



Ing. R.J. Schippers
Geobest B.V.



Ir. J. Bijmagne
BGT-UGT B.V.



Prof. Ir. A.F. van Tol em.

GEOTECHNISCH ONTWERP VAN DE ZALMHAVEN TE ROTTERDAM (DEEL 1)

Inleiding

Het realiseren van hoge gebouwen in de grote Nederlandse steden is de afgelopen jaren flink toegenomen. Deze ontwikkeling hangt samen met de ambitie van de grote steden om het leefklimaat in hun binnensteden te verbeteren en aan de toenemende vraag naar woonruimte te kunnen voldoen. Per definitie is de beschikbare ruimte in deze gebieden beperkt, zodat hoogbouw steeds vaker een logische en economische keuze is.

Vooraf in de Rotterdamse regio is de ambitie groot, wat zich vertaalt in een reeks nieuwe hoogbouw projecten die momenteel in uitvoering of in voorbereiding zijn. Tevens zijn de afgelopen drie decennia reeds de nodige hoogbouw projecten gerealiseerd. Voor de bestaande bouw is voornamelijk gebruik gemaakt van paalfunderingen in de draagkrachtige eerste Pleistocene zandlaag, waarbij paallengtes van 25 à 30 m gebruikelijk zijn.

Voor het funderen van hoogbouw in deze regio vormt de geologie een flinke uitdaging. Onder de eerste Pleistocene zandlaag bevindt zich de

geologische formatie van Waalre. Deze formatie is in het verre verleden gevormd door sedimentatie en bestaat afwisselend uit zand- en kleilagen. Hoewel deze lagen zijn overgeconsolideerd, door een lagere zeespiegel tijdens de laatste ijstijd, zijn ze wel degelijk gevoelig voor zettingen bij een verhoging van de effectieve verticale spanning in de ondergrond. De geconcentreerde lasten uit hoogbouw kunnen, bij funderen in de eerste Pleistocene zandlaag, leiden tot consolidatiezettingen in de orde grootte van 100 à 300 mm voor gebouwen tot een hoogte van circa 150 m.

Het optreden van zetting is enerzijds voor het te realiseren gebouw relevant, aangezien een deel ervan tijdens de bouw optreedt. Dit leidt tot significante extra spanningen in de constructie, waarvoor rekening mee moet worden gehouden. Anderzijds stopt de zetting niet na de oplevering van het gebouw en beperkt de zetting zich uiteraard niet tot de contour van het nieuwe gebouw. In de directe omgeving ontstaan ook (differentiële) zettingen, wat voor bestaande gebouwen uiteraard

ongewenst is en moet worden geminimaliseerd. Wanneer de zettingen ontoelaatbaar groot worden voor het gebouw of de omgeving is de enige adequate methode om de optredende zettingen te beperken, het toepassen van lange palen tot voorbij de formatie van Waalre, die zich doorgaans uitstrekt tot ca. maaiveld -55 m. Dit houdt automatisch in dat de keuzemogelijkheden qua paalsystemen beperkt zijn, vanwege fysieke grenzen aan de afmetingen van het funderingsmateriaal. Daarnaast is er een maatschappelijke noodzaak om de geluids- en trillingshinder die tijdens de bouw wordt veroorzaakt tot een minimum te beperken, zodat uitsluitend trillingsvrije paalsystemen kunnen worden toegepast.

Een vrij recente ontwikkeling is de toepassing van Tubex palen® met gROUTINJECTIE, waarbij de paal in twee verschillende secties wordt geïnstalleerd. Op deze wijze kunnen momenteel palen met een lengte van maximaal ca. 65 m worden gerealiseerd. Voor het project De Zalmhaven in Rotterdam, waarbij een 215 m hoge woontoren wordt gerealiseerd,



Figuur 1 –
Artist
Impression
Zalmhaven I.

SAMENVATTING

In dit artikel wordt voor het project De Zalmhaven ingegaan op de berekeningswijze van de geotechnische draagkracht volgens NEN 9997-1+C2;2017 en de bepaling van de statische en dynamische veer stijfheid van de paalfundering van een 215 m hoge woontoren. Daarnaast is de zetting van het gebouw en de

invloed op de omgeving gedetailleerd geanalyseerd met behulp van 3D Eindige Elementen berekeningen, waarop in een tweede artikel zal worden ingegaan. In het tweede deel wordt tevens aandacht besteed aan de resultaten van inmiddels uitgevoerde zettingsmetingen tijdens de bouw in relatie tot de zettingsprognose.

is dit paalsysteem inmiddels succesvol toegepast. Er zijn voor dit project 163 Tubex palen® met een lengte van 65 m en een puntdiameter van 950 mm zonder noemenswaardige incidenten succesvol geïnstalleerd.

Het specifieke uitvoeringsproces van deze palen is van invloed op de wijze van berekening van de geotechnische draagkracht en de bepaling van het vervormingsgedrag. Daarnaast is er sprake van gelijktijdige afdracht van belastingen in meerdere geologische formaties, waardoor tijdsafhankelijke effecten alsnog een rol gaan spelen in de krachtwerving en het vervormingsgedrag van de palen. Dit gegeven heeft tevens invloed op het gedrag van de palen onder wisselende en dynamische belasting door wind.

Toepassing van dit specifieke paalsysteem overstijgt feitelijk de uitgangspunten van NEN 9997-1+C2;2017 [1]. Omdat in de regio meerdere projecten in voorbereiding zijn heeft Geobest B.V. in opdracht van de projectontwikkelaar Zalmhaven C.V. in het kader van de CC3 toetsing van het Bevoegd Gezag (die voor gebouwen van hoger dan 70 m geadviseerd wordt) een berekeningsstrategie opgesteld. De CC3 toetsing is uitgevoerd door Prof. Ir. A.F. van Tol em.

