

Onderzoek installatie en belasting van grondverdringende schroefpalen, Almere - Poort

Dr ir Floris Schokking
GeoConsult B.V.



Ing. Patrick IJnsen
HEKtec B.V.



is van heilawaai en het installatiesysteem nage-
noeg trillingsvrij is, zijn de palen zeer geschikt
voor toepassing in de bebouwde en met name de
binnenstedelijke omgeving.

Voor de installatie van grondverdringende
schroefpalen bestaat geen duidelijk omschre-
ven protocol dat kwaliteitsgarantie van het in-
stallatieproces biedt, terwijl het meten van in-
stallatieparameters, zoals het boormoment, de
aandrukkraft en de indringsnelheid potentieel
mogelijkheden biedt voor een kwaliteitbeoorde-
ling de installatie van de paal (Van Impe, 2001;
Mandolini et al. 2002; Huybrechts & Whenham,
2003).

Om die redenen is op initiatief van aannemings-
bedrijf Gebr. van 't Hek B.V, in een samenwer-
kingsverband met de Gemeente Almere en
GeoConsult B.V., een vergelijkend onderzoek
uitgevoerd met de installatie en het statisch
proefbelasten van grondverdringende schroef-
palen en geprefabriceerde betonnen heipalen.
De bedrijven Van Dijk Geotechniek B.V., Hektec

Inleiding

De zandige ondergrond van de Gemeente Al-
mere wordt gekenmerkt door het voorkomen
van sterke dichtheidsverschillen. Deze van oor-
sprong glaciële fenomenen laten zich moeilijk
voorspellen en op een bouwlocatie kunnen bin-
nen een aantal meters van elkaar extreme vari-
aties in het verticale profiel van de dichtheid
van zand optreden, waarbij een teruggang in
conusweerstand van 15 MPa naar 1,5 MPa
geen uitzondering is. Er is in het gebied van de
gemeente Almere veel onderzoek verricht met
in de grond geheide paalsystemen, ondermeer
prefab beton palen en in de grond gevormde (vi-
bro) palen (Viergever, 1983; Ploeg, 2006), waarbij
het garanderen van de gewenste draagkracht
tengevolge van de sterk variabele omstandighe-
den, vaak problematisch is gebleken.
Bij het toepassen van grondverdringende
schroefpalen in deze zanden vindt een ver-
dichting van de grond rond de paal tijdens het
inschroeven plaats en daarmee een verhoging
van de dichtheid, sterkte en horizontale grond-
spanning. De grote variaties in geotechnische
condities kunnen hiermee grotendeels worden
geëlimineerd.

Naast het voordeel van de grotere efficiëntie van
de schroefpaal uit funderingsoogpunt, zijn er
belangrijke milieutechnische voordelen bij het
toepassen van de paal. Doordat er geen sprake

Tabel 1 - Geologische opbouw gebied paalbelastingproeven Almere-Poort

Bovenkant laag m - NAP	Onderkant laag m - NAP	Beschrijving	Conusweerstand q_c in MPa	Periode en Afzettingsmilieu
ca. 3,2	4,2 à 4,7	Matig dicht ZAND (opgebracht)	6 tot 8	Holoceen Antropogeen
4,2 à 4,7	7,0	Slappe humeuze KLEI, los ZAND, siltig en VEEN	0,5	Holoceen Marien en terrestrisch
7,0	10	Matig fijn tot fijn, matig dicht ZAND, siltig	15 tot 20	Pleistoceen Door wind, onder peri- glaciële omstandigheden afgezet
10	15 à 21,5	Los tot matig dicht, ma- tig grof ZAND met lokaal lagen van matig stijve KLEI, siltig	1,5 tot 20	Pleistoceen Door rivieren onder peri- glaciële omstandigheden afgezet
15 à 21,5	Tot einde sondering ca. 32,5	Matig dicht tot dicht, matig grof tot grof ZAND met lokaal lagen matig stijve KLEI, siltig	10 tot 30	Pleistoceen Glaciaal gestuwde oudere fluviatiele afzet- tingen

Samenvatting

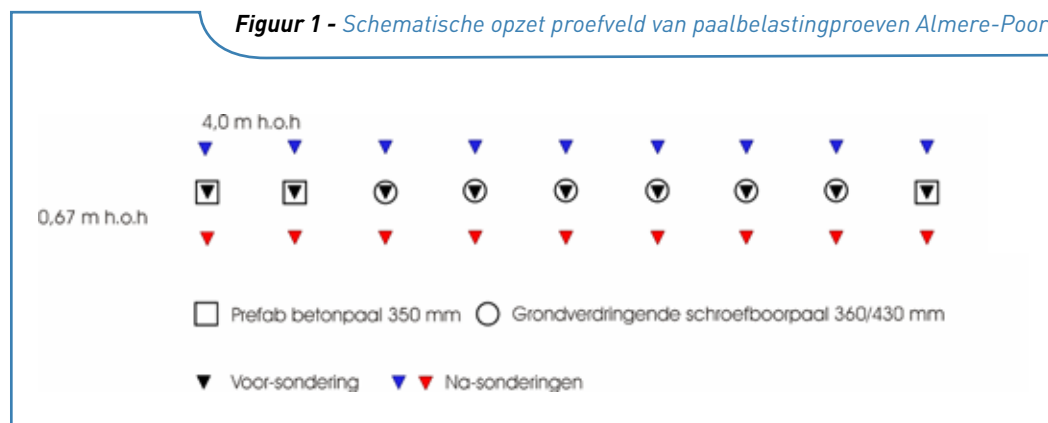
De grondverdringende schroefpaal heeft een aantal belangrijke voordelen ten opzichte van geheide paalsystemen. Naast de veel beperktere invloed op de omgeving, zoals hinderlijk heilawaai en eventuele schade aan belendingen door trillingen, kan de grondverdringende ingeschroefde paal in bepaalde situaties een intrinsiek hogere draagkracht leveren dan een geheide paal. Op een proefveld in Almere – Poort zijn statische belastingproeven uitgevoerd op 6 grondverdringende schroefpalen en 4 geprefabriceerde betonnen heipalen met lengten van ca. 6, 10 en 13 m. Bij alle palen is een sondering vooraf uitgevoerd en twee sonderingen na de installatie. Onder de Holocene deklaag van ca. 2,5m dik, bestaat het grondprofiel uit dichte eolische zanden met eronder matig dichte fluvio-glaciale zanden met lokale zones van zeer los gepakte zanden. De schroefpalen laten een stijver belasting-deformatie gedrag zien met een duidelijk bezwijkpunt, waarbij het maximale draagvermogen voornamelijk wordt geleverd door de ontwikkelde schachtwrijving. De geprefabriceerde betonnen heipalen laten een minder goed gedefinieerd bezwijk-

punt zien waarbij zowel ontwikkelde schachtwrijving en puntweerstand een bijdrage aan het draagvermogen leveren. Het maximale draagvermogen van de grondverdringende schroefpalen is voor de palen die eindigen in de fluvio-glaciale zanden hoger dan dat van de heipalen.

