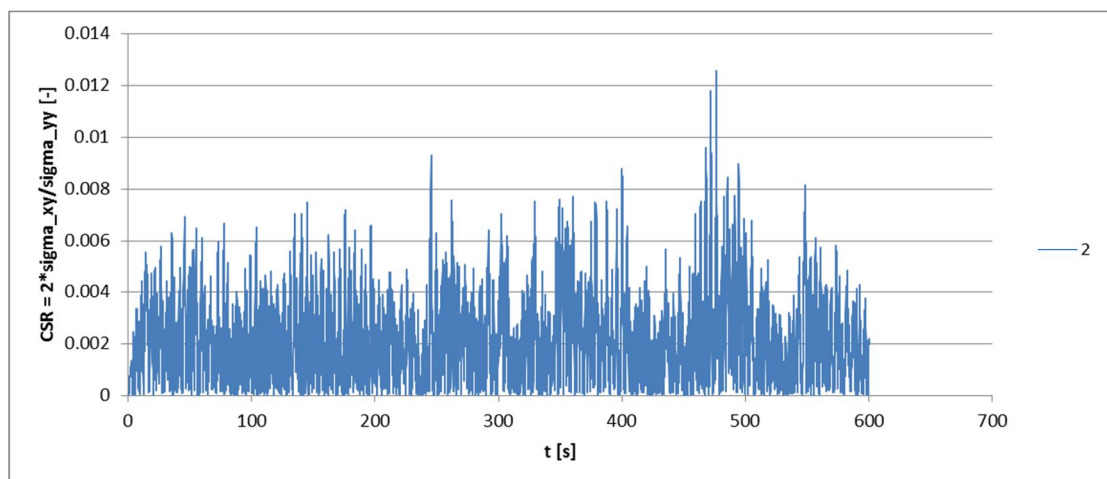
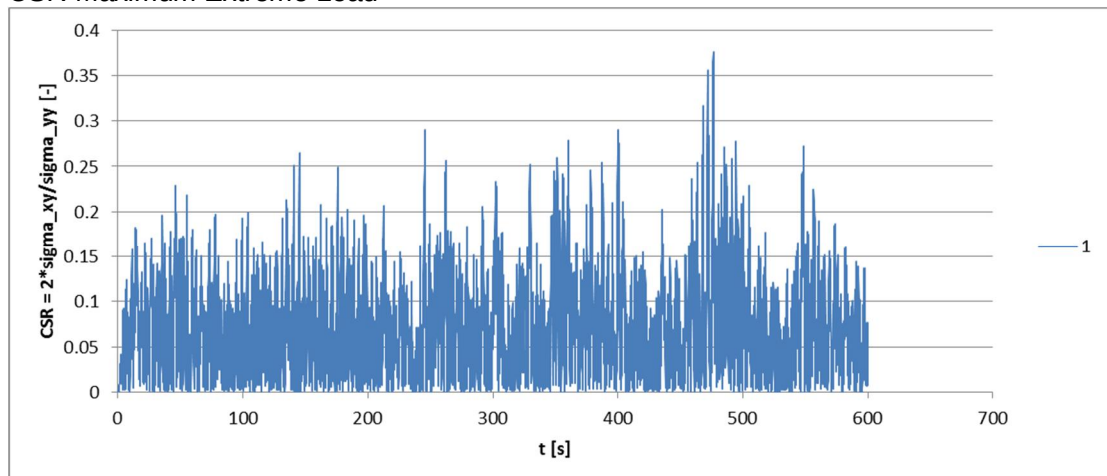
² Een robuuster/stabieler algoritme is door $\ln(L_{\text{toelaatbaar}}) / \ln(L)$ als relatieve afstand te gebruiken. Dit kost meer iteratiestappen, maar voorkomt wel dat de iteratie "uit de bocht schiet" bij hoge beta-waardes

