



# RICHTLIJN ONTWERP EN UITVOERING

# Gedrukte funderingspalen

Deze uitgave kwam mede tot stand door een bijdrage van RVO



Rijksdienst voor Ondernemend  
Nederland

**Opsteller**

Ing. E.C. de Wit  
Adviseur funderingsproblemen en bouwschade  
Adviseur bouwconstructies

**Collegiale toets**

Ir. D. Wilschut  
Geotechnisch adviseur

Versie 1.0

**Datum**

16 mei 2022

1. Inleiding	6
1.1 Aanleiding tot het maken van de richtlijn	6
1.2 Toepassingen van door middel van drukken in de grond gebrachte palen	6
2. Kenmerken beschouwde paaltypen	8
2.1 Paalgeometrie	8
2.2 Uitvoeringsmethoden	8
2.3 Randvoorwaarden en uitvoering	9
3. Ontwerpaspecten	12
3.1 Randvoorwaarden uit de constructie	12
3.2 Constructies, gevolg- en betrouwbaarheidsklassen	13
3.3 Gedrukte palen bij vervangen houten palen	14
3.4 Paaltypen en paalklassefactoren	15
3.5 Negatieve kleeft	16
3.6 Ontwerpcriterium paalpuntdiepte	16

4. Haalbaarheid uitvoeringsfase	18
4.1 Krachten tijdens de uitvoering	18
4.2 Opneembare krachten	20
4.3 Observational method	26
4.4 Knikstabiliteit palen	26
4.5 Effecten omgeving	27
5. Uitvoeringsaspecten	28
5.1 Bouwveiligheid	28
5.2 Monitoring van de omgeving	29
5.3 Monitoring van het installatieproces	29
5.4 Controle draagvermogen	29
5.5 Aanvullend onderzoek	31
5.6 Uitvoeringstoleranties	32
5.7 Uitvoeringsplan en verslaglegging	32
Lijst van vermelde normen, richtlijnen en literatuur	34
Bijlage 1 Voorbeeld sonderingen	35
Bijlage 2 Grafieken draagvermogen en wegdrukkracht	39
Bijlage 3 Vergelijking wegdrukkracht en sondering	42

Er zijn diverse funderingshersteltechnieken voor de bestaande woningvoorraad in Nederland, waarbij diverse aannemers vaak hun eigen rekenmethode en techniek toepassen.

Dit is ook aan de orde bij een van de herstelmethoden, waarbij zogenaamde perspalen aangebracht worden onder bestaande woningen met funderingsproblemen.

In de praktijk kijken de diverse betrokken partijen verschillend naar de perstechniek en het beoordelen daarvan.

Dit was de aanleiding voor de CUR om te komen tot het opstellen van een landelijke richtlijn voor het aanbrengen van dergelijke perspalen, zodat discussies tot het verleden

behoren en de richtlijn voor zowel het werkveld als de overheid duidelijkheid geeft. Dit initiatief is na opheffing van CUR door het KCAF overgenomen.

Hierbij vindt u dan ook de 1<sup>e</sup> versie van *Gedrukte funderingspalen. Richtlijn ontwerp en uitvoering*. Deze publicatie is opgesteld in overleg met diverse partijen, vanuit het werkveld, maar ook vanuit diverse overheden en deskundigen/ingenieursbureaus.

Wij danken deze partijen voor hun inzet, alsmede de overige partijen die deze uitgave mogelijk hebben gemaakt.

Mede namens het KCAF,

Ir. Frank van Lier, dir.

# 1. Inleiding

## 1.1 Aanleiding tot het maken van de richtlijn

In een groot deel van Nederland zijn in het verleden veel woningen gebouwd, die zijn gefundeerd op houten palen. Inmiddels is gebleken dat deze wijze van funderen niet in alle gevallen de vereiste sterkte bezit en/of dat de duurzaamheid onvoldoende is. Als gevolg hiervan zijn er relatief veel woningen waar funderingsherstel noodzakelijk is om de woning te kunnen behouden. Om de fundering weer voldoende draagkracht te geven moeten meestal nieuwe funderingspalen onder de woning worden aangebracht. De laatste jaren worden hiervoor in toenemende mate door middel van drukken in de grond gebrachte palen toegepast.

Bij dit paaltype wordt het eigen gewicht van de woning gebruikt om tegendruk te leveren voor de kracht die nodig is om de palen naar de vereiste diepte te drukken. In de dagelijkse praktijk komt het voor dat er problemen zijn, om de palen op het gewenste paalpuntniveau te brengen. Het lukt dan niet om met de maximaal beschikbare vieldruk de palen naar het vooraf bepaalde paalpuntniveau te drukken.

In de vigerende norm (NEN 9997-1+C2:2017) zijn geen bepalingen opgenomen om het draagvermogen van deze palen te berekenen op basis van de maximaal gemobiliseerde vieldruk. Daarom is er geen eenduidigheid over de wijze van berekenen en controleren, om aan te tonen dat de palen het vereiste draagvermogen hebben in het geval dat het vooraf berekende paalpuntniveau niet is bereikt.

Deze richtlijn beoogt dan ook om een eenduidige methode vast te leggen, op basis waarvan kan worden beoordeeld of de door middel van drukken in grond gebrachte palen het vereiste draagvermogen kunnen leveren. Gestreefd wordt naar een breed draagvlak voor de beoordeling van door middel van drukken in de grond gebrachte palen, op elke willekeurige plek in Nederland.

Bij het opstellen van deze richtlijn wordt daarom waar mogelijk aansluiting gezocht bij de vigerende normen. Ook wordt rekening gehouden met de praktische uitvoeringsaspecten. Toepassing van dit paaltype is niet beperkt tot het uitvoeren van funderingsherstel bij bestaande woningen, maar kan ook worden toegepast bij nieuwbouwprojecten.

## 1.2 Toepassingen van door middel van drukken in de grond gebrachte palen

Deze richtlijn is opgezet voor gebruik van geprefabriceerde betonnen of stalen palen, die door middel van drukken in de grond worden gebracht. De palen kunnen uit losse, onderling te verbinden, segmenten worden samengesteld of uit één lengte bestaan. Het paalsysteem is in eerste instantie vooral ontwikkeld voor het aanbrenge van funderingen onder bestaande bouw, maar wordt ook bij nieuwbouw toegepast als trillingen en/of geluid niet toelaatbaar zijn. Bij bestaande bouw wordt dit systeem veelvuldig gebruikt bij het uitvoeren van funderingsherstel. De tegendruk, die nodig is om de palen in de grond te kunnen drukken, wordt in dat geval ontleend aan het eigen gewicht van het opnieuw te funderen bouwwerk.

Dat gewicht en de constructieve sterkte van het bestaande bouwwerk zijn dan bepalend voor de maximaal te genereren tegendruk. De mogelijk reeds gemaakte (beton)constructie kan hierbij worden meegerekend. Het maximale draagvermogen van de palen zal hierdoor worden begrensd. Het toevoegen van extra ballast kan een mogelijkheid zijn om op verantwoorde wijze meer tegendruk te mobiliseren. Als de capaciteit van het gebruikte materieel voldoende is, kan hiermee de paalpuntdiepte en daarmee het maximale draagvermogen van de palen worden vergroot.

In het geval van nieuwbouw wordt de tegendruk die nodig is om de palen in de grond te kunnen drukken, ontleend aan het eigen gewicht van de machine waarmee de palen gedrukt worden. Het eigen gewicht en de druk-capaciteit van de machine zijn in dat geval bepalend voor de maximale druk, en daarmee de maximaal te bereiken paalpuntdiepte en het maximaal te realiseren draagvermogen, van de te drukken palen.

## 2. Kenmerken beschouwde paaltypen

### 2.1 Paalgeometrie

De palen kunnen zowel een ronde als een vierkante doorsnede hebben en kunnen uit onderling te verbinden segmenten zijn samengesteld of uit één lengte bestaan. De palen kunnen zijn uitgevoerd als geprefabriceerde betonpaal of als stalen buispaal.

Bij gedrukte betonnen palen zijn gangbare paalafmetingen 220x220 mm tot 500x500 mm. Deze palen worden toegepast bij nieuwbouw, waarbij een zware machine wordt ingezet.

Stalen buispalen worden meestal onder bestaande constructies toegepast, waarbij de constructie als reactiemassa wordt gebruikt. Gangbare paaldiameters bij gedrukte stalen buispalen variëren van  $\varnothing$  76 mm tot  $\varnothing$  219 mm. Als voldoende tegendruk kan worden gemobiliseerd zijn ook grotere paaldiameters mogelijk. Het onderste deel van de paal wordt voorzien van een stalen voetplaat. Als de stalen buispaal op de vereiste diepte is gedrukt, wordt de paal voorzien van een kopwapening en gevuld met beton. Zowel betonnen als stalen palen kunnen worden uitgevoerd met een verzwaarde voet. De maximaal beschikbare kracht, waarmee de palen in de grond worden gedrukt, kan beperkingen opleggen aan de maximaal toepasbare lengte en doorsnede van de paal en ook aan het maximaal te realiseren paaldraagvermogen.

### 2.2 Uitvoeringsmethoden

Bij het in de grond drukken van palen zijn er twee uitvoeringsmethoden mogelijk:

- De palen worden vervorminggestuurd in de grond gedrukt;
- De palen worden krachtgestuurd in de grond gedrukt.

Bij vervorminggestuurd in de grond drukken van de palen worden de palen met een constante snelheid in de grond geperst. De kracht waarmee de palen weggedrukt worden kan in dit geval sterk variëren, afhankelijk van de conusweerstand van de grondlagen waar de paal ingedrukt wordt.

Bij krachtgestuurd in de grond drukken van de palen wordt de kracht op de paalkop per grondlaag, waar de paal ingeperst wordt, min of meer constant gehouden. De snelheid waarmee de paal in de grond gedrukt wordt zal in dit geval variëren afhankelijk van de weerstand die de paal in de grond ondervindt.

Beide methoden zijn toegestaan om de palen in de grond te drukken. De snelheid waarmee de paal wordt weggedrukt, is van invloed op de weerstand die de paal in de grond ondervindt. Een hogere wegdruksnelheid kan tot een grotere grond weerstand leiden, maar ook wateroverspanning veroorzaken en daarmee weerstand-reducerend werken. Het is dan lastiger om een relatie te leggen met het uitgevoerde geotechnische bodemonderzoek.

Tijdens het wegdrukken van de paal moet de wegdrukkkracht analoog verlopen met de vooraf gemaakte sondering en de verwachte weerstand. Het uitzetten van de waargenomen wegdrukkkracht in een grafiek en deze vergelijken met de sondering kan hierbij nuttig zijn. Als deze verlopen duidelijk van



elkaar afwijken, moet nader bodemonderzoek worden uitgevoerd om de oorzaak hiervan te achterhalen. Als blijkt dat dit wordt veroorzaakt door een te grote wegdruksnelheid dan moet de snelheid, waarmee de palen worden weggedrukt, worden verlaagd. De snelheid waarmee de palen worden weggedrukt is met name van belang bij het drukken van de paal in lagen, waaraan de paal zijn draagkracht ontleent. Bij het passeren van de bovengelegen grondlagen is dit minder van belang, tenzij de weerstandsmeting wordt benut voor het inschatten van de grootte van de negatieve kleeft.

Uit de praktijk is bekend dat het in de grond drukken van de palen naar een grotere diepte in de bodem op problemen kan stuiten. De aanwezigheid van vaste tussenlagen, zandlagen met een conusweerstand van meer dan 15 MPa, kan problemen geven om de paal op de vereiste diepte te drukken. In het algemeen is de te mobiliseren tegendruk immers gelimiteerd.

Dit geeft ook beperkingen aan de toepasbaarheid van gedrukte palen. Om die reden worden regelmatig technieken toegepast die het mogelijk maken om de paal toch naar een grotere diepte te kunnen drukken. Hierbij kan gedacht worden aan: (grout) injectie, fluïdiseren, trillen, heien of het gebruik van een snelslaghamer.

Het gebruik van deze hulpmiddelen valt vooralsnog buiten deze richtlijn. In het kort echter enkele opmerkingen hierover:

- Steeds moet worden nagegaan of de gebruikte techniek toelaatbaar is in de betreffende situatie. Denk hierbij onder andere aan de invloed op bestaande palen en (hei)trillingen;

- De gebruikte techniek heeft invloed op het draagvermogen van de palen; een indicatie hiervan staat in NEN9997-1+C2:2017 hoofdstuk 7;
- In beginsel moet bij elk van deze technieken steeds door middel van proeven worden bepaald welke invloed het gebruik van deze hulpmiddelen heeft op het te realiseren draagvermogen van de palen;
- Als de paal tenminste 4D is door geheid, mag de paal worden beschouwd als een geheide paal, waarvoor de regels van NEN9997-1+C2:2017 hoofdstuk 7 gelden.

## 2.3 Randvoorwaarden en uitvoering

### 2.3.1 Materieel

Het materieel, waarmee de palen in de grond gedrukt worden, kan grofweg worden onverdeeld in twee typen:

1. een lichte machine van bescheiden omvang;
2. een relatief grote en zware machine.

