



Impact Windpark Eemshaven West op de waterkering

Rapportage waterbouw | Emmapolderdijk

1221-188690.R01 | 05-06-2023

Definitief

Pondera



Documentbeheer

Documentgegevens

Projectnaam	Impact Windpark Eemshaven West op de waterkering
Documentnaam	Rapportage waterbouw
Fugro-projectnr.	1221-188690
Fugro-documentnr.	1221-188690.R01
Versienummer	4.1
Versiestatus	Definitief
Fugro entiteit	Fugro NL Land B.V.
Adres Fugro-kantoor	Blaeulaan 60A Postbus 63 2260 AB Leidschendam T 030 60 28175

Klantgegevens

Klant	Pondera Consult B.V.
Adres klant	Amsterdamseweg 13 6814 CM Arnhem
Contactpersoon klant	Martijn Edink
Documentnr. klant	-

Versiebeheer

Versie	Datum	Status	Omschrijving	Opgesteld door	Gecontroleerd door	Goedgekeurd door
1.0	12-10-2021	Concept	Initiële versie	H.D. Ali	W.R Halter	W.R Halter
2.0	3-11-2021	Concept	Aanvulling monopile	H.D. Ali D. Wessling	W.R Halter A.J. Snethlage	W.R Halter
3.0	22-11-2021	Concept	Aanvulling trilblok	D. Wessling	W.R Halter	W.R Halter
4.0	19-04-2023	Definitief	Aanvulling fase2	G. van Leeuwe	R. Meinsma	R. Meinsma
4.1	05-06-2023	Definitief	Tekstuele aanpassing	G. van Leeuwe	R. Meinsma	R. Meinsma

Projectteam

Initialen	Naam	Rol
WRH	ir. W.R. Halter	Principal Consultant
HDA	Ing. H.D. Ali	Adviseur Waterbouw
ASN	Ir. A.J. Snethlage	Senior Adviseur Geotechniek
DWE	Ing. D. Wessling	Adviseur Geotechniek
GVL	ir. G. van Leeuwe	Adviseur Waterbouw
RMA	Ing. R. Meinsma	Senior Adviseur Waterbouw

Inhoudsopgave

Inhoudsopgave	1
1. Inleiding	1
1.1 Projectbeschrijving	1
1.2 Locatiebeschrijving	1
1.3 Beschikbare informatie	2
1.4 Scope	3
1.5 Leeswijzer	4
2. Uitgangspunten	5
2.1 Normen en richtlijnen	5
2.2 Toetsingskader trillingen	5
2.3 Software	5
2.4 Geometrie	6
2.5 Kratervorming door vallend object	7
2.6 Bodemopbouw	8
2.7 Grondparameters	9
2.8 (Grond)waterstanden en stijghoogten	9
2.8.1 Freatische lijn en stijghoogte	9
2.8.2 Polderpeil en wateroverspanning	9
2.8.3 Belastingssituaties STBU	10
2.9 Verkeersbelasting	10
2.9.1 Macrostabieliteit binnenwaarts	10
2.9.2 Macrostabieliteit buitenwaarts	10
2.10 Partiële factoren	11
2.10.1 Materiaalfactoren	11
2.10.2 Normering STBI en STBU	12
3. Trillingsanalyse	15
3.1 Bouwfase en gebruiksfase	15
3.2 Bouwfase	15
3.2.1 Modellerings	15
3.2.2 Uitgangspunten (waarden) CUR 166 modellering	17
3.2.3 Karakteristieke werkzaamheden	17
3.2.4 Trillingsoverdracht	18
3.2.5 Uitvoering heiwerk	21
3.3 Gebruiksfase	22
3.4 Tijdseffect	23
4. Macrostabieliteit	24
4.1 Inleiding	24

4.2	Resultaten stabiliteitsanalyse	26
4.2.1	STBI	26
4.2.2	STBU	33
5.	Gevolg krater of ontgraving op piping	37
6.	Conclusies en aanbevelingen	38
6.1	Conclusies	38
6.2	Aanbevelingen	39
A.1	Waterstaatkundige zonering	40
A.2	Toelichting Modellerings Trillingen	41
A.3	Trillingstechnische vaktermen	45
Bijlagen		
A.1	Waterstaatkundige zonering	
A.2	Toelichting Modellerings Trillingen	
A.3	Trillingstechnische vaktermen	

1. Inleiding

Op 13 september 2021 ontving Fugro te Utrecht van Pondera te Arnhem, de opdracht voor het opstellen van een trillingsrisicoanalyse en een stabiliteitsanalyse voor Windpark Eemshaven West. Op 05 April 2023 is door Pondera aan Fugro de opdracht gegeven om het Fugro onderzoek (Fugro rapport 1220-188690_v3.0 d.d. 22-11-2021) te actualiseren. Het voorliggende rapport betreft een actualisatie van trillings- en een stabiliteitsonderzoek voor het gehele Windpark Eemshaven West.

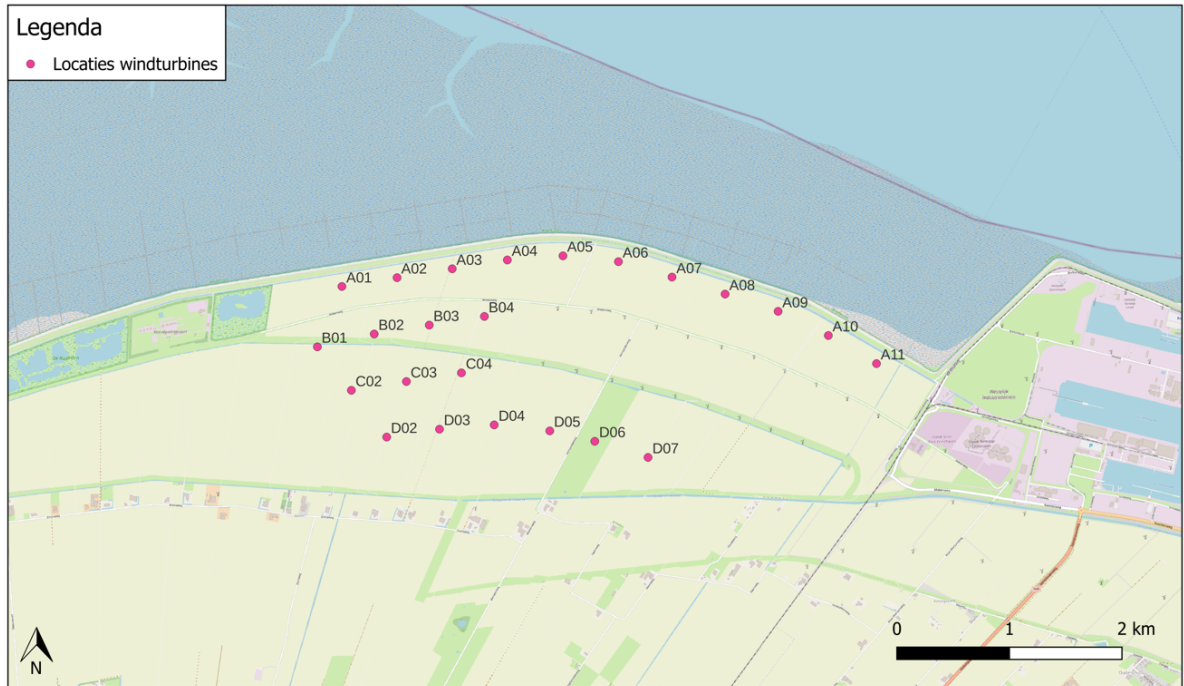
1.1 Projectbeschrijving

Bij de Emmapolderdijk, een primaire waterkering ten westen van de Eemshaven in Groningen, is een windpark voorzien (zie figuur 1-1). Het plan betreft de bouw van windturbines in de nabijheid van een primaire waterkering. Voor de fundering van de windturbines is voorzien in een geheel paalsysteem. In deze rapportage is uitgegaan van heien van prefab betonpalen of monopiles. De realisatie en aanwezigheid van deze windturbines leidt tot trillingen in de ondergrond, die een negatief effect kunnen hebben op de stabiliteit van deze primaire waterkering.

Aan Fugro is gevraagd om door middel van een trillingsanalyse en een stabiliteitsanalyse na te gaan of de primaire waterkering nadelen ondervindt door het windpark tijdens realisatie- en gebruiksfase.

1.2 Locatiebeschrijving

Het windpark wordt gerealiseerd tussen dijkpaal 53,50 en dijkpaal 48 van normtraject 6-6, waarbij de dichtstbijzijnde windturbine ca. 100 meter van de teensloot aflight. Een overzichtstekening van het projectgebied is weergegeven in figuur 1-1.



figuur 1-1 Projectgebied Eemshaven west

1.3 Beschikbare informatie

De volgende openbaar beschikbare bronnen zijn door Fugro gebruikt:

- | | |
|------------------------------|---|
| (TAW, 2004) | Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken, 1 september 2004 |
| (AHN, 2012) | https://www.ahn.nl/ahn-viewer |
| (Kramer, 2017) | V.N. Kramer, Wind Turbines near flood defences, 20 December 2017 |
| (WBI, 2017) | Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat, Schematiseringshandleiding piping, WBI, 2017. |
| (WBI, 2017) | Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat, Schematiseringshandleiding macrostabiliteit, WBI, 2017. |
| (NEN 9997-1) | NEN 9997-1, 2011 Geotechnisch ontwerp van constructies – Deel 1, algemene regels, december 2011. |
| (DINOloket, sd) | DINOloket. (sd). Opgehaald van www.dinoloket.nl : https://www.dinoloket.nl/ondergrondmodellen |
| (geo.noorderzijlvest.nl, sd) | https://geo.noorderzijlvest.nl/Geoweb/index.html?viewer=Leggers.Leggers |
| (RWS, 1994) | Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Rijkswaterstaat. (1994). Tienjarig overzicht 1981-1990 : presentatie van afvoeren, waterstanden, watertemperaturen, golven en kustmetingen. RWS. |

De volgende informatie uit het Fugro-archief is gebruikt:

- Grondonderzoek bestaande windpark, 2006, projectnummer 5006-0391-000.
- Grondonderzoek Waddenzeedijk, 2017, projectnummer 1317-0279-230.

Door Waterschap Noorderzijlvest is de volgende informatie beschikbaar gesteld:

(Waterschap Noorderzijlvest)	Waterschap Noorderzijlvest, Logboek beoordelingsspoor STBI en STBU, concept, 15 september 2021
------------------------------	--

(Waterschap Noorderzijlvest)	Waterschap Noorderzijlvest, Logboek beoordelingsspoor STPH, concept, 15 september 2021
------------------------------	--

Daarnaast heeft de opdrachtgever bij de toekenning van de opdracht per e-mail informatie geleverd met betrekking tot de posities en dimensies van de windturbines en informatie over de fundering. Op 14 oktober zijn de specificaties van de monopiles nagestuurd. Op 17 november zijn de specificatie van een trilblok voor monopiles nagestuurd.

Fugro staat niet in voor de juistheid en/of volledigheid van de door derden verstrekte informatie en gegevens.

1.4 Scope

De stabiliteitsanalyse voor de te beschouwen waterkering is uitgevoerd conform de systematiek van het WBI2017. Hierbij is bepaald wat de mogelijke afname is van de macrostabiliteit van de waterkering als gevolg van trillingen, ontgraving en bemaling door middel van glijvlakberekeningen met DGeoStability.

Daarnaast is er bepaald wat de mogelijke afname is van macrostabiliteit van de waterkering als gevolg van een krater in de berschermingszone door een valincident. Bovendien is kwalitatief beschouwd wat de mogelijke afname is van de weerstand tegen piping als gevolg van de krater in de beschermingszone. Tenslotte is kwalitatief naar de stabiliteit van het voorland gekeken.

De volgende zaken vallen buiten de scope:

- Het uitvoeren van een trefkansanalyse van vallende objecten. Dit is volgens de opdrachtgever reeds separaat beschouwd.
- Het berekenen van kwel door ontgravingen of langs funderingen. De verandering in kwel zal overigens zeer gering zijn door het ontbreken van een deklaag op de zandondergrond in het achterland.
- Het risico van zettingsvloeiing als gevolg van trillingen is niet beschouwd. Dit speelt vermoedelijk echter geen rol door de beperkte waterdieptes.

1.5 Leeswijzer

In hoofdstuk 2 wordt de uitgangspunten beschreven, die zijn gebruikt voor de analyses. In hoofdstuk 3 wordt de uitgevoerde trillingsanalyse toegelicht. Hierin is onderscheid gemaakt tussen het optreden van maximale trillingen door heien van funderingspalen tijdens de bouwfase en door in het gebruik zijn van de windturbine. Op basis van de berekende trillingen is de mogelijke afname van de macrostabiliteit van de waterkering als gevolg van trillingen door middel van glijvlakberekeningen bepaald. De resultaten hiervan zijn gepresenteerd in hoofdstuk 4. Daarnaast is in hoofdstuk 4 gepresenteerd wat de mogelijke afname van macrostabiliteit van de waterkering is als gevolg van kratervorming, ontgraving en bemaling door middel van een glijvlakberekeningen. Gevolgen van kratervorming in de beschermingszone op de weerstand tegen piping wordt beschreven in hoofdstuk 5. Ten slotte wordt in hoofdstuk 6 ingegaan op de conclusies en aanbeveling van de uitgevoerde analyses.

2. Uitgangspunten

In dit hoofdstuk worden de uitgangspunten nader beschreven die van belang zijn voor het analyseren naar de impact van ondergrondse effecten van de windturbines tijdens de aanleg en exploitatie. Deze zijn onderverdeeld in de volgende paragrafen:

- Normen en richtlijnen
- Geometrie
- Bodemopbouw
- Grondparameters
- Hydraulische belastingen
- Bovenbelastingen
- Partiële factoren

2.1 Normen en richtlijnen

Voor het opstellen van het advies zijn de volgende normen en richtlijnen in acht genomen: [NEN 9997-1, 2011] Geotechnisch ontwerp van constructies – Deel 1, algemene regels, december 2011. De beoordeling voor het mechanisme macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts (STBI en STBU) van de kade worden uitgevoerd conform het WBI2017. Voor het opstellen van het advies zijn de volgende normen en richtlijnen in acht genomen: [NEN 9997-1, 2011] Geotechnisch ontwerp van constructies – Deel 1, algemene regels, december 2011.

2.2 Toetsingskader trillingen

Waterkering

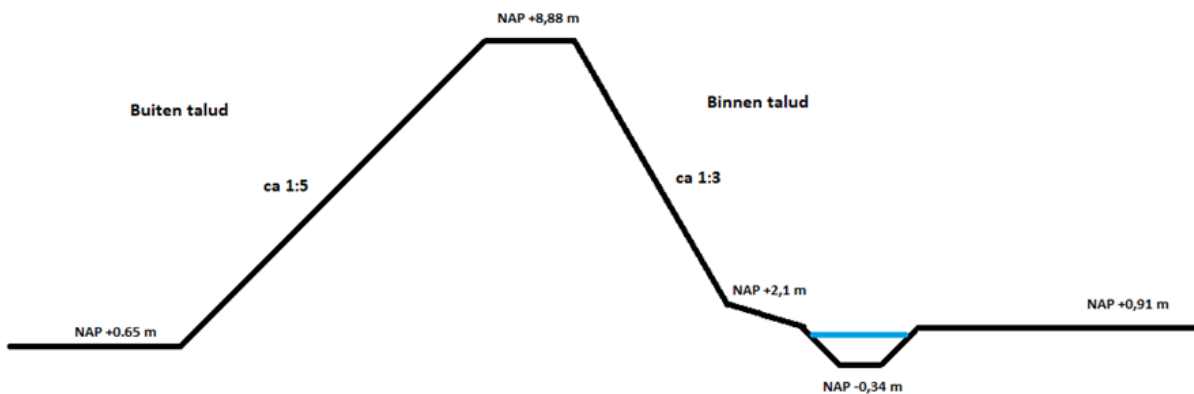
Voor waterkeringen geldt dat de standzekerheid / stabiliteit gegarandeerd dient te blijven. Bij beschouwing van de stabiliteit, is de grootte van de dynamische belasting van belang (versnellingen-belasting). Aan de hand van stabiliteitsberekeningen wordt het effect ervan beschouwd.

