

**READER**

**GEOTECHNIEK**

**VOOR HET HBO**

**Deze reader Geotechniek is samengesteld op initiatief van de** Werkgroep Waterbouw KIVI afdeling Hoger Onderwijs Techniek.

De werkgroep Waterbouw bestaat uit hbo docenten van alle opleidingen Civiele Techniek in Nederland. Zij heeft als doelstelling het lesmateriaal up to date te houden in samenwerking met bedrijven en organisaties in het werkveld.

Na de module rioleringen 2008 is deze reader het tweede leermiddel dat gereed is gekomen dank zij de grote inzet van specialistische ingenieurs in de Geotechniek, die met genoeg hebben meegewerkt aan een basisdocument Geotechniek voor de hbo studenten civiele techniek in Nederland.

Er is een goed evenwicht gevonden tussen basiskennis, uitvoering en ontwerp van geotechnische constructies, waarbij de didactische bewerking het mogelijk maakt dat de reader op elk niveau in de opleiding kan worden gebruikt.

Ook is door de uitgewerkte praktijkvoorbeelden en de bijgevoegde activeringvragen het leerdocument in hoge mate geschikt voor zelfstudie.

Alhoewel het lesmateriaal met grote zorgvuldigheid is samengesteld zijn verbeteringen welkom. U kunt deze doorgeven aan de coördinator van de werkgroep waterbouw KIVI afdeling Hoger Onderwijs Techniek.

ir. D. van Ittersum; e-mail: itt1648@gmail.com

**Eindredactie:** dr.ir. U. Backhausen & prof. dr. ir. A.E.C. van der Stoel

Het auteursrecht berust bij KIVI, Den Haag. Openbaarmaking en vermenigvuldiging door HBO-instellingen ten behoeve van onderwijsdoeleinden zijn toegestaan onder naamsvermelding van de auteurs.

Stand: Juli 2014

## ALGEMENE INLEIDING

Het vakgebied geotechniek is de toepassing van de grondmechanica, rotsmechanica, ingenieursgeologie en andere aanverwante disciplines op het gebied van de Civiele Techniek. Geotechniek speelt een sleutelrol in alle civieltechnische projecten, omdat alle constructies op of in de grond worden gebouwd.

Het materiaal grond verschilt van de anderen materialen zoals bijvoorbeeld beton, staal en hout. De geotechniek vereist een goed begrip van de geologie en het afgeleide grondprofiel en speelt zo een belangrijke rol in de Civiele Techniek met name bij geotechnische constructies zoals:

- Alle funderingsconstructies van bouwwerken;
- Verhardingsconstructies voor wegen, vloeren en bijvoorbeeld vliegvelden;
- Tunnels, parkeergarages, kelders, leidingen en andere ondergronds bouwwerken;
- Grondkerende constructies, zoals damwanden en keermuren;
- Bemalingen bij bouwkuipen en polders;
- Ingravingen en ophogingen.

Er zijn veel geotechnische problemen die om oplossingen vragen. De verantwoording voor de veiligheid en de kosten daarvan liggen in handen van de geotechnisch ingenieur.

Het kiezen van de juiste ontwerp- en uitvoeringsmethode vormt hier een grote uitdaging voor elke civiel en geotechnische ingenieur.

- En zich kan ontwikkelen tot vakspecialist bij een adviesbureau, overheidsdienst of het uitvoerend bouwbedrijf.
- Basiskennis en inzicht om de uitvoering van civieltechnische objecten adequaat te kunnen begeleiden.
- Een naslagwerk in de beroepspraktijk.

## LEERDOELEN

Met het bestuderen van de "Reader Geotechniek" voor het HBO bereikt de student de volgende leerdoelen en hij / zij verkrijgt:

- Kennis en inzicht in: de plaats-, de historie en het belang-, en de ontwikkelingen van de geotechniek
- Basiskennis over het ontstaan en de opbouw van de grond in Nederland
- Kennis over het gedrag van de grond en van de bijhorende grondparameters
- Kennis over het uitvoeren van een grondonderzoek en het bepalen van de grondmechanische eigenschappen van diverse grondsoorten
- Vaardigheid in het berekenen van het volumegewicht, het poriëngehalte, het watergehalte, de dichtheid en de consistentiegrenzen van grond
- Vaardigheid in het berekenen van verticale en horizontale grond-, water- en korrelspanningen en het berekenen van zettingen
- Vaardigheid van het ontwerpen van funderingen op staal en van keermuren en keerwanden
- Vaardigheid van het ontwerpen van paalfunderingen (druk- en trekpalen)
- Vaardigheid van het ontwerpen en beoordelen van bouwkuipen
- Vaardigheid van het ontwerpen en beoordelen van grondconstructies
- Vaardigheid van het ontwerpen en beoordelen van kademuren

De reader Geotechniek voor het HBO is opgezet als digitaal lesmateriaal en geschikt voor zelfstudie voor alle HBO-studenten Civiele Techniek. De student kan via zelfstudie de vereiste kennis, het inzicht en de vaardigheid ontwikkelen. In de verschillende hoofdstukken wordt hiervoor de benodigde leerstof aangeboden.

*De blauw geschreven tekstgedeelten betreffen paragrafen, die dienen als aanvullende informatieve onderdelen, afhankelijk van de gewenste diepgang en omvang van de leerstof. Hoewel de paragrafen vermoedelijk niet strikt noodzakelijk zijn voor het inzichtelijk maken van de berekeningswijze binnen het onderwijsprogramma, zullen ze wel een essentieel onderdeel vormen bij het ontwerpproces in de praktijk.*

De antwoorden op de activeringsvragen en – opdrachten behoren niet tot de leerstof.

## AUTEURS

De "Reader Geotechniek" is geschreven door een groep auteurs:  
Dr.ir. U. Backhausen, Docent Civiele Techniek, Hogeschool Utrecht  
Dr.ir. C.J. Cornejo Córdova, Tauw bv  
Ir. H. Dieteren, CRUX Engineering  
Ir. T.D.S. Feenstra, Tauw bv  
Ir. F.A. van Heerden, Oud docent Civiele Techniek  
Ir. J. Niemeijer, ARCADIS  
ir. M.G.J.M. Peters, Grontmij  
Prof. dr. ir. A.E.C. van der Stoel, CRUX Engineering  
Ing. J. de Vos, Geomet BV  
Ing. T.J.M. de Wit, Geomet BV  
Dr. ir. C. Zwanenburg, Deltares

### *Met dank aan:*

- De klankbordgroep Geotechniekdocenten van de deelnemende hbo scholen
- KIVI afdeling Geotechniek voor het beschikbaar stellen van de CGF1 Elsevier cursusmateriaal.
- Voorbij Funderingstechniek voor het ter beschikking stellen van foto's
- SBR-CUR net voor het beschikbaar stellen van verschillende afbeeldingen uit de CUR aanbevelingen
- Leden van de afstudeergroep DIOS voor het digitaal tekenen van de figuren.



## CV-AUTEURS

Dr.ir. U. Backhausen

Ursula Backhausen studeerde in Duitsland Civiel Techniek met de richting constructies en geotechniek. In 1994 promoveerde zij op het gebied van thermodynamica aan de Bergische Universiteit Wuppertal. In Nederland is zij sinds 1995 werkzaam als docente voor constructies, mechanica, geotechniek en ondergronds bouwen, eerst aan de Hogeschool van Arnhem & Nijmegen en sinds 2000 aan de Hogeschool Utrecht.

Dr.ir. Carlos Cornejo Córdova

Carlos Cornejo is senior specialist geotechniek bij advies- en ingenieursbureau Tauw. Zijn opleiding is Civiele Techniek aan de TU Delft. Tevens is hij gepromoveerd (promotor prof. dr. ir. Verruijt) aan de TU Delft binnen grondmechanica. Het gedrag van grond en de interactie met (grond)water en constructies is zijn specialisme. Hij heeft in zijn werkzame carrière bijgedragen aan diverse projecten, onder andere rijkswegen, complexe bouwkuipen, beïnvloeding van grondverplaatsingen (als gevolg van ophogingen en bouwwerkzaamheden) op de omgeving en fundering van kunstwerken.

Ir. H. Dieteren

Harrie Dieteren is in 1990 afgestudeerd als civiel ingenieur en sindsdien werkzaam geweest bij diverse geotechnische bureaus alwaar hij zich bezig hield met de advisering rondom bouwputten en funderingen maar ook met stabiliteits- en zettingsanalyses van ophogingen voor zowel kleine als grootschalige projecten.

Ir. T.D.S. Feenstra

Theo Feenstra is consultant geotechniek en waterbouwkunde bij advies- en ingenieursbureau Tauw. Zijn opleiding is waterbouwkunde, faculteit Civiele Techniek van de TU Delft. De projecten en ontwerpen die hij maakte in sinds 1999, speelt geotechniek een belangrijke rol. Projecten zijn onder andere HSL-zuid, diverse rijkswegen, boezemgemalen, primaire en regionale waterkeringen, binnenstedelijke projecten en complexe bouwkuipen.

Ir. F.A. van Heerden

Frans van Heerden studeerde in 1973 af aan de TU-Delft.

Van 1973 tot 1986 was hij als constructeur werkzaam op het ingenieursbureau van Bredero's Bouwbedrijf Nederland te Utrecht.

Van 1986 tot 2012 was hij als docent en opleidingscoördinator verbonden aan de Hogeschool Utrecht, Faculteit voor Natuur en Techniek, Instituut voor gebouwde omgeving.

Zijn belangstelling en specialisaties zijn de funderingstechniek, ondergronds bouwen en watermanagement.

Ir. J. Niemeijer

Hans Niemeijer is na de afronding van zijn studie civiele techniek aan de Technische Universiteit Delft bij Rijkswaterstaat aan de slag gegaan. Hij heeft zich daar gespecialiseerd in dijken en meegewerkt aan het samenstellen en introduceren van diverse software pakketten op het gebied van waterbouw. Na enkele jaren is hij bij ARCADIS gaan werken en heeft hij zich ontwikkeld tot landelijk specialist op het gebied van waterkeringen en geotechniek. Hij heeft meegeschreven aan een groot aantal Leidraden en overige publicaties van ENW (voorheen TAW) en STOWA.

ir. M.G.J.M. Peters, Grontmij

Marco Peters studeerde Civiele Techniek aan de TU Delft, waar hij zich gespecialiseerde in de grondmechanica, geotechniek, wegebouw, de mechanica en constructies. Vrijwel direct na zijn masterstudie is hij gaan werken bij Grontmij als geotechnisch adviseur waar hij zich eerst richtte op dijken en funderingen en later specialiseerde in het ontwerpen van geotechnische projecten, zoals een ondergrondse parkeergarage en kademuren. Zijn expertise ligt ook in FEM berekeningen (PLAXIS 2D en 3D, zowel statisch en dynamisch) en het ontwerpen van geotechnische constructies ten gevolge van aardbeving inclusief een simulatie in FEM.

In 1998 initieerde hij binnen Grontmij een Geotechniek Manual die hij vervolgens in samenwerking met een team ontwikkelde en later ook uitbreide door mee te werken bij verschillende wetenschappelijke onderzoeksprojecten.

Prof. dr. ir. A.E.C. van der Stoel

Almer van der Stoel promoveerde in 2001 aan de TU Delft op het gebruik van injectiemethoden (grouting) voor het verbeteren van paalfunderingen. Na de oprichting van CRUX Engineering BV in 2002 is Van der Stoel o.a. actief geweest als deeltijd hoogleraar aan de Nederlandse Defensie Academie. Sinds 2008 is hij als deeltijd hoogleraar Civieltechnische Constructietechnologie verbonden aan de Faculteit CTW van de Universiteit Twente. Tevens treed hij op als (internationaal) expert met betrekking tot grondverbeteringstechnieken en geotechnische calamiteiten en voor verzekeraars en rechtbanken.

Ing. J. de Vos

Ing. J. de Vos is sinds 1975 werkzaam in het vakgebied Geotechniek. In aanvang in de offshore engineering maar sinds 1978 heeft hij zich bezig gehouden met de funderingsproblematiek in Nederland.

Vanaf 1988 is hij mede eigenaar van (Joustra) Geomet. Als lid van meerdere commissies heeft hij een belangrijke bijdrage geleverd om het vakgebied in brede zin toegankelijk te maken, waarbij het ontwerpen van ondergrondse constructies, (paal)funderingen en het controleren van gemaakt paalfunderingen zijn aandachtsgebieden zijn.

Sinds 1998 is hij als vakdocent in deeltijd verbonden aan de opleiding Civiele techniek van de Haagse Hogeschool alsmede de Betonvereniging voor het verzorgen van cursussen.

Ing. T.J.M. de Wit, Geomet BV

Na zijn opleiding aan de HTS Utrecht heeft Theo de Wit zich gespecialiseerd in de Geotechniek eerst bij ABT en later bij Geomet. In ruim 25 jaar heeft hij veel ervaring opgedaan met name op het gebied van uitvoering van funderingen en bouwputten. Als hoofd adviesafdeling van Geomet begeleidt hij collega's en stagiairs.

Dr. ir. C. Zwanenburg

Cor Zwanenburg is afgestudeerd aan de Technische Universiteit Delft in 1995. In 2005 promoveerde hij aan de TU Delft op het gebied van consolidatiegedrag van veen. Sinds 1996 is Cor Zwanenburg werkzaam bij Deltares geo-engineering als adviseur en onderzoeker. Zetting en stabiliteit van ophogingen zijn hierbij zijn specialiteiten. Zijn werkzaamheden bevinden zich op het grensvlak van (experimenteel) onderzoek en praktische toepassing.





# INHOUDSOPGAVE

## 1 GEOTECHNIEK IN DE CIVIELE TECHNIEK

*door dr.ir. U. Backhausen*

- 1.1 Het vakgebied geotechniek
- 1.2 Geotechnische normen
- 1.3 Veiligheidsfilosofie
- 1.4 Het geotechnisch ontwerp
- 1.5 Referenties

## 2 DE ONDERGROND

*door ir. F.A. van Heerden*

- 2.1 Algemeen
- 2.2 Geologie voor de geotechnisch ingenieur
- 2.3 Grondsoorten
- 2.4 Geohydrologie
- 2.5 Grondonderzoek
- 2.6 Activeringsvragen en zelfstudieopdrachten
- 2.7 Referenties

## 3 GRONDMECHANICA

*door dr.ir. C. Zwanenburg en dr.ir.U. Backhausen*

- 3.1 Algemeen
- 3.2 Grondclassificaties
- 3.3 Grond, water- en korrelspanning
- 3.4 Sterkte van grond
- 3.5 Samendrukking van grond
- 3.6 Activeringsvragen en zelfstudieopdrachten
- 3.7 Referenties

## 4 FUNDERINGSTECHNIEK

*door ing. J. de Vos*

- 4.1 Inleiding
- 4.2 Paalfunderingen
- 4.3 Keuze funderingswijze
- 4.4 Activeringsvragen en zelfstudieopdrachten
- 4.5 Referenties

## 5 UITVOERING VAN GRONDKERENDE CONSTRUCTIES

*door ing. T.J.M. de Wit*

- 5.1 Algemeen
- 5.2 Gewichtsmuren
- 5.3 Gewapende grondconstructies
- 5.4 Bouwkuipwanden

- 5.5 Verankeringen en stempelingen
- 5.6 Risicomanagement en monitoring
- 5.7 Activeringsvragen en zelfstudieopdrachten
- 5.8 Referenties

## **6 ONTWERPEN VAN FUNDERINGEN OP STAAL**

*door ir. M.G.J.M. Peters*

- 6.1 Algemeen
- 6.2 Toetsing volgens de Eurocode
- 6.3 Berekening van een fundering op staal
- 6.4 Berekening funderingen als elastisch ondersteunde elementen
- 6.5 Berekening kelderfunderingen
- 6.6 Berekening van een keermuur op staal
- 6.7 Activeringsvragen en zelfstudieopdrachten
- 6.8 Computertoepassingen
- 6.9 Referenties

## **7 ONTWERPEN VAN FUNDERINGEN OP PALEN**

*door ir. M.G.J.M. Peters en dr. ir.U. Backhausen*

- 7.1 Algemeen
- 7.2 Toetsing volgens Eurocode
- 7.3 Berekening van op druk belaste palen
- 7.4 Berekening van trekpalen
- 7.5 Door grond zijdelings belaste palen (type A)
- 7.6 Door horizontale paalkopbelastingen belaste palen (type B)
- 7.7 Activeringsvragen en zelfstudieopdrachten
- 7.8 Referenties

## **8 ONTWERP VAN BOUWKUIPEN**

*door prof. dr. ir. A. van der Stoel, ir. H. Dieteren en dr. ir. Ursula Backhausen*

- 8.1 Algemeen
- 8.2 Grondparameters en normen
- 8.3 Evenwichtsberekening
- 8.4 Invloed van water
- 8.5 Ontwerpen van verticale grondkeringen
- 8.6 Ontwerpen van horizontale grondkeringen
- 8.7 Ontwerp van ankers
- 8.8 Ontwerp van groutankers
- 8.9 Ontwerp van stempels
- 8.10 Dimensionering gordingen
- 8.11 Omgevingsbeïnvloeding
- 8.12 Monitoring
- 8.13 Activeringsvragen en zelfstudieopdrachten
- 8.14 Referenties

## **8A ONTWERP VAN BOUWKUIPEN - Activeringsopdracht**

*door ir. H. Dieteren en prof. dr. ir. A. van der Stoel*

## **9 ONTWERP VAN GRONDCONSTRUCTIES**

*door ir. J. Niemeijer; C.J. Cornejo; T.D.S. Feenstra; ir. D. van Ittersum en  
dr. ir. U. Backhausen*

- 9.1 Algemeen
- 9.2 Algehele stabiliteit van taluds
- 9.3 Horizontale vervormingen
- 9.4 Consolidatie bij ophogingen
- 9.5 Hydraulische invloeden door erosie
- 9.6 Waterkeringen
- 9.7 Activeringsvragen en zelfstudieopdrachten
- 9.8 Computertoepassingen
- 9.9 Referenties

## **10 ONTWERP VAN KADECONSTRUCTIES**

*door ing. J. de Vos*

- 10.1 Algemeen
- 10.2 Gewichtconstructies
- 10.3 Grondpenetrerende wandconstructies
- 10.4 Grondpenetrerende constructies met ontlastvloer
- 10.5 Overbouwd talud
- 10.6 Eisen voor kademuren
- 10.7 Ontwerp van kadeconstructies
- 10.8 Referenties

### **Bijlage**

- A** NEN-EN 1997 tabel 2b karakteristieke waarden grondeigenschappen



# **HOOFDSTUK 1**

## **GEOTECHNIEK IN DE CIVIELE TECHNIEK**

**READER  
GEOTECHNIEK**

**VOOR HET HBO**

**Initiatief:** Werkgroep Waterbouw KIVI afdeling Hoger Onderwijs Techniek  
**Eindredactie:** dr.ir. U. Backhausen & prof. dr. ir. A.E.C. van der Stoel

Het auteursrecht berust bij KIVI, Den Haag. Openbaarmaking en vermenigvuldiging door HBO-instellingen ten behoeve van onderwijsdoeleinden zijn toegestaan onder naamsvermelding van de auteurs.

Stand: September 2013

# HOOFDSTUK 1

## GEOTECHNIEK IN DE CIVIELE TECHNIEK

Dr. Ir. U. Backhausen (Docent Civiele Techniek, Hogeschool Utrecht)

### Inhoudsopgave

<b>1.1</b>	<b>Het vakgebied geotechniek</b> .....	<b>3</b>
1.1.1	De positie van de geotechniek .....	3
1.1.2	De onderverdeling van de geotechniek .....	4
<b>1.2</b>	<b>Geotechnische normen</b> .....	<b>5</b>
1.2.1	De ontstaansgeschiedenis .....	5
1.2.2	Inhoud NEN-EN 1997-1 en -2 .....	6
<b>1.3</b>	<b>Veiligheidsfilosofie</b> .....	<b>8</b>
1.3.1	Veiligheidsfilosofie.....	8
1.3.2	Betrouwbaarheidsfilosofie .....	9
1.3.3	Betrouwbaarheids- (Reliability Class RC) & gevolgklassen (Consequence Class CC) .....	10
<b>1.4</b>	<b>Het geotechnisch ontwerp</b> .....	<b>11</b>
1.4.1	Ontwerpeisen .....	11
1.4.2	Geotechnische categorieën .....	11
1.4.3	Grenstoestanden.....	11
1.4.4	Ontwerptoestanden .....	12
1.4.5	Ontwerpbenadering (Design Approach).....	13
1.4.6	Partiële belastingfactoren.....	13
1.4.7	Materiaalfactoren .....	14
<b>1.5</b>	<b>Referenties</b> .....	<b>15</b>





# Hoofdstuk 1

# Geotechniek in de Civiele Techniek

## 1.1 Het vakgebied geotechniek

Het vakgebied geotechniek beslaat de toepassing van de grondmechanica, rotsmechanica, ingenieursgeologie, funderingstechniek en andere aanverwante disciplines op het gebied van de Civiele Techniek. Geotechniek speelt een sleutelrol in alle civieltechnische projecten, omdat alle constructies op of in de grond worden gebouwd. Het vormt daarmee letterlijk en figuurlijk het fundament van de civiele techniek.

### 1.1.1 De positie van de geotechniek

De grondmechanica is de wetenschap van het evenwicht en de vervormingen van grond en op natuurlijke of kunstmatige wijze tot stand gekomen grondmassa's, welke onder invloed staan van mechanische krachten. Met deze wetenschap kan ook de invloed die grond of grondmassa's en de daarmee in aanraking komende constructies op elkaar uitoefenen worden nagegaan. Dit laatste wordt funderingstechniek genoemd.

In feite wordt de geotechniek al heel lang uitgeoefend, zo legt de mens al heel lang wegen en dijken aan. Ook werden grote bouwwerken zoals bruggen, aquaducten en piramides gefundeerd. Het ontwerp van een geotechnische constructie gebeurde meestal op basis van ervaring van de bouwmeester en lokale ervaring.

