

BIJLAGE V EFFECTEN OP WATERKERING EN GRONDLICHAMEN

ORIËNTEREND ADVIES
betreffende

**WINDTURBINEPARK SLUFTERDAM
MAASVLAKTE
(EFFECTEN OP WATERKERING EN
GRONDLICHAMEN)**

Opdrachtnummer: 1012-0050-000

Opdrachtgever : Nuon Renewables
Nuon wind
Postbus 41920
1009 DC Amsterdam

Projectleider : ir. A.J. Snethlage
Senior Adviseur Geotechniek

Mede opgesteld door : ir. W.R. Halter
Senior Adviseur Waterbouw

ing. J. Vermeij
Adviseur Geotechniek

Ir. R. Pot
Adviseur Waterbouw

| VERSIE | DATUM | OMSCHRIJVING WIJZIGING | PARAAF PROJECTLEIDER |
|--------|-----------------|------------------------|-------------------------|
| 1 | 6 juni 2012 | 1 ^e versie | |
| 2 | 25 juni 2012 | 2 ^e versie | |
| 3 | 6 augustus 2012 | 3 ^e versie | |

FILE: 1012-0050-000 R01V03.doc Op deze rapportage zijn de algemene leveringsvoorwaarden ALV 2012 van toepassing die een aansprakelijkheidsbeperking bevatten.

| <u>INHOUDSOPGAVE</u> | <u>Blz.</u> |
|---|------------------|
| 1. INLEIDING | 1 |
| 1.1. Vraagstelling | 1 |
| 1.2. Doelstelling | 1 |
| 2. PROJECTOMSCHRIJVING | 2 |
| 2.1. Projectlocatie | 2 |
| 2.2. Beschikbare informatie | 5 |
| 2.3. Faalmechanismen waterkering | 5 |
| 2.4. Terrein- en bodemgesteldheid | 6 |
| 2.5. Waterstanden en stijghoogtes | 8 |
| 3. ANALYSE PAALDRAAGVERMOGEN | 10 |
| 3.1. Uitgangspunten | 10 |
| 3.2. REpower 6M: berekeningsresultaten | 11 |
| 3.3. REpower 3.4M: berekeningsresultaten | 13 |
| 4. ANALYSE TRILLINGSINVLOED | 15 |
| 4.1. Trillingsintensiteiten gebruiksfase | 15 |
| 4.2. Heien | 16 |
| 4.2.1. <i>Karakteristieken werkzaamheden</i> | 16 |
| 4.2.2. <i>Modellering werkzaamheden</i> | 17 |
| 4.2.3. <i>Geometrische en materiaaldemping</i> | 18 |
| 4.2.4. <i>Trillingsoverdracht in ondergrond</i> | 18 |
| 4.2.5. <i>Uitvoering heiwerk</i> | 19 |
| 4.3. Samenvatting trillingsintensiteiten | 20 |
| 5. ANALYSE STABILITEIT PRIMAIRE WATERKERING EN SLUFTERDAM | 21 |
| 5.1. Stabiliteit (binnen- / buitenwaarts) | 21 |
| 5.2. Toegepaste partiële veiligheidsfactoren | 22 |
| 5.3. Uitgangspunten | 23 |
| 5.4. Grondparameters | 24 |
| 5.5. Waterspanning | 24 |
| 5.6. Toetsing | 26 |
| 5.6.1. <i>Toetsing representatief profiel Slufterdam</i> | 26 |
| 5.6.2. <i>Toetsing primaire waterkering</i> | 27 |
| 5.7. Conclusie toetsing stabiliteit | 28 |
| 6. ANALYSE ZETTINGSVLOEIING | 30 |
| 7. PIPING | 32 |
| 8. CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN | 33 |
| 8.1. Conclusies | 33 |
| 8.2. Monitoring | 36 |
| <u>BIJLAGEN</u> | <u>Nr.</u> |
| - Situatiekening Slufterdam en Primaire waterkering | 1012-0050-000-01 |
| - Draagkrachtberekeningen hoge belastingen | 1012-0050-000-02 |
| - Draagkrachtberekeningen lage belastingen | 1012-0050-000-03 |
| - Toelichting trillingsprognosemodel | 1012-0050-000-04 |

- Grafische weergave stabiliteitscirkels

1012-0050-000-05

1. INLEIDING

1.1. Vraagstelling

Op 19 maart 2012 ontving Fugro GeoServices B.V. te Leidschendam van Nuon Renewables te Amsterdam de opdracht voor het uitbrengen van een oriënterend geotechnisch advies voor de plaatsing van verscheidene windturbines om en nabij de Slufter op de Maasvlakte, Rotterdam.

Nuon Renewables is van plan om het bestaande windpark op de Slufterdam te upgraden en deze uit te breiden. Een deel van de turbines bevindt zich op de Slufterdam en een deel ernaast. Eén van de turbines bevindt zich in de buitendijkse beschermzone van de nabij gelegen primaire waterkering.

Voor de uitbreiding hebben partijen een watervergunning aangevraagd, waarvoor als onderbouwing gevraagd wordt om:

Een rapportage waarin aangetoond wordt dat door het plaatsen van de windturbines de stabiliteit van de dijk van het Slufterdepot (Slufterdijk) en de dijk van het waterschap (primaire waterkering dijkkring 20: Voorne-Putten) gewaarborgd blijft. Deze rapportage dient geotechnische informatie te bevatten over de funderingswijze van de windturbines in de kering.

1.2. Doelstelling

Het doel van de analyse is het in een vroeg stadium bepalen van de geotechnische effecten op de waterkering en de Slufterdam van het installeren van de windturbinefundatie, in het bijzonder de aan te brengen heipalen en de geotechnische effecten van het in gebruik zijn van de windturbine.

Door derden is voor de draagkracht van de turbines een kwalitatieve risicoscan uitgevoerd, waarbij niet de stabiliteit van de waterkering en de Slufterdam in diverse situaties indicatief is berekend. Kwantificering van risico's ten gevolge van falen van de windturbine valt buiten het kader van de opdracht.

Momenteel is Nuon bezig met een onderzoek van mogelijke locaties van de turbines. Dit is een optimalisatie aan de hand van faalkansenscenario's. De exacte locaties zijn derhalve nog niet bekend. Vooralsnog wordt van scenario A uitgegaan, waarbij 18 windturbines betrokken zijn. De 18 windturbines worden gefundeerd op een paalfundatie. Voor de paalfundering is door de opdrachtgever een grondverdringend paalsysteem voorzien.

Omdat er sprake is van een oriënterend advies wordt uitgegaan van het bestaande / beschikbare grondonderzoek. In een tweede fase, nadat de exacte windturbinelocaties (en belastingen) bekend zijn, zal aanvullend grondonderzoek uitgevoerd worden, waarna de definitieve geotechnische beschouwingen gemaakt kunnen worden.

2. PROJECTOMSCHRIJVING

2.1. Projectlocatie

Op de projectlocatie, gelegen langs de Noordzeeboulevard op de Maasvlakte, zijn reeds 13 windturbines aanwezig. De opdrachtgever is voornemens deze windturbines te vervangen door 18 nieuwe exemplaren welke per stuk een vermogen van maximaal 3 MW kunnen leveren. De masten hebben een hoogte van 80 m, terwijl de diameter van de rotor 88 m bedraagt.

In figuur 2.1 zijn globaal de geplande locaties voor de windturbines weergegeven (variant A).



Figuur 2.1: Globale locaties windturbines. (bron: GoogleEarth)

De windturbines zullen op palen worden gefundeerd.

In figuren 2.2. t/m 2.12 is een impressie van de huidige situatie weergegeven.



*Figuur 2.2: SL18A
Primaire waterkering
Richting zuid*



*Figuur 2.3: SL18A
Primaire waterkering (naar links)*



*Figuur 2.4: SL17A
Tussengebied
Rechts Noordzee
Links maasvlakte*



*Figuur 2.5: SL16A
Tussengebied (rechts)
Opslag 2 (achtergrond)*



*Figuur 2.6: SL15A/SL16A
Opslag 2*



*Figuur 2.7: SL6A/SL15A
Opslag 1*



Figuur 2.8: SL12A
Slufterdam
Kruin



Figuur 2.9: SL9
Slufterdam
Buitentalud



Figuur 2.11: SL12A
Slufterdam
Binnentalud



Figuur 2.12: SL12A
Slufterdam
Buitentalud

Voor het windpark is al het beschikbare grondonderzoek beoordeeld. Paal draagkrachtberekeningen zijn uitgevoerd bij een gegeven de paalbelastingen (trek en druk). Afhankelijk van het benodigde heieniveau zijn trillingsintensiteiten geanalyseerd, waarna vervolgens de stabiliteitsanalyses zijn uitgevoerd.

Tijdens de nog uit te voeren detailengineering dient per locatie een detailpaalontwerp te worden opgesteld, wat in de praktijk betekent dat voor de meeste locaties kleinere paalafmetingen (en lengte) van toepassing kunnen zijn en derhalve van een lichter heiblok dan wel heieniveau gebruik kan worden gemaakt.

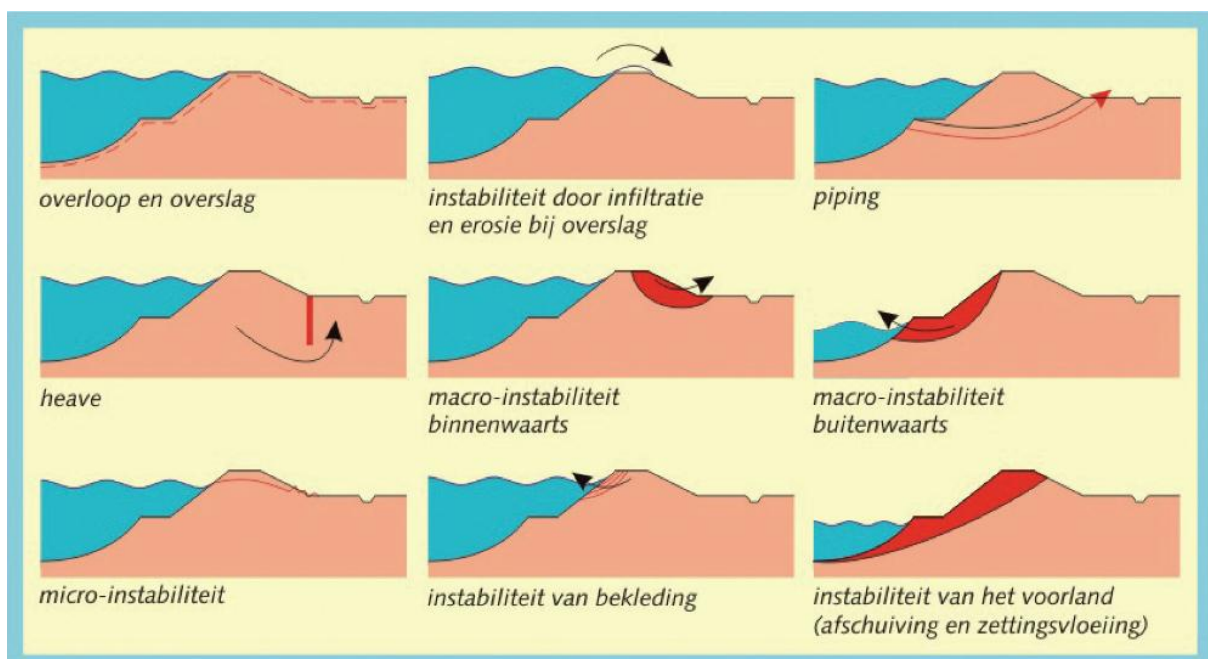
2.2 Beschikbare informatie

De volgende informatie is beschikbaar (gesteld):

- Fugro grondonderzoek D10665, d.d. februari 2002;
- Fugro grondonderzoek 1009-0107-000, d.d. augustus 2009;
- Wiertsema, Grondonderzoek VN 30503, d.d. mei 2003;
- Fugro grondonderzoek 1206-0058-001 d.d. 6 november 2006;
- Fugro grondonderzoek 1206-0058-002 d.d. 30 november 2010;
- Aanleg funderingen Windpark Slufterdam II, Geoconsult Noord, 60029 d.d. 11 mei 2010 en 14 september 2010;
- Windpark Slufter, funderingsadvies, Gemeentewerken Rotterdam, HW839 d.d. 17 april 2002;
- Windpark Slufter 2, funderingsadvies, Gemeentewerken Rotterdam, HW857 d.d. 15 mei 2003;
- E-mail met waterstanden van Port of Rotterdam d.d. 4 april 2012;
- Legger primaire waterkering, Waterschap Hollands Delta, Regio duinen Voorne Putten, plattegrond, bladnummer DUVF01 d.d. 28 januari 2010;
- Dwarsprofiel Slufterdijk Zuid, tekening DM_PROD-#607429-v1 uit BER-2320, Slufterbeheer.
- Dwarsprofiel primaire waterkering, Fugro 1012-0050-001, d.d. 21 mei 2012.
- [Dwarsprofiel opbouw Slufterdijk West, tekening 2010-342, Projectorganisatie Maasvlakte 2, Port of Rotterdam, d.d. 25 mei 2010.](#)

2.3 Faalmechanismen waterkering

De mogelijke invloed van een windturbine op de waterkerende functie van de dijk (primaire waterkering) is vanuit geotechnisch oogpunt beschouwd. Hiertoe dienen de belangrijkste faalmechanismen conform Voorschrift Toetsen op Veiligheid primaire waterkering 2006 (VTV) te worden geanalyseerd zoals deze schematisch zijn weergegeven in figuur.



Figuur 2.13: Faalmechanismen waterkeringen (VTV 2006).

Niet alle faalmechanismen van een waterkering zijn relevant bij de beoordeling van een mogelijke invloed ten gevolge van het realiseren en exploiteren van windturbines nabij de waterkering. De navolgende faalmechanismen zijn beschouwd:

- macrostabiliteit binnenwaarts en buitenwaarts talud, in een aanlegfase en in een gebruikfase, zowel door trillingsintensiteiten als door wateroverspanningen;
- zettingsvloeiing;
- piping.

De faalmechanismen: instabiliteit door infiltratie en erosie bij overslag, micro-instabiliteit, instabiliteit van de bekleding en instabiliteit van het voorland treden niet op door de aanleg of gebruik van de windturbines en zijn derhalve niet relevant. Van een heave-situatie is geen sprake aangezien er geen geforceerde kwelstroom in verticale richting aanwezig is.

2.4 Terrein- en bodemgesteldheid

Op de kruin van de Slufterdam is door Wiertsema grondonderzoek uitgevoerd (VN 30503).

Fugro heeft eveneens op de kruin grondonderzoek uitgevoerd (D-10665). Op het naastgelegen PLAZA terrein is grondonderzoek uitgevoerd, sonderingen onder 1009-0107-000 en boringen onder 1206-0058-001/002. De verschillende grondonderzoeken zijn beschouwd bij de analyses voor trillingen, draagkracht en stabiliteit.

Voor de stabiliteitsberekeningen en de trillingsrisicoanalyse is de opbouw van het grondlagenpakket in de ondergrond ter plaatse van de turbines in en naast de waterkering en de Slufterdam van belang. In tabel 2.1 is, per locatie van de windturbine, een maatgevende sondering aangegeven. In de bijlagen zijn de betreffende representatieve sonderingen opgenomen.

Tabel 2.1: Uitgevoerd grondonderzoek, representatieve sonderingen.

| Windturbine | Representatieve sondering [nummer] | Zeer vast gepakte zandlagen ($q_c > 25$ MPa) t.o.v. NAP [m] |
|-------------|---------------------------------------|---|
| SL – 01A | Kruin, D10665-DKM15 | +22 tot +19 / +17,5 tot +15 / +10 tot -7 (lokaal minder vast) |
| SL – 02A | Kruin, D10665-DKM12 | +20 tot +17 / lokaal tussen +12 en +6 / +5 tot -9 |
| SL – 03A | Kruin, D10665-DKM10 | +20 tot +17,5 / +13 tot +8 / +5 tot -8 |
| SL – 04A | Kruin, D10665-DKM4 | +12,5 tot +11,5 / lokaal tussen +9 en +5 / +2 tot -7 |
| SL – 05A | Kruin, D10665-DKM1 | +20 tot +19 / +12 tot +10,5 / lokaal tussen +9 en -7 |
| SL – 06A | Geen | |
| SL – 07A | Geen | |
| SL – 08A | Geen | |
| SL – 09A | Geen | |
| SL – 10A | Geen | |
| SL – 11A | Kruin, Wiertsema VN-30503 | Sonderingen niet diep genoeg |
| SL – 12A | Kruin, Wiertsema VN-30503 | Sonderingen niet diep genoeg |
| SL – 13A | Kruin, Wiertsema VN-30503 | Sonderingen niet diep genoeg |
| SL – 14A | Kruin, Wiertsema VN-30503 | Sonderingen niet diep genoeg |
| SL – 15A | Mv, 1009-0107-000 DKM 7 ¹⁾ | -4 tot -5 / -23,5 tot -31 |
| SL – 16A | Mv, 1009-0107-000 DKM 6 ¹⁾ | Lokaal dunne lagen |
| SL – 17A | Mv, 1009-0107-000 DKM 5 ¹⁾ | -4 tot -5 / -24 tot -25 |
| SL – 18A | Mv, 1009-0107-000 DKM 5 ¹⁾ | -4 tot -5 / -24 tot -25 |

1) Niet op locatie gemaakt

Tot op grote diepte is overwegend zand aanwezig, waarbij de pakking varieert van matig vast tot zeer vast gepakt. Met het vanaf de kruin uitgevoerde grondonderzoek (Wiertsema en D10665) is de diepere kleilaag niet aangetoond. In de tabel is per locatie aangegeven of er harde vast gepakte zandlagen aanwezig zijn die bij het heien gepasseerd moeten worden.

