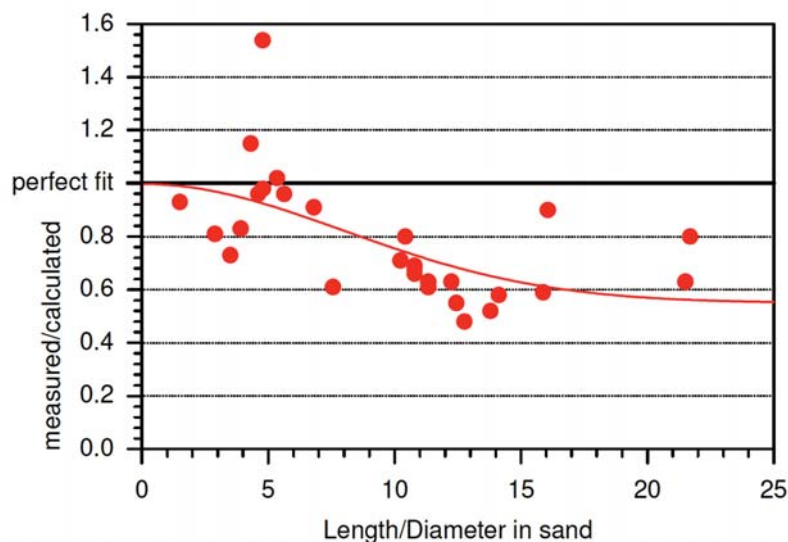


# Draagkracht funderingspalen, een up-date



Prof. ir. A.F. van Tol  
Lid Wetenschapsraad  
Deltares, Delft  
Hoogleraar Funderingstechniek,  
Technische Universiteit Delft



**Figuur 1** - Vergelijking tussen gemeten en berekende puntdraagkrachten als functie van de paalpuntdiepte in het zand. (Stoevelaar et al. 2011)

## Inleiding

Twee jaar geleden schreef ik in dit blad over de resultaten van het Delft Cluster/CUR onderzoek naar de draagkracht van funderingspalen (van Tol et al, 2010). Uit het onderzoek bleek dat berekening van de draagkracht van funderingspalen volgens de methode zoals aangegeven in de NEN-normen (eerder NEN-6743 en nu NEN 9997-1) de gemeten draagkracht, in proefbelastingen aanmerkelijk overschat. In het onderzoek werden goed geïnstrumenteerde proefbelastingen, uitgevoerd in Frankrijk, België en Nederland verzameld, waarbij het puntdraagvermogen en het schachtdraagvermogen gescheiden konden worden vastgesteld. Het bleek dat alleen van geheide grondverdringende, geprefabriceerde palen (beton en gesloten stalenbuis palen) voldoende proeven aanwezig waren om een betrouwbare validatie van de rekenregels (de Franse, de Belgische en de Nederlandse) uit te voeren.

De berekening van het schachtdraagvermogen zoals in de NEN aangegeven bleek goed overeen te komen met de waarden zoals gemeten bij de proefbelastingen, zij het dat de spreiding groot is, namelijk ca 30%. Het gemeten puntdraagvermogen bleek gemiddeld echter slechts ca. 70% van het voorspelde. De overschatting van het draagvermo-

gen bleek toe te nemen met de inheidiepte in het zand, zie figuur 1. Het bleek dat palen die dieper dan 8 D in de zandlaag staan ongeveer 60% van het voorspelde draagvermogen hebben. Eigenlijk betekent dit  $\alpha_p = 0,6$ .

Na het uitkomen van het CUR/Delft Cluster rapport (CUR 2010) heeft de NEN-commissie besloten om de conclusies van dat rapport niet onmiddellijk te vertalen in gewijzigde draagvermogen factoren in NEN 9997-1. De overwegingen hierbij waren dat:

1. Het Delft Cluster / CUR-onderzoek alleen geheide prefab palen betrof;
2. Van andere systemen onvoldoende goede proefbelastingen bestaan;
3. De draagvermogen factoren van andere systemen afgeleid zijn uit vergelijking met prefab palen.

De NEN-commissie concludeerde dat het beeld nog niet compleet is, dat er geen schade gevallen t.g.v. onvoldoende draagvermogen bekend zijn en dat aanpassing van de draagvermogen factoren nu tot marktverstoring kan leiden.

De NEN-commissie besloot dat de waarden voor  $\alpha_p$  en  $\alpha_s$  voorlopig ongewijzigd blijven, maar dat deze waarden een maximale geldigheidsduur tot 2016 hebben.

Binnen die periode (van 2011 tot 2016) moeten de waarden voor de draagkracht factoren van funderingspalen zijn bepaald uit proefbelastingen die leveranciers voor hun eigen paaltype(n) laten uitvoeren en waarvan een voor ieder toegankelijke en goedgekeurde beschrijving van het paalsysteem en van het installatieproces bij NEN is gedeponneerd. Bij het achterwege blijven van deze onderbouwing zullen de factoren voor het betreffende paalsysteem in 2016 worden gereduceerd met 33%.