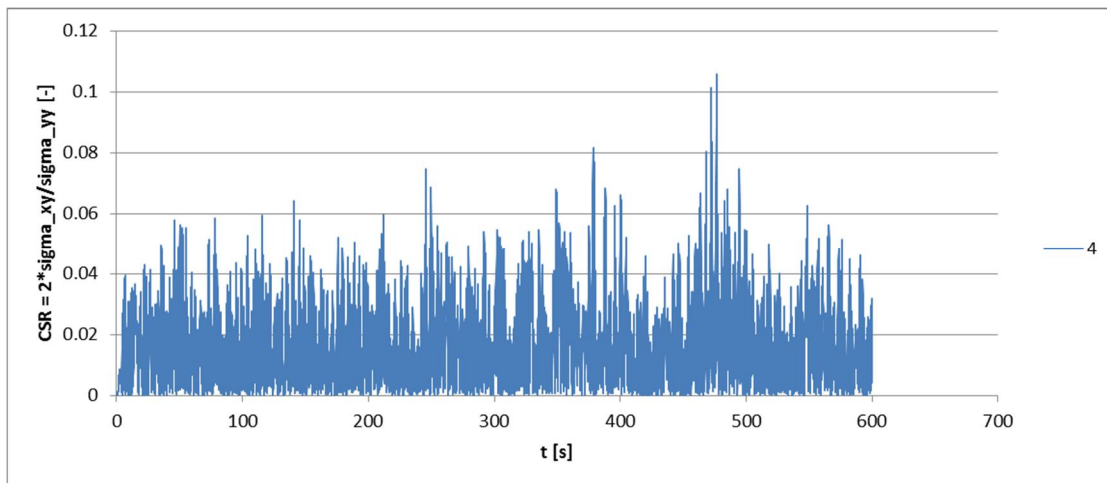
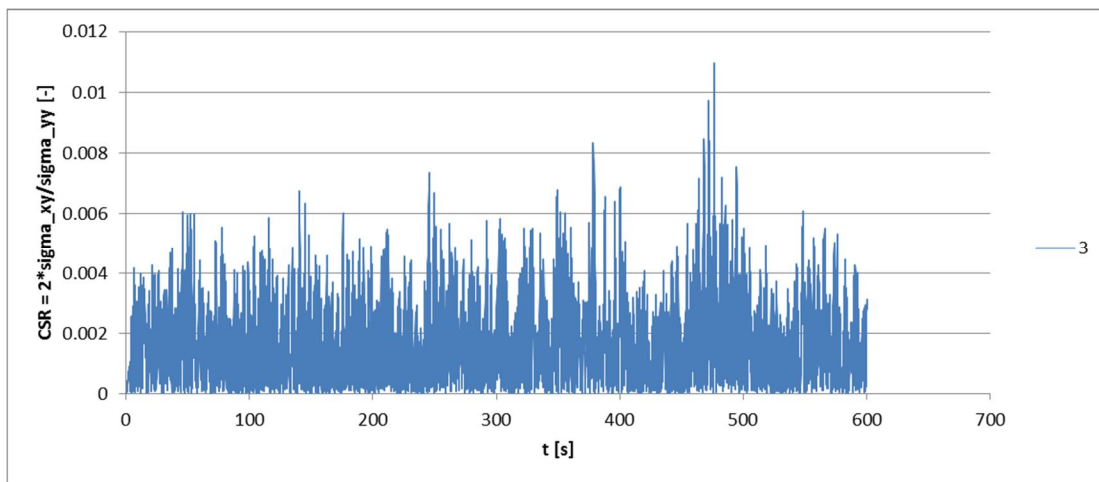
C Plaxis resultaten