Zoals bij vele wetenschappen heeft men ook geprobeerd het gedrag van de grond vast te leggen en toegankelijk te maken voor berekeningen. Dit wordt al vrij lang gedaan. Zo publiceerde Coulomb in 1773 op het gebied van *spanningen* een berekening van de gronddruk tegen een grondkerende muur, waarbij rekening werd gehouden met de wrijvingseigenschappen van grond. V.J. Boussinesq leverde in 1885 een belangrijke bijdrage met zijn boek "Applications de potentiels a l'etude de l'equilibre". Hierin berekende hij de verdeling van de spanning, veroorzaakt door een puntlast op een grondmassa. A. Föpl probeerde in 1897 door proeven de geldigheid van de door Boussinesq gegeven formules te controleren. Toen bleek reeds dat het gedrag van grond gecompliceerd is en dat spanningen en vormveranderingen niet evenredig (lineair) zijn, zoals bijvoorbeeld bij staal. Ook de onderzoeken in Zweden van Peterson, Fellinus e.a. naar de *stabiliteit* van kademuren in Goteborg lieten dit zien. Hierbij werd de methode ontwikkeld van het bepalen van het evenwicht van grondmassa's door middel van cirkelvormige glijvlakken.

In Nederland begon de wetenschappelijke ontwikkeling van de grondmechanica met een ongeluk door het afschuiven van een spoorweg talud bij Weesp in 1918. Naar aanleiding van dit ongeval werd het Laboratorium voor Grondmechanica in Delft opgericht.



**Figuur 1.1.1**

De variëteit aan deskundigen in de praktijk van de geotechniek; (bron: CGF1, Elsevier)

De praktijk van de geotechniek omvat een grote variëteit aan disciplines en vaardigheden. Dit wordt duidelijk in figuur 1.1.1. Het gevolg hiervan is dat vele actoren in de civiele techniek, met verschillende achtergronden, opleidingen en andere ervaringen, zich op de één of ander wijze met de geotechniek bezig houden.

In Nederland wordt de geotechniek vaak onderverdeeld in de vakgebieden grondmechanica, funderingstechniek, geohydrologie, mijnbouw en geo-ecologie.

De aandacht voor de geohydrologie is ontstaan uit de algemeen hoge grondwaterstand in grote delen van Nederland.

### **1.1.2 De onderverdeling van de geotechniek**

Het materiaal grond verschilt van de andere materialen zoals bijvoorbeeld beton, staal en hout. Terwijl een ontwerp met deze materialen vooraf met een relatief grote mate van zekerheid gespecificeerd kan worden, is het ontwerpen van geotechnische constructies onderhevig aan een grotere onzekerheid. Door de complexiteit van de geologie heeft de geotechnisch ingenieur te maken met een gecompliceerde, isotrope en heterogene materialen. De eigenschappen van de grond variëren met de tijd, historie, plaats en zijn ook sterk afhankelijk van de richting waarin de grond wordt belast en van de waterspanningen in de grond, die eveneens vaak in grootte variëren.

De geotechniek vereist een goed begrip van de geologie en het afgeleide grondprofiel en speelt zo een belangrijke rol in de Civiele Techniek met name bij geotechnische constructies zoals:

- Alle constructies die voor het funderen van bouwwerken dienen;
- Verhardingsconstructies voor wegen, vloeren en bijvoorbeeld vliegvelden;
- Tunnels, parkeergarages, kelders, leidingen en andere ondergronds bouwwerken;
- Grondkerende constructies, zoals damwanden, keermuren en landhoofden;
- Bemalingen bij bouwkuipen en polders;
- Ingravingen en ophogingen.

#### *Funderingsconstructies*

Elke gebouwde constructie wordt gefundeerd. Dit gebeurt met het ontwerpen van een funderingsconstructie, die economisch en technisch verantwoord is en de uitgeoefende bovenbelasting zo goed mogelijk overdraagt op de ondergrond, zonder de toelaatbare belasting of deformatie tijdens de levensduur van het kunstwerk te overschrijden. De grond is niet homogeen (de eigenschappen zullen van plaats tot plaats sterk verschillen) en anisotroop (de eigenschappen variëren afhankelijk van de richting waarin de grond wordt belast), waardoor de funderingsmethode ook zal verschillen.

#### *Ondergrondse constructies*

Voor het realiseren van constructies onder de grond is het van belang de druk van de grond, zowel in verticale als in horizontale richting, te kennen. Daarom is het belangrijk niet alleen de mechanische eigenschappen van de grond te kennen maar ook de verdeling van de horizontale krachten te kunnen berekenen.

Om een constructie onder de grond te realiseren worden soms bouwkuipen aangelegd. De krachten die bij een grondkerende constructie optreden zijn horizontaal gericht. Voor de veiligheid van de bouw is het van belang de grondkerende constructie, bijvoorbeeld een damwand, goed te dimensioneren en de stabiliteit te waarborgen. In verband met de hoge grondwaterstand in Nederland kan het noodzakelijk zijn het verticale evenwicht te waarborgen door het toepassen van trekpalen en/of onderwaterbeton of het toepassen van een permanente polderconstructie. In de bouwfase kan een tijdelijke bemaling een oplossing bieden. Bij toepassing van trekpalen vormt de grond niet alleen een belasting maar levert ook draagkracht aan de constructie.

#### *Grondconstructies*

Grond is het meest gebruikte bouw materiaal ter wereld, want immers overal verkrijgbaar. Het wordt gebruikt voor de aanleg van wegen en dijken. Aardebanen voor de wegen- en spoor-

wegenbouw zijn veel voorkomende voorbeelden voor grondconstructies. Maar ook kanalen met hun ingegraven hellingen zijn grondconstructies.

Er zijn veel geotechnische problemen die om oplossingen vragen. De verantwoording voor de veiligheid en de kosten daarvan liggen in handen van de geotechnisch ingenieur en het kiezen van de juiste ontwerpmethodede vormt hierbij een grote uitdaging.

## 1.2 Geotechnische normen

### 1.2.1 De ontstaansgeschiedenis

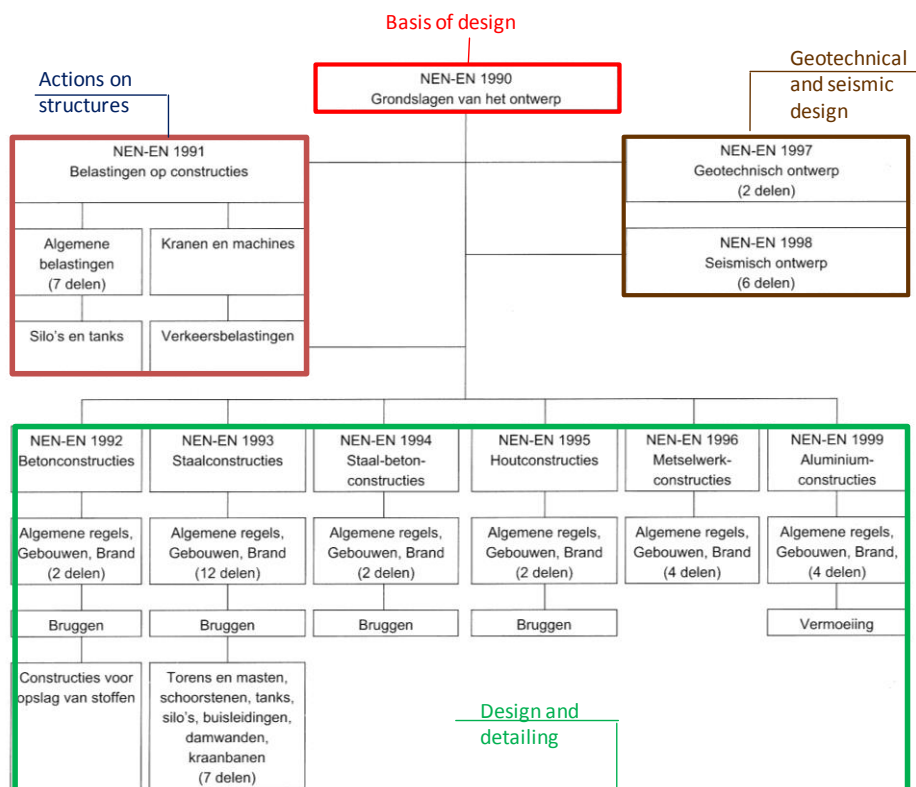
Normen zijn afspraken die marktpartijen vrijwillig met elkaar maken over de kwaliteit en veiligheid van hun producten, diensten en processen. Het Nederlands Normalisatie-instituut fungeert als neutrale partij en inventariseert aan welke normen behoefte is en brengt de organisatie van belanghebbenden bij elkaar om de benodigde normen te financieren en te ontwikkelen. De NEN doet dit zowel op nationaal, Europees en mondiaal niveau.

Al aan het eind van de '70er jaren bereikte de Europese Commissie overeenstemming over het ontwikkelen van een set Europese normen voor bouwwerken. Het doel hiervan was, de vrije handel tussen de lidstaten te stimuleren. Als gevolg hierop spraken in 1980 de Europese Commissie en de International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE) af om te onderzoeken of er een gezamenlijke Norm voor alle lidstaten zou kunnen worden opgesteld. Na veel overleg is door ISSMGE in 1987 één voornorm voor alle lidstaten opgesteld de uiteindelijke Europese Norm, Eurocode 7.

Eurocode 7 is binnen de set Eurocodes (figuur 1.2.1) het document waarin de geotechnische aspecten van het ontwerp van constructies aan bod komen. Eurocode 7 bestaat uit twee delen, namelijk:

NEN-EN 1997-1, Eurocode 7 – Geotechnisch ontwerp, Deel 1 : Algemene regels

NEN-EN 1997-2, Eurocode 7 – Geotechnisch ontwerp, Deel 2: Grondonderzoek en beproeving



**Figuur 1.2.1**  
Overzicht Eurocodes  
(bron: NEN-EN 1997-1)

Deel 1 omvat de normen en regels voor de bepaling van geotechnische belastingen en voor de controle van de geotechnische weerstand en is in 2005 vast gelegd. In juni 2006 is deel 2 ontwikkeld. Hierin zijn de algemene eisen en regels voor het uitvoeren en evalueren van veld- en laboratoriumonderzoek ten behoeve van het geotechnisch ontwerp opgenomen.

### 1.2.2 Inhoud NEN-EN 1997-1 en -2

In Eurocode 7, deel 1 zijn de algemene regels voor het geotechnisch ontwerp omschreven. Hierin worden de algemene principes en de eisen, die aan het geotechnisch ontwerp worden gesteld, beschreven ten behoeve van het verzekeren van de constructieve veiligheid (sterkte, stijfheid en stabiliteit), bruikbaarheid en duurzaamheid van de ondersteunende bouwwerken (gebouwen en civieltechnische werken) gefundeerd in de grond of op rots.

Deel 1 moet in samenhang met NEN-EN 1990, Eurocode: Grondslagen voor het constructief ontwerp, gebruikt worden (figuur 1.2.1). Dit document vormt de basis van alle Eurocodes waarin de grondslagen en eisen zijn vastgesteld voor de veiligheid, bruikbaarheid en duurzaamheid van bouwwerken. Daarnaast is ook de NEN-EN 1991, Eurocode 1 – Belastingen op constructies, van belang.

Deel 1 van Eurocode 7 kan dienen als naslagwerk voor andere aspecten van het geotechnisch ontwerp, zoals bijvoorbeeld het ontwerpen van damwanden, tunnels en het stabiliseren van taluds of het ontwerpen van funderingen van bijzondere constructies zoals kerncentrales en offshore constructies.

De verschillende hoofdstukken die in Eurocode 7, deel 1 aan de orde komen zijn weergegeven in tabel 1.2.1. Vanzelfsprekend komen deze onderwerpen grotendeel ook in deze reader aan de orde.

**Tabel 1.2.1**  
Hoofdstukken Euro-  
code 7, deel 1

Hoofdstuk	Inhoud
1	Algemeen
2	Basis van het geotechnisch ontwerp
3	Geotechnische gegevens
4	Toezicht tijdens de uitvoering, monitoring en onderhoud
5	Aanvullingen, bemalingen, grondverbeteringen en – wapening
6	Funderingen op staal
7	Paalfunderingen
8	Verankeringen
9	Grondkerende constructies
10	Bezwijken door hydraulische invloeden
11	Totale stabiliteit
12	Ophogingen

Deel 2 van Eurocode 7 richt zich op het gebruik van de resultaten van terrein- en laboratoriumonderzoek voor het geotechnisch ontwerp en wordt samen met deel 1 gebruikt. In aanvulling van hoofdstuk 3 van deel 1, bevat deel 2 de volgende onderwerpen:

- Het opzetten en de wijze van verslaglegging van grondonderzoek
- Algemene eisen voor enkele veel gebruikte veld- en laboratoriumproeven
- Handreikingen voor het aantal benodigde proeven
- De interpretatie en evaluatie van proefresultaten
- De wijze van afleiden van waarden voor geotechnische parameters en coëfficiënten

Tabel 1.2.2 geeft de onderwerpen die in de diverse hoofdstukken van deel 2 aan de orde komen weer.

Hoofdstuk	Inhoud
1	Algemeen
2	Planning en grondonderzoek
3	Monsterneming van grond en rots en grondwatermetingen
4	Terreinproeven in grond en rots
5	Laboratoriumproeven in grond en rots
6	Grondonderzoeksrapport

**Tabel 1.2.2**  
Hoofdstukken Euro-  
code 7, deel 2

Naast de geotechnische normen zijn in Nederland diverse publicaties verschenen voor specifieke geotechnische constructies en ontwerpberekeningen. Deze publicaties worden opgesteld door het Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving (CUR, revent gefuseerd met SBR tot SBRCURnet). In de CUR commissie zitten deskundigen uit het gehele werkveld, die gezamenlijk tot richtlijnen voor ontwerp en uitvoering komen.

De belangrijkste CUR richtlijnen die in de geotechniek worden gebruikt zijn:

CUR-publicatie 2001-4, Ontwerpregels voor trekpalen voor de berekening van de draagkracht op trek van alleenstaande palen en palen in groepen

CUR-publicatie 162, Construeren met grond, waarin het ontwerp en de uitvoering van diverse typen grondconstructies aan bod komt

CUR-publicatie 166, Damwandconstructies voor het ontwerp en de uitvoering van damwanden en diepwanden

CUR-publicatie 198, Kerende constructies in gewapende grond – Taludhelling steiler dan 70° voor het ontwerp en de uitvoering van gewapende grond

CUR-publicatie 2001-8, Bearing capacity of steel pipe piles voor de berekening van de draagkracht van open stalen buispalen

Hoewel deze publicaties niet normatief zijn, worden ze vaak wel zo opgevat vooral wat betreft de berekeningsmethoden en de partiële factoren.

## 1.3 Veiligheidsfilosofie

### 1.3.1 Veiligheidsfilosofie

NEN-EN 1990 eist dat elke constructie wordt getoetst aan grenstoestanden.

Om te toetsen of een constructie een grenstoestand zal overschrijden, is het nodig het begrip "veiligheid" eerst te definiëren. Het gaat erom dat elke constructie zodanig sterk, stijf en stabiel is, dat deze onder maximale belasting, die tijdens de levensduur verwacht wordt, niet zal falen. Maar hoe gering dan ook, er blijft altijd een geringe kans aanwezig dat de constructie zijn functie verliest, omdat bijvoorbeeld de sterkte te gering is of dat de belasting hoger dan verwacht is. Een absolute veiligheid kan niet gegeven worden!

Het gedrag van een geotechnische constructie is vaak moeilijker te voorspellen dan bij beton- of staalconstructies. Hiervan is de grilligheid van het materiaal "grond" de oorzaak.

De moderne veiligheidsfilosofie is gebaseerd op een zogeheten probabilistische en risico-analytische beschouwing.

Bij een probabilistische beschouwing wordt expliciet rekening gehouden met het onzekere karakter van zowel de materiaaleigenschappen, de belastingen en de geometrie als de gebruikte rekenmodellen. Het vakgebied van de statistiek of de waarschijnlijkheidsleer speelt bij de probabilistische beschouwingen een belangrijke rol.

De termen falen en faalkans, aangeduid met  $P_f$ , worden in dit verband veelvuldig gebruikt. Onder falen wordt in constructieve zin verstaan *het juist niet voldoen aan de gestelde functionele eisen*. Met andere woorden een constructie faalt, indien de constructie een grenstoestand overschrijdt. *De term faalkans beschrijft de kans, dat de constructie faalt of met andere woorden de kans, dat een constructie een bepaalde grenstoestand overschrijdt.*

Elke grenstoestand kan worden geassocieerd "faalmechanisme", dit kan zowel een bezwijkmechanisme dan wel een vervormingsmechanisme zijn.

Een risico - analytische benadering is een beschouwing, waarbij de gevolgen van het falen van de constructie expliciet in rekening worden gebracht. "Risico" is, in de meest basale definitie, het product van kans en gevolgschade.  $RISICO = KANS \times GEVOLGSCHADE$   
Een kleine kans op een grote gevolgschade kan een even groot risico vertegenwoordigen als een grotere kans op een navenant kleinere gevolgschade.

Complementair aan de faalkans  $P_f$  is de overlevingskans  $P_s$ , waarbij de constructie dus niet bezwijkt dan wel vervormt. Volgens de kansberekening is de som van de faalkans en de overlevingskans van een constructie gelijk aan één. De overlevingskans wordt ook aangeduid met het begrip "betrouwbaarheid", afgeleid van het Engelse "reliability". De betrouwbaarheid van een constructie is dan:

$$P_s = 1 - P_f \quad (1.3.1)$$

Het resultaat van de betrouwbaarheidsanalyse is de kans dat de constructie "overleeft". Deze kans is in het algemeen gelijk aan 1.

Voor de duidelijkheid wordt het resultaat van een betrouwbaarheidsanalyse meestal gepresenteerd als een faalkans. Wanneer de berekende faalkans groter is dan een van tevoren vastgestelde streefwaarde  $P_0$  is de constructie onvoldoende veilig. Een ander maat voor de betrouwbaarheid is de betrouwbaarheidsindex  $\beta$ , die als volgt met de bezwijkkans  $P_f$  in verband kan worden gebracht:

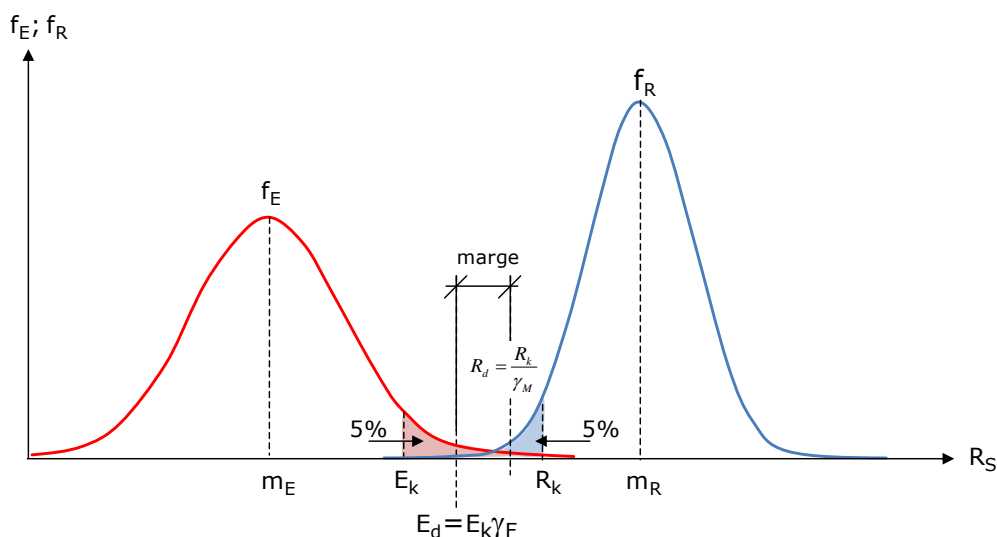
Hierin is  $\phi$  de cumulatieve verdelingsfunctie van de standaard normale verdeling.

De huidige Eurocodes zijn groten deels gebaseerd op een semi-probabilistische berekeningsmethode. Bij het ontwerp van elke constructie moet er voor gezorgd worden dat faalkans van het ontwerp voldoende klein is. Dit wordt bereikt door voor de belastingen een karakteristieke waarde te nemen en deze te vermenigvuldigen met een partiële factor aan de belastingskant en voor de weerstandskant een karakteristieke waarde te bepalen en deze te delen door een partiële factor. De gewenste faalkans wordt niet overschreden wanneer wordt aangetoond dat

het effect van de karakteristieke belasting, vermenigvuldigd met een partiële factor, niet groter is dan de karakteristieke weerstand gedeeld door een partiële factor.

### 1.3.2 Betrouwbaarheidsfilosofie

De betrouwbaarheidsfilosofie beschouwd de uiterste grenstoestand waarbij uit gegaan wordt van de karakteristieke waarden van het belastingeffect en van de weerstand. Beide zijn gedefinieerd als de waarden waarvoor de kans dat grotere belastingen respectievelijk kleinere weerstanden voorkomen een bepaald percentage is. Voor dit percentage wordt meestal 5% aangehouden (figuur 1.3.1). De karakteristieke waarde komt in het algemeen overeen met het 5%-fractiel. Dit is de waarde waarbij slechts 5% van alle gevallen wordt over- of onderschreden.



**Figuur 1.3.1**  
Beoordelingsmethode met als eis  $E_d \leq R_d$ ;  
E = belastingeffect;  
R = weerstand;  
F = frequentie

De rekenwaarde van het belastingeffect  $E_d$  wordt gevonden door de karakteristieke waarde van het belastingeffect  $E_k$  te vermenigvuldigen met de partiële factor van de belastingkant  $\gamma_F$ . De rekenwaarde van de weerstand  $R_d$  wordt bepaald door de karakteristieke waarde van de weerstand  $R_k$  te delen door de partiële factor aan de weerstandkant  $\gamma_M$ .