De verdichtende werking van de in de grond gedrukte en geschroefde paal geeft suggereert een grond-paal interactie model met een opspanning binnen een grondcilinder rond de paal, onder een toename van de hoek van inwendige wrijving en de horizontale grondspanning. De schuifsterkte ter plaatse van het contact van de beton met het zand, die groter lijkt te zijn dan de schuifsterkte van het zand, levert een extra component in het hogere draagvermogen van de schroefpalen.

Monitoring van de aandrukkracht, draaimoment, indringingssnelheid en omwentelingssnelheid tijdens het inbrengen van de paal staan een kwalitatieve beoordeling van het installatieproces toe. Recent onderzoek laat zien, dat uit deze gegevens een "virtuele sondering" kan worden afgeleid, die overeenkomt met de voor de paalinstallatie uitgevoerde sondering.

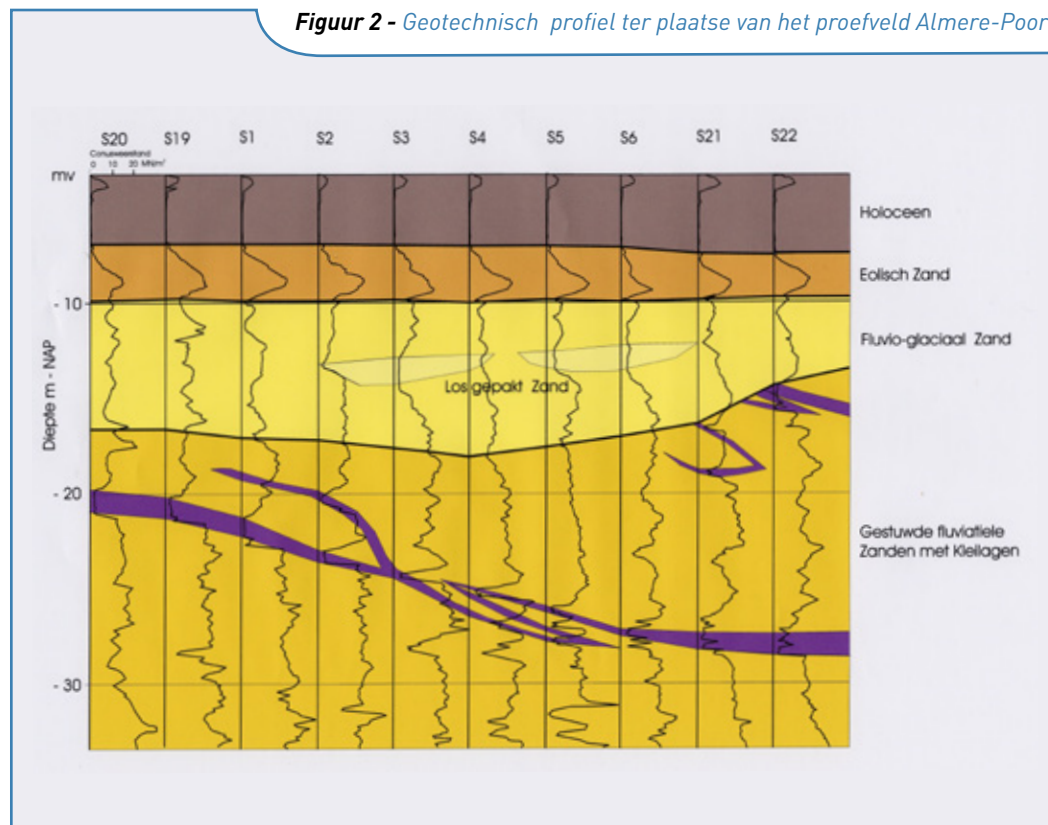
Figuur 1 - Schematische opzet proefveld van paalbelastingproeven Almere-Poort



B.V. en Fugro Ingenieursbureau B.V. verrichtten ondersteunende diensten voor respectievelijk het grondonderzoek, de installatiemonitoring en de proefbelasting.

Bij de evaluatie van het onderzoek zijn diverse aspecten naar voren gekomen met betrekking tot de relatie tussen ontwerp-, monitoring- en uitvoeringmethodiek die een nieuw licht werpen op de ontwerpveiligheidsdiscussie bij de productie van grondverdringende schroefpalen. De uit het onderzoek gebleken mogelijkheden van het monitoren voor de beoordeling van het draagvermogen, de verbetering van de geotechnische condities door het inbrengen van de schroefboorpaal en het ontwerpen en installeren van de paal conform Eurocode 7 worden in dit artikel besproken.

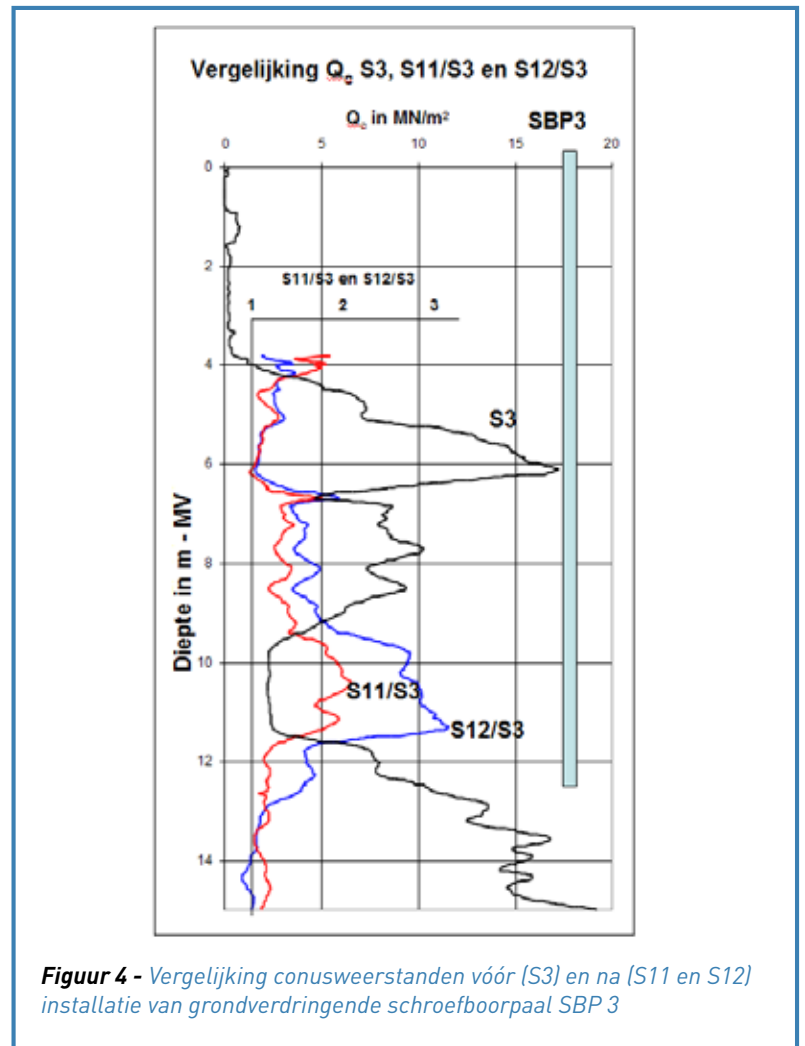
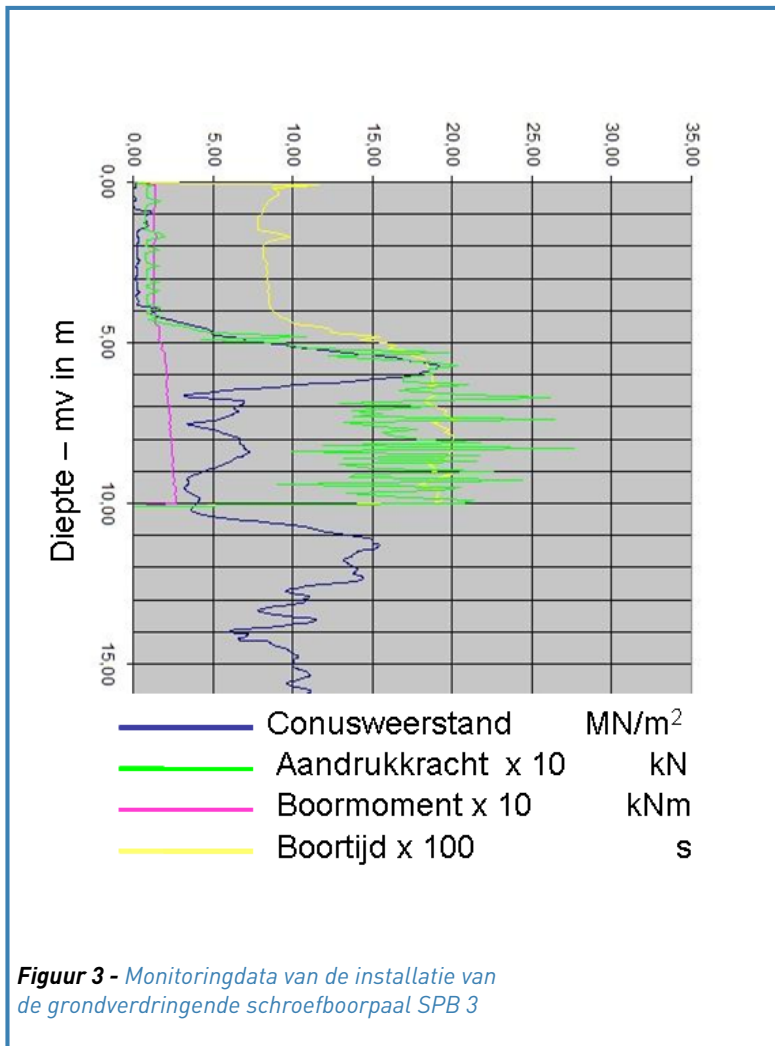
Figuur 2 - Geotechnisch profiel ter plaatse van het proefveld Almere-Poort