De lichte en kleine machine wordt uitsluitend gebruikt bij toepassing in bestaande bouwwerken. Daar is het gewicht van het bestaande gebouw beschikbaar voor de benodigde tegendruk om de palen in de grond te kunnen drukken. Omdat het materieel dat nodig is om de palen in de grond te drukken een bescheiden omvang heeft, geeft het meestal geen problemen om dit op de bouwplaats aan te voeren. Het systeem is uitstekend geschikt om te gebruiken in het geval de beschikbare ruimte beperkt is. De belangrijkste beperking is de te mobiliseren tegendruk uit het gewicht van het bestaande bouwwerk.

De zware machine wordt met name gebruikt voor nieuw te bouwen bouwwerken, waarbij het gewicht van de machine de benodigde tegendruk levert om de palen in de grond te kunnen drukken. Afgezien van de mogelijkheid om de machine naar de bouwlocatie te kunnen aanvoeren, kent de toepasbaarheid van dit systeem weinig beperkingen. Er dient wel rekening te worden gehouden met de draagkracht van de ondergrond waar de machine op moet staan om de palen te installeren. Gezien het benodigde gewicht zullen vaak aanvullende maatregelen moeten worden genomen om de stabiliteit van de machine te waarborgen. Het bouwen van een nieuw gebouw vlak naast een eerder gebouwd pand, kan betekenen dat er randvoorwaarden worden gesteld aan de positie van de in de grond te drukken palen en de maximaal te gebruiken drukkracht. Vaak zal een minimale afstand tot het al bestaande gebouw in acht moeten worden genomen. Dit systeem leent zich niet voor gebruik binnen bestaande bouwwerken, waar de beschikbare ruimte vaak zeer beperkt is.

### 2.3.2 Invloed op bestaande constructies

Het in de grond drukken van de palen vlak naast een bestaand bouwwerk, kan risico's voor de fundering van het bestaande gebouw met zich meebrengen. Hierbij moet bijvoorbeeld worden gedacht aan enige zakking van de palen onder het bestaande bouwwerk. Hierdoor kan schade aan het bestaande gebouw ontstaan. De kans hierop is onder meer afhankelijk van:

- De afstand van de nieuw aan te brengen paal tot de aanwezige paal;
- Het paalpuntniveau van de nieuwe paal in relatie tot het paalpuntniveau van de bestaande paal;
- De bodemopbouw ter plaatse;

- De snelheid van het in de grond drukken van de nieuwe paal;
- Invloed van trillen, snelslaghamer en fluïdiseren, indien van toepassing;
- De druk op de ondergrond vanuit de palendrukmachine;
- Bewegingen in het werkveld door de palendrukmachine.

Omdat deze risicofactoren aanwezig kunnen zijn en elkaar onderling kunnen beïnvloeden is het niet goed mogelijk hier eenvoudige randvoorwaarden voor aan te geven. Aanbevolen wordt om de risico's per situatie vooraf duidelijk in beeld te brengen. Daarnaast wordt geadviseerd om vooraf een opname te maken van de bouwkundige toestand van het bestaande gebouw, waarmee in het geval van optredende schade de conditie van het bestaande bouwwerk voor de aanvang van de werkzaamheden eenduidig vastligt. Ook kan overwogen worden om tijdens het in de grond drukken van de palen de impact op het bestaande bouwwerk te monitoren. Omdat het systeem nagenoeg trillingsvrij is, gaat het in dit geval om deformatiemetingen van het bestaande gebouw.

Als ervoor gekozen wordt om het bestaande bouwwerk te monitoren, dan is het belangrijk vooraf vast te leggen hoe hoog de grenswaarden zijn. In de praktijk wordt vaak gewerkt met een signaleringswaarde en een interventiewaarde die niet mag worden overschreden. Hiervoor wordt verwezen naar paragraaf 5.2.

Alle gemaakte keuzes en randvoorwaarden, die worden gemaakt om schade aan de aanwezige bestaande bebouwing te voorkomen, moeten worden vastgelegd in het Bouwveiligheidsplan conform hoofdstuk 8 van Het Bouwbesluit. Dit plan moet

worden ingediend bij het bevoegde gezag. Het voordeel van deze aanpak is, dat er voor alle betrokken partijen vooraf volledige duidelijkheid is over de wijze van uitvoeren. Het Bouwveiligheidsplan moet overigens niet verward worden met het V & G-plan (Veiligheid- en Gezondheidsplan). In het V & G-plan beschrijft de aannemer immers hoe hij de werkzaamheden op een veilige en gezonde wijze gaat uitvoeren en dit plan heeft dan ook met name betrekking op de arbeidsomstandigheden op de bouwplaats.

### **2.3.1 Overige randvoorwaarden**

Het kan voorkomen dat er bijzondere randvoorwaarden voor een project gelden of dat er aanvullende vergunningen of vergunningsvoorwaarden nodig zijn. Te denken valt hierbij aan monumentale gebouwen of als de werkzaamheden worden uitgevoerd in een gebied met een hoge archeologische verwachtingswaarde.

## 3. Ontwerpaspecten

### 3.1 Randvoorwaarden uit de constructie

De belastingen uit de constructie dienen op de gebruikelijke wijze met een gewichts- en stabiliteitsberekening in overeenstemming met NEN-EN 1991-1-1+C1+C11:2019 te worden bepaald. Hiermee kan de paalbelasting in de uiterste grenstoestand worden berekend.

De plaats waar de palen worden geplaatst is afhankelijk van de situatie, waarin de palen worden gebruikt. Er zijn twee mogelijkheden:

1. Palen worden onder een bestaand bouwwerk aangebracht;
2. Palen worden aangebracht voor een nieuw te bouwen bouwwerk.

Redenen om nieuwe palen onder een bestaand bouwwerk aan te brengen kunnen aangetaste houten palen zijn, of omdat de bestaande fundering onvoldoende draagvermogen heeft. Daarnaast kan het gaan om het toevoegen van extra draagvermogen aan de bestaande fundering, als ten gevolge van een verbouwing de belasting op de bestaande fundering te hoog wordt.

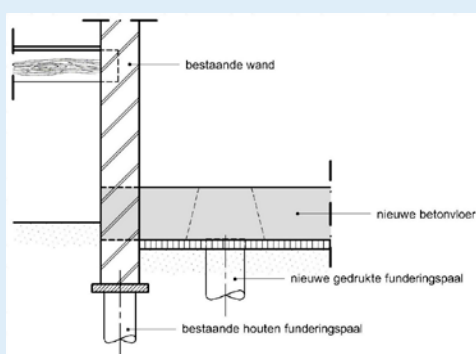
Bij funderingsherstel wordt vaak het constructieprincipe van een tafelconstructie gebruikt. Bij deze constructie worden de palen onder een nieuw aan te brengen betonvloer geplaatst. Deze betonvloer wordt ingekast in de bestaande dragende wanden, waardoor de belastingen uit het gebouw via de inkassingen en de betonvloer naar de nieuwe palen kunnen worden afgedragen. Zie Figuur 3.1.

Tijdens de uitvoeringsfase worden de krachten, die optreden als gevolg van het wegdrukken van de paal, via de betonvloer en de inkassingen afgedragen naar de bestaande dragende wand(en) van het bouwwerk. Deze constructie is samen met het gewicht en de sterkte van het bestaande gebouw maatgevend voor de perskracht die maximaal gemobiliseerd kan worden.

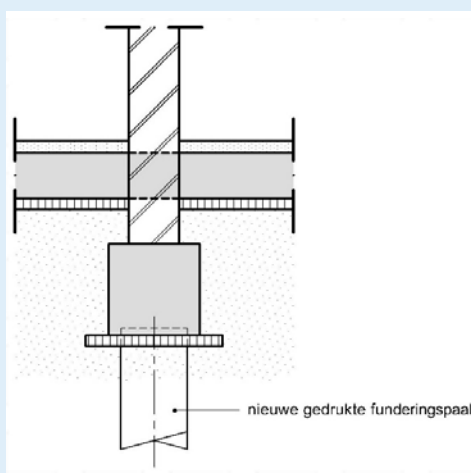
Meestal is het niet mogelijk om de palen onder de bestaande dragende funderingsbalken aan te brengen.

Als de palen bestemd zijn voor een nieuw bouwwerk, dan is plaatsing rechtstreeks onder de dragende funderingsbalken gebruikelijk. Het constructieprincipe wijkt dan niet af van de gebruikelijke wijze van construeren van de fundering van een bouwwerk. Zie Figuur 3.2.

De maximale wegdrukkracht wordt in dat geval geheel bepaald door de beschikbare machine.



Figuur 3.1 Gedrukte funderingspaal bij funderingsherstel



Figuur 3.2 Gedrukte funderingspaal bij nieuwbouw

### 3.2 Constructies, gevolg- en betrouwbaarheidsklassen

In overeenstemming met NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2019 dienen de ontwerplevensduur, de gevolgklasse en de betrouwbaarheidsklasse van het bouwwerk te worden bepaald.

De ontwerplevensduur moet worden ontleend aan tabel NB.1 - 2.1 in de norm. Voor veel bouwwerken zal uitgegaan moeten worden van ontwerplevensduurklasse 3, met een bijbehorende ontwerplevensduur van 50 jaar. In het geval van monumentale gebouwen is de ontwerplevensduur 100 jaar.

De gevolgklasse moet worden bepaald met tabel NB.21 – B1 in de norm. Zo vallen eengezinswoningen met maximaal drie bouwlagen in gevolgklasse CC1. Voor eengezinswoningen met vier of meer bouwlagen en woongebouwen moet gevolgklasse CC2 worden aangehouden.

De betrouwbaarheidsklassen komen overeen met de gevolgklassen. Bij gevolgklasse CC1 hoort betrouwbaarheidsklasse RC1 en bij gevolgklasse CC2 dus RC2.

Voor de uitvoeringsperiode mag uitgegaan worden van een tijdelijke ontwerpsituatie, waarvoor de ontwerplevensduur op ten minste een jaar moet worden gesteld. In de norm wordt in bijlage A1 in hoofdstuk A1.1: Toepassingsgebied onder (2) aangegeven hoe voor deze situatie de op de constructie te rekenen belasting kan worden gereduceerd.

### 3.3 Gedrukte palen bij vervangen houten palen

Gedrukte palen worden veelvuldig gebruikt om de fundering van een op houten palen gefundeerd gebouw te herstellen.

Bij het uitvoeren van funderingsherstel is de vraag of de fundering moet worden ontworpen op nieuwbouw eisen of dat de fundering mag worden ontworpen met de normen die gelden voor bestaande bouw. Voor bestaande geotechnische constructies is de norm NEN8707+C1:2020: "Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeur – Geotechnische constructies" van toepassing.

In het voorwoord van deze norm wordt expliciet aangegeven dat het niet de bedoeling is deze norm te gebruiken bij het ontwerpen van een nieuwe fundering onder een bestaand bouwwerk: "In het geval van hergebruik behoort te worden beoordeeld op het niveau van nieuwbouw". Een nieuw aan te brengen fundering moet worden ontworpen op basis van NEN9997-1+C2:2017 hoofdstuk 7.

#### *Toelichting:*

Als het gebrek aan draagvermogen van een bestaande fundering op houten palen veroorzaakt wordt door schimmelaantasting door een te lage grondwaterstand of door bacteriologische aantasting van (grenen)houten funderingspalen, dan is een vervangende fundering nodig.

Een andere oorzaak van het niet goed functioneren van de fundering kan een tekort aan geotechnisch draagvermogen van de houten palen zijn, bijvoorbeeld als gevolg van een te ondiep gekozen inheinniveau of een te grote belasting door negatieve kleef. Veel oudere op houten palen gefundeerde gebouwen zijn gerealiseerd in een periode dat het uitvoeren van grondonderzoek en het berekenen van de draagkracht van de grond nog niet mogelijk was. Bij de start van een project werd een proefpaal geslagen om de lengte van de palen te bepalen. Soms werd gebruik gemaakt van heiformules.

Het optreden van een extra belasting op de paal door negatieve kleef werd soms wel vermoed, maar er waren nog geen rekenmethoden om de grootte ervan te bepalen. Uit de praktijk is gebleken dat regelmatig de grootte van de op de bestaande paal werkende belasting ten gevolge van negatieve kleef zo fors is (>> 100 kN), dat het resterende draagvermogen van de bestaande paal praktisch op nihil moet worden gesteld.

In geval van overbelasting is de vraag of een geheel nieuwe fundering nodig is of dat volstaan kan worden met het toevoegen van aanvullend draagvermogen.

Als voldoende archiefgegevens (heiregisters) beschikbaar zijn waaruit duidelijk blijkt hoe diep (bijvoorbeeld tov. NAP) de palen in de grond zijn geheid, en wat de puntdiameter van palen was, dan kan het actuele draagvermogen berekend worden. Als tevens de kalenderstaten beschikbaar zijn kunnen ook verschillen van draagvermogen van de palen worden nagegaan.

Op basis van een controlesondering kan aangesloten worden bij de vigerende rekenmethoden. Hiermee kan berekend worden hoe groot het tekort aan draagvermogen van de palen is en hoeveel aanvullend draagvermogen moet worden toegevoegd om de fundering te stabiliseren.

Als deze archiefgegevens niet beschikbaar zijn dan is het toevoegen van aanvullend draagvermogen een hachelijke zaak. Het is tot op heden immers niet mogelijk gebleken om achteraf met behulp van metingen vast te stellen hoe diep een houten paal in de grond is geheid. Het is daarom niet mogelijk om te berekenen hoeveel aanvullend draagvermogen moet worden toegevoegd om de fundering te stabiliseren. Als te weinig aanvullend draagvermogen wordt toegevoegd, worden de funderingsproblemen niet opgelost. Als te weinig informatie beschikbaar is, moet geadviseerd worden de fundering volledig te vervangen.