De NEN-commissie heeft vervolgens een plan van aanpak opgesteld hoe het bovenstaande dilemma zou kunnen worden aangepakt. Voor de uitvoering van dat plan is een CUR-commissie opgericht. In de eerste fase van dat plan van aanpak wordt aandacht besteed aan het traceren van verborgen veiligheden. Omdat de draagkracht berekening te optimistisch is, en er geen falen in praktijk wordt gezien is de gedachte dat er verborgen veiligheden in het systeem zitten. Identificatie en kwantificatie daarvan zou het verlagen van de draagvermogen factoren geheel of gedeeltelijk kunnen voorkomen.

## CUR-commissie

In de CUR-commissie zijn vertegenwoordigd de producenten: ABFAB en NVAF, de opdrachtgevers: RWS-DI en Gemeentewerken Rotterdam, het kennis instituut Deltares, Fugro en de Norm-commissie. Het plan van aanpak voorziet in de volgende activiteiten en onderzoeken:

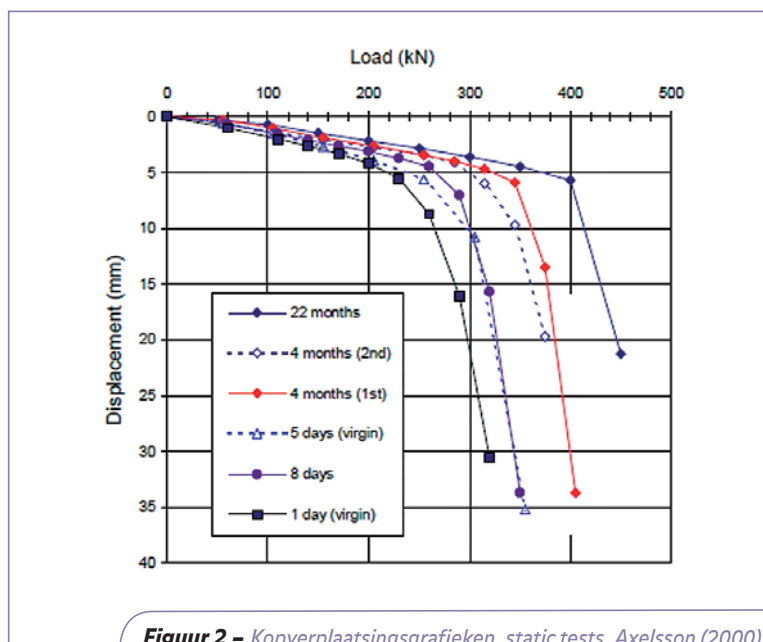
1. Voorstudie: inventariseren/kwantificeren van verborgen veiligheden (literatuur studie)
2. Haalbaarheid van certificeren gekoppeld aan draagvermogen
3. Pilot test centrifuge, verborgen veiligheden
4. – Vervolg centrifuge,  
– Veldonderzoek, proefbelastingen naar verborgen veiligheden (prefab palen)
5. Veldonderzoek overige paaltypen

Momenteel, oktober 2012, is de voorstudie afgerond, is de haalbaarheid van certificeren, gekoppeld aan draagvermogenfactoren verkennend onderzocht en is de financiering voor de pilot test in de centrifuge van Deltares rond. Financiering van het verdere onderzoek is niet in zicht. Dit artikel zal

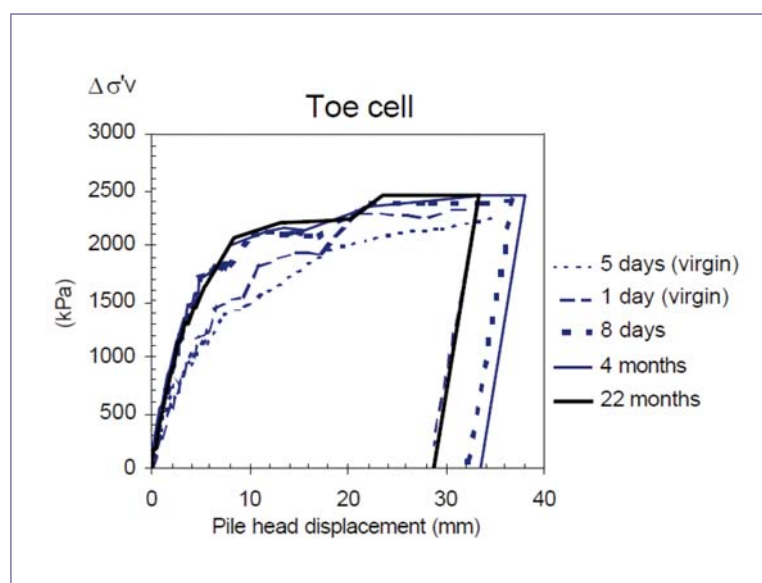
## Samenvatting

Twee jaar geleden verscheen het rapport *Axiaal belaste palen met resultaten van het Delft Cluster/CUR onderzoek*. Het bleek dat de draagkracht van funderingspalen, berekend volgens de NEN-methode de werkelijke draagkracht, gemeten in proefbelastingen aanmerkelijk overschat. De NEN-commissie besloot dat de waarden voor  $\alpha_p$  en  $\alpha_s$  voorlopig ongewijzigd blijven, maar dat deze waarden een maximale geldigheidsduur tot 2016 hebben. Identificatie en kwantificatie van eventuele verborgen veiligheden kan het verlagen van de draagvermogen factoren geheel of gedeeltelijk voorkomen.