Proefopzet

Voorafgaand aan de proef, uitgevoerd op een toekomstig bouwterrein in Almere - Poort, werden tien sonderingen tot een diepte van ca. 30 m – NAP ≈ 33 m - mv gemaakt ter plaatse van de te installeren palen (Fig. 1 en 2). Zes grondverdringende schroefpalen (1 t/m 6) en 4 geprefabriceerde betonnen heipalen (19 t/m 22) werden geïnstalleerd met paalpuntniveau's op ca. 6 m, 10 m en 13 m -mv. De paalpuntniveau's van de schroefpalen op ca. 10 m en 13 m – mv werden gekozen met het oog op het voorkomen van de zones met los gepakt zand (Fig. 2) teneinde het effect hiervan op de installatie en het paalgedrag te onderzoeken. Na het inbrengen van de palen werden op 0,67 m uit het hart van de palen aan weerszijden na-sonderingen uitgevoerd tot ca. 4 m onder het paalpuntniveau (Fig. 1).

Voor de statische proefbelasting van de palen werd een constructie van ca. 230 T doodgegewicht



Tabel 2 - Geotechnische eigenschappen ter plaatse van de paalbelasting proeven					
Beschrijving	γ [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	c' [kN/m ²]	ϕ' [°]	f_{undr} [kN/m ²]
Matig dicht ZAND (opgebracht)	10,5	20,0	-	32 - 35	-
KLEI, organisch	-	15,0	5,0	10	15
los ZAND	10,0	19,0	-	28 - 30	-
VEEN	-	11,0	10,0	15	20
Eolisch, matig fijn tot fijn, matig dicht ZAND, siltig	11,0	21,0	-	36 - 45	-
Fluvio-glaciaal, los, matig grof ZAND	10,0	19,0	-	30 - 34	-
Fluvio-glaciaal, matig dicht, matig grof ZAND	11,0	20,5	-	37-41	-

gebruikt voor het leveren van de reactiekracht. De verticale deformatie werd gemeten met 3 verplaatsingsopnemers die werden gemonteerd op een stalen referentiebaak die weer bevestigd was aan de naburige geïnstalleerde palen. De minimale tijd tussen installatie en het belasten bedroeg 35 dagen voor de schroefboor-

palen en 28 dagen voor de prefab heipalen. De proefbelastingen werden uitgevoerd conform NEN 6745-1:2005.

Na de proeven werden de palen, na overboring met een stalen trilbuis met een uitwendige diameter $D_{\text{uitw}} = 650$ mm tot onder de paalpunten,

getrokken om visuele inspectie van de palen mogelijk te maken.

Geologische en geotechnische kenmerken van de locatie

Het geotechnisch profiel (Fig. 2), zoals dat samengesteld is uit de sonderingen bestaat uit opgebracht zand, holocene klei-, veen- en zandlagen, dicht eolisch zand, fluvio-glaciaal zand en glaciaal gestuwde dichte zanden. Ter plaatse van de proefpalen in sonderingen 3, 5 en 6, is binnen de fluvio-glaciale zanden een laag losgepakt zand te zien, dat in de onderzoeken van de Rijksdienst IJsselmeerpolders (Viergever, 1983) als "slechte plekken" werd aangeduid.

Deze losgepakte zanden zijn waarschijnlijk overblijfselen van open systeem pingo's gevormd in een peri-glaciale periode (French, 1976). Bij het afsmelten van het ijs van de pingo, zal de grond indien deze niet volledig inzakt, over het algemeen een lossere pakking vertonen dan de omliggende grond.