Geadviseerd wordt, nadat de definitieve locaties van de windturbines bekend zijn, aanvullend grondonderzoek uit te (laten) voeren.

Op basis van het beschikbare grondonderzoek is de bodemgesteldheid globaal geschematiseerd zoals in tabel 2.2 is weergegeven.

Tabel 2.2: Globale bodemgesteldheid

| Diepte bovenkant laag in m t.o.v. NAP | Bodembeschrijving |
|--|--|
| +24,18 à +5,49 | <u>ZAND</u> , los tot zeer vast gepakt, plaatselijk doorsneden met silt-/kleilagen |
| +4,8 à +4,5 | <u>KLEI</u> * |
| +3,0 à +2,5 | <u>ZAND</u> , los tot zeer vast gepakt, plaatselijk doorsneden met silt-/kleilagen |
| -15,5 à -17,0 | <u>KLEI</u> , plaatselijk sterk siltig/zandig |
| -22,0 à -24,5 | <u>ZAND</u> , zeer vast gepakt |
| -14,0 à -33,5 | Maximaal verkende diepte ** |

* Plaatselijk niet aangetroffen

** Max. verkende diepte t.p.v. kruin is NAP -14,0 m, t.p.v. Plaza is dit NAP -33,5 m

Volgens de Port of Rotterdam ligt het slib in de Slufter momenteel tot circa NAP +2,0 m.

Maaiveld

Het niveau van de kruin van de Slufterdam varieert. Het bedroeg op de sondeerlocaties ten tijde van het grondonderzoek van NAP +24,18 m tot NAP +21,17 m (Fugro grondonderzoek D-10665).

Ter plaatse van de onderzoekslocaties naast de Slufterdam (PLAZA terrein) varieerde het maaiveldniveau van NAP +6,08 m tot NAP +5,49 m.

2.5 Waterstanden en stijghoogtes

De freatische lijn in en bij de waterkering en Slufterdam zijn van belang bij de stabiliteitsberekeningen en is conservatief hoog geschat op basis van onderstaande uitgangspunten. Naarmate de waterstanden hoger zijn, zal de waterkering of dam meer verzadigd zijn en is er sprake van een verlaagde standzekerheid (stabiliteit). Lagere waterstanden leiden tot een verhoogde standzekerheid.

De waterpeilen zijn als volgt:

- Het gemiddelde peil in de Noordzee is aangenomen op NAP.
- Tijdens maatgevend hoog water ligt het peil in de Noordzee op NAP + 5,5 m (bron: Hydraulische Randvoorwaarden 2006).
- Het huidige waterpeil in de Slufter ligt op NAP +5,5 à +6,0 m (bron: Port of Rotterdam).
- De Slufter is ontworpen voor een toekomstige waterstand van NAP + 23,0 m (bron: Port of Rotterdam).

Het grondwaterstandsverloop is hydrostatisch in de diepte aangenomen. Het verloop van de freatische lijn in de Slufterdam is lineair aangenomen met een opbolling van circa 1 m in verband met de aanwezigheid van dunne, horizontale kleilagen. De werkelijke grondwaterstand dient te worden geverifieerd met grondonderzoek.

| Omschrijving Jarkus raai: van - tot | Rekenpeil [m+NAP] | H _{m0} [m] | T _p [s] |
|--|----------------------|------------------------|-----------------------|
| 620-820 | 5,5 | 2,50 | 12,4 |
| 820 | 5,5 | 2,55 | 12,4 |
| 840-880 | 5,5 | 2,70 | 12,4 |
| 880-1080 | 5,5 | 2,90 | 12,4 |
| 1080-1200 | 5,6 | 2,85 | 12,4 |
| 1200-1240 | 5,6 | 2,90 | 12,4 |
| 1240-1300 | 5,6 | 2,95 | 12,4 |
| 1300-1440 | 5,6 | 3,00 | 12,4 |
| 1440-1540 | 5,7 | 2,95 | 12,4 |
| 1540-1600 | 5,7 | 2,95 | 12,4 |

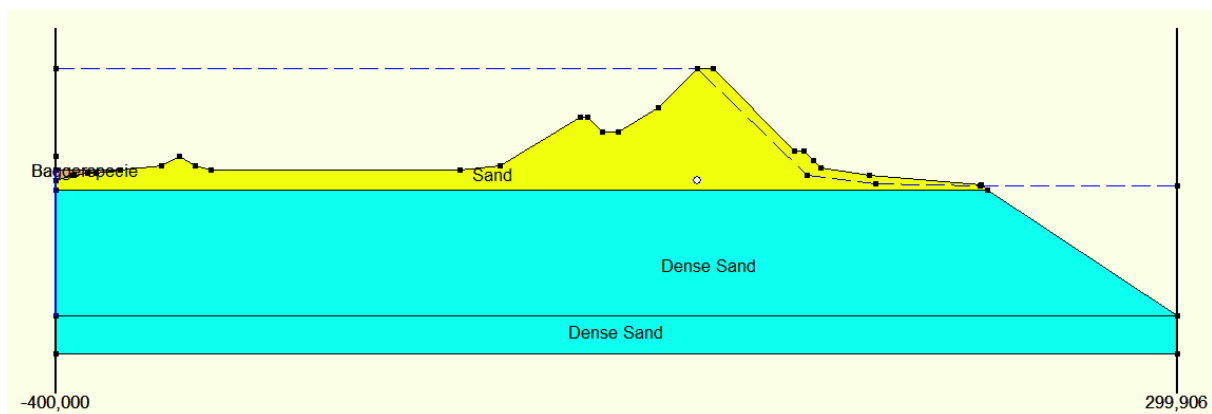
Figuur 2.14: Toetspeilen Dijkkringgebied 20 Voorne-Putten vanuit Noordzee bij Slufterdam, conform de Hydraulische Randvoorwaarden 2006

De stijghoogte in de watervoerende zandlaag onder de dijk heeft een grote invloed op de stabiliteit van de dijk. De stijghoogte wordt sterk beïnvloed door de waterstand op de Noordzee en zal dus maximaal toenemen bij MHW (figuur 2.14). Dit is gehanteerd in de berekeningen.

Opgemerkt wordt dat de stijghoogte in de eerste watervoerende zandlaag sterk kan variëren. Geadviseerd wordt om ter hoogte van de binnenteen peilbuizen te plaatsen, verspreid over het tracé, en gedurende een nader te bepalen periode de stijghoogte te monitoren met dataloggers.

Grondwaterstanden

Bij de draagkracht berekeningen is uitgegaan van een grondwaterstand van circa NAP +4,4 m, op basis van peilbuismetingen ter plaatse van het project Plaza (1009-0107-000). De freatische waterstand in de Slufterdam kan beduidend hoger zijn.



Figuur 2.15: Representatief grondprofiel stabiliteitsanalyses Slufterdam

3. ANALYSE PAALDRAAGVERMOGEN

3.1. Uitgangspunten

Haalbaarheidanalyse en grondonderzoek

Voor de windturbines in de Slufterdam en in het gebied tussen de Slufterdam en de primaire waterkering zijn draagkrachtberekeningen voor beoogde funderingspalen uitgevoerd. De berekeningen zijn uitgevoerd op beschikbaar grondonderzoek. Dit grondonderzoek is NIET op locatie van de beoogde windturbines uitgevoerd. Omdat sprake is van een haalbaarheidsanalyse (1^e inzicht in de draagkrachten), worden geotechnische “vervormingen” en “rotaties” (nog) buiten beschouwing zijn gelaten.

Nadat een definitieve keuze van de windturbine locaties is gedaan en nadat op deze locatie grondonderzoek (voldoende diepte) is uitgevoerd, dienen het definitieve paalfunderingsontwerp berekeningen de uiteindelijke draagkrachtvermogens en vervormingen/rotaties nader bepaald te worden.

Locatie in en naast Slufterdam, paaltype

Onderscheid is gemaakt in verschillende paaltypes voor windturbines die IN de Slufterdam gepland zijn en windturbines die NAAST de Slufterdam gepland zijn. Vanuit stabiliteitsoverwegingen kunnen in de Slufterdam geen palen geheid worden, zonder dat er risico is op afschuiven van het grondlichaam.

Twee typen windturbines worden beschouwd: de REpower 6M en de REpower 3.4M. Eerstgenoemde is een aanzienlijk zwaarder type. De bevindingen in onderhavige rapportage kunnen als leidraad dienen bij de besluitvorming omtrent de toe te passen windturbines. Vooralsnog zijn de verwijzingen /referenties naar de Eurocode 7, die van toepassing is sinds 1 april 2012, nog niet in deze conceptversie verwerkt. In een volgende versie zal dit wel gedaan zijn. De berekeningsresultaten wijzigen niet hierdoor.

Voor de berekening van de rekenwaarde van de maximale draagkracht en de toetsing van de UGT type B volgens 7.6.2.3 van NEN 9997-1 zijn de volgende uitgangspunten aangehouden:

- Het project is geplaatst in geotechnische categorie 2.
- Omdat in dit stadium van het ontwerp de stijfheid van de constructie nog niet exact bekend is, is de stijfheid van de constructie niet in rekening gebracht. Volgens tabel A.10a van NEN 9997-1 is voor de factoren ξ_3 en ξ_4 een waarde van 1,39 gehanteerd.
- Vanwege een wisselende belasting is uitgegaan van $\gamma_{m,var,qc} = 1,50$ (trek-druk wisselbelasting).
- Bij de draagkrachtberekeningen voor windturbines SL-15A t/m SL-18A is rekening gehouden met het optreden van negatieve kleef langs de paalschacht. Deze kan ontstaan door het optreden van zettingen in de samendrukbare lagen tot een diepte van NAP +3,0 m à NAP +2,5 m.
- Bij de windturbines welke op de Slufterdam zijn voorzien worden geen terreinzakkingen groter dan 0,02 m verwacht, zodoende is conform 7.3.2.2(a) van NEN 9997-1 in de berekeningen geen negatieve kleefbelasting verdisconteerd.
- Voor het windturbine type REpower 6M gelden de volgende belastingen:
 - een rekenwaarde (UGT) voor de paalbelasting (druk) vanuit de constructie ($F_{c,d}$) van circa 2750 kN;

- o een rekenwaarde (UGT) voor de paalbelasting (trek) vanuit de constructie ($F_{t,d}$) van circa 730 kN.
- Voor het windturbine type REpower 3.4M gelden de volgende belastingen:
 - o een rekenwaarde (UGT) voor de paalbelasting (druk) vanuit de constructie ($F_{c,d}$) van circa 1100 kN;
 - o een rekenwaarde (UGT) voor de paalbelasting (trek) vanuit de constructie ($F_{t,d}$) van circa 380 kN.
- Bij de draagkrachtberekeningen zijn de volgende paalfactoren aangehouden;

| <u>Fundex-palen</u> | <u>Buisschroefpalen</u> | <u>Vibropalen (geheid)</u> |
|---------------------|-------------------------|----------------------------|
| $\alpha_p = 0,9$ | $\alpha_p = 0,8$ | $\alpha_p = 1,0$ |
| $\alpha_s = 0,009$ | $\alpha_s = 0,006$ | $\alpha_s = 0,014$ |
| $\alpha_t = 0,009$ | $\alpha_t = 0,0045$ | $\alpha_t = 0,012$ |
| $\beta = 1,0$ | $\beta = 1,0$ | $\beta = 1,0$ |
| $s = 1,0$ | $s = 1,0$ | $s = 1,0$ |
- Toetsing volgens de UGT type B houdt in dat voldaan moet worden aan: $F_{c,d} \leq (R_{c,d} - F_{nk;d})$. De vervormingsgrenstoestanden zijn, gezien de zeer geringe zakking van de palen onder invloed van de belasting, niet maatgevend.
- Voor het bepalen van het kluitgewicht is uitgegaan van een paalstramien van 2,5 x 2,5 m.
- In de trekweerstand is het eigen gewicht van de paal niet meegerekend.
- Opgemerkt wordt dat op trek belaste palen over de gehele lengte dienen te worden gewapend. Dimensionering van de wapening valt buiten het kader van dit rapport.

De sonderingen uitgevoerd op de kruin van de Slufterdam (windturbine locaties SL 10A t/m SL 14A) zijn niet diep genoeg uitgevoerd. Dit om een draagkrachtniveau te bepalen waarop voldoende draagvermogen $R_{c;net;d}$ wordt gehaald.

3.2. REpower 6M: berekeningsresultaten

Een samenvatting van de resultaten van de paal draagkracht berekening voor de hoge paalbelastingen is weergegeven in tabel 3.1. In bijlage 2 zijn per locatie en sondering de draagkrachtberekeningen in detail opgenomen.

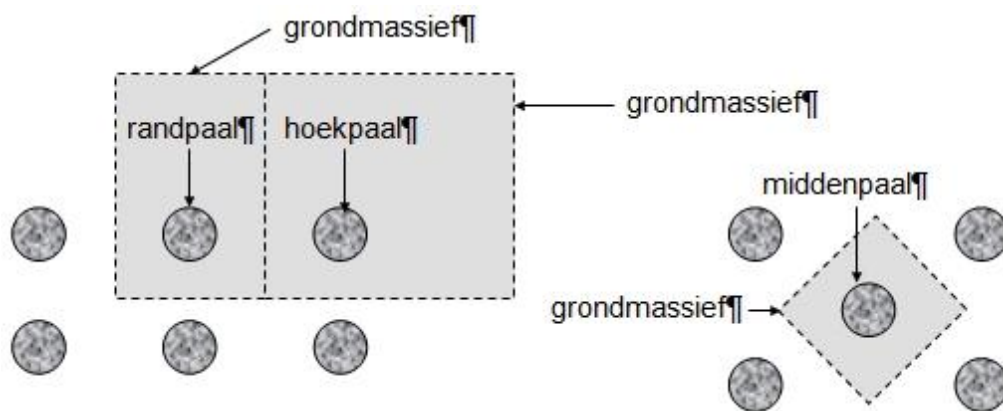
Tabel 3.1: Paalpuntniveaus en rekenwaarden van de paal draagkracht, Slufterdam $-F_{c,d} = 2750$ kN

| locatie | Fundex palen | | | Buisschroefpalen | | |
|---------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | $\varnothing 460/560$ mm | $\varnothing 520/650$ mm | $\varnothing 540/660$ mm | $\varnothing 650$ mm | $\varnothing 800$ mm | $\varnothing 900$ mm |
| SL-01A | +5,0 tot +2,0 | +6,5 tot +2,0 | +6,5 tot +2,0 | +2,0 | +8,5 tot +6,5 | +8,5 tot +6,5 |
| SL-02A | +2,0 tot +1,0 | +2,0 tot 1,5 | +2,5 tot +1,5 | +2,0 tot +1,0 | +5,0 tot + 4,5 | +5,0 tot + 4,5 |
| SL-03A | +3,5 tot +1,5 | +4,5 tot +2,5 | +4,5 tot 2,5 | +3,0 tot +2,0 | +4,5 tot + 2,5 | +4,5 tot + 2,5 |
| SL-04A | +2,5 tot +0,5 | +4,0 tot + 0,0 | +4,0 tot +0,0 | -2,0 tot +,05 | +2,5 tot +4,0 | +2,5 tot +4,0 |
| SL-05A | +1,5 | +2,5 tot +1,5 | +2,5 tot +1,5 | +2,0 | +2,5 | +2,5 |
| SL-15A t/m SL18A | -29,5 tot -24,0 | -29,5 tot -24,0 | -28,0 tot -24,0 | -29,5 tot -26,5 | -29,5 tot -24 | -29,5 tot -24 |
| | Vibro palen | | | | | |
| | $\varnothing 506/560$ mm | $\varnothing 556/640$ mm | $\varnothing 606/680$ mm | | | |
| SL-15A t/m SL18A | -30,5 tot -26,5 | -29,5 tot -24,0 | -29,5 tot -24,0 | | | |

Opmerkingen bij de tabellen:

- $R_{c,net;d}$ = rekenwaarde van de netto draagkracht van de paal, waar van toepassing rekening houdend met negatieve kleef ($= R_{c;d} - F_{nk;d}$).
- n.d. = niet dieper installeren. Op een dieper paalpuntniveau is de theoretische draagkracht minder dan de in de tabel vermelde waarde.
- Ø 506/560 = diameter schacht (d) = Ø 506 mm; diameter voetplaat (D) = Ø 560 mm. Hierbij wordt voldaan aan 7.6.2.3(g) van NEN 9997-1: $D_{eq}^2 / d_{eq}^2 \leq 1,5$

Voor trekpalen wordt onderscheidt gemaakt in middenpalen, randpalen en hoekpalen, hierbij is uitgegaan van een raster met hart-op-hart afstand van de palen van 2,5 x 2,5 m. Voor middenpalen is over het algemeen de massa van het grondmassief dat rondom de palen aanwezig is maatgevend voor de opneembare trekkracht. Voor randpalen en hoekpalen wordt geïnterpoleerd tussen middenpalen en alleenstaande palen, zie figuur 3-1 (niet op schaal).