Het project De Zalmhaven bestaat uit de realisatie van een woontoren van 215 m hoog (De Zalmhaven I), een tweetal woontorens van 70 m hoog (De Zalmhaven II en III) en grond gebonden woningen. Tussen de gebouwen wordt in een aantal (bovengrondse) parkeerlagen met daar bovenop een daktuin gerealiseerd. Het project wordt ontwikkeld door Zalmhaven C.V. (AM B.V. en AM-VEST B.V.). De realisatie is in handen van BAM Bouw en Techniek Grote Projecten B.V. BAM Advies en Engineering B.V. is als coördinerend constructeur betrokken bij het project en Zonneveld Ingenieurs B.V. als ontwerpend constructeur. De leverancier van de Tubex palen® is Fundex Verstraeten B.V. Een artist impression van het te realiseren project is weergegeven in figuur 1.

Beschrijving van de bodemopbouw

Voor het project zijn sonderingen uitgevoerd tot een diepte van ca. maaiveld -85 m (hetgeen op zichzelf al een flinke uitdaging is). Uit de uitgevoerde sonderingen blijkt dat er vanaf het maaiveld, dat op de locatie gelegen is op circa NAP +3,0 m, onder de zandige toplaag tot een diepte van circa NAP -17,0 m slappe, sterk samen-



Figuur 2 – Verschillende paalsecties, (onder secties liggen rechts, boven secties liggen links)

drukbaar Holocene lagen (klei en veen) worden aangetroffen. De eerste Pleistocene zandlaag hieronder is aanwezig tot circa NAP -33 m. Vanaf deze diepte begint de geologische formatie van Waalre, waarin zand- en kleilagen van verschillende dikte elkaar afwisselen.

Op een diepte van ca. NAP -47 m gaat het profiel over naar een grillig sondeerbeeld dat nog het beste lijkt te kunnen worden geclassificeerd als een wadzand-achtig pakket van fijn zand, silt en klei met niet al te hoge conusweerstand. Dit beeld zet zich door tot de maximaal verkende diepte van ca. NAP -85 m. Op de locatie is tevens een boring uitgevoerd tot circa NAP -70 m. In de boorbeschrijving wordt op deze diepte voornamelijk gesproken over kleilagen met veel zand en silt en zandige lagen met veel klei en silt.

Gevolgen van de bodemopbouw voor het paalgedrag

De gevolgen van de aanwezige bodemopbouw op de belastingafdracht van de paal zijn significant. Over de Holocene slappe lagen ontstaat negatieve kleef langs de paalschacht. Hieronder wordt de normaalkracht op de paal vanuit de constructie en door de negatieve kleef achtereenvolgens via schachtwrijving in de eerste Pleistocene zandlaag, schachtwrijving in de formatie van Waalre, schachtwrijving in de diepe wadformatie hieronder en tenslotte door paalpuntweerstand in de diepe wadformatie afgedragen.

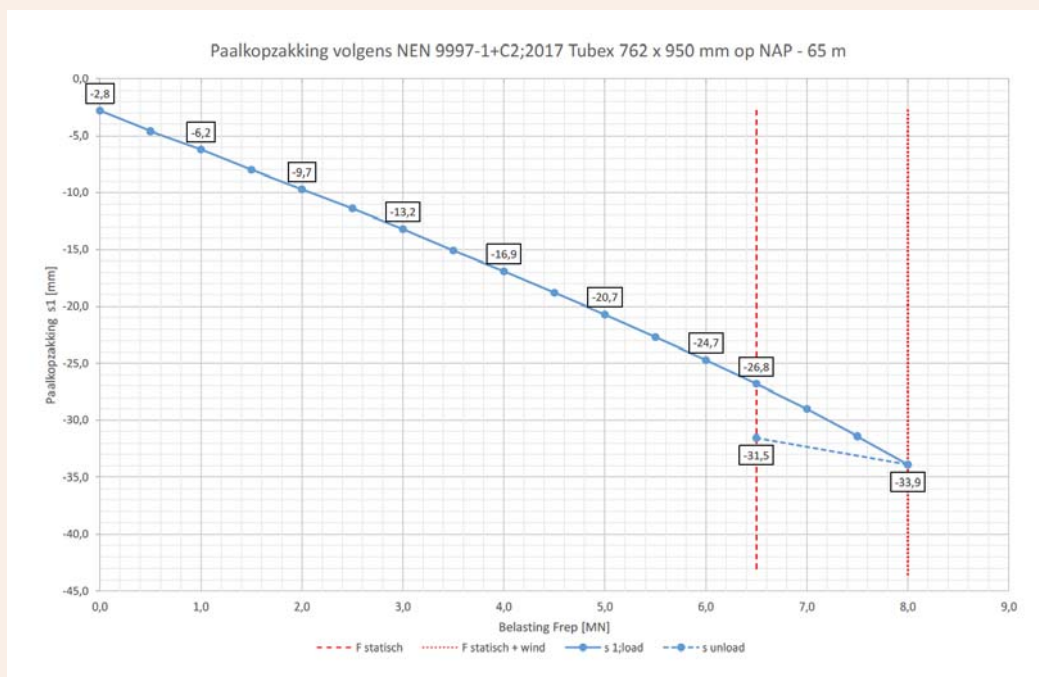
De afdracht van schachtwrijving in de eerste Pleistocene zandlaag veroorzaakt spanningsverhogingen op de formatie van Waalre, waardoor na verloop van tijd alsnog consolidatie zettingen

ontstaan, die ertoe leiden dat een deel van de opgebouwde schachtwrijving in het Pleistocene zand geleidelijk verloren gaat. Het directe gevolg hiervan is dat in het onderste paaldeel meer schachtwrijving en puntweerstand wordt gemobiliseerd. Er is dus in de loop van de tijd sprake van een verschuiving van spanningen vanuit de eerste Pleistocene zandlaag naar de dieper gelegen grondlagen, hetgeen met extra paalkopzakking gepaard gaat.