2.3 Software

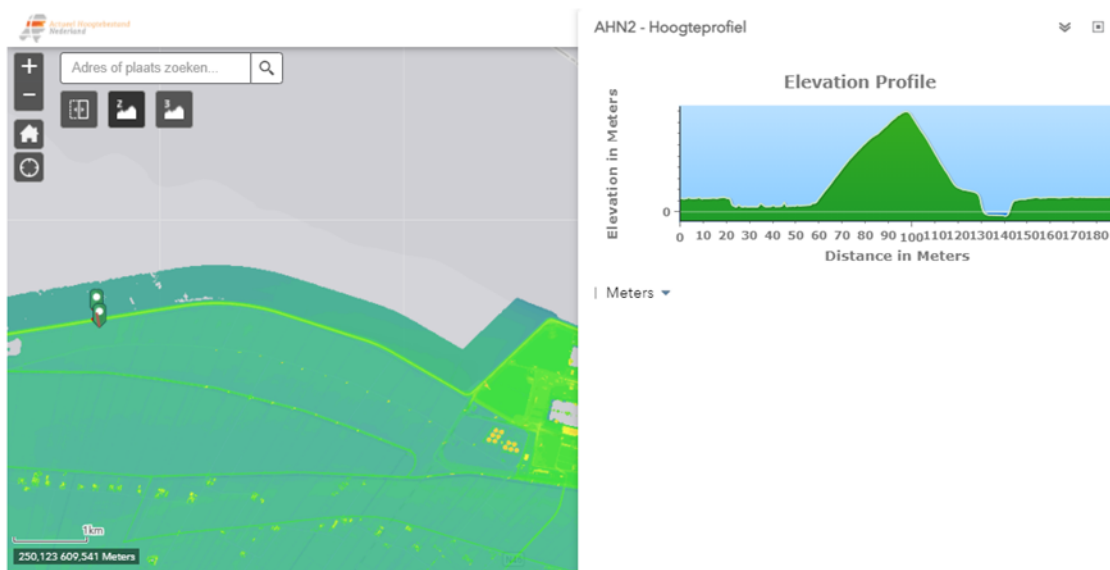
De stabiliteitsanalyse wordt is uitgevoerd met het programma D-Stability (versie 20.2.1) in combinatie met het UpliftVan glijvlakmodel.

2.4 Geometrie

De geometrie van de waterkering is gebaseerd op AHN3 gegevens. Er is op het relevante dijktraject waar de windturbines worden geplaatst geen significante variatie in de dijkgeometrie geconstateerd. De kruin van de dijk bevindt zich op een niveau van NAP +8,88 m. Het buiten talud heeft een flauwe helling van 1:5 vanaf de kruin tot aan NAP +0,65 m. Het binnentalud heeft een steilere helling van ca. 1:3 vanaf de kruin tot aan NAP +2,1 m. Aan de binnenzijde van de dijk ligt een sloot met een diepte van NAP -0,34 m. Zie figuur 2-1 voor de locatie van de gekozen maatgevende geometrie. De geometrie is visueel geschematiseerd in figuur 2-2.



figuur 2-2 Schematisatie maatgevende geometrie



figuur 2-1 Locatie gekozen maatgevende geometrie

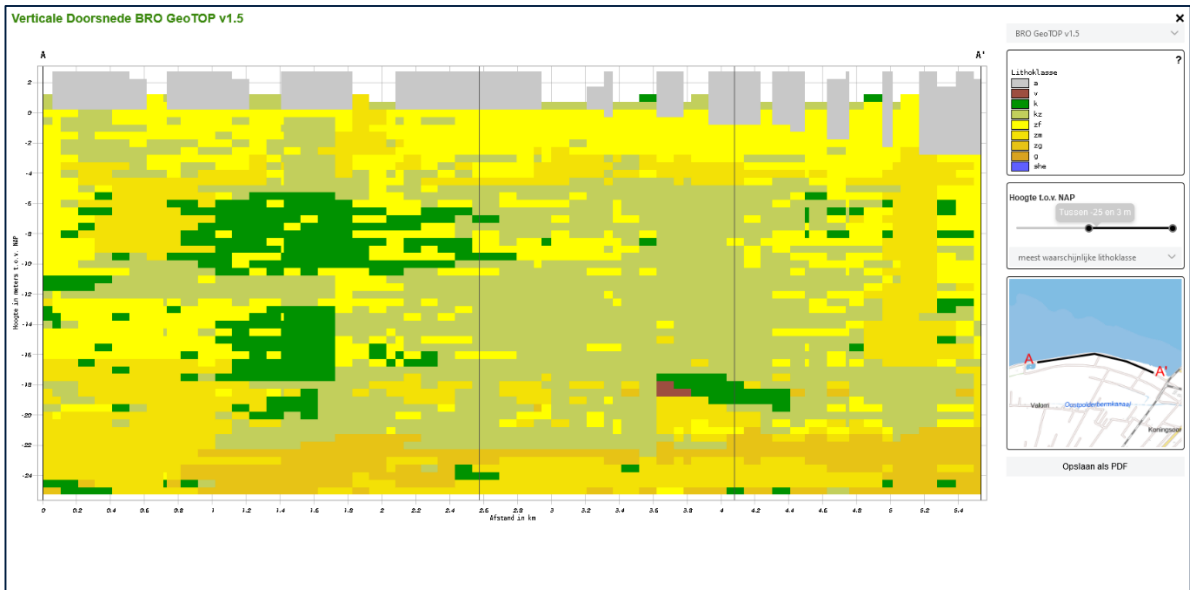
2.5 Kratervorming door vallend object

Op basis van de vraag van de opdrachtgever wordt gekeken naar de invloed van een inslagkrater in de beschermingszone op de macro-instabiliteit en piping. De schade door een impact van een vallend object is globaal bepaald op basis van literatuur. De volgende uitgangspunten zijn van toepassing:

- De invloed van de krater op de binnenwaartse macrostabiliteit is bepaald door middel van glijvlakberekeningen met DGeoStability. Inslagkraters in de waterstaatszone of aan de buitenzijde van de dijk zijn niet beschouwd, omdat de kans daarop volgens de opdrachtgever voldoende klein is.
- Voor de invloed van de krater op piping is kwalitatief beschouwd aan de hand van het beschikbare grondonderzoek.
- De locatie van de beschermingszone is bepaald aan de hand van Geoweb (Geoweb, sd). Zie bijlage 1.A voor een overzicht van de waterbouwkundig zonering.
- Bij een eerder onderzoek (Kramer, 2017) is het aanbevolen om bij een Enercon-126 windturbine uit te gaan van een 3,8 m diepe krater. De windturbines in dit project zijn groter (ashoogte 160 m in plaats van 121 m), dus in dit geval wordt er uitgegaan van een conservatieve diepte van circa 4,5 m.
- Voor de taluds van de krater wordt er uitgegaan van een helling van 1 : 2 (natuurlijk talud zand).
- Verder wordt ervan uitgegaan, dat de krater gevuld is met water tot aan het oorspronkelijk grondwaterniveau.

2.6 Bodemopbouw

De grondopbouw is bepaald op basis van een recente uitgevoerde beoordeling van de dijk door Waterschap Noorderzijlvest en het bij Fugro beschikbare grondonderzoek. Door de uitgevoerde onderzoeken en analyses is de volledige ondergrond van het projectgebied geclassificeerd als getijdengeulzand. Dit is geverifieerd met Dinoloket (DINOloket, sd) aan de hand van een geotechnische lengteprofiel (zie figuur 2-3).



figuur 2-3 Lengte profiel grondopbouw binnen het projectgebied

Op basis van het verzamelde informatie kan de bodemgesteldheid globaal worden geschematiseerd zoals deze is weergegeven in tabel 2-1. De maximale beschouwde diepte in het grondonderzoek is 25 meter.

tabel 2-1 Globale bodemgesteldheid

Bovenkant laag [m NAP]	Laagdikte [m]	Bodembeschrijving
+0,50	25	Zand (getijdengeulzand)

2.7 Grondparameters

Op basis van de resultaten van het grondonderzoek zijn door Waterschap Noorderzijlvest sterkte- en stijfheidsparameters voor de verschillende grondlagen afgeleid, zie tabel 2-2.

tabel 2-2 Representatieve waarden sterkteparameters

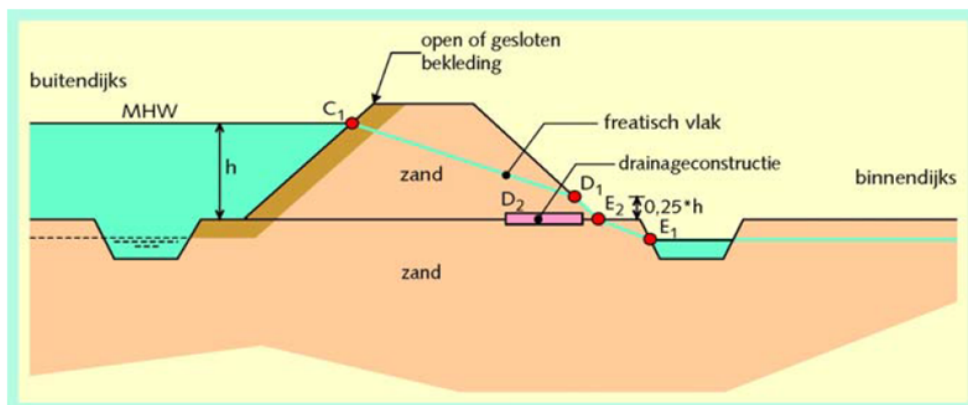
Bovenkant laag [m NAP]	Grondsoort	γ/γ_{sat} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ [°]
+8,80	Zand (dijkmateriaal)	18/20	0	30
+0,65	Zand (ondergrond)	19/21	0	27

Opmerkingen
 γ en γ_{sat} = volumiek gewicht; sat = verzadigd
 c' = effectieve cohesie
 ϕ' = effectieve hoek van inwendige wrijving

2.8 (Grond)waterstanden en stijhoogten

2.8.1 Freatische lijn en stijhoogte

Voor het schematiseren van de waterstanden zijn er verschillende bronnen gebruikt. De freatische lijn is conservatieve geschematiseerd als geval 2B: Zandkern en zand als ondergrond, zie figuur 2-4 voor een schematische weergave van de freatische lijn. Maatgevende hoogwaterstand (MHW) is gelijk aan waterstand met een overschrijdingsfrequentie gelijk aan de signaalwaarde, oftewel de waterstand bij de norm (WBN). Voor de maatgevende geometrie binnen het projectgebied, gelegen op ca. dijkpaal 52,50, is de WBN gelijk aan 5,20 m +NAP.



figuur 2-4 Schematisering freatische lijn, bron (TAW, 2004)

2.8.2 Polderpeil en wateroverspanning

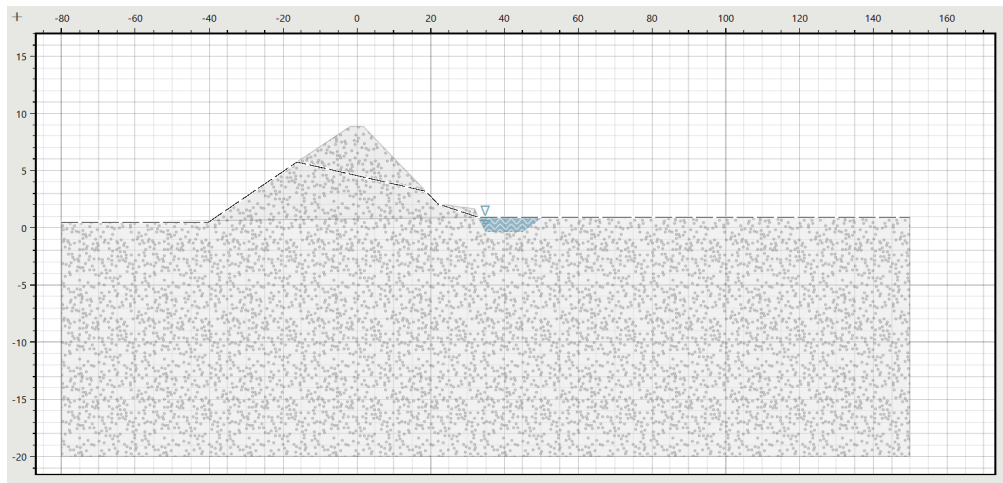
Het polderpeil tijdens hoogwaterperiode wordt gelijkgesteld aan het maaiveldniveau van het achterland. Dit ligt op ca. NAP +0,9 m. Bij de berekeningen wordt er geen wateroverspanning

meegenomen door het heien van de palen, omdat deze volgens metingen bij projecten op ca. 100 m van de dijk niet significant zijn. Daarnaast is de aanname dat de grondwaterstand tot aan de windturbine volledig tot aan maaiveld staat conservatief.

2.8.3 Belastingssituaties STBU

Voor dijktraject 6-6 wordt, voor macrostabiliteit buitenwaarts, de belastingssituatie beschouwd met een buitenwaterstand na een snelle val in combinatie met een verhoogde freatische lijn ten gevolge van voorgaande hoogwater. Deze situatie leidt immers tot het hoogste verval over het buitentalud.

De freatische lijn in het dijklichaam wordt bepaald voor de waterstand bij de norm zoals beschreven in de voorgaande paragraaf. Doordat de hoogte van het voorland (NAP + 0,65 m) hoger ligt dan het gemiddelde laagwater (ca. NAP -1,40 m), wordt aangenomen dat de freatische lijn in het voorland gelijk is aan het maaiveld. Zie figuur 2-5 voor de schematisatie van de freatische lijn voor STBU.



figuur 2-5 Schematisering freatische lijn bij STBU

2.9 Verkeersbelasting

2.9.1 Macrostabiliteit binnenwaarts

Op basis van WBI 2017 wordt bij het beoordelen van macrostabiliteit binnenwaarts wordt alleen realistische verkeerbelasting beschouwd tijdens hoogwater. Deze verkeersbelasting heeft betrekking op herstelwerkzaamheden. Denk hierbij aan een lichte vrachtauto met een kraan en een pick-up die overeenkomt met een 1 kN/m^2 over een breedte van 2,5 meter (WBI, 2017). Deze belasting is echter verwaarloosbaar, omdat de duur van de verkeersbelasting in relatie tot de snelheid van afschuiven zeer klein is (WBI, 2017).

2.9.2 Macrostabiliteit buitenwaarts

In de schematiseringshandleiding macrostabiliteit wordt toegelicht dat voor de beoordeling van macrostabiliteit buitenwaarts gerekend kan worden met een verkeersbelasting van $13,3 \text{ kN/m}^2$, maar er kan niet worden uitgegaan van deze belasting, omdat de kering geen weg

heeft op de kruin. Bovendien is deze belasting, die overeenkomt met een rij zandauto's op de kruin van de dijk, na een maatgevende hoogwater niet realistisch. Het is wel voorstelbaar dat na een hoogwater een lichte vrachtauto met een kraan en een pick-up over de asfaltbekleden aan de binnendijk rijdt. Dit komt overeen met een verkeersbelasting 1 kN/m^2 over een breedte van 2,5 meter. Voor de STBU beoordeling wordt van deze verkeersbelasting uitgegaan.

2.10 Partiële factoren

2.10.1 Materiaalfactoren

De stabiliteitsanalyse is conform de semi-probabilistische werkwijze uitgevoerd. De materiaalfactoren van de sterkteparameters en de factor op het volume gewicht zijn gelijk aan 1. Hierdoor is de rekenwaarde bij semi-probabilistische analyse gelijk aan de karakteristieke waarde.

2.10.2 Normering STBI en STBU

Volgens het semi-probabilistische benadering wordt de benodigde veiligheid als volgt uitgedrukt:

$$F_d \geq \text{schematiseringsfactor} * \gamma_d * \gamma_n$$

Waarin:

F_d	Berekende stabiliteitsfactor, gebaseerd op de rekenwaarde voor de schuifsterkte [-]
γ_n	Schadefactor [-]
γ_d	Modelfactor [-]

De modelfactor is afhankelijk van de gekozen berekeningsmethode om de stabiliteitsfactor uit te rekenen. In dit geval is gebruik gemaakt van de LiftVan model waarbij de modelfactor gelijk is aan 1,06.

De tweede parameter die leidend is voor het bepalen van de stabiliteitseis is de schematiseringsfactor. Deze heeft een waarde tussen 1,0 en 1,3 die de onzekerheden in de grondonderzoeken en geometrie dekken. Aangezien er relatief veel grondonderzoeken zijn uitgevoerd voor dit project en de dijk relatief homogene geometrie heeft, wordt alsnog een schematiseringsfactor van 1,1 gehanteerd. Uit ervaring bij andere projecten blijkt, dat dit voldoende conservatief is.

De schadefactor (γ_n) is afhankelijk van de faalkanseis en kan al volgt worden berekend:

$$\gamma_n = (0,15 * \beta_{eis,dsn}) + 0,41$$

Waarbij:

$$\beta_{eis;dsn} = -\frac{\rho_{eis;dsn}}{\phi}$$

Waarin:

γ_n	Schadefactor voor het faalmechanisme macrostabiliteit [-].
$\beta_{eis,dsn}$	Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede [-].
$\rho_{eis,dsn}$	Faalkanseis per doorsnede voor macrostabiliteit [1/ jaar].
ϕ	Standaard (cumulatieve) normale verdeling [-]

De faalkanseis voor een beoordeling per traject en mechanisme in de gedetailleerde beoordeling is een product van de norm van het dijktraject en de faalkansruimtefactor voor het betreffende beoordelingsspoor. Door in rekening te brengen van het lengte-effectfactor kan de faalkanseis per doorsnede afgeleid worden van de faalkanseis per traject.