De partiële factor aan de belastingkant  $\gamma_F$  hangt af van de aard van de belastingen en de beschouwde grenstoestand. Hierin worden o.a. de onzekerheden van de belastingeffecten, de modellering van de belasting en de onnauwkeurigheden van belastingscombinaties mee genomen.

Bij partiële factor aan de weerstandskant  $\gamma_M$  worden o.a. afwijkingen van materiaaleigenschappen en onzekerheden van het mechanisch model mee genomen.

In de Eurocode is op veel plaatsen gekozen voor een eenheidstoets (unity check of UC):

$$E_d / R_d \leq 1 \quad (1.3.2)$$

Waarin:

- $E_d$  rekenwaarde van het belastingeffect ( $E_d = \gamma_F E_k$ )
- $R_d$  rekenwaarde van de overeenkomstige weerstand ( $R_d = R_k / \gamma_M$ )
- $E_k$  karakteristieke waarde van het belastingeffect
- $R_k$  karakteristieke waarde van de weerstand
- $\gamma_F$  partiële factor (aan de belastingkant  $\gamma_F \geq 1$ )
- $\gamma_M$  partiële factor (aan de weerstandkant  $\gamma_M \geq 1$ )

Bij een Unity Check gelijk aan de waarde één (=1) wordt precies voldaan aan de van tevoren vastgestelde betrouwbaarheidsindex die gerelateerd is aan de Consequence Class.

Is bij de Unity Check de waarde kleiner dan één ( $< 1$ ) dan is de constructie betrouwbaarder dan de vereiste betrouwbaarheidsindex.

Is de Unity Check groter dan één ( $> 1$ ) dan wordt de vereiste betrouwbaarheid niet gehaald en is de constructie onbetrouwbaar.

In de geotechniek wordt ook vaak gebruik gemaakt van de veiligheidsfactor of Safety Factor (SF); dit is de reciproque van de UC, dus  $SF = 1/U$ , of  $SF = R_d / E_d \geq 1$ .

### 1.3.3 Betrouwbaarheids- (Reliability Class RC) & gevolgklassen (Consequence Class CC)

In het ontwerp van een geotechnische constructie moet worden vastgesteld welke mate van veiligheid aan de orde is. Hiervoor moet de constructie volgens de norm ingedeeld worden in een bepaalde veiligheidsklasse of betrouwbaarheidsklasse. Deze geven de mate van vereiste veiligheid (betrouwbaarheidsindex  $\beta$ ) aan, afhankelijk van het risico en gevolgschade die optreden wanneer de constructie faalt. De betrouwbaarheidsklassen RC1, RC2 en RC3 zijn gekoppeld aan gevolgklassen (consequence class) CC1, CC2 en CC3, die als volgt zijn omschreven:

*Gevolgklasse CC1: Gering levensgevaar, verwaarloosbare economische schade ( $\beta = 3,3$ )*

- Landbouw/industriegebouwen  $\leq 2$  lagen
- Standaard eensgezinswoningen
- Wegen en snelwegen
- Bouwputten, kadewanden (klasse II)

*Gevolgklasse CC2: Middelmatig levensgevaar, aanzienlijke economische schade ( $\beta = 3,8$ )*

- Landbouw/industriegebouwen  $> 2$  lagen
- Woongebouwen, kantoorgebouwen, openbare gebouwen
- Wegen en snelwegen, bruggen, tunnels

*Gevolgklasse CC3: Groot levensgevaar (tientallen), zeer grote economische schade ( $\beta = 4,3$ )*

- Hoogbouw ( $h > 70$  m), concertzalen, grote openbare gebouwen, tribunes
- Primaire waterkeringen, damwanden in primaire waterkeringen
- Spoorwegen, spoorwegbruggen

**Tabel 1.3.1**

Relatie :  
Veiligheidsklassen -  
Betrouwbaarheid -  
Faalkans

Klasse	$\beta$	Faalkans
RC1/CC1	3,3	$10^{-3}$
RC2/CC2	3,8	$10^{-4}$
RC3/CC3	4,3	$10^{-5}$

In tabel 1.3.1 wordt de relatie weergegeven tussen de betrouwbaarheid  $\beta$  en de faalkans behorende bij de betreffende risicoklasse/gevolgklasse.

Bij elke veiligheidsklasse is de overschrijdingskans in de vorm van een betrouwbaarheidsindex ( $\beta$ -waarde) vermeld, gebaseerd op een referentie ontwerplevensduur van 50 jaar. Een afwijkende ontwerplevensduur leidt tot een correctie van deze betrouwbaarheidsindex. Voor de statistische afleiding wordt verwezen naar bijlage C van NEN-EN 1990 [1.3].



## 1.4 Het geotechnisch ontwerp

### 1.4.1 Ontwerpeisen

In de NEN-EN 1997-1 zijn voor het geotechnische ontwerp zowel bindende "principles" eisen als aanbevelingen (niet verplicht) genoemd.

Een van de belangrijkste "principle" eisen is, dat voor iedere geotechnische ontwerptoestand geen relevante grenstoestand mag worden overschreden. De grenstoestanden zijn te onderscheiden in de twee "fundamentele" grenstoestanden, de bezwijkgrenstoestand (ULS) en de gebruiksgrenstoestand (SLS). Deze grenstoestanden kunnen in de ondergrond, in de constructie of in beide gezamenlijk optreden.

ULS = Ultimate Limit State = UGT = Uiterste Grenstoestand

SLS = Serviceability Limit State = BGT = Bruikbaarheidsgrenstoestand

### 1.4.2 Geotechnische categorieën

In de norm NEN-EN 1997-1 is een categorie-indeling gemaakt, waarbij een onderverdeling gemaakt is in drie geotechnische categorieën (GC). Deze indeling wordt gebruikt om de complexiteit van een constructie en mate van risico in het ontwerp te kwantificeren en welke mate en kwaliteit van onderzoek en gegevens voor het ontwerp daarbij vereist zijn. De categorieën zijn:

1. geotechnische categorie 1 (GC1): eenvoudige constructies, lichte bouwwerken (berekeningen en onderzoek zijn vaak gebaseerd op lokale kennis en ervaring);
2. geotechnische categorie 2 (GC2): normale funderingsconstructies zonder buitengewone risico's of complexe grond- of belastingsgesteldheid (circa 80% van alle constructies);
3. geotechnische categorie 3 (GC3): bijzondere constructies, vallende buiten categorie 1 of 2 (zeer complexe funderingen, dynamisch belaste constructies).

De keuze voor de toewijzing hangt daarbij af van drie factoren:

- type en afmeting van de constructie;
- grondgesteldheid en grondwaterstand;
- invloeden vanuit of op de omgeving.

### 1.4.3 Grenstoestanden

De belangrijkste functie (de "algemene prestatie-eis") van een constructie is dat deze tijdens zijn gebruiksfase zijn functie onder invloed van alle daarop werkende gebruiksbelastingen en extreme belastingen blijft vervullen. Een grenstoestand is een soort toestand of situatie waarin een constructie zich bevindt als deze nog niet in staat is zijn functie te vervullen. Onderscheid wordt gemaakt in de uiterste grenstoestand (UGT) en de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT).

#### *Uiterste grenstoestand UGT*

De uiterste grenstoestand is de toestand, waarbij in de grond of op de grens van de constructie en de grond een bezwijkmechanisme optreedt, er verlies van evenwicht optreedt of dat zodanige vervormingen optreden dat een bezwijkmechanisme in de constructie optreedt. De norm NEN-EN 1997-1 [6.1] maakt onderscheid tussen de volgende uiterste grenstoestanden:

- GEO: "bezwijken of zeer grote vervorming van de ondergrond, waarbij de sterkte van de grond of gesteente een beduidende bijdrage levert aan de weerstand" (draagvermogen funderingen en kerende constructies, bezwijken van de grond, door grond belaste constructies);
- STR: "intern bezwijken of zeer grote vervorming van de constructie of onderdelen ervan met inbegrip van bijvoorbeeld funderingen op staal, palen of kelderwanden, waarbij de sterkte van de constructiematerialen een grote bijdrage moet leveren aan de weerstand" (bezwijken van de constructie);

- UPL: "verlies van evenwicht van de constructie of ondergrond ten gevolge van opdrijven door waterdruk of andere verticale belastingen" (opdrijven constructie, trekpalen onder OWB, opdrijven deklaag);
- HYD: "hydraulische grondbreuk, interne erosie en erosie door geconcentreerde grondwaterstroming in de ondergrond als gevolg van hydraulische gradiënten" (piping, opbarsten van de bodem van een bouwput);
- EQU: "verlies van evenwicht van de constructie of de ondergrond, opgevat als een stijf geheel, waarin de sterkte van de constructieve materialen en de ondergrond geen noemenswaardige bijdrage levert aan de weerstand" (is voornamelijk relevant in constructief ontwerp en wordt in de geotechniek in Nederland nauwelijks gebruikt).

#### *Bruikbaarheidsgrenstoestand BGT*

De bruikbaarheidsgrenstoestand is de toestand, waarbij als gevolg van vervormingen de constructie niet meer kan functioneren waarbij er sprake is van ongewenst verlies aan bruikbaarheid (bijv. klemmende deuren), schade of hoge onderhoudskosten.

Meestal zijn de criteria die gesteld worden aan vervormingen voor de bruikbaarheid strenger dan die voor de uiterste grenstoestand. Te denken valt bijvoorbeeld aan de verplaatsing van een damwand naast een spoorbaan, enige vervorming zal niet snel leiden tot bezwijken van de damwand, maar de bruikbaarheid van het spoor zal al bij een kleine verschilvervorming verloren gaan.

#### **1.4.4 Ontwerptoestanden**

Het geotechnische ontwerp moet voor alle relevante "ontwerp toestanden" getoetst worden. Dat wil zeggen alle mogelijkheden die tijdens de bouw en in de gebruiksfase voorkomen moeten worden onderzocht.

Een bindende eis is, dat bij slecht doorlatende grond, waarbij de poriënwaterdruk heel langzaam afstroomt, voor de bezwijktoestand situaties zowel op korte als op lange termijn getoetst wordt.

Bij een geotechnisch ontwerp hoort een specificatie van de ontwerpsituaties met betrekking tot:

- De belastingen, de belastinggevallen en de belastingcombinaties.
- De geschiktheid van de ondergrond, bijvoorbeeld met betrekking tot stabiliteit.
- De ligging en de classificatie van de grondlagen en constructie-elementen waarop berekeningsmodellen betrekking hebben.
- De helling van grondlagen en mijngangen.
- De speciale specificaties voor gesteentes.
- De omgeving waarop het ontwerp betrekking heeft.
- Aardbevingen en bodembewegingen.
- De gevoeligheid van de constructie voor vervormingen.
- Het effect van nieuwe constructies op bestaande constructies, nutsleidingen en plaatselijke omgeving.

#### 1.4.5 Ontwerpbenadering (Design Approach)

In NEN-EN 1990 worden drie ontwerpbenaderingen genoemd, waaruit een keuze kan worden gemaakt. Voor iedere benadering is een combinatie van sets materiaalfactoren (M), belastingfactoren (A) en factoren op de totale draagkracht of weerstand (R) gegeven, waarbij de waarden van de factoren door ieder land naar eigen inzicht in de Nationale Bijlage mogen worden (en ook zijn) vastgesteld.

OB1.1 *combinatie 1: set met factoren op de belastingen of op het belastingseffect (gevolg van deze belasting); materiaalfactoren zijn gelijk aan 1;*

OB1.2 *combinatie 2: set met factoren op de materiaalsterkte (materiaalfactoren > 1); alleen belastingfactor op ongunstig werkende variabele belasting;*

OB2 *set met factoren op de belastingen of op het belastingseffect en op de weerstand als geheel; materiaalfactoren zijn gelijk aan 1;*

OB3 *set met factoren op zowel de materiaalsterkte als de belastingen.*

De aan te houden ontwerpbenadering verschilt per EU-land. De reden hiervan is dat het, vanwege enerzijds gebruiken van bestaande richtlijnen per land en anderzijds economische belangen die spelen bij het ontwerp, niet mogelijk bleek hiervoor een enkele bindende benadering te kiezen.

Conform NEN-EN 1997-1/NB [1.1] dient voor alle geotechnische berekeningen in Nederland Ontwerpbenadering 3 (OB3) te zijn toegepast. Deze benaderingswijze sluit aan op de werkwijze met partiële factoren zoals conform het Bouwbesluit in 1992 is geïntroduceerd en in de oude NEN 6700 serie gangbaar was.

In OB3 worden voorafgaand aan de berekening de rekenwaarden van de verschillende parameters bepaald aan de hand van partiële factoren. Deze veiligheidsfactoren worden zowel aan de belastingskant (belastingfactoren) als aan de materiaalkant (grondparameters) toegepast.

#### 1.4.6 Partiële belastingfactoren

Belastingen die door de grond worden uitgeoefend op in de geotechnische constructie moeten worden beschouwd als constructieve belastingen.

In de veiligheidsaanpak wordt onderscheid gemaakt tussen verificatie van de constructieve sterkte (vb. toetsing sterkte gewapend beton in een constructie) en verificatie van de draagkracht van de ondergrond:

- Voor de verificatie van de constructieve sterkte moeten alle belastingen als *belastingen* volgens *groep B* worden beschouwd.
- Voor de verificatie van de draagkracht van de ondergrond wordt onderscheid gemaakt tussen:
  - *constructieve belastingen en gewicht (groep B)*: eigen gewicht beton, uitwendige belastingen, verticale belastingen uit gewicht grondmoot + evt. bovenbelasting boven voet L-wand;
  - *geotechnische belastingen (groep C)*: horizontale gronddruk, bovenbelastingen die via grond naar de constructie worden overgedragen.

De rekenwaarden voor de belastingen worden dan als volgt bepaald:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep} \quad (1.4.1)$$

waarbij geldt:

- $F_d$  rekenwaarde belasting [kN]
- $F_{rep}$  representatieve waarde belasting [kN]
- $\gamma_F$  partiële belastingfactor

De partiële factoren zijn voor elke geotechnische constructie terug te vinden in het desbetreffende hoofdstuk van de reader of in de NEN-EN-1997-1.

#### 1.4.7 Materiaalfactoren

De materiaalfactor  $\gamma_M$  hangt samen met de spreiding van de eigenschappen van en bepaald materiaal en is altijd verbonden met een bepaalde eigenschap van het materiaal. Meestal is dit de strekte.

In de geotechniek wordt, in tegenstelling tot de belastingfactoren, voor de materiaalfactoren géén onderscheid gemaakt in de verschillende betrouwbaarheidsklassen. De rekenwaarden voor de grondparameters worden dan als volgt bepaald:

$$X_d = \frac{X_{rep}}{\gamma_M} \quad (1.4.2)$$

waarbij geldt:

- $X_d$  rekenwaarde grondparameter [kN]
- $X_{rep}$  representatieve waarde grondparameter [kN]
- $\gamma_M$  partiële materiaalfactor

De materiaal factoren zijn voor elke geotechnische constructie terug te vinden in het desbetreffende hoofdstuk van de reader of in de NEN-EN 1997-1.

## **1.5 Referenties**

- [1.1] NEN-EN 1997-1:2005 Geotechnisch ontwerp - Deel 1: Algemene regels; ICS 91.080.01; 93.020; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, maart 2005
- [1.2] NEN-EN 1997-2:2007 Geotechnisch ontwerp - Deel 2: Grondonderzoek en beproeving; ICS 91.080.01; 93.020; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, augustus 2007
- [1.3] NEN-EN 1990:2002 Grondslagen van het constructief ontwerp ICS 91.010.30; 91.080.01; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, december 2002
- [1.4] CGF1, Grondmechanica en funderingstechniek, Elsevier opleidingen
- [1.5] Eurocode 7 –Achtergronden en voorbeeldberekeningen; publicatie Kivi -Niria afdeling Geotechniek; 2008



# **HOOFDSTUK 2**

## **DE ONDERGROND**

**READER  
GEOTECHNIEK**

**VOOR HET HBO**

**Initiatief:** Werkgroep Waterbouw KIVI afdeling Hoger Onderwijs Techniek

**Eindredactie:** dr.ir. U. Backhausen & prof. dr. ir. A.E.C. van der Stoel

Het auteursrecht berust bij KIVI, Den Haag. Openbaarmaking en vermenigvuldiging door HBO-instellingen ten behoeve van onderwijsdoeleinden zijn toegestaan onder naamsvermelding van de auteurs.

Stand: september 2013



# HOOFDSTUK 2 DE ONDERGROND

Ir. F.A. van Heerden (oud-docent Civiele Techniek)

## Inhoudsopgave

<b>2.1</b>	<b>Algemeen.....</b>	<b>3</b>
<b>2.2</b>	<b>Geologie voor de geotechnisch ingenieur.....</b>	<b>5</b>
2.2.1	Basisgeologie .....	5
2.2.2	Aardbevingen, breuken en schuivende continentale platen .....	10
<b>2.3</b>	<b>Grondsoorten .....</b>	<b>12</b>
<b>2.4</b>	<b>Geohydrologie.....</b>	<b>17</b>
<b>2.5</b>	<b>Grondonderzoek.....</b>	<b>20</b>
2.5.2	De Cone Penetration Test, CPT .....	21
2.5.3	De Standard Penetration Test .....	25
<b>2.6</b>	<b>Activeringsvragen en zelfstudieopdrachten .....</b>	<b>28</b>
<b>2.7</b>	<b>Referenties .....</b>	<b>29</b>



## Hoofdstuk 2

## De ondergrond

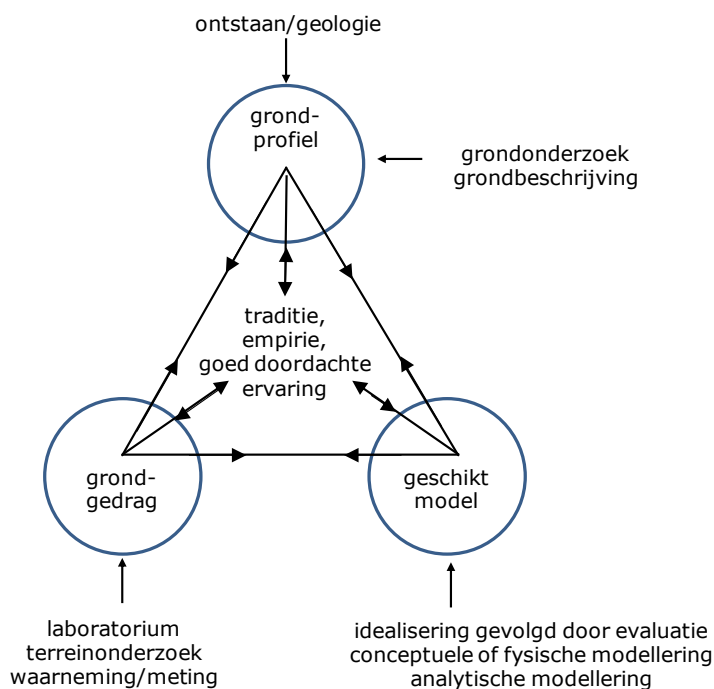
### 2.1 Algemeen

De geotechnisch ingenieur heeft de wereld als werkterrein, vandaar dat een beperking tot de Nederlandse omstandigheden ongewenst is. Waar mogelijk zal hiermee in deze reader rekening worden gehouden, maar over de Nederlandse omstandigheden is nu eenmaal veel bekend. In de praktijk blijkt dat vanuit de Nederlandse situatie de aanpak van buitenlandse problemen goed te doen is.

De geotechnicus dient over basis- en aanvullende kennis te beschikken, die in drie onderdelen kan worden uitgesplitst: ten eerste de grondopbouw (geologie), ten tweede de grondeigenschappen (grondgedrag), en ten derde de (reken)modellen die in de geotechniek gangbaar zijn.

Verder zijn de basisvaardigheden en aanvullende vaardigheden essentieel, zoals het schematiseren en modelleren, het uitvoeren van handberekeningen en het beheersen en analyseren van computerberekeningen.

In de loop der jaren bouwt de ingenieur zijn ervaringskennis op, maar vanaf het begin van de studie moet deze zich ervan bewust zijn te werken aan de algemene vakontwikkeling en aan het 'ingenieursgevoel', in de Angelsaksische wereld veelal 'engineering judgement' genoemd, dus meer het ingenieursoordeel. Dit groeiproces moet al vroegtijdig geactiveerd worden, waardoor de geotechnicus tijdens de praktijkjaren kan uitgroeien tot de gewenste all-round geotechnicus. In figuur 2.1.1, de geotechniek-driehoek, is dit schematisch weergegeven.



**Figuur 2.1.1**  
De geotechniek driehoek;  
(bron: CGF1, Elsevier)

In de funderingstechniek, een onderdeel van de geotechniek waarbij de wisselwerking tussen constructie en grond essentieel is, komt de veiligheidsfilosofie aan de orde. De vraag "Hoe veilig is mijn constructie eigenlijk?" moet voor ieder project beantwoord kunnen worden. Doorgaans wordt die vraag beantwoord via een bezwijkmechanisme.

In Nederland zijn traditioneel naast ondiepe funderingen op staal veelal diepe funderingen op palen in het pleistocene zand gebruikelijk. Als er, zoals elders op de wereld veel voorkomt, vaste onverweerde gesteenten zijn, de 'bedrock', is een fundering daarop relatief eenvoudig.

Wel kan het verweringsfront dat de overgang tussen bedrock en bovenliggende lagen vormt, voor problemen zorgen.

Funderen op en in bedrock, met bijv. zogeheten 'rock sockets', in de bedrock verankerde palen, valt echter buiten het kader van deze reader.