Figuur 3-1: Trekpalen in paalgroep.

In tabellen 3.2 en 3.3 is een installatieniveau van de palen opgenomen waarop de benodigde (rekenwaarde van de) trekweerstand van de palen verwacht bereikt te worden. Voor alle windturbines op de Slufterdam is sondering D-10665-DKM1 als representatief / maatgevend beschouwd. Voor de overige 4 turbines is dit sondering 1009-0107-000-DKM6.

Tabel 3.2: Paalpuntniveaus en rekenwaarden van de trekweerstand, SL01A t/m SL 06A, $F_{t,d} = 730$ kN

| Paaltype | Paaldiameter | Minimaal installatieniveau [m t.o.v. NAP] ($R_{t,net;d} = 730$ kN) | | |
|-----------------|--------------|---|----------|----------|
| | | Middenpaal | Hoekpaal | Randpaal |
| Fundexpaal | Ø 460/560 mm | +4,0 | +6,0 | +5,0 |
| | Ø 520/650 mm | +5,0 | +7,0 | +6,0 |
| | Ø 540/660 mm | +5,5 | +7,5 | +6,5 |
| Buisschroefpaal | Ø 650 mm | -0,5 | +1,5 | +0,5 |
| | Ø 800 mm | +2,0 | +4,0 | +3,0 |
| | Ø 900 mm | +3,5 | +5,5 | +4,5 |

Tabel 3.3: Paalpuntniveaus en rekenwaarden van de trekweerstand, SL-15A t/m SL-18A, $F_{t,d} = 730$ kN

| Paaltype | Paaldiameter | Minimaal installatieniveau [m t.o.v. NAP] ($R_{t,net,d} = 730$ kN) | | |
|---------------------|--------------|---|----------|----------|
| | | Middenpaal | Hoekpaal | Randpaal |
| Fundexpaal | Ø 520/650 mm | -17,0 | -13,5 | -15,0 |
| | Ø 540/660 mm | -16,5 | -12,5 | -14,5 |
| | Ø 762/945 mm | -14,5 | -8,0 | -10,5 |
| Buisschroefpaal | Ø 650 mm | -28,5 | -25,5 | -27,0 |
| | Ø 800 mm | -26,0 | -16,5 | -24,5 |
| | Ø 900 mm | -25,0 | -15,5 | -17,0 |
| Vibropalen (geheid) | Ø 506/560 mm | -15,0 | -9,0 | -12,0 |
| | Ø 556/640 mm | -14,5 | -8,0 | -10,5 |
| | Ø 606/680 mm | -14,0 | -7,5 | -10,0 |

3.3. REpower 3.4M: berekeningsresultaten

Een samenvatting van de resultaten van de paal draagkracht berekening voor de lage paalbelastingen is weergegeven in tabel 3.4. In bijlage 3 zijn per locatie en sondering de draagkrachtberekeningen in detail opgenomen.

Tabel 3.4: Paalpuntniveaus en rekenwaarden van de paal draagkracht, Slufterdam $-F_{c,d} = 1100$ kN

| locatie | Fundex palen | | | Buisschroefpalen | | |
|---------------------|-----------------|-----------------|-----------------|------------------|----------|----------|
| | Ø380/440 mm | Ø435/530 mm | Ø460/560 mm | Ø 530 mm | Ø 550 mm | Ø 600 mm |
| SL-01A | +9,0 | +9,0 | +9,0 | +9,0 | +9,0 | +9,0 |
| SL-02A | +8,0 tot +5,5 | +8,0 tot +5,5 | +8,0 | +8,0 | +8,0 | +8,0 |
| SL-03A | +4,5 tot +2,5 | +4,5 tot +2,5 | +4,5 tot +4,0 | +4,5 | +4,5 | +4,5 |
| SL-04A | +4,0 tot +1,5 | +4,0 tot +8,0 | +4,0 tot +8,0 | +4,0 tot +1,5 | +4,0 | +4,0 |
| SL-05A | +7,5 tot +8,0 | +7,5 tot +8,0 | +7,5 tot +8,0 | +7,5 | +7,5 | +7,5 |
| SL-15A t/m SL18A | -28,0 tot -24,0 | -28,0 tot -24,0 | -28,0 tot -24,0 | | | |
| | Vibro palen | | | | | |
| | Ø 506/560 mm | Ø556/640 mm | Ø606/680 mm | | | |
| SL-15A t/m SL18A | -29,5 tot -24,0 | -28,0 tot -24,0 | -28,0 tot -24,0 | | | |

Opmerkingen bij de tabellen:

$R_{c,net,d}$ = rekenwaarde van de netto draagkracht van de paal, waar van toepassing rekening houdend met negatieve kleef (= $R_{c,d} - F_{nk,d}$).

n.d. = niet dieper installeren. Op een dieper paalpuntniveau is de theoretische draagkracht minder dan de in de tabel vermelde waarde.

Ø 506/560 = diameter schacht (d) = Ø 506 mm; diameter voetplaat (D) = Ø 560 mm. Hierbij wordt voldaan aan 7.6.2.3(g) van NEN 9997-1: $D^2_{eq} / d^2_{eq} \leq 1,5$

Voor trekpalen wordt onderscheidt gemaakt in middenpalen, randpalen en hoekpalen, hierbij is uitgegaan van een raster met hart-op-hart afstand van de palen van 2,5 x 2,5 m. Voor middenpalen is over het algemeen de massa van het grondmassief dat rondom de palen aanwezig is maatgevend voor de opneembare trekkracht. Voor randpalen en hoekpalen

wordt geïnterpoleerd tussen middenpalen en alleenstaande palen, zie figuur 3-1 (niet op schaal).

In tabellen 3.5 en 3.6 is een installatieniveau van de palen opgenomen waarop de benodigde (rekenwaarde van de) trekweerstand van de palen verwacht bereikt te worden. Voor alle windturbines op de Slufterdam is sondering D-10665-DKM1 als representatief / maatgevend beschouwd. Voor de overige 4 turbines is dit sondering 1009-0107-000-DKM6.

Tabel 3.5: Paalpuntniveaus en rekenwaarden van de trekweerstand, Slufterdam **SL-01 t/m SL-06** $F_{t,d} = 380 \text{ kN}$

| Paaltype | Paaldiameter | Minimaal installatieniveau [m t.o.v. NAP] ($R_{t,net,d} = 380 \text{ kN}$) | | |
|-----------------|--------------|--|----------|----------|
| | | Middenpaal | Hoekpaal | Randpaal |
| Fundexpaal | Ø 323/395 mm | +8,5 | +9,5 | +9,0 |
| | Ø 360/430 mm | +9,0 | +10,0 | +9,5 |
| | Ø 380/440 mm | +9,5 | +10,5 | +10,0 |
| | Ø 435/530 mm | +10,5 | +11,5 | 11,0 |
| | Ø 460/560 mm | +10,5 | +11,5 | +11,0 |
| Buisschroefpaal | Ø 530 mm | +6,5 | +7,5 | +7,0 |
| | Ø 550 mm | +7,0 | +8,0 | +7,5 |
| | Ø 600 mm | +7,5 | +8,5 | +8,0 |
| | Ø 650 mm | +8,5 | +9,5 | +9,0 |
| | Ø 800 mm | +10,0 | +11,0 | +10,5 |

Tabel 3.6: Paalpuntniveaus en rekenwaarden van de trekweerstand, **SL-15A t/m SL-18A** $F_{t,d} = 380 \text{ kN}$

| Paaltype | Paaldiameter | Minimaal installatieniveau [m t.o.v. NAP] ($R_{t,net,d} = 380 \text{ kN}$) | | |
|---------------------|--------------|--|----------|----------|
| | | Middenpaal | Hoekpaal | Randpaal |
| Fundexpaal | Ø 435/530 mm | -7,5 | -5,5 | -6,0 |
| | Ø 460/560 mm | -7,0 | -5,0 | -6,0 |
| | Ø 520/650 mm | -6,0 | -4,5 | -5,0 |
| Buisschroefpaal | Ø 600 mm | -12,0 | -10,0 | -11,0 |
| | Ø 650 mm | -11,0 | -8,5 | -10,0 |
| | Ø 800 mm | -8,5 | -6,0 | -7,5 |
| Vibropalen (geheid) | Ø 356/400 mm | -6,5 | -5,0 | -5,5 |
| | Ø 406/465 mm | -5,5 | -4,5 | -5,0 |
| | Ø 456/520 mm | -5,0 | -4,0 | -4,5 |

4. ANALYSE TRILLINGSINVLOED

4.1. Trillingsintensiteiten gebruiksfase

Algemeen is er weinig bekend over de doorwerking van trillingsintensiteiten in de ondergrond bij in werking zijnde windturbines met een vermogen van 6 MW.

Metingen aan Windturbines

In het verleden heeft Fugro aan een aantal windturbines trillingsmetingen uitgevoerd, bij opgestelde 3 MW windturbines in de Afrikahaven te Amsterdam in oktober/november 2008 en bij 3 MW turbines opgesteld op Noordland (eiland Neeltje Jans) in januari/februari 2009. In beide gevallen is gemeten buiten aan de buitenzijde aan het funderingsblok en binnen op de vloer van de toren. De windturbines zijn in beide 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 (d.i. tot 14 m/s) opgetreden.

In tabel 4.1 zijn de tijdens in bedrijf zijn van de turbine gemeten intensiteiten opgenomen.

Tabel 4.1: Meetresultaten funderingsblok 3 MW turbine Afrikahaven en 3MW turbine Noordland

| locatie | Versnelling [m/s^2] | |
|--------------|-------------------------|-----------------|
| | Noordland | Afrikahaven |
| X - richting | 0,010 tot 0,025 | 0,015 tot 0,030 |
| Y – richting | 0,000 tot 0,020 | 0,010 tot 0,035 |
| Z – richting | 0,020 tot 0,075 | 0,015 tot 0,050 |

Verwacht wordt dat de in tabel 4.1 vermelde trillingsintensiteiten ook geldig zijn voor de REpower 3.4M windturbine.

Extrapolatie van 3 MW (REpower 3.4M) naar 6 MW turbine (REpower 6M)

Bij aanname van een lineair verband tussen een 3 MW en een 6 MW windturbine, wordt gesteld dat de intensiteiten circa 2x zo hoog kunnen zijn. Gezien voorstaande worden versnellingswaarden aan het funderingsblok verwacht van:

- Horizontaal $0,07 m/s^2$ ($2 * 0,035 m/s^2$);
- Verticaal $0,15 m/s^2$ ($2 * 0,075 m/s^2$).

Met de aanname van een 2 maal zo hoge intensiteit voor de REpower 6M kunnen de genoemde versnellingen aan de rand van het funderingsblok worden verwacht.

Door overdracht van funderingsblok naar ondergrond en door geometrische grond damping, zal de daadwerkelijk optredende versnelling bij de teen van de waterkering aanzienlijk lager zijn. Met een vergelijkbare analyse als die gevolgd is bij heien, zijn een horizontale versnelling van circa $0,030 m/s^2$ (d.i. 0,003g) en een verticale versnelling van circa $0,060 m/s^2$ (d.i. 0,006g) bij de teen van de waterkering geprognosticeerd.

Invloed materiaal toren windturbine

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 is de toren van de windturbine uitgevoerd in staal. De geplande windturbines op de Slufterdam worden uitgevoerd in voorgespannen beton. De dempingfactor van voorgespannen gewapend beton is hoger (=gunstiger) dan die voor staal, zie ook tabel 4.2.

Tabel 4.2: *Dempingfactoren voor verschillende constructiematerialen [bron: Cement 5, 2009]*

| Materiaal | Dempingfactor [-] |
|---------------------------------------|----------------------|
| Gewapend beton | |
| - ongescheurd | 0,007 tot 0,010 |
| - gescheurd (zonder vloeien wapening) | 0,010 tot 0,040 |
| - gescheurd (met vloeien 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 |
| Staal | 0,001 tot 0,002 |

Voorstaande houdt in dat de in werkelijk optredende trillingsintensiteiten lager zullen zijn als gevolg van de materiaaldemping van de toren.

4.2. Heien

4.2.1. Karakteristieke werkzaamheden

Voor de windturbines op en in de omgeving van de Slufterdam wordt het volgende voorzien:

- windturbine 3 tot 6 MW
 - Afmeting funderingsblok stervormig met diameter circa 16,5 m;
 - Fundatieconcept Funderingsblok op het "maaiveld"
 - Diameter teen terp circa 16,5 m
 - Afstand tot insteek kwelsloot variabel;
 - Aantal palen nog onbekend
- Vibropalen schacht Ø 350 mm en Ø 455 mm;
- belasting (rekenwaarde) druk of 1100 kN of 2700 kN;
trek of 380 kN of 750 kN;

Door de opdrachtgever is geen opgave gedaan van type heiblok en daarmee het benodigde energieniveau van het heiblok. Derhalve is op basis van de heiformule van Sprenger-Potma een schatting gemaakt van het benodigde heieniveau. Verwacht wordt dat alle heiwerkzaamheden met een hydraulisch heiblok met een maximaal energieniveau van 128 kNm (zware palen) dan 65 kNm (lichte palen) op diepte te krijgen zijn. Aangezien de grootte van de optredende versnellingen sterk afhankelijk is van het heieniveau is een globale analyse uitgevoerd van het op locatie benodigde energieniveau.

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

Heibaarheidsanalyses

Momenteel is geen grondonderzoek op locatie van de geplande windturbines beschikbaar. Dit met een afweging van risico's die nog gaande is. Gezien het karakter van de analyses en het detailniveau van de uitgangsgesprekken hebben heibaarheidsanalyses (TNO PDP wave

berekeningen) in dit stadium nog geen toegevoegde waarde. Met een heibaarheidsanalyse wordt de heibaarheid van de paal beschouwd, om zo te beoordelen of de beoogde paal zonder uitvoeringstechnische problemen, met het beoogde heiblok, op diepte te krijgen is. Zowel kalenderingen (aantal benodigde slagen per 0,25 m indringing) als trek- en drukspanningen in de paal tijdens het heien worden met een heibaarheidsanalyse berekend en getoetst.

Bij de analyse voor de heibaarheid is een globale check uitgevoerd op het paal draagvermogen, waarbij is uitgegaan van een rekenwaarde van de paalbelasting op druk van ca. 2700 kN en op trek van ca. 750 kN. In de praktijk kan in een later stadium gekozen worden voor een lagere belasting (andere paalgeometrie onder het funderingsblok), hetgeen leidt tot een kortere paallengte (draagkracht), waardoor met een lagere energie geheid kan worden. Derhalve zullen ook de geprognosticeerde trillingsintensiteiten lager zijn.

Gezien de grondslag met de sterk afwisselende conuswaarden (conuswaarden van meer dan 20 MPa gevolgd door conuswaarden van lagere waarden dient bij de keuze van het type paal (en de lengte ervan) hiermee rekening gehouden te worden. Geadviseerd wordt op termijn heibaarheidsanalyses per locatie uit te voeren.

Bovengenoemde aannamen zijn als uitgangspunt voor de trillingsanalyse gehanteerd.

4.2.2. Modelling werkzaamheden

In de bijlage 4 “*Toelichting Trillingsmodel*” wordt nader ingegaan op de theoretische achtergrond omtrent trillingen.

De modellering 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, verschillende palen en damwandplanken alsmede in verschillende wijzen van inbrengen. Het handboek hanteert 7 voor Nederland kenmerkende grondprofielen.