### 3.4 Paaltypen en paalklassefactoren

Om te bepalen welke paalklassefactoren voor gedrukte (stalen of betonnen) palen moeten worden toegepast is de geotechnische norm NEN9997-1+C2:2017 het uitgangspunt. In tabel 7.c wordt voor een aantal paaltypen de aan te houden waarde van de paalklassefactoren  $\alpha_p$  en  $\alpha_s$  vermeld. Gedrukte palen worden echter niet in deze tabel vermeld. Feitelijk betekent dit dat de paalklassefactoren voor dit type paal aan de hand van proefbelastingen zou moeten worden vastgesteld. In de praktijk wordt doorgaans aangenomen dat gedrukte palen vergelijkbaar zijn met geheide palen.

De wijze van installeren kan van invloed zijn op de te rekenen waarde van de paalfactoren. Palen worden bij heien op dynamische wijze in de grond gebracht, terwijl het drukken van palen veel meer een statisch proces is.

Omdat resultaten van proefbelastingen van door middel van drukken in de grond gebrachte palen op dit moment niet beschikbaar zijn, wordt voorgesteld om voor de paalklassefactoren van gedrukte palen vooralsnog uit te gaan van de waarden die gelden voor geheide palen:  $\alpha_p = 0,7$  en  $\alpha_s = 0,01$ .

Het blijft echter wenselijk om door middel van proefbelastingen een beter inzicht te krijgen in de waarden van de paalfactoren  $\alpha_p$  en  $\alpha_s$  voor gedrukte palen. Deze kunnen dan bij voldoende basisgegevens alsnog worden opgenomen in tabel 7.c van de geotechnische norm NEN9997-1+C2: 2017.

Als gebruik wordt gemaakt van grout injectie, fluidiseren, trillen of een snelslag-hamer om de paal op het vereiste paalpunt-niveau te brengen, dan kan bij het ontwerp gebruik worden gemaakt van een conservatieve waarde op basis van NEN9997-1+C2:2017 tabel 7.c. Het is dan noodzakelijk om bij de uitvoering door middel van proefbelastingen vast te stellen of het gewenste draagvermogen wordt bereikt.

### 3.5 Negatieve kleef

Bij het berekenen van het vereiste paalpuntniveau van de in de grond gedrukte palen moet rekening worden gehouden met de negatieve kleef die op de paal werkt. De grootte van de negatieve kleef dient te worden berekend conform de in de norm NEN9997-1+C2:2017 beschreven methode. Als de dikte van het slappe lagen pakket groot is, kan dit in combinatie met aangebrachte ophogingen leiden tot hoge waarden van de negatieve kleef. Om de palen het vereiste netto draagvermogen te geven zal het dan noodzakelijk zijn om de palen dieper in de vaste zandlaag te drukken.

In norm NEN9997-1+C2:2017 worden mogelijkheden gegeven om de in rekening te brengen negatieve kleef te reduceren.

Tijdens het indrukken van de paal werkt deze grondwrijving in omgekeerde richting op de paal. Een hoge negatieve kleef betekent daarom ook grotere krachten om de palen naar het vereiste paalpuntniveau te drukken.

Dit kan beperkingen opleggen aan de toepasbaarheid van gedrukte palen. De benodigde tegendruk moet immers wel geleverd kunnen worden door de machine dan wel het bestaande bouwwerk.

### 3.6 Ontwerpcriterium paalpuntdiepte

Bij het bepalen van het peil waarop de paalpunt wordt geplaatst, zal in het algemeen worden gekozen voor een (nagenoeg) zettingsvrije bodemlaag. Vaak zal dit een zandlaag zijn, maar ook vaste of over-geconsolideerde kleilagen kunnen in aanmerking komen.

Voor het te realiseren paalpuntniveau dient uitgegaan te worden van de ontwerp-berekening. Bij de uitvoering wordt gestart in de nabijheid van een sondering. Tijdens het drukken van de palen moeten de wegdrukkrachten worden geregistreerd en gebruikt om te controleren of deze overeenkomen met de op basis van de sondering gemaakte drukpredictie. Als de benodigde wegdrukkracht voor de overige palen overeenkomt met de wegdrukkracht van de nabij de sondering gedrukte (eerste) paal, dan kan ervan uit worden gegaan dat het vereiste draagvermogen van deze palen voldoende is. Als meer sonderingen beschikbaar zijn moet de wegdrukkracht ook hieraan worden getoetst. Dit sluit aan bij de procedure van kalenderen bij geheide palen.

Als de wegdrukkracht wordt gebruikt om een uitspraak te doen over het gerealiseerde paal draagvermogen, dan moet worden voldaan aan de eisen die gelden voor proefbelastingen op palen. In de norm NPR7201:2017+A1:2020 is bepaald aan welke randvoorwaarden moet worden voldaan.

Uit beschikbare rapporten van proefbelastingen op gedrukte palen blijkt dat de vieldruk, waarmee de palen in de grond worden gedrukt, per gedrukte paal grote



verschillen laat zien. Ook blijken de met een loadcell (drukdoos) gemeten belastingen en uit de gemeten oliedruk teruggerekende belastingen in de praktijk vaak significant van elkaar af te wijken. Alleen op basis van de gemeten oliedruk een uitspraak doen over het draagvermogen van de paal, is daarom onvoldoende betrouwbaar.

Met proefbelastingen en metingen met een geijkte drukdoos kan worden aangetoond dat het uit de gemeten oliedruk berekende draagvermogen correct is.

Daarnaast geeft NPR7201 regels hoe uit het resultaat van de proefbelasting het draagvermogen van de beproefde paal kan worden berekend. Bij uitvoering van een proefbelasting volgens klasse C op de paal hoeft deze niet tot bezwijken te worden belast. Het draagvermogen van de palen is voldoende als bij het proefbelasten van ten minste drie funderingspalen wordt aangetoond dat:

$$F_{\text{test;SLT}} \geq \kappa \times F_d + 2 \times F_{\text{nk;d}}$$

Met:

$F_{\text{test;SLT}}$  : maximale paalbelasting in de Static Load Test;

$F_d$  : rekenwaarde van de externe (paal)belasting (ULS);

$F_{\text{nk;d}}$  : rekenwaarde van de negatieve kleef;

$\kappa$  factor uit NPR7201, tabel 2.  
 $\kappa = 1,56$  bij 3 proefbelaste palen en een niet-stijf bouwwerk.

Bij het evalueren van de resultaten van de proefbelastingen moet rekening worden gehouden met de verschillen in de bepaalde maximale paalbelastingen. Bij een te grote variatie mogen de 3 proefbelastingen niet meer tot 1 groep worden gerekend. Dit kan veroorzaakt worden door een te grote variatie van de ondergrond ter plaatse. Extra proefbelastingen kunnen noodzakelijk blijken.

# 4. Haalbaarheid uitvoeringsfase

## 4.1 Krachten tijdens de uitvoering

Het bepalen van de benodigde kracht om de paal in de grond te drukken komt in feite neer op het berekenen van de maximale puntweerstand en schachtwrijving tijdens het wegdrukken. Daarbij moet het gehele wegdruktraject van maaiveld tot het beoogde puntniveau worden doorlopen om het maximum te vinden. Op hogere niveaus kunnen immers lagen met relatief hoge weerstanden aanwezig zijn. Deze zijn niet geschikt als funderingsniveau als gevolg van eronder gelegen te slappe lagen.

Als de conusweerstand van de zandlaag waarin de paalpunt wordt gedrukt hoog is ( $> 15$  MPa), dan kan het in de praktijk lastig zijn (of zelfs onmogelijk) om de paal naar een grotere diepte in een dergelijke harde laag te drukken. Hierbij moet bedacht worden dat de in de geotechnische norm NEN9997-1+C2:2017 aangewezen rekenmethode om het puntdraagvermogen van de paal te berekenen de maximaal te rekenen puntweerstand is begrensd op 15 MPa. Hogere conusweerstand kunnen het op dieptedrukken van de paal wel lastiger maken, maar leveren rekentechnisch geen hoger puntdraagvermogen van de paal op. Hetzelfde geldt voor de maximaal in rekening te brengen positieve kleef. In deze norm is bepaald dat voor het berekenen van de positieve schachtwrijving geen hogere waarde van de conusweerstand in rekening mag worden gebracht dan 15 MPa en bij een kleinere laagdikte zelfs slechts 12 MPa. Voor elk paalpuntniveau geldt:

$$R_{c;cal;max} \times = R_{b;cal;max} + R_{s;cal;max} + F_{nk}$$

Met:

$R_{c;cal;max}$	Maximale wegdrukkracht;
$R_{b;cal;max}$	Maximale puntweerstand berekend met $\alpha_p = 1,0$ . De conusweerstand mag hierbij niet worden begrensd op 15 MPa zoals in NEN9997-1+C2:2017 aangegeven voor het berekenen van het puntdraagvermogen;
$R_{s;cal;max}$	Maximale schachtwrijving in zandlaag waarin gefundeerd wordt. Hierbij moet gerekend worden met de gemeten conusweerstand zonder deze af te snuiten op 12 of 15 MPa;
$F_{nk}$	Negatieve kleeft

De gevonden maximale wegdrukkracht kent nog diverse onzekerheden. Bij het bepalen van het draagvermogen is voorgeschreven hiervoor een veiligheid toe te passen door deze te delen door  $\xi_3$  (variatie grondopbouw) en een materiaalfactor  $\gamma_m$ .

Om te komen tot de rekenwaarde voor de wegdrukkracht zou dan gelden:

$$F_{druk;d} = F_{druk;max} \times \xi_3 \times \gamma_m.$$

Uit praktische overwegingen wordt voorgesteld om voor  $\gamma_m$  de waarde 1,0 aan te houden, zodat:

$F_{druk;d} = F_{druk;max} \times \xi_3$  met  $\xi_3$  volgens tabel A.10b uit norm NEN9997-1+C2:2017 bij een stijve constructie of tabel A.10a bij een slappe constructie.

Om, rekening houdend met de variatie in grondopbouw, de maximaal te verwachten wegdrukkracht te berekenen moet de uit de sonderingen berekende wegdrukkracht met  $\xi_3$  worden vermenigvuldigd.

Tabel A.10b – Correlatiefactoren  $\xi$  voor de bepaling van karakteristieke waarden uit de resultaten van grondproeven (n is het aantal proeven) voor een stijf bouwwerk

Correlatie factoren $\xi$ voor een stijf bouwwerk							
$\xi$ voor n =	1	2	3	4	5	7	10
$\xi_3^*$	1,26	1,20	1,18	1,17	1,17	1,15	1,14
$\xi_4^*$	1,26	0,96	0,94	0,93	0,93	0,92	0,91

\* De factor 1,1 volgens NEN-EN 1997-1+C1+A1:2016, 7.6.2.3 (7) is al verwerkt in de factoren van tabel A.10b

Figuur 4.1 Tabel A10b uit NEN 9997-1

In bijlage 2 zijn voorbeelden opgenomen van het berekende draagvermogen en de berekende maximale wegdrukkracht.

## 4.2 Opneembare krachten

### 4.2.1 Rekenmethoden

De wijze waarop de tijdens de uitvoering optredende krachten uit de machine worden opgenomen is afhankelijk van de uitvoering. Er zijn twee situaties:

1. De palen worden voor een nieuw te bouwen bouwwerk aangebracht;
2. De palen worden onder een bestaand gebouw aangebracht.

Het zal duidelijk zijn dat in geval 1, bij een geheel nieuwe constructie, deze kan worden afgestemd op de optredende belastingen bij uitvoering en definitief. Hierop zal verder niet worden ingegaan. Als de palen worden aangebracht ten behoeve van een nieuw te bouwen bouwwerk, dan wordt de maximale wegdrukkracht uitsluitend bepaald door het gewicht van de gebruikte machine en de drukcapaciteit van de gebruikte persvijzel. De installatie moet zodanig zijn ontworpen dat sterkte en massa van de machine voldoende zijn om de tijdens het drukken van de palen optredende krachten te kunnen opnemen.

In geval 2 is de situatie aanzienlijk complexer aangezien de aanwezige constructie als randvoorwaarde geldt en belangrijke beperkingen oplegt. Om de opneembare krachten te bepalen kunnen 3 stappen worden gevolgd:

1. Bepaling massa uit constructie die zonder significante schuif- en trekspanningen kan worden gemobiliseerd;
2. Bepaling toelaatbare reactiekracht met behulp van staafwerk rekenmodellen;
3. Bepaling toelaatbare reactiekracht met EEM-benadering.

Met stap 1 wordt gecontroleerd of er voldoende tegendruk aanwezig is om de palen op diepte te kunnen drukken. Stap 2 (of 3) is nodig om de kans op scheurvorming in de metselwerkwand te beoordelen. Bij complexe constructies of grensituaties kan met een EEM-benadering meer gedetailleerd inzicht worden verkregen.

Het toetsen zal zowel voor de nieuwe eindsituatie als voor de bouwphase moeten worden gedaan. In de meeste gevallen zullen de krachten tijdens het wegdrücken van de palen maatgevend zijn.