Deze trajecten met lage conusweerstand in de fluvio-glaciale zanden zijn in het correlatie dia-

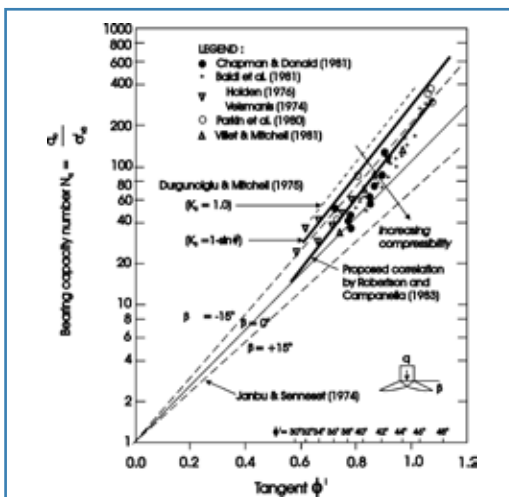
Tabel 3a - Ratio $R_{tg\phi}$ per laageenheid voor schroefboorpalen

Laageenheid	$R_{tg\phi}$ minimum	$R_{tg\phi}$ maximum	$R_{tg\phi}$ gemiddeld
Eolische Zanden	1,01	1,24	1,11
Fluvio-glaciale zanden	1,16	1,24	1,22
Losgepakt fluvio-glaciaal zand	1,22	1,66	1,43
Fluviatiele zanden, tot 1,5 m onder punt	0,91	1,17	1,02

Tabel 3b - Ratio $R_{tg\phi}$ per laageenheid voor geheide prefabpalen

Laageenheid	$R_{tg\phi}$ minimum	$R_{tg\phi}$ maximum	$R_{tg\phi}$ gemiddeld
Eolische Zanden	0,98	1,12	1,05
Fluvio-glaciale zanden	1,16	1,23	1,20
Losgepakt fluvio-glaciaal zand	n.b.*	n.b.*	n.b.*
Fluviatiele zanden, tot 1,5 m onder punt	0,99	1,36	1,15

*er werden geen geheide prefabpalen uitgevoerd in lagen met losgepakt fluvio-glaciaal zand


Figuur 5 - Relatiediagram van genormaliseerde q_c en $tg\phi$ (naar Robertson & Campanella, 1983)

gram Conusweerstand vs. Wrijvingsgetal van Douglas & Olsen, 1981 aangemerkt als “metastabiele zanden” hetgeen redelijk overeenkomt met de omschrijving, zoals die in Viergever, (1983) is gegeven. Van metastabiel zand is bekend, dat bij verstoring van het korrelskelet er instabiliteit kan optreden, het volume afneemt en de dichtheid sterk toeneemt.

Van de in het geotechnisch profiel (Fig. 2) aange troffen eenheden zijn op basis van NEN 9997-1:2010, Tabel 2, en gecombineerd met de bepalingen volgens Robertson en Campanella (1983), de geotechnische eigenschappen afgeleid en weergegeven in Tabel 2.

Installatie en monitoring van grondverdringende schroefpalen

Bij de installatie van de grondverdringende schroefpaal wordt een stalen hulpbuis, hier $D_s = 360$ mm, voorzien van een losse stalen boorpunt $D_b = 430$ mm, op het maaiveld geplaatst. Op de boorpunt is een verticale stalen rib gelast met een hoogte van 30 mm die als functie heeft het losmaken van de grond onder de boorpunt en het zijdelings wegdrücken daarvan. De boorpunt is tevens voorzien van één volledige schroefdraadgang met flensbreedte van 35 mm (buitendiameter flens komt overeen met $D_b = 430$ mm) en een spoed van 75 mm. De bus wordt schroevend op diepte gebracht met een variabele draaisnelheid van $n = 6$ of 10 omwentelingen/min, onder het aanbrengen van een axiale druk P_i (maximaal 250 kN op de gebruikte boorstelling) en een draaimoment M_i (maximaal 400 kNm). Bij het bereiken van het gewenste paalpuntniveau wordt de wapening in de bus afgehangen, nadat gecontroleerd is of de bus droog en vrij van grond is. De bus wordt vervolgens gevuld met betonspecie. Tenslotte wordt de bus oscillerend getrokken.

Tijdens het inschroeven van de paal worden de boorparameters: de aandrukkracht, het draaimoment, de indringingssnelheid en de omwentelingsnelheid continu gemeten en digitaal geregistreerd (Fig. 3). De parameters en met name de aandrukkracht en het draaimoment laten slechts een zeer geringe kwalitatieve, overeenkomst zien met de conusweerstand van de vooraf gemaakte sondering.

Uit recent onderzoek is gebleken, dat op basis van deze gegevens de sondering, die voorafgaande aan het installeren gemaakt is, qua conusweerstandspatroom kan worden gesimuleerd. Hierbij worden een aantal algoritmen toegepast en correlatiefactoren gebruikt, die specifiek zijn voor de geologische en geotechnische omstandigheden op de locatie, voor de gebruikte paalboormachine en toegepaste boorpunt. Deze correlatiefactoren zullen voor iedere bouwlocatie door calibratie aan een sondering bij de technische paal bepaald moeten worden. Berekening van het paal draagvermogen gedurende het inbrengen van de paal is op basis van deze “virtuele sondering” en de veranderde geotechnische parameters ten gevolge van het inbrengen van de paal die afgeleid worden, mogelijk. Indien een systeem hiervoor volledig ontwikkeld is kan op iedere locatie tijdens het boren van de paal het vereiste paalpuntniveau vastgesteld worden. GeoConsult heeft een Europees octrooi op dit monitoring-paal draagkrachtbepaling systeem aangevraagd (EP 2 348 159 A1). Een prototype van het monitoringsysteem SBPMonitor zal binnenkort worden gevalideerd in het kader van het Geo-Impuls programma, Werkgroep 4: “Kwaliteitscontrole van in de Grond Gevormde Elementen”

Verandering van geotechnische ontwerp parameters door inbrengen grondverdringende schroefboorpaal

Uit een vergelijking tussen de voor- en nasonderingen kan worden geconcludeerd dat lagen met conusweerstand tot ca. 15 MPa in het algemeen een verhoging van de weerstand te zien geven na de installatie van de paal (Fig. 4). Afhankelijk van de initiële dichtheid van de lagen wordt bij schroefboorpaal 3 in de losgepakte zanden een gemiddelde toename van de conusweerstand met een factor 3 gerealiseerd en in de matig dichte zanden een factor 1,5 tot 2. Een vergelijkbare toename in dichtheid, uitgedrukt in een toename in stijfheid, en gemeten met een dilatometer, werd vastgesteld bij zanden met conusweerstand van 2 tot 6 Mpa tijdens proeven met verschillende typen grondverdringende schroefpalen bij Limmelette in België (Huybrechts & Maertens, 2004).

Verschiede auteurs hebben de expansie van een bolvormige of cilindrische opening in de grond beschreven, waarbij in het geval van volledig gedraineerde condities het aantal beschikbare theoretische modellen is gelimiteerd (Vesic, 1972; Yo-Ming Hsieh et al., 2002).