Beschrijving van het normale uitvoeringsproces Tubex palen®

Het normale productieproces voor een Tubex paal® bestaat uit het inboren van een stalen casing met een daaraan vast gelaste boorpunt, die een ca. 20% grotere diameter heeft dan de casing. In de casing is een groutinjectie lans aanwezig tot op de boorpunt, waarmee tijdens het inboren boorvloeistof of cementgrout kan worden verpompt naar de paalpunt, waar deze uittreedt en de ruimte naast de paalschacht (annulaire ruimte) vult. Vaak wordt eerst geboord met boorvloeistof (bentoniet) met relatief weinig (of geen) cement en pas in de draagkrachtige zandlagen met cementgrout. De boorvloeistof houdt hierbij het boorgat stabiel tijdens de eerste fase van het inboren.

In de tweede fase van de installatie wordt cementgrout verpompt en dit vult tijdens het inboren de annulaire ruimte tussen casing en grond, die ten gevolge van het boorproces is ontstaan. Om het boorproces op gang te houden wordt significant meer cementgrout verpompt dan de theoretische inhoud van de annulaire ruimte. Het omhoog



Figuur 3 – Last zakkingsgedrag conform NEN 9997-1+C2;2017.

stromende cementgrout vormt hierdoor een groutomhulling rondom de casing. Overtollig materiaal stroomt uit aan het oppervlak. In de laatste fase van het boren wordt een mengsel met een hoger cementgehalte gebruikt en wordt de injectiedruk opgevoerd, zodat het zwaardere grout het minder zware grout naar het maaiveld toe verdringt, waardoor een kwalitatief goede omhulling om de casing ontstaat. Eenmaal op diepte wordt wapening in de casing geplaatst en wordt de casing gevuld met beton.

Beschrijving van het afwijkende uitvoeringsproces in twee secties

De maximale lengte die, gezien de lengte van de makelaar van de grootst beschikbare funderingsmachine (type F3500), nog onder de boormotor past bedraagt ca. 33 m. Het beoogde paalpuntniveau bedroeg in dit geval NAP -65 m. Deze lange palen kunnen worden geïnstalleerd door het toepassen van twee secties, in dit geval van elk circa 33 m. Het werkniveau tijdens de uitvoering is gekozen op ca. NAP +1,0 m. Bij de gefaseerde uitvoering wordt een eerste sectie met een lengte van 33 m op diepte geboord, waarbij gebruik wordt gemaakt van toevoeging van boorvloeistof om de wrijving rondom de paal tijdens het inboren te reduceren. De boorvloeistof bevat geen cement en verhardt daardoor niet, zodat de paal na oplossen van de tweede sectie opnieuw in beweging kan worden gebracht.

Zodra de eerste sectie op diepte is wordt deze gevuld met beton om opdrijven van de (gesloten) casing te voorkomen. Hierna wordt de tweede sectie van 33 m op de eerste sectie gelast. Na enige verharding van het beton (meestal de volgende werkdag) wordt ook de tweede sectie ingeboord,

waarbij de volledige paalschacht vanuit de boorpunt met cementgrout tijdens het naar einddiepte boren wordt geïnjecteerd. Tijdens het inboren worden naast de gebruikelijke uitvoeringsparameters (pompdruk, debiet, boormoment, etc.) de verticaliteit gemonitord en wordt gecontroleerd of er continu retourspoeling van cementgrout aan het maaiveld verschijnt. Een afbeelding van de verschillende secties van de palen is weergegeven in figuur 2.

Gevolgen van de uitvoeringswijze voor de draagkrachtberekening volgens NEN 9997-1+C2;2017

De installatiewijze van de tweede paalsectie komt overeen met de installatiewijze waarop de draagkracht factoren voor schachtwrijving en puntweerstand voor dit paaltype conform tabel 7.c en 7.d van NEN 9997-1+C2;2017, op basis van proefbelastingen uit het verleden, zijn vast gesteld. Zo lang de gebruikelijke installatiewijze wordt gevolgd is het legitiem om deze draagkracht factoren te hanteren. In deze norm wordt echter niet aangegeven met welke schachtdiameter moet worden gerekend. Bij toepassing van een groutinjectie tijdens het inboren mag er van uit worden gegaan dat het boorgat in zandlagen de diameter van de schroefpunt heeft, omdat tijdens het inboren de zandlaag over die diameter volledig met grout wordt vermengd en stabiel blijft. Voor de onderste paalsectie mag daarom in zandlagen een diameter worden gehanteerd die gelijk is aan de diameter van de paalpunt.

Diverse proefbelastingen in het verleden (en meer recent) tonen aan dat dit verantwoord is. Wanneer bij de interpretatie van deze proefbelastingen voor de schachtdiameter de volle diameter van de

schroefpunt wordt gehanteerd vindt men schachtwrijvingsfactoren die aansluiten bij de in tabel 7.c gegeven waarde. Voor kleilagen die worden gepasseerd geldt dat met de (verhoogde) schachtwrijvingscoëfficiënten volgens tabel 7.d mag worden gerekend. Hierin dient wel met een reductie van de paaldiameter gerekend, omdat niet zeker is dat volledige menging plaats vindt en kleilagen mogelijk nog vervormen tijdens de verharding van de groutomhulling. Hiervoor wordt het gemiddelde van buis- en schachtdiameter aangehouden.