Dit artikel gaat in op de resultaten van de studie naar verborgen veiligheden. Aan de orde komen: 1. de verbetering van de draagkracht in de tijd; 2. restspanningen in paal; 3. afsnuiten en limietwaarden; 4. groepseffecten en 5. windbelasting / negatieve kleeft. De conclusie van het onderzoek is dat het zinvol is om de tijdseffecten nader te onderzoeken, waarbij het dan primair gaat om het effect te kwantificeren en de invloed van belasting wisselingen vast te stellen. Verder wordt aanbevolen om verder te gaan met onderzoek naar de verdichtings-effecten voor de paalpunt draagkracht in combinatie met de installatie volgorde.



Figuur 2 – Kopverplaatsingsgrafieken, static tests, Axelsson (2000).



Figuur 3 – Gemeten kracht aan de paalpunt bij de verschillende proeven, Axelsson (2000).

met name ingaan op de resultaten van de studie naar verborgen veiligheden. Achtereenvolgens zal worden ingegaan op de volgende onderwerpen:

- de verbetering van de draagkracht in de tijd,
- restspanningen in paal,
- afsnuiten en limietwaarden
- groepseffecten,
- windbelasting / negatieve kleeft.

### Verbetering van de draagkracht in de tijd

Er is veel onderzoek uitgevoerd naar de toename van draagkracht van funderingspalen in de tijd. In het verleden werd vooral gedacht dat dit fenomeen een rol speelde bij palen in klei, maar ook de draagkracht van palen in zand blijkt in de tijd toe te nemen. Het meeste onderzoek werd uitgevoerd op stalen buis palen, waarbij de proefbelastingen dan meestal op trek werden uitgevoerd. Er heeft echter ook onderzoek plaats gevonden op prefab beton palen (Axelsson, 2000). Omdat het DC/CUR onderzoek zich vooral richtte op prefab beton palen en het bij dat type dus interessant is om eventuele verborgen veiligheden te identificeren en te kwantificeren wordt onderstaand nader ingegaan op het

onderzoek van Axelsson.

In overwegend siltig zand werd een geïnstrumenteerde prefab beton paal, met dwarsafmetingen 235x 235 mm geslagen tot 13 m onder maaiveld. De paal was uitgerust met een drukopnemer bij de paalpunt om de puntspanning te meten en drukopnemers en waterspanningmeters langs de schacht om de horizontale gronddruk en waterspanning op de paalschacht te meten. Statische proefbelastingen werden uitgevoerd resp 1, 5, 8, 141 en 667 dagen na installatie van de paal. Figuur 2 geeft de last-zakkingscurves van de proefbelastingen. Figuur 3 geeft de last-verplaatsingscurves van de paalpunt. Het blijkt dat de toename van de draagkracht van de paal in de tijd substantieel is. Dit is niet toe te schrijven aan toename van de draagkracht van de paalpunt. Uit figuur 3 blijkt dat die toename maar maximaal ca. 10% is. De toename van de draagkracht wordt dus veroorzaakt door toename van het schachtdraagvermogen. Dit wordt bevestigd door de horizontale effectieve spanning (contactdruk) op de paalschacht. Onderscheid wordt gemaakt in de horizontale spanning op de paal in belaste en onbelaste toestand. In on-

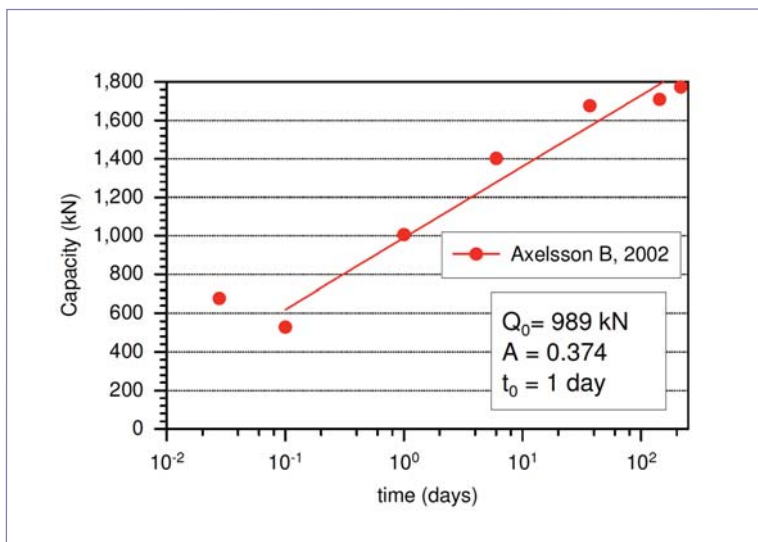
belaste toestand neemt de contactspanning op het diepste niveau tussen 1 en 667 dagen 12 kPa toe, maar in belaste toestand 40 kPa. Het verschil tussen de contact spanning in onbelaste – en belaste situatie wordt veroorzaakt door de dilatantie. De toename in de tijd van de horizontale spanning tijdens belasten wordt dus vooral veroorzaakt door toename van de dilatantie, hetgeen duidt op een verandering van de korrelpakking in het contactvlak van paal en grond. Axelsson (2000) concludeert dat 25% van de toename van de schachtdraagkracht het gevolg is van de onbelaste horizontale spanningstoename en 75% door spanningsverhoging ten gevolge van de dilatantie.