In sommige delen van de wereld, bijv. West Afrika, treft men hele dikke sliedlagen, 'mud', aan tot soms 80 meter, waardoor een eigen manier van funderen vereist is.

Innovaties in de funderingstechniek zijn er volop. Zo is er een tendens om tot steeds grotere paaldiameters te komen omdat de gebouwen ook in Nederland steeds hoger worden. Voorbeelden zijn de fundering van de nieuwe Moerdijkbrug uit 2005, t.b.v. de HSL-verbinding: stalen buispalen, diameter 3 meter, gevuld met beton, tussen 19 en 34 meter lang.

Een ander voorbeeld van innovaties betreft het proefbelasten van palen. Mede door de Euro-codes wordt het proefbelasten belangrijker: zowel statisch, dynamisch als statnamisch (= mengvorm van statisch en dynamisch).

In deze inleiding worden enkele opgetreden problemen uit de geotechniek aangestipt om aan te geven wat er fout kan gaan, maar gelukkig doen zich in meer dan 80% van de projecten geen problemen voor.

Bekend is de variatie in inheidiepte bij pleistocene zanden: soms krijgt een paal bij het heien *te weinig stuit*. Dit wordt geconstateerd door de heibaas, maar moet ook via de kalendering, het aantal benodigde slagen per 25 cm zakkings, gedocumenteerd worden. Dit kan zijn omdat plaatselijk de zandlaag een geul vertoont of zelfs een stromingsgat (men kan zich pleistocene zandlagen voorstellen als een geulengebied, zoals nu de Waddenzee). Men dient zich te realiseren dat de waterstand in de wereldzeeën en dus ook in de Noordzee, enorm heeft gevarieerd. Zo heeft de Noordzee eens vrijwel drooggelegen.

Een andere oorzaak van een *slechte kalendering* kan de volgende zijn: Bij fijn zand kan het gebeuren dat door verdringing van de grond t.g.v. het heien overspannen poriënwater optreedt, waardoor plaatselijk de korrelspanning (effectieve spanning) afneemt en daarmee 'de stuit' optreedt. Na een etmaal wachten wordt de paal eerst losgeheid en daarna wordt het stuitgedrag beoordeeld. Dit geeft een indicatie of overspannen poriënwater de oorzaak zou kunnen zijn. Eventueel samen met een controlesondering is het probleem onder controle te krijgen.

Ook overgeconsolideerd zand zorgt soms voor verrassingen. *Overconsolidatie* ontstaat bijvoorbeeld in Groningen door de vroegere aanwezigheid van gletsjers, waardoor de bodem en ook het zand sterk is dichtgedrukt ofwel geconsolideerd. Men vindt dan hele goede grondeigenschappen. Als in deze grond een diepwand of tunnel wordt aangelegd, kan of zal de grond zich ontspannen en nemen de grondeigenschappen af, waardoor de (horizontale) belastingen op de constructie én de zettingen toenemen.

Dat klei een *eeuwigdurende vervorming* kent, het seculair effect of tegenwoordig *kruip of secundaire rek* (E: creep or secondary compression) genoemd, is bekend.

Bij de Japanse Kansai luchthaven nabij Osaka is een kunstmatig (polder)eiland ontworpen in een circa 18 meter diepe zee. De voorspelling van het zettingsgedrag van de ondergrond is fout gegaan door een onderschatting van de diep gelegen pleistocene kleilagen, met als gevolg dat men met zeer veel onverwachte en onbeheerste kosten te maken kreeg.

Kortom: geotechniek is een afwisselend vakgebied dat de ingenieur soms voor verrassingen plaatst.

Of, zoals een ervaren geotechnicus eens opmerkte: 'De natuur weet de zwakke plekken in je ontwerp wel te vinden'. Dit geldt echter vooral voor waterproblemen: opbarsten van een bouwputbodem, lekkages bij diepwanden en dergelijke.

De kunst is om een brede kritische blik op het ontwerp te hebben, zonder achter iedere boom een beer te veronderstellen.

## 2.2 Geologie voor de geotechnisch ingenieur

### 2.2.1 Basisgeologie

De basisgeologie kan als bekend worden beschouwd, omdat iedereen dat op de middelbare school onderwezen heeft gekregen.

Voor de geotechnisch ingenieur geldt dat hij geen geoloog hoeft te zijn, maar wel enige basis-kennis bezit om constructies zodanig te funderen dat een correcte krachtsoverdracht van constructie naar grondslag plaatsvindt.

Een tweetal aanbevolen boeken ter verdieping:

1. Het 'Geologieboek Nederland', door Wim de Gans, uitgave ANWB 2008. Het is een boek dat aansluit bij de Nederlandse situatie en waarin de geologie boeiend en herkenbaar wordt uitgelegd en daardoor zelfs 'gaat leven'.
2. Het dictaat 'Inleiding geologie en Geotechniek', deel 1: Een inleiding in de geologie, door Dr. Th. Gregorian, Uitgave november 2012, digitaal verkrijgbaar. Een degelijk en diepgaand dictaat waarin ook de achtergronden ruimschoots worden belicht:

<http://grondenwater.nl/introductie-geologie-geotechniek>

De algemene geologie zoals deze op de middelbare school is onderwezen, omvat onder andere het volgende.

*Magma* (vloeibaar), stolt soms ondergronds; daardoor ontstaan dan *stollingsgesteenten* (bijv. graniet). Meestal komt het magma aan het aardoppervlak en dat noemen we dan *lava*; er ontstaan dan *uitvloeiingsgesteenten* (bijv. basalt).

Vervolgens ontstaan er *omzettingsgesteenten* (bijv. marmer uit kalksteen); omzettingsgesteente ontstaat zowel via *diagenese* (verstening of verharding van losse sedimenten, zoals turfvorming, maar ook verkitting zoals zandsteen) als via *metamorfose* (door temperatuur en druk, bijv. leisteen uit kleisteen).

Na erosie en verwerking, zowel chemisch als fysisch ontstaan na verplaatsing: *sedimentaire of afzettingsgesteenten* (bijv. stenen, grind, zand, leem, klei en löss, maar ook veen, een organogeen sediment dat opgebouwd is uit afgestorven plantenmateriaal).

Tot de basiskennis behoort verder een deel van het overzicht van de geologische Hoofdtijdperken en de Periodes; zie figuur 2.2.1 (blz. 2-6)

Voor de geotechnisch ingenieur is vooral van belang – vanaf heden terug in de tijd – het **Kenozoïcum**, met het Kwartair en Tertiair, het **Mesozoïcum**, met o.a. het Krijt, en het **Paleozoïcum**, met o.a. het Carboon.

In het Kwartair is het Holoceen te vinden, de huidige tijd. Het Pleistoceen is grofweg de tijd van de zich afwisselende IJstijden en de bijbehorende variatie in zeewaterstanden. Opgemerkt kan worden dat het Holoceen slechts 10.000 jaar geleden begon en het Pleistoceen 2 miljoen jaar geleden. Dit is makkelijk te onthouden aan het gegeven dat de 'Homo Erectus' ook 2 miljoen jaar geleden begon rechtop te lopen.

Het Pleistoceen in Nederland kenmerkt zich door een bovenlaag van goede kwaliteit zand, het pleistocene zand, dat ideaal is om in te funderen. Dieper gelegen komen in het pleistoceen naast zand- ook klei- en leemlagen voor. Dit zijn allemaal afzettingen.

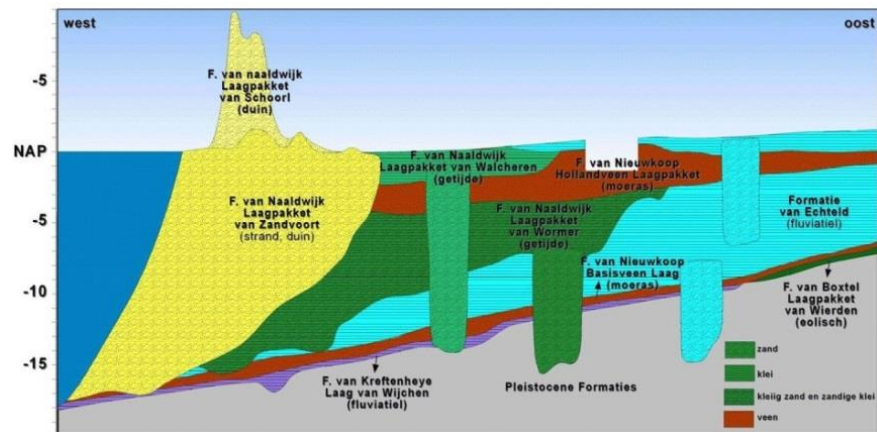
De *afzettingen* kunnen zijn: *fluviaal* (bijv. rivierzand en -klei), *marien* (bijv. zeeklei en -zand), *glaciaal* (bijv. keileem) en *lokaal* (bijv. eolische afzettingen, door de wind (bijv. löss), maar ook lokaal ontstaan veen.)

De overgang pleistoceen – holoceen kenmerkt zich in West Nederland door de laag basisveen die op veel plaatsen direct op het pleistocene zand ligt; zie figuur 2.2.2 (blz. 2-6).

**Figuur 2.2.1**  
Geologisch hoofdtijdperk;  
(bron: CGF1, Elsevier)

BEKNOPT OVERZICHT GEOLOGISCHE TIJDVAKKEN						
Eon	Era	Periode	Tijdvak	Begin in milj. jaren		
FANEROZOÏCUM	KENOZOÏCUM	KWARTAIR	HOLOCEEN = alluvium		0,01	
			PLEISTOCEN = Diluvium		1,5 - 2	
		TERTIAIR	BOVEN	PLIOCEEN		7
				(NEOGEEN) MIOCEEN		26
			ONDER	OLIGOCEEN		37 - 38
				(PALEOGEEN) EOCEN		53 - 54
					PALEOCEEN	65
			MESOZOÏCUM	KRIJT	BOVEN	
		ONDER				
		JURA		MALM		195
	DOGGER					
	LIAS					
	TRIAS	KEUPER		225		
		MUSCHELKALK				
		BONTZANDSTEEN				
	PALEOZOÏCUM	PERM		ZECHSTEIN		280
				ROTLIEGENDES		
		CARBOON	BOVEN		345	
			ONDER			
		DEVOON				395
SILUUR				430 - 440		
ORDOVICIUM				500		
CAMBRIUM				570		
		Vanaf Cambrium veel fossielen ↑				
AZOÏCUM CRYPTOZOÏCUM PRECAMBRIUM	PROTEROZOÏCUM	Verder ingedeeld op basis van plooiingsfasen				
	ARCHEOZOÏCUM (ARCHEÏCUM)	(Oudste resten van algen en bacteriën: 3000 miljoen jaren) Oudste gedateerde gesteenten		3500		
<b>Geen gegevens bekend</b> Op basis verhouding voorkomen loodisotopen in aardse gesteenten en meteorieten is ouderdom van de aardkorst te stellen op				4500		

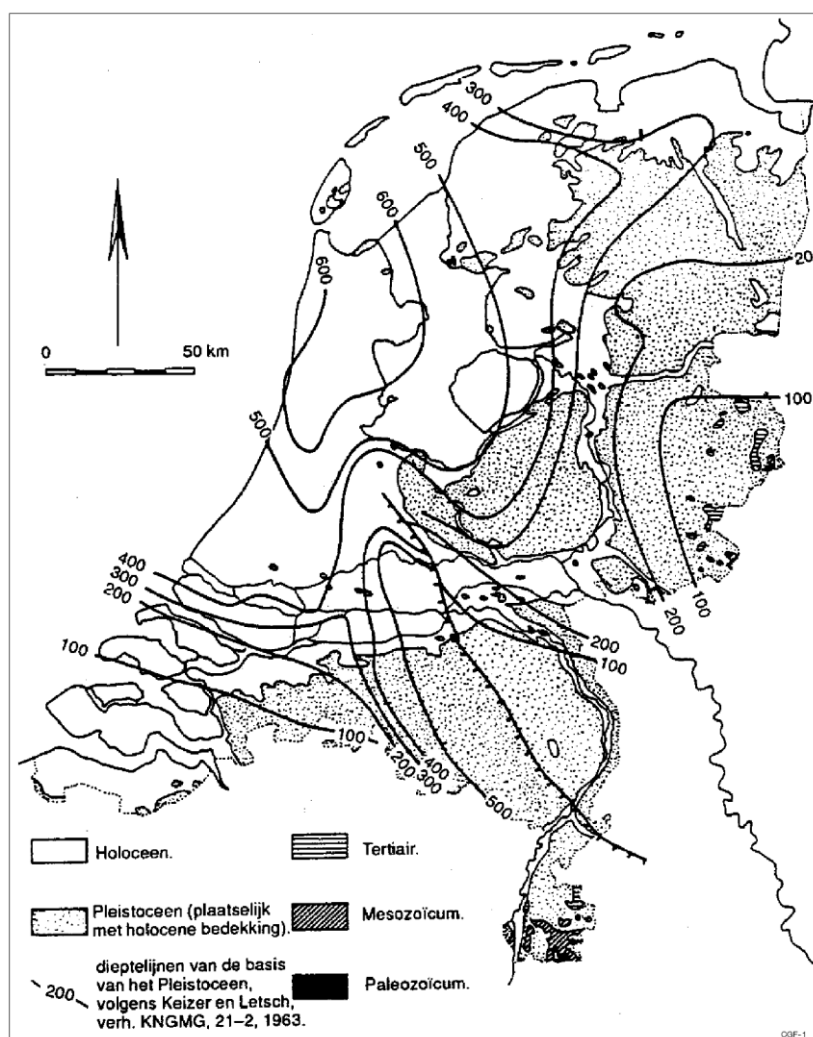
**Figuur 2.2.2**  
Overgang pleistoceen - holoceen;  
(bron: Dinoloket)



Het holoceen kent veenvorming, kleilagen, stuifzanden, löss, wadafzettingen en dergelijke, kortom 'van alles wat'. Een voorbeeld is de 'formatie van Echteld', voorheen de Betuwe formatie genoemd. De Betuwe is gelegen tussen de Rijn en de Waal en hierdoor is de grond opgebouwd uit klei-afzettingen uit deze rivieren.

Nadere info: <http://www.dinoloket.nl/formatie-van-echteld>. Via de website van Dinoloket kan men bijna alle formaties vinden.

Opmerking: soms wordt nog steeds de benamingen *alluvium* en *diluvium* aangetroffen, hoewel de formele benamingen tegenwoordig *holoceen* en *pleistoceen* zijn. De benamingen *alluvium* en *diluvium* worden in de Angelsaksische wereld echter nog steeds gebruikt.



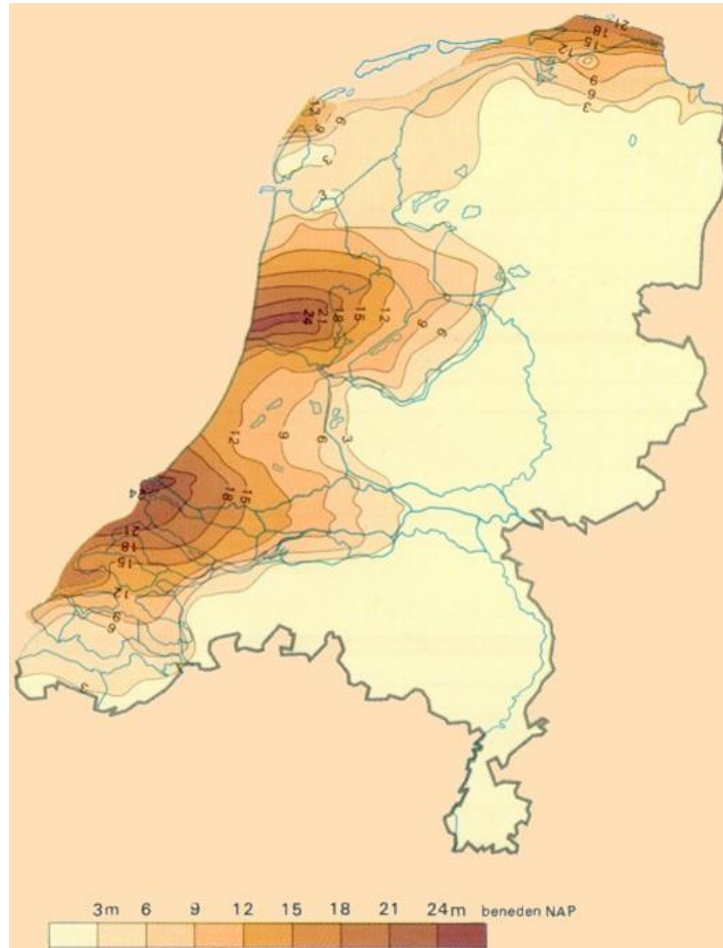
**Figuur 2.2.3**  
Geologische schetskaart met dieptelijnen van de basis van het Kwartair (naar Pannekoek, Keizer, Letsch uit Faber; bron: CGF1, Elsevier)

Figuur 2.2.3 geeft aan op welke diepte de basis van het Kwartair aangetroffen wordt. Dit bevindt zich in diepten die oplopen van 100 tot 600 m onder NAP. Dit maakt duidelijk dat de geotechnisch ingenieur in Nederland uitsluitend met het Kwartair te maken heeft. Ook is te zien dat in het westen en noordwesten Holocene lagen van aanmerkelijke dikte aanwezig zijn en in het midden, oosten en zuiden het Pleistoceen dicht onder het aardoppervlak ligt. Zeer lokaal, bijvoorbeeld in Zuid-Limburg, de Achterhoek en Twente, komen oudere formaties dicht onder maaiveld voor.

Figuur 2.2.4 geeft de bovenkant van het pleistoceen aan. Dit is handig als 1<sup>e</sup> indicatie voor de lengte van funderingspalen. Zo ziet men dat voor de conventionele bouw in Amsterdam palen van ca. 10 – 12 meter verwacht kunnen worden en in Rotterdam palen van meer dan 18 meter. Ook zijn vroegere zee-openingen bij Hoek van Holland en Velsen te zien. In IJmuiden zijn de woningen op holoceen duinzand gefundeerd, maar de grote sluis is in het diepe pleistocene zand gefundeerd.

**Figuur 2.2.4**

bewerking van: W. H. Zagwijn, e.a., Geologie, Atlas van Nederland, deel 13, Staatsuitgeverij, 's-Gravenhage, 1985; (bron: internet)



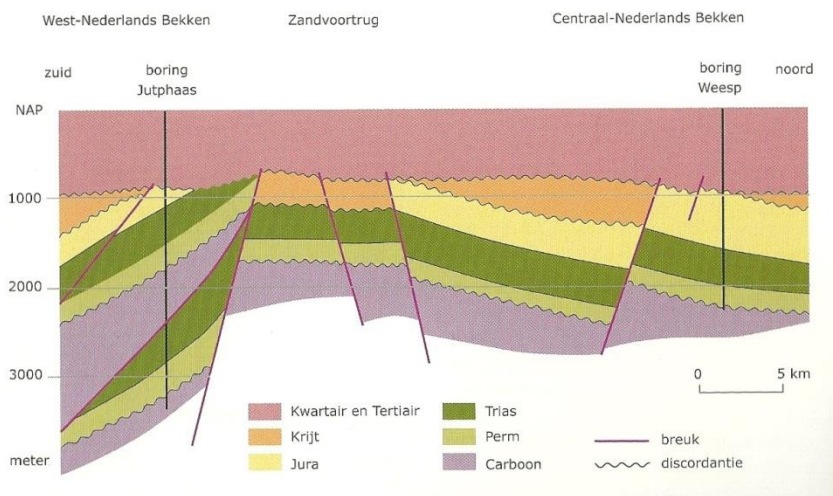
Het Tertiair is ingedeeld in diverse tijdvakken. Voor de geotechnicus is van belang dat het Tertiair vooral de periode van de sedimentvorming was, met vooral fluviatiele en mariene afzettingen.

Het Tertiair is 65 miljoen jaar geleden begonnen, te onthouden aan het teloorgaan van de Dinosaurius, vermoedelijk door een meteorieteninslag in Yucatan, Mexico. Hierna kregen de zoogdieren de kans zich te ontwikkelen.

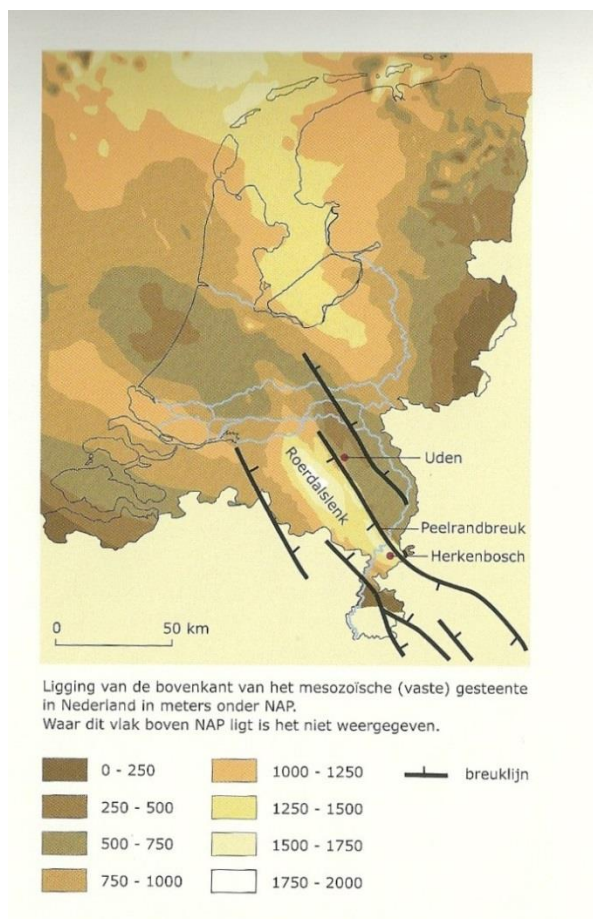
Vóór het Kenozoïcum was het Mesozoïcum, waarbij in de laatste periode, het Krijt genaamd, de vorming van zandsteen (in het Onderkrijt; beroemd is de Bentheimer zandsteen) en kalksteen (in het Bovenkrijt) plaatsvond. De kalksteen komt in Nederland in Limburg aan de oppervlakte. De St Pietersberg is kalksteen, of mergel, zoals men het ter plaatse noemt, hetgeen eigenlijk niet juist is omdat mergel een mengsel is van kalksteen en klei. Opgemerkt kan worden dat kalksteen (vooral bestaande uit calciumcarbonaat  $CaCO_3$ ) gevoelig is voor oplossing door water: karstprocessen. Hiervoor geven doorgaans de veelal aanwezige grotten een goede indicatie.