De faalkanseis per doorsnede voor STBI kan als volgt worden berekend:

$$\rho_{eis;dsn} = \frac{\omega * \rho_{eis}}{N_{dsn}}$$

Waarin:

$\rho_{eis;dsn}$	Faalkanseis per doorsnede of kunstwerk [1/ jaar]
ω	Faalkansruimtefactor voor macrostabiliteit, dit 0,04 voor STBI
ρ_{eis}	Norm van het dijktraject [1/jaar]
N_{dsn}	Lengte-effectfactor voor een doorsnede of kunstwerk

Voor STBU wordt de Faalkanseis per doorsnede als volgt berekend:

$$\rho_{eis;dsn} = \frac{\omega(10 * \rho_{eis})}{N_{dsn}}$$

Voor normtraject 6-6 gelden de volgende toelaatbare overstromingskansen:

- Signaleringswaarde: 1/3000 per jaar
- Ondergrenswaarde: 1/1000 per jaar

De resultaten van de categoriegrenzen zijn weergegeven in tabel 2-3.

tabel 2-3 Categoriegrenzen Macrostabiliteit

		Signaleringswaarde	Ondergrenswaarde
Norm [per jaar]		1/3000	1/1000
Macrostabiliteit binnenwaarts (STBI)	$P_{eis;dsn}$ [per jaar]	1/ 2.356.950	1/ 785.650
	N_{dsn} [-]	31.4	31.4
Macrostabiliteit buitenwaarts (STBU)	$P_{eis;dsn}$ [per jaar]	1/ 235.695	1/ 78.565
	N_{dsn} [-]	31.4	31.4

Op basis van hierboven genoemde informatie kan de vereiste veiligheidsfactor berekend worden:

Voor STBI:

$$\gamma_n = \left(0,15 * \left(-\phi^{-1} * \left(\frac{1}{785.650} \right) \right) + 0,41 \right)$$

$$\gamma_n = (0,15 * 4,704) + 0,41 = 1,116$$

$$F_d \geq 1,1 * 1,06 * 1,116$$

$$F_d \geq 1,30$$

Voor STBU:

$$\gamma_n = \left(0,15 * \left(-\phi^{-1} * \left(\frac{1}{78,565} \right) \right) + 0,41 \right)$$

$$\gamma_n = (0,15 * 4,211) + 0,41 = 1,042$$

$$F_d \geq 1,1 * 1,06 * 1,042$$

$$F_d \geq 1,21$$

3. Trillingsanalyse

In dit hoofdstuk wordt de grootte van de trilling (intensiteit) geanalyseerd. De met de trillingsanalyse bepaalde trillingsintensiteiten (versnellingen) gelden als input voor de stabiliteitsanalyses. De invloed van de trillingen wordt geschematiseerd door op het dwarsprofiel een aardbevingscomponent aan te brengen. Deze component geldt voor het gehele dwarsprofiel en is niet "op locatie" ergens in het dwarsprofiel aan te brengen. Uit de stabiliteitsanalyses volgt een nog net toelaatbare versnellingswaarde. Gegeven de prognose is de minimale afstand te bepalen.

3.1 Bouwfase en gebruiksfase

Onderscheid is gemaakt in een aanleg/bouwfase en een gebruiksfase waarbij de turbines in bedrijf zijn. De maatgevende trillingsbelasting op de waterkering in de bouwfase wordt veroorzaakt door de heiwerkzaamheden. Trillingen door bouwverkeer en "bouwen" van de turbine zelf, zijn ondergeschikt aan de trillingen door heien.

Gebruiksfase

Optredende trillingsintensiteiten gedurende de gebruiksfase zijn o.a. afhankelijk van weer en wind. Onder stormcondities (windkracht > 6 Bf) wordt doorgaans de turbine stilgezet. Afhankelijk van windkracht en gevraagd vermogen (van het net) worden de bladen onder een bepaalde hoek gezet. Omdat de diversiteit van mogelijke variabelen groot is, wordt een mogelijk invloed van trillingen tijdens de gebruiksfase gebaseerd op meetresultaten.

3.2 Bouwfase

3.2.1 Modelling

In de bijlage "Toelichting Modelling trillingen" wordt nader ingegaan op de theoretische achtergrond omtrent trillingen. De modellering geschiedt op basis van de systematiek zoals deze is opgenomen in het handboek CUR 166 "Damwandconstructies". In CUR 166 wordt onderscheid gemaakt in verschillende bodemkarakteristieken, verschillende palen / damwandplanken alsmede in verschillende wijzen van inbrengen (module "heien" of module "trillen").

Met de methodiek worden intensiteiten geldig voor de ondergrond versus de afstand berekend. Door eveneens overdrachtsfactoren (conform CUR 166) te hanteren, kunnen intensiteiten aan de draagconstructie en/of op vloeren berekend worden. De methodiek is in eerste instantie opgezet voor bepalen van snelheidswaarden. Door een dominante frequentie in rekening te brengen kunnen versnellingswaarden versus afstand berekend worden.

Normale versus lognormale verdeling bronwaarde

De methodiek gaat uit van een vereenvoudigde lognormale verdeling voor de bronwaarde van de grond. Uit een vergelijking tussen de in CUR 166 aangehouden vereenvoudigde lognormale verdeling en een uitgebreide lognormale verdeling met aangepaste veiligheidsbenadering blijkt dat de vereenvoudigde lognormale benadering tot niet realistische waarden leidt. Zie ook artikel Vakblad Geotechniek (oktober 2014). Met name bij een grote spreiding in de bronwaarden (variatiecoëfficiënt) treden grote verschillen op tussen beide benaderingen.

In tegenstelling tot de in CUR 166 (6e druk) gehanteerde "vereenvoudigde" lognormale verdeling voor de bronwaarde, zou in de analyses, uitgegaan moeten worden van een uitgebreide lognormale verdeling met aangepaste veiligheidsbenadering. Echter, op basis van praktijkervaring, waarbij prognoses zijn vergeleken met meetresultaten, is gebleken dat een normale verdeling nauwer aansluit. In de prognoses wordt derhalve een normale verdeling aangehouden, waarbij de uitgebreide lognormale verdeling als gevoeligheidsanalyse mede beschouwd wordt.

Maatgevend in de beschouwing zijn de trillingen bij heien op diepte. In de beschouwing is aangenomen dat in de toplaag en/of eventueel aanwezige tussenzandlagen optredend effecten ondergeschikt zijn aan de trillingsintensiteiten bij heien op diepte.

Bronwaarde trillingsbron

In CUR 166 wordt voor de bronintensiteit van de trillingsintensiteit een "standaard"-bodemprofiel van Nederland gehanteerd. Door de bronwaarden van dit "standaard"-profiel te correleren met de grondcondities van de projectlocatie, wordt met lokale omstandigheden rekening gehouden.

Demping grond

Tijdens de installatie van de palen wordt de omringende grond in beweging gebracht. Hierdoor ontstaan trillingen. Deze trillingen planten zich als golven door de ondergrond voort. Te onderscheiden zijn compressie-, afschuif- en Rayleigh-golven. Op korte afstand van de trillingsbron zijn qua trillingsniveau zowel de afschuif- als Rayleighgolven van belang. Op grotere afstand zijn met name Rayleighgolven (oppervlaktegolven) van belang. De voortplantingssnelheid van de trillingsgolven in de aanwezige zandlagen kan variëren tussen 75 m/s tot 125 m/s voor klei/veenlagen tot 175 m/s tot 225 m/s voor zandlagen.

De demping is in sterke mate afhankelijk van de mate waarin het grondmateriaal vervormd wordt onder invloed van de homogeniteit en de gelaagdheid van het bodemprofiel. Een dempingsmaat van $\zeta = 1$ tot 2% is geldig.

3.2.2 Uitgangspunten (waarden) CUR 166 modellering

In onderstaande tabel zijn de aangehouden model input waarden opgenomen.

tabel 3-1 Uitgangspunten modellering heien

	Module heien
Gemiddelde bronsnelheid u5m	0,032 mm/s
variatiecoëfficiënt V	0,6
Frequentie trilling 1)	15-20 Hz
Demping grond α 1)	0,020 m ⁻¹
Module heien: prefab betonpalen / buispalen	

3.2.3 Karakteristieke werkzaamheden

Ondergenoemde aannamen zijn als uitgangspunt voor de analyses gehanteerd. In geval van wijzigingen in het te hanteren equipment en/of materieel, wordt aanbevolen de analyse/toetsing aan te laten passen.

Heiwerkzaamheden

Er is vooralsnog geen funderingsadvies voor de windturbines beschikbaar. De verwachting is dat de turbines gefundeerd worden op prefab betonpalen met afmetingen Ø 400 mm tot Ø 500 mm met een paallengte van circa 25 m (aannamen).

Op basis van indicatieve dimensioneringsberekeningen met behulp van de formule van Sprenger-Potma is uitgegaan van een hydraulisch heiblok met een energieniveau van circa 80 tot 105 kNm (aanname).

Als alternatief wordt rekening gehouden met toepassing van monopiles met een lengte van 25 m en een diameter van 6 m. Voor de installatie van de monopilefundering wordt een Hydrohammer S-1200 ingezet met een maximaal energieniveau van 1200 kNm. Als alternatief is een PVE 500M vibro hammer beschouwd.

Bij paalgroepen wordt uitgegaan van een "standaard" grondverdichting van circa 4 tot 5%. Bij hogere grondverdichtingspercentages dient rekening gehouden te worden met de toepassing van een zwaarder heiblok.

Verwacht wordt dat het stootrendement van het hydraulische heiblok circa 90% bedraagt.

Relevantie van de blokkeuze

Het hierboven beschouwde blok kan goed geregeld worden, zodat niet met een te hoog of te laag energieniveau op de palen geslagen behoeft te worden. De acceptatie van het gekozen blok dient door de aannemer in overleg met constructeur te worden verzorgd.

Bij de keuze van het blok is het van belang dat er gelet wordt op zowel de beschikbare bruto als netto energie. Rekening dient te worden gehouden met het feit dat sommige hydraulische heiblokken bij de neerwaartse klap hydraulisch versneld worden. Bij dit soort blokken is er vaak een kleiner verschil tussen het bruto en netto energieniveau.

Heikbaarheid analyses

In de DO fase zal aan de hand van heikbaarheid analyses (b.v. Pile Drive Predictions) de uitvoeringscondities bepaald gaan worden. Met PDP worden o.a. de druk-/trekspanningen in de paal en de kalendering (blowcount) bepaald.

Omdat bij passeren van stijve zandtussenlagen hoge trekspanningen te verwachten zijn, kan met PDP analyses de grootte van het benodigde hei-energieniveau geanalyseerd worden.

3.2.4 Trillingsoverdracht

De grootte van de geprognosticeerde trillingsintensiteiten (versus de afstand) wordt in meerdere mate bepaald door het energieniveau van het heiblok tezamen met de afstand tussen het heiwerk en de teen van de waterkering, en in mindere mate bepaald door parameters voor de grondlagenopbouw (bronwaarde van de trilling en de demping van de grond).

In tabel 3-2 en figuur 3-1 is de berekende trillingsintensiteit als functie van de afstand gepresenteerd. Zowel een verwachtingswaarde als een bovengrenswaarde is opgenomen.

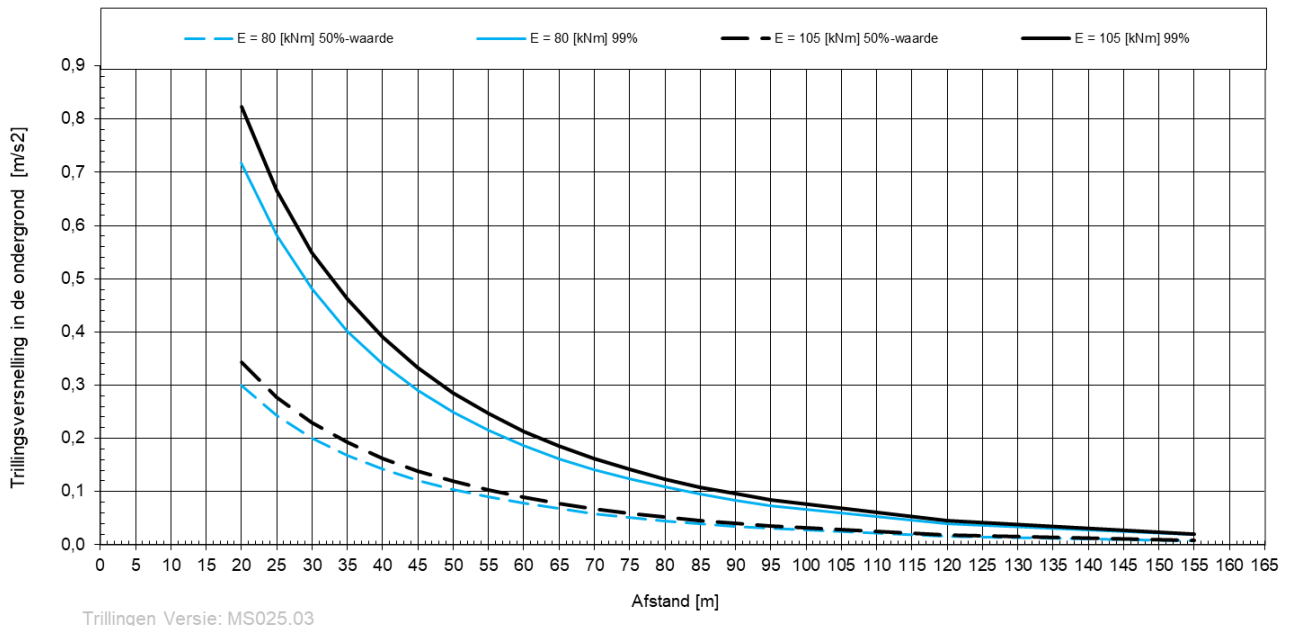
tabel 3-2 Trillingsintensiteiten (versnellingen), heiwerkzaamheden

	Prefab palen				Monopiles			
	E = 80 kNm ∅ 400 mm 15 Hz		E = 105 kNm ∅ 500 mm 15 Hz		E = 900 kNm ∅ 6 m 15 Hz		E = 1200 kNm ∅ 6 m 15 Hz	
	[m/s ²]		[m/s ²]		[m/s ²]		[m/s ²]	
Afstand [m]	50%	99%	50%	99%	50%	99%	50%	99%
20,00	0,30	0,72	0,34	0,82	1,34	3,21	1,55	3,71
25,00	0,24	0,58	0,28	0,67	1,08	2,60	1,25	3,00
30,00	0,20	0,48	0,23	0,55	0,90	2,15	1,03	2,48
35,00	0,17	0,40	0,19	0,46	0,75	1,80	0,87	2,08
40,00	0,14	0,34	0,16	0,39	0,64	1,52	0,73	1,76
45,00	0,12	0,29	0,14	0,33	0,54	1,30	0,63	1,50

	Prefab palen				Monopiles			
Heienergie	E = 80 kNm		E = 105 kNm		E = 900 kNm		E = 1200 kNm	
Paalafmeting	∅ 400 mm		∅ 500 mm		∅ 6 m		∅ 6 m	
frequentie	15 Hz		15 Hz		15 Hz		15 Hz	
	[m/s ²]		[m/s ²]		[m/s ²]		[m/s ²]	
Afstand [m]	50%	99%	50%	99%	50%	99%	50%	99%
50,00	0,10	0,25	0,12	0,29	0,47	1,11	0,54	1,29
55,00	0,09	0,22	0,10	0,25	0,40	0,96	0,46	1,11
60,00	0,08	0,19	0,09	0,21	0,35	0,83	0,40	0,96
65,00	0,07	0,16	0,08	0,19	0,30	0,72	0,35	0,84
70,00	0,06	0,14	0,07	0,16	0,26	0,63	0,30	0,73
75,00	0,05	0,12	0,06	0,14	0,23	0,55	0,27	0,64
80,00	0,05	0,11	0,05	0,12	0,20	0,48	0,23	0,56
85,00	0,04	0,09	0,05	0,11	0,18	0,42	0,20	0,49
90,00	0,03	0,08	0,04	0,10	0,16	0,37	0,18	0,43
95,00	0,03	0,07	0,04	0,08	0,14	0,33	0,16	0,38
120,00	0,01	0,04	0,02	0,05	0,07	0,18	0,09	0,20
155,00	0,008	0,02	0,01	0,02	0,03	0,08	0,04	0,09