C.1 CSR

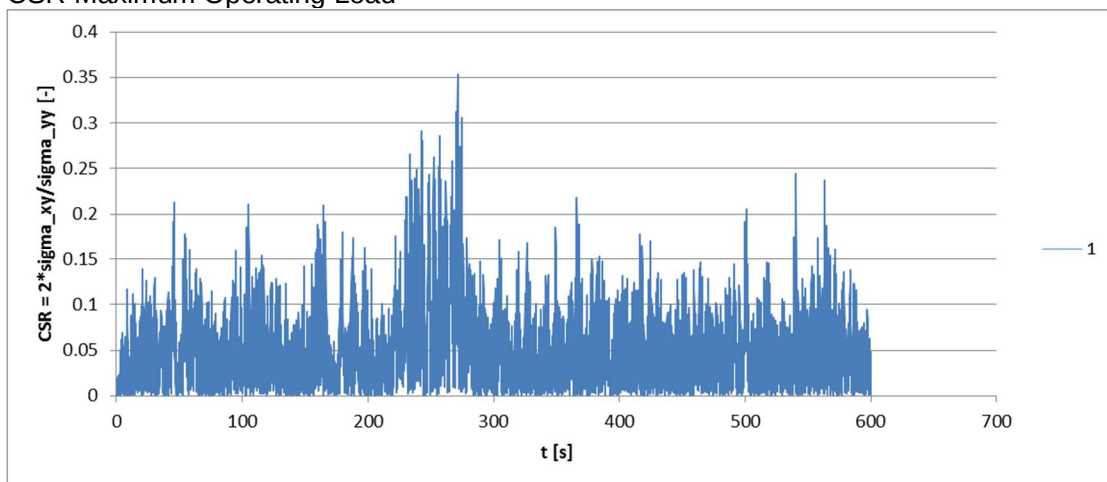
Berekende waarden van CSR voor de 4 punten in Figuur 5.1.

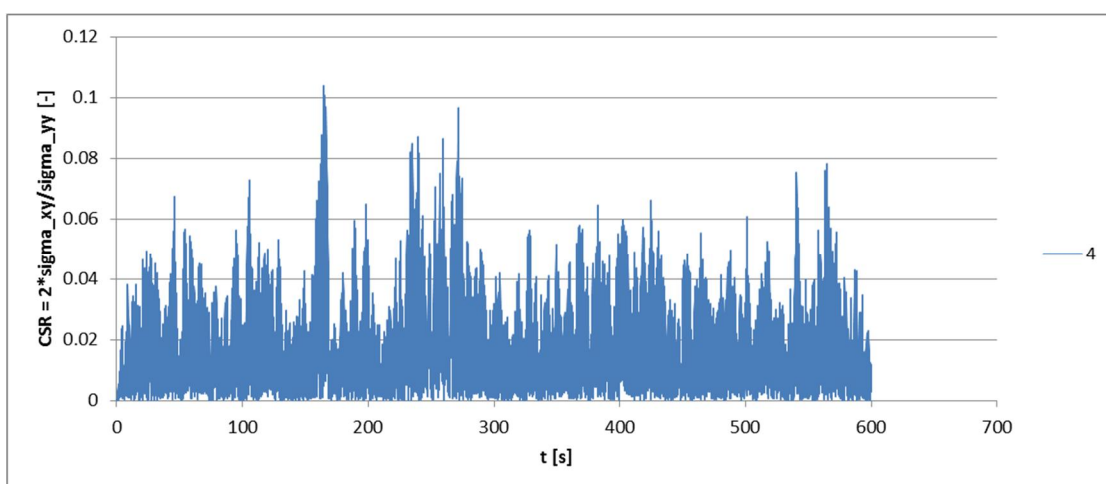