### 4.2.2 Kenmerken bestaande constructie

Bij het aanbrengen van de palen onder een bestaand bouwwerk zal onvoldoende ruimte beschikbaar zijn om een machine toe te passen, waarvan het eigen gewicht voldoende is om de tegendruk te kunnen leveren om de palen naar de vereiste diepte te kunnen drukken. In de meeste gevallen zal dan het gewicht van het gebouw worden benut als ballast. Dat gewicht en de sterkte van de constructie beperken de grootte van de maximaal te gebruiken wegdrukkracht.

Bij het aanbrengen van nieuwe palen onder een bestaand bouwwerk gebeurt dit vrijwel altijd in het kader van funderingsherstel. Meestal gaat het om het versterken of vernieuwen van de fundering van op houten palen gefundeerde woningen, waarbij veel van deze woningen voor 1940 zijn gebouwd. De dragende wanden en de gevels van deze woningen zijn geheel uit metselwerk opgetrokken. Als de palen zijn voorzien van betonoplagers, dan is ook een betonnen funderingsbalk toegepast. Bij veel oudere woningen, bestaat de fundering uit over de houten palen aangebracht funderingshout, waarop het metselwerk is opgetrokken.

*Toelichting:*

De woningscheidende metselwerkwand moet constructief worden beschouwd als een zogenaamde wandligger (of schijf). De stijfheid van de hoge gemetselde wand kan niet worden verwaarloosd om de krachten in de constructie te berekenen. De gemetselde wand maakt op deze wijze onderdeel uit van de fundering van de woning. Dit geldt overigens ook als een betonnen funderingsbalk is toegepast. Ook in dat geval is de stijfheid van de gemetselde wand vele malen groter dan de stijfheid van de betonnen funderingsbalk. Omdat de gemetselde wand onderdeel uitmaakt van de fundering ontstaan in de wand trek- en drukspanningen. De grootte van deze spanningen hangt nauw samen met de grootte van de belastingen op de houten palen. In de tijd dat de woningen werden gebouwd werden de houten palen meestal gedimensioneerd op een belasting van ca.10 ton (100 kN). Hierdoor is de h.o.h. afstand tussen de palen relatief klein en staan er veel palen onder een gemetselde wand. Als gevolg hiervan blijven de optredende spanningen in het metselwerk beperkt en is de sterkte van het metselwerk voldoende om deze spanningen te kunnen opnemen.

Door het aanbrengen van de nieuwe palen wijzigt de constructieve functie van de gemetselde woningscheidende wand niet: de wand blijft deel uit maken van de fundering.

**4.2.3 Wijzigingen bij nieuwe fundering**

Wat zijn de gevolgen voor de gemetselde woningscheidende wand als onder de woning nieuwe palen worden aangebracht?

De nieuw aan te brengen palen worden onder een betonvloer aangebracht en om de belasting uit de gemetselde wand op te vangen wordt deze vloer ingekast in de gemetselde wand. Via de inkassingen en de betonvloer wordt de belasting uit de gemetselde wand op de nieuwe palen afgedragen. Omdat bij het herstellen van de fundering meestal een kleiner aantal palen wordt gebruikt dan onder de oorspronkelijke fundering wordt de belasting op die palen hoger, waardoor ook de optredende spanningen in de gemetselde wand hoger zullen worden. Door het kleinere aantal palen kan onderin de gemetselde wand een grotere trekspanning ter plaatse van de inkassingen optreden, als gevolg van een groter positief moment in de wandliggerconstructie. De inkassingen moeten zorgvuldig constructief worden aangesloten op de gemetselde wand, zodat deze trekkracht via de inkassingen wordt afgedragen naar de betonvloer en door wapening in deze vloer wordt opgenomen.

Het wegdrukken van de palen vergt een grote kracht en deze kracht wordt via de constructie op het metselwerk van de wandliggerconstructie uitgeoefend. Door deze grote kracht kunnen hoge trekspanningen in het metselwerk optreden. Metselwerk is een bouw materiaal dat goed in staat is om drukspanningen op te nemen. De capaciteit om trekspanningen op te nemen is echter beperkt. Als de trekspanningen te groot worden kunnen forse scheuren in het metselwerk ontstaan. Dit is niet gewenst en moet worden voorkomen.

#### 4.2.4 Mobiliseerbare reactiekracht

Hieronder wordt een voorbeeld uitgewerkt om, rekening houdend met de treksterkte van het metselwerk, te berekenen welke wegdrukkracht toelaatbaar is. Hierbij gelden de volgende aannamen:

- Het bestaande metselwerk is van goede kwaliteit en ongescheurd;
- Er zijn geen wandopeningen aanwezig;
- De berekende doorsnede bevindt zich in het midden van de woning scheidende wand.

Dit betekent dat in het voorbeeld geen rekening wordt gehouden met:

- De situatie van palen nabij het uiteinde van de wand en van palen onder de gevel van een pand. Deze kan ongunstiger zijn en moet per geval worden beoordeeld;
- De kwaliteit en daarmee de sterkte van het metselwerk kan sterk variëren. Het is niet uitgesloten dat toch scheurvorming in het metselwerk optreedt bij een lagere wegdrukkracht dan hieronder wordt berekend.

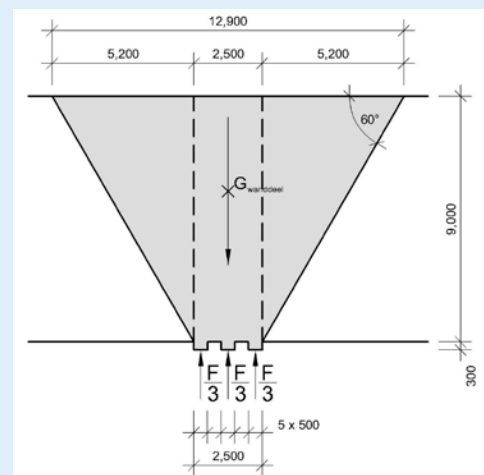
Startpunt is de gewichtsberekening van het pand, die eerder is gemaakt voor het bepalen van het benodigde draagvermogen van de fundering. Per positie van een te drukken paal moet worden berekend welk deel van de pand-massa kan worden gemobiliseerd als reactie-massa. Als het eigen gewicht van het bouwwerk onvoldoende is kan worden overwogen om extra ballast toe te passen om de maximaal te realiseren wegdrukkracht te verhogen. Als dit niet mogelijk is zal het funderingsontwerp moeten worden aangepast door de belasting per paal zover te verlagen, dat de vooraf berekende wegdrukkracht van de palen niet groter is dan de uit het eigen gewicht van het bestaande bouwwerk beschikbare tegendruk.

De voorbeeldberekening:

Hierbij zijn de volgende gegevens gehanteerd:

- De wand is ondersteund met ingekaste nokken met een breedte van 500 mm en deze nokken hebben een h.o.h. afstand van 1000 mm. Uitgaande van een vloerdikte van 300 mm wordt gezien de stijfheid van de vloer aangenomen dat de wegdrukkracht over drie nokken mag worden verdeeld;
- De hoogte van de wand boven de nokken is 9000 mm en de wanddikte is 220 mm;
- Conform de norm voor metselwerk NEN-EN 1996-1-1:2006+A1:2013 wordt de belasting onder een hoek van 60° in de wand gespreid;
- Het volumegewicht van het metselwerk is 20 kN/m<sup>3</sup>;
- Het eigen gewicht van de houten vloeren wordt verwaarloosd.

Met deze uitgangspunten kan de maximaal door de wand te leveren tegendruk relatief eenvoudig worden berekend. (Zie tekening in figuur 4.2.)



Figuur 4.2 Wandoppervlak tegendruk

*Wandoppervlakte die tegendruk kan leveren:*

$$A_{\text{muur}} = 2,50 \times 9,00 + 2 \times \frac{1}{2} \times 5,20 \times 9,00 = 69,3 \text{ m}^2$$

*Eigen gewicht van dit wandgedeelte:*

$$G_{\text{muur}} = 69,3 \times 0,22 \times 20 = 305 \text{ kN}$$

*Om de wegdrukkracht te berekenen mag deze waarde nog worden verhoogd met het eigen gewicht van het vloergedeelte dat de wegdrukkracht op de nokken overbrengt.*

*Vloergedeelte oppervlakte:*

$$A = 2,5 \times 2,5 + 2 \times 0,5 \times 2,5 \times 2,5 = 12,5 \text{ m}^2$$

*Eigen gewicht van nieuwe betonvloer:*

$$G_{\text{vloer}} = 12,5 \times 0,3 \times 25 = 94 \text{ kN}$$

*Met een partiële factor van 0,9 wordt de maximaal te leveren tegendruk:*

$$F = 0,9 \times (305 + 94) = 359 \text{ kN}$$

Bovenstaande berekening is een voorbeeld om de beschikbare tegendruk uit het bestaande pand te kunnen bepalen. Uitgaande van de specifieke situatie van een project moet per geval worden berekend hoeveel tegendruk het bestaande bouwwerk kan leveren.

Een uitgebreidere controle van de spanningen in het metselwerk is nodig, wanneer de voor het wegdrukken van de paal benodigde belasting hoger is dan volgens bovenstaande eenvoudige benadering beschikbaar is. De belasting moet dan over een grotere afstand door de constructie (in dit geval de wandliggerconstructie) worden afgedragen naar het vizelpunt.

Hierbij kunnen negatieve momenten in de wandliggerconstructie ontstaan. Hierdoor kunnen trekspanningen in het metselwerk aan de bovenzijde van de wand, of hoge schuifspanningen op andere plaatsen optreden. Geadviseerd wordt om in deze situatie vooraf te berekenen of de optredende trekspanning in het metselwerk van de wand niet te groot wordt om scheurvorming te voorkomen. Om de optredende te hoge (trek) spanningen in het metselwerk te voorkomen zal de te gebruiken wegdrukkracht moeten worden verlaagd. De mogelijke oplossingen voor deze situatie zijn dezelfde als hierboven beschreven:

- Toepassen van extra ballast om bij gelijkblijvende wegdrukkracht de reactiekracht ten gevolge van het wegdrukken van de paal op de wand te verlagen;
- Het zodanig aanpassen van het funderingsontwerp, dat met de benodigde wegdrukkracht van de palen de toelaatbare spanningen in het metselwerk niet worden overschreden. Dus er zullen meer, maar lichter belaste palen nodig zijn.

#### 4.2.5 Krachtherverdeling met staafwerk benadering

Boven de inkassingen in de metselwerk-wand treden, ten gevolge van het spreiden van de wegdrukkraft in de wand, splijtspanningen op in het metselwerk. Deze (trek)spanningen moeten door het metselwerk worden opgenomen. Ook voor deze spanningen is niet de eindfase, maar de uitvoeringsfase bij het indrukken van de palen maatgevend. De benodigde wegdrukkraft om een paal op het vereiste paalpuntniveau te drukken kan immers tot meer dan twee keer de ontwerpbelasting op de paal zijn.

Zie ook Figuur 4.2 van de voorbeeldberekening uit paragraaf:

*Voor dit geval is in de mechanica een eenvoudig staafwerkmodel beschikbaar om de grootte van de splijtkraft, die boven de palen ontstaat, te berekenen.*

De volgende uitgangspunten worden gehanteerd:

- De wand wordt ondersteund door ingekaste nokken met een breedte van 500 mm en deze nokken hebben een h.o.h. afstand van 1000 mm;
- Uitgaande van een vloerdikte van 300 mm wordt gezien de stijfheidsverhouding tussen betonvloer en gemetselde wand aangenomen dat de wegdrukkraft over drie nokken mag worden verdeeld.

De grootte van de splijtkraft is:

$$N_{b1} = 0,31 \times F_{nok} \times (1 - \alpha / a)$$

Met:

$F_{nok}$  : de geconcentreerde belasting op de schijf;  
bij 3 nokken wegdrukkraft  $F_{nok}$   
=  $\frac{1}{3} \times F_{druk;d}$  (in kN)

$\alpha$ : de breedte van het contactvlak;  
in dit geval de breedte van de nok: 500 mm

$a$ : de schijfbreedte; in dit geval de h.o.h. afstand van de nokken: 1000 mm

Uitgaande van deze waarden wordt de grootte van de splijtkraft:

$$N_{b1} = 0,31 \times F_{druk;d} / 3 \times (1 - 500 / 1000)$$

$$N_{b1} = 0,052 \times F_{druk;d} \text{ kN.}$$

De vijzel waarmee de palen op diepte worden gedrukt is verankerd aan een vooraf gestorte betonvloer. Het eigen gewicht van deze betonvloer wordt gebruikt om (een deel van) de tegendruk te leveren om de wegdrukkraft te kunnen opnemen. Dit gedeelte van de tegendruk hoeft niet door de metselwerk-wand te worden geleverd. Voor de berekening van de trekspanning in het metselwerk mag het aandeel dat de betonvloer levert van de wegdrukkraft worden afgetrokken.