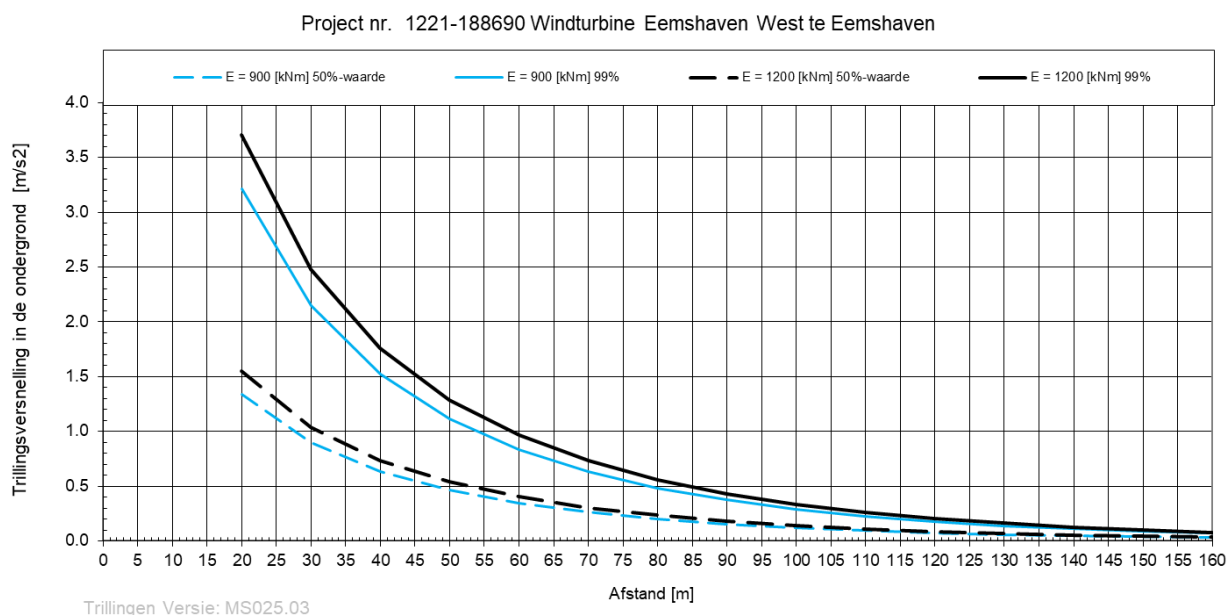
- Afstand = afstand tussen trillingsbron en object
- De 50% waarden betreft de waarde voor de maximaal optredende - trillingsintensiteit met een kans van ca. 50% op overschrijding
- De 99% waarden betreft de waarde voor de maximaal optredende trillingsintensiteit met een kans van ca. 1% op overschrijding

Project nr. 1221-188690 Windturbine Eemshaven West te Eemshaven

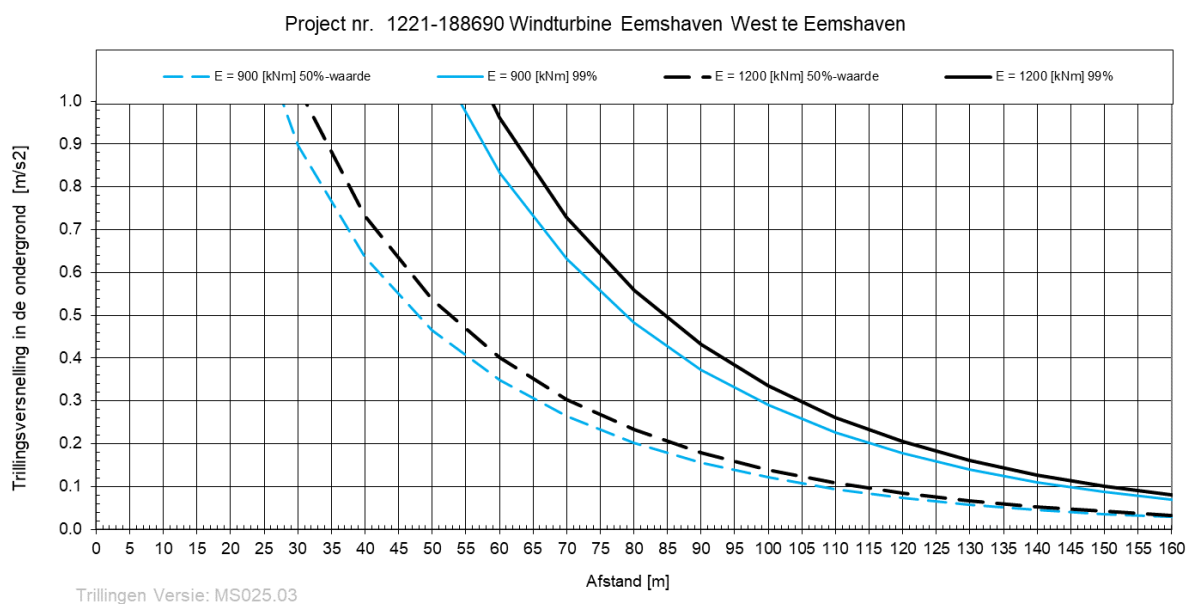


Figuur 3-1: Heien, prefab palen, intensiteiten in de ondergrond (versnellingen versus de afstand)

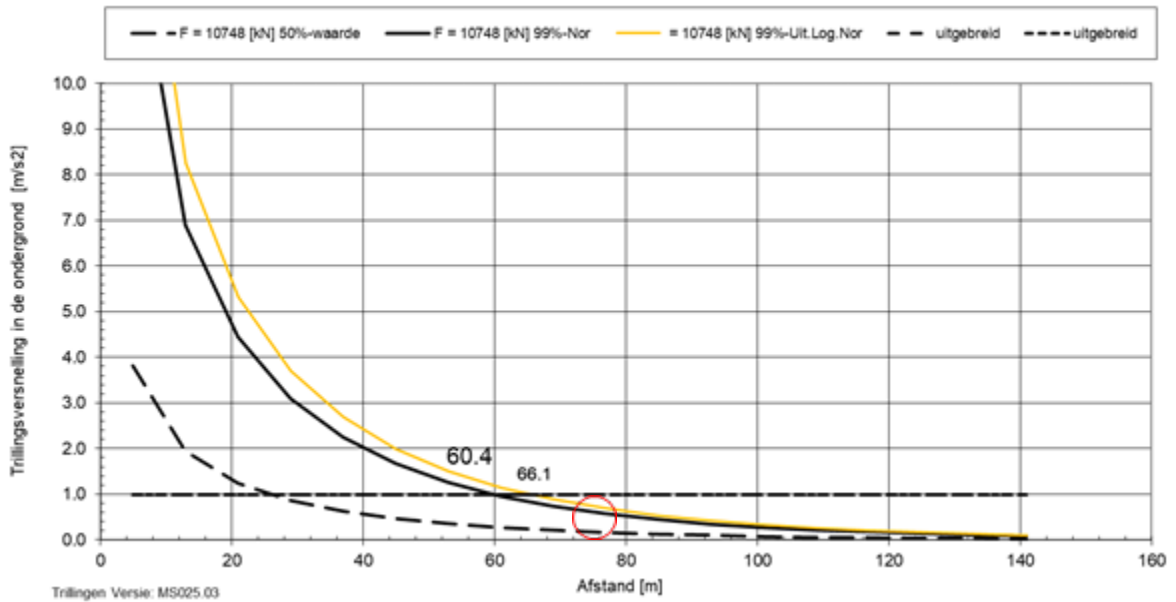
In de figuren 3-2 en 3-3 is de berekende trillingsintensiteit als functie van de afstand gepresenteerd voor een geheide monopile. Zowel een verwachtingswaarde als een bovengrenswaarde is opgenomen. In figuur 3-4 is hetzelfde gedaan voor een getrilde monopile (dominante frequentie ca. 20-30 Hz, materiaaldemping 2,5%). Daaruit volgt dat de trillingsintensiteit van de variant met het trillblok vergelijkbaar is.



Figuur 3-2: Heien, monopile, intensiteiten in de ondergrond (versnellingen versus de afstand)



Figuur 3-3: Heien, monopile, intensiteiten in de ondergrond (versnellingen versus de afstand) (y-as aangepast)



Figuur 3-4: Trillen, monopile, intensiteiten in de ondergrond (versnellingen versus de afstand)

3.2.5 Uitvoering heiwerk

Tijdens de uitvoering van de heiwerkzaamheden zal de afstand van het heiwerk tot aan de waterkering variëren. Vanuit de heipraktijk is bekend dat (bij geclusterde palen voor de fundering), dat voor de later te heien palen meer hei-energie benodigd is dan bij de eerste paar palen van eenzelfde poer.

Door het heien wordt het zandpakket bij de paalpunt namelijk opgespannen. Indien gewerkt wordt vanaf de grootste afstand naar de kortste afstand tot de waterkering (routing), dan wordt er een trillingsscherm gecreëerd, waarbij de trillingen "opgesloten" worden tussen het werk en de waterkering. Verhoogde intensiteiten kunnen dan verwacht worden. Indien andersom gewerkt wordt (van de waterkering af) kunnen juist verlaagde intensiteiten worden verwacht, omdat dan de reeds aangebrachte palen als een trillingsscherm ten opzichte van de waterkering fungeren.

Bij te hanteren windturbinefundatie worden palen doorgaans onder verschillende schoorstanden weggezet. Daarbij is een deel van de palen naar buiten gericht en een deel naar binnen gericht. Hierdoor worden de paalvoeten van de palen niet direct in elkaars invloedsgebied geplaatst en is daardoor het effect op de trillingsintensiteiten van het opgespannen zand beperkt. Ondanks voorstaande wordt geadviseerd de routing dusdanig te plannen dat gestart wordt op de kortste afstand en dat van de waterkering af gewerkt wordt.

3.3 Gebruiksfase

Metingen aan Windturbines

In het verleden heeft Fugro aan / bij een aantal windturbines trillingsmetingen uitgevoerd, zowel aan het funderingsblok als in de grond.

- In oktober/november 2008 zijn metingen bij een opgestelde 3 MW windturbines in de **Afrikahaven te Amsterdam** uitgevoerd.
- In januari/februari 2009 zijn metingen bij een tweetal 3 MW turbines opgesteld op **Noordland (eiland Neeltje Jans)** uitgevoerd.
- In de periode januari – mei 2013 zijn uitgebreide metingen (25 meetlocaties) bij een in de **Eemshaven** opgestelde 6MW windturbine uitgevoerd.

In alle gevallen is gemeten buiten aan de buitenzijde van het funderingsblok en binnen op de vloer van de windturbine. Bij de 6MW windturbine is in 4 orthogonaal op elkaar staande raaien eveneens gemeten op maaiveld en in de grond. De windturbines zijn in alle gevallen gefundeerd op prefab betonpalen. Het doel van de uitgevoerde metingen was het inzichtelijk maken van de optredende trillingsintensiteiten tijdens het regulier in bedrijf zijn van de windturbine. De metingen zijn uitgevoerd in 3 orthogonaal op elkaar staande richtingen (X-, Y-, en Z richting). Tijdens de meetperiode voor Noordland in 2009 is een windkracht van 3 tot 6 Bft opgetreden. In januari / februari 2013 is in de Eemshaven een windkracht van 2 tot 8 Bft gemeten.

In onderstaande tabel zijn de tijdens in bedrijf zijn van de turbine gemeten intensiteiten opgenomen.

tabel 3-3 Gemeten intensiteiten bij gebruiksfase op enkele locaties

Locatie	X - richting	Y - richting	Z - richting
Noordland 3 MW	0,010 – 0,025	0,001 – 0,020	0,020 – 0,075
Afrikahaven 3MW	0,015 – 0,030	0,010 – 0,035	0,015 – 0,050
Eemshaven 6 MW	0,020 – 0,025	0,015 – 0,040	0,025 – 0,050

Uit de meetresultaten nabij de 6MW turbine in de Eemshaven is gebleken dat tot een afstand van 15 tot 20 m nog enige intensiteit gemeten is.

Omdat voor het project Eemshaven West vergelijkbare type turbines gehanteerd gaan worden, wordt verwacht wordt dat de in voorstaande tabel vermelde trillingsintensiteiten ook geldig zijn.

Invloed materiaal toren windturbine (ter info)

Bij de voorstaande beschouwingen is conservatief het effect van het materiaal van de toren op de optredende trillingsintensiteiten niet meegewogen, echter dit speelt wel een rol bij de afgifte van de trillingen in de omgeving van de windturbine. Zowel in de Afrikahaven als op Noordland als bij de 6MW turbine in de Eemshaven is de toren van de windturbine

uitgevoerd in staal. De geplande windturbines worden eveneens uitgevoerd met staal. Als de turbines uitgevoerd zouden worden in voorgespannen beton, dan is de dempingfactor hoger (=gunstiger) dan die voor staal, zie onderstaande tabel.

Tabel 3-4 Invloed materiaal toren windturbine

Materiaal	Dempingsfactor [-]
Gewapend beton:	
- ongescheurd	0,007 tot 0,010
- gescheurd (zonder vloeiende wapening)	0,010 tot 0,040
- gescheurd (met vloeiende wapening)	0,005 tot 0,008
Voorgespannen beton	0,004 tot 0,007
Gedeeltelijk voorgespannen beton	0,008 tot 0,012
Staal-beton	0,002 tot 0,003

3.4 Tijdseffect

Volgens de opdrachtgever duurt de installatie van een monopile circa een uur. Terwijl het heien van traditionele paalfundaties gepaard gaat met een tijdsbesteding van circa 5 dagen. Dit 'tijdseffect' heeft invloed op de wateroverspanningen rondom de paal. Bij een langere uitvoeringsduur zullen deze zich tot een hoger niveau opbouwen. Ter hoogte van de dijk kan echter op basis van ervaringskengetallen worden gesteld dat de wateroverspanningen in beide scenario's niet significant zijn.

Bij trillingen is er sowieso geen sprake van een 'tijdseffect'.

4. Macrostabiliteit

4.1 Inleiding

In dit hoofdstuk zijn de resultaten van de stabiliteitsanalyse op basis van de in dit document beschreven uitgangspunten en schematisaties weergegeven voor zowel macrostabiliteit binnenwaarts als macrostabiliteit buitenwaarts. In tabel 4-1 is er overzicht gegeven van de berekende situaties met bijbehorende omschrijving.

tabel 4-1 Overzicht macrostabiliteits berekeningen

Macrostabiliteit	Situatie	Omschrijving
STBI	Gebruiksfase	Normale STBI berekening bij WBN
	Gebruiksfase met verkeersbealsting van 13,3 kN/m ²	STBI berekening bij WBN met verkeersbelasting van 13,3 kN/m ² voor ter controle.
	Bouwfase – prefabpalen	STBI bij installatie prefabpalen
	Bouwfase – Monopile	STBI bij installatie Monopile
	Ontgraving/bemaling	STBI na ontgraving en bemaling
	Kratervorming	STBI na ontstaan van krater bij de beschermingszone
	Kratervorming beperkt	STBI na ontstaan van krater bij de beschermingszone uittrede glijvlak bij teensloot
STBU	Gebruiksfase	Normale STBU berekening (verkeersbelasting 1 kN/m ²)
	Bouwfase – prefabpalen 1	STBU bij installatie prefabpalen (verkeersbelasting 1 kN/m ²)
	Bouwfase – prefabpalen 2	STBU bij installatie monopile (verkeersbelasting 13.30 kN/m ²)
	Bouwfase – Monopile 1	STBU bij installatie monopile (verkeersbelasting 1 kN/m ²)
	Bouwfase – Monopile 2	STBU bij installatie monopile (verkeersbelasting 13.30 kN/m ²)

Verticale/horizontale trillingen gebruiksfase: In een vergelijkbaar project in de Eemshaven, tijdens de gebruiksfase van de windturbines, is enige intensiteit gemeten op een afstand van circa 15 tot 20 m. In dit project ligt de dichtstbijzijnde windturbine 100 meter van de teensloot af. Hierdoor kan de trillingsintensiteiten in de gebruiksfase verwaarloosd worden. Daardoor zijn de berekeningen in de gebruiksfase gelijk aan volgens de norm stabiliteitsbrekingen.

Verticale/horizontale trillingen bouwfase: Voor de stabiliteit is een horizontale versnellingscomponent ongunstiger dan een verticale versnellingscomponent. De verhouding van de horizontale/verticale component is afhankelijk van de afstand van de trillingsbron tot de waterkering. Afhankelijk van de grondgesteldheid ligt het omslagpunt waarbij de horizontale component groter is dan de verticale component, doorgaans op een afstand van circa 1,5 tot 2 maal de paallengte. In de berekeningen is voor de verticale versnelling uitgegaan van 50% van de horizontale versnelling. De verhouding van 1v:2h voor de verticale en horizontale versnelling volgt ook uit de meetresultaten bij vergelijkbare projecten waar geheid is. Bij het installatie van prefabpalen bedragen de horizontale en verticale waarde respectievelijk 0,10 m/s² en 0,05 m/s² voor STBI. Bij het installatie van monopile bedragen de horizontale en verticale versnellingen respectievelijk 0,40 m/s² en 0,20 m/s². Bij STBI is er rekening gehouden dat de trillingsbron 120 meter van het middelpunt van het glijvlak ligt. Bij buitenwaartse stabiliteit ligt de trillingsbron ca. 155 meter van het middelpunt van het glijvlak af. Zie onderstaande tabel voor een de gehanteerde versnellingen.

tabel 4-2 Verticale/horizontale trillingen bouwfase

Situatie	Horizontale versnelling [m/s ²]	Verticale versnelling [m/s ²]
STBI-Bouwfase prefabpalen (min. afstand tot paal = 120 m)	0,10	0,05
STBI-Bouwfase monopile (min. afstand tot paal = 120 m)	0,40	0,20
STBU-Bouwfase prefabpalen (min. afstand tot paal = 155 m)	0,04	0,02
STBU-Bouwfase monopile (min. afstand tot paal = 155 m)	0,18	0,09

4.2 Resultaten stabiliteitsanalyse

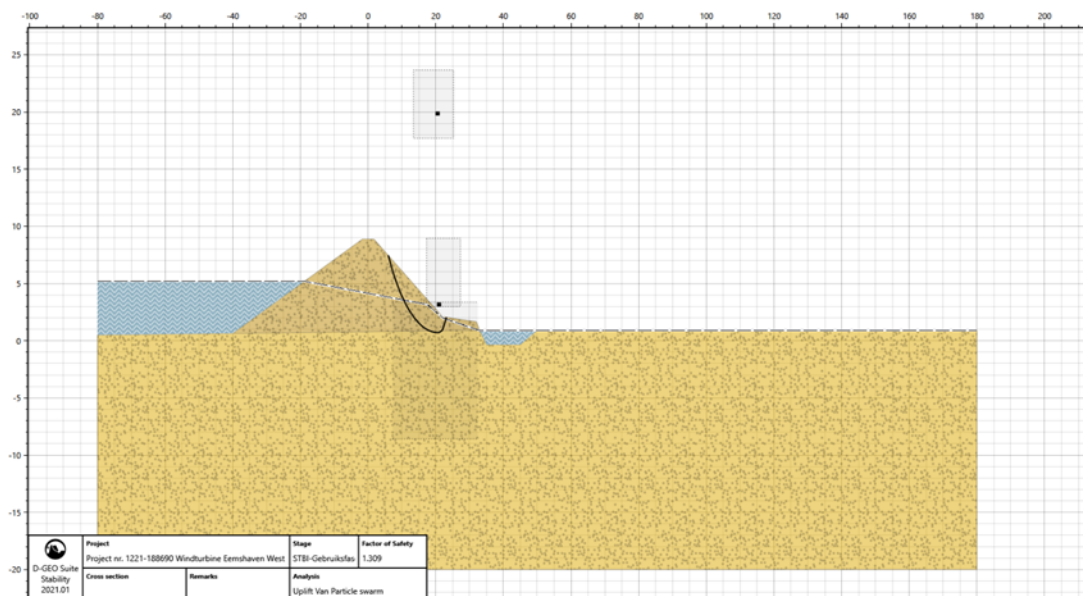
4.2.1 STBI

De resultaten van de eerder benoemde situaties voor STBI zijn weergegeven in Tabel 5.3.