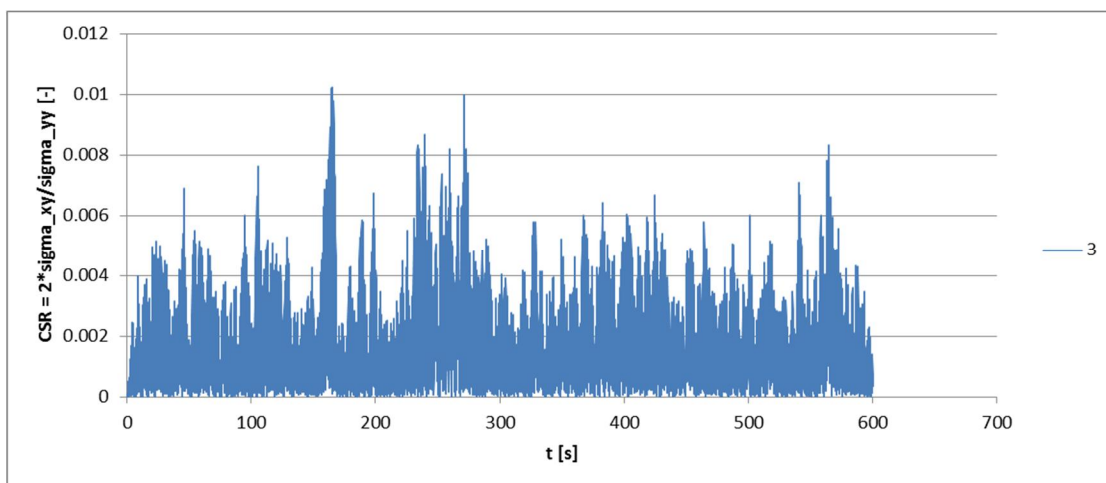
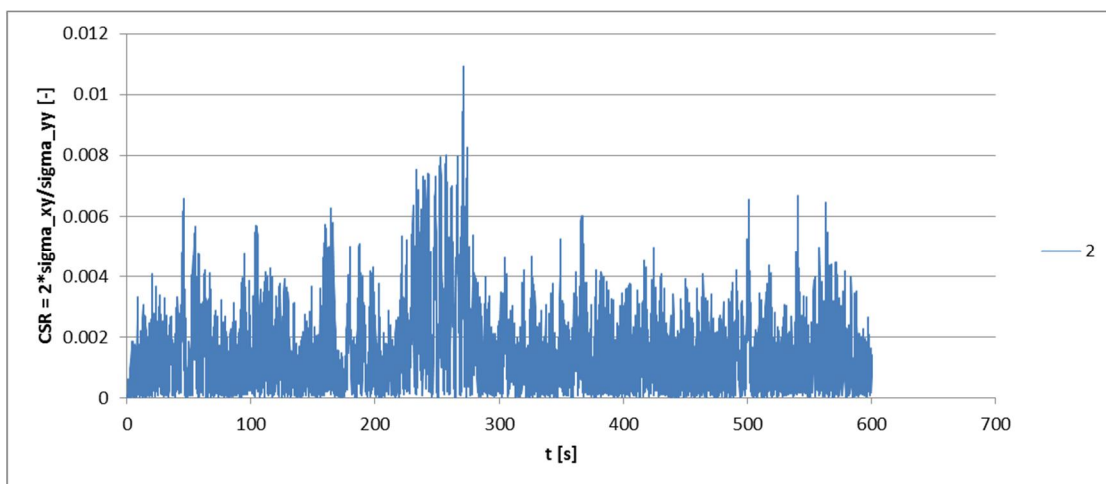
C.1.1 CSR Maximum Extreme Load