De toename van de draagkracht in de tijd wordt door verschillende auteurs uitgedrukt als toename met de logaritme van de tijd volgens onderstaande vergelijking (Skov and Denver 1988):

$$Q_t = Q_0 \cdot \left( 1 + A \cdot \log_{10} \frac{t}{t_0} \right) \quad (1)$$

Waarin:

- $Q_t$  paalcapaciteit op tijdstip  $t$
- $Q_0$  paalcapaciteit op  $t_0$



**Figuur 4** – Metingen van Axelsson, 2000, gefit met vergelijking (1)

A functie van de grondsoort  
 $t_0$  tijd voor  $Q_0$

Voor A worden in de literatuur voor klei resp. zand waarden gelijk aan 0,6 en 0,2 genoemd. Dit betekent dat bij een geheide paal in klei de draagkracht per decade 60% toeneemt en bij zand 20%. De ondergrens wordt over het algemeen voor palen in zand op 0,15 aangehouden. Maar uit het onderzoek van Axelsson blijkt voor de geheide betonpaal in siltig zand een veel grotere waarde,  $A=37,5\%$ , zie figuur 4.

Uit de literatuur op het gebied van set-up, zoals het verschijnsel van toename van draagkracht in de tijd meestal wordt genoemd en in het bijzonder het onderzoek van Axelsson, blijkt dat de volgende factoren van belang zijn voor de grootte van de set-up.

- Relatieve dichtheid en stijfheid van de grond: hoge dichtheid meer set-up
- Korrelverdeling: set-up bij siltig zand hoger is dan bij grover zand
- Korrelsterkte: sterke zanden hebben meer set-up
- Korrelstructuur en vorm: hoekige korrels geven een grotere set-up
- Vochtgehalte van de grond: zeer hoge set-up is waargenomen in onverzadigd zand
- Spanningsniveau: bij een hoog spanningsniveau levert dilatantie een grotere bijdrage
- Installatieproces is bepalend voor de spannings-toestand na installatie en dus voor de set-up
- Diameter paal: kleine diameter meer set-up

Voordat het positieve tijdeffect zou kunnen worden meegenomen in de regelgeving zullen eerst de belangrijkste van deze factoren moeten worden uitgezocht.

Een andere belangrijke vraag is hoeverre de toege-

nomen draagkracht aanwezig blijft ook na het aanbrengen van wisselende belastingen. Uit onderzoek verricht door Jardin et al, (2006) blijkt dat:

– Herhaalde proeven op palen een lagere draagkracht geven dan proeven op maagdelijke, dat wil zeggen niet eerder belaste palen; het trekdraagvermogen van herhaalde proeven komt uit rondom de trendlijn Chow & Jardine et al., (1997), dat wil zeggen A is ca 0,30;

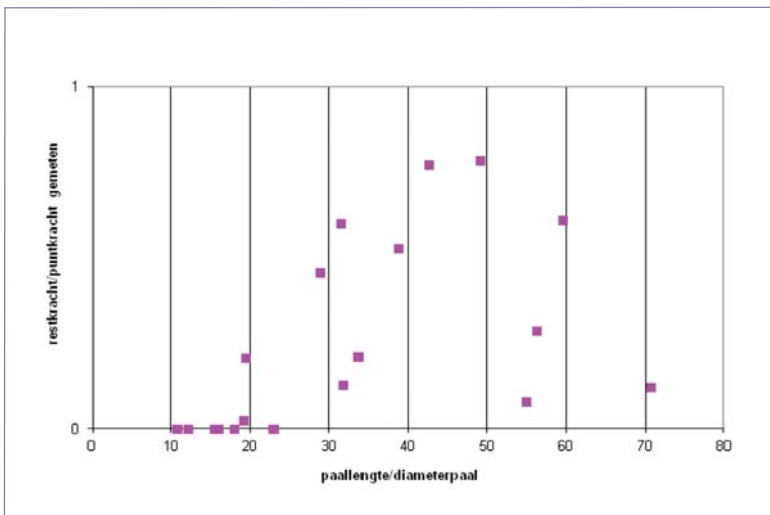
– Het essentieel is om maagdelijke palen te beproeven in combinatie met herhaalde proeven. Dit om grenzen van intact ageing capacity (IAC) en de verstoorde waarden te kunnen vaststellen.