Als de dikte van de betonvloer 300 mm is wordt het gewicht van de vloer per nok:

$$G = 0,30 \times 24,0 \times 6,00 / 2 \times 1,00 = 21,6 \text{ kN,}$$

inclusief nok  $G = 22,0 \text{ kN}$



*Uitgaande dat de dikte van de metselwerk-wand 220 mm is en de slijtkracht in het metselwerk over  $0,7 \times 1000$  mm wordt gespreid, wordt de berekende trekspanning in het metselwerk:*

$$\sigma = 0,052 \times (F_{\text{druk;d}} - 22) \times 10^3 / (0,7 \times 1000 \times 220) \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = 338 \times (F_{\text{druk;d}} - 22) \times 10^{-6} \text{ N/mm}^2$$

*Bij toetsing van de toelaatbare waarde van de trekspanning in het metselwerk moet worden voldaan aan de eisen zoals die zijn vastgelegd in NEN-EN 1996-1-1:2006+A1:2013. In deze norm is voor de maximaal aan te houden buigtreksterkte een waarde vastgelegd van  $0,20 \text{ N/mm}^2$ . Om de rekenwaarde van de treksterkte te bepalen moet de buigtreksterkte nog worden gedeeld door de materiaalfactor  $\gamma_m$ . In dit geval is  $\gamma_m = 1,5$  zodat de rekenwaarde van de treksterkte uitkomt op:*

$$f_{x;d} = 0,20 / 1,5 = 0,13 \text{ N/mm}^2.$$

*Rekening houdend met deze rekenwaarde van de treksterkte van het metselwerk kan de maximale waarde van de wegdrukkraft worden berekend, waarbij de kans op scheurvorming in de wand gering is:*

$$0,13 > 338 \times (F_{\text{druk;d}} - 22) \times 10^{-6}$$

$$F_{\text{druk;d}} < 0,13 / (338 \times 10^{-6}) + 22 = 407 \text{ kN}$$

*Deze waarde is hoger dan de in bovenstaand voorbeeld berekende tegendruk uit het eigen gewicht van de wand en zou in die situatie dus niet maatgevend zijn.*

*Op grond van bovenstaande berekening volgt dat, om scheurvorming in metselwerk-wanden te voorkomen, de wegdrukkraft bij wanden met een dikte van 220 mm moet worden beperkt tot maximaal 407 kN.*

*Indien de metselwerk-wand is uitgevoerd in een dikte van 330 mm, in plaats van 220 mm, dan kan de te gebruiken wegdrukkraft worden verhoogd tot maximaal 610 kN.*

Zoals al in hoofdstuk 3 is vermeld blijkt in de praktijk dat de vieldruk, waarmee de palen worden weggedrukt, per paal grote variaties kan vertonen. In veel gevallen blijkt de uit de manometerdruk teruggerekende belasting hoger uit te vallen dan de met een drukdoos gemeten belasting. Daarom wordt het verantwoord geacht om voor de controle van de maximaal optredende vieldruk voor het bestaande metselwerk uit te gaan van de uit de manometerdruk teruggerekende belasting. Voorzichtigheid blijft echter geboden. In kritische situaties wordt geadviseerd om de werkelijke wegdrukkraft met een geijkte drukdoos te bepalen.

#### 4.2.6 EEM-benadering

Een alternatief kan zijn om met EEM-berekening aan te tonen dat de maximaal toelaatbare spanning in het metselwerk niet wordt overschreden. Hierbij is het mogelijk uit te gaan van niet lineair gedrag van zowel de constructie als van de materialen.

### 4.3 Observational method

Deze methode wordt soms gebruikt bij geotechnische projecten. Door te monitoren wordt beoordeeld of vooraf vastgestelde grenswaarden niet worden overschreden. Indien dit wel dreigt te gebeuren, wordt er tijdens de uitvoering bijgestuurd. Omdat overschrijding van de grenswaarde van de treksterkte van het metselwerk leidt tot scheurvorming en daarmee acuut verlies van (rest)sterkte van het metselwerk is voor dit aspect de methode meestal niet goed bruikbaar.

Het kan voorkomen dat de maximaal toelaatbare wegdrukkracht overschreden wordt, terwijl het vereiste paalpuntniveau nog niet is bereikt. Als het vooraf berekende paalpuntniveau minder dan 0,25 m dieper ligt, dan kan meestal worden aangenomen dat de draagkracht van de paal voldoende is. Als dit niet het geval is, dan zal een keuze moeten worden gemaakt uit een van de volgende mogelijkheden:

- Het uitvoeren van een controlesondering om te beoordelen of de draagkracht van de paal op het bereikte paalpuntniveau voldoende is;
- Het conform NPR7201:2017+A1:2020 uitvoeren van een proefbelasting op de paal, om aan te tonen dat het draagvermogen van de paal bij het bereikte paalpuntniveau voldoende is;

- Het toevoegen van extra ballast om de paal, zonder een grotere kracht op de metselwerkwand uit te oefenen, verder te kunnen drukken naar het vereiste paalpuntniveau;
- Het bijplaatsen van een extra paal om de paalbelasting te verlagen.

### 4.4 Knikstabiliteit palen

Bij het in de grond drukken van de palen moet meestal een (dik) pakket slappe lagen worden gepasseerd. Dit holocene slappe lagenpakket ligt op de draagkrachtige (zand)laag, waarin de paalpunt wordt geïnstalleerd. De kracht waarmee de palen worden weggedrukt werkt op de kop van de paal, waardoor de paal over de volledige lengte op druk wordt belast. De wegdrukkracht die nodig is om de nog niet met beton gevulde paal op de vereiste diepte te drukken is zo groot, dat het noodzakelijk is om te controleren of er gevaar van uitknikken is van de paal in het slappe lagenpakket. Omdat met name kleine paaldiameters gevoelig zijn voor uitknikken dient deze controle op uitknikken altijd te worden uitgevoerd.

Een artikel in Cement nr. 6 uit 2009, met als titel "Knikstabiliteit Ankerpalen" kan worden gebruikt om de controle op uitknikken uit te voeren. In genoemd artikel wordt de rekenmethode van Shields gepresenteerd. Met de relatief eenvoudige formule kan worden uitgerekend of de knikstabiliteit van de ongevulde stalen buispaal voldoende is.

$$F_{r,knik;krit} = (8 \text{ à } 14) \cdot \sqrt{c_u \cdot EI_{paal}} \quad (1)$$

Met:

$F_{r,knik;krit}$  = kritieke knikdraagkracht (draagkracht om knik te voorkomen)

$c_u$  = ongedraineerde schuifsterkte grond

$EI_{paal}$  = buigstijfheid van de slanke paal ( $EI$  van alleen het stalen element of van de gezamenlijke doorsnede 'staal en grout', constatering zie verder in dit artikel)

Figuur 4.3 Knikstabiliteit volgens Shields

Als uit deze controle blijkt dat de knikstabiliteit mogelijk onvoldoende is, dan dient een zwaarder stalen buisprofiel te worden gebruikt. Ook kan worden overwogen een meer geavanceerde rekenmethode toe te passen. Dit kan tot gunstiger resultaten leiden.

## 4.5 Effecten omgeving

In paragraaf 2.3.2 is al het nodige aangegeven over risicofactoren voor de omgeving bij het in de grond drukken van de palen. Invloed op de omgeving is over het algemeen slechts te verwachten, indien de palen zeer dicht bij een bestaande fundering in de grond worden gedrukt. Om te kunnen beoordelen of het in de grond drukken van de palen invloed heeft op een naastliggend pand kan dit pand worden voorzien van meetboutjes, die tijdens de uitvoering regelmatig gemonitord worden.

Zoals in 2.3.2 is uitgelegd dienen voor de start van de uitvoering in een monitoringsplan grenswaarden te worden afgesproken en vastgelegd, die zonder aanvullend overleg en/of maatregelen niet mogen worden overschreden.

Door op deze wijze de uitvoering van de werkzaamheden te controleren, kan, als uit de metingen blijkt dat het nodig is, de uitvoering worden bijgestuurd. Hierdoor blijven de risico's voor de omgeving beheersbaar en tot een minimum beperkt.

# 5. Uitvoeringsaspecten

## 5.1 Bouwveiligheid

Voor de veiligheid op de bouwplaats moet een V & G-plan (Veiligheid- en Gezondheidsplan) worden opgesteld.

Indien maatregelen worden genomen om de kans op schade aan belendingen te beperken, dan moeten deze maatregelen worden vastgelegd in het Bouwveiligheidsplan en dit plan moet worden ingediend bij het bevoegde gezag. Op deze wijze ontstaat voor alle betrokken partijen duidelijkheid over wat afgesproken is en worden misverstanden zo veel mogelijk voorkomen.

Als het gebouw tijdens de uitvoering (gedeeltelijk) in gebruik blijft, dan moet vooraf en door controle tijdens de uitvoering worden aangetoond dat er geen onveilige situaties ontstaan en dit verantwoord is.

### 5.1.1 Inventarisatie risico's

Voor het uitvoeren van het aanbrengen van de palen moeten de mogelijke risico's, die zich tijdens de uitvoering kunnen voordoen worden, worden geïnventariseerd. Naast de gebruikelijk risico's bij transport en gebruik van machines moet bij het maken van een (vervangende) fundering onder andere worden gelet op:

- Stabiliteit constructies bij sloop- en montage werkzaamheden;
- Invloed van aanbrengen pers- en vjzelpalen op bestaande constructie;
- Invloed van ontgraven en eventuele bemaling.

De maatgevende risico's zullen sterk afhankelijk zijn van de lokale omstandigheden en kwaliteit van de bestaande constructies.

Als de palen voor een nieuw te bouwen gebouw worden geïnstalleerd, dan moet in geval van belendingen worden onderzocht, wat de invloed is van het aanbrengen van de palen op het bestaande gebouw. Hierbij kan gedacht worden aan:

- Trillingen;
- Horizontale krachten op bestaande bouw;
- Verstoring van draagvermogen van bestaande funderingen.

Bij wegdrücken van palen zullen trillingen geen rol van betekenis spelen. Wel kan het op korte afstand van bestaande palen in de grond drukken van nieuwe palen tot gevolg hebben dat de bestaande palen zakkig ondergaan. Hierdoor kan schade aan het bestaande gebouw ontstaan.

Bij het aanbrengen van de palen onder een bestaand bouwwerk moet de invloed op zowel het te versterken pand als de belendingen worden beschouwd. Hierbij moet vooraf de kwaliteit van de bestaande constructies worden geïnspecteerd. Het resultaat van de inspectie en de analyses moet worden opgenomen in het Bouwveiligheidsplan. Daarnaast moet worden gecontroleerd of de overige werkzaamheden toelaatbaar zijn.

### 5.1.2 Beheersmaatregelen

Om de kans op beïnvloeden van bestaande palen te verkleinen moet een minimale afstand van  $4D_{\max}$  tussen de bestaande en nieuwe palen worden aangehouden. Hierbij is  $D_{\max}$  de grootste diameter van bestaande en nieuwe palen.

Voor het beperken van de kans op schaden ten gevolge van de kracht die tijdens het op diepte drukken op het casco wordt uitgeoefend, wordt verwezen naar hoofdstuk 4. Hieruit kan volgen dat aanvullende versterkingsmaatregelen nodig zijn.

## 5.2 Monitoring van de omgeving

Geadviseerd wordt de optredende vervormingen van de belending tijdens het aanbrengen van de palen te monitoren. Hiervoor worden op de belending een aantal vaste punten aangebracht, waarvan de hoogteligging en de horizontale positie tijdens het op diepte drukken van de palen nauwkeurig ( $\pm 1$  mm) wordt gemeten. In veel gevallen kan voor de signaleringswaarde een vervorming van 3 mm en voor de interventiewaarde een vervorming van 5 mm worden aangehouden.

De te hanteren signalerings- en interventiewaarden moeten vooraf worden bepaald op basis van de maximaal toelaatbare vervormingen. Hierbij spelen zowel de aard van de constructies, de nog uit te voeren werkzaamheden en de eigendomsverhoudingen een rol. Algemene regels zijn hiervoor niet goed te geven.

## 5.3 Monitoring van het installatieproces

Tijdens het op diepte drukken van de paal moeten de zakkingsnelheid en de kracht waarmee de paal wordt weggedrukt worden geregistreerd. De zakkingsnelheid (in m / minuut) moet minimaal één keer per 5 minuten worden gemeten. De kracht waarmee de paal wordt weggedrukt (in kN) moet minimaal een keer per 0,25 m zakkings van de paal worden geregistreerd. De wegdrukkkracht moet in een grafiek worden weergegeven, waarbij de gemeten wegdrukkkracht (in kN) wordt uitgezet tegen het actuele paalpuntniveau (in m t.o.v. NAP).

Daarnaast moet tijdens het wegdrucken van de paal worden gelet op vervormingen en stabiliteit van de wegdruckinstallatie.

## 5.4 Controle draagvermogen

Om voldoende zekerheid te verkrijgen of het gerealiseerde draagvermogen van de paalfundering voldoende is moet aan de volgende voorwaarden worden voldaan:

1. Het funderingsontwerp moet zijn gebaseerd op een vooraf uitgevoerd grondonderzoek (sonderingen). De afstand tussen de plaats waar gesondeerd is en de locatie waar de palen worden geïnstalleerd mag niet groter zijn dan 12,5 m. Indien op grond van lokale kennis afwijkingen in de bodemopbouw mogen worden verwacht, dan is het aan te bevelen meer grondonderzoek uit te voeren op kortere afstand van de plaats waar de palen in de grond worden gedrukt. Het vereiste paal draagvermogen dient ten minste gelijk te zijn aan de conform 3.1 berekende paalbelasting.