C.1.2 CSR Maximum Operating Load





C.2 Versnellingen

Betekenis legenda bij de figuren:

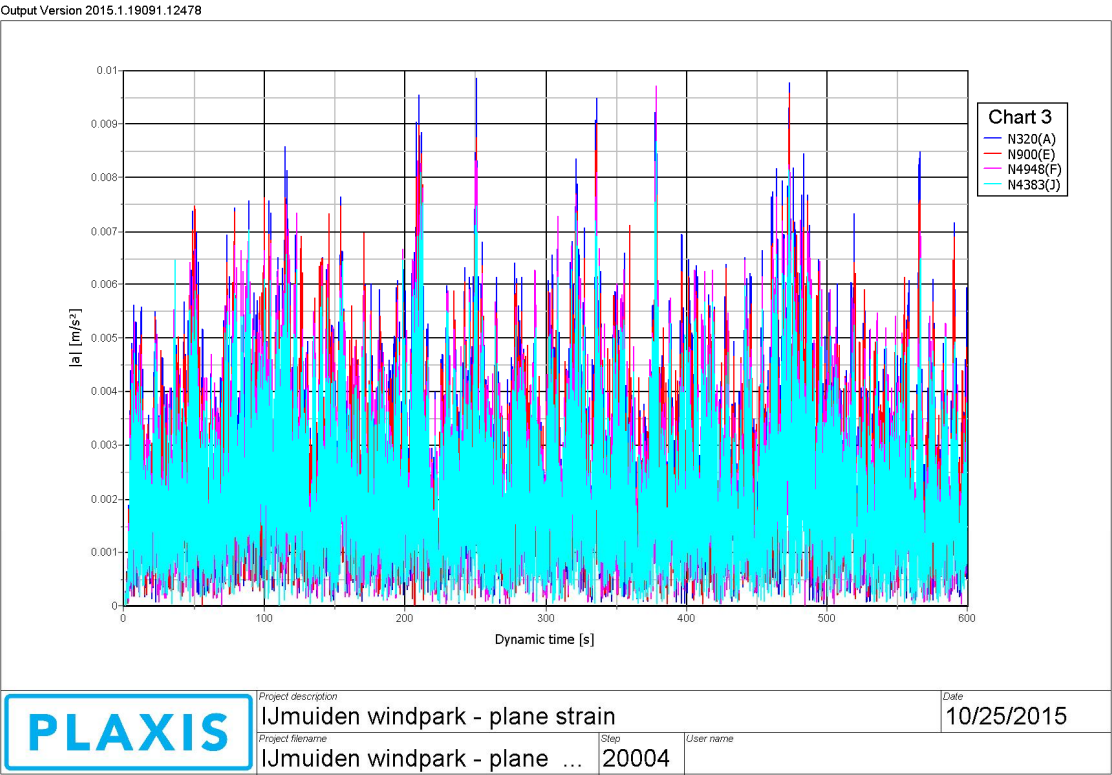
A = 1 in Figuur 5.1

E = 2 in Figuur 5.1