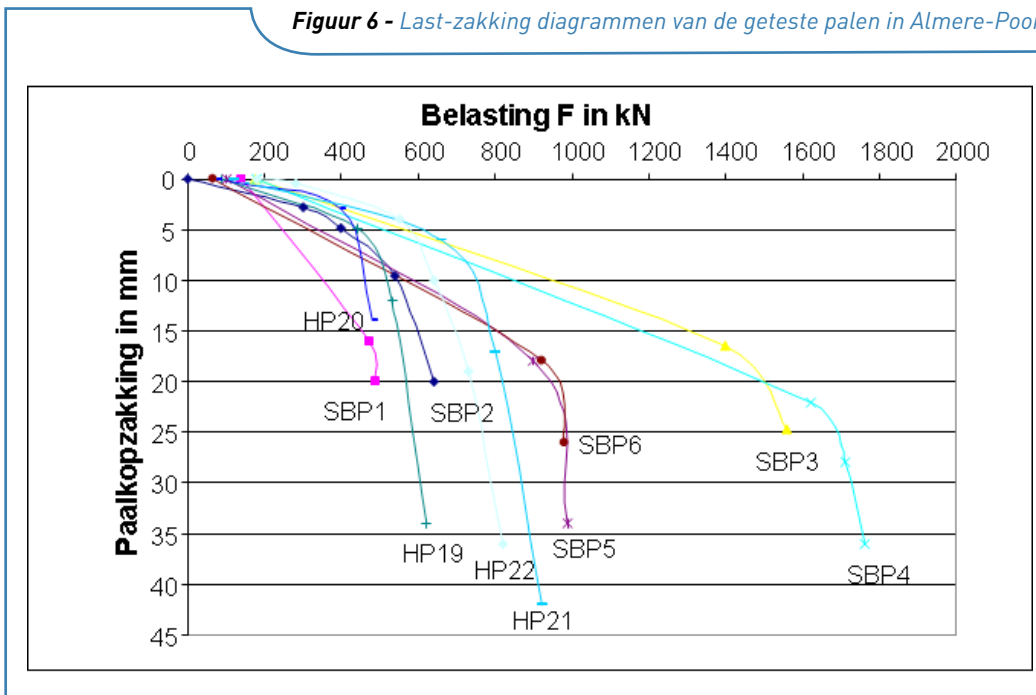
Zowel de horizontale grondspanning, de hoek van inwendige wrijving en de stijfheid van het

Tabel 4 - Resultaten grondverdringende schroefboorpalen en prefab heipalen

Paalnummer	D_s/D_b [mm]	D_{equ} [mm]	Paallengte [m]	$F_{ult,proef}$ [kN]	$F_{ult,proef} - F_{s,ult\ Holoceen}$ [kN]
SBP 1	360/430		6,15	497	477
SBP 2	360/430		6,30	636	616
SBP 3	360/430		12,95	1575	1555
SBP 4	360/430		13,10	1710	1675
SBP 5	360/430		10,25	900	827
SBP 6	360/430		10,15	975	950
HP 19		396	6,00	708	683
HP 20		396	6,00	800	770
HP 21		396	10,00	1056	1021
HP 22		396	10,00	910	875

* conform bezwijkcriterium NEN 6745-1

Figuur 6 - Last-zakking diagrammen van de geteste palen in Almere-Poort



zand nemen toe. Toch lijkt het vooralsnog niet zinvol om uit te gaan van een theoretische afleiding om tot ontwerpparameters te komen, omdat het proces van losmaking en verdichting van de grond bij het in de grond drukken van de buis en de plastische deformatie die daarbij optreedt, onvoldoende is gedefinieerd om de vergelijking met een ideaal expanderende cilinder te kunnen maken. Tevens is de initiële geotechnische conditie sterk variabel en kunnen de geologische en geotechnische omstandigheden variëren. De enige informatie die uit de proef beschikbaar is om het effect van het inbrengen van de schroefpaal direct te beoordelen, zijn de voor- en na-

sonderingen en tevens de terugrekening van de gemeten paalbelasting bij bezwijken. De hier toegepaste methodiek is, om met behulp van de uit sonderingen afgeleide parameter van de hoek van inwendige wrijving ϕ' de verandering die optreedt op een afstand 0,67 m uit de as van de paal (ca. $1,8 D_s$) te bepalen. Bij het terugrekenen van de gemeten paalbelasting is bij het gebruik van de slip-formule voor de berekening van het draagvermogen ϕ' , met daarnaast K_h , de kritische parameter. Voor de bepaling van de hoek van inwendige wrijving is de relatie gebruikt, zoals voorgesteld door Robertson & Campanella (1983), waarbij

resultaten van laboratoriumproeven in calibratievaten, en uitgevoerd door een aantal auteurs op uiteenlopende type zanden, zijn bijeengebracht (Fig. 5). De verhouding tussen $N = \text{conusweerstand } q_c / \text{effectieve verticale spanning } \sigma'_v$ en $\text{tg } \phi'$ wordt met een lineair dubbel logaritmische verband gerealiseerd. Het blijkt, dat voor hogere horizontale gronddrukken dan de neutrale gronddruk, de waarden voor ϕ' slechts ca. 2° verschillen.

De karakteristieken van de zanden in de gepresenteerde grafiek zijn volgens de door Robertson & Campanella (1983) beschreven theorie, niet van invloed op de hoek van interne wrijving. Dit houdt verband met het verbrijzelen van zandkorrels bij het bezwijken bij de hogere grondspanningen. Er treedt bij die hogere spanningen geen dilatatie meer op. De verandering ten gevolge van het inbrengen van de schroefpalen en van de heipalen is uitgedrukt in een ratio $R_{\text{tg}\phi'} = \text{tg } \phi'_{\text{na}} / \text{tg } \phi'_{\text{voor}}$, waarbij voor iedere beproefde paal voor de $\text{tg } \phi'_{\text{na}}$ de gemiddelde waarde van de twee na-sonderingen op de overeenkomende diepte gebruikt zijn. In Tabel 3a en 3b zijn de resulterende waarden voor de schroefpalen en de heipalen voor de verschillende te onderscheiden lagen weergegeven.

Voor alle laageenheden wordt een toename van $\text{tg } \phi'$ gevonden. De relatief geringe toename in de eolische zanden is te verklaren door de al hoge uitgangsdichtheid van deze laag in aanmerking te nemen. Van groot belang is de waargenomen zeer consistente toename van $\text{tg } \phi'$ in de fluviatiele zanden en met name de aanzienlijke toename in de lagen met los zand.