Met betrekking tot het bovenste paaldeel geldt dat in principe zonder proefbelasting voor dit paaldeel de schachtwrijvingscoëfficiënten conform tabel 7.c en 7.d van [1] niet mogen worden gehanteerd. In dit paaldeel is tijdens de installatie van de tweede sectie immers sprake van een verdringing van boorvloeistof door cementgrout van onder naar boven en niet van vulling van de annulaire ruimte tijdens het naar beneden boren. De dikte en kwaliteit van de groutomhulling, de aanhechteigenschappen en de exacte paaldiameter zijn daardoor niet met zekerheid vast te stellen.

Voor dit paaldeel wordt gerekend met een gereduceerde schachtwrijvingscoëfficiënt. De laagste waarde in tabel 7.c van [1] voor een geboord paalsysteem bedraagt $\alpha_s = 0,006$ (gegraven of geboorde paal, in de grond gevormd met behulp van een steunvloeistof). Voor dit paaldeel wordt conservatief uitgegaan van een 1,5 maal lagere waarde van $\alpha_s = 0,004$. Voor de paaldiameter wordt daarnaast conservatief uitgegaan van de minimale (zekere) diameter van de stalen buis. Verder wordt voor dunne tussenlagen die uit klei bestaan de (lage) schachtwrijvingscoëfficiënt volgens tabel 7.c voor zand gehanteerd in plaats van de verhoogde waardes volgens tabel 7.d. De verhoogde waarde volgens tabel 7.d is in dit geval uitsluitend gehanteerd voor een 7 m dikke kleilaag (tussen NAP -40 m en NAP -47 m).

Omwille van consistentie in de aanpak wordt in de negatieve kleefzone ook met een paaldiameter gelijk aan de diameter van de casing gerekend. De berekende negatieve kleef is, hoewel dit volgens art. 7.3.2.2(e) van [1] is toegestaan, niet gereduceerd voor het groepseffect. De puntweerstand is op de gebruikelijke traditionele wijze met de 4D-8D methode van Koppejan bepaald op basis van de in tabel 7.c gegeven waarde voor α_p . Op basis van het uitgevoerde onderzoek is voor de Tubex palen® met afmetingen 762/950 mm op een paalpuntniveau van NAP -65 m een rekenkundige paaldrukweerstand $R_{c,net;d}$ van ca. 10.000 kN (10 MN) bepaald.

Berekening statische paalveerstijfheid volgens NEN 9997-1+C2;2017

Op basis van de uitgevoerde draagkrachtbereke-

ning is vervolgens een berekening gemaakt van de paalkopzакking (s_1) volgens art. 7.6.4 van [1]. Hierin is de elastische paalverkorting en de paalpuntzакking voor het mobiliseren van de paaldrukweerstand verdisconteerd. Om het verloop van de paalkopzакking goed te kunnen bepalen is de representatieve belasting stapsgewijs opgevoerd, zodat een last zakkingsgrafiek kon worden opgesteld (zie figuur 3).

De maximale rekenwaarde van de belasting die door de constructeur is opgegeven bedraagt 9.500 kN (9,5 MN). De representatieve paalbelasting (eigen gewicht en rustende belasting) bedraagt 6.500 kN. De representatieve windbelasting bedraagt 1.500 kN extra, zodat de maximale representatieve drukbelasting 8.000 kN bedraagt. Verder is een negatieve kleef berekend van ca. 700 kN (hetgeen verklaart waarom de last-zakkingslijn in figuur 3 niet door de oorsprong loopt).

Uit figuur 3 is op te maken dat bij een representatieve permanente belasting van 6,5 MN een paalkopzакking van ca. 26,8 mm ontstaat. In de

berekening van de paalkopzакking dient conform [1] de negatieve kleef (hier ca. 0,7 MN) als extra representatieve belasting te worden verwerkt. De totale representatieve belasting die een paalkopzакking van 26,8 mm veroorzaakt bedraagt dus $6,5 + 0,7 = 7,2$ MN. Aldus wordt een statische veerstijfheid berekend:

$$K_{V;stat;rep} = 7,2 / 0,0268 \text{ m} = 270 \text{ MN/m.}$$

Berekening van de dynamische veerstijfheid

Bij hoogbouw speelt windbelasting een relatief belangrijke rol bij het ontwerp van de fundering. Hoewel windvlagen, vanuit dynamica bezien, een relatief lange periode hebben moeten dynamische effecten toch worden geanalyseerd. Een hoog gebouw heeft namelijk ook relatief lage eigenfrequenties. Dit aspect maakt onderdeel uit van het totale ontwerp van het gebouw, waarbij de interactie tussen de constructie en de fundering wordt bepaald, zie o.a. Poulos [4] maar is meer het terrein van de constructeur en wordt in dit artikel niet nader behandeld.

De berekening van de dynamische veerstijfheid van de fundering voor windbelastingen hoort uiteraard wel bij het funderingsontwerp, maar hiervoor is momenteel geen NEN norm beschikbaar. In eerste instantie is een berekening uitgevoerd conform NTA 4614-3:2012 'Convenant Hoogbouw' [2]. Hierin staat een pragmatische berekeningsmethode beschreven voor de bepaling van de dynamische veerstijfheid van paalfunderingen onder een hoogbouw.

De methode bestaat in feite uit het uitbreiden van de grafiek van de statische veerstijfheid. Door de representatieve belasting uit eigen gewicht en rustende belasting te verhogen met de dynamische component uit windbelasting wordt een initiële extra paalkopzакking bepaald. Omdat wind een

niet permanent aanwezige belasting betreft loopt de belasting kortdurend op en neemt daarna weer af.

Met het terug afnemen van de windbelasting is er sprake van ontlasting, hetgeen volgens een stijver traject verloopt. Algemeen aanvaard is dat de ontlast stijfheid van grond tenminste een factor 3 hoger is dan de initiële belastingstijfheid. De vervorming bij ontlasten is daardoor ook een factor 3 kleiner dan de vervorming onder initiële belasting. Aangenomen wordt dat er bij iedere volgende windbelasting sprake is van de (stijvere) ontlasten herbelast condities. Deze uitbreiding van de grafiek is tevens weergegeven in figuur 3.