In CUR 166 wordt voor de bronintensiteit van de trillingsintensiteit een van de 7 “standaard” bodemprofielen gehanteerd. Door de bronwaarden van dit “standaard” profiel te correleren naar de grondcondities van de projectlocatie (fitten) is met lokale omstandigheden rekening gehouden. Voor de modellering van de projectlocaties zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- Bronsnelheid u_{5m} , heien 0,032 mm/s
- Variatie coëfficiënt 0,6

In tegenstelling tot de in CUR 166 (5^e druk) gehanteerde lognormale verdeling voor de methodiek wordt in de analyse uitgegaan van een normale kans verdeling.

4.2.3. Geometrische en materiaaldemping

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 alleen de Rayleighgolven. De voortplantingssnelheid van de trillingsgolven in de aanwezige zandlagen bedraagt globaal 125 à 200 m/s. Op korte afstand tot de trillingsbron is de verticale trillingsrichting dominant, op grotere afstand is de horizontale trillingsrichting dominant. Afhankelijk van de grondgesteldheid ligt het omslagpunt doorgaans op een afstand van circa 1,5 tot 2 maal de paallengte.

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. De demping is frequentie afhankelijk. Doorgaans bedraagt de dominante frequentie bij heien van betonpalen 10 Hz tot 15 Hz en bij heien van vibro palen 20 Hz tot 25 Hz.

Voor het heien van vibropalen wordt een dempingconstante van $\alpha = 0,01 \text{ m}^{-1}$ aangehouden. Een hogere demping leidt tot eerder "uitdempen" van de amplitude.

4.2.4. Trillingsoverdracht in ondergrond

In tabel 4.3 is een overzicht van de waarden van de trillingsversnelling in de ondergrond als functie van de afstand gepresenteerd. De versnellingen zijn bepaald bij een dominante trillingsfrequentie voor het heien van prefab betonpalen van 10 Hz tot 15 Hz, voor het heien van vibro palen geldt een dominante frequentie van 20 Hz tot 25 Hz.

Tabel 4.3: Trillingsversnellingen als functie van afstand tot trillingsbron, heien vibro palen

| afstand tot werkzaamheden [m] | Zware palen, E = 128 kNm Ø 350 mm / Ø 455 mm Frequentie 25 Hz [m/s ²] | | Lichte palen, E = 65 kNm Ø 350 mm / Ø 455 mm Frequentie 25 Hz [m/s ²] | |
|---|---|------|---|------|
| | 50% | 99% | 50% | 99% |
| | 10 | 1,15 | 2,75 | 0,82 |
| 15 | 0,89 | 2,14 | 0,64 | 1,52 |
| 20 | 0,73 | 1,76 | 0,52 | 1,25 |
| 25 | 0,62 | 1,50 | 0,45 | 1,07 |
| 30 | 0,54 | 1,30 | 0,39 | 0,93 |
| 35 | 0,48 | 1,14 | 0,34 | 0,82 |
| 40 | 0,43 | 1,02 | 0,30 | 0,73 |
| 45 | 0,38 | 0,91 | 0,27 | 0,65 |
| 50 | 0,34 | 0,82 | 0,25 | 0,59 |
| 55 | 0,31 | 0,75 | 0,22 | 0,53 |
| 60 | 0,28 | 0,68 | 0,20 | 0,49 |
| 65 | 0,26 | 0,62 | 0,19 | 0,44 |
| 70 | 0,24 | 0,57 | 0,17 | 0,41 |
| 75 | 0,22 | 0,52 | 0,16 | 0,37 |
| 80 | 0,20 | 0,48 | 0,14 | 0,34 |
| 85 | 0,19 | 0,45 | 0,13 | 0,32 |

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

4.2.5. Uitvoering heiwerk

Tijdens de uitvoering van de heiwerkzaamheden zal de afstand van het heiwerk tot aan de teen van de waterkering variëren. Per windturbine locatie wordt gewerkt met 1 heistelling.

Vanuit de heipraktijk is bekend dat, bij heien van geclusterde palen voor de fundering van poeren, dat voor de later te heien palen meer heienergie benodigd is dan bij de eerste paar palen van een poer. Door het heien wordt het zandpakket bij de paalpunt 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 tussen als een trillingsscherm ten opzichte van de waterkering fungeren.

Bij de te hanteren windturbinefundering worden de palen 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.

Opgemerkt wordt dat in het geval van overschrijding van de maximaal toelaatbare trillingenniveaus (volgend uit de monitoring) tijdens de uitvoering de situatie zich direct verbetert door het heiwerk stop te zetten. Dit gezien een directe beëindiging van trillingen en geleidelijke afname van de wateroverspanningen.

Het totaal aantal te heien palen heeft geen invloed op de grootte van de trillingsintensiteiten dan wel de afvloeiing van het overspannen water.

Met het huidige voorstel tot uitvoering wordt het funderingsblok met de onderkant op het bestaande maaiveld geplaatst en wordt er niet ontgraven. Ten behoeve van het heien wordt een heiplatform op maaiveld aangebracht, dit om een stabiele situatie voor o.a. de heistelling te krijgen. Het aanbrengen van het heiplatform heeft geen invloed op de grootte en afdracht van de opgewekte trillingen. Omdat het heiplatform in de passieve zone van de waterkering wordt aangebracht heeft dit een positief effect op de stabiliteit van de waterkering.

4.3. Samenvatting trillingsintensiteiten

Omdat de exacte locaties van de windturbines nog niet bekend zijn, is nog geen grondonderzoek op locatie uitgevoerd. De grootte van de geprognoseerde trillingsintensiteiten 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). Omdat de exacte grondslag is voor de windturbinelocaties nog onbekend is, wordt geadviseerd op termijn, nadat grondonderzoek op locatie is uitgevoerd de trillingsprognose te herzien..

Bij de analyses van de stabiliteit is onderscheid gemaakt in de aan te houden trillingsintensiteit. 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.

In tabel 4.4 is een samenvatting voor de te verwachte trillingsintensiteiten opgenomen.

Tabel 4.4: Samenvatting

| Heien | Vibropaal ²⁾ |
|---|-------------------------|
| Paaltype | Ø 350 mm / Ø 450 mm |
| Paalpuntniveau [NAP]} | Variabel |
| Energie hydraulisch heiblok [kNm] | 128 |
| Versnelling ¹⁾ op 45 m afstand [m/s ²] | 0,65 / 0,91 |
| Gebruiksfase | |
| Horizontaal bij teen [m/s ²] | 0,038 / 0,075 |
| Verticaal bij teen [m/s ²] | 0,075 / 0,150 |

1) bovengrenswaarde

2) bij lichte palen / zware palen

5. ANALYSE STABILITEIT PRIMAIRE WATERKERING EN SLUFTERDAM

5.1. Stabiliteit (binnen- / buitenwaarts)

De stabiliteit is geanalyseerd door het uitvoeren van glijvlakberekeningen volgens de vereenvoudigde methode Bishop met het computerprogramma D-GeoStability. Hierbij wordt een stabiliteitsfactor van een grondmoot langs een cirkelvormig glijvlak berekend.

Algemeen geldt dat de stabiliteit van het talud afhankelijk is van:

- de sterkte van de grond;
- de diepte van de ontgraving of grootte van de ophoging;
- de water(over)spanning in de ondergrond en de doorlatendheid van de ondergrond;
- de taludhelling inclusief de aanwezigheid van een eventuele steunberm(en);
- de aanwezigheid van een eventuele sloot of watergang bij de teen van een talud;
- trillingen in het grondlichaam.

De ondergrond is verdeeld in een aantal lagen waarbij voor iedere laag het volume gewicht en de wrijvingseigenschappen worden opgegeven (tabel 5.3).

De trillingen worden geschematiseerd door op het geometrische profiel een "aardbevingscomponent" aan te brengen, waarbij zowel een verticale als een horizontale versnellingscomponent wordt aangebracht, d.w.z. er wordt een extra kracht ingevoerd met een waarde van de grondmassa maal de versnelling. Omdat de versnellingscomponent niet op een locatie kan worden aangebracht (zoals dat wel kan met b.v. een uniforme belasting of puntlast), geldt de versnellingscomponent voor het gehele profiel, d.i. een ongunstige schematisatie.

Beoordeeld zijn de situaties op een afstand van 45 m (Slufterdam) dan wel 100 m (primaire waterkering).

Naast een verlaging van de stabiliteit als gevolg van trillingen is er tevens sprake van een indirect effect op de stabiliteit. Door de trillingen kunnen zich namelijk wateroverspanningen voordoen in de zandlagen, zie hoofdstuk 5.6. Deze zijn eveneens in de analyses beschouwd.

5.2. Toegepaste partiële veiligheidsfactoren

De stabiliteit van een talud wordt volgens de vigerende richtlijnen bepaald met een semi-probabilistische methode op basis van partiële veiligheidsfactoren, waarbij de volgende partiële veiligheidsfactoren tegenwoordig worden onderscheiden:

- de materiaalfactor;
- de modelfactor;
- de schadefactor;
- de schematiseringsfactor.

De materiaalfactor wordt over de sterkte eigenschappen van de grond gezet. Het product van de overige factoren bepaalt de minimale stabiliteitsfactor waaraan een talud moet voldoen.

Voor de materiaalfactoren bij de Slufterdam is Eurocode NEN 9997-1 van toepassing. Voor de primaire waterkering zijn in principe de ENW-leidraden van toepassing, omdat in dit geval nog geen laboratoriumonderzoek is uitgevoerd, zijn bij de primaire waterkering de materiaalfactoren gebaseerd op de tabel uit Eurocode NEN 9997-1.

De modelfactor voor stabiliteitsanalyses met de methode Bishop, zonder opdrijven, is 1.

De schadefactor corrigeert voor de hogere vereiste betrouwbaarheid van een waterkering ten opzichte van de basisbetrouwbaarheid. De schadefactor voor de Slufterdam is 1, voor de primaire waterkering geldt, conform het Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, een schadefactor tijdens MHW bij het binnentalud van 1,11 en in alle andere gevallen 1,05. Gedurende de uitvoeringssituatie, bij gebruik van rekenwaarden, bedraagt de schadefactor 0,9, mits het waterkerend vermogen niet in gevaar komt. Als een afschuiving wel het waterkerend vermogen in gevaar brengt, dient van een schadefactor (γ_n) van 1,0 te worden uitgegaan.

De schematiseringsfactor geldt voor de primaire waterkering en niet voor de Slufterdam. Deze factor dient om onzekerheden af te dekken bij het schematiseren van ondergrondopbouw en waterspanningen ten behoeve van de controle van macrostabiliteit. In het format voor stabiliteitscontrole is deze schematiseringfactor op dezelfde wijze verwerkt als de schadefactor en rekenmodelonzekerheidsfactor. In het Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies is voorgesteld voor de schematiseringsfactor een waarde van 1,30 aan te houden. Op basis van een gevoeligheidsanalyse, mag die waarde gereduceerd worden tot ten minste 1,10. In dit onderzoek is zo'n gevoeligheidsanalyse echter nog niet uitgevoerd en is conservatief uitgegaan van 1,30.

In de detailleringfase, waarbij op de exacte windturbinelocaties grondonderzoek is uitgevoerd, wordt de gevoeligheidsanalyse wel uitgevoerd.

De toetsfactor voor de macrostabiliteit bedraagt derhalve:

- Slufterdam: 1,0
- Primaire waterkering, binnentalud tijdens MHW: $1,11 \times 1,30 = 1,44$
- Primaire waterkering, gebruiksfase: $1,05 \times 1,30 = 1,37$
- Primaire waterkering, gebruiksfase: $1,00 \times 1,30 = 1,30$

5.3. Uitgangspunten

Geometrie dwarsprofiel

In de berekeningen zijn voor de Slufterdam de afmetingen van het dwarsprofiel aangenomen conform de tekeningen van het Slufterbeheer (dwarsprofiel 1, DM_PROD-#607429-v1 uit BER-2320). Dit dwarsprofiel ligt in het zuidelijke deel van de Slufterdam, waarvan de geometrie sinds de aanleg niet noemenswaardig is gewijzigd.

De geometrie van dwarsprofiel 1b van de Slufterdam is overgenomen conform tekening 2010-342 (projectorganisatie Maasvlakte 2, Port of Rotterdam). Dit dwarsprofiel ligt in het westelijke deel van de Slufterdam. De onderkant van het buitentalud is recentelijk versteild in verband met de aanleg van de Tweede Maasvlakte. Aan de teen van het talud is zand opgespoten tot circa NAP + 5,0 m.

Dwarsdoorsnede 2 van de primaire waterkering heeft een dusdanige geometrie met flauwe taluds dat een nader onderzoek naar stabiliteit niet noodzakelijk lijkt. De dwarsprofielen (profiel 3) van de primaire waterkeringen waren niet beschikbaar gesteld door het Hoogheemraadschap en zijn derhalve ingemeten door Fugro.

Bodemopbouw

De bodemopbouw is geschematiseerd aan de hand van het beschikbare grondonderzoek.

Waterstanden

Voor de stabiliteitsbeschouwing zijn de volgende waterstanden aangehouden:

| | | |
|----------------------------------|--------------------|------------------------------|
| Beschouwing binnentalud (DWS 1a) | MHW | NAP + 4,0 m; |
| | Waterstand Slufter | NAP + 0,0 m tot NAP + 6,0 m; |
| Beschouwing buitentalud (DWS 1a) | laag water | NAP – 1,2 m; |
| | Waterstand Slufter | NAP + 6,0 m tot NAP +23,0m; |
| Beschouwing binnentalud (DWS 1b) | MHW | NAP + 5,5 m; |
| | Waterstand Slufter | NAP + 0,0 m. |
| Beschouwing buitentalud (DWS 1b) | Waterstand | NAP + 0,0 m; |
| | Waterstand Slufter | NAP + 23,0 m. |
| Beschouwing binnentalud (DWS 3) | MHW | NAP + 4,8 m; |
| | Waterstand | NAP + 1,3 m; |
| Beschouwing buitentalud (DWS 3) | Waterstand | NAP + 4,8 m; |
| | Waterstand | NAP + 1,3 m. |

Verhouding horizontale en verticale versnellingswaarden

Voor de stabiliteit van een grondlichaam 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 1:2 voor de horizontale en verticale versnelling volgt ook uit de meetresultaten bij vergelijkbare projecten waar geheid is.

Versnellingen

Voor de stabiliteitsbeschouwing zijn de in tabel 4.4 vermelde versnellingswaarden aangehouden.

Overige uitgangspunten

- Gedurende het gesloten seizoen of een situatie van hoog water worden er geen werkzaamheden uitgevoerd **op** de waterkering. Eventueel openstaande ontgravingen worden gedicht. Direct **naast** de waterkering zijn werkzaamheden uit te voeren, mits niet wordt ontgraven of getrild;
- Voor maatgevende omstandigheden wordt conform het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies uitgegaan van een ongedraineerde bovenbelasting van 13,3 kN/m² over een breedte van 2,5 m;
- Het heiwerk wordt onder “normale omstandigheden” uitgevoerd, ofwel geen extreme neerslag en / of een verhoogd buitenwaterpeil (t.g.v. o.a. springtij of storm).

5.4. Grondparameters

Door het beheer van de Slufterdam dan wel het Hoogheemraadschap zijn geen basisgegevens van grondeigenschappen beschikbaar gesteld. Derhalve zijn deze afgeleid op basis van de Eurocode en opgenomen in tabel 5.3.

Aangehouden volgens Eurocode NEN 9997-1 valt deze constructie in veiligheidsklasse 3, waardoor de in tabel 5.2 opgenomen materiaalfactoren van toepassing zijn.

Voor basaltzuilen en kraagstukken zijn in het dijkversterkingsontwerp geen grondparameters afgeleid. Voor deze materialen is een volumiek gewicht van 24 kN/m³, geen cohesie en een rekenwaarde voor de hoek van inwendige wrijving van 30,2° aangenomen.