De 'top van het Mesozoïcum', of beter de basis van het Tertiair, vormt in Nederland het bedrock, het vaste gesteente. In het westen en midden van Nederland ligt dit te diep om een directe fundering op het vaste gesteente aantrekkelijk te maken; zie figuur 2.2.5 (doorsnede Nieuwegein – Weesp) en figuur 2.2.6



**Figuur 2.2.5**  
doorsnede Nieuwegein – Weesp;  
(bron: ANWB-boek)



**Figuur 2.2.6**  
- Ligging van het  
vaste gesteente  
- breuklijnen  
(bron: ANWB-boek)

In het vakgebied Civiele Techniek wordt het Kwartair en Tertiair veelal samen gevoegd, want deze bestaan beide uit afzettingen en kennen geen vast gesteente.

De kennis over het Carboon behoort eveneens tot een belangrijk tijdperk. In die tijd zijn de tropische oerwouden langzamerhand ingekoold, waarbij methaan CH<sub>4</sub> (ook berucht als mijn-

gas) vrij kwam. Tijdens het Carboon, zo'n 300 miljoen jaar geleden, bevond West-Europa zich dus ter hoogte van de evenaar.

Ook bij de discussie rond de schaliegaswinning moet de geotechnisch ingenieur van de basis-kennis op de hoogte zijn: via kleilagen naar kleisteen (diagenese) naar schalie (= gelaagd kleisteen afgewisseld door lagen organisch materiaal), naar leisteen (metamorfose). Het bijbehorend tijdperk van de vorming is het Perm, zo'n 250 miljoen jaar geleden. In Nederland is dit in Brabant vanaf ca. 2 km diepte te vinden.

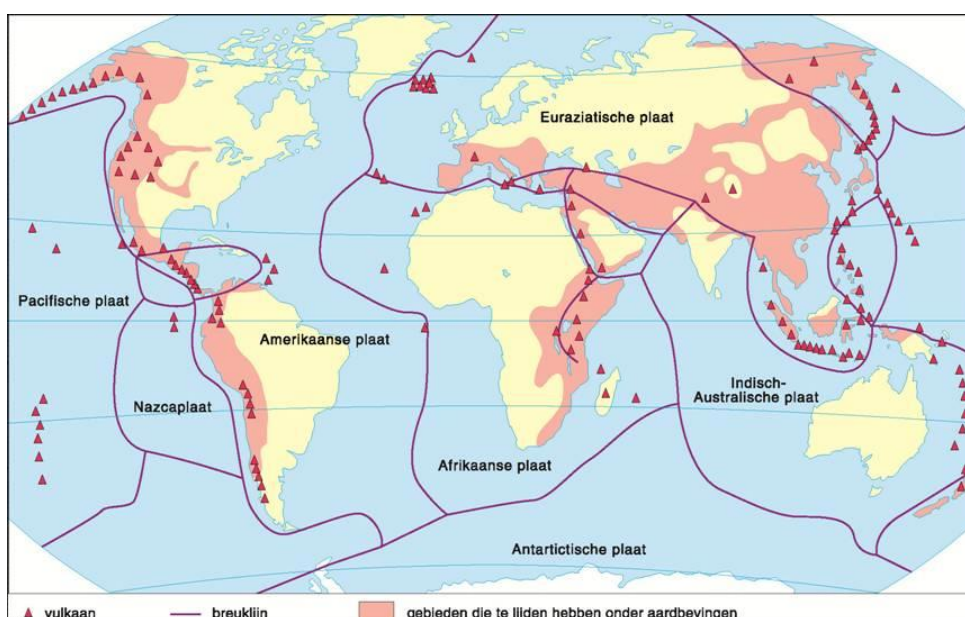
Een ander probleem waar men als geotechnicus op verdacht moet zijn, vormen de 'sinkholes'. Dit zijn vaak oude mijngangen die plotseling kunnen instorten, maar de 'sinkholes' kunnen ook als gevolg van karstprocessen ontstaan. In (vroegere) mijnbouwgebieden en karstprocesgevoelige gebieden (kalksteen) moet in ieder geotechnisch rapport iets over dit onderwerp vermeld worden.

## 2.2.2 Aardbevingen, breuken en schuivende continentale platen

Aardbevingen, breuken en schuivende continentale platen; alles is in beweging.

### Theorie

De continenten hebben eens één oercontinent gevormd, dat langzaam in verschillende platen uit elkaar is gedreven en nog steeds allerlei bewegingen vertoont, de platentektoniek. Zo lag de Euroaziatische plaat in het Carboon (ca. 300 miljoen jaar geleden), rond de evenaar en konden er dus tropische oerwouden ontstaan, waaruit later de steenkoollagen ontstaan zijn. Uit figuur 2.2.7 is de indeling van de platen af te leiden.



**Figuur 2.2.7**  
Platentektoniek  
(bron: internet)

De bewegingen van de platen leiden tot aardbevingen: met name langs breuken bouwt zich door inwendige vormveranderingsarbeid in de grondlagen inwendige potentiële energie op, die soms plotseling vrijkomt en dan een aardbeving kan veroorzaken.

Tot de algemene vakontwikkeling hoort enige kennis over dit onderwerp: de San Andreas breuk in Californië, waarbij de platen langs elkaar schuiven; het opschuiven van de Afrikaanse schol in noordelijke richting, die onder Europa schuift, zodat de Middellandse zee eens zal verdwijnen; in Latijns Amerika schuift de kleine schol in de Stille Oceaan onder het Andesgebergte.

In Zuidoost-Nederland komen ook actieve breuken voor. In figuur 2.2.8 zijn deze breuken, (actief en niet-actief) en de magnitudes van aardbevingen op de schaal van Richter, in de 20<sup>e</sup> eeuw te zien.

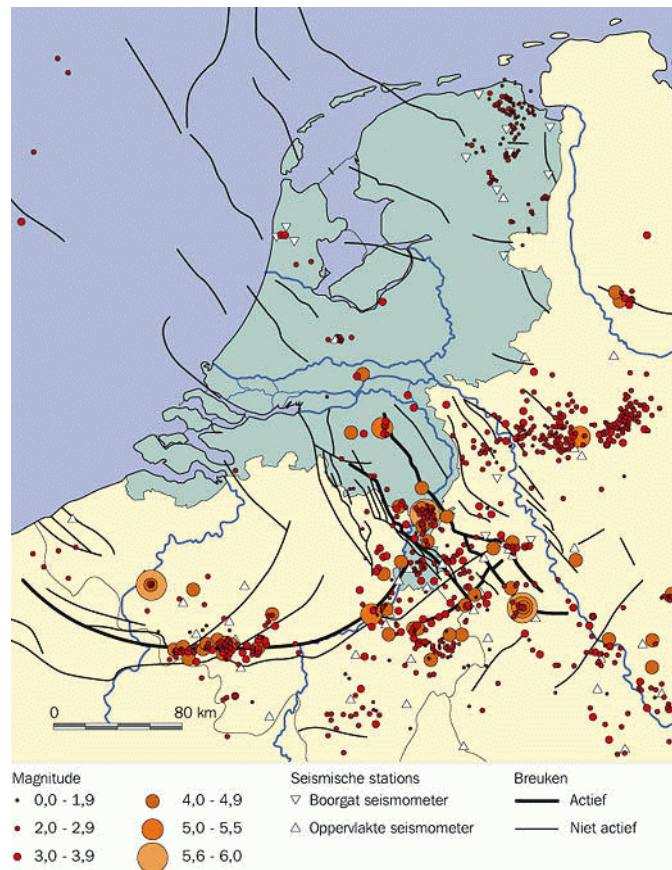
In Nederland wordt voor gebouwen en eenvoudige constructies echter niet gerekend op een horizontale belasting ten gevolge van aardbevingen.

In Nederland zijn wel aardbevingen geconstateerd, zoals bijvoorbeeld die in Roermond, op 13 april 1992, magnitude 5,7 op de schaal van Richter, intensiteit VII op de schaal van Mercalli.<sup>1</sup> Ook was er een aardbeving in Uden op 20 november 1920, magnitude onbekend, intensiteit VII.

Ook op 18 september 1692 is er een aardbeving geweest met het epicentrum tussen Luik en Aken, die in geheel Nederland gevoeld werd.

Grote Europese aardbevingen zijn ook tot in Nederland voelbaar geweest, zoals die op 1 november 1755, die Lissabon grotendeels verwoestte. In Nederland heeft de opslingering, de waterschudding, van het water van de toenmalige Haarlemmermeer veel indruk gemaakt, zo blijkt uit geschriften uit die tijd.

Voor de geotechnisch ingenieur is de vraag actueel wanneer er wel met aardbeving gerekend moet worden en wanneer niet. Met name de discussie rond de optredende en dus af te voeren horizontale belastingen is hierbij van belang. Traditioneel kent een paalfundering voor gebouwen geen schoorpalen en de horizontale belasting wordt via de relatief slappe bovenlagen afgevoerd. Ook het gedrag van de slappe lagen is bij de beschouwing van aardbevingen belangrijk: is het effect dempend of juist opslingerend, zoals men zich bij waterige veenlagen kan voorstellen.



**Figuur 2.2.8**  
— Breuken in Nederland;  
• Geregistreeerde aardbevingen in Nederland tussen 1900 en 1996  
(bron: Internet)

<sup>1</sup> Deze schalen zijn niet lineair, Richter geeft een logaritmische schaal van de hoeveelheid energie die vrijkomt en Mercalli geeft een schaal voor het effect, dus de schade.

## 2.3 Grondsoorten

De voor ons belangrijke grondsoorten behoren tot de afzettingsgesteenten. Deze kunnen cohesief (=samenhangend) of niet-cohesief zijn. De in de natuur voorkomende grondsoorten zijn veelal mengsels; zo is klei een mengsel van zand en lutum. Bij meer dan 25% lutum, dus minder dan 75% zand, spreekt men van klei en bij meer dan 50% lutum van zware klei.

**Tabel 2.3.1**  
Grondsoorten

Grondsoort	Minimale korrel	Maximale korrel
Lutum (klei)		0,002 mm = 2 $\mu$ m
Silt (leem)	0,002 mm = 2 $\mu$ m	0,063 mm = 63 $\mu$ m
Zand	0,063 mm = 63 $\mu$ m	2 mm = 2000 $\mu$ m
Grind	2 mm	63 mm
Stenen	63 mm	200 mm
Keien	200 mm	630 mm
Blokken	630 mm	

### **Zand**

Zand is een sediment dat is opgebouwd uit afzonderlijke korrels, tussen de 0,063 en 2 mm, waardoor de waterdoorlatendheid behoorlijk groot is. Het poriëngehalte is doorgaans rond de 40%.

Het ontstaat door vooral fysische en in mindere mate chemische verwerking van gesteente.

Zand kan op verschillende wijzen worden afgezet:

- door de wind als duinzand: erg fijn zand dus;
- op het strand door golfwerking: strandzand, iets grover;
- rivierzand is nog grover.

In Nederland is het zand vooral kwartzand, met een kleur wit tot geel. Zilverzand is spierwit en komt voor in Limburg. Zuiver kwartzand, siliciumdioxide  $\text{SiO}_2$ , is ontstaan in het Tertiair waarbij alle andere mineralen er uit verdwenen zijn. Dit type zand is dus ideaal voor de glas-industrie.

Omdat zand niet-samenhangend is, hoort het bij de niet-cohesieve gronden.

De dichtheid  $\rho$  van kwarts is  $2650 \text{ kg/m}^3$ , met een poriëngehalte  $n = 40\%$  verkrijgt geheel droog zand (laboratoriumconditie) een dichtheid van  $0,6 * 2650 = 1590 \text{ kg/m}^3$  en geheel nat zand een dichtheid van  $1590 + 400 = 1990 \text{ kg/m}^3$ .<sup>2</sup>

In de civiele techniek rekent men vaak met een volumiek gewicht van  $\gamma_{\text{dry}} = 17 \text{ kN/m}^3$  resp.  $\gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ kN/m}^3$ .

De gelige kleur van zand wijst meestal op enige ijzeroxide vorming (roest,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ). Soms zijn er andere mineralen aanwezig, zoals bij voorbeeld bij granaatzanden, roodbruin, waarbij door het mineraal granaat, een halfedelsteen, deze kleur ontstaat.

### *Opmerking*

In het Midden-Oosten, met name in de Perzische Golf, komt regelmatig kalkhoudend zand voor, kalkzand (E. carbonate sand) met calcium carbonaat ( $\text{CaCO}_3$ ) gehalten tot meer dan 90%. Dit zand heeft uiteraard andere eigenschappen dan kwartzand. Veelal treft men in deze gebieden op het zand een laag 'caprock' aan. Dit is een laag van een halve tot enkele meters aan elkaar gekitte afgestorven koraal, dus overwegend een poreuze kalksteen.

<sup>2</sup> Het volumieke gewicht van water is met  $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$  aangenomen.

*Dichtheid van zand.*

Internationaal wordt er veel met de (pakkings)dichtheid gewerkt, terwijl in Nederland veel aandacht wordt besteed aan poriëngehalte/poriënetal.

Door de opbouw met afzonderlijke korrels bestaat er een theoretische maximale dichtheid van de pakking, met bijbehorend minimaal poriëngehalte.

De *relatieve dichtheid*  $D_r$ , geeft de in situ droge dichtheid gerelateerd aan de maximale dichtheid en de minimale dichtheid. Beide worden bepaald in het laboratorium volgens een gestandaardiseerde proef. Een relatieve dichtheid van 100% is gelijk aan de maximale dichtheid, en een  $D_r$  van 0% is gelijk aan de minimale dichtheid.

De maximale dichtheid wordt bereikt door het trillen of aanstampen van zand, zoals bijv. bij de Proctorproef. De minimale dichtheid wordt bereikt door het vrij laten uitlopen van zand uit een trechter.

Figuur 2.3.1 geeft de relatie tussen dichtheid en poriëngehalte weer en de *formules 2.3.4 t/m 2.3.6* geven de bijhorende gebruikelijke formules weer.

Het totale volume van een monster is  $V_{ea}$  (earth), het volume poriën is  $V_{pr}$  (pores) en het volume korrels is  $V_s$  (solids).

Het poriëngehalte  $n$  en het poriënetal  $e$  worden uitgedrukt in:

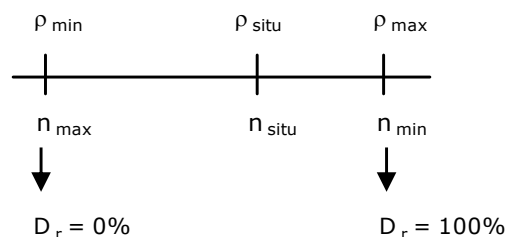
$$n = V_{pr}/V_{ea} \quad \text{en} \quad e = V_{pr}/V_s \quad (2.3.1)$$

Het poriënetal  $e$  voor alle grondsoorten *behalve veen* is gemakkelijk te bepalen via:

$$e = (26,5 - \gamma_{sat}) / (\gamma_{sat} - 10) \quad (2.3.2)$$

De relaties tussen het poriënetal  $e$  en het poriëngehalte  $n$  is als volgt:

$$n = e/(e+1) \quad \text{of} \quad e = n/(1-n) \quad (2.3.3)$$



De relatieve dichtheid in  $\rho$  uitgedrukt:  $D_r (\%) = \frac{\rho_{situ} - \rho_{min}}{\rho_{max} - \rho_{min}} * 100\% \quad (2.3.4)$

De relatieve dichtheid in  $n$  uitgedrukt:  $D_r (\%) = \frac{n_{max} - n_{situ}}{n_{max} - n_{min}} * 100\% \quad (2.3.5)$

De relatieve dichtheid in  $e$  uitgedrukt:  $D_{re} (\%) = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} * 100\% \quad (2.3.6)$

Een mogelijke classificatie is de volgende:

Relatieve dichtheid $D_r$ (%)	Classificatie
0 - 15	Zeër los
15 - 35	Los
35 - 65	Matig dicht
65 - 85	Dicht
85 - 100	Zeër dicht

**Figuur 2.3.1**

Relatie: Dichtheid - poriëngehalte (bron: A. Veldhuis; Uitlevering van zand, bepaling van de relatieve dichtheid; oktober 1992)

**Tabel 2.3.2**

Classificatie relatieve dichtheid (bron: F. De Smedt, Grondmechanica, cursusnota's mei 2013, VU Brussel)

In veel civiele werken, zoals bij baggerwerken het spuiten in een stort, wordt in de praktijk een relatieve dichtheid van bijv. 0,65 (65% = classificatie 'dicht zand') geëist. Tevens wordt dan doorgaans het percentage fijne deeltjes, deeltjes kleiner dan 0,063 mm, beperkt tot bijv. max. 15% om verstopping van de poriën te voorkomen. De 15% was de eis voor de kwaliteit 'zand voor zandbed' van RWS (Rijkswaterstaat).

De pakking kan echter ook zo gering zijn, dat er bij een plotselinge schuifkracht op het zand een dichtere pakking wordt aangenomen, met als gevolg dat poriënwater overspannen kan worden en zo de korrelspanning verminderd wordt: verweking en zelfs zettingsvloeiing (E. liquefaction) kan dan het gevolg zijn.

Dit kan gebeuren bij een in situ dichtheid  $D_r$ , als deze minder is dan de zogeheten kritieke dichtheid  $D_{r,kritiek}$ .

De *kritieke dichtheid*  $D_{r,kritiek}$  is die dichtheid waarbij er door een schuifspanning geen volumeverandering in het skelet optreedt.

Is de in situ relatieve dichtheid  $D_r$  minder dan  $D_{r,kritiek}$  dan is een volumeverkleining van het pakket mogelijk (contractie), met als gevolg mogelijk overspannen poriënwater als dit water niet snel genoeg weg kan.

Is de in situ relatieve dichtheid  $D_r$  meer dan  $D_{r,kritiek}$  dan is een volumevergroting van het pakket mogelijk (dilatantie). Dit wordt in deze reader behandeld in hoofdstuk 3.

### **Figuur 2.3.1**

Liquefaction, uit 1964, tijdens de Niigata Earthquake, Japan;  
(bron: internet)

De kritieke dichtheid speelt een rol bij dijkbouw, opspuitingen en aardbevingen.

In figuur 2.3.1 is het gevolg van de liquefaction, uit 1964, tijdens de Niigata Earthquake, Japan te zien.



### **Grind**

Grind is een grondsoort, te zien als zeer grof zand, met korrels van 2 mm tot 63 mm. Het is zeer waterdoorlatend en zorgt daardoor soms voor problemen bij bronbemalingen.

### **Silt**

Silt is een benaming voor deeltjes tussen 2 micrometer en 63 micrometer (0,002 en 0,063 mm). Zij vallen qua grootte tussen zand en lutum in. Hun eigenschappen liggen dicht bij die van zeer fijn zand dan die van klei. Silt kent wel een plasticiteit, maar kent geen electrostatische krachten zoals lutum en behoort tot de cohesieve gronden.

### **Leem**

Leem is een grondsoort met veel silt, waaruit zelfs lemen hutten gebouwd kunnen worden en is dus cohesief. Als men leem in water legt, valt het uiteen. Deze eigenschap kan men gebruiken om in het veld vast te stellen of de te onderzoeken grond klei of leem is. Klei valt dan niet uiteen.

### **Klei en lutum**

Klei is een mengsel van zand en lutum, met ca. 30% lutum. Het zijn de lutum deeltjes, kleimineralen, die de klei zijn eigenschappen geven. Het betreft plaatvormige deeltjes kleiner dan 2 micrometer, 0,002 mm. Deze deeltjes verstoppen de poriën waardoor een zekere waterdichtheid ontstaat, ondanks dat het poriëngehalte ca. 60% kan bedragen. Klei behoort tot de cohesieve gronden, kent een plasticiteit en er zijn electrostatische krachten tussen de plaatvormige deeltjes.

Omdat voor de kleimineralen óók een dichtheid  $\rho$ , van  $2650 \text{ kg/m}^3$  wordt aangehouden, wordt bij 60% poriën  $\gamma_{\text{sat}} = 0,4 \cdot 26,50 + 0,6 \cdot 10 = 17 \text{ kN/m}^3$ , (voetnoot<sup>3</sup>). Droge klei komt niet voor, er is altijd water gebonden aan de kleimineralen. Bij vochttekort zal de klei scheuren.

Kleimineralen ontstaan door verwerking van gesteente door chemische, fysische en biologische processen. De kleimineralen hebben een platige structuur, kennen onderlinge electrostatische krachten en kunnen goed water vasthouden, waardoor de klei kneedbaar is en aan de spade kleeft.

Er zijn veel soorten kleimineralen, zo is kaolien (komt niet voor in Nederland) geschikt om porcelein van te maken en illiet is geschikt om bakstenen, dakpannen en grof aardewerk te bakken.

Bentoniet is een speciaal kleimineraal, veel toegepast in de civiele techniek als thixotrope steunvloeistof bij diepwanden en boringen. Het is ontstaan uit vulkanische asregens in zoute binnenmeren.