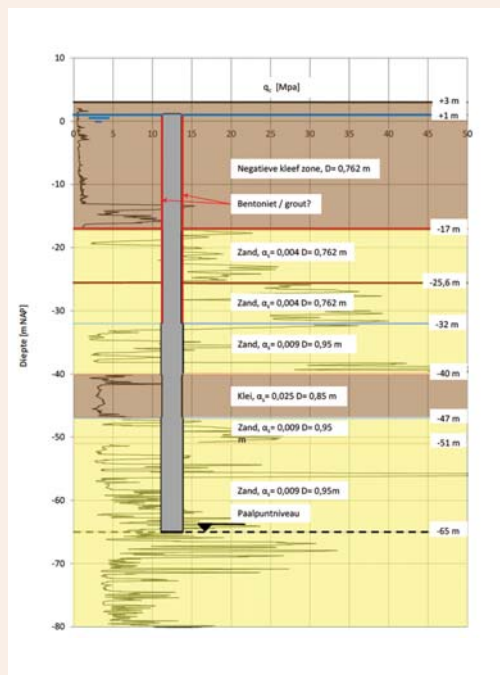
Te zien is dat bij afname van de belasting van 8.000 kN naar 6.500 kN de ontlastvervorming $33,9 - 31,5 = 2,4$ mm bedraagt. Hiermee wordt op een pragmatische wijze een dynamische veerstijfheid voor wind gevonden:

$$K_{V;dyn;rep} = 1,5 / 0,0024 \text{ m} = 625 \text{ MN/m.}$$

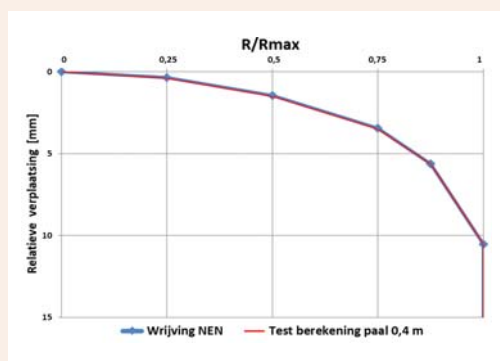
Voor het constructief ontwerp dient men met een bilineair veergedrag te rekenen; voor representatieve belastingen tot 6.500 kN dient met de statische veerstijfheid (270 MN/m) te worden gerekend en voor het deel hierboven (van 6.500 kN tot 8.000 kN) met de hogere dynamische veerstijfheid (625 MN/m).

De gevonden dynamische veerstijfheid volgens [2] bleek een factor 2,3 hoger dan de statische veerstijfheid. Tijdens de CC3 toetsing is de vraag gerezen over welke lengte van de paal de windbelasting nu eigenlijk invloed heeft. Wanneer puur met het elastisch gedrag van de paal wordt gerekend zou een dergelijk hoge dynamische veerstijfheid betekenen dat slechts 20 m van de 65 m lange paal actief beïnvloed wordt.

De grootte van de dynamische veerstijfheid in

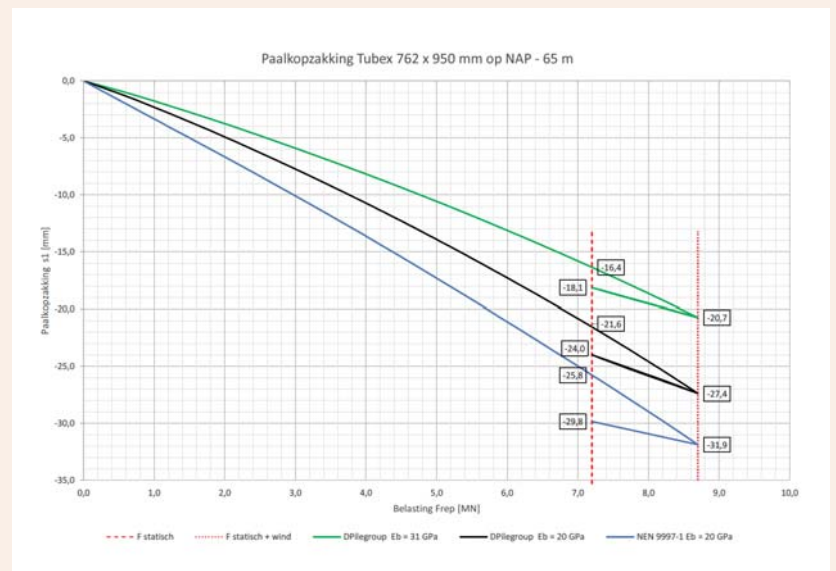


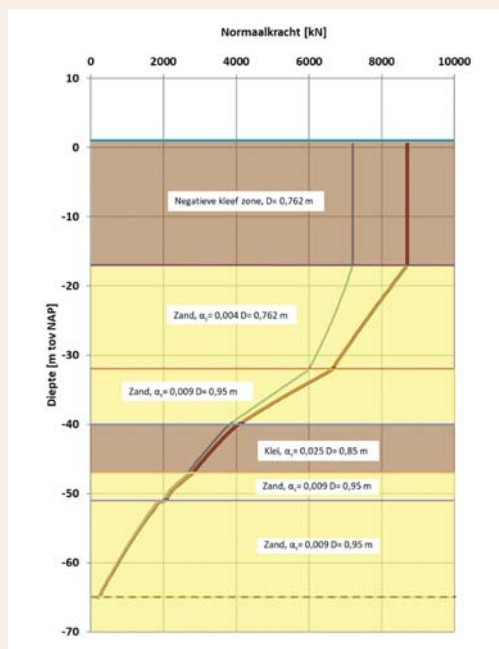
Figuur 4 - Grondindeling, paalsecties en schachtwrijvingsfactoren.