Tabel 5.2 - Materiaalfactoren

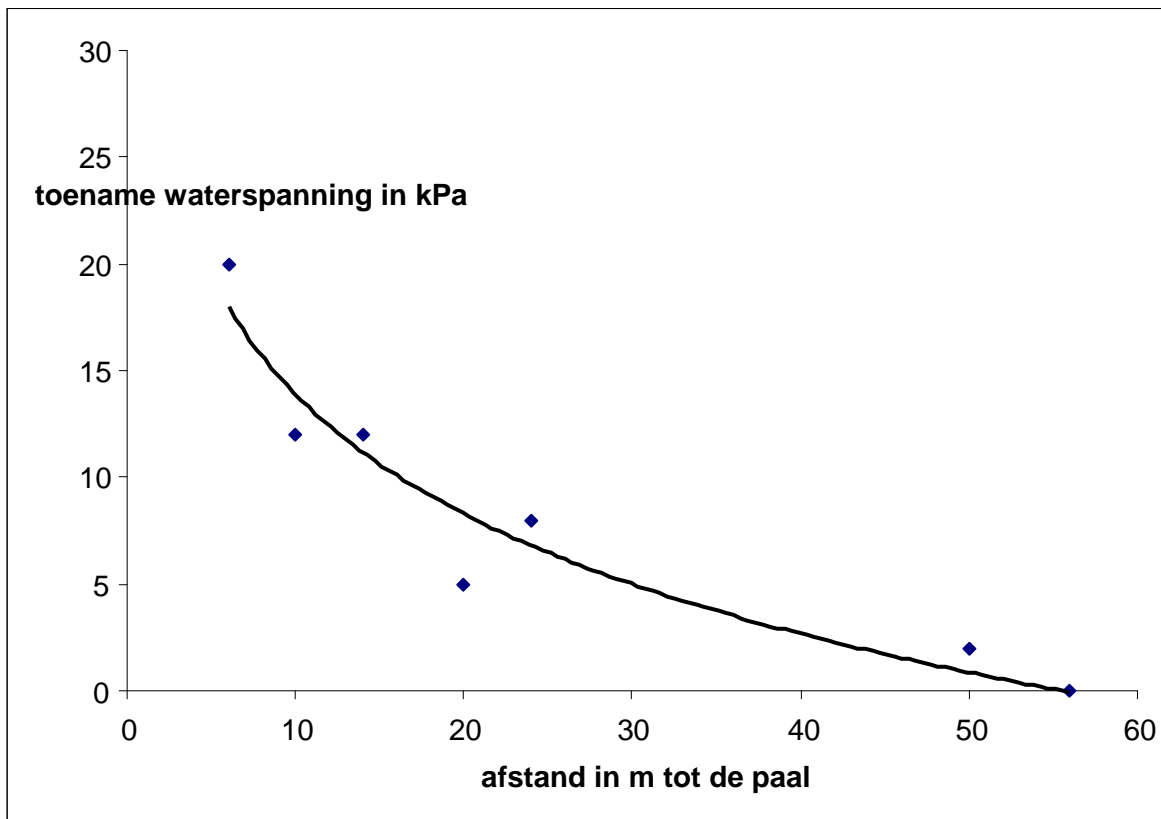
| Grondsoort | Eurocode | |
|------------|----------|-----------------------------|
| | cohesie | hoek van inwendige wrijving |
| Zand | - | 1,30 |
| Klei | 1,60 | 1,30 |
| Veen | 1,60 | 1,30 |

Tabel 5.3 :Indeling grondlagen met rekenwaarden schuifsterkten

| Grondsoort | Karakteristieke waarden | | rekenwaarden | |
|-------------------------|-------------------------|-----------------------------|--------------|-----------------------------|
| | cohesie | hoek van inwendige wrijving | cohesie | hoek van inwendige wrijving |
| baggerspecie | 0 | 15 | 0 | 11,6 |
| Zand, matig vast gepakt | 0 | 27 | 0 | 21,4 |
| Zand vast gepakt | 0 | 35 | 0 | 28,3 |

5.5. Waterspanning

Op basis van opgedane ervaringen binnen Fugro met vergelijkbare projecten is in figuur 5.1 de generatie van waterspanning door heien weergegeven. Bij o.a. een project in Amsterdam zijn op verschillende afstanden van het werk tot de instrumentatie prefab betonpalen \varnothing 450 mm in matig fijn zand geheid.



Figuur 5.1: Waterspanning tijdens heien als functie van de afstand

Deze figuur is gebaseerd op metingen in Amsterdam (Oosterdok), waarbij uitgebreide waterspanningsmetingen zijn uitgevoerd op verschillende afstanden van geheide palen tijdens het heien. In Amsterdam zijn prefab betonpalen \varnothing 450 mm in matig fijn zand geheid. Op een afstand van 42,5 m geldt een wateroverspanning van 2 kPa, bij toenemende afstand neemt de wateroverspanning af.

Extrapolatie voor grotere paalafmetingen

Voor een prefab betonpaal \varnothing 450 mm bedraagt op een afstand van circa 42,5 m de toename van de waterspanning circa 2 kPa, dit is een verhoging van de grondwaterstand met 0,2 m. Verhoudingsgewijs is voor een vibropaal \varnothing 455 mm (grootste paal oppervlak) een mogelijke toename van de waterspanning bepaald van circa 2,5 kPa, grondwaterstandsverhoging 0,25 m.

In alle berekeningen geldig is voor alle palen voor de uitvoering conservatief uitgegaan van een wateroverspanning van 0,25 m.

5.6. Toetsing

Momenteel zijn de exacte locatie van de 18 (variant A) dan wel 14 (variant C) windturbines in de Slufterdam en het gebied tussen de Slufterdam en de primaire waterkering, nog niet bekend. Grondonderzoek op locatie van de windturbines moet nog uitgevoerd worden. Omdat, mede gezien voorstaande, nog geen exacte invulling van grondslag en parameters is te doen, is een globale toetsing uitgevoerd.

Aangenomen is dat het heien in de Slufterdam tot te hoge versnellingsintensiteiten kan leiden. Risico tot instabiliteit van de Slufterdam is dan aanwezig. Vooralsnog is aangenomen dat de palen voor de windturbines in de Slufterdam als trillingsarm/vrij worden uitgevoerd.

De dichtstbijzijnde palen bevinden zich op circa 45 m uit de teen van de Slufterdam, dan wel circa 100 m uit de primaire waterkering. In hoofdstuk 3 zijn de versnellingen tijdens heien voor beide afstanden geprognosticeerd. Zoals voorgaande reeds is opgemerkt zijn de exacte configuratie van de palen in het palenveld ("paalgroepen") en werkvolgorde (routing) mede van invloed op de daadwerkelijk optredende trillingsniveaus en wateroverspanning.

De toetsing is voor zowel het binnen- (STBI) als het buitentalud (STBU) uitgevoerd voor een situatie dat er (nog) niet geheid wordt (d.i. de huidige situatie) en voor een situatie dat er geheid wordt (uitvoeringssituatie). De analyse van de huidige situatie dient beschouwd te worden als referentie ten opzichte van een situatie tijdens aanleg en in de gebruiksfase. Hierbij worden de effecten van de trillingen (en wateroverspanningen) beschouwd op de stabiliteit van de waterkering.

Overigens moet worden bedacht, dat in de analyse de trillingen overal ter plaatse van de waterkering gelijk genomen zijn aan de waarde bij de kwelsloot (of ter plekke van de ligging van de diepe glijcirkel). Dit is een zeer conservatieve aanname. De trillingen zullen radiaal uitdempen, waardoor de versnelling kwadratisch met toenemende afstand afneemt.

5.6.1. Toetsing representatief profiel Slufterdam

Voor het toetsen van de stabiliteit van de Slufterdam zijn een tweetal dwarsdoorsneden geanalyseerd. De analyse betreft dwarsdoorsnede 1a (Slufterdam zuid) en dwarsdoorsnede 1b (Slufterdam west). In de tabellen 5.4 en 5.5 is de toetsing van de stabiliteit voor de twee representatieve profiel uitgevoerd. In de bijlage zijn de berekeningsresultaten (glijcirkels) van de vetgemarkeerde waarden opgenomen.

Stabiliteitsfactor in de huidige situatie

De stabiliteits analyse voor de twee representatieve dwarsdoorsneden is gedaan op basis van de huidige geometrie van de Slufterdam. Voor de stabiliteit van het buitentalud is gerekend met een waterniveau in de Slufterdam van NAP + 23,0 m. Deze aanname is conservatief.

Stabiliteitsfactor tijdens uitvoering

De stabiliteits analyse voor de twee representatieve dwarsdoorsneden is gedaan op basis van de huidige geometrie van de Slufterdam. Voor de stabiliteit van het buitentalud is gerekend met een waterniveau in de Slufterdam van NAP + 23,0 m. Voor het binnentalud is de situatie met maatgevend hoog water in beschouwing genomen.

Tabel 5.4: stabiliteitsfactor beschouwde situaties voor Slufterdam, doorsnede 1a

| Paalafmetingen [mm] | Stabiliteit Binnentalud* | | Stabiliteit Buitentalud | |
|--|--------------------------|-------------|-------------------------|-------------|
| | Ø 350 | Ø 455 | Ø 350 | Ø 455 |
| Vibropaalafmetingen [mm] | | | | |
| Huidige situatie (zonder trillingen) | 1,25 | | 0,96 | |
| gebruikssituatie | 1,23 | | 0,95 | |
| Versnellingen bij de insteek van de teen (circa 45 m) | | | | |
| Hor. trillingen [m/s ²] | 0,65 | 0,91 | 0,65 | 0,91 |
| Vert. trillingen [m/s ²] | 0,33 | 0,45 | 0,33 | 0,45 |
| Uitvoeringssituatie bij 0,3 m wateroverspanning** | 1,02 | 0,96 | 0,78 | 0,72 |

* Bij maatgevend hoog water

** In de zandlaag van NAP -5,0 m en dieper

Tabel 5.5: stabiliteitsfactor beschouwde situaties voor Slufterdam, doorsnede 1b

| Paalafmetingen [mm] | Stabiliteit Binnentalud* | | Stabiliteit Buitentalud | |
|--|--------------------------|-------------|-------------------------|-------------|
| | Ø 350 | Ø 455 | Ø 350 | Ø 455 |
| Vibropaalafmetingen [mm] | | | | |
| Huidige situatie (zonder trillingen) | 1,28 | | 1,21 | |
| Gebruikssituatie | 1,26 | | 1,17 | |
| Versnellingen bij de insteek van de teen (circa 45 m) | | | | |
| Hor. trillingen [m/s ²] | 0,65 | 0,91 | 0,65 | 0,91 |
| Vert. trillingen [m/s ²] | 0,33 | 0,45 | 0,33 | 0,45 |
| Uitvoeringssituatie bij 0,3 m wateroverspanning** | 1,05 | 0,98 | 0,98 | 0,92 |

* Bij maatgevend hoog water

** In de zandlaag van NAP -5,0 m en dieper

Stabiliteitsfactor tijdens gebruiksfase

Tijdens het in bedrijf zijn van de windturbines zijn de te verwachten versnellingen aan de teen van de waterkering een factor 10 tot 15 lager dan de geprognosticeerde versnellingen tijdens het heien. Tijdens het regulier in gebruik zijn van de windturbines wordt geconcludeerd dat marginale negatieve effecten op de stabiliteit worden uitgeoefend. De stabiliteitsfactoren zijn nog steeds hoger dan de toetswaarden.

De trillingsintensiteiten tijdens heien zijn kortdurend van aard, terwijl de trillingsintensiteiten tijdens het bedrijf permanent zijn. Gezien de grootte van de versnellingen (< 0,02g) worden geen wateroverspanningen van betekenis verwacht.

5.6.2. Toetsing primaire waterkering

Stabiliteitsfactor tijdens uitvoering

In tabel 5.6 is de toetsing van de stabiliteit voor locatie 3 uitgevoerd. In de bijlage zijn de berekeningsresultaten (glijcirkels) van de vetgemarkeerde waarden opgenomen.

Tabel 5.6: stabiliteitsfactor beschouwde situaties voor primaire waterkering, doorsnede 3

| Paalafmetingen [mm] | Stabiliteit Binnentalud* | | Stabiliteit Buitentalud* | |
|---|--------------------------|-------------|--------------------------|-------------|
| | Ø 350 | Ø 455 | Ø 350 | Ø 455 |
| Vibropaalafmetingen [mm] | | | | |
| Huidige situatie (zonder trillingen) | 1,13 | | 1,24 | |
| gebruikssituatie | 1,12 | | 1,22 | |
| Versnellingen bij de insteek van de teen (circa 100 m) | | | | |
| Hor. trillingen [m/s ²] | 0,25 | 0,35 | 0,25 | 0,35 |
| Vert. trillingen [m/s ²] | 0,13 | 0,17 | 0,13 | 0,17 |
| Uitvoeringssituatie bij 0,3 m wateroverspanning** | 1,06 | 1,03 | 1,15 | 1,12 |

* Bij maatgevend hoog water

** In de zandlaag van NAP -5,0 m en dieper

Stabiliteitsfactor tijdens gebruiksfase

Tijdens het in bedrijf zijn van de windturbines zijn de te verwachten versnellingen aan de teen van de waterkering een factor 10 tot 14 lager dan de geprognosticeerde versnellingen tijdens het heien. Tijdens het regulier in gebruik zijn van de windturbines wordt geconcludeerd dat marginale effecten op de stabiliteit worden uitgeoefend. De stabiliteitsfactoren zijn nog steeds hoger dan de toetswaarden.

De trillingsintensiteiten tijdens heien zijn kortdurend van aard, terwijl de trillingsintensiteiten tijdens het bedrijf permanent zijn. Gezien de grootte van de versnellingen (< 0,02g) worden geen wateroverspanningen van betekenis verwacht.

5.7. Conclusie toetsing stabiliteit

Voor de toetsing gelden de volgende toetswaarden:

- Slufterdam: 1,0
- Primaire waterkering, binnentalud tijdens MHW: $1,11 \times 1,30 = 1,44$
- Primaire waterkering, gebruiksfase: $1,05 \times 1,30 = 1,37$
- Primaire waterkering, gebruiksfase: $1,00 \times 1,30 = 1,30$

Opgemerkt wordt dat de aanname van een schematiseringsfactor van 1,30 bij de primaire waterkering zeer conservatief is. Verwacht wordt dat de schematisatie van het dwarsprofiel door uitvoering van grondonderzoek nog zodanig kan worden onderbouwd dat de schematiseringsfactor kan worden teruggebracht naar 1,10.

De grootte van de in rekening te brengen versnellingswaarden zijn sterk afhankelijk van de zwaarte van de in te brengen paal. Hoe zwaarder (en dieper de te installeren) paal, hoe hoger de versnellingen worden. Aangezien nog een invulling van de palen gedaan dient te worden, dienen de stabiliteitstoetsingen als indicatief beschouwd te worden. Nadat de definitieve keuze van de windturbinelocatie en de paaltype/lengte bekend zijn, dienen de analyses te worden herzien.

De volgende conclusies voor de zuidelijke Slufterdam (doorsnede 1a), worden getrokken:

- In de huidige situatie zonder windturbine voldoet de waterkering aan de toetsing wanneer gekeken wordt naar het binnentalud. De stabiliteitsfactoren bedraagt 1,25. Het buitentalud voldoet niet aan de toetsing, de stabiliteitsfactor bedraagt 0,96;
- Het effect van de windturbine is in de gebruiksfase zeer gering. De stabiliteitsfactoren bedragen 1,23 voor het binnentalud en 0,95 voor het buitentalud;
- Tijdens de uitvoeringfase bedraagt de stabiliteitsfactor van het binnentalud, bij het gebruik van het lichte type paal, 1,02 en 0,96 bij het toepassen van het zware type paal. De waterkering voldoet hiermee nagenoeg aan de toetsing.
- Tijdens de uitvoeringsfase bedraagt de stabiliteitsfactor van het buitentalud, bij het gebruik van het lichte type paal, 0,78 en 0,72 bij het toepassen van het zware type paal. De waterkering voldoet met deze stabiliteitsfactoren niet aan de toetswaarde.

De volgende conclusies voor de westelijke Slufterdam (doorsnede 1b), worden getrokken:

- In de huidige situatie zonder windturbine voldoet de waterkering aan de toetsing. De stabiliteitsfactoren bedragen 1,28 voor het binnentalud en 1,21 voor het buitentalud;
- Tijdens de gebruiksfase met een windturbine voldoet de waterkering aan de toetsing. De stabiliteitsfactoren bedragen 1,26 voor het binnentalud en 1,17 voor het buitentalud;
- Tijdens de uitvoeringfase voldoet de waterkering aan de toetsing voor het lichte type paal. Bij de toepassing van vibropalen (type zwaar) bedragen de stabiliteitsfactoren 0,98 voor het binnen talud en 0,92 voor het buitentalud. In deze situatie voldoet de waterkering nagenoeg aan de toetsing.

De volgende conclusies voor de primaire waterkering (doorsnede 3), worden getrokken:

- In de huidige situatie zonder windturbine voldoet de waterkering niet aan de toetsing. De stabiliteitsfactor bedraagt 1,24 voor het buitentalud en 1,13 voor het binnentalud;
- Tijdens de gebruiksfase met een windturbine voldoet de waterkering niet aan de toetsing. De stabiliteitsfactoren bedraagt 1,22 voor het buitentalud en 1,12 voor het binnentalud;
- Tijdens de uitvoeringfase voldoet voor de waterkering niet aan de toetsing voor beide type palen (zware en lichte paal). De stabiliteitsfactoren bedragen bij toepassen van een vibropaal 1,03 voor het binnentalud en 1,12 voor het buitentalud (beide voor een zware paal).