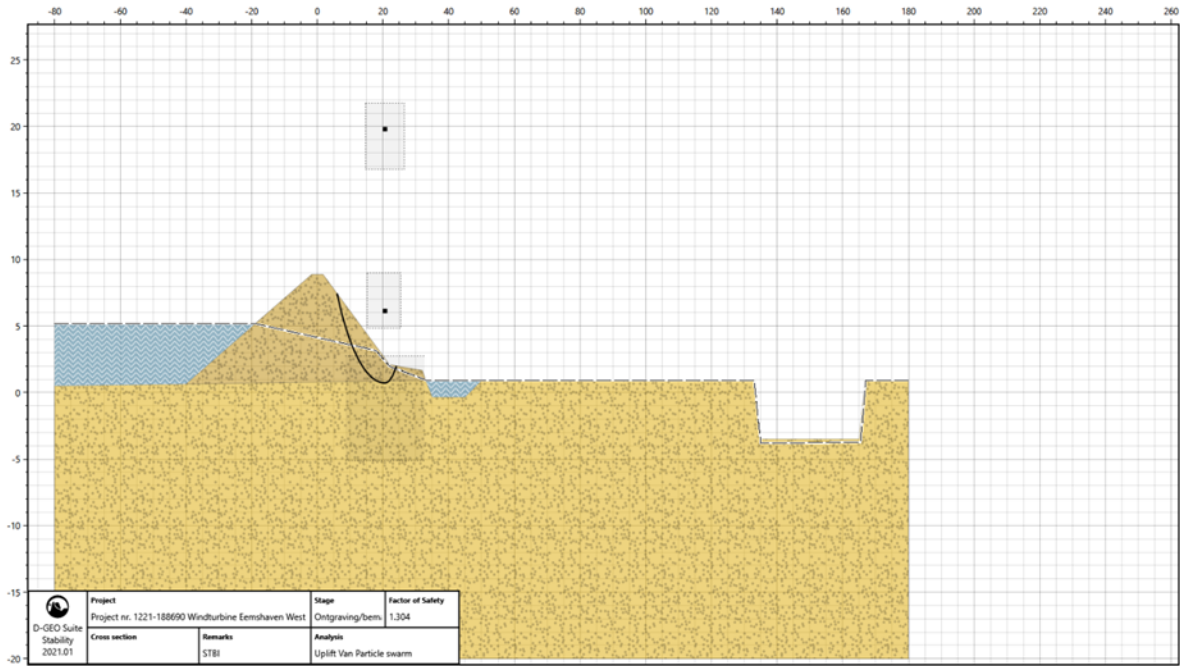
Situatie	Berekende Stabiliteitsfactor [-]
Gebruiksfase	1,30
Ontgraving/bemaling	1.30
Bouwfase - prefabpalen	1,27
Bouwfase – Monopile	1,15
Kratervorming	1,30
Kratervorming beperkt	1,46

Gebruiksfase en Ontgraving/bemaling

De maatgevende stabiliteitsfactor in de gebruiksfase voldoet aan volgens de norm vereiste stabiliteitsfactor ($1,31 > 1,30$). Zie figuur 4-1 voor de bijbehorende glijvlak. Verder wordt de binnenwaartse talud niet instabiel door ontgraving/bemaling, omdat deze op ca. 85 m van de dijk ligt en hierdoor geen invloed heeft op de dijk (zie figuur 4-2). Vanwege deze reden wordt er geen berekening uitgevoerd met betrekking tot ontgraving en bemaling voor buitenwaartse macrostabiliteit.

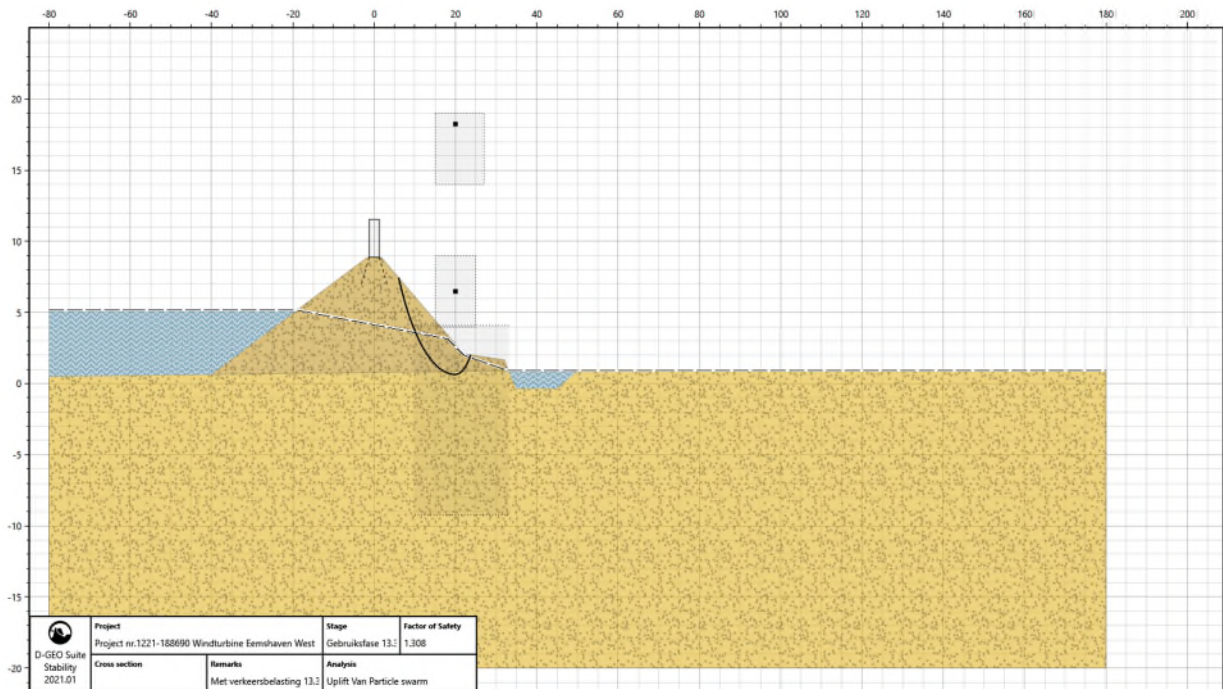


figuur 4-1 Maatgevende glijvlak STBI in de gebruiksfase



figuur 4-2 Maatgevende glijvlak STBI bij ontgraving/bemaling

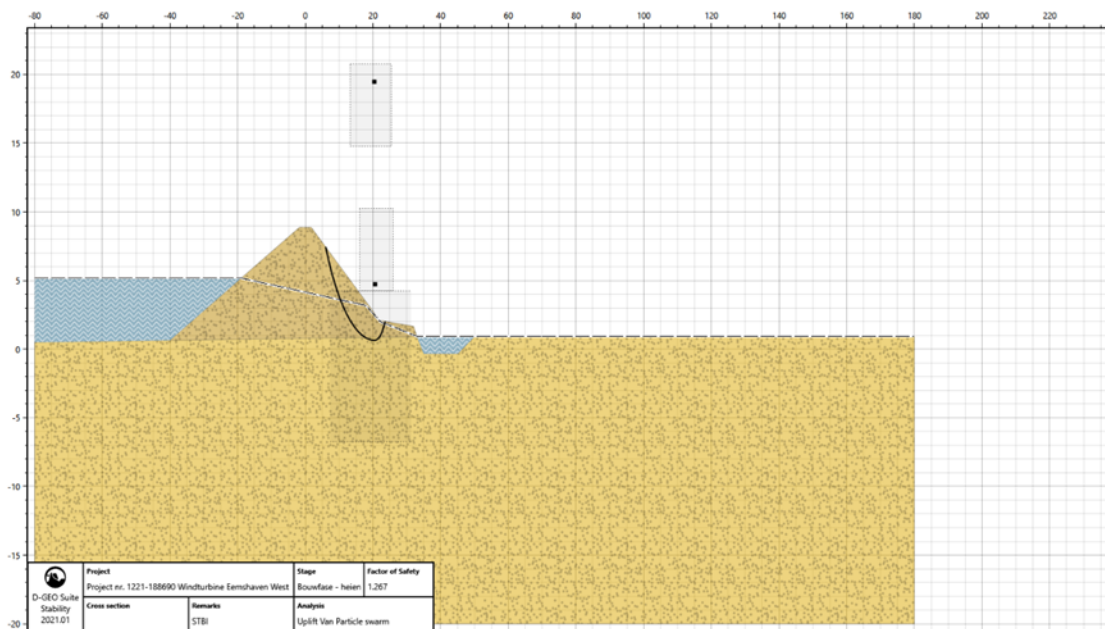
Ter controle is er een STBI berekening uitgevoerd met een verkeersbelasting van 13,3 kN/m². Dit resulteert niet in een afname van de stabiliteitsfactor ten opzichte van wanneer deze niet in rekening wordt gehouden (zie figuur 4-3 en figuur 4-1). Dit betekent dat er tijdens het heien geen verkeersbepurende maatregelen op de dijk nodig zijn.



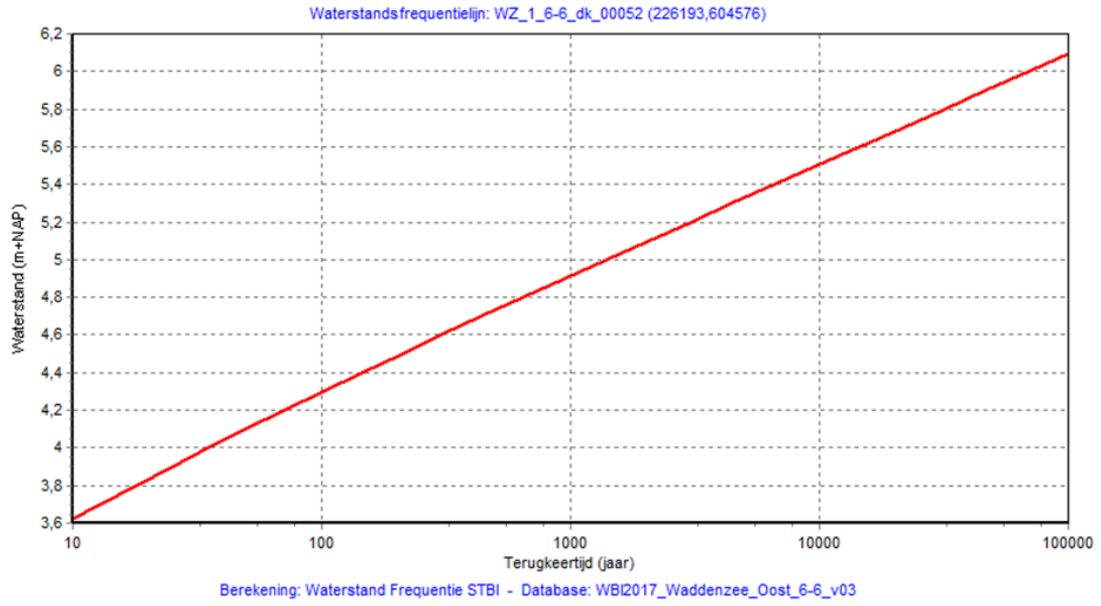
figuur 4-3 Maatgevende glijvlak STBI gebruiksfase (verkeersbelasting = 13,3 kN/m²)

Bouwfase prefabpalen

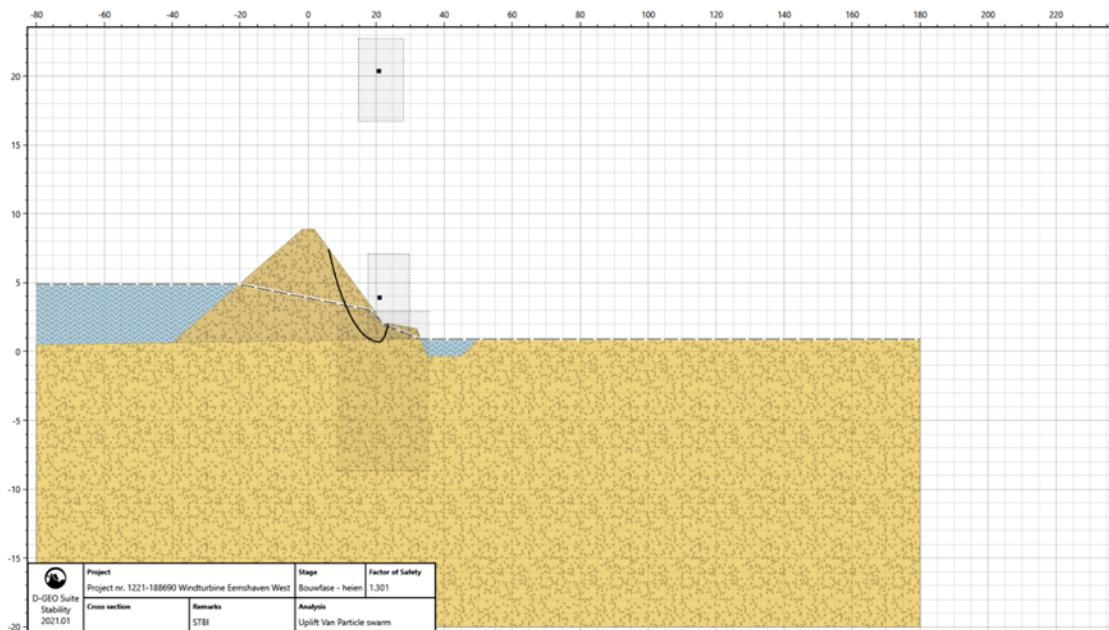
De taludstabiliteit neemt af in de bouwfase door de trillingsinvloed van heikwerkzaamheden tot een stabiliteitsfactor van 1,27. Zie Figuur 4-4 voor de bijbehorende glijvlak. Dit betekent dat de stabiliteitsfactor tijdens het aanbrengen van palen lager is dan de vereiste stabiliteitsfactor. Echter, deze benadering is conservatief omdat het onwaarschijnlijk is dat men tijdens extreem hoogwater palen gaat heien. Om te voldoen aan de stabiliteitseis is het iteratief onderzocht wat de maximale buitenwaterstand is waarbij wordt voldaan aan de vereiste veiligheidsfactor van 1,30. Bij een maximale buitenwaterstand van 4,90 m +NAP blijkt dat dit mogelijk is. Zie figuur 4-6 voor de bijbehorende glijvlak bij deze buitenwaterstand. De bijbehorende terugkeertijd van deze buitenwaterstand is bepaald met behulp van de database WBI2017_Waddenzee_Oost_6-6_v03 in combinatie met Hydra-NL (versie 2.8.2). In figuur 4-5 is de frequentielijn van de waterstand te zien. Bij deze waterstand is de frequentie 1/800 per jaar.