Alle kleimineralen hebben een ingewikkelde chemische samenstelling. Als illustratief voorbeeld illiet -  $(\text{K}, \text{H}_3\text{O})(\text{Al}, \text{Mg}, \text{Fe}^{2+})_2(\text{Si}, \text{Al})_4\text{O}_{10}[(\text{OH})_2, (\text{H}_2\text{O})]$

Een bijzondere kleisoort is het zogeheten 'quick clay', dat voorkomt in noordelijke streken: Canada, Scandinavië en Rusland. Het is een klei met een hele lage pakking, en dus hoog watergehalte. Hierdoor is klei gevoelig voor zowel zettingsvloeiing en squeezing als het zijdelings wegpersen van een kleilaag die bijvoorbeeld tussen twee zandlagen in zit.

Voor de civiel ingenieur is het van belang dat deze zich goed oriënteert over de aanwezige klei en de eigenschappen daarvan als er in of met die klei gewerkt moet worden. Voorbeelden zijn het werken in Potklei, Boomse klei, en de bovengenoemde quick clay.

### **Veen**

Veen, (E. peat), bestaat uit afgestorven resten van planten, dus uit organisch materiaal, en niet uit minerale deeltjes. Deze organische deeltjes kunnen in een moerassig milieu bewaard blijven, mits zij zijn afgesloten van zuurstof (anders gaan ze oxideren, vergelijk compostering). De benamingen die veel voorkomen zijn:

- rietveen, ontstaan uit rietvelden;
- zeggeveen, ontstaan uit zegge (= een cypergrasachtige vegetatie).

Het volumiek gewicht varieert van  $10 \text{ kN/m}^3$  tot  $13 \text{ kN/m}^3$ , dus vrijwel water. Veen hoort bij de cohesieve gronden.

De gelaagdheid is horizontaal, waardoor er een redelijke horizontale waterdoorlatendheid ontstaat en een zekere verticale waterdichtheid.

Veen werd en wordt nog wel gewonnen als turf, is gedroogd bruikbaar als brandstof en dient als bijmengsel voor teelaarde. In Nederland zijn veel polders, zoals bij Vinkeveen, ontstaan door turfwinning in den natte, 'ontvening', waarna de polder werd drooggemalen en de zandige ondergrond de polderbodem werd.

Samengedrukt veen vormt op den duur bruinkool. Ook in Europa zijn er nog veel gebieden waar bruinkool in dagbouw wordt gewonnen.

<sup>3</sup> Gemakshalve wordt met  $g = 10 \text{ m/s}^2$  in plaats van  $9,81 \text{ m/s}^2$  is gerekend.

### **Keileem**

Keileem, (E. boulder clay), is ontstaan onder de bewegende gletsjers. Het bevat veel stenen, keien, grind, zand en leem (silt), alsmede soms zwerfstenen. Het komt in Noord Nederland veel voor.

In hoofdstuk 3.2 wordt nader op de grondclassificatie ingegaan.

### **Algemeen**

In Nederland wordt het meest óp en ín het zand gefundeerd, het pleistocene zand is daarvoor zeer geschikt. Bij funderen op staal óp het zand, bij funderen op palen ín het –meestal pleistocene- zand.

Plaatselijk werd er ook nog wel op staal op klei gefundeerd, zoals in de Betuwe voor woningen en dergelijke lichte bouw, maar dit verdwijnt snel vanwege de ongelijkmatige zettingen die in de klei kunnen voorkomen. Klei is nu eenmaal zettingsgevoelig en als de grondwaterstand varieert ontstaan er door veranderende korrelspanningen zettingen.

Op veen is niet te funderen.

Internationaal wordt er vaak gefundeerd op *bedrock*, een verzamelnaam voor *het vaste gesteente*. Bedrock is dus geen grondsoort. Let bij het funderen op 'bedrock' wel op de mogelijke verweringslaag: deze kan tot ongewenste zettingen leiden.



## 2.4 Geohydrologie

Darcy ontdekte in zand een evenredigheid tussen de grondwaterstroming (filtersnelheid resp. debiet) en het 'verhang', de hydraulische gradiënt. Die evenredigheidsfactor  $k$ , werd de waterdoorlatendheidscoëfficiënt van Darcy genoemd.

In elementaire vorm:  $v = k \cdot i$ , maar omdat wiskundig een + verhang een negatieve snelheid tot gevolg heeft is een minteken formeel noodzakelijk:

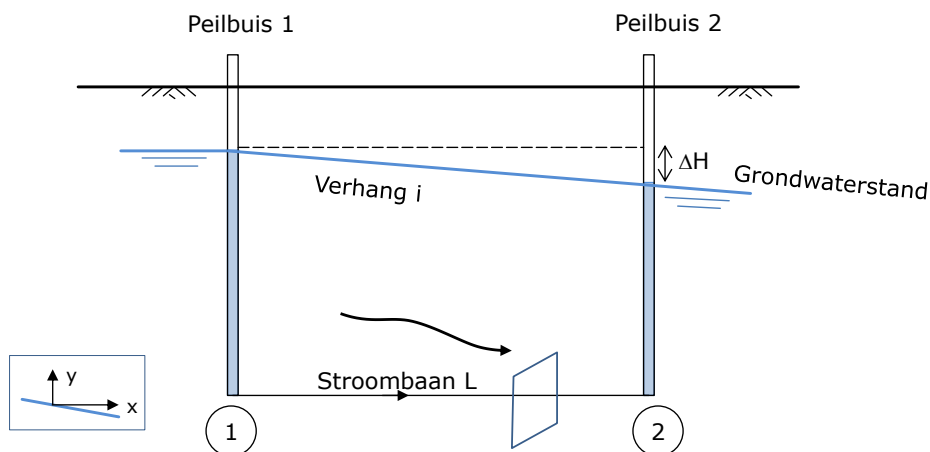
$$v = -k \cdot i \quad (2.4.1)$$

Onderstaande figuur geeft het principe.

Het is handig om hierbij het verband tussen debiet en filtersnelheid te gebruiken.

$Q = v \cdot A$  want het debiet is doorgaans eenvoudiger te meten. De formule (2.4.1) wordt dan:

$$Q = -k \cdot i \cdot A \quad (2.4.2)$$



**Figuur 2.4.1**

Darcy  
(tekening is niet op  
schaal)

De opzet is als volgt:

- Bepaal een typerende stroombaan en bijbehorende stroombaanlengte  $L$ ,
- Plaats denkbeeldige peilbuizen om de stijghoogten  $H$  af te lezen (t.o.v. een willekeurig vergelijkingsvlak, het is een potentiaalstroming) en om  $\Delta H$  te kunnen bepalen
- Bepaal het verhang  $i = \Delta H / L$ , dit is dimensieloos [-]
- Bepaal het debiet  $Q$  en men kan via  $Q = -k \cdot i \cdot A$  de waterdoorlatendheidscoëfficiënt van Darcy  $k$  bepalen.

Grondwater stroomt erg langzaam, stroomt in de poriën en is laminair en niet turbulent.

Op te merken is dat de filtersnelheid  $v$ , niet de werkelijke watersnelheid is, omdat de stroming door de poriën moet. Er is dus niet de gehele doorsnede  $A$  beschikbaar.

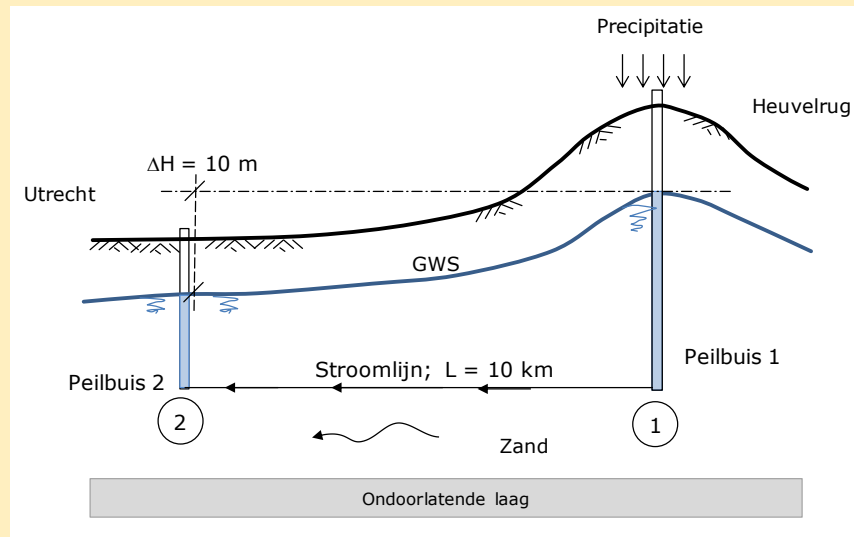
Soms is de werkelijke watersnelheid van belang, zoals bij de verplaatsing van verontreinigingen. Deze snelheid is  $v_{\text{werkelijk}} \approx v/n$  waarin  $n$  het poriëngehalte is. Bij een poriëngehalte van  $n=40\%$  stroomt een opgeloste verontreiniging dus 2,5 x zo snel als de filtersnelheid.

Verwarrend kan zijn dat de eenheid van de  $k$ -waarde in m/d [meter per dag] is, dus gelijk aan de eenheid van de snelheid. In de formule  $v = -k \cdot i$  is het verhang  $i$  dimensieloos.

Een 1<sup>e</sup> rekenvoorbeeld om het ingenieursgevoel te ondersteunen.

**Figuur 2.4.2**

Voorbeeld 1  
(tekening is niet op  
schaal)



Aangenomen wordt een grondsoort nabij Utrecht met een gemiddelde waarde tussen duinzand,  $k = 2 \cdot 10^{-2}$  cm/s, en rivierzand,  $k = 1 \cdot 10^{-1}$  cm/s in, dus met grofweg een doorlatendheidsfactor van  $k = (0,02 + 0,1)/2 = 0,06$  cm/s = 50 m/d.

Het verhang  $i$  = grofweg geschat op 10 meter over 10 km =  $1 \cdot 10^{-3}$  [-]

*Gevraagd:* Geef een indicatie van de filtersnelheid. Doe een realistische schatting voor het poriëngehalte en bereken de werkelijke watersnelheid.

*Resultaat:* filtersnelheid  $v = k \cdot i = 50 \cdot 1 \cdot 10^{-3} = 0,05$  m/d. Dit is dus erg gering. Een opgeloste verontreiniging verplaatst met de werkelijke snelheid, schat poriëngehalte  $n$  op 40%, dan wordt  $v_{\text{werkelijk}} \approx 0,125$  m/d. Per jaar, 365 dagen, dus zo'n 46 meter.

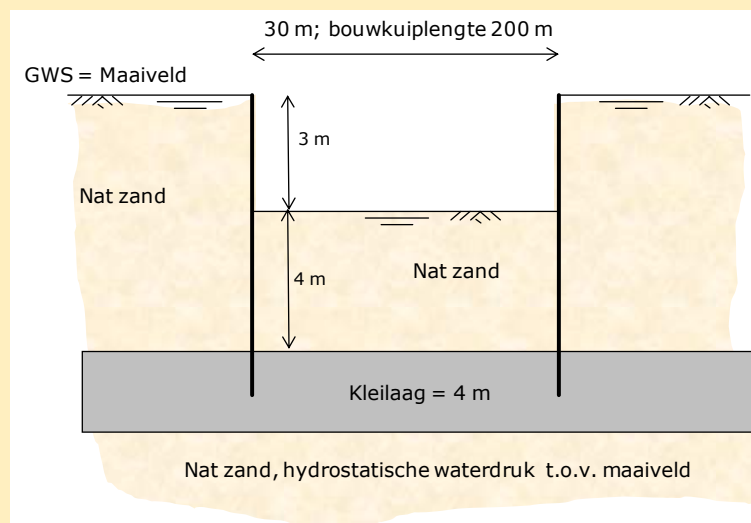
In de ondergrond en met name in het pleistoceen, komen veel watervoerende zandlagen voor (E. aquifers) naast afsluitende veelal horizontale kleilagen (E. aquitards).

Praktische toepassingen zijn het winnen van betrouwbaar grondwater als leidingwater.

Een 2<sup>e</sup> rekenvoorbeeld betreft een bouwput waarbij een kleilaag voor de onderafdichting moet zorgen. Het doorsijpelende grondwater, de kwel, wordt weggepompt: de polderoplossing.

**Figuur 2.4.3**

Voorbeeld 2  
(tekening is niet op  
schaal)



*Gegeven* is een bouwkuip van 30 x 200 x 3 meter, polderoplossing, dus waarbij de bouwkuipbodembodem gevormd moet worden door de kleilaag, die op een dikte van 4 meter kan worden aangehouden. Voor het gemak: GWS = Maaiveld aanhouden. De overige grond is zand. Het oorspronkelijk verloop van de waterdruk over de diepte is hydrostatisch, er is dus geen sprake van 'overspannen' of 'onderspannen' grondwater onder de kleilaag.

Doorlatendheidscoëfficiënten:  $k_{\text{klei}} = 2 \cdot 10^{-4}$  m/dag,  $k_{\text{zand}} =$  t.o.v. klei zeer groot, bijv. 20 m/dag

*Gevraagd:*

Hoeveel grondwater kwelt er per dag door de kleilaag heen, en moet men dus minstens wegpompen? Geef dit in m<sup>3</sup>/dag en liter/dag.

*Oplossing:*

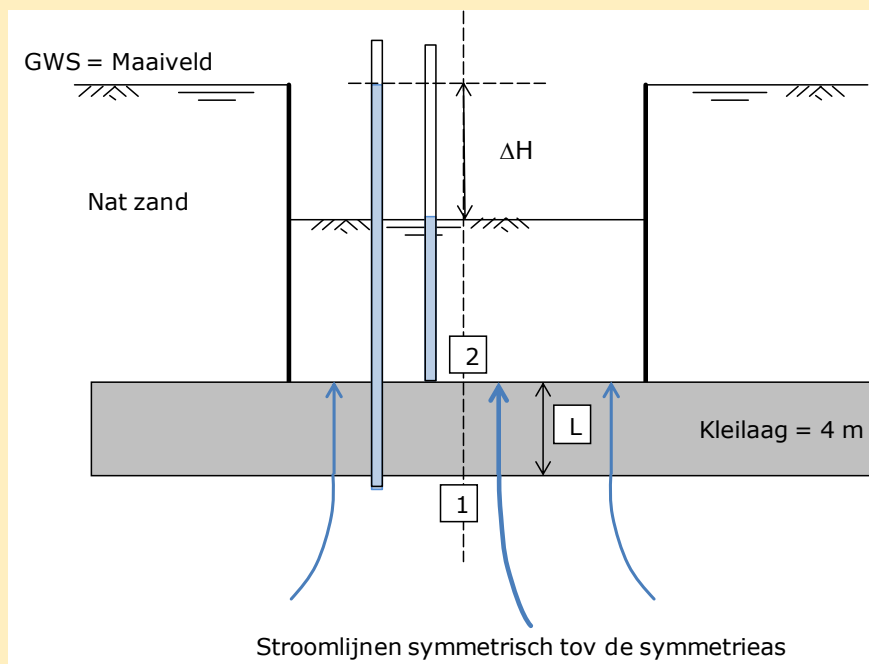
- Schets enkele stroomlijnen en bepaal de maatgevende stroomlijn.
- Beschouw het stuk door de klei, van 1 naar 2. (De waterdoorlatendheid van de zandlaag is zéér groot ten opzichte van die van de klei, en dus verwaarloosbaar in deze handberekening).
- Plaats denkbeeldige peilbuizen in de punten 1 en 2: daaruit volgt  $\Delta H$  over de punten 1 en 2
- Bepaal nu  $i$  ( $= \Delta H/L$ ), bepaal  $k$  (=gegeven) en bepaal  $A$  = de doorsnede loodrecht op de stroomlijn, dus de stroombaandoorsnede, hier dus  $200 \times 30 = 6000$  m<sup>2</sup>.

*Uitwerking:* Zie figuur 2.4.4,  $i = \Delta H/L = \frac{3}{4} = 0,75$  [-],  $k = 2 \cdot 10^{-4}$  m/dag,  $A = 6000$  m<sup>2</sup>, dus:

$Q = k \cdot i \cdot A = 2 \cdot 10^{-4} \times 0,75 \times 6000 = 0,9$  m<sup>3</sup>/dag = 900 liter/dag door de kleilaag.

Merk op dat de methode 'plaats denkbeeldige peilbuizen' in de civiele techniek erg nuttig kan zijn. De stijghoogte wordt 'zichtbaar'.

Merk ook op dat er uiteraard een controleberekening moet worden gemaakt omtrent de stabiliteit (opbarsten) van de kleilaag (bouwputbodembodem). Zie daarvoor hoofdstuk 8.



**Figuur 2.4.4**  
Voorbeeld 2,  
uitwerking

## 2.5 Grondonderzoek

### 2.5.1 Algemeen.

Bij een grondonderzoek ten behoeve van een fundering is men primair geïnteresseerd in de zandlagen en in de 'slappe lagen'. Dit laatste zowel om de negatieve kleef te kunnen bepalen en eventuele zakkingen, zoals bijvoorbeeld slappe lagen onder een aanwezige zandlaag, te voorkomen.

Bij de aanleg van een diepe bouwput is men doorgaans geïnteresseerd in de kleilagen onder de bouwput, vanwege de waterdichtheid, en in de slappe lagen bovenin, vanwege de horizontale belasting op de bouwputwanden.

Bij een milieukundig onderzoek is men geïnteresseerd in de ligging van watervoerende en waterremmende lagen (E. aquifers and aquitards) en de daarin optredende stijghoogten en grondwaterstroming. De geohydrologie is dan van belang.

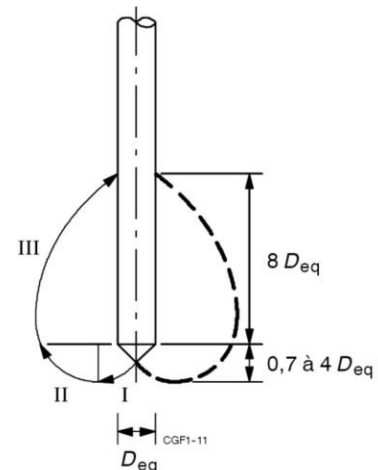
Als men alleen wil weten wat voor grond er aanwezig is, dan zijn *geroerde monsters* voldoende.

Als men echter de grondeigenschappen wil bepalen in een laboratorium, dan zijn *ongerode monsters* noodzakelijk. Deze zijn veel duurder dan geroerde monsters en eisen een eigen aanpak, zie verderop in dit hoofdstuk.

Kortom: afhankelijk van de wensen moet een *grondonderzoeksplan* geschreven worden.

In deze reader wordt het accent op de *CPT, cone penetration test*, gelegd. Merk op dat voor een paalfundering altijd ook de grondlaag onder het paalpuntniveau belangrijk is. Dit moge blijken uit onderstaand bezwijkmechanisme, de

4D-8D methode of methode Koppejan genoemd. Staat een paal te diep dan dreigt het 'doorponseffect'. Merk tevens op dat de paal optimaal 8D in de zandlaag staat. Voor een paal 300 x 300 mm, met  $D_{\text{aeq}} = 340$  mm (via  $\square \rightarrow \emptyset$ ), betekent dit dat het doorponseffect begint als de paal 4D dus 1,4 meter boven de 'terugloop' staat. Tevens is de optimale inheidiepte  $8D = 2,7$  meter in de zandlaag. De zandlaag zou dus 4,1 meter dik moeten zijn. Omdat dit veelal niet haalbaar is, wordt de paal meestal minder diep dan de 8D in de laag geheid en accepteert men een zekere vermindering aan draagkracht.



**Figuur 2.5.1**

Koppejan: 4D-8D methode (bron: CGF1, Elsevier)

Door het sonderen wordt de grondopbouw zoveel mogelijk in kaart gebracht om verrassingen tijdens de uitvoering zoals het gebrek aan stuit of het wegheien van palen te voorkomen.

Voor het toepassen van funderingen op palen is de kennis over de grondgesteld tot 10 keer de paaldiameter onder het paalpuntniveau vereist.

Globaal wordt voor constructies CC2, Consequens Class 2, vereist. Voor sonderingen betekent dit, dat per 25x25 meter (=625 m<sup>2</sup>) één sondering zou moeten worden uitgevoerd. Bij kleine werken, waarbij een fundering op palen wordt toegepast, zijn minstens 2 sonderingen vereist. Dit betekent dat bij het heien 'tussen de sonderingen in' via een kalendering moet worden nagegaan of de grondopbouw overeenkomt met de gemaakte sonderingen.

### 2.5.2 De Cone Penetration Test, CPT

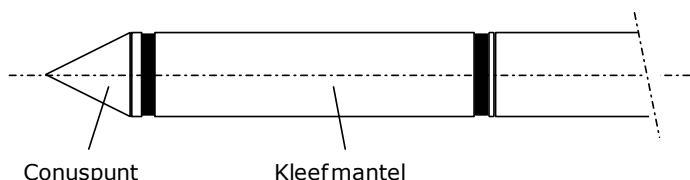
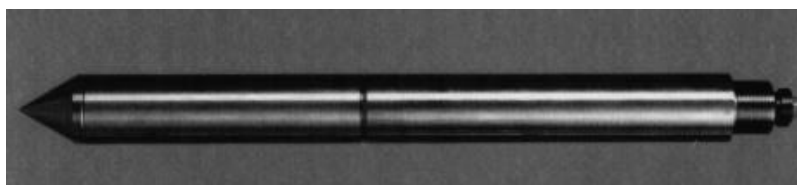
In Nederland is het gebruikelijk een 'sondering' uit te voeren, de Cone Penetration test (CPT). Doel hiervan is het bepalen van het draagvermogen van de grond. Door een staaf met een kegelvormige punt, die voorzien is met een tophoek van  $60^\circ$ , de sondeerconus met diameter 3,6 cm, in de grond te drukken wordt de weerstand van de grond gemeten in  $\text{MPa} = \text{MN}/\text{m}^2$ , figuur 2.5.2.<sup>4</sup>

De ondervonden weerstand aan de conuspunt werd in het begin mechanisch door middel van een stelsel van binnen- en buitenstangen naar de meeteenheid gebracht die op het maaiveld stond. Dit mechanische proces kan leiden tot wrijving tussen binnen- en buitenstangen waardoor bij de meeteenheid op het maaiveld een waarde wordt geregistreerd.