Ten aanzien van de volledige analyse dient opgemerkt te worden, dat bij een kleine variatie in de hoogteligging van de waterstand (bv MHW) en kleine variatie van de trillingsbelasting, snel grotere variaties in stabiliteitsfactoren volgen.

Bij de uiteindelijke analyses dient overwogen te worden restricties te stellen aan de uitvoeringscondities, bijvoorbeeld:

- Eerder toepassen van vibropalen met een kleine diameter / lengte dan een zware lange paal.
- Niet heien tijdens de extreme situatie van MHW en een hoge waterstand in het Slufterdepot. Bij regulier hoogwater zijn de werkzaamheden uitvoerbaar.
- Ter monitoring: op een representatieve locatie monitoren van de stijghoogte in een lossere gepakte zandlaag / c.q. mogelijk aanwezige samendrukbare laag. Dit in combinatie met trillingsmetingen in dezelfde laag.

6. ANALYSE ZETTINGSVLOEIING

Naast macrostabiliteit zijn voor de Slufterdam en de primaire waterkering het mechanisme zettingsvloeiing beschouwd. Zettingsvloeiing kan omschreven worden als een stabiliteitsverlies in een grondmassief, bestaande uit los gepakt zand onder een relatief steile helling, waarbij de instabiliteit leidt tot de vorming van een zand - watermengsel dat afstroomt en tot rust komt onder een zeer flauw talud. Zettingsvloeiing kan alleen optreden in zand onder de grondwaterspiegel en is dus sowieso niet relevant voor droge zandlagen in het bovenste deel van de Slufterdam.

Zettingsvloeiing treedt vooral op in relatief fijn, slecht doorlatend zand, omdat het water daarin niet snel genoeg kan wegstromen, waardoor verweking van het zand kan ontstaan. Zettingsvloeiing kan alleen ontstaan indien voldaan wordt aan de volgende criteria:

1. Er vindt een activiteit plaats, die schuifspanningen initieert in de ondergrond;
2. Het zand is fijnkorrelig, zodat waterspanningen zich kunnen opbouwen in de poriën. De opbouw van waterspanningen kan pas worden uitgesloten bij $D_{50} > 210 \mu\text{m}$;
3. Het zand is bolvormig en rond van vormen heeft daardoor een geringe interne wrijving;
4. Het gemiddelde talud is steiler dan of gelijk aan 1:4 over een hoogte van minimaal 5 m en het zand heeft over een hoogtetraject van 1 tot 2 m een geringe relatieve dichtheid R_e (maat voor de pakkingsdichtheid van het zand).

Om zettingsvloeiing te krijgen dient derhalve aan alle vier de criteria te worden voldaan.

Buitentalud:

Met toepassen van de criteria op het buitentalud, volgt het volgende:

1. Aangezien er sprake is van heiwerk, wordt aan deze voorwaarde voldaan;
2. Er zijn geen laboratoriumtesten beschikbaar dus deze voorwaarde kan niet getoetst worden. Verwacht wordt echter dat aan deze voorwaarde wordt voldaan;
3. Er zijn geen laboratoriumtesten beschikbaar dus deze voorwaarde kan niet getoetst worden. Verwacht wordt echter dat aan deze voorwaarde wordt voldaan;
4. De bodem van het voorland van zowel de Slufterdam als de primaire waterkering is vrijwel horizontaal.

Omdat niet aan alle criteria voldaan wordt (niet aan criterium 4), is geen kans op zettingvloeiing bij het buitentalud aanwezig.

Binnentalud:

Met toepassen van de criteria op het binnentalud, volgt het volgende:

1. Aangezien er sprake is van heiwerk, wordt aan deze voorwaarde voldaan;
2. Er zijn geen laboratoriumtesten beschikbaar dus deze voorwaarde kan niet getoetst worden. Verwacht wordt echter dat aan deze voorwaarde wordt voldaan;
3. Er zijn geen laboratoriumtesten beschikbaar dus deze voorwaarde kan niet getoetst worden. Verwacht wordt echter dat aan deze voorwaarde wordt voldaan;
4. In het binnentalud van de waterkering zijn cohesieve lagen aanwezig, die niet verdichten als gevolg van trillingen. Derhalve kan het vloeien van het binnentalud van de waterkering worden uitgesloten.

Ad 2 en 3

Uit het in de kern van de waterkering uitgevoerde grondonderzoek blijkt dat er in de kern van de dijk sprake is van matig vast gepakt zand (geen los gepakt zand). Bij los gepakt zand dient getoetst te worden of de pakking van dit zand zodanig los is dat er in de verzadigde zone zettingsvloeiing kan optreden.

Ondanks dat de aanwezigheid van los zand niet van toepassing is, is volledigheidshalve een toets uitgevoerd uitgaande van los zand.

Voor de beoordeling van de zettingvloeiingsgevoeligheid is gekeken naar de gemeten conusweerstand in relatie tot de grenswaarde van de conusweerstand, waarbij dit mechanisme kan optreden. In de literatuur "The Fundamentals of Soil Dynamics" van Braja M. Das is een grenswaarde N (SPT-waarde) gegeven voor het optreden van verweking afhankelijk van opgetreden versnellingen in de grond.

Aangezien in dit geval alleen de conusweerstand is gemeten is de correlatie volgens "Cone Penetration Testing, in Geotechnical Practice", Lunne et al, 1997 gebruikt. Volgens Lunne et al geldt de volgende relatie tussen de conusweerstand van een statische sondering en de waarde van een SPT test:

$$\frac{q_c / p_a}{N} = 4$$

Waarin

p_a = atmosferische druk = 0,1 MPa

q_c = conusweerstand van een statische sondering

N = SPT-waarde; aantal slagen/ foot van een SPT test

4 = waarde bij een gemiddelde korreldiameter D_{50} van 0,1 à 0,15 mm (zand)

Aan de hand van figuur 11.24 uit "Fundamentals of Soil Dynamics", Das, 1983 kan de drempelwaarde van N afgeleid worden met een gegeven versnelling en diepte. In dit geval is de maximaal geprognoseerde versnelling 0,91 m/s². Op een diepte van 3 m beneden maaiveld is de grenswaarde voor $N = 4$. Op een diepte van 6 m beneden maaiveld is de grenswaarde voor $N = 6$.

Op een diepte van 3 m beneden maaiveld is de minimaal toelaatbare conusweerstand derhalve 1,6 MPa en op 6 m beneden maaiveld is de minimaal toelaatbare conusweerstand 2,4 MPa.

Omdat de sonderingen niet op locatie van de windturbines is uitgevoerd, is vooralsnog geen toetsing hiervoor uit te voeren. Echter verwacht mag worden dat de aanwezige conuswaarde vele malen hoger is dan de bovengenoemde waarden. Derhalve wordt gesteld dat bij het binnentalud er geen gevaar voor zettingsvloeiing.

Conclusie zettingsvloeiing

Ondanks dat een activiteit (trillingen door heien en in de gebruiksfase) als initiator voor het mechanisme zettingsvloeiing aanwezig is, wordt geconcludeerd dat geen gevaar voor zettingsvloeiing optreedt in het buitentalud en binnentalud. Dit omdat o.a. niet aan de andere criteria voor zettingsvloeiing voldaan wordt. De "kritische" laag is van onvoldoende dikte en niet steil genoeg (de laag heeft geen talud) over voldoende lengte om zettingsvloeiing te laten optreden.

7. PIPING

Stabiliteitsverlies door piping kan ontstaan wanneer teveel gronddeeltjes uit de onderliggende grondlagen worden meegevoerd door een kwelstroom bij (langdurige) hoge waterstanden. Het optreden van deze interne erosie kan aan de binnenzijde van een dijk kan zichtbaar zijn, doordat in sloten of op het maaiveld met het opwellend kwelwater zand wordt meegevoerd. Voorwaarden voor piping zijn een kwelweg onder een afsluitende grondlaag of constructie en een voldoende hoog verval.

Het plaatsen van een windturbine hoeft niet te leiden tot een vergrote kans op piping, maar omdat het in bepaalde gevallen kan leiden tot de verkorting van de aanwezige kwelweg is toch een toets uitgevoerd.

Voor het mechanisme piping bij de primaire waterkering is de grootte van het verval tussen Maatgevend Hoog Water (MHW) en de freatische waterstand in het achterland van belang. Met de empirische rekenregel van Bligh is te bepalen of piping kan optreden. Uitgaande van een verval van 2,0 m (MHW - freatische waterstand) dient de afstand minimaal circa 35 m te zijn, wil geen piping optreden. Omdat de aanwezige afstand tussen het buitentalud van de primaire waterkering en het uittreepunt minimaal circa 125 m bedraagt, zal tijdens de gebruiksfase geen piping ontstaan (het achterland is redelijk vlak).

Bij de Slufterdam zal geen piping optreden, omdat deze dam volledig uit zand is opgebouwd zonder afsluitende grondlagen.

Conclusie piping

Met het huidige voorstel van de locatie van de windturbine ten opzichte van de waterkering en de Slufterdam is het risico op piping uitgesloten.

8. CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

8.1. Conclusies

Het doel van de voorliggende analyses is het bepalen van de geotechnische effecten op de waterkering Slufterdam en de primaire waterkering. Dit is gedaan tijdens een situatie van het installeren van funderingspalen en het in gebruik zijn van de windturbine (bedrijfsituatie).

Momenteel is Nuon bezig met een onderzoek van mogelijke locaties van de turbines (variantenstudie). Dit is een optimalisatie aan de hand van mogelijke faalkansscenario's. De exacte locaties zijn derhalve nog niet bekend. Vooral nog wordt van scenario A uitgegaan, waarbij 18 windturbines betrokken zijn. De 18 windturbines worden gefundeerd op een paalfundatie. Voor de paalfundering is door de opdrachtgever een grondverdringend paalsysteem voorzien.

Op het moment dat de exacte locaties van de windturbines bekend zijn en het bijbehorende grondonderzoek op deze locaties is uitgevoerd, dienen voorliggende analyses van draagkracht (trek/druk), heibaarheid van de palen, trillingen als gevolg van installeren en de stabiliteitsanalyses te worden herzien.

Grondonderzoek

Bij enkele aanwezige turbines op de Slufterdam is grondonderzoek beschikbaar. Van de resterende locatie en de locaties in het gebied tussen de Slufterdam en de primaire waterkering is geen grondonderzoek beschikbaar. Wel is door Fugro in de omgeving grondonderzoek uitgevoerd. Voor de analyses is het beschikbare grondonderzoek gebruikt.

Opgemerkt wordt dat met het grondonderzoek, uitgevoerd op de kruin van de Slufterdam, de kleilaag op enige diepte niet is aangetoond. Met het grondonderzoek uitgevoerd op het PLAZA terrein is de kleilaag wel aangetoond.

Gedane analyses

De volgende analyses zijn uitgevoerd:

- 1) Draagkrachtberekeningen
Op basis van aangeleverde twee verschillende grootte van paalbelastingen (en trekbelastingen) is voor verschillende paaltypen (fundexpaal, buisschroefpaal en vibropaal) een draagkrachtberekening uitgevoerd;
- 2) Heibaarheidsanalyse
Per windturbine locatie is een uniform inheinniveau aangenomen, waarna aan de empirische vergelijking van Sprenger Potma een globale analyse is gemaakt voor het benodigde energieniveau om de paal op diepte te krijgen (te installeren);
- 3) Trillingsprognose
Aan de hand van het paaltype/lengte, het benodigde energieniveau en karakteristieken van de grondslag, is een prognose van de versnellingen versus de afstand uitgevoerd;
- 4) Stabiliteitsanalyses
Aan de hand van de geometrie van de Slufterdam en primaire waterkering, grondslag en de prognose waarden voor de versnelling, is de macrostabiliteit onderzocht. Onderscheid is gemaakt in een situatie bij installeren van de paal en in een bedrijf zijnde turbine. Omdat het Fundex paalsysteem trillingsarm is, zijn hier geen stabiliteitsberekeningen voor gemaakt.

Gezien de grootte van de belastingen wordt verwacht dat een zwaar paalsysteem benodigd is. Omdat met installeren van zware lange palen in de Slufterdam de versnellingen wellicht te groot kunnen worden, is vanuit stabiliteitsoverwegingen het risico op afschuiven van het grondlichaam te groot. Derhalve is vooralsnog voor de windturbinelocaties op de kruin het Fundexpaalsysteem beschouwd en is voor de locaties naast de Slufterdam / primaire waterkering vooralsnog o.a. het geheide Vibropaalsysteem beschouwd.

Heienergieniveau's

Op de acht windturbine locaties wordt verwacht dat de grondverdringende palen met de volgende energieniveau's op diepte gebracht kunnen worden:

| | "Lichte" Vibropaal | "Zware" Vibropaal |
|----------------------------------|--------------------------|----------------------|
| Paalbelasting (druk / trek) | 1100 kN / 380 kN | 2700 kN / 750 kN |
| Paalafmeting (diameter / lengte) | Max. Ø 350 mm / tot 20 m | Max. Ø 455 mm / 30 m |
| Energieniveau | 130 kNm | 65 kNm |

Stabiliteit maatgevende locatie windturbine

Zowel een representatieve geometrie van de Slufterdam als een geometrie van de primaire waterkering zijn beschouwd.

De volgende waterbouwkundige aspecten zijn onderzocht:

1. Verminderde macrostabiliteit van de waterkering als gevolg van trillingen tezamen met wateroverspanningen door trillingen, dit tijdens de gebruiksfase (bewegingen van windturbines) en tijdens de aanlegfase (het heien van de palen);
2. Zettingsvloeiing;
3. Piping.

Ad 1: Verminderde stabiliteit

Slufterdam

Toetswaarde

De toetswaarde voor de Slufterdam bedraagt 1,0.

Huidige situatie en gebruiksfase

Voor de Slufterdam geldt dat beide profielen in de huidige situatie nagenoeg voldaan aan de stabiliteitseis. In de gebruiksfase (situatie met windturbines) wordt de stabiliteit in zeer geringe mate negatief beïnvloed. Er wordt nog steeds nagenoeg voldaan aan de stabiliteitseis.

Installatiefase

De stabiliteitsfactor van de Slufterdam **west** bedraagt tijdens het installeren van het zware type vibropalen ($E = 128 \text{ kNm}$) 0,96 voor het binnentalud en 0,72 voor het buitentalud. Er is sprake van (tijdelijk) verminderd waterkerend vermogen.

De stabiliteitsfactor van de Slufterdam **zuid** bedraagt tijdens het installeren van het zware type vibropalen ($E = 128 \text{ kNm}$) 0,98 voor het binnentalud en 0,92 voor het buitentalud. Er is sprake van (tijdelijk) verminderd waterkerend vermogen. Bij het toepassen van het lichte type vibropalen wordt (nagenoeg) voldaan aan de toetswaarde.

Geconcludeerd wordt dat tijdens het installeren van de vibropalen de standzekerheid van de waterkering (in geringe mate) in het geding is.

Primaire waterkering

Toetswaarden

In een situatie dat het waterkerend vermogen niet in het geding is, bedragen de toetswaarden 1,20 binnendijs en 1,16 buitendijs. In het geval er sprake is van risico op verminderd waterkerend vermogen bedragen de toetswaarden 1,10 en 0,99.

Huidige situatie

Voor de primaire waterkering (profiel 2), bedragen de berekende stabiliteitsfactoren in de huidige situatie (situatie zonder windturbine) 1,13 voor het binnentalud en 1,24 voor het buitentalud.

Gebruiksfase

In de gebruiksfase (situatie met windturbine) gelden de waarden 1,12 voor het binnentalud en 1,22 voor het buitentalud. Geconcludeerd wordt dat tijdens het **in gebruik zijn** van de windturbine de stabiliteit van de waterkering **niet in het geding** is.

Installatiefase

De stabiliteitsfactoren bedragen tijdens het installeren van de vibropalen betonpalen ($E = 128 \text{ kNm}$) 1,03 voor het binnentalud en 1,12 voor het buitentalud. Er is sprake van (tijdelijk) verminderd waterkerend vermogen.

Geconcludeerd wordt dat tijdens het installeren van de vibropalen de standzekerheid van de waterkering in het geding is. Zonder additionele maatregelen is de standzekerheid van de waterkering niet gegarandeerd.