Figuur 4-4 Maatgevende glijvlak STBI in de bouwfase



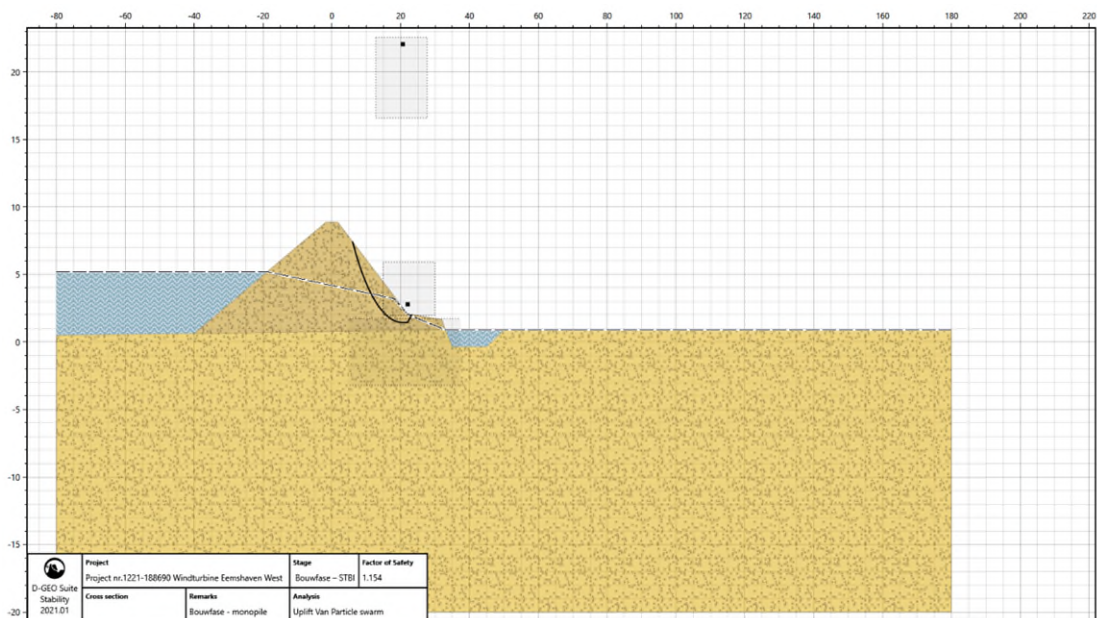
figuur 4-5 Waterstand frequentielijn bij de maatgevende doorsnede



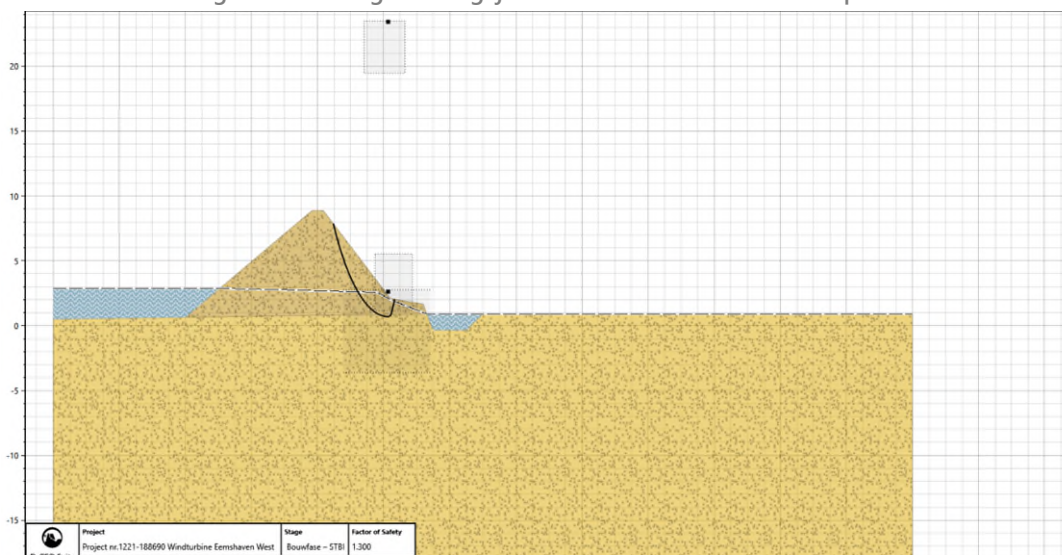
figuur 4-6 Maatgevende glijvlak STBI in de bouwfase bij buitenwaterstand van 4,90 m +NAP

Bouwfase – monopile

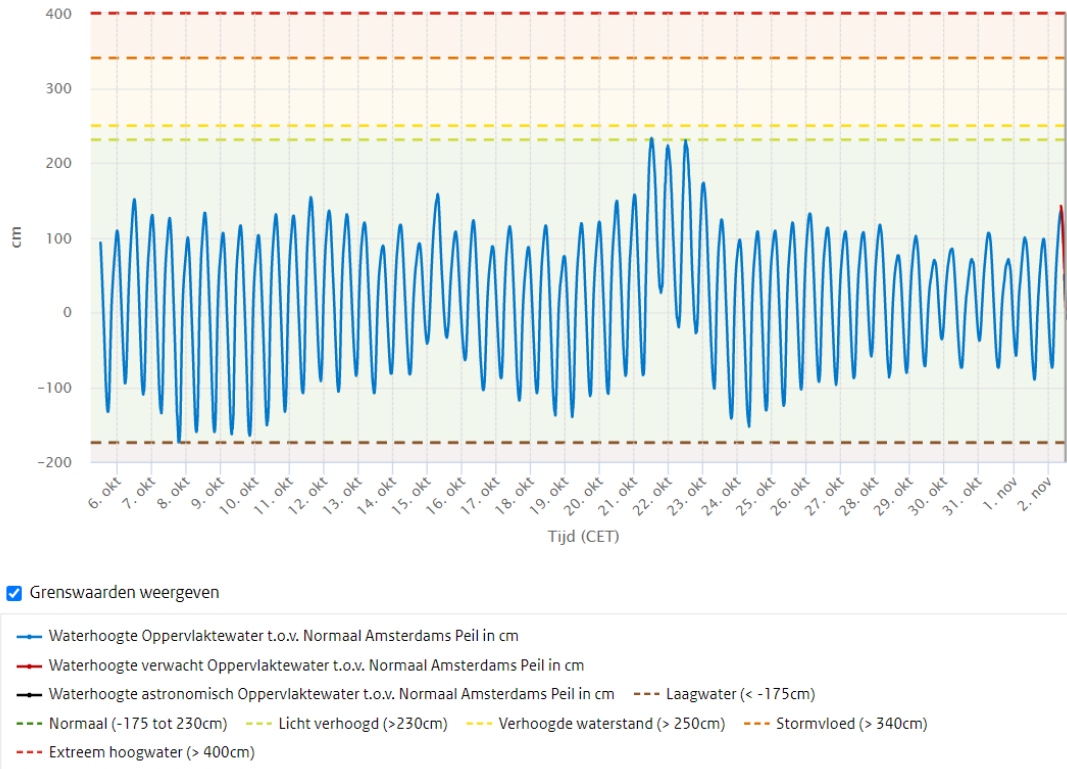
Bij het installatie van monopile neemt de buitenwaartse stabiliteit af tot een stabiliteitsfactor van 1,15 als gevolg van trillingen (zie figuur 4-7). De berekende stabiliteitsfactor ligt dus lager dan de vereiste stabiliteitsfactor voor STBI van 1,30. Bij het aanbrengen van monopile ontstaat er dusdanig hoge trillingen in de ondergrond waardoor de binnenwaartse stabiliteit niet voldoet aan de vereiste veiligheidsfactor. Hierbij wordt voldaan aan de eis met een buitenwaterstand van 2,90 m +NAP (of lager), met een terugkeertijd van ca. 1 keer per jaar (RWS, 1994). Dit betreft nog steeds een hogere buitenwaterstand dan de normale buitenwaterstand, die tussen -1,75 m +NAP en 2,30 m +NAP ligt (zie figuur 4-9). Hierbij is monitoren van de buitenwaterstand tijdens het aanbrengen van de monopile cruciaal van belang om onder de maximale buitenwaterstand van 2,90 m +NAP te blijven. Daarnaast dienen de trillingen worden gemonitord.



figuur 4-7 Maatgevende glijvlak STBI in de bouwfase monopile



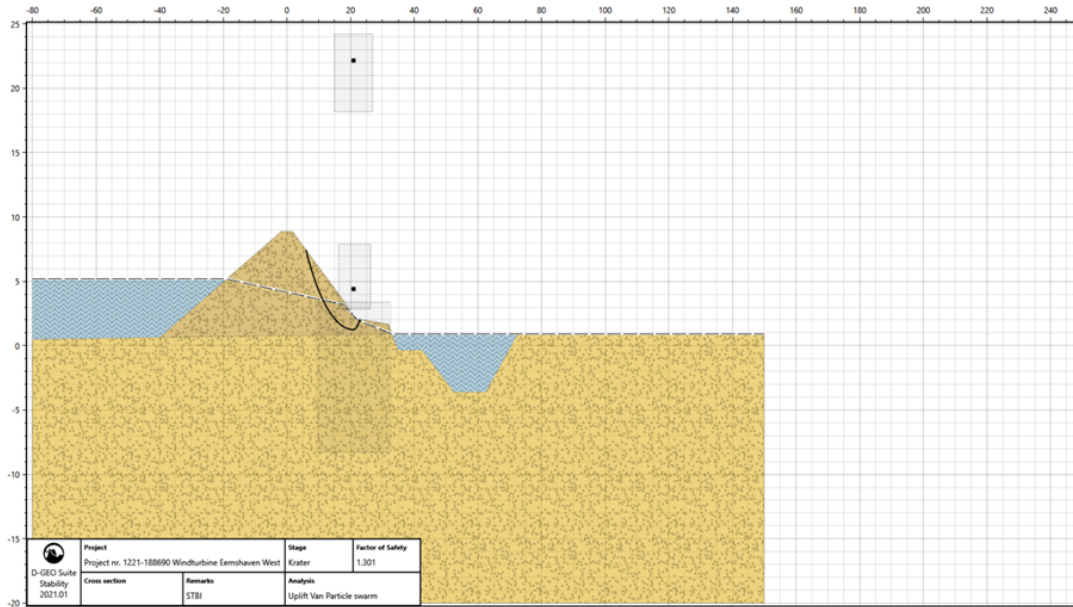
figuur 4-8 Maatgevende glijvlak STBI in de bouwfase monopile bij buitenwaterstand van 2,90 m +NAP



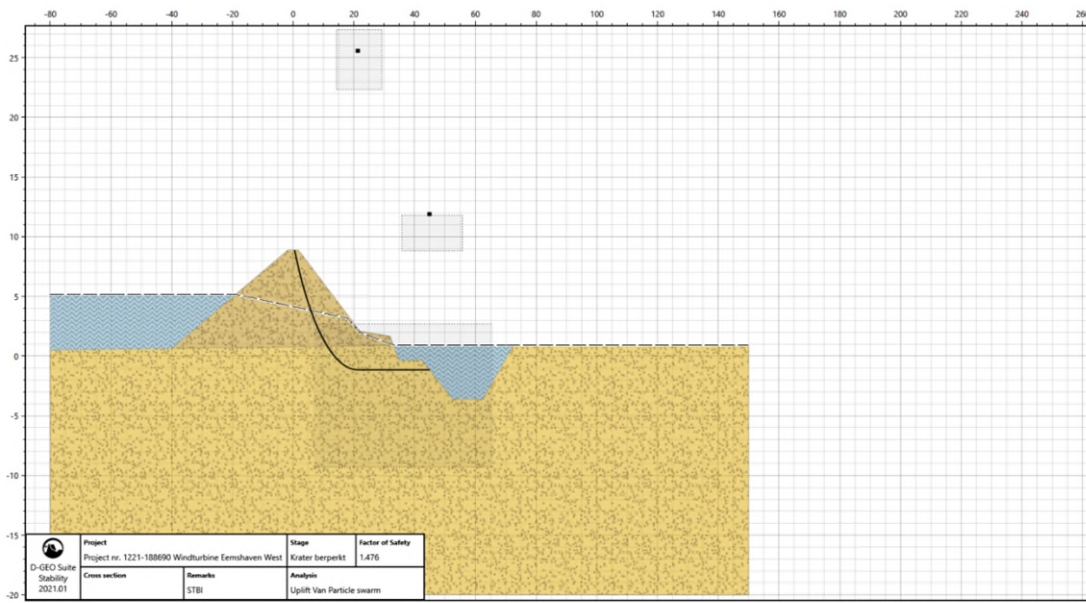
figuur 4-9 Waterhoogte oppervlaktewater bij Eemshaven, afgelopen maand (Bron: RWS Waterdata)

Krater

Op basis van de uitgangspunten is de inslagkrater in de beschermingszone geschematiseerd. In figuur 4-11 is te zien dat de taludstabiliteit niet afneemt door een kratervorming in de beschermingszone aan de binnenzijde. De maatgevende stabiliteitsfactor is groter dan volgens de norm vereiste stabiliteitsfactor ($1,31 > 1,30$). Zoals de te zien in deze figuur gaat het maatgevende glijvlak niet door de krater heen. Om dit te verifiëren is een controlesom gedaan waarin het uittreden van het glijvlak zodanig is beperkt dat het door de krater heen gaat. Dit resulteert in een stabiliteitsfactor van 1,47, die ruim boven de vereiste stabiliteitsfactor ligt (zie figuur 4-10).



figuur 4-11 Maatgevende glijvlak STBI in bij een krater in de beschermingszone



figuur 4-10 Beperkte glijvlak STBI bij een krater in de beschermingszone door de krater

4.2.2 STBU

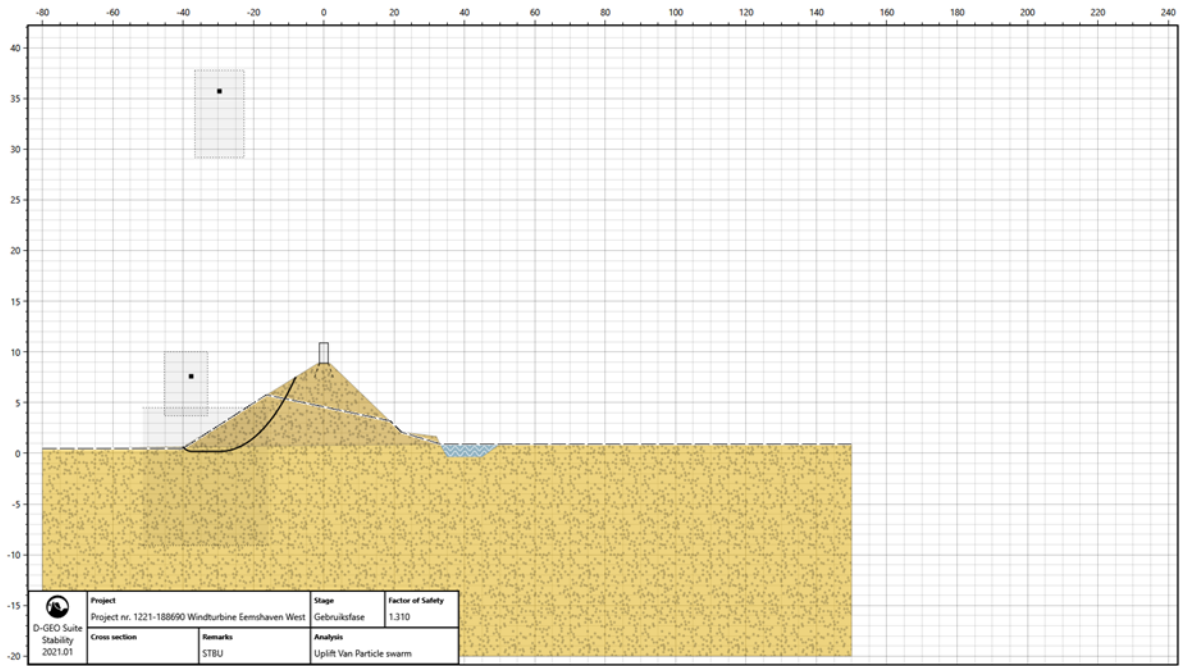
De resultaten van de eerder benoemde situaties voor STBU zijn weergegeven in tabel 5 4. De bijbehorende glijvlakken zijn te zien in figuur 4-12 t/m figuur 4-16.

tabel 4-3 Resultaten STBU

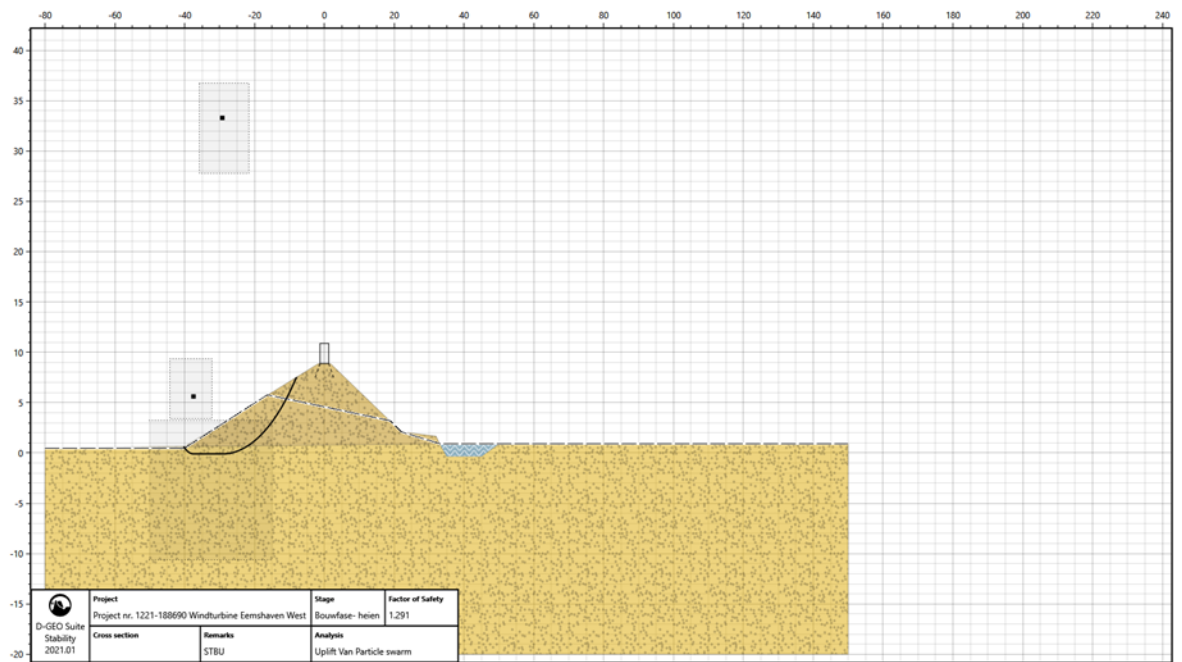
Situatie	Berekende Stabiliteitsfactor [-]
Gebruiksfase	1,31
Bouwfase- prefabpalen 1 (verkeersbelasting 1,00 kN/m ²)	1,29
Bouwfase- prefabpalen 2 (verkeersbelasting 13,3 kN/m ²)	1,28
Bouwfase- monopile 1 (verkeersbelasting 1,00 kN/m ²)	1,22
Bouwfase- monopile 2 (verkeersbelasting 13,3 kN/m ²)	1,22

De maatgevende stabiliteitsfactor in de gebruiksfase voldoet aan de volgens de norm vereiste stabiliteitsfactor ($1,31 > 1,21$). Bij de installatie van prefabpalen neemt de stabiliteitsfactor af door de heiwerkzaamheden tot een stabiliteitsfactor van 1,29. Dit is tevens hoger dan de vereiste buitenwaartse stabiliteitsfactor van 1,21. Naast het reguliere STBU berekening, met een verkeersbelasting van 1,0 kN/m², is er ook berekening gemaakt van de bouwfase met een verkeersbelasting van 13,3 kN/m². Dit is gedaan om het effect van zware verkeer over de asfaltbekleden aan de binnendijk aan de STBU te analyseren. Dit resulteert in een stabiliteitsfactor van 1,28 waardoor het nog steeds voldoet aan de vereiste stabiliteitsfactor.