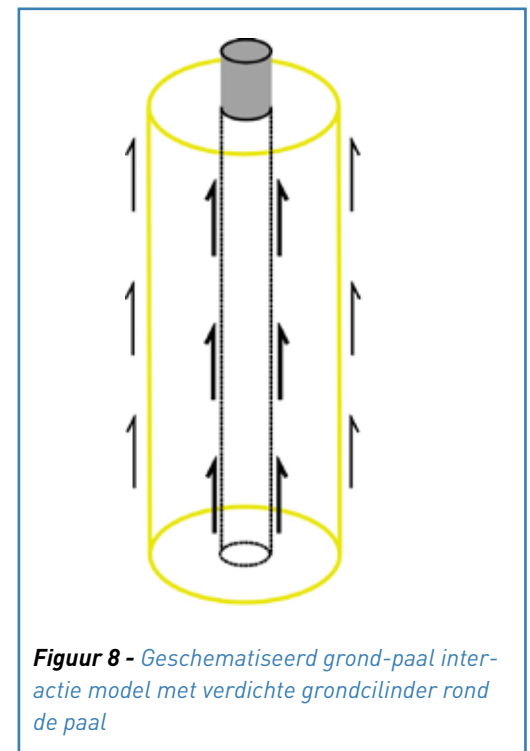
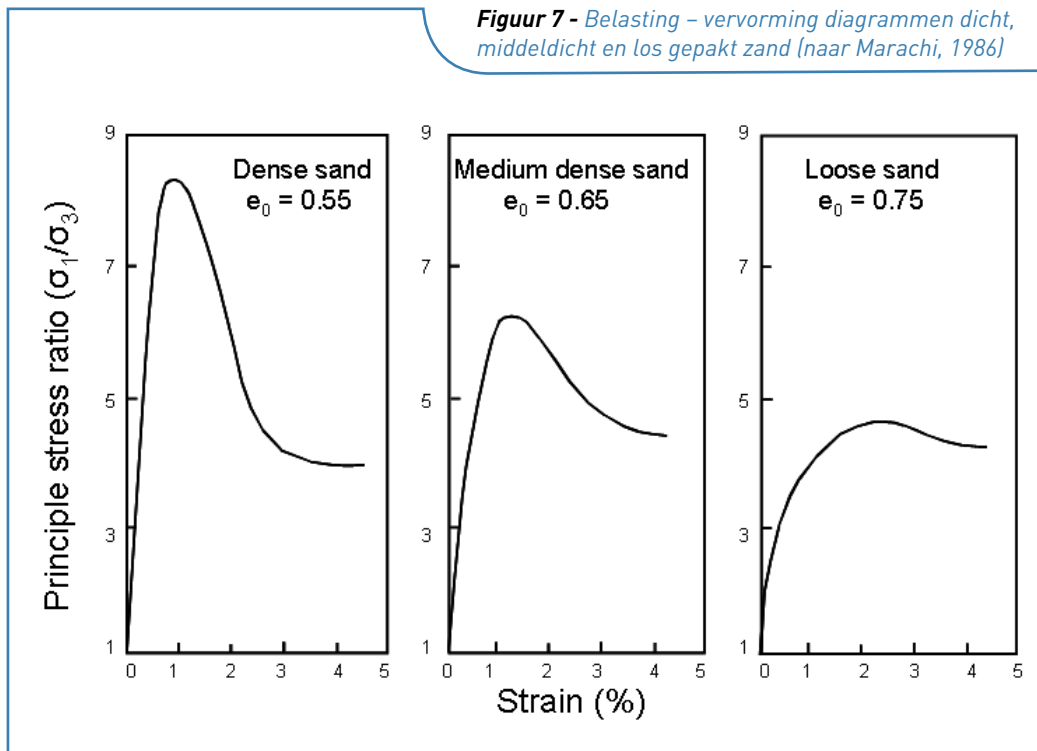
Voor de geheide prefab palen worden in alle laageenheden lagere waarden gevonden dan voor de schroefpalen (Tabel 3b). Onder de punt van de geheide palen worden hogere waarden gevonden dan voor de schroefpalen hetgeen zich laat verklaren door de grotere verdichting van deze lagen door de in verticale richting ingebrachte energie bij het heien.

De coëfficiënt van de horizontale gronddruk K_h kan voor zanden niet uit voor- of na-sondeerresultaten worden afgeleid. Deze coëfficiënt is middels terugrekening uit de paalbelastingproeven bepaald.

Paalbelastingproeven

De paalbelastingproeven zijn alle uitgevoerd middels een stapsgewijze toename van de belasting van 10 % van het berekende grensdraagvermogen per stap en met een interval tussen

Figuur 7 - Belasting – vervorming diagrammen dicht, middeldicht en los gepakt zand (naar Marachi, 1986)



Figuur 8 - Geschematiseerd grond-paal interactie model met verdichte grondcilinder rond de paal

de stappen van ca. 1 tot 1,5 u. De proeven werden 24 uur per etmaal bewaakt, waardoor de belasting bij teruglopen door manueel bij te pompen constant kon worden gehouden tijdens de optredende verticale deformatie. De verticale deformatie werd gemeten met drie verplaatsingopnemers, die onderling geen verschillen in meting bleken op te leveren.

Een vergelijking van de last-zakking diagrammen van de grondverdringende schroefpalen met diameter $\varnothing_{uitw} = 360$ mm (SBP 1- 6) en de geprefabriceerde betonnen heipalen met doorsnede $\square 350$ mm (HP 19 – 22) (Fig. 6) en Tabel 4 geeft belangrijke informatie over het gedrag van de palen tijdens de progressieve belasting.

De waarden in Tabel 4 voor de bezwijkbelasting $F_{s,ult,proef}$ komt overeen met het grensdragvermogen conform het 10 % criterium voor het grensdragvermogen uit NEN 6745-1.

De langere schroefpalen (SBP 3 – 6) laten een aanzienlijk semi-lineair belastingtraject zien, dat gevolgd wordt door een relatief kort bezwijktraject. De belasting wordt tot aan het bezwijken voor het overgrote deel door de schachtweerstand opgenomen en pas bij bezwijken langs de schacht begint de punt weerstand te leveren (Fig. 6).

Bij het belasten en bezwijken van de paal moet men denken aan een model waarbij de maximale schuifweerstand in dit soort stijve zanden reeds bij zeer geringe deformatie opgebouwd wordt. In Marachi et al., 1981 worden de verschillen

in schuifdeformatie tussen stijve en losgepakte zanden gedemonstreerd (Fig. 7). Na het bereiken van de maximale schuifsterkte in een stijf zand, na een deformatie van ca. $\epsilon = 1$ %, gaat de schuifweerstand, met een zeer geringe deformatie, naar de residuaire schuifsterkte die ca. 50 % van de maximale schuifsterkte bedraagt. In dit laatste traject wordt het puntdragvermogen van de paal steeds meer aangesproken.

Helaas zijn bij de paalbelastingproeven de optredende schachtwrijving en puntweerstand tijdens de belasting niet geregistreerd. Echter de waarnemingen van de deformatie in het zand is vast te stellen door de paalkopzakking te verminderen met de elastische verkorting van de paal (ca. 10 mm resp. 6 mm voor de palen SBP 3 en 4 resp. SBP 5 en 6) en tevens met de elastische deformatie onder de verdichte grondcilinder, zoals beschreven in het volgende. Deze laatste deformatie bedraagt ca. 4 mm resp. 6 mm voor de palen 3 en 4 resp. 5 en 6. Bij bezwijken is de verticale deformatie in het zand ca. 7 en 10 mm voor de palen SBP 3 en 4 en 6 en 8 mm voor de palen SBP 5 en 6.

Indien men het percentage van de maximale puntweerstand, dat ontwikkeld zou zijn juist voor het eigenlijke bezwijken en het overschrijden van de maximale schachtweerstand, afleidt uit de grafiek Eurocode 7:NEN 9997-1:2010 Fig. 7n resulteert dit in ca. 25 % voor de palen SBP 3 t/m 6. Omdat dit een gegeneraliseerde grafiek betreft die afhankelijk is van de uitgangsdichtheid van het zand in de omgeving van de paal-punt dient men er rekening mee te houden, dat

dit percentage voor de palen SBP 5 en 6 nog aanzienlijk lager zal zijn, omdat deze met de punt in de losgepakte zanden gefundeerd zijn. Een aanwijzing hiervoor is dat de grafiek van Fig. 6 voor deze palen na bezwijken slechts een zeer geringe weerstand laat zien. Dit in tegenstelling tot de grafiek van de palen SBP 3 en 4 die erop duidt, dat na bezwijken nog een weerstand aanwezig is, die enigszins toeneemt met toenemende deformatie.

Bij SBP 4 is een korter traject los gepakt zand aanwezig dan bij SBP 3 en deze paal laat daardoor een hoger grensdragvermogen zien dan de laatste.