Vanaf 1948 werd een elektrische conus ontwikkeld, waarbij de uitgeoefende druk op de conuspunt door middel van rekstroken op de stalen kern van de conus werden vastgesteld en elektrisch via een kabel werden overgebracht naar de meeteenheid op het maaiveld. Dit is een zuiverdere meting zonder risico van beïnvloeding van de waarde. Vanaf de 60'er jaren werd deze conus steeds meer toegepast.

Tegenwoordig worden voornamelijk sonderingen met een elektrische conus uitgevoerd. Alleen in gronden met mogelijke obstakels in de bodem of in harde grindlagen worden soms nog sonderingen met een mechanische conus gemaakt. De weerstand kan daarbij in de meeteenheid elektrisch worden vastgelegd.

Tevens is het mogelijk om de totale wrijvingsweerstand op de sondeerbuisen te meten of met behulp van de klefmantel boven de conuspunt, de plaatselijke wrijvingsweerstand vast te leggen. De diameter van punt en schacht moeten hierbij direct op elkaar aansluiten. Afwijkingen in de onderlinge diameter verhouding kan snel tot andere waarden van de wrijvingsmeting leiden.



**Figuur 2.5.2**

Foto: conventionele sondeerconus, conusoppervlak  $10 \text{ cm}^2$  (bron: Deltares)

Naast sonderingen voor funderingsadvies of algemeen civiele technisch advies zijn sonderingen ook bruikbaar voor milieukundig bodemonderzoek. Zo zijn conussen ontwikkeld waarmee bijvoorbeeld de geleidbaarheid en temperatuur van de grond en het grondwater gemeten kunnen worden.

Sonderingen worden uitgevoerd door een sondeerwagen. Dit is doorgaans een zware vrachtwagen of een voertuig op rupsbanden, zie figuur 2.5.3.

In de sondeerwagen bevindt zich een hydraulische pers die de sondeerstaven de grond in drukt. Het gewicht van de sondeerwagen levert hierbij de reactiekracht



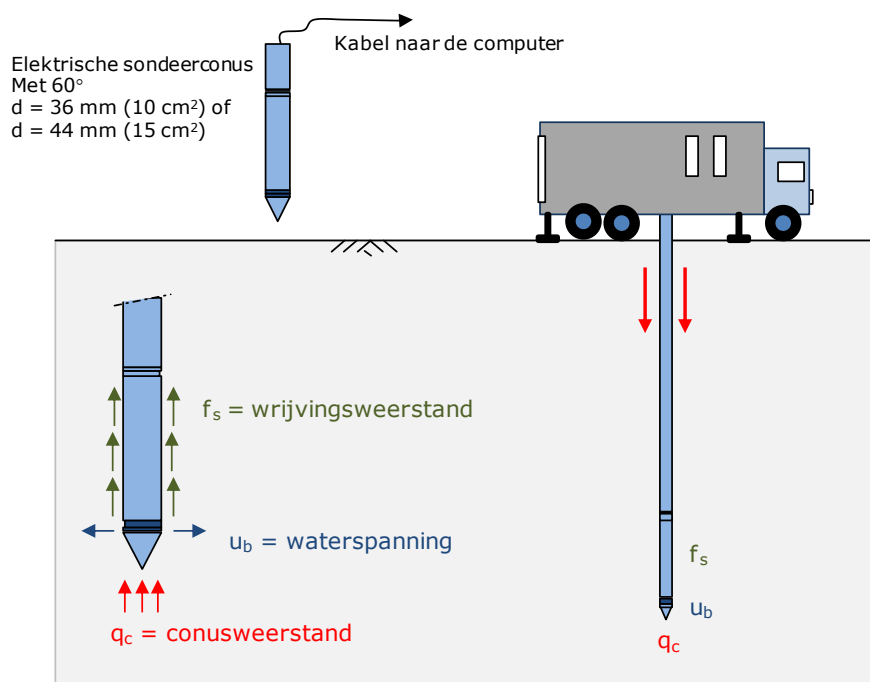
**Figuur 2.5.3**

Foto: sondeerwagen (bron: Deltares)

<sup>4</sup> Omdat oude sonderingen nog vaak in de eenheid  $\text{kgf}/\text{cm}^2$  worden gegeven, is het handig om te weten dat  $10 \text{ MN}/\text{m}^2 = 100 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ .

en de oliedruk in de hydraulische pers is een maat voor de conusweerstand. De sondeerconus wordt met een constante snelheid van 1,5 á 2 centimeter per seconde in de grond gedrukt, figuur 2.5.4. De weerstand om deze conus in de grond te drukken heet conusweerstand.

**Figuur 2.5.4**  
Uitvoering van sonderingen;  
Sondeerwagen.



De sondeerconus zal minder kracht nodig hebben om door klei of veen te drukken (lage conusweerstand) dan door zand te drukken (hoge conusweerstand). Met deze methode verkrijgt men gegevens over de kracht die nodig is om door de grond te drukken. De gevonden waarden geven informatie over de vastheid van de grond, waarna men het draagvermogen van de grond kan bepalen. De meetgegevens worden per sondering gepresenteerd in een sondeerdiagram; zie figuur 2.5.5. Hierin ziet men de conusweerstand  $q_c$  [MPa], de wrijvingsweerstand  $f_s$  [MPa] en het *wrijvingsgetal*  $R_f$  [%].

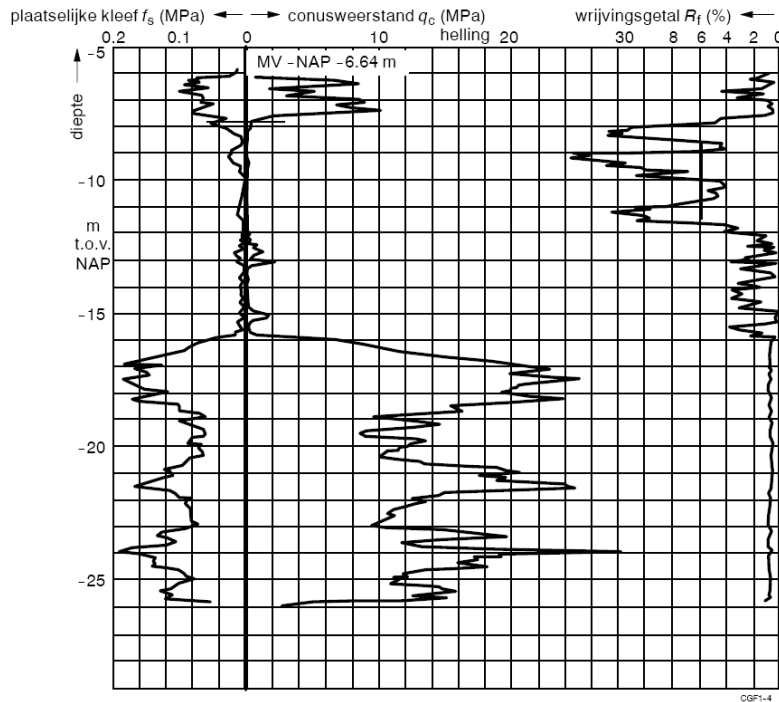
$$R_f = f_s / q_c * 100\% \quad (2.5.1)$$

Het wrijvingsgetal is daarbij de verhouding tussen gemeten wrijving en conusweerstand in procenten, *formule 2.5.1*. Op basis van het vergelijk tussen deze kleefmantelonderingen en boringen met monsternamen is een relatie vastgesteld tussen wrijvingsgetal en grondsoort; zie tabel 2.5.1 en grafiek (figuur 2.5.6). Van belang is hierbij dat de verhouding opgaat voor normaal geconsolideerde (niet eerder belaste) gronden die zich onder de grondwaterstand bevinden.

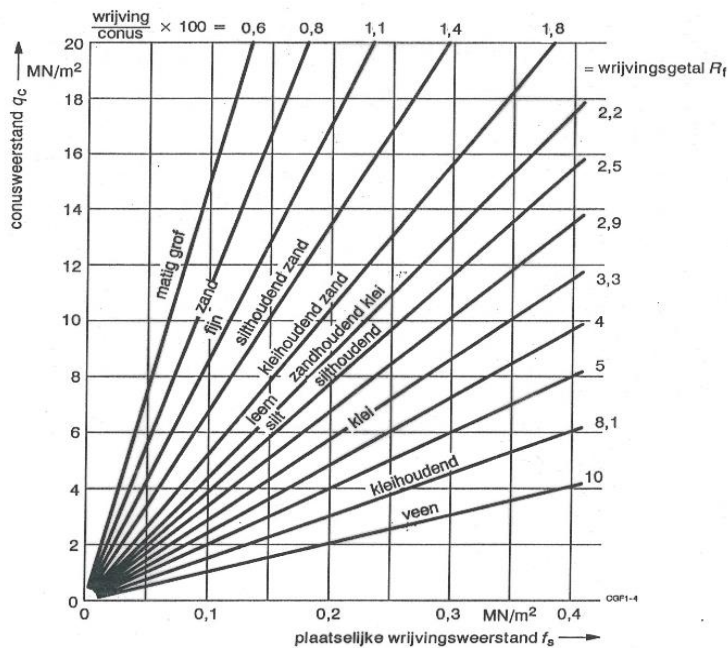
**Tabel 2.5.1**

Indicatieve waarden voor conusweerstand en wrijvingsgetal van verschillende grondsoorten

Grondsoort	Conusweerstand (MPa)	Wrijvingsgetal
Grind	>4-10	0.2-0.5
Grof zand	>2-10	0.4-0.6
Fijn Zand	>1-10	0.9-1.0
Zand, siltig	1,5-4	0.8-1.4
Zand, kleilig	1-2	1.0-2.0
Leem	1-3	2.0-4.0
Klei, vast	2-4	2.0-4.0
Klei, matig	1-2	3.0-5.0
Klei, slap	0.5-1	4.0-6.0
Potklei (overgeconsolideerd)	2-5	5.0-7.0
Venige klei	0.1 - 0.5	5.0-8.0
Veen	0.1 - 2	5.0-10.0



**Figuur 2.5.5**  
Sondeerdiagram;  
(bron: CGF1, Elsevier)



**Figuur 2.5.6**  
Relatie:  
Wrijvingsgetal -  
grondsoort;  
(bron: CGF1, Elsevier)

*Relatie conusweerstand  $q_c$  en elasticiteitsmodulus  $E$ .*

Men treft in de literatuur aan dat er mogelijk een relatie bestaat tussen Elasticiteitsmodulus  $E$  en conusweerstand  $q_c$ .

Voor zand wordt wel  $E \approx 2 \text{ á } 4q_c$  aangehouden. Daarnaast wordt in NEN-EN 1997-1, Eurocode 7, tabel 2.b een waarde voor  $E$  van zand gegeven die neerkomt op  $3 q_c$ . Voorbeeld: zand, schoon, matig:  $q_c = 15 \text{ MPa}$  en  $E = 45 \text{ MPa}$ .

Voor klei wordt wel aangehouden:  $E \approx 1,5 \text{ á } 2 q_c$ , voorbeeld NEN-EN 1997-1, Eurocode 7, tabel 2.b levert voor klei, schoon, matig:  $q_c = 1,0 \text{ MPa}$  en  $E = 2 \text{ MPa}$ .

Voor het gebruik van de  $E$ -waarden voor bijvoorbeeld de wegbouwkunde en in Plaxismodellen is nader onderzoek gewenst, omdat de relatie tussen  $q_c$  en  $E$  ook afhankelijk is van de consistentie van de grondsoort, de overconsolidatie (OCR) en van de effectieve verticale korrelspanning.

### Als voorbeeld volgt hier een kenmerkende sondering te Amsterdam.

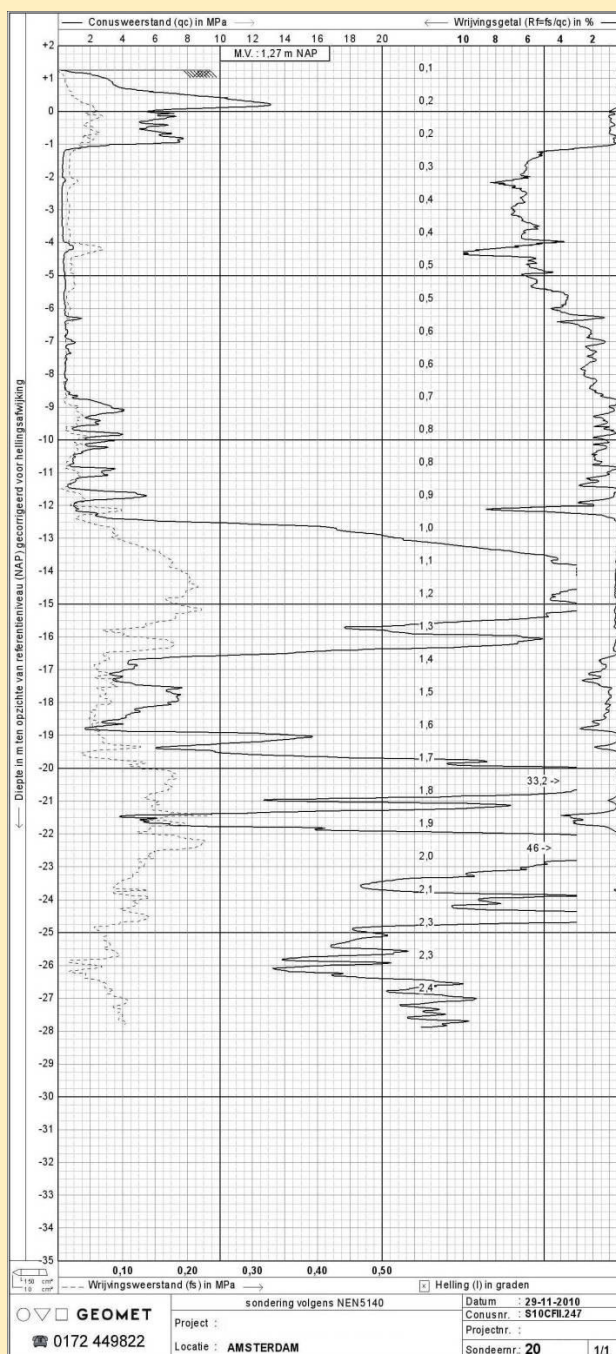
Tot de algemene vakontwikkeling van de Nederlandse geotechnicus behoort enige kennis over deze typisch Nederlandse situatie.

In de sondeergrafiek, figuur 2.5.7, is aan de linkerkant de doorgetrokken lijn de gemeten conusweerstand en geeft de gestippelde lijn de wrijvingswaarden aan. Rechts is het wrijvingsgetal te vinden, met de bijbehorende eenheden.

Links zien we aan de hand van de sondeerwaarden dat er een toplaag is van zand, vermoedelijk door de mens opgebracht (=antropogeen), waaronder allerlei slappe lagen tot NAP-12 meter voorkomen. Dan begint het pleistocene zand, ca 4 meter dik, met daaronder afwisselend afzettingen van slapper materiaal en zand.

Door de combinatie tussen de conusweerstand en het wrijvingsgetal kan over de grondsoorten veel worden gezegd.

- Bovenin het wrijvingsgetal minder dan 1%, dus fijn zand.
- Daaronder lagen met een wrijvingsgetal 6 tot 8 en zelfs 10%, dus kleihoudend veen en veen.
- Daaronder loopt de wrijvingsgetalwaarde terug tot 2 á 4%, dus silthoudende klei en klei.
- Van NAP-9 m tot -12 m vindt men wat meer zandlaagjes of kleihoudend zand.
- Zeer typerend is op NAP- 12 m een uitschieter te zien in het wrijvingsgetal: het basisveen, de overgang pleistocen - holoceen.
- Daaronder 4 meter zand met een laag wrijvingsgetal.
- De terugloop op NAP-17 m tot - 19 m geeft wrijvingsgetallen tussen de 1 en 2%, het zal zandhoudende klei en kleihoudend zand zijn, enzovoort.



**Figuur 2.5.7**  
Sondering Amsterdam;  
(bron: Geomet)



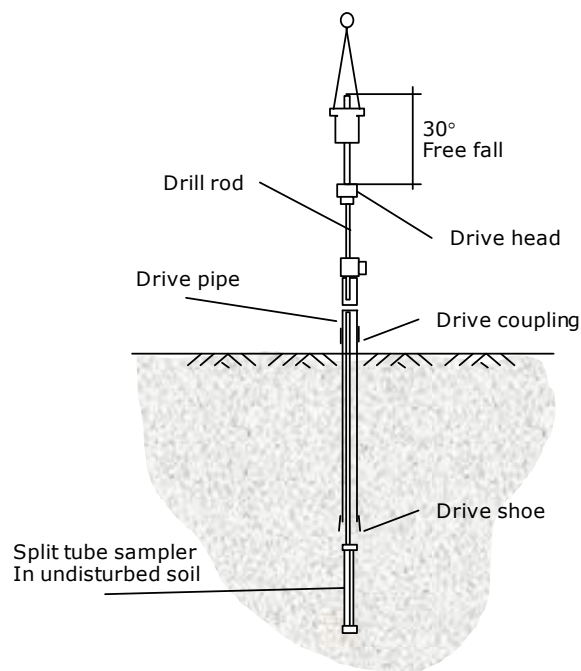
### 2.5.3 De Standard Penetration Test

#### **De SPT, Standard Penetration Test.**

Internationaal komt er echter ook vaak een andere test voor, de Standard Penetration Test, SPT. Deze vereist minder zwaar materieel dan de CPT en kan door een ploegje personeel worden uitgevoerd. In veel ontwikkelingslanden is deze test relatief makkelijk uitvoerbaar. Het is een dynamische sondeerproef in combinatie met een boring, zodat er ook grondmonsters (geroerd) beschikbaar komen. Het materieel is eenvoudig; zie figuur 2.5.8.

Bij deze methode gebruikt men een valhamer van 63,5 kg met valhoogte 76 cm om een holle (monster)buis met een diameter van 5 cm uitwendig, in de grond te slaan. Men telt het aantal slagen per 15 cm zakkings, en werkt die om naar 'blows per foot', de 'N-waarde'. Bij 40 slagen per 30 cm spreekt men van goed zand.

Het is lastig de N-waarden te relateren aan sondeerwaarden, maar in de literatuur treft men diverse methodieken hiervoor aan. Onderstaande figuur is afkomstig van de Missouri University of Science and Technology, MST.



**Figuur 2.5.8**

Uitvoering SPT;  
driving sample  
(bron:

<http://web.mst.edu/~rogersda/umrcourses/ge441/NOTES%20for%20STANDARD%20OPENETRATION%20EST.pdf> )



**Figuur 2.5.9**

Uitvoering SPT;  
(bron: foto's  
[www.ackerdrill.com](http://www.ackerdrill.com)  
resp. een werk in  
Peru)

## 2.5.4 Overige proeven en het nemen van grondmonsters

Er is sprake van innovatie in de ontwikkeling van allerlei soorten proeven. Hier worden er enkele genoemd:

- Vin proef, bedoeld om de schuifeigenschappen van grond in situ te bepalen.
- Bolconus, bedoeld om in slappe grond betere informatie te verkrijgen; zie figuur 2.5.10. De bolsonde heeft een groter oppervlak dan een conventionele conus. Hierdoor kan de weerstand bij het wegdrukken nauwkeuriger worden gemeten. Er bestaan twee verschillende bolsondes, een bol zonder waterspanningsmeting en een bolsonde waarbij de waterspanning wordt gemeten.
- Ménard pressiometer proef, bedoeld om de stijfheid van bodemlagen in situ te bepalen.
- Meten van de elektrische geleidbaarheid, bedoeld om verontreinigingen op te sporen (milieukunde).
- De camerasondering, waarbij een speciale sondeerconus voorzien is van een camera. Het beeld kan vergroot worden weergegeven op het beeldscherm en het ten doel om verontreinigingen op te merken en te lokaliseren.

**Figuur 2.5.10**  
bolconus;  
(bron: Deltares)



### Grondmonsters

Het nemen van grondmonsters is een vak apart. Als men alleen geïnteresseerd is in de grond-samenstelling is een *geroerd monster* voldoende. Geroerde monsters nemen kan met eenvoudig gereedschap, zoals de avegaarboor en bij de SPT waarbij in de steekbus monsters worden verkregen. De bus wordt ter plaatse leeggeschud en daarmee is het monster geroerd.

Het nemen van *ongerode monsters* is lastiger. Deze zijn namelijk nodig om laboratoriumproeven mee te doen. Daar zijn diverse specialistische technieken voor ontwikkeld.

In tabel 2.5.2 (blz. 27) wordt een overzicht gegeven van soorten grondonderzoek en hun kwaliteit.

In het kader van deze reader wordt hier niet verder op ingegaan.

Klasse	Kwaliteit	Soort	Te bepalen grondeigenschappen						
			Gelaagdheid	Korrelverdeling	Atterberg	Volgew.	Doorl.heid	Samendrukking	Schuifweerstand
1	Ongeroerd	Blokmonster	-	+	+	+	+	+	+
		Piston sampler	0	+	+	+	+	+	+
		Begemann-boring 66 mm	+	+	+	+	+	+	+
2	Licht geroerd	Dunwandige steekbus $\phi > 50$ mm	0	+	+	+	+	+	+
		Begemann-boring 29 mm	+	+	+	+	-	-	-
3	Middelmatig geroerd	Dikwandige steekbus	0	+	+	0	-	-	-
		"Split-spoon sampler"	0	+	+	0	-	-	-
4	Sterk geroerd	Avegaarboor	+	+	+	-	-	-	-
		Lepelboor	0	+	0/+	-	-	-	-
		Pulo	-	-	-	-	-	-	-

+ betekent geschikt tot zeer geschikt

0 betekent matig geschikt tot niet geschikt

- betekent niet geschikt

(1) geldt voor klei en veen van gering tot matige vastheid

(2) geldt voor vaste klei



**Tabel 2.5.2**

Relatie: Grondonderzoek-kwaliteit-eigenschappen; (bron: CGF1, Elsevier)

**Figuur 2.5.11**

Veldonderzoek, Begemann-boring; (bron: Deltares)

## 2.6 Activeringsvragen en zelfstudieopdrachten

### Opgave 2.1

Als je in Utrecht zou willen funderen op de 'bedrock', op welke diepte zou dat dan moeten? Welke geologische periode hoort daar dan bij?