Bij het uitvoeren van vervolg onderzoek moet dus met bovenstaande en het effect van wisselende belastingen rekening worden gehouden.

### Restspanningen in paal

Bij proefbelastingen op geheide palen worden de rekopnemers waaruit de krachten in de paal worden afgeleid na de installatie van de paal op nul gezet dan wel pas aangebracht in de vorm van een string met opnemers die in een buis in de paal wordt gecementeerd. Dat betekent dat eventueel aanwezige restspanning in de paalpunt (na het heien) niet wordt meegenomen in de bepaling van het punt-draagvermogen. Dit zou een verklaring kunnen zijn voor het lage (lager dan volgens de rekenregel) punt-draagvermogen dat uit de proefbelastingen volgde. De eventuele hieruit volgende verhoging van de punt-draagkracht gaat echter ten koste van het schachtdraagvermogen.

Figuur 5 geeft de resultaten van een groot aantal proefbelastingen waarbij wel de restspanningen na installatie werden gemeten. Het blijkt dat de restspanning aan de paalpunt bij palen met een pene-



**Figuur 5** – Verhouding restkracht aan paalpunt t.o.v. gemeten kracht aan paalpunt. De paallengte is de diepte in het zand. (Xu et al., 2008)

tratie van minder dan  $20xD$  nihil is; pas bij inheidepte van meer dan  $30xD$  in de draagkrachtige laag treden substantiële restspanningen. Dit fenomeen is dus geen verklaring voor de lage puntweerstand, zoals weergegeven in figuur 1, waarin alle palen een kleinere penetratie hebben dan  $25xD$ .

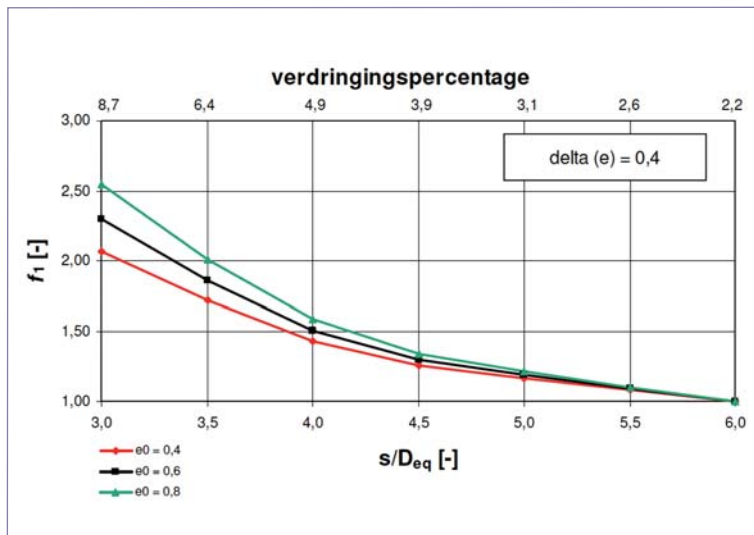
### Afsnuiten – limietwaarden

Een andere verklaring voor het ontbreken van problemen met draagkracht van geheide palen in de praktijk zou kunnen zijn dat de in Nederland gehanteerde limietwaarden (15 MPa voor de puntweerstand en 150 kPa voor de schachtweerstand) te conservatief zijn. Uit vergelijking met onderzoek naar gemeten puntspanningen in zandlagen met zeer hoge conusweersstanden en buitenlandse normen wordt geconcludeerd dat:

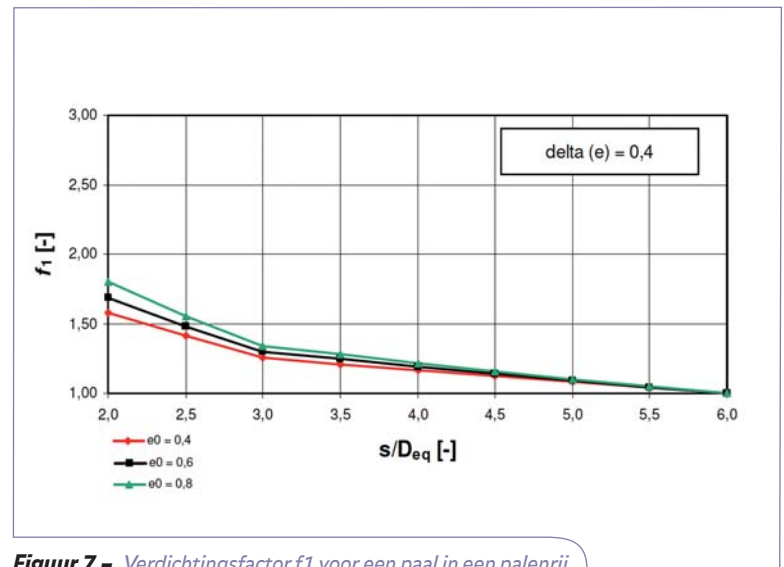
- De onderzochte literatuur geen aanleiding geeft om de huidige limietwaarde voor de puntweerstand, 15 MPa, te verhogen.
- Een verhoging van de limietwaarde van de schachtwrijving wel een reële optie lijkt omdat hogere schachtweerstand is gemeten en ook wordt toegelaten in andere, buitenlandse normen.