SBP 5 en 6 zijn beide met de punt in een traject met los gepakte zand geplaatst en laten een continue zakking zien bij gelijkblijvende belasting, nadat de grond onder de punt is bezweken. Bij de kortere schroefpalen (SBP 1 en 2) is de ratio schachtweerstand/puntweerstand kleiner en wordt bij SBP 2 de punt sneller belast en treedt relatief meer deformatie onder de punt op. De lineaire zakking bij SBP 1 wordt toegeschreven aan een "ponseffect" tengevolge van de minder stijve fluvio-glaciale zanden onder de relatief stijve eolische zanden waarin de paal is gefundeerd.

Bij alle heipalen treedt veel eerder plastische deformatie onder de punt op dan bij de schroefpalen en heeft de last-zakking curve een gebogen verloop, zonder een duidelijk gedefinieerd bezwijkpunt.

Tabel 5 - Resultaten grondverdringende schroefboorpalen

Paalnummer	Paallengte	$F_{\text{proef};zand}$ [kN]	$F_{r,max;punt}$ (afgeleid) * [kN]	$F_{r,max;punt}$ (afgeleid) - [kN]	$F_{s,ult};zand =$ $\sigma'_{v,z} \cdot \text{tg} \phi'_{na} \cdot K_h \cdot O_s \cdot K_h = 1,0$ [kN]	$F_{\text{proef};zand} / F_{s,ult};zand$
SBP 1	360/430	6,15	295 (100%)	182	111	1,64
SBP 2	360/430	6,30	517 (75%)	100	119	0,84
SBP 3	360/430	12,95	290 (25%)	1265	630	2,00
SBP 4	360/430	13,10	380 (35%)	1295	640	2,02
SBP 5	360/430	10,25	130 (25%)	697	558	1,25
SBP 6	360/430	10,15	92 (25%)	858	328	2,62

*% $F_{r,max;punt}$ conform Eurocode 7:NEN 9997-1:2010 Fig. 7n

Grond-paal interactie model

Het grond-paal interactie model, dat voortkomt uit de paalbelastingproeven, uit de vergelijking tussen de voor- en na-sonderingen die een toename van $\text{tg} \phi'$ laten zien en uit de hieronder beschreven terugrekening en parameter analyse, kan worden voorgesteld door een verdichte grondcilinder rond de paal (Fig. 8).

Bij de visuele inspectie van de palen na het trekken bleek, dat bij de schroefpalen overal de grond met een centimeters dikke laag nog aan de paal was gehecht. Dit in tegenstelling tot de prefab betonnen heipalen die geen aangehechte grond te zien gaven. Hieruit is te concluderen, dat bij het eerste bezwijken van de paal de piek schuifsterkte van de het zand bereikt wordt en de paal via een grond-grond contact binnen de verdichte grondcilinder afschuift en daarna een residuaire waarde bereikt, zoals bekend uit schuifproeven op dichte zanden (Fig 7).

De hoek van inwendige wrijving van het zand ϕ' binnen de verdichte cilinder is daarom maatgevend voor de berekening van de schachtwrijving van de schroefboorpaal. Bij geprefabriceerde heipalen dient gerekend te worden met een gereduceerde waarde van ϕ' voor de wandwrijvingshoek δ' . Dit verschil en de grotere verdichting rond de schroefboorpaal zijn mede verantwoordelijk voor de grotere intrinsieke efficiëntie ten opzichte van de heipalen.

Dat men inderdaad rekening moet houden met een aanzienlijke toename van de schuifweerstand van het zand rond de paal door een toename van de horizontale spanning en een toename van de hoek van inwendige wrijving is in België aangetoond in veldproeven waarbij tijdens en na de installatie middels Marchetti vlakke dilatometerproeven de horizontale spanning en stijfheid gemeten werden (Van Impe en Peiffer, 1997). De K_h - waarden na inbrengen van de grondverdringende schroefpalen met vergelijk-

bare diameters bedroegen na het uitharden van de beton ca. 1,5 à 2. Deze waarden komen goed overeen met de hieronder uit de terugrekening met de slip-formule afgeleide K_h - waarden.

Vóór het bezwijken is de belasting op de onderkant van de grondcilinder door de "vergroting" van het oppervlak gering en is het semi-lineaire verloop van de last-zakking curve gedeeltelijk te verklaren uit een geringe deformatie die onder de vergrootte "punt" optreedt en uit een geringe elastische vervorming in het zand langs de paalschacht.

Het over langere perioden meten van de gerealiseerde horizontale gronddruk en de toename van de stijfheid zal in de toekomst bij deze palen van belang zijn om de bestendigheid van de grondverbetering over lange termijn te beoordelen.

Terugrekening en parameteranalyse

Terugrekening volgens de slip-formule

In het beschreven grond-paal interactie model van de verdichte grondcilinder is het grensdragvermogen op de paal te berekenen met de slip-formule:

$$F_{s,ult} = O_{p,gem} \int_0^L \{ \sigma'_{v,z} \cdot K_h \cdot \text{tg} \phi'_{z} + f_{adh,z} \} dz \quad (1)$$

waarin:

- $F_{s,ult}$ = maximaal leverbare schachtwrijving in kN
- $O_{p,gem}$ = gemiddelde omtrek paal in m
- L = lengte paal in grond
- $f_{adh,z}$ = wandadhesie op diepte z in kN/m²
- z = lengtemaat in verticale richting in m
- $\sigma'_{v,z}$ = effectieve verticale korrelspanning in kN/m²

- K_h = horizontale gronddruk coëfficiënt
- $\text{tg} \phi'_{z}$ = tangens van de effectieve hoek van interne wrijving

In Tabel 5 is voor het gedeelte van de palen, dat in de zandlagen gefundeerd is de rekenwaarde voor $K_h = 1$ voor de bezwijkbelasting weergegeven. Voor de waarde van

$\text{tg} \phi'_{z}$ is de met de methode van Robertson & Campanella (1983) bepaalde gemiddelde waarde uit de twee na-sonderingen over 0,1 m diepteintervallen gebruikt. In Tabel 5 is tevens de ratio tussen $F_{\text{proef};zand} / F_{s,max;zand}$ gegeven. Uit deze laatste waarden kan geconcludeerd worden, dat er met een aanzienlijke verhoging van de horizontale spanning ten gevolge van het inschroeven van de palen rekening moet worden gehouden. Uit een terugrekening is middels een iteratief proces af te leiden, wat de K_h - waarden zijn voor de verschillende laag eenheden waarin de palen zijn gefundeerd. Hieruit blijkt, dat de K_h -waarden na de installatie voor de verschillende typen zanden variëren van $K_h \approx 1,5$ tot 2,0 voor de eolische zanden, $K_h \approx 2,0$ voor de middeldichte fluvio-glaciale zanden en $K_h \approx 1,0$ voor de losgepakte fluvio-glaciale zanden.

Deze waarden zijn afhankelijk van de initiële K_h - waarden en dichtheden van de verschillende lagen, zoals die in het geologische verleden zijn gevormd.

Daarnaast zijn de gevonden waarden afhankelijk van de diameter van de paal, de configuratie van de paalvoet en van het boormoment M_i en de aandrukkraft P_i .