Figuur 5 - Vergelijking schachtwrijving volgens NEN en DPileGroup berekening.

Figuur 6 - Berekende kopverplaatsingen Tubex paal® met DPilegroup en volgens NEN 9997-1





Figuur 7 – Berekende normaalkrachtverdelingen in de Tubex paal® voor 7.200 kN en 8.700 kN.

het constructief ontwerp van het gebouw heeft veel invloed op de maximale uitwijking aan de top van het gebouw (waar strenge eisen voor gelden). In de literatuur is weinig bekend over het gedrag van extreem lange palen onder invloed van windbelasting. Het was dan ook op voorhand niet duidelijk of de in [2] beschreven methode ook geschikt was voor de situatie waarin draagkracht wordt ontleend aan extreem lange palen in verschillende geologische formaties. Daarom is in het kader van de CC3 toetsing besloten om ook een meer geavanceerde berekening uit te voeren.

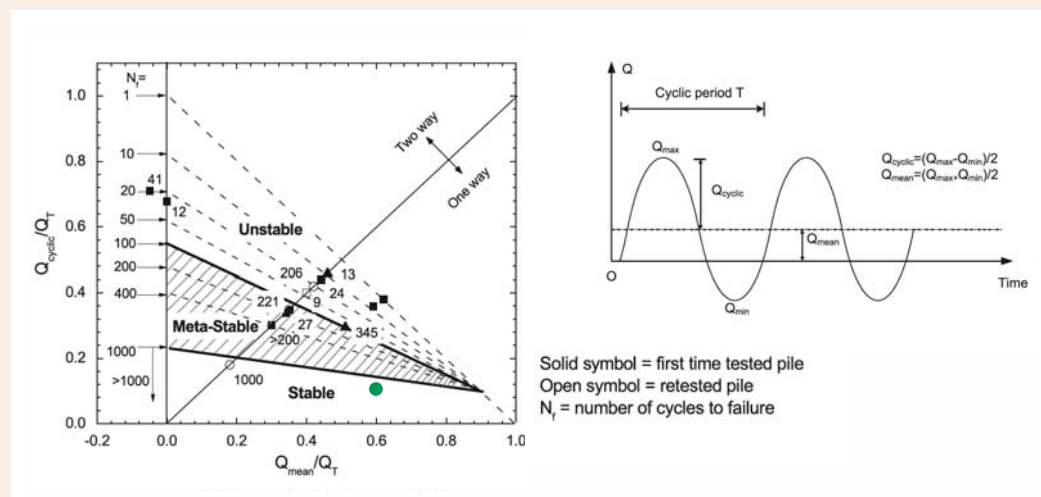
Tevens rees tijdens dit traject de vraag in hoeverre het dynamische gedrag door windbelasting kan leiden tot degradatie van de opgebouwde schachtwrijving op druk. In [1] wordt hier voor op trek belaste palen (met de factor $\gamma_{m,var;q_c}$) wél ter dege rekening mee gehouden, maar voor op druk belaste palen niet. Ook dat is nader onderzocht.

Geavanceerde berekening van de dynamische veerstijfheid

Naast bovenstaande analyse zijn ook berekeningen gemaakt met het programma DPilegroup [3]. In dit programma kan de paal met segmenten van verschillende diameters en stijfheden worden gemodelleerd, terwijl verticaal paal-grondgedrag naar eigen keuze kan worden beschreven.

In figuur 4 zijn alle gehanteerde uitgangspunten voor de draagkracht berekening grafisch weer gegeven. Op basis van de genoemde uitgangspunten voor de te hanteren zones, rekenkundige paaldiameters en draagkrachtfactoren voor schacht en punt is het vervormingsgedrag berekend op basis van de uitgevoerde sonderingen.

Om zo goed mogelijk aan te sluiten bij de norm



Figuur 8 – Cyclische schuifsterkte degradatie langs paalschacht volgens Jardine en Standing [5].

is voor het stijfheidsgedrag van de paalpunt uitgegaan van figuur 7.n en voor de schachtwrijving van figuur 7.o van [1]. Ter controle van de gehanteerde lokale wrijvingsveren is eerst, voordat de berekening voor de Tubex paal® is uitgevoerd, een referentieberekening gemaakt voor een prefab betonpaal vierkant 400 mm met een lengte van 25 m. Hierbij werd inderdaad het gedrag overeenkomstig [1] verkregen, zie figuur 5.

Vervolgens is de Tubex paal® met de verschillende diameters en wrijvingsfactoren (α_s waarden) volgens figuur 4 berekend. Aangezien wordt ontgraven tot ca. NAP +1,0 m zijn de conusweerstand hiervoor eerst gecorrigeerd. Daarna is eerst de statische belasting, inclusief negatieve kleef (7.200 kN), aangebracht en vervolgens is de windbelasting van 1.500 kN aangebracht, verwijderd en weer opnieuw aangebracht.

In de berekeningen is ervoor gezorgd dat de negatieve kleef bij ontlasten geen positieve bijdrage levert aan het gedrag van de paal. De negatieve kleef is daartoe niet (zoals gebruikelijk) gemodelleerd als zakkende grond die gaat hangen aan de paal, maar als externe belasting op de paalkop (van 700 kN). Dat betekent dat de berekende elastische verkorting van de paal over de negatieve kleef zone eigenlijk iets te groot wordt berekend. De berekening is uitgevoerd met twee verschillende betonstijfheden; $E_b = 20$ GPa (voor de lange duur) en $E_b = 31$ GPa (voor de korte duur). In beide gevallen is voor de paalstijfheid uitsluitend de bijdrage van de stalen casing en de betonvulling verdisconteerd. Een eventuele gunstige bijdrage van de groutomhulling aan de stijfheid van de paal is genegeerd.