### Groepseffecten

Hiermee wordt zowel het effect van de installatie bedoeld als ook het gevolg van de hogere belasting in de grond door het aanbrengen van belasting op de palen. Bij de berekening van de capaciteit van trekpalen worden beide in rekening gebracht. Het installatie effect van grondverdringende palen door middel van  $f_1$  en het effect van de belasting (bij trekpalen een negatief effect) door middel van  $f_2$ . De factor  $f_1$  uit CUR 2001-4 wordt bepaald door het volume van de ingebrachte palen om te rekenen naar verdichting en met een empirische relatie die, bij gelijkblijvende verticale spanning, de (ver-



Figuur 6 – Verdichtingsfactor  $f_1$  voor een paal in een symmetrisch palenveld.



Figuur 7 – Verdichtingsfactor  $f_1$  voor een paal in een palenrij.

hoogde) dichtheid relateert aan een (verhoogde) conusweerstand  $q_c$ .

De factor  $f_1$  is verhouding tussen verhoogde en initiële  $q_c$  en deze wordt meegenomen in de berekening van de draagkracht van de schacht van een trekpaal. In beginsel zou deze factor ook voor het schachtdraagvermogen van drukpalen kunnen worden meegenomen. Of de verdichting ook onder het paalpunt niveau in die mate plaats vindt en tot welke diepte en dus ook kan worden meegenomen voor de berekening van het puntdraagvermogen is nog de vraag. Hiertoe moet de diepte tot waar verdichting optreedt worden vastgesteld als mede het effect van de volgorde van heien. Bij het heien van palen dichtbij reeds geïnstalleerde palen wordt wel opheien geconstateerd; de reeds geheide paal komt omhoog. Dit zou het puntdraagvermogen mogelijk negatief kunnen beïnvloeden.

De op bovenbeschreven wijze bepaalde verdichtingsfactor  $f_1$  kan tot aanzienlijke toename van de conusweerstand c.q. het schachtdraagvermogen leiden. In figuur 6 en 7 is voor een symmetrisch palenveld en een palenrij de grootte van de factor  $f_1$  als functie van de hart op hart afstand tussen de palen gegeven.

Voor symmetrische palenvelden met h.o.h. afstand  $s$  van bijvoorbeeld  $4 \times D_{eq}$  is  $f_1$  ca 1,5 met een kleine spreiding ten gevolge verschillen in de initiële dichtheid. Het verdichtingspercentage, uitgedrukt als paaloppervlakte ten opzichte totaal oppervlakte bedraagt dan 5%, dus niet extreem. Voor een palenrij is  $f_1$  gelijk aan 1,5 bij paalafstanden h.o.h.  $2,5 \times D_{eq}$ .

De factor  $f_1$  is bij een meerdere projecten gecontroleerd met behulp van sonderingen voor en na installatie van de palen. Het blijkt dat de waarde  $f_1$ ,

zoals bepaald in de trekpalen richtlijn CUR 2001-4, een veilige schatting is van het installatie effect; meestal wordt in praktijk een grotere verdichting gevonden dan voorspeld werd. Voor een ontwerp richtlijn is dit ook wenselijk. Te meer daar een eventuele overschatting van het effect pas blijkt tijdens de uitvoering met alle gevolgen van dien.

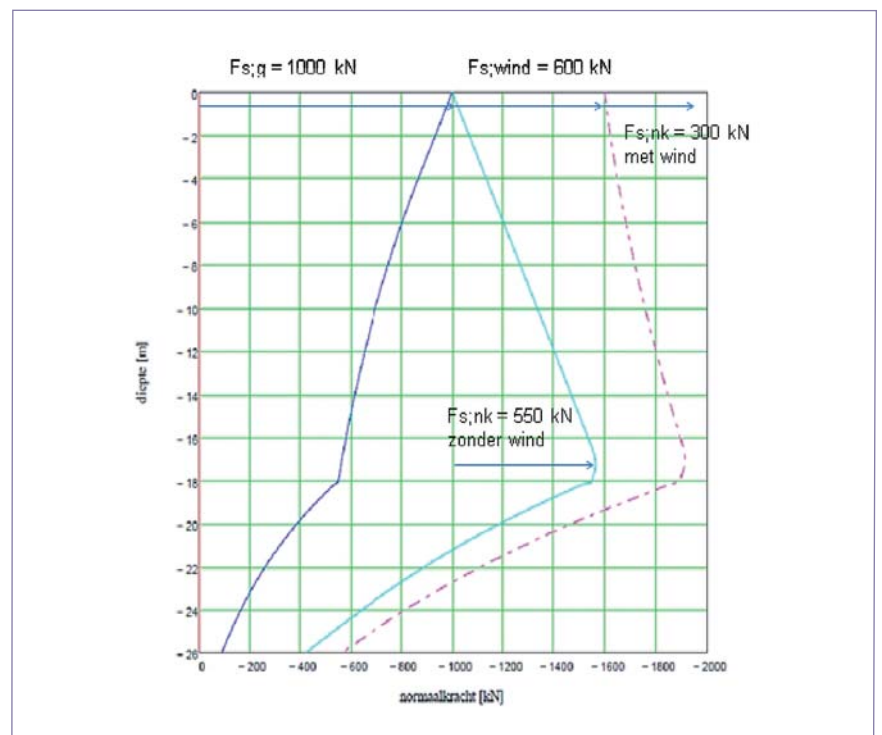
Wel moet worden opgemerkt dat het werkelijk installatie effect van grond verdringende (geheide) palen heel veel complexer is dan in de benadering

volgens CUR 2001-4.