Ad 2: Zettingsvloeiing

Geconcludeerd wordt dat ondanks dat een actieve bronactiviteit (trillingen door heien en door in gebruik zijn) als initiator voor het mechanisme zettingsvloeiing aanwezig is, dat geen gevaar voor optreden van zettingsvloeiing is. Er wordt namelijk niet aan alle criteria voor zettingsvloeiing voldaan. De "kritische" laag is van onvoldoende dikte en is niet steil genoeg (er is geen talud) over voldoende lengte om zettingsvloeiing te laten optreden.

Ad 3: Piping

Mede omdat de afstand tussen het buitentalud van de waterkering en de locatie van de windturbine minimaal 125 m bedraagt, kan het optreden van het mechanisme piping worden uitgesloten. Bij de Slufterdam is piping niet van toepassing.

Eindconclusie en aanbevelingen

Op basis van de beschikbare gegevens wordt geconcludeerd dat het in bedrijf zijn van de windturbine marginale invloed heeft op de standzekerheid van de waterkering, de standzekerheid is niet in het geding.

Bij de uitvoering (installeren vibropalen) is de standzekerheid van de primaire waterkering en de Slufterdam in het geding. Gezien het karakter van de analyses en mede gezien het feit dat nog geen grondonderzoek op de exacte windturbinelocaties beschikbaar is (moet nog uitgevoerd worden) en de definitieve keuze van het paalsysteem gedaan is, dienen de analyses als zijnde indicatief beschouwd te worden.

Geadviseerd de nodige analyses te herzien nadat de windturbinelocaties bekend zijn en het grondonderzoek op de locaties uitgevoerd is. Ook de invloed van de geplande opstelplaatsen kunnen dan nader mede beschouwd worden.

Aanbevolen wordt om een datamanagementsysteem op te zetten in GIS, waarin alle beschikbare informatie (o.a. sonderingen, boringen en dwarsprofielen) op de goede locatie wordt geplotted. Deze eenmalige inspanning geeft visueel inzicht in de beschikbare en ontbrekende informatie per windturbinelocatie en zorgt voor efficiëntie bij vervolgonderzoek.

8.2. Monitoring

Geadviseerd wordt de werkzaamheden tijdens de installatiefase van een aantal palen dan wel locaties te monitoren, waarbij zowel de trillingen als de waterspanningen gemeten worden.

In eerste instantie wordt geadviseerd een intensieve monitoring op te zetten, afhankelijk van de meetresultaten kan dan vervolgens voor vergelijkbare werksituatie de monitoring beperkt voortgezet worden dan wel afgebroken worden.

Geadviseerd wordt om zowel op locatie SL-15A als SL18A (zijnde niet de Slufterdam) te starten met minimaal 1 dag een intensieve bemande monitoring, waarbij gestart wordt met SL18A. Met de meetresultaten wordt inzicht verkregen in de grootte van de optredende intensiteiten waarna de grootte van het invloedsgebied nader afgebakend kan worden. Dit ter verificatie van de berekeningen en aannamen. De vervolgmetingen kunnen onbemand (eventueel in een afgeslankte vorm) voortgezet worden.

Bij de installatiewerkzaamheden nabij (en eventueel op) de Slufterdam wordt geadviseerd eveneens een vergelijkbare bemande monitoring uit te voeren. Op basis van de meetresultaten kan een nadere analyse uitgevoerd worden bij een andere (hogere) ligging van de waterstanden buitengaans en in de Slufter.

Uitvoering monitoring

Bij de trillingsmetingen wordt geadviseerd zowel op maaiveld (in 2 meetraaien) als “op diepte” in de ondergrond in 2 meetpunten te monitoren. In totaal in 10 meetpunten. Bij de waterspanningsmetingen wordt geadviseerd ter hoogte van de ligging van de glijcirkel in minimaal 6 meetlocaties te monitoren, in zowel de samendrukbare laag als eronder in het watervoerende zandpakket. Met de voorgestelde meetopstelling zijn zowel de grootte van het invloedsgebied van trillingen als van de water(over)spanningen te bepalen. Tevens worden de waarden aan de teen bewaakt.

Toetswaarden versnelling monitoring

Om te bepalen welke trillingsintensiteit als grenswaarde is te hanteren voor de monitoring is bepaald wanneer deze kritisch is voor de waterkering (toetsfactor van 0,99 dan wel 1,10). Hiertoe dienen berekeningen uitgevoerd te worden, waarbij dusdanig hogere versnellingen / wateroverspanningen op de waterkering zijn opgelegd, dat net niet meer aan de toetsfactor voldaan wordt. Eenzelfde verhouding tussen de horizontale en verticale versnellingscomponent is aangehouden als die bij de andere berekeningen.

Op het moment dat versnellingswaarden hoger dan genoemde waarden optreden, wordt de stabiliteitsfactor minder dan de toetswaarde van 0,99 of 1,10. Omgekeerd, bij genoemde waarden voldoet de waterkering nog aan de toets.

BIJLAGE 2. “Draagkrachtberekeningen, hoge belastingen”

Tabel B2.1: Paalpuntniveaus en rekenwaarden van de paal draagkracht, Slufterdam – Buisschroefpalen.

| Sondering nr. | Maaiveldhoogte in m t.o.v. NAP | Paalpuntniveau in m t.o.v. NAP | $R_{c,net,d}$ in kN | | |
|---------------------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------|-------------|-------------|
| | | | Fundex-palen | | |
| | | | Ø460/560 mm | Ø520/650 mm | Ø540/660 mm |
| Windturbine SL-01A | | | | | |
| DKM15 | +23,98 | +7,0 | 2500 | 3200 | 3250 |
| | | +6,5 | 2500 | 3150 | 350 |
| | | +6,0 | 2600 | 3350 | 3500 |
| | | +5,5 | 2700 | 3550 | 3650 |
| | | +5,0 | 2800 | 3600 | 3700 |
| DKM16 | +24,18 | +2,0 | 2850 | 3750 | 3900 |
| | | +1,5 | 3100 | 4000 | 4100 |
| | | +1,0 | 3150 | 4050 | 4200 |
| Windturbine SL-02A | | | | | |
| DKM11 | +23,04 | +2,0 | 2950 | 3850 | 3950 |
| | | +1,5 | 3000 | 3900 | 4000 |
| | | +1,0 | 3050 | 3950 | 4100 |
| DKM12 | +22,95 | +2,5 | 1950 | 2700 | 2800 |
| | | +2,0 | 2900 | 3750 | 3900 |
| | | +1,5 | 2950 | 3850 | 3950 |
| | | +1,0 | 3000 | 3900 | 4050 |
| DKM14 | +22,93 | +4,5 n.d. | 2200 | 3050 | 3150 |
| | | +1,5 | 2450 | 3300 | 3400 |
| | | +1,0 | 3100 | 3950 | 4100 |
| Windturbine SL-03A | | | | | |
| DKM7 | +22,99 | +4,5 | 2150 | 2800 | 2850 |
| | | +4,0 | 2250 | 2900 | 3000 |
| | | +3,5 | 2300 | 2900 | 3000 |
| | | +3,0 | 2600 | 3300 | 3400 |
| | | +2,5 | 2800 | 3650 | 3750 |
| DKMG8 | +22,92 | +4,5 | 2500 | 3200 | 3300 |
| | | +4,0 | 2600 | 3300 | 3400 |
| | | +3,5 | 2750 | 3450 | 3550 |
| | | +3,0 | 2800 | 3650 | 3750 |
| | | +2,5 | 2850 | 3700 | 3850 |
| DKM9 | +23,15 | +2,5 | 2800 | 3650 | 3800 |
| | | +2,0 | 2900 | 3750 | 3850 |
| | | +1,5 | 2950 | 3800 | 3950 |
| DKM10 | +22,96 | +2,5 | 2000 | 2800 | 2950 |
| | | +2,0 | 2650 | 3400 | 3550 |
| | | +1,5 | 2750 | 3500 | 3600 |

| Sondering nr. | Maaiveldhoogte in m t.o.v. NAP | Paalpuntniveau in m t.o.v. NAP | $R_{c,net,d}$ in kN | | |
|---------------------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------|-------------|-------------|
| | | | Fundex-palen | | |
| | | | Ø460/560 mm | Ø520/650 mm | Ø540/660 mm |
| Windturbine SL-04A | | | | | |
| DKM3 | +23,06 | +4,0 | 2500 | 3050 | 3150 |
| | | +3,5 | 2450 | 3150 | 3250 |
| | | +3,0 | 2650 | 3400 | 3500 |
| | | +2,5 | 2750 | 3450 | 3550 |
| | | +2,0 | 2850 | 32000 | 3300 |
| | | +1,5 | 2700 | 3350 | 3450 |
| | | +1,0 | 2700 | 3350 | 3450 |
| | | +0,5 | 2800 | 3500 | 3600 |
| DKM4 | +22,73 | +2,0 | 2350 | 3000 | 3100 |
| | | +1,5 | 2400 | 3050 | 3150 |
| | | +1,0 | 2450 | 3050 | 3150 |
| | | +0,5 | 2750 | 3400 | 3500 |
| DKM5 | +23,06 | +0,5 | 2600 | 3300 | 3450 |
| | | 0,0 | 2800 | 3550 | 3650 |
| DKM6 | +22,89 | +4,0 | 2150 | 2750 | 2850 |
| | | +3,5 | 2200 | 2750 | 2800 |
| | | +3,0 | 2150 | 2700 | 2800 |
| | | +2,5 | 2300 | 2900 | 3000 |
| | | +2,0 | 2400 | 3050 | 3100 |
| | | +1,5 | 2550 | 3200 | 3300 |
| | | +1,0 | 2700 | 3400 | 3500 |
| | | +0,5 | 3000 | 3700 | 3800 |
| Windturbine SL-05A | | | | | |
| DKM1 | +21,17 | +2,5 n.d. | 2250 | 2700 | 2750 |
| | | -1,5 | 2150 | 2700 | 2800 |
| DKM2 | +21,88 | +1,5 | 2700 | 3500 | 3600 |
| | | +1,0 | 2800 | 3650 | 3650 |

Tabel B2.2: Paalpuntniveaus en rekenwaarden van de paal draagkracht, Slufterdam – Buisschroefpalen.

| Sondering nr. | Maaiveldhoogte in m t.o.v. NAP | Paalpuntniveau in m t.o.v. NAP | $R_{c,net,d}$ in kN | | |
|---------------------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------|----------|----------|
| | | | Buisschroefpalen | | |
| | | | Ø 650 mm | Ø 800 mm | Ø 900 mm |
| Windturbine SL-01A | | | | | |
| DKM15 | +23,98 | +8,5 | 2400 | 3300 | 4150 |
| | | +8,0 | 2200 | 3250 | 4100 |
| | | +7,5 | 2150 | 3175 | 3975 |
| DKM16 | +24,18 | +6,5 | 1750 | 2500 | 2950 |
| | | +2,0 | 2900 | 4450 | 5650 |
| | | +1,5 | 3300 | 4800 | 5700 |
| | | +1,0 | 3300 | 4600 | 5650 |
| Windturbine SL-02A | | | | | |
| DKM11 | +23,04 | +5,0 | 2600 | 2800 | 3500 |
| | | +4,5 | 1950 | 2800 | 3450 |
| | | +4,0 | 1900 | 2600 | 3225 |
| | | +2,0 | 3050 | 4450 | 5500 |
| | | +1,5 | 3500 | 5100 | 6350 |
| | | +1,0 | 3550 | 5150 | 6400 |
| DKM12 | +22,95 | +5,0 | 2250 | 2900 | 3600 |
| | | +4,5 | 1975 | 2850 | 3550 |
| | | +4,0 | 1900 | 2650 | 3275 |
| | | +2,5 | 1775 | 3050 | 4150 |
| | | +2,0 | 3500 | 5100 | 6300 |
| | | +1,0 | 3500 | 5100 | 6350 |
| DKM14 | +22,93 | +5,0 | 1425 | 2050 | 3500 |
| | | +4,5 | 2100 | 2950 | 3150 |
| | | +4,0 | 2000 | 2600 | 3175 |
| | | +1,5 | 2350 | 3800 | 5000 |
| | | +1,0 | 3600 | 5200 | 6450 |
| Windturbine SL-03A | | | | | |
| DKM7 | +22,99 | +4,5 | 2250 | 3350 | 4200 |
| | | +4,0 | 2250 | 3300 | 4150 |
| | | +3,5 | 2150 | 3200 | 3950 |
| | | +3,0 | 2400 | 3450 | 4400 |
| | | +2,5 | 3000 | 4350 | 5400 |
| DKMG8 | +22,92 | +4,5 | 2550 | 3750 | 4650 |
| | | +4,0 | 2450 | 3600 | 4450 |
| | | +3,5 | 2450 | 3600 | 4450 |
| | | +3,0 | 2750 | 4300 | 5250 |

| Sondering nr. | Maaiveldhoogte in m t.o.v. NAP | Paalpuntniveau in m t.o.v. NAP | $R_{c,net,d}$ in kN | | |
|---------------------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------|----------|----------|
| | | | Buisschroefpalen | | |
| | | | Ø 650 mm | Ø 800 mm | Ø 900 mm |
| DKM9 | +23,15 | +4,5 | 2000 | 2950 | 3650 |
| | | +4,0 | 2000 | 2900 | 3550 |
| | | +3,5 | 1900 | 2750 | 3400 |
| | | +3,0 | 1750 | 2500 | 3200 |
| | | +2,5 | 3200 | 4700 | 5850 |
| DKM10 | +22,96 | +2,5 | 2300 | 3700 | 4750 |
| | | +2,0 | 2850 | 4150 | 5150 |
| Windturbine SL-04A | | | | | |
| DKM3 | +23,06 | +4,0 | 2500 | 3625 | 4425 |
| | | -2,0 | 3100 | 4100 | 4950 |
| DKM4 | +22,73 | +2,5 | 2000 | 3400 | 4200 |
| | | +2,0 | 2600 | 3750 | 4650 |
| | | +1,5 | 2450 | 3550 | 4400 |
| | | +1,0 | 2350 | 3400 | 4250 |
| | | +0,5 | 2600 | 3425 | 3875 |
| DKM5 | +23,06 | +2,0 | 2100 | 3050 | 3750 |
| | | +1,5 | 2150 | 3100 | 3800 |
| | | +1,0 | 1875 | 2850 | 3750 |
| | | +0,5 | 2750 | 4000 | 4900 |
| DKM6 | +22,89 | +4,0 | 2275 | 3100 | 3800 |
| | | +0,5 | 2500 | 3550 | 4350 |
| | | 0,0 | 2550 | 3650 | 4500 |
| | | -0,5 | 2700 | 3800 | 4700 |
| Windturbine SL-05A | | | | | |
| DKM1 | +21,17 | +2,5 n.d. | 2150 | 3150 | 3450 |
| | | -2,5 | 2050 | 2850 | 3450 |
| DKM2 | +21,88 | +2,5 | 2500 | 3700 | 4600 |
| | | +2,0 | 2600 | 3750 | 4550 |
| | | +1,5 | 2500 | 3400 | 4200 |

Tabel B2.3: Paalpuntniveaus en rekenwaarden van de paal draagkracht, SL-15A t/m SL-18A – **Fundex-palen.**

| Sondering nr. | Maaiveldhoogte in m t.o.v. NAP | Paalpuntniveau in m t.o.v. NAP | $R_{c,net,d}$ in kN | | |
|--------------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------|--------------|--------------|
| | | | Fundex-palen | | |
| | | | Ø 520/650 mm | Ø 540/660 mm | Ø 762/945 mm |
| Windturbine SL-15A t/m SL-18A | | | | | |
| DKM5 | +5,49 | -28,0 | 1875 | 1925 | 3850 |
| | | -28,5 | 1725 | 1775 | 3500 |
| | | -29,0 | 1800 | 1875 | 4750 |
| | | -29,5 | 3150 | 3250 | 6550 |
| DKM6 | +5,92 | -24,0 | 3000 | 3100 | 6350 |
| DKM7 | +6,08 | -24,0 | 2350 | 2400 | 4900 |
| | | -24,5 | 2400 | 2500 | 4950 |
| | | -25,0 | 2800 | 2750 | 5400 |

Tabel B2.4: Paalpuntniveaus en rekenwaarden van de paal draagkracht, SL-15A t/m SL-18A – **Buisschroefpalen.**

| Sondering nr. | Maaiveldhoogte in m t.o.v. NAP | Paalpuntniveau in m t.o.v. NAP | $R_{c,net,d}$ in kN | | |
|--------------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------|----------|----------|
| | | | Buisschroefpalen | | |
| | | | Ø 650 mm | Ø 800 mm | Ø 900 mm |
| Windturbine SL-15A t/m SL-18A | | | | | |
| DKM5 | +5,49 | -29,0 | 1325 | 2400 | 3300 |
| | | -29,5 | 2850 | 3975 | 4925 |
| DKM6 | +5,92 | -24,0 | 2600 | 4050 | 5250 |
| | | -24,5 | 3050 | 4600 | 5800 |
| DKM7 | +6,08 | -24,0 | 2000 | 3000 | 3850 |
| | | -24,5 | 1950 | 2950 | 3700 |
| | | -25,0 | 2000 | 3100 | 3900 |
| | | -25,5 | 2250 | 3400 | 4250 |
| | | -26,0 | 2550 | 3800 | 4750 |
| | | -26,5 | 2750 | 4050 | 4950 |

Tabel B2.5: Paalpuntniveaus en rekenwaarden van de paal draagkracht, SL-15A t/m SL-18A – Vibropalen.

| Sondering nr. | Maaiveldhoogte in m t.o.v. NAP | Paalpuntniveau in m t.o.v. NAP | $R_{c,net,d}$ in kN | | |
|--------------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--|--------------|--------------|
| | | | Vibro-palen met heidend getrokken buis | | |
| | | | Ø 506/560 mm | Ø 556/640 mm | Ø 606/680 mm |
| Windturbine SL-15A t/m SL-18A | | | | | |
| DKM5 | +5,49 | -29,5 | 2550 | 3250 | 3650 |
| | | -30,0 | 2600 | 3350 | 3750 |
| | | -30,5 | 2750 | 3450 | 3900 |
| DKM6 | +5,92 | -24,0 | 2300 | 2950 | 3350 |
| | | -24,5 | 2400 | 3100 | 3450 |
| | | -25,0 | 2500 | 3200 | 3600 |
| | | -25,5 | 2600 | 3300 | 3700 |
| | | -26,0 | 2700 | 3400 | 3850 |
| | | -26,5 | 2800 | 3500 | 3950 |
| DKM7 | +6,08 | -24,0 | 1975 | 2550 | 2900 |
| | | -24,5 | 2100 | 2700 | 3000 |
| | | -25,0 | 2300 | 3100 | 3350 |
| | | -25,5 | 2550 | 3250 | 3650 |
| | | -26,0 | 2650 | 3350 | 3750 |
| | | -26,5 | 2750 | 3450 | 3900 |

Opmerkingen bij de tabellen:

$R_{c,net,d}$ = rekenwaarde van de netto draagkracht van de paal, waar van toepassing rekening houdend met negatieve kleef (= $R_{c,d} - F_{nk,d}$).

n.d. = niet dieper installeren. Op een dieper paalpuntniveau is de theoretische draagkracht minder dan de in de tabel vermelde waarde.