Het paalpuntniveau voor het vereiste paal draagvermogen dient in overeenstemming met het bepaalde in de paragrafen 3.3, 3.4 en 3.5 conform de norm NEN9997-1+C2:2017 te worden berekend;

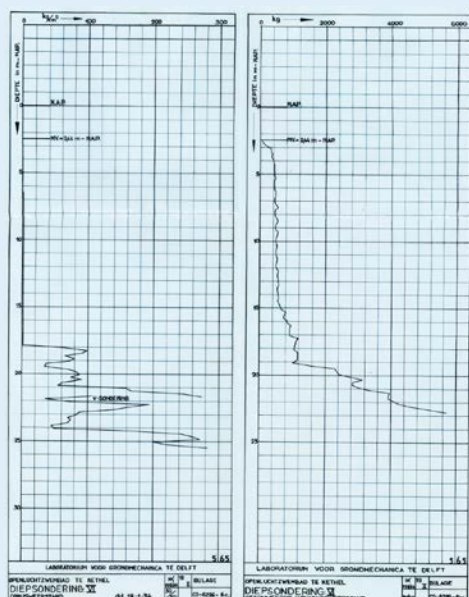
2. Voor de berekening van de naar verwachting benodigde wegdrukkracht wordt verwezen naar paragraaf 4.1;
3. Tijdens het drukken van de paal moet in overeenstemming met het bepaalde in 5.3 de wegdrukkracht worden geregistreerd.

Door de gebruikte wegdrukkracht uit te zetten tegen het bereikte paalpuntniveau wordt een grafiek verkregen die kan worden vergeleken met de nabijgelegen sondering. Hierbij wordt wel aangetekend dat bij het drukken van de paal niet alleen een kracht nodig is om de paalpunt weg te drukken, maar dat ook een kracht nodig is om de wrijving langs de volledige paal-schacht, zowel in de samendrukbare lagen als in de draagkrachtige lagen, te overwinnen. De benodigde wegdrukkracht is de som van deze twee krachten.

De grafiek van de wegdrukkracht lijkt hierdoor op de grafiek die bij vroeger uitgevoerde sonderingen werd getekend. Het verschil zit in de presentatie van de gemeten wrijvingsweerstand tijdens het sonderen. Tegenwoordig wordt de plaatselijk op een bepaalde diepte gemeten wrijvingsweerstand samen met de gemeten conusweerstand in de sonderinggrafiek gepresenteerd. Tot ongeveer 1960 werd vaak de totale bij het sonderen gemeten wrijvingsweerstand in de sondeergrafiek weergegeven. Voor een voorbeeld van een dergelijke grafiek zie Figuur 5.1.

Uit Figuur 5.1 blijkt dat met het toenemen van de sondeerdiepte de totale wrijvingsweerstand, en daarmee de benodigde kracht om de sondeerconus en de sondeerstangen dieper te drukken, steeds verder oploopt. Dit komt goed overeen met wat er gebeurt tijdens het op diepte drukken van een funderingspaal. Met het dieper drukken van de paal neemt het aandeel van de schachtwrijving in de wegdrukkracht steeds verder toe, terwijl het aandeel in de wegdrukkracht van de weerstand die de paalpunt ondervindt uitsluitend wisselt met het toe- of afnemen van de plaatselijk gemeten conusweerstand. De in een grafiek uitgezette wegdrukkracht wijkt om die reden af van de sondeergrafiek van een nabijgelegen sondering. Een voorbeeld daarvan is opgenomen in bijlage 3.

Door eerst een paal nabij een sondering in de grond te drukken en vervolgens de bij deze paal geregistreeerde wegdrukkrachten te vergelijken met de geregistreeerde wegdrukkrachten bij in de nabijheid gedrukte palen kunnen onverwachte verschillen worden gesignaleerd. Het is zaak te beoordelen wat de invloed van de gesignaleerde verschillen is op het vereiste paal draagvermogen.



Figuur 5.1 Sondering met grafiek met conusweerstand en cumulatieve wrijving

## 5.5 Aanvullend onderzoek

Als niet duidelijk is te verklaren wat de oorzaak is van de waargenomen verschillen zal nader onderzoek moeten plaatsvinden. Hierbij kan gedacht worden aan:

- Het uitvoeren van een controlesondering vlakbij de betreffende paal om te beoordelen of de draagkracht op het bereikte paalpuntniveau voldoende is;
- Het conform NPR7201:2017+A1:2020 uitvoeren van een proefbelasting op de paal, om aan te tonen dat het draagvermogen van de paal op het bereikte paalpuntniveau voldoende is.

Afhankelijk van de uitkomst van het onderzoek moet worden bepaald, welke maatregelen moeten worden genomen om het draagvermogen van de fundering te garanderen. Als blijkt dat aanpassingen van de funderingsconstructie nodig zijn,

dan moeten deze aanpassingen op tekening worden verwerkt. Deze tekening moet met de bijbehorende berekeningen en rapportages worden ingediend bij het bevoegde gezag.

Als de palen zijn voorzien van een verzwaarde punt, dan kan dit invloed hebben op de tijdens het op dieptedrukken van de paal optredende wrijving langs de paalschacht. Afhankelijk van de verhouding van de diameter van de verzwaarde punt en de diameter van de paalschacht en de grondsoort van de diverse bodemlagen, waar de paal doorgedrukt wordt, kan de optredende wrijvingskracht tijdens het op dieptedrukken van de paal lager zijn dan de vooraf berekende waarde van de negatieve kleef. Evenals bij palen met een constante diameter dient ook voor palen met een verzwaarde punt te worden gestart met het in de grond drukken van een paal nabij een sondering. Door de bij het indrukken van deze paal geregistreerde wegdrukkkrachten te vergelijken met de wegdrukkkrachten van de in de nabijheid gedrukte palen kunnen optredende verschillen worden gesignaleerd en kunnen zo nodig maatregelen worden genomen om het vereiste paal draagvermogen te waarborgen.

Er kunnen verschillende redenen zijn om een proefbelasting op een of meer door middel van drukken in de grond gebrachte palen uit te voeren. Naast problemen bij het op diepte drukken of innovaties om het drukken van de palen te optimaliseren wordt dit paalsysteem – zoals eerder opgemerkt – niet in de norm NEN9997-1+C2:2017 vermeld en kan ook dit een reden zijn om de palen aan een proefbelasting te onderwerpen. Als wordt gekozen om een proefbelasting op de palen uit te voeren, dan moet de proefbelasting worden uitgevoerd conform de gestelde voorwaarden in NPR7201:2017+A1:2020.

Er kan worden gekozen uit proeven klasse A, B, C en D, afhankelijk van het beoogde resultaat. Voor het bepalen van voor de berekening van het paal draagvermogen bruikbare paalfactoren komen uitsluitend proeven klasse A in aanmerking, terwijl de proeven klasse C en D bedoeld zijn om een uitspraak te kunnen doen over het paal draagvermogen van reeds geïnstalleerde palen van een project. De resultaten van uitgevoerde proefbelastingen moeten in een rapportage, die voldoet aan de in NPR7201:2017+A1:2020 gestelde voorwaarden, worden vastgelegd. Deze rapportage dient ter beoordeling aan het bevoegde gezag te worden voorgelegd.

## 5.6 Uitvoeringstoleranties

De uitvoeringstoleranties zijn deels afhankelijk van de gekozen constructie en de robuustheid daarvan. Aanbevolen wordt de volgende uitvoeringstoleranties aan te houden:

- Bereikte paalpuntniveau t.o.v. NAP: + of – 0,10 m
- Plaatsing palen X, Y: + of – 50 mm
- Verticaalstand paal: < 1:50
- Onnauwkeurigheid drukmeting: < 5% van maximale vijzeldruk

Om het bereikte paalpuntniveau te bepalen dient de lengte van de paal in de nog niet met beton gevulde buis nauwkeurig te worden gemeten. Na meten van bovenkant paal kan vervolgens de bereikte puntdiepte t.o.v. NAP worden berekend.

Na het maken van de palen dient de positie van de palen op 20 mm nauwkeurig te worden ingemeten. Het resultaat van deze inmeting moet worden beoordeeld door de constructeur die de funderingsconstructie heeft ontworpen.

Als de palen worden gebruikt om een nieuw bouwwerk te funderen, dan kan in het ontwerp van de fundering op gebruikelijk wijze rekening worden gehouden met de tijdens het aanbrengen van de palen opgetreden maatafwijkingen. Hierbij kan de fundering worden aangepast en of van extra wapening worden voorzien.

Bij het aanbrengen van palen onder een bestaand gebouw (over het algemeen om funderingsherstel uit te voeren) zijn de aanpassingsmogelijkheden beperkt. Er zal rekening moeten worden gehouden met de belastingafdracht uit het bestaande bouwwerk op de fundering. Dit is ook belangrijk als de plaats van een vervangende of extra paal moet worden bepaald.

Eventueel benodigde aanpassingen in de funderingsconstructie moet op een revisietekening worden verwerkt en worden ingediend bij het bevoegde gezag.

## 5.7 Uitvoeringsplan en verslaglegging

Voor de start van de uitvoering dienen de volgende gegevens in een uitvoeringsplan te worden vastgelegd:

- Gegevens over de te gebruiken vijzel met opgave van de maximaal te leveren vijzeldruk in kN. Daarnaast dient te worden vermeld hoe de manometerdruk in bar kan worden omgerekend naar de vijzeldruk in kN;
- Het toepassen van hulpmiddelen om de paal op de vereiste diepte te kunnen drukken;
- Controle of de maatvoering van de te drukken palen in overeenstemming is met het palenplan;

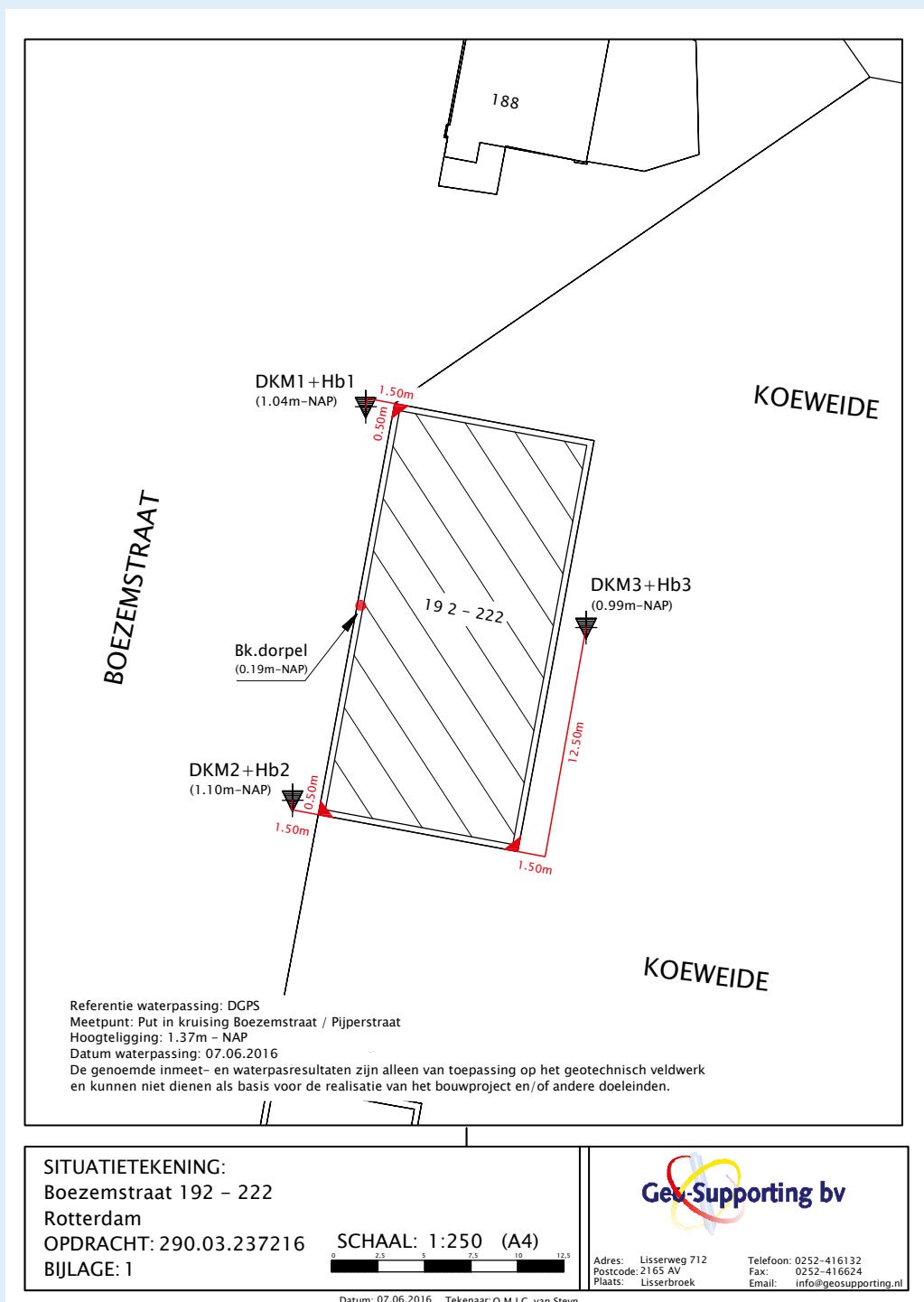


- Het gebruik van een drukdoos (loadcell), met bijbehorende gegevens;
- De maximaal te verwachten wegdrukkraft om de palen op diepte te drukken in kN;
- De te gebruiken wegdruksnelheid;
- De vanuit de veiligheid van het bestaande pand maximaal toelaatbare vieldruk in kN;
- Wijze van registreren van de wegdrukkraft en de wegdruksnelheid van de paal. De gebruikte wegdrukkraft moet worden vergeleken met de vooraf berekende wegdrukkraft;
- Als de omgeving wordt gemonitord opgeven hoe dit wordt uitgevoerd en welke grenswaarden worden gehanteerd;
- Wijze van controleren van het bereikte paalpuntniveau (bij voorkeur t.o.v. NAP);
- Een stappenplan bij eventuele afwijkingen t.o.v. de vooraf verwachte wijze van uitvoeren;
- Overeenkomstig hetgeen in NEN9997-1+C2:2017 in 7.6.2.3 onder punt 10 is vermeld over afwijkingen van de kalendering bij geheide palen moet in het geval van een afwijking van meer dan 35 % van de gebruikte wegdrukkraft over de onderste meter van de paal het draagvermogen van de paal worden geverifieerd door een of meer aanvullende proefbelastingen of door een of meer terreinproeven (bijvoorbeeld sonderingen) op een afstand van ten hoogste 1 m van de paal.