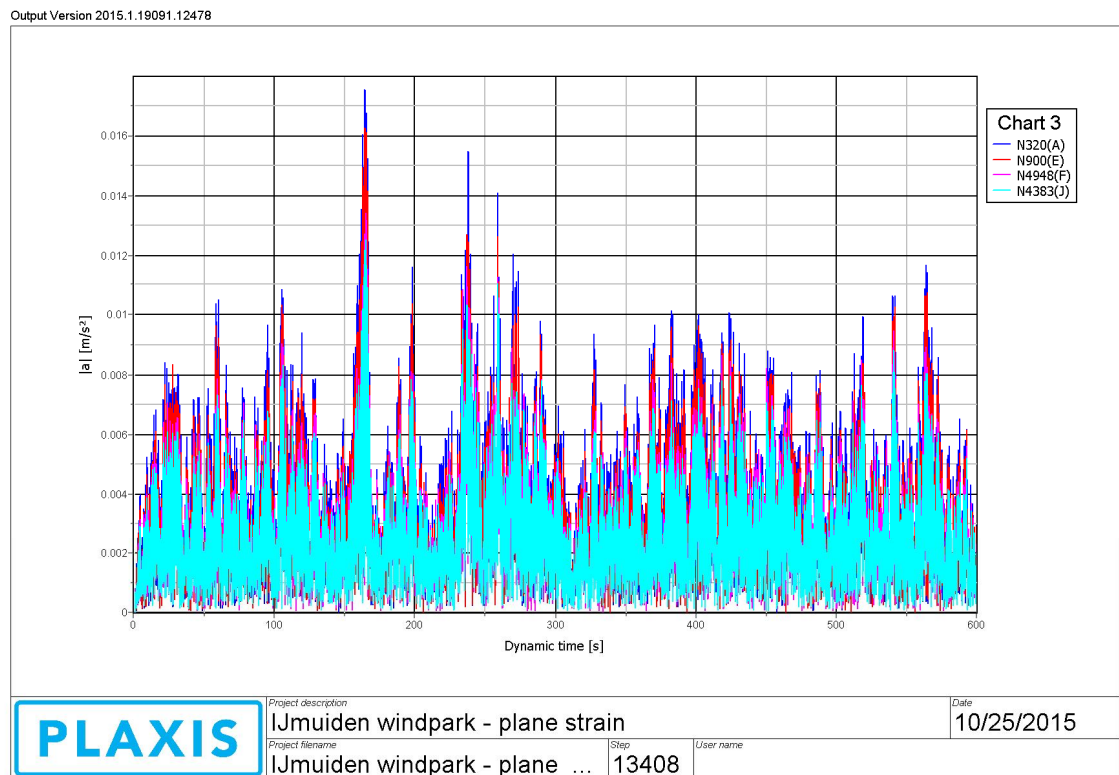
J = 3 in Figuur 5.1

F = 4 in Figuur 5.1

C.2.1 Versnellingen Maximum Extreme Load



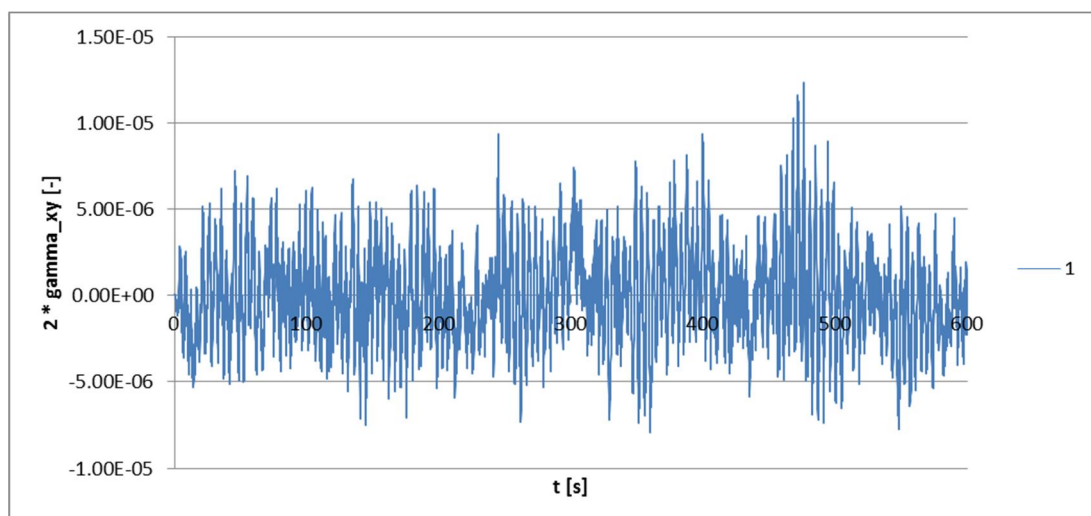
C.2.2 Versnellingen Maximum Operating Load