– Er treedt niet alleen verdichting op, maar ook opspanning. Indien de initiële dichtheid al hoog is, zal de opspanning zelfs dominant zijn ten opzichte de verdichting.

– Niet het volledige volume van de paal leidt tot verdichting; er wordt immers ook grond omhoog verplaatst.

– Direct naast de paalschacht treedt ook dilatantie en dien ten gevolge additionele opspanning op. Maar direct naast de schacht kan ook ontspanning



Figuur 8 – Normaalkrachtverloop als functie van de diepte (ten opzichte van maaiveld) met een windbelasting van 600 kN.



optreden, ten gevolge van de op en neer gaande beweging van de paalschacht tijdens het heien.

– Zeker bij initieel dichtgepakte zanden treedt crushing op, waardoor opspanning beperkt blijft.

De conclusie ten aanzien van het groep effect is dat in beginsel de verdichtingsfactor  $f_1$  ook kan worden toe gepast voor geheide op druk belaste palen.

De volgende nadere randvoorwaarden moeten dan worden vastgesteld met betrekking tot de factor  $f_1$ :

– Geldt  $f_1$  ook voor het puntdraagvermogen, en zo ja tot welke diepte onder de paalpunt treedt verdichting op en welke rol speelt de volgorde van het heien?

– Geldt  $f_1$  ook voor kleine, zeer dichte paalgroepen?

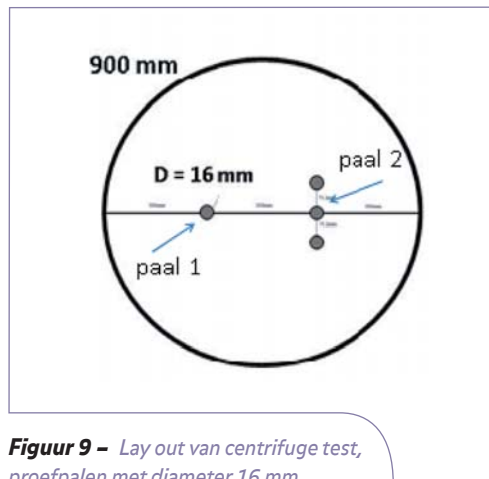
– Is het invloedsgebied, zoals uitgangspunt in CUR 2001-4 inderdaad 6? Deq?

– Wordt de grootte van  $f_1$  beïnvloed door de eigenschappen van het zand, zoals de korrelverdeling, -vorm, -sterkte en het silt gehalte?

CUR 2001-4 vereist bij een verdichtingsfactor  $f_1 > 1$  controlesonderingen achteraf om aan te tonen dat de verdichting daadwerkelijk optreedt. De praktijk zou zeer gebaat zijn bij een betrouwbare en voldoende veilige rekenregel, waarbij controlesonderingen achterwege kunnen blijven.

### Windbelasting / Negatieve kleef

In de huidige ontwerp praktijk wordt windbelasting opgenomen door de draagkrachtige zandlaag. In het westen van Nederland, waar het pleistocene zand is afgedekt door een dik pakket holocene klei- en veenlagen worden palen door negatieve kleef belast. De negatieve kleef belastingen kunnen zeer aanzienlijk zijn, tot meer dan 30% van de totale paalbelasting. Wind belasting vormt met name bij hoogbouw een andere belangrijke tijdelijke component van de totale belasting. Bij een paal waarbij de negatieve kleef belasting volledig is ontwikkeld, zal de wind belasting in eerste instantie enige indrukking van de paal veroorzaken, waardoor de negatieve kleef zal afnemen. Met een interactie berekeningsmodel, zoals INTER van GW-Rotterdam of D-pile van Deltares kan hier aan gerekend worden. Met dit eerste genoemde model zijn een aantal berekeningen gemaakt naar dit fenomeen. Figuur 8 laat een berekeningsresultaat zien van het krachtenverloop in een paalschacht, eerst in geval de paal alleen belast is door 1000 kN permanente belasting en 550 kN negatieve kleef. Vervolgens additioneel met een tijdelijke windbelasting van 600 kN. De negatieve kleef neemt dan af van 550 tot 300kN. Dat wil zeggen dat  $(550-300) / 600$  is ca 40% van de windbelasting wordt afgedragen in de bovenlagen. Deze bijdrage is dus zeker niet verwaarloosbaar, en levert in dit geval dus een verbor-



**Figuur 9** – Lay out van centrifuge test, proefpalen met diameter 16 mm.

gen veiligheid in de huidige ontwerp praktijk.