Het resultaat van de berekeningen met twee verschillende paalstijfheden is weergegeven in figuur 6. Ter referentie is hierin ook het berekeningsresultaat volgens [1] en [2] toegevoegd (met $\xi = 1,0$). Opgemerkt wordt dat de berekening volgens [1] met $E_b = 20$ GPa tot grotere paalkopzakkingen leidt

dan de vergelijkbare berekening met DPilegroup met $E_b = 20$ GPa. Dit wordt veroorzaakt doordat de berekening van de verdeling van de schachtwrijving volgens [1] door beperkingen in de programmatuur uitsluitend kon worden uitgevoerd met een vaste schachtdiameter over de volledige paallengte, terwijl dit met DPilegroup gedifferentieerd kan worden. Omdat voor de berekening van de verdeling van de schachtwrijving over de paal volgens [1] de minimale diameter van de buis (van 762 mm) is gehanteerd zijn de uitkomsten volgens [1] dan ook conservatief.

In figuur 6 is te zien dat bij afname van de belasting van 8.700 kN naar 7.200 kN (bij een paalstijfheid van 31 GPa voor kortdurende belastingen) de ontlastvervorming $20,7 - 18,1 = 2,6$ mm bedraagt. Hiermee wordt een dynamische veerstijfheid voor wind afgeleid:

$$K_{v,dyn;cal} = 1,5/0,0026 \text{ m} = 575 \text{ MN/m.}$$

Omdat volgens [1] de berekening van de paalkopzakking op basis van karakteristieke paaldrukweerstand moet worden berekend is op de berekende dynamische veerstijfheid $\xi = 1,17$ verdisconteerd: $K_{v,dyn;rep} = 575 \text{ MN/m} / 1,17 = 500 \text{ MN/m}$. Het verschil tussen de met DPilegroup berekende statische veerstijfheid en de berekende dynamische veerstijfheid bedraagt circa een factor 1,7. Een vervorming van 2,6 mm bij volledig elastisch gedrag van de paal zelf leidt tot een fictieve beïnvloedingsdiepte van circa 30 m.

In figuur 7 zijn de berekende normaalkrachten over de diepte van de paal weergegeven voor de eerste belasting tot 8.700 kN (zwarte lijn), de ontlasting tot 7.200 kN (groene lijn) en de tweede belasting van 8.700 kN (rode lijn). Te zien is dat de normaalkrachten in de paal voor de eerste en tweede maximale belasting gelijk zijn: de lijnen vallen over elkaar heen. Ook is te zien dat voor alle drie de gevallen bijna alle belasting door wrijving wordt opgenomen en voornamelijk door de wrijving in de eerste Pleistocene zandlaag. De resterende normaalkrachten bij de paalpunt zijn voor alle drie de

gevallen vrijwel gelijk, nl. 210 kN voor de belasting van 7.200 kN en 215 kN voor de belastingen van 8.700 kN.

Uit figuur 7 blijkt verder dat de toe- en afname van de normaalkracht door wind voornamelijk in het eerste Pleistocene zandpakket plaats vindt. Vanaf een diepte van circa NAP -40 m is de normaalkracht in de paal tijdens belasten, ontlasten en herbellen vrijwel even groot. Op deze diepte is er dus vrijwel geen invloed meer van de windbelasting. Hoewel er voldoende vertrouwen is in de berekeningsresultaten blijft onduidelijk in hoeverre het paalgedrag in de praktijk overeenkomt met de uitgevoerde analyse. Daarom wordt de mogelijkheid onderzocht om in de nabije toekomst (bij een volgend hoogbouw project) één of enkele palen uit te rusten met glasvezelmonitoring om langdurig en op verschillende diepte de (variatie in) normaalkracht in de paal te kunnen registreren, zodat de statische en dynamische veerstijfheid in de praktijk kunnen worden geverifieerd.

Beoordeling van het risico op cyclische degradatie van de schachtwrijving op druk

Cyclische degradatie van schachtwrijving wordt voor drukbelastingen niet in [1] en evenmin in [2] genoemd. Voor trekbelastingen kent [1] daarvoor de factor $\gamma_{m;var;q;c}$. Internationaal wordt wel gerekend met cyclische degradatie bij wisselende drukbelastingen. Aangezien de opbouw van schachtwrijving in opwaartse en neerwaartse richting niet wezenlijk van elkaar verschilt is dit ook terecht en logisch.

Voor het bepalen van de grootte van de degradatie zijn diverse criteria in omloop. Een bekend criterium is volgens Jardine en Standing [5]. In figuur 8, afkomstig uit [6], is dit criterium op een overzichtelijke wijze weergegeven. In de figuur wordt onderscheid gemaakt in gevallen waarbij de wisseling zowel trek- als drukbelastingen omvat (two way loading) en wisseling waarbij alleen druk of trek aanwezig is (one way loading). Uiteraard zijn het aantal wisselingen (N) van belang, evenals de gemiddelde schachtbelasting (Q_{mean}), de amplitude van de wisselingen (Q_{cyclic}) en de opneembare schachtwrijving (Q_T).

Voor de fundering van De Zalmhaven bedraagt de maximale statische belasting 7.200 kN. De windbelasting bedraagt 1.500 kN. Omdat de windbelasting optreedt als een halve sinus is de amplitude van de windbelasting (Q_{cyclic}) in dit geval 1.500 kN. Uit de draagkrachtberekening volgde een maximale opneembare schachtwrijving (Q_T) van 12.860 kN en een gemiddelde schachtbelasting (Q_{mean}) van 7.738 kN. Opgemerkt wordt dat Q_{mean} niet exact gelijk aan is $7.200 + (1.500/2)$ omdat

een (klein) deel van de drukbelasting door de punt wordt opgenomen. $Q_{cyclic}/Q_T = 1.500/12.860 = 0,12$ en $Q_{mean}/Q_T = 7.738/12.860 = 0,60$. Het hieruit volgende punt is weergegeven (in groen) in figuur 9 en bevindt zich in de stabiele zone tot > 1.000 belastingwisselingen.