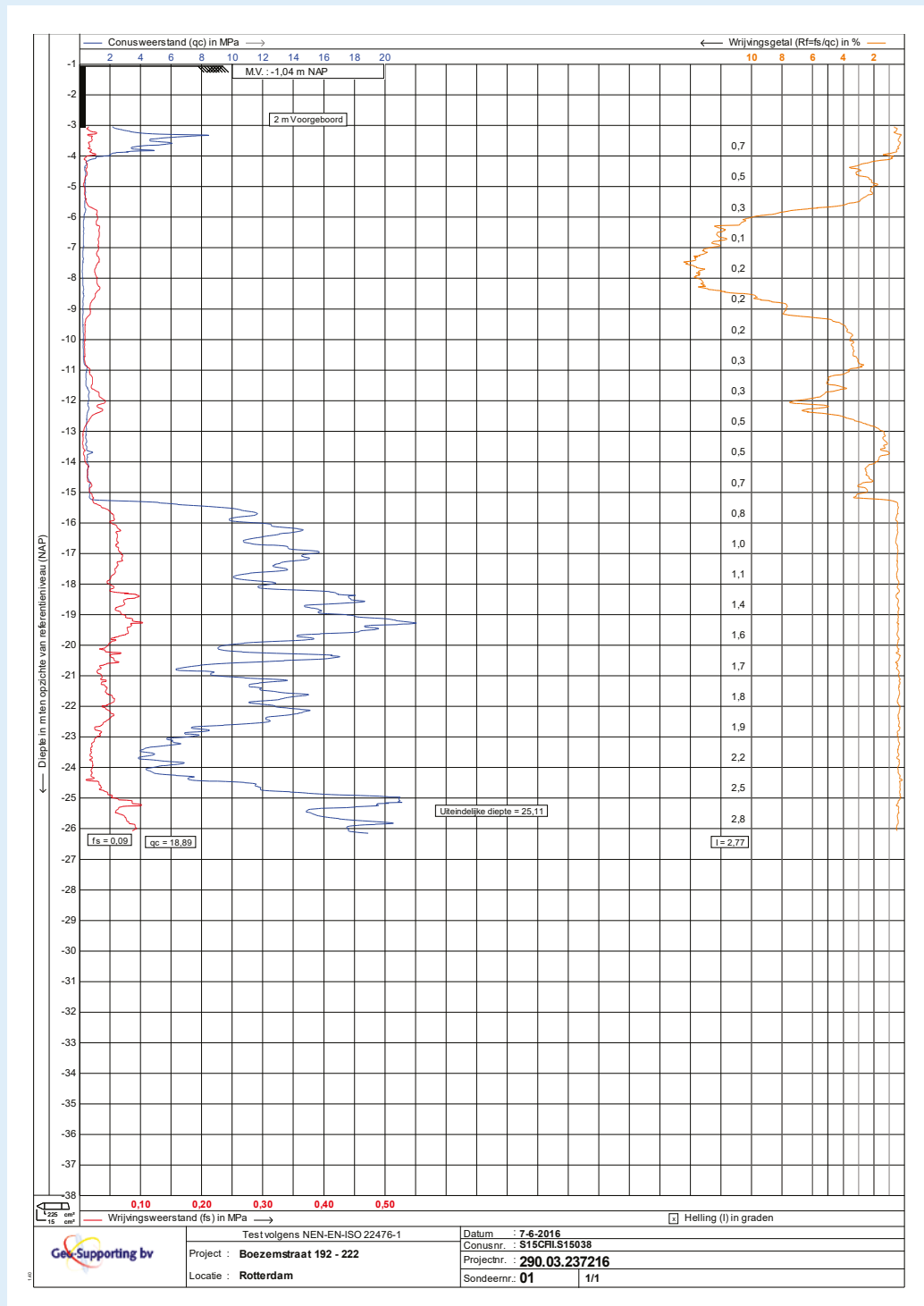
# Lijst van vermelde normen, richtlijnen en literatuur

1. Bouwbesluit 2012
2. NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2019  
Eurocode 0: Grondslagen van het constructief ontwerp
3. NEN-EN 1991-1-1+C1+C11:2019  
Eurocode 1: Belastingen op constructies  
Deel 1-1: Algemene belastingen - Volumieke gewichten en opgelegde belastingen voor gebouwen
4. NEN-EN 1996-1-1:2006+A1:2013  
Eurocode 6: Ontwerp en berekening van constructie van metselwerk
5. NEN8707+C1:2020  
Beoordeling van de constructieve veiligheid van bestaande bouwwerken bij verbouw en afkeur geotechnische constructies
6. NEN9997-1+C2:2017  
Geotechnisch ontwerp van constructies
7. NPR7201:2017+A1:2020  
Geotechniek - Bepaling van het axiaal draagvermogen van funderingspalen door middel van Proefbelastingen
8. Cement 2019 – nr.6 bl.82  
Knikstabiliteit ankerpalen