Ø 506/560 = diameter schacht (d) = Ø 506 mm; diameter voetplaat (D) = Ø 560 mm. Hierbij wordt voldaan aan 7.6.2.3(g) van NEN 9997-1: $D_{eq}^2 / d_{eq}^2 \leq 1,5$

BIJLAGE 3. “Draagkrachtberekeningen, lage belastingen”

Tabel B3.1: Paalpuntniveaus en rekenwaarden van de paal draagkracht, Slufterdam – Fundex-palen.

| Sondering nr. | Maaiveldhoogte in m t.o.v. NAP | Paalpuntniveau in m t.o.v. NAP | $R_{c,net,d}$ in kN | | |
|---------------------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------|-------------|-------------|
| | | | Fundex-palen | | |
| Windturbine SL-01A | | | Ø323/395 mm | Ø360/430 mm | Ø380/440 mm |
| DKM15 | +23,98 | +9,0 | 1180 | 1395 | 1460 |
| | | +8,5 | 1225 | 1440 | 1510 |
| | | +8,0 | 1265 | 1485 | 1560 |
| DKM16 | +24,18 | +9,0 | 1180 | 1395 | 1460 |
| | | +8,5 | 1060 | 1155 | 1200 |
| | | +8,0 | 1040 | 1165 | 1210 |
| Windturbine SL-02A | | | Ø380/440 mm | Ø435/530 mm | Ø460/560 mm |
| DKM11 | +23,04 | +8,0 | 1320 | 1705 | 1880 |
| | | +7,5 | 1300 | 1210 | 1325 |
| | | +7,0 | 885 | 1145 | 1260 |
| DKM12 | +22,95 | +8,0 | 735 | 1010 | 1110 |
| | | +7,5 | 765 | 1020 | 1125 |
| | | +7,0 | 785 | 1070 | 1180 |
| | | +5,5 | 1085 | 1450 | 1590 |
| | | +5,0 | 1670 | 2205 | 2415 |
| DKM14 | +22,93 | +8,0 | 1460 | 2095 | 2330 |
| | | +7,5 | 1510 | 2150 | 2390 |
| | | +7,0 | 1560 | 1910 | 2100 |
| Windturbine SL-03A | | | Ø360/430 mm | Ø380/440 mm | Ø435/530 mm |
| DKM7 | +22,99 | +4,5 | 1390 | 1455 | 1970 |
| | | +4,0 | 1480 | 1550 | 2080 |
| | | +3,5 | 1525 | 1595 | 2110 |
| DKMG8 | +22,92 | +4,5 | 1615 | 1690 | 2285 |
| | | +4,0 | 1690 | 1775 | 2375 |
| | | +3,5 | 1735 | 1825 | 2505 |
| DKM9 | +23,15 | +4,5 | 1620 | 1700 | 1675 |
| | | +4,0 | 1215 | 1270 | 1700 |
| | | +3,5 | 1215 | 1270 | 1670 |
| DKM10 | +22,96 | +4,0 | 940 | 985 | 1300 |
| | | +3,5 | 900 | 950 | 1235 |
| | | +3,0 | 850 | 895 | 1135 |
| | | +2,5 | 1135 | 1185 | 1790 |
| Windturbine SL-04A | | | Ø380/440 mm | Ø435/530 mm | Ø460/560 mm |
| DKM3 | +23,06 | +4,0 | 1675 | 2285 | 2515 |
| | | +3,5 | 1760 | 2270 | 2490 |
| | | +3,0 | 1820 | 2260 | 2690 |

| Sondering nr. | Maaiveldhoogte in m t.o.v. NAP | Paalpuntniveau in m t.o.v. NAP | $R_{c,net,d}$ in kN | | |
|---------------------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------|-------------|-------------|
| | | | Fundex-palen | | |
| DKM4 | +22,73 | +8,0 | 1060 | 1475 | 1630 |
| | | +7,5 | 1210 | 1655 | 1820 |
| | | +7,0 | 1265 | 1560 | 1690 |
| DKM5 | +23,06 | +8,0 | 900 | 1265 | 1400 |
| | | +7,5 | 945 | 1155 | 1275 |
| | | +7,0 | 840 | 1140 | 1250 |
| | | +1,5 | 1270 | 1710 | 1880 |
| DKM6 | +22,89 | +4,0 | 1455 | 1970 | 2165 |
| | | +3,5 | 1505 | 2005 | 2200 |
| | | +3,0 | 1500 | 1990 | 2175 |
| Windturbine SL-05A | | | Ø380/440 mm | Ø435/530 mm | Ø460/560 mm |
| DKM1 | +21,17 | +8,0 | 850 | 1200 | 1335 |
| | | +7,5 | 1130 | 1595 | 1770 |
| | | +7,0 | 1110 | 1445 | 1645 |
| DKM2 | +21,88 | +8,0 | 1460 | 1970 | 2165 |
| | | +7,5 | 1385 | 1940 | 2150 |
| | | +7,0 | 1375 | 1910 | 2115 |

Tabel B3.2: Paalpuntniveaus en rekenwaarden van de paal draagkracht, Slufterdam – **Buisschroefpalen**.

| Sondering nr. | Maaiveldhoogte in m t.o.v. NAP | Paalpuntniveau in m t.o.v. NAP | $R_{c,net,d}$ in kN | | |
|---------------------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------|----------|----------|
| | | | Buisschroefpalen | | |
| Windturbine SL-01A | | | Ø 530 mm | Ø 550 mm | Ø 600 mm |
| DKM15 | +23,98 | +9,0 | 1950 | 2100 | 2500 |
| | | +8,5 | 1925 | 1975 | 2100 |
| | | +8,0 | 1560 | 1690 | 1900 |
| DKM16 | +24,18 | +9,0 | 1250 | 1325 | 1550 |
| | | +8,5 | 1150 | 1225 | 1450 |
| | | +8,0 | 1085 | 1160 | 1375 |
| Windturbine SL-02A | | | Ø 600 mm | Ø 650 mm | Ø 800 mm |
| DKM11 | +23,04 | +8,0 | 1500 | 1500 | 2150 |
| | | +7,5 | 1225 | 1425 | 2100 |
| | | +7,0 | 1125 | 1310 | 1910 |
| DKM12 | +22,95 | +8,0 | 1025 | 1200 | 1800 |
| | | +7,5 | 1050 | 1225 | 1800 |
| | | +7,0 | 1050 | 1225 | 1800 |
| DKM14 | +22,93 | +8,0 | 2600 | 3050 | 3950 |
| | | +7,5 | 2650 | 2750 | 2750 |
| | | +7,0 | 1910 | 1960 | 2700 |

| Sondering nr. | Maaiveldhoogte in m t.o.v. NAP | Paalpuntniveau in m t.o.v. NAP | $R_{c,net,d}$ in kN | | |
|---------------------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------|----------|----------|
| | | | Buisschroefpalen | | |
| Windturbine SL-03A | | | Ø 530 mm | Ø 550 mm | Ø 600 mm |
| DKM7 | +22,99 | +4,5 | 1575 | 1675 | 1975 |
| | | +4,0 | 1575 | 1675 | 1975 |
| | | +3,5 | 1500 | 1625 | 1875 |
| DKMG8 | +22,92 | +5,0 | 1725 | 1850 | 2150 |
| | | +4,5 | 1750 | 1875 | 2200 |
| | | +4,0 | 1700 | 1825 | 2100 |
| | | +3,5 | 1700 | 1825 | 2100 |
| DKM9 | +23,15 | +4,5 | 1400 | 1500 | 1750 |
| | | +4,0 | 1400 | 1475 | 1725 |
| | | +3,5 | 1300 | 1375 | 1610 |
| DKM10 | +22,96 | +4,5 | 1200 | 1225 | 1400 |
| | | +4,0 | 1100 | 1150 | 1350 |
| | | +3,5 | 975 | 1025 | 1185 |
| Windturbine SL-04A | | | Ø 530 mm | Ø 550 mm | Ø 600 mm |
| DKM3 | +23,06 | +4,0 | 1850 | 1980 | 2200 |
| | | +3,5 | 1740 | 1860 | 2170 |
| | | +3,0 | 1790 | 1915 | 2215 |
| DKM4 | +22,73 | +8,0 | 1150 | 1245 | 1470 |
| | | +7,5 | 1195 | 1285 | 1515 |
| | | +7,0 n.d. | 1125 | 1200 | 1285 |
| | | +2,0 | 1790 | 1910 | 2210 |
| DKM5 | +23,06 | +8,0 | 1060 | 1140 | 1305 |
| | | +7,5 | 945 | 1010 | 1190 |
| | | +7,0 n.d. | 900 | 955 | 1075 |
| | | +1,5 | 1400 | 1500 | 1745 |
| DKM6 | +22,89 | +8,0 | 885 | 950 | 1120 |
| | | +7,5 n.d. | 890 | 930 | 1050 |
| | | +4,0 | 1615 | 1730 | 2010 |
| Windturbine SL-05A | | | Ø 530 mm | Ø 550 mm | Ø 600 mm |
| DKM1 | +21,17 | +8,0 | 910 | 980 | 1160 |
| | | +7,5 | 1110 | 1190 | 1405 |
| | | +7,0 | 1100 | 1175 | 1255 |
| DKM2 | +21,88 | +8,0 | 1315 | 1400 | 1635 |
| | | +7,5 | 1255 | 1345 | 1590 |
| | | +7,0 | 1205 | 1285 | 1510 |

Tabel B3.3: Paalpuntniveaus en rekenwaarden van de paal draagkracht, SL-15A t/m SL-18A – **Fundex-palen.**

| Sondering nr. | Maaiveldhoogte in m t.o.v. NAP | Paalpuntniveau in m t.o.v. NAP | $R_{c,net,d}$ in kN | | |
|--------------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------|--------------|--------------|
| | | | Fundex-palen | | |
| | | | Ø 435/530 mm | Ø 460/560 mm | Ø 520/650 mm |
| Windturbine SL-15A t/m SL-18A | | | | | |
| DKM5 | +5,49 | -28,0 | 1260 | 1405 | 1875 |
| | | -28,5 | 1195 | 1320 | 1735 |
| | | -29,0 | 1165 | 1300 | 1820 |
| DKM6 | +5,92 | -24,0 | 2020 | 2255 | 3025 |
| | | -24,5 | 2075 | 2310 | 3095 |
| DKM7 | +6,08 | -24,0 | 1590 | 1770 | 2370 |
| | | -24,5 | 1665 | 1845 | 2440 |

Tabel B3.4: Paalpuntniveaus en rekenwaarden van de paal draagkracht, SL-15A t/m SL-18A – **Buisschroefpalen.**

| Sondering nr. | Maaiveldhoogte in m t.o.v. NAP | Paalpuntniveau in m t.o.v. NAP | $R_{c,net,d}$ in kN | | |
|--------------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------|----------|----------|
| | | | Buisschroefpalen | | |
| | | | Ø 600 mm | Ø 650 mm | Ø 800 mm |
| Windturbine SL-15A t/m SL-18A | | | | | |
| DKM5 | +5,49 | -28,0 | 1360 | 1595 | 2410 |
| | | -28,5 | 1200 | 1405 | 2105 |
| | | -29,0 | 1065 | 1340 | 2400 |
| DKM6 | +5,92 | -24,0 | 2245 | 2645 | 4075 |
| | | -24,5 | 2615 | 3060 | 4615 |
| DKM7 | +6,08 | -24,0 | 1710 | 2010 | 3045 |
| | | -24,5 | 1665 | 1965 | 2960 |

Tabel B3.5: Paalpuntniveaus en rekenwaarden van de paal draagkracht, SL-15A t/m SL-18A – **Vibropalen.**

| Sondering nr. | Maaiveldhoogte in m t.o.v. NAP | Paalpuntniveau in m t.o.v. NAP | $R_{c,net,d}$ in kN | | |
|--------------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--|--------------|--------------|
| | | | Vibro-palen met heidend getrokken buis | | |
| | | | Ø 356/400 mm | Ø 406/465 mm | Ø 456/520 mm |
| Windturbine SL-15A t/m SL-18A | | | | | |
| DKM5 | +5,49 | -28,0 | 835 | 1110 | 1380 |
| | | -28,5 | 840 | 1095 | 1335 |
| | | -29,0 | 790 | 1065 | 1340 |
| | | -29,5 | 1365 | 1795 | 2210 |
| DKM6 | +5,92 | -24,0 | 1190 | 1595 | 1985 |
| | | -24,5 | 1260 | 1675 | 2075 |
| | | -25,0 | 1330 | 1760 | 2170 |
| DKM7 | +6,08 | -24,0 | 1045 | 1395 | 1730 |
| | | -24,5 | 1150 | 1500 | 1845 |
| | | -25,0 | 1125 | 1495 | 1975 |

BIJLAGE 4. “Toelichting Trillingsmodel”

Modellering conform CUR 166

De modellering 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 trillingsgolven 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 trillingsgolven 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 wijze 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 prognosesmet 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 uittrillen 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 inheinniveau 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:

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

Waarin:

| | | |
|---------------|---|---------|
| $v_{0(x=5m)}$ | trillingsnelheid op referentieafstand van 5 meter | [mm/s]; |
| u_0 | referentie trillingsnelheid | [mm/s]; |
| E | inhei-energieniveau | [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 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 druggolf. 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 trillingsenergiebron 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:

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

Waarin:

| | | |
|----------|--|---------------------|
| $v(x)$ | trillingsnelheid 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:

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

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.

Versnellingen afgeleid van snelheden

De trillingsversnelling is te herleiden uit de trillingsnelheid tezamen met de frequentie volgens onderstaande formule:

$$v = \frac{a}{2 \cdot \pi \cdot f}$$

waarin:

| | | |
|-----|--|-----------------------|
| a | trillingsversnelling, amplitude | [mm/s ²]; |
| f | frequentie | [Hz]; |
| T | trillingstijd, tijd tussen opeenvolgende piekwaarden | [s]; |
| v | trillingsnelheid | [mm/s]. |

Hierbij is als uitgangspunt gehanteerd, dat de trillingen te benaderen zijn als harmonische trillingen volgens: $a(t) = \hat{a} \cdot \sin(\omega \cdot t)$ en $v(t) = \hat{a} \cdot \int \sin(\omega \cdot t) dt$.

BIJLAGE 5. “Grafische weergave stabiliteitsanalyses (glijcirkels)”