Wanneer niet naar een individuele paal wordt gekeken, maar naar de complete fundering, dan dient men zich te realiseren dat de paalbelasting door wind aan één kant van het gebouw toe neemt, maar aan de andere kant gelijktijdig af zal nemen. De natuurwetten verhinderen dat belasten en ontlasten van een individuele paal aaneensluitend optreden. Bij belastingafname blijft de paal volledig onder druk, waardoor alleen Q_{mean} verandert; deze neemt per definitie af. Q_{mean}/Q_t wordt dan $< 0,6$ zodat het punt binnen het stabiele gebied slechts in gunstige zin (naar links) opschuift. Het aantal wisselingen (N) wordt wel groter, maar meer dan 1.000 maal een maatgevende storm tijdens de levensduur zal niet optreden. Hiermee ligt de fundering binnen het stabiele gebied. Dat betekent dat in dit geval geen rekening hoeft te worden gehouden met schuifsterkte degradatie langs de paalschacht.

Dit voorbeeld toont duidelijk aan dat ten gevolge van het toenemen van de hoogte van de gebouwen in Nederland gecontroleerd moet worden op het optreden van schuifsterkte degradatie langs de paalschachten. Uiteraard speelt dit verschijnsel ook bij funderingen van andere hoge constructies zoals bijvoorbeeld windturbines en schoorstenen een rol. Met name wanneer wisselingen tussen druk en trekbelasting ontstaan wordt het risico op cyclische degradatie snel groter. Deze ommissie in de NEN 9997-1+C2;2017 dient bij voorkeur dan ook zo spoedig mogelijk te worden aangevuld.

Conclusies

Het funderen van hoogbouw op extreem lange Tubex palen® die in twee fases worden geïnstalleerd is een betrouwbare en financieel aantrekkelijke oplossing. De berekening van de geotechnische draagkracht en het vervormingsgedrag is echter complex en overstijgt de uitgangspunten van NEN 9997-1+C2;2017.

Op basis van een analyse van de uitvoeringsmethode is voor de bepaling van de geotechnische draagkracht een ontwerpstrategie bepaald waarbij adequaat rekening wordt gehouden met de uitvoeringsaspecten die afwijken van de normale uitvoeringsmethode en waarover NEN 9997-1+C2;2017 momenteel geen (volledige) duidelijkheid verschaft.

Gezien de grootte van de belastingen en de beperkte bereikbaarheid van de projectlocatie werd het uitvoeren van een proefbelasting te

complex geacht. In plaats daarvan is gekozen voor een defensieve benadering in het geotechnisch ontwerp, in combinatie met het voorschrijven van de uitvoering van een full size proefpaal, het uitvoeren van een reeks controlesonderingen en een regime van voltijds toezicht tijdens de uitvoering. Hiermee is vooraf voldoende zekerheid verkregen over de uitvoerbaarheid en betrouwbaarheid van het paalsysteem.

De bepaling van de statische veerstijfheid is uitgevoerd op basis van de uitgangspunten van NEN 9991-1+C2;2017 en gevalideerd op basis van een meer geavanceerde berekening met DPilegroup. Hieruit is gebleken dat de volgens de norm berekende paalkopzакking voor statische belasting in voldoende mate conservatief was om deze in het constructief ontwerp te gebruiken.

De bepaling van de dynamische veerstijfheid voor windbelastingen is initieel uitgevoerd volgens de in NTA 4614-3 - 'Convenant Hoogbouw' beschreven methode. Op basis van de uitkomst van een meer geavanceerde berekening met DPilegroup is de in rekening te brengen dynamische veerstijfheid met circa 20% verlaagd.

Uit nadere analyse bleek verder dat het risico op degradatie van de paalschachtwrijving op druk door dynamische effecten in het specifieke geval van De Zalmhaven verwaarloosbaar is, maar dat het opstellen van nadere bepalingen hieromtrent in NEN 9997-1+C2;2017 [1] gewenst is.

De mogelijkheid wordt onderzocht om in de nabije toekomst (bij een volgend project) een of enkele palen uit te rusten met glasvezelmonitoring om het dynamisch paalgedrag langdurig te kunnen observeren en de berekeningswijze van de dynamische veerstijfheid te verifiëren.

Literatuur

- [1] NEN 9997-1+C2;2017, Geotechnisch ontwerp van constructies – Deel 1: Algemene regels, 2012
- [2] NTA 4614-3:2012 'Convenant hoogbouw - Deel 3: Constructieve veiligheid', Oktober 2019
- [3] D-PILE GROUP, 3D modelling of single piles and pile groups (Deltares Geosystems)
- [4] Harry G. Poulos: Tall building foundations: design methods and applications, Innov. Infrastruct. Solut. (2016) 1:10 DOI 10.1007/s41062-016-0010-2, Springer International Publishing Switzerland, 12 May 2016, Open access at Springerlink.com
- [5] Jardine, R.J., Standing, R.J., 2000. Pile Load Testing Performed for HSE, Cyclic Loading Study at Dunkirk, France. Two Volumes. Offshore Technology Report OTO2000 007. Health and Safety Executive, London, 60 p and 200 p.
- [6] C.H.C. Tsuha, P.Y. Foray, R.J. Jardine, Z.X. Yang, M. Silva, S. Rimoy, Behaviour of displacement piles in sand under cyclic axial loading, Soils and Foundations 2012, 52(3):393-410. ●