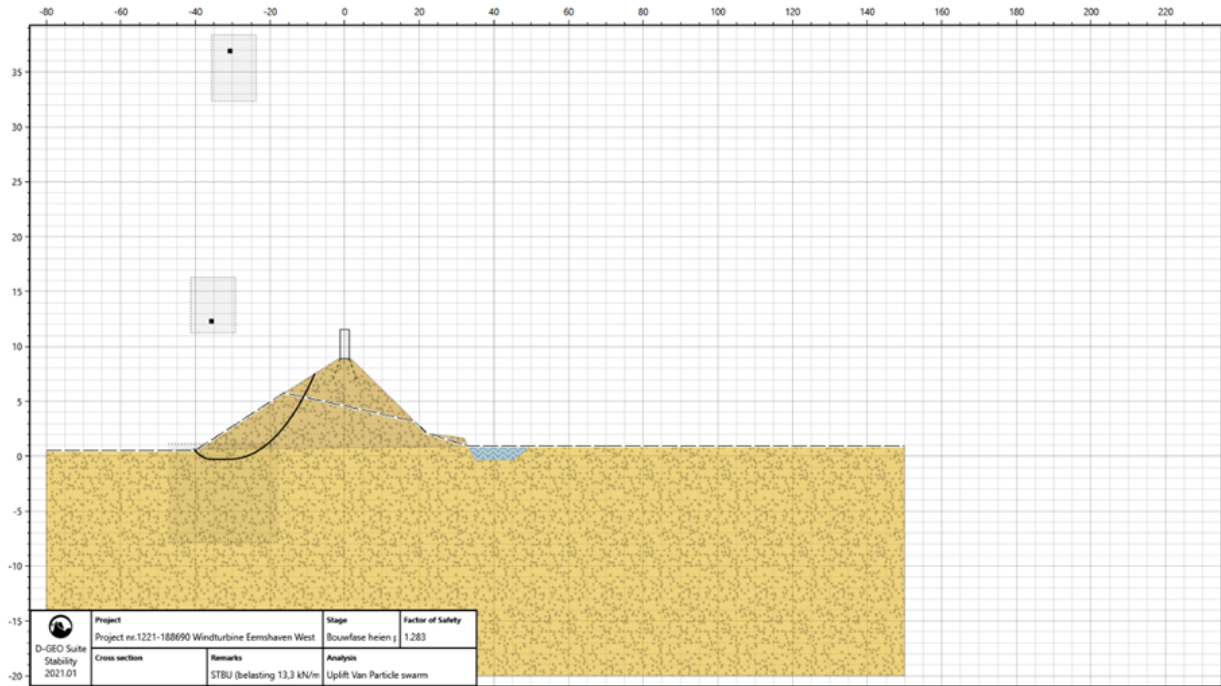
Bij het installatie van monopile neemt de buitenwaartse stabiliteit af tot een stabiliteitsfactor van 1,22 en voldoet hierdoor aan de vereiste veiligheidsfactor van 1,21. Bovendien is bij het installatie van monopile ook een berekening gemaakt waarbij er rekening wordt gehouden met een verkeersbelasting van 13,3 kN/m². De stabiliteitsfactor die hierbij hoort is ook gelijk aan 1,22 (zie figuur 4-15 en figuur 4-16).



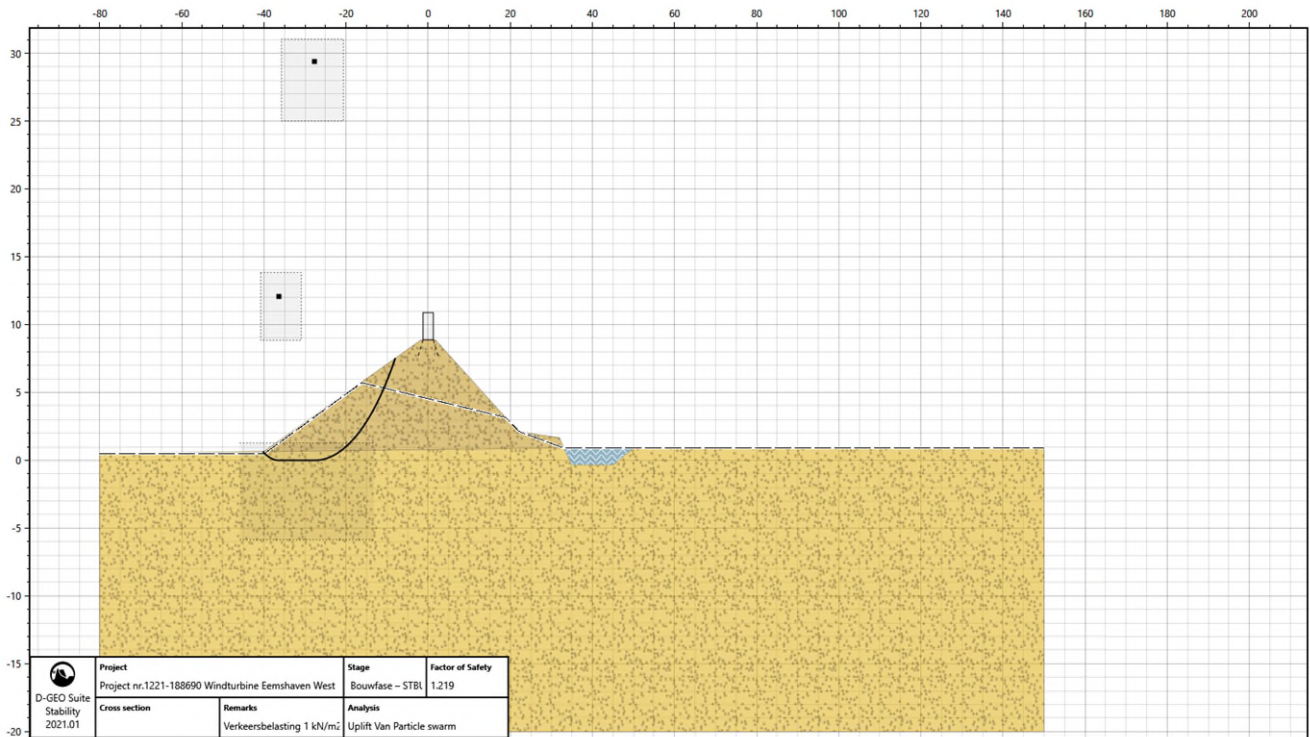
figuur 4-12 Maatgevende glijvlak STBU gebruiksfase



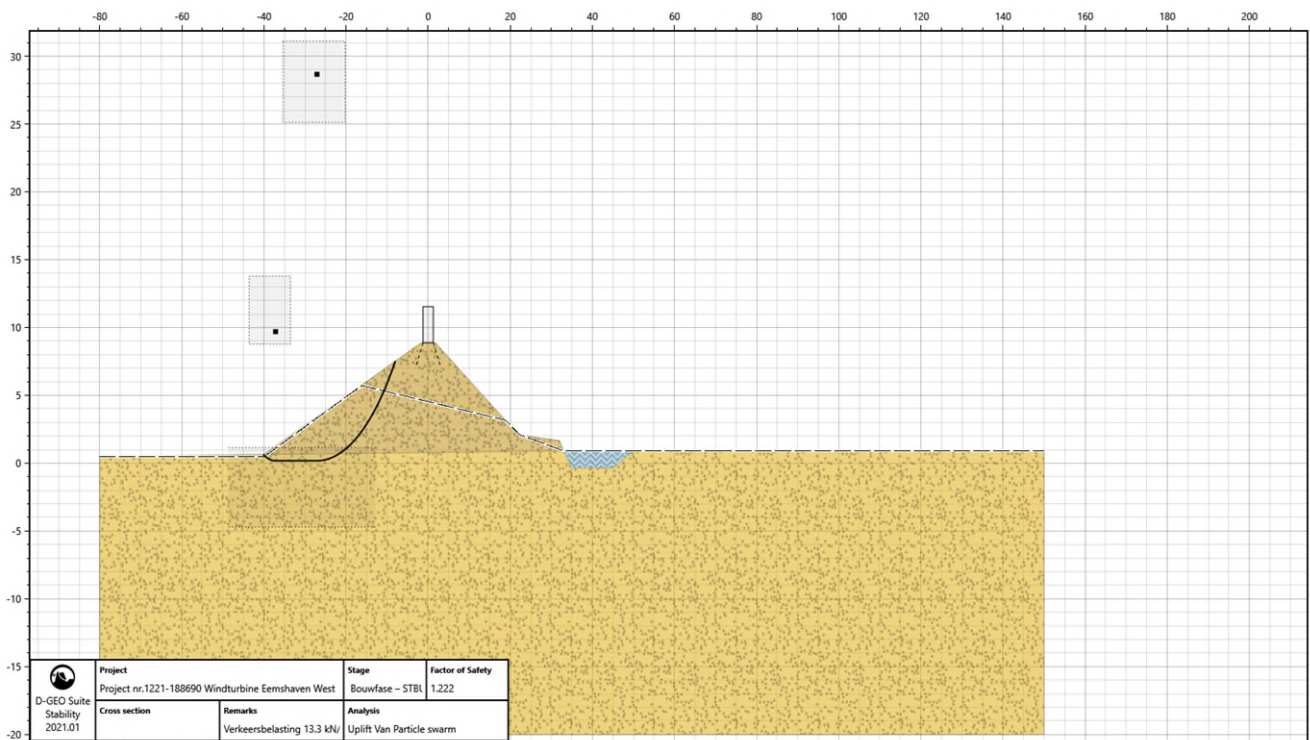
figuur 4-13 Maatgevende glijvlak STBU bouwfasen prefabpalen



figuur 4-14 Maatgevende glijvlak STBU bouwfase prefabpalen (verkeersbelasting = 13,3 kN/m²)



figuur 4-15 Maatgevende glijvlak STBU bouwphase monopile



figuur 4-16 Maatgevende glijvlak STBU bouwphase monopile (verkeersbelasting = 13,3 kN/m²)

5. Gevolg krater of ontgraving op piping

Er is geen risico op piping, omdat er sprake is van zanddijk op zandondergrond. Daardoor kunnen pipes zich niet ontwikkelen. Verder dient opgemerkt te worden dat een krater in de beschermingszone sowieso geen nadelig effect heeft op piping omdat het niet leidt tot het doorbreken van een deklaag of een verlaging van de (grond)waterstand. De ontgraving bij de windturbinefundatie heeft sowieso geen invloed op piping, omdat er tot onder maaiveld wordt bemaalen en omdat de afstand tot de dijk groot is.

6. Conclusies en aanbevelingen

6.1 Conclusies

In dit rapport is onderzocht wat de invloed is van het te realiseren windpark Eemshaven West op de nabijgelegen primaire waterkering: de Emmapolderdijk. Als gevolg van de heiwerkzaamheden in de bouwfase van de windturbines ontstaan er trillingen in de ondergrond die leiden tot afname van de stabiliteit van deze primaire waterkering.

Op basis van de binnenwaartse stabiliteitsanalyse is het te zien dat de binnentalud instabieler wordt door het heien van prefab palen en het voldoet hierdoor bij de normwaterstand niet aan de eis. Dit is echter een conservatieve aanname, omdat het onwaarschijnlijk is dat men tijdens extreem hoogwater palen gaat heien. Bij een buitenwaterstand van 4,90 m +NAP (of lager), met een terugkeerfrequentie van 1/800 per jaar, wordt wel voldaan aan de vereiste veiligheidsfactor voor binnenwaartse stabiliteit.

Bij het aanbrengen van monopile ontstaat er grotere trillingen in de ondergrond waardoor de binnenwaartse stabiliteit bij de normwaterstand ook niet voldoet aan de vereiste veiligheidsfactor. Hierbij wordt wel voldaan aan de eis met een buitenwaterstand van 2,90 m +NAP (of lager), met een terugkeertijd van ca. 1 keer per jaar. Dit betreft een hogere buitenwaterstand dan de normale buitenwaterstand.

Het risico van het overschrijden van de maximale buitenwaterstanden kan worden voorkomen door de buitenwaterstand constant te monitoren tijdens de heiwerkzaamheden en de werkzaamheden bij een te hoge waterstand tijdelijk stil te leggen.

Verder is er geen sprake van nadelige effecten voor de waterkering:

- Aan de hand van meetresultaten bij vergelijkbare projecten kan de trillingsintensiteit in de gebruiksfase verwaarloosd worden voor de in dit project aanwezige afstanden tussen de windturbines en de dijk. De berekende stabiliteitsfactor in de gebruiksfase voldoet aan de vereiste veiligheidsfactor.
- De buitenwaartse macrostabiliteit voldoet zowel in de bouwfase als in de gebruiksfase.
- Verder is uit de berekeningen gebleken dat een inslagkrater in beschermingszone niet leidt tot een afname van de binnenwaartse macrostabiliteit.
- Aangezien de dijk bestaat uit zand op zand is er geen risico op het faalmechanisme piping. Hierdoor zal de weerstand tegen piping niet afnemen als gevolg van een krater in de beschermingszone of als gevolg van ontgraving bij de bouw van de windturbine.

Het installeren van een monopile kost minder tijd dan een fundering van prefab heipalen. Dit 'tijdeffect' heeft geen invloed op de trillingseffecten op de waterkering.

6.2 Aanbevelingen

Om de binnenwaartse stabiliteit van de waterkering te waarborgen, wordt er geadviseerd om heiwerkzaamheden van de prefab palen uit te voeren tot en buitenwaterstand van maximaal 4,90 m +NAP. Voor het alternatief met monopiles wordt aanbevolen om tot maximaal een buitenwaterstand van 2,90 m +NAP de heiwerkzaamheden uit te voeren. Dit laatste betreft een buitenwaterstand die ca. 1 keer per jaar voorkomt. Hiermee kan men monopile installeren tenzij deze buitenwaterstand worden overschreden zonder extra maatregelen (bijv. damwand bij de teen van de dijk).

Tijdens het heien van palen dienen zowel de buitenwaterstand als de trillingen te worden gemonitord.

Bovenbelasting door kranen, grootschalig transport of opslag van materiaal zijn in dit rapport niet beschouwd. Als hiervan sprake is bij de dijk en als deze groter zijn dan de 13,3 kN/m² over een breedte van 2,5 m, waarmee nu is gerekend, dan dient het effect hiervan op de stabiliteit te worden beschouwd.

Het uitgangspunt is dat wegen, kraanopstelplaatsen, funderingen en kabels- en leidingen volledig buiten de beschermingszones en het profiel van vrije ruimte worden gerealiseerd en daarom niet voor de watervergunning hoeven te worden beschouwd. Als dit toch het geval is, dan moeten de effecten op de waterkerende veiligheid worden geanalyseerd.