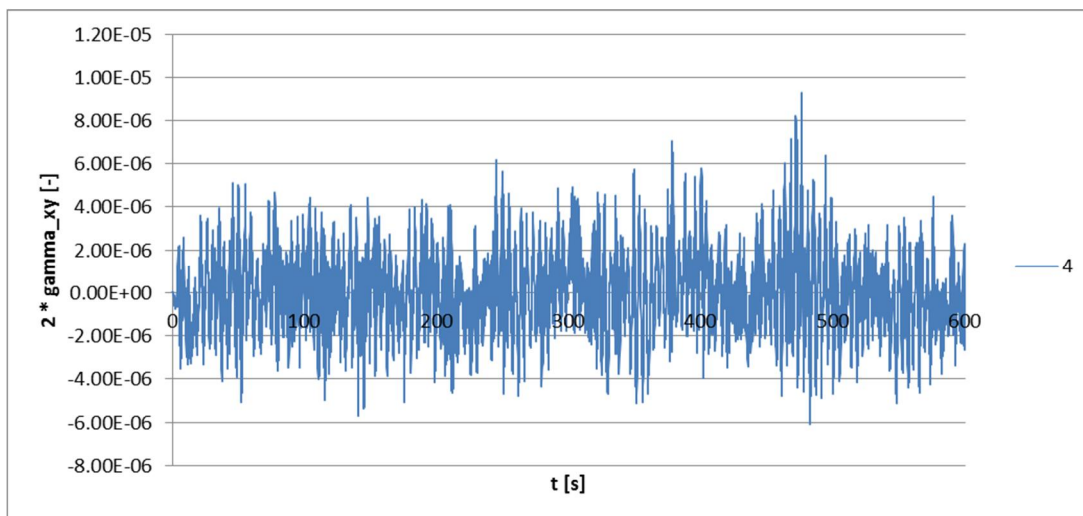
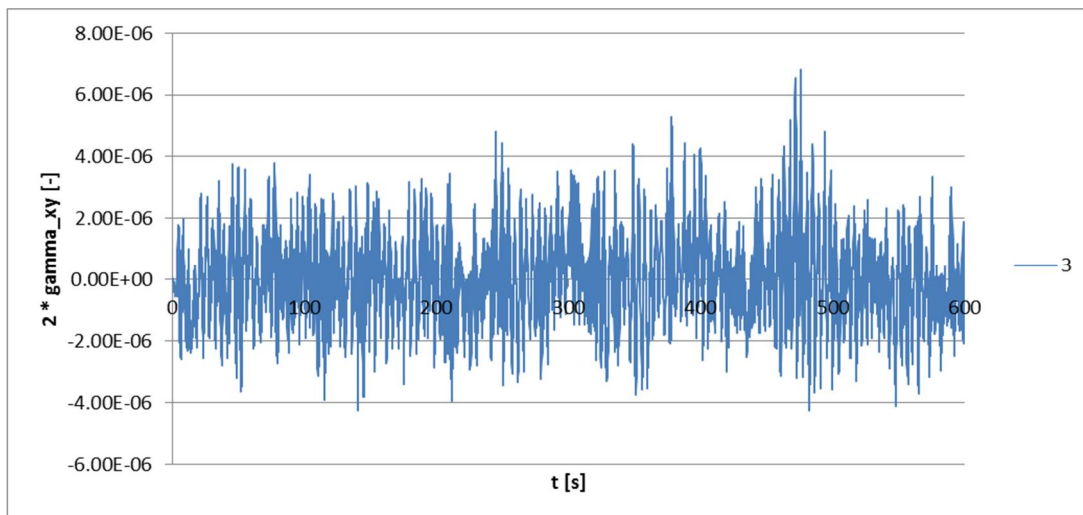
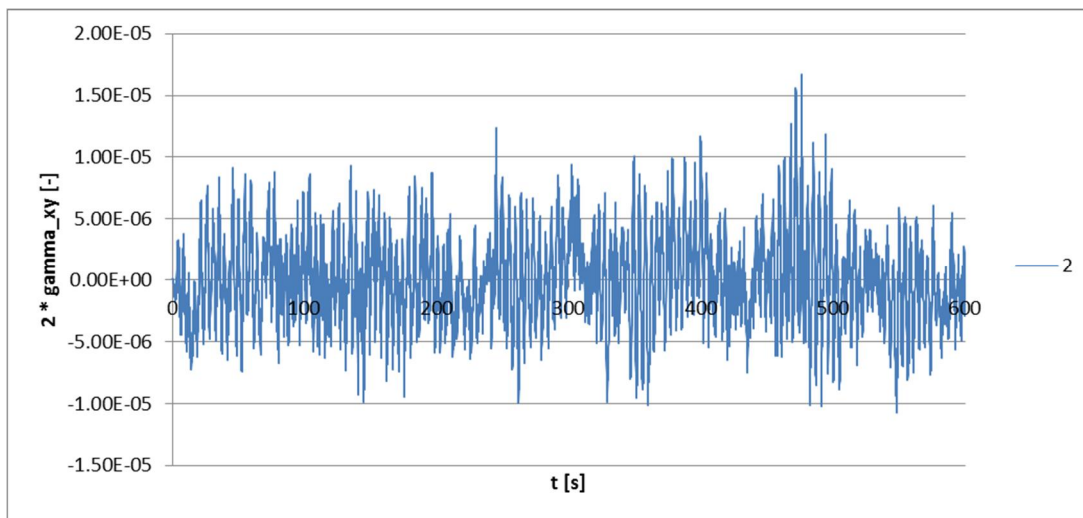


C.3 Schuifrekken

Berekende waarden van schuifrek γ_{xy} voor de 4 punten in Figuur 5.1.

C.3.1 Schuifrekken Maximum Extreme Load





C.3.2 Schuifrekken Maximum Operating Load