Verder onderzoek naar de relaties met zowel de initiële geologische condities van verschillende laagpakketten in Nederland als met de boorparameters is nodig om meer inzicht te verkrijgen in gevonden toename van $\text{tg} \phi'$ en K_h

Vergelijkbaar onderzoek met proefbelastingen

in verschillende geologische omstandigheden in Nederland zou kunnen worden uitgevoerd om meer inzicht te krijgen in de gevonden relaties. Het opzetten van een database met geregistreerde boorparameters bij de installatie van grondverdringende schroefpalen in geheel Nederland die geïnterpreteerd en in verband gebracht kunnen worden met de geologische en geotechnische condities lijkt van belang om gaandeweg meer inzicht te krijgen in de gevonden relaties.

Berekening volgens Eurocode 7:NEN 9997-1:2010

Uit het grond-paal interactie model en de terugrekening volgens de slip-formule blijkt, dat een berekening van het draagvermogen volgens Eurocode 7:NEN 9997-1:2010 zonder aanpassingen hier niet is uit te voeren. Omdat de schachtweerstand in de verdichte grondcilinder in deze proef in Almere blijkbaar veel sneller opgebouwd wordt dan bij geheide palen en niet-grondverdringende boorpalen, waarop Eurocode 7:NEN 9997-1:2010 in feite is gebaseerd, is een toepassing van deze norm niet direct mogelijk. Bij de toepassing van deze norm wordt verondersteld, dat de punt veel eerder gaat dragen, conform de grafieken Fig. 7n en o. Uit de waarnemingen in de belastingproeven blijkt, dat in deze grondopbouw van de grondverdringende schroefpalen tot bezwijken het aandeel van de schachtwrijving veel groter is en dat van de puntweerstand kleiner is. Met de huidige door de Eurocode 7 voorgeschreven methodiek wordt geen recht gedaan aan deze afwijkende verdeling van geleverde grondweerstand.

Conclusies

Het inbrengen van grondverdringende schroefpalen veroorzaakt in los gepakte en matig dichte zandlagen een verdichting van de grond rond de paal, die sterker is dan bij geprefabriceerde betonnen heipalen.

Het grond-paal interactie model is te definiëren als een verdichte grondcilinder waarbinnen het draagvermogen van de paal tot aan het bezwijkpunt voor het overgrote deel geleverd wordt door de schachtwrijving. Het bezwijken na een relatief korte, nagenoeg lineaire deformatie, vindt plaats in de zandlagen. De last-zakking diagrammen van de grondverdringende schroefpalen laten een stijver deformatiegedrag zien, dan dat van de prefab heipalen.

Een parameteranalyse middels een terugrekening van de gemeten grensdraagvermogens van zes grondverdringende schroefpalen met

de slip-formule, gebruik makend van de uitgevoerde na-sonderingen, levert een toename op van de parameters $t_g \phi'$ en K_h die specifiek is voor de aangetroffen zandlagen met verschillen in geologische oorsprong, lithologische opbouw en initiële dichtheid en tevens specifiek voor de gebruikte diameter van de paal en de configuratie van de paalvoet.

Aanbevelingen voor verder onderzoek

De in dit onderzoek gevonden relaties tussen boorparameters en ontwerpparameters en tussen de ontwerpparameters onderling zijn specifiek voor de verschillende aangetroffen laageenheden en de geologische en geotechnische eigenschappen daarvan. Het uitvoeren van proefbelastingen in verschillende geologische situaties, en met verschillende schroefpaaltypen en paalvoet configuraties is daarom van groot belang voor een verdere ontwikkeling van de gevonden relaties. Bovendien zou het aanbeveling verdienen een database op te zetten waarin de geregistreerde installatie parameters van grondverdringende schroefpalen en andere relevante project gegevens bijeengebracht worden. De interpretatie van deze gegevens in samenhang met de geologische en geotechnische eigenschappen van de funderingslagen kan bijdragen in een gaandeweg verbeterd inzicht in de relaties die het draagvermogen van de palen bepalen.

Daarnaast is het van belang het lange termijn gedrag van de palen en van de verandering van de horizontale spanningstoestand te onderzoeken. Bij dat laatste kan gedacht worden aan het uitvoeren van dilatometerproeven en het installeren van permanente dilatometers in verschillende laageenheden, die periodiek uitgelezen worden.

Referenties

- CUR, 2008, Van onzekerheid naar betrouwbaarheid, CUR 2008-1, CUR Cie C135
- Marachi, N. Dean, J.M. Duncan, C.K. Chan and H.B. Seed, 1981, Plane strain testing of sand; Laboratory testing of soil, ASTM STP 740, pp. 294 - 302
- French, H.M. 1976, The Periglacial Environment, Longman, London and New York
- Huybrechts, N. & V. Whenham, 2003, Pile testing campaign on the Limmelette test site and installation techniques of screw piles; Proceedings of the 2nd Symposium on screw piles, Brussels, Belgium: "Belgian Screw Pile Technology – Design and Recent Developments", pp. 71 – 130

- Huybrechts, N. & J. Maertens, 2004, Statische paalbelastingsproeven op grondverdringende schroefpalen aangezet in Tertiair zand, Geotechniek, april 2004
- Impe, W.F. van, 2001, Considerations on the influence of screw pile installation parameters on the overall pile behaviour; Proceedings of the 1st Symposium on screw piles, Brussels, Belgium: "Screw Piles – Installation and Design in Stiff Clay", pp. 127 - 149
- A., M. Ramondini, G. Russo & C. Viggiani, 2002, Full scale loading tests on instrumented CFA piles; Proceedings of the International Deep Foundations Congress 2002, Orlando, Florida, pp. 1088-1097
- NNI, 1991, NEN 6740, Geotechniek, TGB 1990, Basiseisen en belastingen
- NNI, 1997, NEN 6743, Geotechniek, Berekeningsmethode voor funderingen op palen; Drukpalen
- NNI, 2000, NEN 6745-1, Geotechniek, Proefbelasting van funderingspalen, Deel 1, Statische axiale belastingen op druk
- Douglas, J. B. & R. S. Olsen, 1981, Soil Classification using Electric Cone Penetrometer, Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, Geotechnical Engineering Division, ASCE, St. Louis, pp. 209-227.
- Ploeg, G., 2006, De wisselende bodemgesteldheid in Almere; Cement, 2006, Vol. 3
- Robertson & Campanella, 1983, Interpretation of cone penetration tests. Part I: Sand; Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, pp. 718 – 733
- Van Impe, W.F. & H. Peiffer, 1997, Influence of screw pile installation on the stress state in the soil; Keynote lecture in: Design of Axially Loaded Piles – European Practice, De Cock & Legrand, Balkema, Rotterdam, pp. 3 – 19,
- Vesic, A.S., 1972, Expansion of cavities in infinite soil mass, Jl. of Soil Mech. And Found. Div., Proceedings of the ASCE, Vol. 98, SM3, pp. 265-290
- Viergever, M.A., 1983, Proefbelastingen in gebieden met sterk wisselende sondeerwaarden; Flevovericht Nr. 210
- Yo-Ming Hsieh, Andrew J. Whittle & Hai-Sui Yu, 2002, Interpretation of Pressuremeter Tests in Sand using Advanced Soil Model, J. Geotech. and Geoenviron. Engrg. Volume 128, Issue 3, pp. 274-278