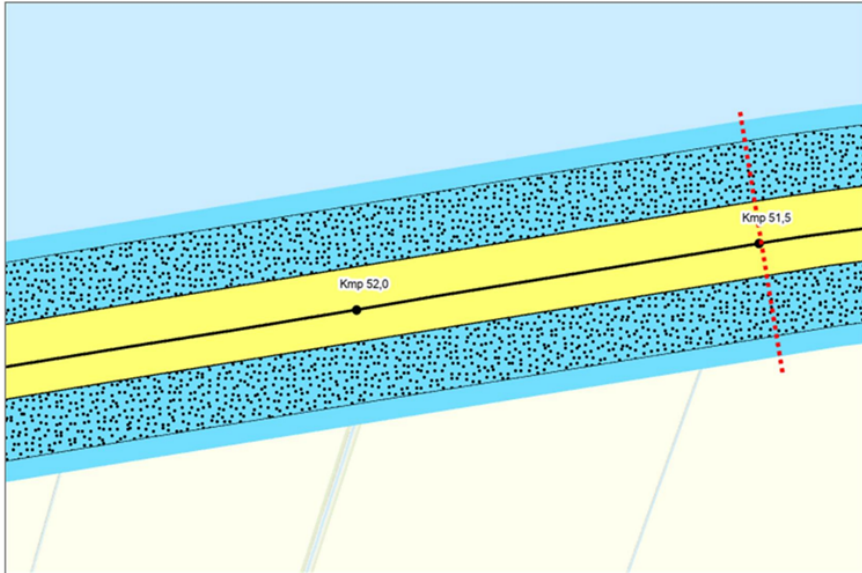
Bijlagen

A.1 Waterstaatkundige zonerings

Waterstaatkundige zonerings

Sub titel

Waterschap NOORDERZIJVEST



Legenda

- Grens Noorderzijvest
- - - Vakgrens
- Waterkering**
 - Primaire waterkering
 - Primaire waterkering (in uitvoering)
 - Overige waterkering
- Referentiepunt
- Plantopografie plangebied**
- Waterstaatkundige zonerings**
 - Waterstaatswerk waterkering
 - Profiel van vrije ruimte
 - Beschermingszone
- Topo**

	Waterschap Noorderzijvest Formaat: A4	Auteur: HD Ali Datum: 21-09-2021 Schaal: 1:5.000
Aan deze tekening kunnen geen rechten worden ontleend © Alle rechten voorbehouden		

A.2 Toelichting Modelleren Trillingen

Modelleren conform CUR 166

De modelleren en het opstellen van de trillingsrisicoanalyse vindt plaats op basis van CUR - publicatie 166 'Damwandconstructies'. In genoemde CUR - publicatie wordt onderscheid gemaakt in verschillende bodemkarakteristieken en verschillende palen en planken alsmede de verschillende wijzen van inbrengen.

Wanneer een paal of plank in een grondmassief doordringt, veroorzaakt deze langs en aan de onderzijde van de paal plastische en elastische vervormingen. Door de snelle introductie van deze vervormingen ontstaan golfverschijnselen in de grond. De plastische golfverschijnselen blijven beperkt tot een gebied rondom de paal/plankpunt met een doorsnede van ongeveer 1,5 tot 2,5 maal de equivalente paal/plankdiameter.

Voor de trillingen in de omgeving zijn alleen de elastische golven van belang. Wanneer de paal/plank enige meters diep in de grond is doorgedrongen, ontstaan trillinggolven die zich in alle richtingen (kunnen) voortplanten. Komen deze golven aan de oppervlakte, bij een laagovergang of bij een bouwwerk, dan vindt hier reflectie en omzetting van de trillinggolven plaats, zodat een interferentiepatroon van bodembewegingen ontstaat. Gezien de complexiteit van dit interferentiepatroon kan de bodembeweging slechts in benaderende zin beschreven worden.

De factoren die invloed hebben op de intensiteit van de trillingen die door installatie van de palen / planken aan de bodem worden afgegeven zijn:

- eigenschappen van de ondergrond;
- afmetingen van de paal/plank;
- energie / slagkracht die nodig is om de paal / plank op diepte te krijgen.

Bronsterkte

CUR 166 hanteert voor Nederland enkele karakteristieke bodemprofielen. Voor deze karakteristieke bodemprofielen is voor de verschillende wijzen van inbrengen van palen en planken, een bronintensiteit gegeven op een referentie afstand van 5 m tot de bron. De bronsterkten zijn gerelateerd aan een lognormaal verdeling. In de analyse wordt gebruik gemaakt van een normale verdeling. Op basis van praktijkervaringen, waarbij prognoses met metingen vergeleken zijn, is gebleken dat prognose waarden, waarbij een normale verdeling is gehanteerd, beter aansluit op de meetwaarden.

Voor de karakteristieke bodemprofielen zijn indicatiewaarden gegeven voor de demping, de referentiesnelheid (u_0) op 5 m en de variatiecoëfficiënt van de trillingsbron voor het in- en uitrillen van damwandplanken of het heien van stalen buispalen. Voor de meeste situaties zijn geen indicatiewaarden gegeven en dient de referentiesnelheid geschat te worden.

Voor het trillingsniveau zijn het noodzakelijke inheinveld en de grondopbouw van grotere invloed dan het paal/planktype of –lengte. Deze factoren worden in rekening gebracht.

Bepaling bronsterkte heien

De referentie trillingsintensiteit wordt bepaald met een empirische formule, welke afhankelijk is van het vermogen van het heiblok:

$$V_{0,(x=5m)} = u_0 \cdot \sqrt{\psi * E}$$

- waarin:
- $v_0(x=5m)$ = trillingsnelheid op referentieafstand van 5 meter [mm/s];
- u_0 = referentie trillingsnelheid [mm/s];
- E = inheinveldniveau [Nm];
- ψ = stootrendement [-].

Op basis van deze relatie is de bronsterkte van de trillingsnelheid bepaald.

Bepaling bronsterkte trillen

De bronsterkte van het intrillen van stalen damwandelementen wordt bepaald met de volgende empirische relatie:

$$v_0(x=5m) = u_0 + 0,002(F-350)$$

- waarin:
- v_0 = bronsterkte van de trillingsintensiteit op 5 m afstand van de bron [mm/s];
- u_0 = referentie trillingsnelheid op 5 m afstand [mm/s];
- F = slagkracht trilblok [kN].

Bij uittrillen wordt voor de referentiesnelheid op 5 m afstand 1,5 maal de waarde voor intrillen gehanteerd.

Trillingsoverdracht in de ondergrond

Tijdens de installatie van de palen / planken wordt de omringende grond in beweging gebracht. Hierdoor ontstaan trillingen. Deze trillingen planten zich als golven door de ondergrond voort. Te onderscheiden zijn compressie-, afschuif- en Rayleigh-golven.

Bij compressiegolven (drukgolven) bewegen de gronddeeltjes zich in dezelfde richting als de voortplantingsrichting van de drukgolf. Ten gevolge van de afschuifgolf worden de gronddeeltjes zijdelings bewogen, loodrecht op de voortplantingsrichting van de golf. Aangezien zowel de compressie- als afschuifgolven zich bolvormig voortplanten wordt de trillingsenergie over een steeds groter volume verdeeld en zal dus vrij snel afnemen.

Ten gevolge van de afschuifgolven en compressiegolven aan het maaiveld ontstaan zogenaamde oppervlaktegolven (Rayleigh-golven). Deze golven nemen het grootste deel van de totale

trillingsenergie op en kenmerken zich door een geringe dieptewerking, waardoor deze golven op grotere afstand van de bron nog steeds een behoorlijke trillingssterkte kunnen bezitten.

De afname van de amplitude van de golven wordt veroorzaakt door geometrische demping. Tevens vertoont de grond door inwendige wrijving een dissipatief gedrag (energieverlies) bij vervormingen, wat materiaaldemping wordt genoemd. Dit energieverlies wordt gemodelleerd door hysteretische demping.

Indien de geometrische verzwakking en de materiaaldemping worden samengenomen kan met onderstaande relatie de amplitude van een trilling op een afstand x van de bron bepaald worden:

$$v(x) = v_0 \sqrt{\frac{x_0}{x}} e^{-a(x-x_0)}$$

- waarin:
- $v(x)$ = trillingssnelheid op afstand x van de bron [mm/s];
- v_0 = bronsterkte van de trillingsintensiteit op 5 m afstand van de bron [mm/s];
- x_0 = referentieafstand van 5 m tot de bron [m];
- x = afstand tot de bron [m];
- α = karakteristieke dempingsconstante ten gevolge van materiaaldemping [m⁻¹].

Verwijzend naar CUR-166 wordt in de tabellen een indicatieve waarde voor de dempingsconstante α gepresenteerd van 0,00 à 0,03 m⁻¹. Afhankelijk van de grootte van de golfsnelheden (oppervlakte golf) is een nadere indicatie voor de karakteristieke bodemdemping α te bepalen met:

$$a = \frac{2 \cdot \pi \cdot f \cdot \zeta}{c}$$

- waarin:
- f = dominante frequentie [Hz];
- ζ = dempingsmaat als functie van de vervormingshoek [-];
- c = voortplantingssnelheid van de trilling in de bodem [m/s].

Ter indicatie zijn in CUR 166 voor zand snelheden van 100 tot 200 m/s, voor klei snelheden van 50 tot 100 m/s en voor veen snelheden van 75 tot 125 m/s aangegeven.

Trillingsoverdracht naar bebouwing

De optredende trillingen in de ondergrond worden overgedragen naar de fundering van de nabij gelegen gebouwen. De overdracht vindt plaats op verschillende manieren, zoals:

- overdracht van de trillingen in het zandpakket via de fundering;
- overdracht van de oppervlaktegolven direct onder het maaiveld op de funderingsconstructie.

Bij de overdracht van trillingen van de bodem naar de funderingselementen en de draagconstructie treedt een zekere mate van demping op. Voor de overdrachtsfunctie van de trillingsintensiteit van

de ondergrond naar de fundering en draagconstructie is een schatting gemaakt, gebaseerd op CUR 166.

Trillingsoverdracht naar vloeren

Voor het bepalen van de hinderbeleving en bij beoordeling van trillingsgevoelige apparatuur zijn de trillingsintensiteiten op de vloeren van belang. Bij de overdracht van de trillingsintensiteit aan de draagconstructie naar die op vloeren en ondersteunende onderdelen treedt enig opslinger effect op. Het opslinger effect wordt met factoren in rekening gebracht.

De maximale trillingsintensiteit in het midden van de vloer volgt door de trillingsintensiteit aan de draagconstructie te vermenigvuldigen met dynamische vergrotingsfactoren C_{fc} . De vergrotingsfactoren berusten grotendeels op praktijkervaringen.

Bij trillingshinder zijn de maximale voortschrijdende effectieve waarde ($v_{eff,max}$) en de, per 30 sec, periodieke waarde (v_{per}) op vloeren van belang.

Bepaling $v_{eff,max}$

De maximale effectieve waarde van de trillingssnelheden op de vloeren wordt bepaald voor de toetsingsprocedure voor hinder voor personen in gebouwen. De effectieve waarde van de trillingssnelheid is dimensieloos. De waarde wordt bepaald door een omrekening van de maximale trillingssnelheid naar een gewogen momentane waarde voor de trillingssnelheid. Uit de gewogen momentane waarde kan de voortschrijdende effectieve waarde worden bepaald.

Binnen de gegeven beoordelingsperiode, dag, avond of nacht, is de maximale waarde $v_{eff,max}$ te bepalen als het maximum van de grootste effectieve waarden in de betreffende beoordelingsperiode. CUR-166 geeft als richtlijn voor het uit te voeren procedé, dat:

$$v_{eff,max} [-] = (0,42 \text{ à } 0,64) \times v_{piek} [mm/s]$$

In geval van trillen van damwanden (continue trillingen) geldt een factor van 0,64. In geval van heien van palen (of passages van verkeer) geldt een factor van 0,42. Bij hinderbeleving is eerder het meest waarschijnlijke trillingsniveau (50% waarde) van toepassing dan de incidentele extreme waarde. Derhalve wordt de factor bij de verwachtingswaarden gebruikt.

Bepaling v_{per}

De effectieve waarde, v_{per} , van de maxima $v_{eff,max,i}$ wordt bepaald over het aantal tijds-intervallen van 30 seconden binnen een beoordelingsperiode, dag, avond of nacht [-]. Uit gegeven aantallen per tijdsinterval en de maxima $v_{eff,max,i}$ voor ieder tijdsinterval van 30 sec wordt v_{per} bepaald volgens:

$$v_{per} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^n v_{eff,max,30,i}^2}$$

waarin:

N - aantal tijdsintervallen van 30 seconden, waarin gemeten is binnen een beoordelingsperiode [-]

A.3 Trillingstechnische vaktermen

Vakterm	Omschrijving
Trilling:	een periodieke beweging van een grootheid (verplaatsing, snelheid, versnelling) om een evenwichtsstand als functie van de tijd.
Trillingstijd:	de kleinste verschuiving in de tijd waarbij een periodieke tijdsfunctie met zichzelf samenvalt.
Topwaarde	de in absolute zin grootste afwijking van de momentane waarde van een grootheid ten opzichte van de gemiddelde waarde.
Frequentie	de reciproque van de trillingstijd.
Dominante frequentie:	de overheersende frequentie in dat deel van het signaal waar de topwaarde optreedt.
Verplaatsing:	een vectoriële grootheid die de verandering van een positie van een lichaam of van een punt aanduidt ten opzichte van een zekere referentie.
Snelheid:	een vectoriële grootheid die de tijdsafgeleide van de verplaatsing representeert.
Versnelling:	een vectoriële grootheid die de tijdsafgeleide van de snelheid representeert.
Trillingssterkte:	de sterkte van de trilling in relatie tot het van belang zijnde trillingseffect; in het geval van schade wordt onder de trillingssterkte verstaan de topwaarde van een trillingsgrootheid in combinatie met de dominante frequentie.
Draagconstructie:	het deel van een gebouw dat ervoor zorgt dat het gebouw als geheel en in het bijzonder de vloeren hun dragende functie kunnen blijven vervullen.
Grenswaarde schade:	waarde voor de toelaatbare trillingssterkte waarbij de kans op schade aan de draagconstructie (en overige onderdelen) van een bouwwerk aanvaardbaar klein is (minder dan 1%); schade kan de veiligheid en/ of levensduur van het bouwwerk beïnvloeden, of leiden tot een vermindering van de gebruikswaarde of de economische waarde van het bouwwerk.
Continue trilling:	een trilling die zodanige tijd continu aanwezig is, dat resonanties en/ of vermoeiingseffecten aan de draagconstructie van een bouwwerk kunnen optreden (bv. machines, intrillen damwanden).
Kortdurende trilling:	een door een stootvormige excitatie veroorzaakte trilling met een kortdurend, uitdempend karakter (bv. explosies, botsingen).
Herhaald kortdurende trilling:	een kortdurende trilling die meermalen voorkomt, steeds gescheiden door een tijdsinterval waarin een rustsituatie heerst, waarbij vermoeiingseffecten aan de draagconstructie van een bouwwerk kunnen optreden (bv. heiwerkzaamheden, weg- en railverkeer).
Indicatieve meting:	meting waarbij slechts met één meetpunt ter plaatse van de begane grond trillingen worden gemeten (conform § 8.4.2.1 SBR-richtlijn A).

Beperkte meting:	meting waarbij met tenminste één meetpunt op de begane grond en met tenminste één meetpunt op de hoogste verdieping van het gebouw trillingen worden gemeten (conform § 8.4.2.2 SBR-richtlijn A).
Uitgebreide meting:	meting waarbij met een groot aantal meetpunten wordt gemeten, dit in aanvulling op de meetpunten volgens de beperkte meting (conform § 8.4.2.3 SBR-richtlijn A).
Beoordelingsperiode:	een tijdsinterval waarin een dag wordt verdeeld voor de toetsing van de trillingsterkte aan de streefwaarden in: dagperiode: van 7:00 tot 19:00; avondperiode: van 19:00 tot 23:00; nachtperiode: van 23:00 tot 7:00.
Effectieve trillingssnelheid:	voortschrijdende effectieve waarde van de gewogen momentane trillingsgrootheid.
Maximale effectieve trillingssnelheid:	grootste optredende waarde van de voortschrijdende effectieve waarde.
Trillingssterkte over beoordelingsperiode:	het kwadratisch gemiddelde van de grootste effectieve waarde per interval van 30 seconden in de desbetreffende beoordelingsperiode.
Streefwaarde hinder:	waarde voor de trillingssterkte waarbij verwacht wordt dat er nog net geen hinder voor personen optreedt; onder hinder wordt verstaan de verstoring en/ of belemmering van (fysieke) activiteiten en/ of processen die rust en/ of concentratie behoeven.
Streefwaarde A1:	onderste streefwaarde voor de maximale trillingssterkte van de voortschrijdende effectieve waarde .
Streefwaarde A2:	bovenste streefwaarde voor de maximale trillingssterkte van de voortschrijdende effectieve waarde.
Streefwaarde A3:	streefwaarde voor de trillingssterkte over de beoordelingsperiode dag, avond en nacht.