Bedacht dient echter te worden dat de windbelasting pas een significante bijdrage levert bij gebouwhoogten van meer dan 40 m. De bijdrage is dan ca 10%. Dus windbelasting, die wordt opgenomen in de bovenlagen is dus geen generieke verborgen veiligheid.

### Conclusies en vervolg

De conclusie van het onderzoek naar verborgen veiligheden is dat het zinvol is om *i* de tijdseffecten nader te onderzoeken. Waarbij het dan primair gaat om het effect te kwantificeren, de invloed van belasting wisselingen vast te stellen en te zien welke beperkingen van toepassing zijn. Verder wordt aanbevolen om door te gaan met onderzoek naar de verdichtingseffecten, waarbij met name naar het effect voor de paalpunt draagkracht moet worden gekeken in combinatie met de installatie volgorde.

### Pilot test in geotechnische centrifuge

In het begin van dit artikel is het plan van aanpak van de CUR-commissie gepresenteerd. Het eerste onderdeel is afgerond. Het onderzoek naar de haalbaarheid van certificering gekoppeld aan draagvermogen factoren loopt nog. De financiering voor stap 3, de pilot test in de geotechnische centrifuge van Deltares naar de verborgen veiligheden is rond. Bij deze proef die voor het einde van dit jaar zal worden uitgevoerd wordt het tijds- en het groeps effect onderzocht. De opzet van deze beperkte proef is er met name opgericht om te zien of genoemde fenomenen zich in de centrifuge laten onderzoeken. Veelal wordt immers gedacht dat kruip (en dat is het achterliggende proces van set-up) zich niet laat modelleren in een centrifuge omdat de tijd niet mee schaal. Anders gezegd als kruip in werkelijkheid 3 maanden duurt dan zal dat in de centrifuge ook zo zijn. Deltares denkt met een langer durende centrifuge test de grootte van de factor  $A$  in vergelijking 1 te kunnen vaststellen. Als dat slaagt kan met onderzoek in de centrifuge dunder

veldonderzoek wordt beperkt.

De set-up van de test is in figuur 9 weergegeven. In de container worden in één preparatie twee geïnstrumenteerde test palen geïnstalleerd. Eén enkele paal en een paal in een groep van 3 palen. De beide testpalen en de overige palen in de groep worden in de vlucht geïnstalleerd. Voor het tijdseffect wordt eerst paal 1 tot bezwijken belast, resp. 1, 10, 100 en 1000 minuten na installatie. Vervolgens wordt paal 2 in de groep volgens het zelfde tijdschema belast. De centrifuge zal vanaf de start van de installatie tot met de laatste proefbelasting blijven draaien.

### Dankwoord

Het onderzoek naar de verborgen veiligheden is uitgevoerd door Deltares, Fugro en Gemeentewerken Rotterdam. De auteur van dit artikel wil dan ook de heren Stoevelaar en Bezuijzen van Deltares, Nohl, Jansen en Hoefsloot van Fugro en Hannink van GWR hartelijk danken voor hun bijdragen aan het onderzoek en daarmee aan de inhoud van dit artikel.

### Geraadpleegde literatuur

1. Axelsson, G. (2000). *Long-Term Set-up of Driven Piles in Sand. Div. of Soil and Rock Mechanics*. Dep. of Civil and Environmental Engineering, Stockholm, Royal Institute of Technology.
2. Chow, F., R. J. Jardine, J. F. Nauroy, F. Bruy, (1997). *Time related increases in the shaft capacities of driven piles in sand*. *Geotechnique* 47(No2.): 353-361.
3. CUR (2001). CUR-publicatie 2001-4 *Ontwerpregels voor trekpalen*.
4. CUR (2010). CUR 229: *Axiaal draagvermogen van palen*. Gouda.
5. NEN-9997-1, Normen en waarden 11, *Draagkracht van palen*, Geotechniek, januari
6. R.J. Jardine, F. C. C., J.R. Standing, F.C. Chow (2006). *Some observations of the effects of time on the capacity of Piles driven in Sand*. *Geotechnique* 56 no 4: 227-224.
7. Skov, R. and Denver, H (1988). *Time-dependence of bearing capacity of piles*. Proc. 3rd. Int. Conf. on Application of Stress-wave Theory to Piles, Ottawa, Canada.
8. Stroevelaar, R, Bezuijzen, A, Lottum, H. van, Tol, A.F. van (2011). *Effects of crushing on point bearing capacity in sand tested in a geotechnical centrifuge*. 15th European Conf. ISSMGE Athens.
9. Van Tol, A. F., R. Stoevelaar, J. Rietdijk (2010). *Draagvermogen van geheide palen in internationale context*. Geotechniek december.
10. X. Xu, J.A. Schneider en B.M. Lehane (2008). *Cone penetration test (CPT) methods for end-bearing assesment of open- and closed-ended driven piles in silicious sand*. *Can. Geotech. J.* 45: 1130-1141. ●