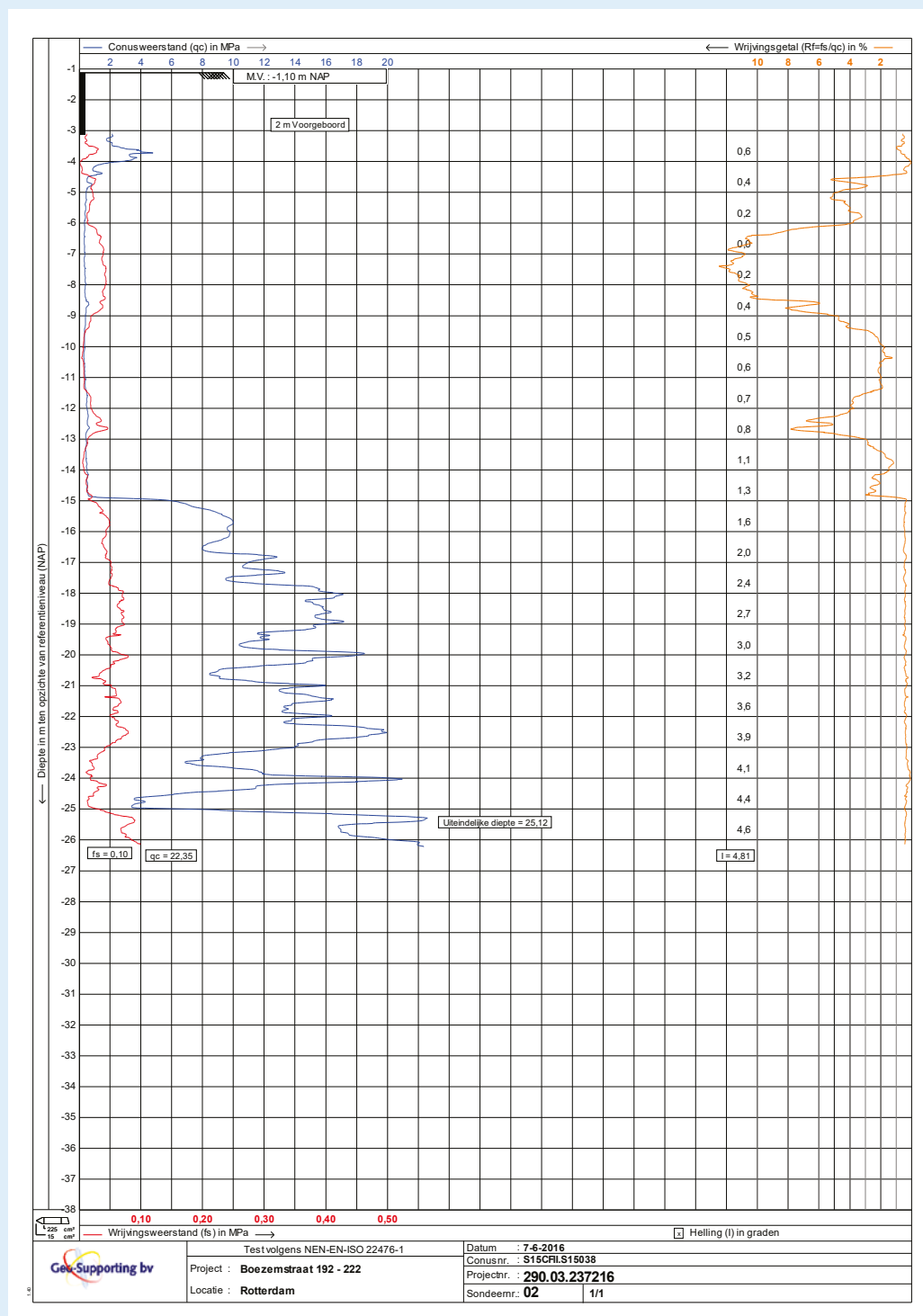
# Bijlage 1 Voorbeeld sonderingen



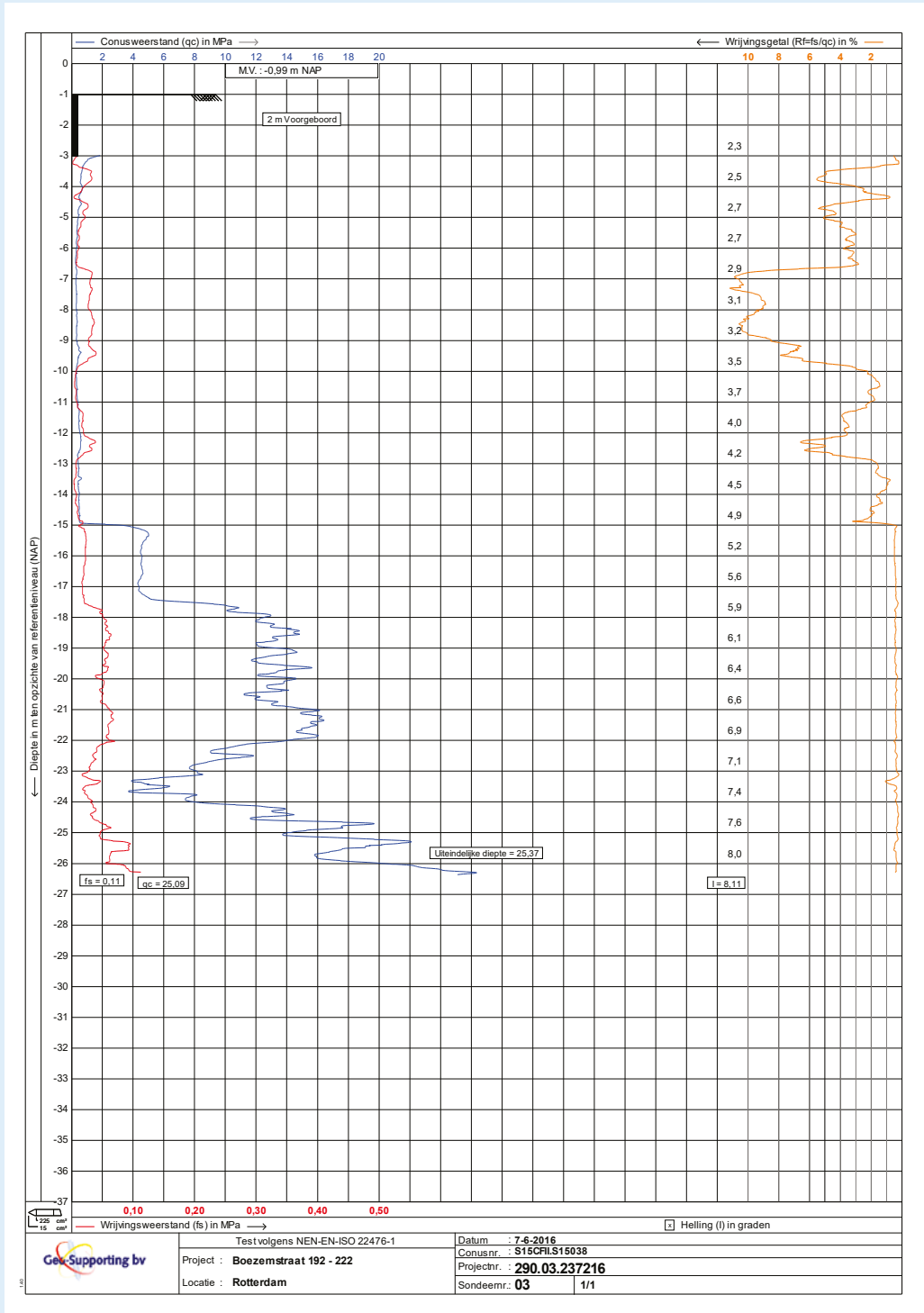
# Bijlage 1 Voorbeeld sonderingen



# Bijlage 1 Voorbeeld sonderingen

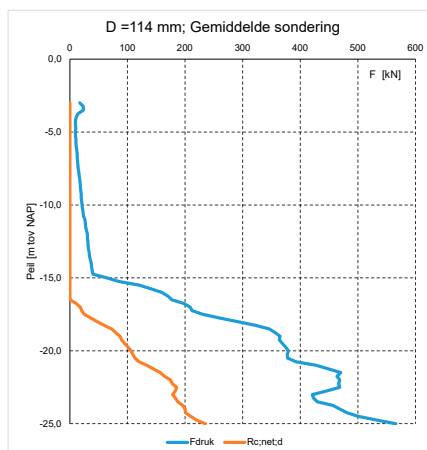
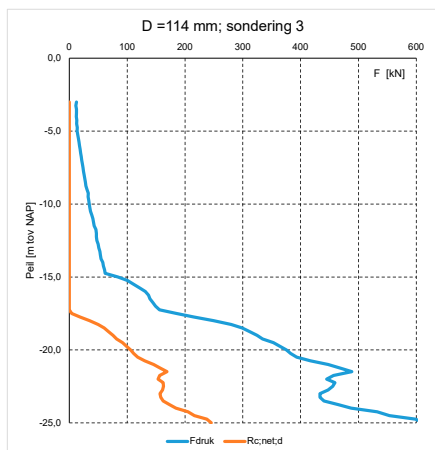
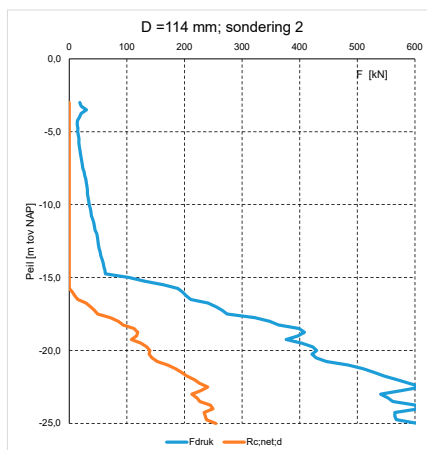
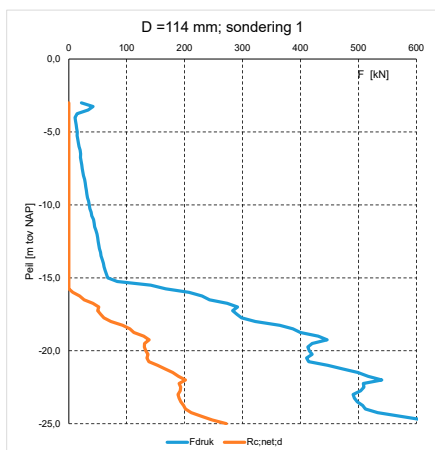


# Bijlage 1 Voorbeeld sonderingen



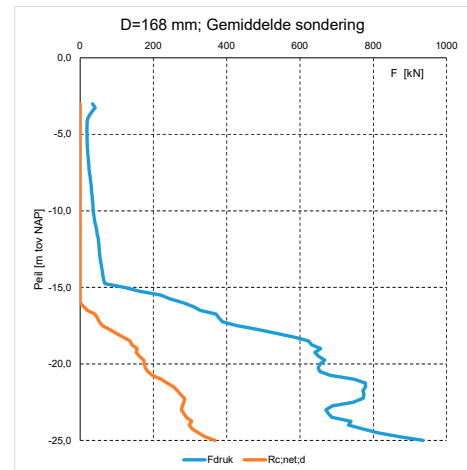
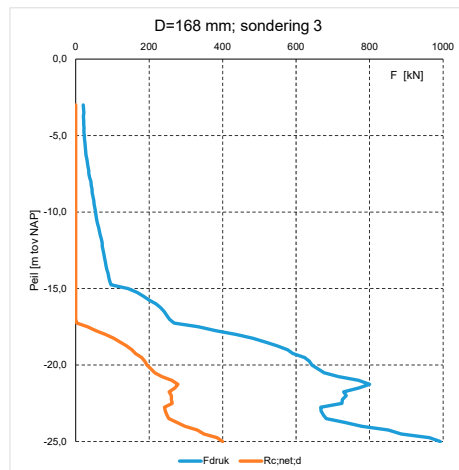
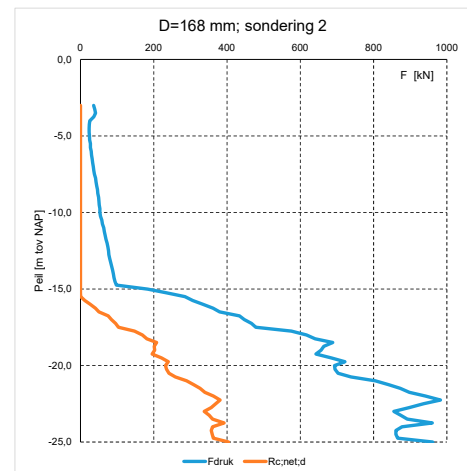
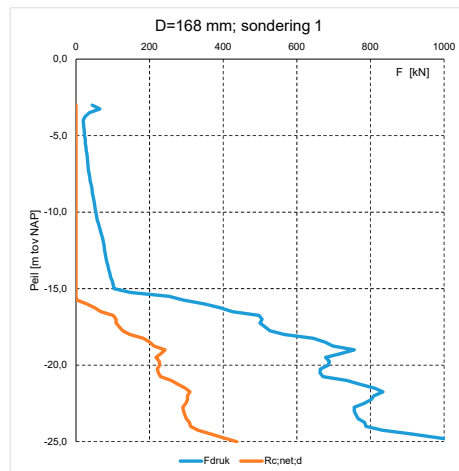
# Bijlage 2 Grafieken draagvermogen en wegdrukkracht

Voorbeeld: Wegdrukkracht  $F_{druk}$  en Netto draagvermogen  $R_{c,net;d}$



# Bijlage 2 Grafieken draagvermogen en wegdrukkracht

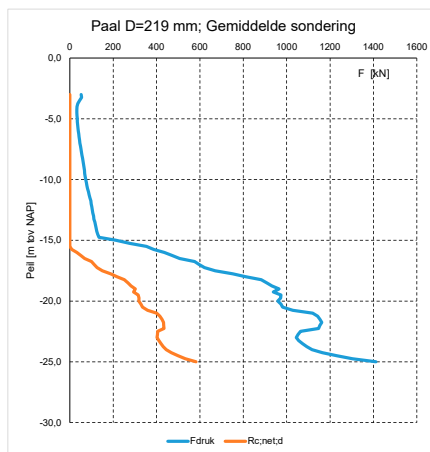
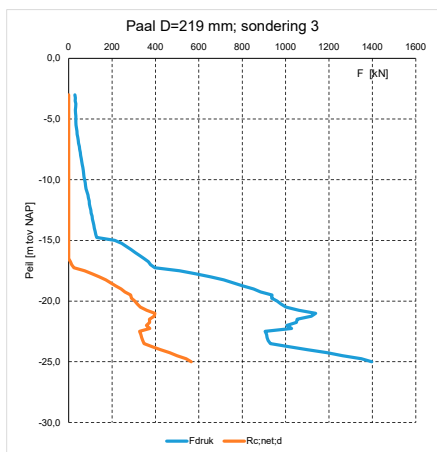
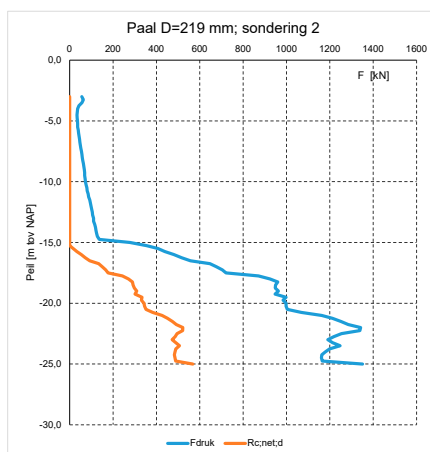
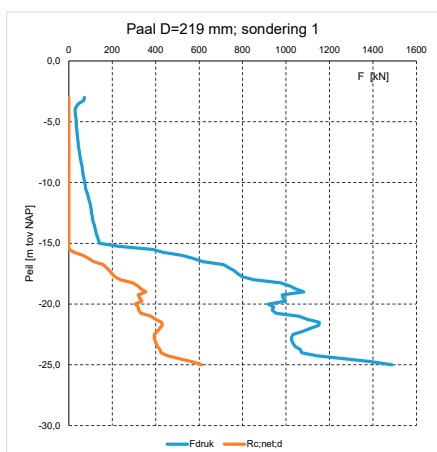
Voorbeeld: Wegdrukkracht  $F_{druk}$  en Netto draagvermogen  $R_{c,net;d}$



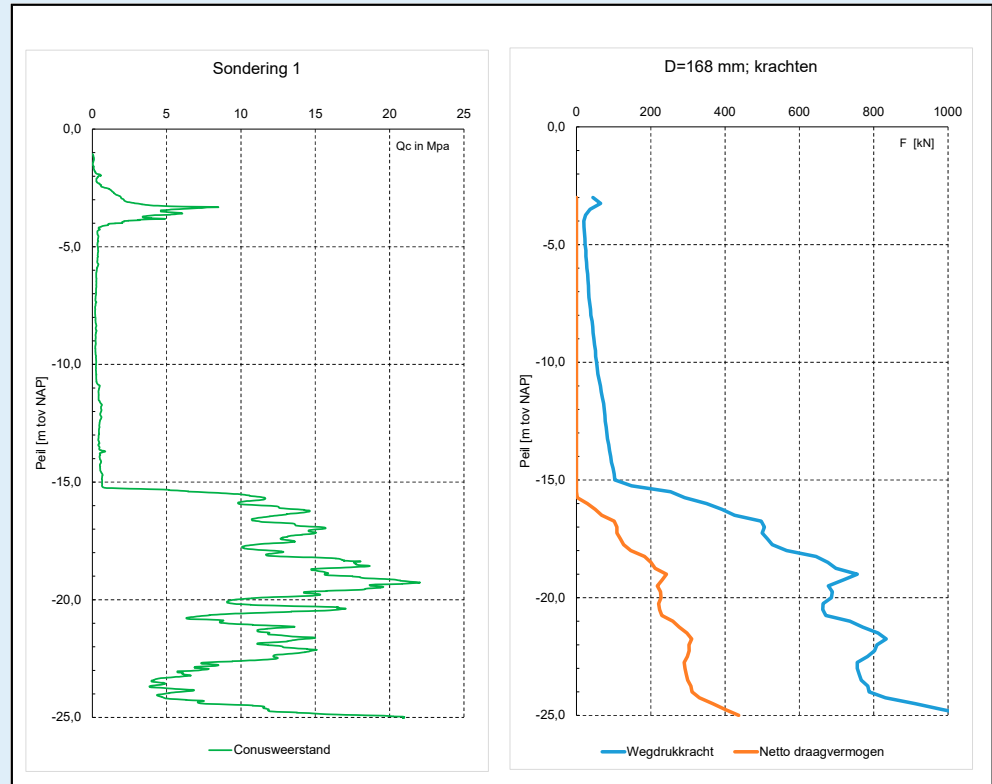


# Bijlage 2 Grafieken draagvermogen en wegdrukkracht

Voorbeeld: Wegdrukkracht F<sub>druk</sub> en Netto draagvermogen R<sub>c,net;d</sub>



# Bijlage 3 Vergelijking wegdrukkracht en sondering





## COLOFON

Foto voorpagina: Funderingsherstel (KCAF)

KCAF uitgave

Commissie:

Leden: Leo Kleibeuker (Gemeente Rotterdam) Arie den Boer (Gemeente Rotterdam)  
Peter Anemaet (Gemeente Vlaardingen) Dirk Bijl (Gemeente Den Haag) Dick de Jong (KCAF)  
Hans Smit (Smit Funderingstechniek) Taco Bresser (Bresser) Henry van Langeveld (Techniek en  
Methode) Tahl Tekoksky (IJsselmeer Betongroep) Frits Huijbrechts (Geofunda) Fevzi Atçeken (ATKO)  
Guido Meinhardt (Crux Engineering) Frans van Dijk (Van Dijk Maasland) Peet van Driel  
(Van Dijk Maasland) Marco Poppelaars (Brefu) Dick Wilschut (Geotechnisch adviseur)  
Eduard de Wit (Adviseur funderingsproblemen en bouwschade en adviseur bouwconstructies)

Tevens is deze richtlijn mede mogelijk gemaakt door:

Manon Helfrich (Woonstad Rotterdam) Arianne Fijan (Gemeente Gouda)  
Edwin de Nijs (Funderingstechnieken De Coogh) en Jaap Estié (NVAF)

Deze uitgave kwam mede tot stand door een bijdrage van RVO, Rijksprogramma Aanpak  
Funderingsproblematiek.