### Opgave 2.2

Als je in Utrecht een geologische boring zou uitvoeren, bijv. tot in het Krijt, welke perioden kom je dan tegen op welke diepte?

### Opgave 2.3

De afzettingen van sedimentair of afzettingsgesteenten worden doorgaans in vier soorten verdeeld. Welke zijn dat en geef per soort een schoolvoorbeeld.

### Opgave 2.4

Waarom wordt er bij opspuitingen in de baggerwereld veelal een relatieve dichtheid van 0,67 geëist, alsmede een beperking van de deeltjes kleiner dan 0,063 mm van bijv. max. 15 %?

### Opgave 2.5

Wat houdt het begrip 'relatieve dichtheid' in en welke relatieve dichtheid wordt als vuistregel doorgaans minimaal geëist bij ophogingen en opspuitingen?

### Opgave 2.6

Geef aan wat het begrip 'kritieke dichtheid' inhoudt. Wat kan er gebeuren als de in situ dichtheid onder de kritieke dichtheid ligt?

### Opgave 2.7

Gegeven is klei, schoon, matig met een  $\gamma_{\text{sat}} = 17 \text{ kN/m}^3$ , en een poriëngetal  $e = 1,36$ . Wat is het poriëngehalte en controleer daarmee  $\gamma_{\text{sat}}$ .

### Opgave 2.8

In NEN-EN 1997-1, Eurocode 7, tabel 2.b, staat gegeven voor 'zand, schoon, los' een  $\gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ kN/m}^3$ . Wat is het bijbehorende poriëngehalte  $n$ , en poriëngetal  $e$ ? Beantwoord dezelfde vragen voor 'zand, schoon, vast' met  $\gamma_{\text{sat}} = 22 \text{ kN/m}^3$ .

### Opgave 2.9

Welke grondslag verwacht je in de sondering van paragraaf 2.5 (figuur 2.5.5) op een diepte onder NAP- 16 meter? En welke grond tussen NAP- 8 m en NAP- 16 meter?

## 2.7 Referenties

- [2.1] Internet: Wikipedia.org
- [2.2] Cursus Grondmechanica en Funderingstechniek, CGF-1 en CGF-2
- [2.3] Dr. Wim de Gans, Geologieboek Nederland. Uitgave 2008, ANWB en TNO Bouw en Ondergrond.
- [2.4] Dr. Th. Gregorian, dictaat 'Inleiding geologie en Geotechniek', deel 1: Een inleiding in de geologie. Uitgave november 2012, digitaal verkrijgbaar:  
<http://grondenwater.nl/introductie-geologie-geotechniek>
- [2.5] Prof. dr. ir. F. de Smedt, Grondmechanica, cursusnota's mei 2013, Vrije Universiteit Brussel, digitaal <http://ftp.vub.ac.be/~fdesmedt/Grondmechanica.pdf>
- [2.6] A. Veldhuis, Uitlevering van zand, bepaling van de relatieve dichtheid; oktober 1992, digitaal <http://repository.tudelft.nl/view/ir/uuid%3A131ba7c5-1535-47f4-a744-ec4186fbc9d3/>



# **HOOFDSTUK 3**

# **GRONDMECHANICA**

**READER  
GEOTECHNIEK**

**VOOR HET HBO**

**Initiatief:** Werkgroep Waterbouw KIVI afdeling Hoger Onderwijs Techniek

**Eindredactie:** dr.ir. U. Backhausen & prof. dr. ir. A.E.C. van der Stoel

Het auteursrecht berust bij KIVI, Den Haag. Openbaarmaking en vermenigvuldiging door HBO-instellingen ten behoeve van onderwijsdoeleinden zijn toegestaan onder naamsvermelding van de auteurs.

Stand: Augustus 2013



# HOOFDSTUK 3

## GRONDMECHANICA

Dr.ir. Cor Zwanenburg (Deltares) en dr.ir. Ursula Backhausen (Hogeschool Utrecht)

### Inhoudsopgave

<b>3.1</b>	<b>Algemeen</b> .....	<b>3</b>
3.1.1	Inleiding .....	3
<b>3.2</b>	<b>Grondclassificatie</b> .....	<b>4</b>
3.2.1	Samenhangende en niet- samenhangende grond .....	4
3.2.2	Benaming van grondsoorten .....	4
3.2.3	Korrels, water en lucht .....	4
3.2.4	Soortelijke en volumieke massa, soortelijk en volumiek gewicht .....	5
3.2.5	Korrelverdeling .....	5
3.2.6	Plasticiteitsgrenzen volgens Atterberg.....	11
<b>3.3</b>	<b>Grond,- water- en korrelspanning</b> .....	<b>13</b>
3.3.1	Verticale grond-, water- en korrelspanning.....	13
3.3.2	Waterspanning .....	14
3.3.3	Voorbeeld 1: berekening verticale korrelspanning .....	16
3.3.4	Voorbeeld 2: het opbarsten van een bouwputbodem .....	17
3.3.5	Horizontale grond-, water- en korrelspanningen.....	20
<b>3.4</b>	<b>Sterkte van grond</b> .....	<b>22</b>
3.4.1	Schuifweerstand en gemobiliseerde schuifweerstand .....	22
3.4.2	Spanningen in een laboratoriumproef .....	25
3.4.3	Bezwijken .....	27
3.4.4	Schuifproef .....	32
3.4.5	Triaxiaalproef .....	34
3.4.6	Stijfheidseigenschappen .....	37
<b>3.5</b>	<b>Samendrukking van de grond</b> .....	<b>41</b>
3.5.1	Benadering van het vervormingsgedrag .....	41
3.5.2	Consolidatie .....	43
3.5.3	Samendrukkingsproef.....	46
3.5.4	Bepaling consolidatieparameters .....	49
3.5.5	Voorbeeld 1: $c_v$ -waarde bepaling.....	51
3.5.6	Methoden voor het berekenen van samendrukking .....	52
3.5.7	Voorbeeld 2: zettingsberekening met methode uit NEN 6744.....	55
3.5.8	Methode Koppejan .....	56
3.5.9	Overconsolidatiegraad .....	58
3.5.9	Voorbeeld 3: zettingsberekening met methode Koppejan .....	58
3.5.10	<i>Isotache-model</i> .....	59
3.5.11	<i>Voorbeeld 4: Berekening isotache-methode</i> .....	62
3.5.12	Natuurlijke rek.....	64
3.5.13	Voorbeeld 5: Verschil lineaire en natuurlijke rek .....	65
<b>3.6</b>	<b>Activeringsvragen en zelfstudieopdrachten</b> .....	<b>67</b>
<b>3.7</b>	<b>Referenties</b> .....	<b>71</b>

De blauw geschreven tekstgedeelten betreffen paragrafen die als aanvullende informatieve onderdelen wel of niet kunnen worden opgenomen in de Reader, afhankelijk van de gewenste diepgang en omvang van de leerstof. Hoewel de paragrafen vermoedelijk niet strikt noodzakelijk zijn voor het inzichtelijk maken van de berekeningswijze binnen het onderwijsprogramma, zullen ze wel een essentieel onderdeel vormen bij het ontwerpproces in de praktijk.

### 3.1 Algemeen

In dit hoofdstuk worden eerst de basisbegrippen over de bestanddelen van grond beschreven. Daarna wordt dieper ingegaan op de materiaalkunde, het gedrag van grond door samendrukking en bij afschuiving. Ook wordt aandacht besteed aan de verandering van grondparameters door bewerking van grond.

#### 3.1.1 Inleiding

Grond wordt vaak gezien als materiaal dat min of meer vermengd is met lucht en water, waaruit de bovenste aardlaag bestaat, maar dit dekt niet geheel de lading. In de weg- en waterbouw wordt onder grond ook wel verstaan de vruchtbare laag van teelaarde, waarmee bijvoorbeeld aardebanen en plantsoenen worden afgewerkt.

In de breedste zin wordt echter een onderscheid gemaakt tussen (verweerde) rots- en grondmechanica, internationaal resp. rock mechanics & soil mechanics.

Grond bestaat hierbij uit het geheel van korrels, water, lucht en organisch materiaal. De korrels zijn meestal een verweringsproduct van gesteente van zeer gevarieerde grootte. Deze korrels zijn (en worden) vervolgens over grote afstanden getransporteerd.

Als transporteurs komen in aanmerking:

- de rivieren (fluviaal);
- de zee (marin);
- de wind (eolisch).

Tijdens dit transport zal er een natuurlijke sortering naar korrelgrootte plaatsvinden. Door de wind worden alleen relatief kleine korrels getransporteerd. Bij rivieren zal een en ander sterk afhankelijk zijn van de stroomsnelheid. Bij snelstromende rivieren zullen uitsluitend de grotere korrels bezinken. Naarmate de stroomsnelheid afneemt, zullen ook de kleinere korrels bezinken. Tussen deze korrels zijn holle ruimten (poriën) aanwezig. Deze holle ruimten kunnen gevuld zijn met water, lucht of een combinatie van beide. Grond hoeft echter niet uit korrels te bestaan, maar kan ook zijn opgebouwd uit een combinatie met plantenresten, lucht en water. Een typische grondslag van organische oorsprong is bijvoorbeeld veen. Afhankelijk van de opbouw van grond zal het een bepaald gedrag vertonen. Grond opgebouwd uit kleine korrels zal bijvoorbeeld een lagere doorlatendheid hebben dan grond bestaande uit grote korrels. Organische grond is over het algemeen sterk samendrukbaar, terwijl grond opgebouwd uit grote korrels weinig samendrukbaar is. Om het gedrag van grond te kunnen voorspellen is het dus noodzakelijk om 'grond' verder onder te verdelen.

## 3.2 Grondclassificatie

### 3.2.1 Samenhangende en niet- samenhangende grond

Een eerste classificatie van grond is een indeling naar samenhang:

1. **Onsamenhangende gronden**, ook wel niet-cohesieve gronden genoemd. Deze gronden zijn weinig samendrukbaar en goed doorlatend, bijvoorbeeld zand en grind;
2. **Samenhangende gronden**, ook wel cohesieve gronden genoemd. Deze gronden zijn vaak sterk samendrukbaar en slecht doorlatend, bijvoorbeeld klei, leem, veen en löss.

### 3.2.2 Benaming van grondsoorten

In Nederland worden voor de beschrijving van grond 5 hoofdbenamingen onderscheiden, te weten:

1. *zand, grind*  
Klastisch (gebroken) materiaal dat bestaat uit matig fijne tot grote korrels, goed waterdoorlatend, onsamenhangend en weinig samendrukbaar.
2. *silt*  
Een overgangsgebied tussen zand en klei, dat soms meer naar zand neigt en in andere gevallen meer naar klei.
3. *klei*  
Fijne tot zeer fijne plaatjes-structuur, slecht waterdoorlatend, samenhangend en sterk samendrukbaar.
4. *leem*  
Heeft dezelfde eigenschappen als klei, maar valt in water uiteen; leem bestaat voornamelijk uit silt en is meestal zandig.
5. *veen*  
Bevat veel organische bestanddelen (plantenresten), is vrij slecht waterdoorlatend (vooral verticaal) en is samenhangend en zeer sterk samendrukbaar.

### 3.2.3 Korrels, water en lucht

Grond bestaat uit vaste delen met daar tussen holle ruimten (in het vervolg worden de holle ruimten poriën genoemd). Voor granulair materiaal, zoals zand en grind, is dit zichtbaar met het blote oog. Echter ook voor klei en veen geldt, dat deze opgebouwd zijn uit vaste deeltjes en poriën. De poriën kunnen op hun beurt gevuld zijn met gas (lucht), vloeistof (water) of een combinatie van beide. De mate waarin de drie componenten aanwezig zijn in de grond is een belangrijke parameter. Zo is het gemakkelijk voor te stellen dat los gepakt zand, zand met relatief veel poriën, minder sterk en makelijker vervormbaar is dan vast gepakt zand, zand met relatief weinig poriën.

De verhouding tussen de verschillende componenten worden met kentallen vastgelegd; zie formules 3.2.1 t/m 3.2.5. Hierin is  $V_p$  het porievolume,  $V_s$  het volume droge stof,  $V_t$  het totale volume (droge stof + porievolume),  $V_w$  het volume water,  $V_l$  het volume lucht,  $m_w$  de massa van het aanwezige water en  $m_s$  de massa van de droge stof.

$$\text{Poriëngehalte } n \quad n = \frac{V_p}{V_t} \quad (3.2.1)$$

$$\text{Poriëngetal } e \quad e = \frac{V_p}{V_s} \quad (3.2.2)$$

$$\text{Verzadigingsgraad } S_r \quad S_r = \frac{V_w}{V_p} (* 100\%) \quad (3.2.3)$$

$$\text{Luchtgehalte } S_l \quad S_l = \frac{V_l}{V_p} (* 100\%) \quad (3.2.4)$$

$$\text{Watergehalte } W \quad W = \frac{m_w}{m_s} (* 100\%) \quad (3.2.5)$$

Het poriëngehalte en poriëngetal zijn nauw aan elkaar verwant. De relatie tussen beide is gegeven bij *vergelijking (3.2.6)*.

$$n = \frac{e}{1+e}, \quad e = \frac{n}{1-n} \quad (3.2.6)$$

Voor sommige grondsoorten, bijvoorbeeld veen, is het poriënvolume vele malen groter dan het volume droge stof. De waarde voor  $e$  kan dan ook groter zijn dan 1. De waarde voor  $n$  daarentegen kan nooit groter worden dan 1,0.

Het watergehalte  $W$  is een belangrijke parameter in het classificeren van grond, zie paragraaf 3.3.2. Ook hier geldt dat voor sommige grondsoorten het watergehalte groter kan zijn dan 1,0 (of 100%). Zo kan bijvoorbeeld voor veen het watergehalte oplopen tot  $W = 10$  (of  $W = 1000\%$ ).

### 3.2.4 Soortelijke en volumieke massa, soortelijk en volumiek gewicht

De soortelijke massa van grond heeft betrekking op de dichtheid van de individuele korrels. De soortelijke massa wordt aangeduid met het symbool  $\rho_s$ . Omdat in Nederland de aanwezige zand- en kleilagen dezelfde oorsprong hebben, wordt voor de zand- en kleideeltjes aangehouden  $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$ . Veen bestaat uit organisch materiaal. Voor veen worden dan ook lagere waarden voor  $\rho_s$  gevonden;  $\rho_s = 1400 \text{ kg/m}^3$  of lager afhankelijk van de verweringsgraad van het bewuste veen.

Voor het bepalen van de spanningen in de ondergrond dient een overstap te worden gemaakt van massa naar gewicht. Het gewicht volgt uit het product van de massa,  $m$  en de zwaartekrachtsversnelling  $g$ . Het symbool voor het soortelijk gewicht van de gronddeeltjes is  $\gamma_s$ . Met  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$  volgt  $\gamma_s = 26 \text{ kN/m}^3$  voor klei en zand. Voor veen volgt  $\gamma_s = 13,7 \text{ kN/m}^3$ .

Met de soortelijke massa's van water en de korrels en de verhouding van beide bestanddelen kan de volumieke massa  $\rho$ , en het volumiek gewicht  $\gamma$ , van de grond worden bepaald. Zie *vergelijking (3.2.7)*.

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{m_t}{V_t} \\ \rho &= S_r \cdot n \cdot \rho_w + (1 - n) \cdot \rho_s \\ \gamma &= \rho \cdot g \end{aligned} \quad (3.2.7)$$

waarin  $m_t$  de totale massa van korrels en water weergeeft en  $\rho_w$  de soortelijke massa van water  $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$ .

De soortelijke massa wordt ook wel dichtheid genoemd.

### 3.2.5 Korrelverdeling

Er zijn verschillende methoden voor het verdere classificeren van grond. Een van de meest gebruikte methoden is gebaseerd op de verdeling van de korrelgrootte. Door middel van o.a. het zeven van een droog monster, wordt de korrelgrootteverdeling vastgesteld. Voor heel fijne deeltjes echter is zeven niet goed mogelijk. Niet alleen zijn zeven met dergelijke fijne mazen niet voorhanden, belangrijker nog is dat hele fijne deeltjes na droging gaan verkitten. Hierdoor zou met behulp van zeven niet de correcte korrelgrootte worden gevonden. Voor het classificeren van fijne deeltjes wordt gebruik gemaakt van de bezinkingsmethode.

Voor een goede aanduiding van de korrelgrootte wordt de eenheid [ $\mu\text{m}$ ] geïntroduceerd;  $1000 \mu\text{m} = 1 \text{ mm}$ . Verschillende laboratoria hanteren verschillende grenzen tussen de zeefmethode en de bezinkingsmethode. Veel gebruikte grenzen zijn  $38 \mu\text{m}$  of  $63 \mu\text{m}$ .

**Figuur 3.2.1**  
Zeefopstelling in  
laboratorium  
(bron: Deltares)

**Zeefmethode**

Voor de bepaling van de korrelgrootteverdeling wordt een monster gedroogd gedurende minimaal 24 uur bij een temperatuur van 104 °C. Na het drogen wordt de massa van het monster bepaald en gelegd in de bovenste zeef van een serie gestandaardiseerde, gestapelde zeven. De bovenste zeef heeft de grofste maaswijdte, de onderste zeef de kleinste maaswijdte. De stapel zeven wordt op een trilmachine gezet. Na afloop wordt de massa bepaald van korrels die op elke zeef zijn achtergebleven. Hiermee worden de massapercentage en massadeeltjes op een zeef / totale massa  $\times 100\%$  bepaald, dat grover of fijner is dan de maaswijdte van de bewuste zeef. De zeefmethode is beschreven in NEN2560.



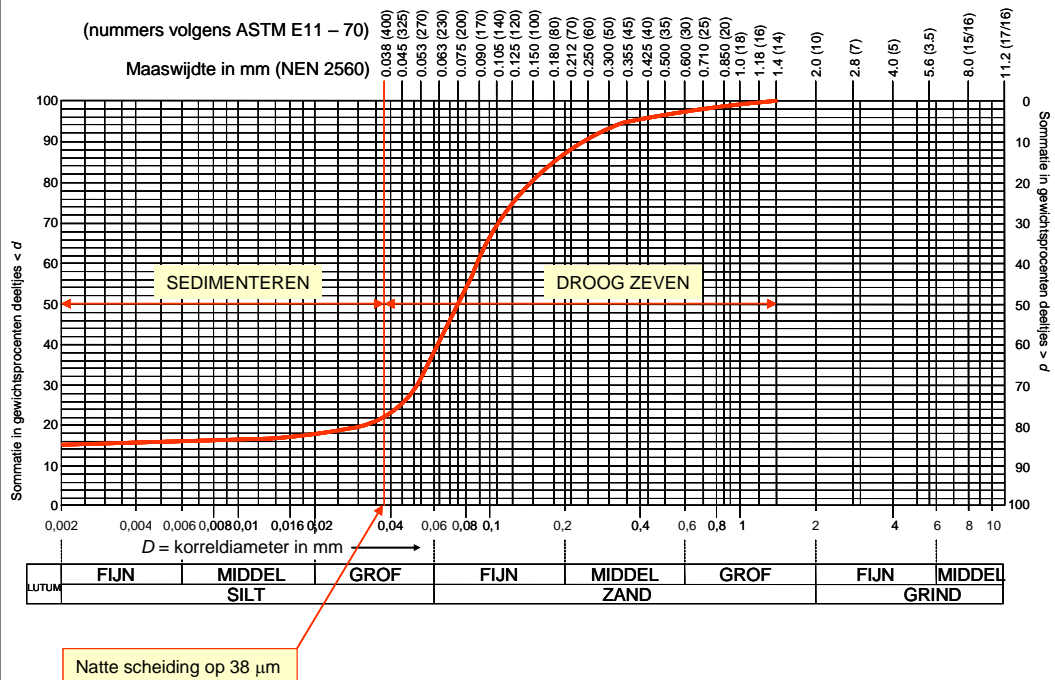
**Bezinkingsmethode**

Voor de bepaling van de korrelgrootteverdeling van fijne deeltjes wordt een grondmonster opgelost in een bezinkglas met vloeistof. In de loop van de tijd zullen de deeltjes gaan bezinken. Hoe fijner de deeltjes zijn, hoe langer het duurt voordat deze zijn bezonken. Door met een aerometer de dichtheid van de vloeistof met de daarin opgeloste deeltjes te meten, kan worden vastgesteld hoe snel de deeltjes bezinken. Met behulp van de wet van Stokes kan worden bepaald hoe snel de deeltjes met een bekende diameter bezinken. Door de gemeten bezinkingssnelheid te vergelijken met de theoretische snelheid kan door meting van de dikte van de bezonken lagen een verdere verdeling van fijne deeltjes worden gemaakt.

**Korrelverdelingsdiagram**

Het resultaat van de zeefmethode en de bezinkingsmethode is het korrelverdelingsdiagram, ook wel zeefcurve genoemd; zie figuur 3.2.2. Aan de bovenzijde van de grafiek staan de maaswijdtes van de gebruikte zeven weergegeven, aan de onderzijde de korrelgrootte. Verticaal staat het massapercentage ten opzichte van de totale massa van deeltjes aangegeven.

**Figuur 3.2.2**  
Zeefcurve  
(bron: Deltares)



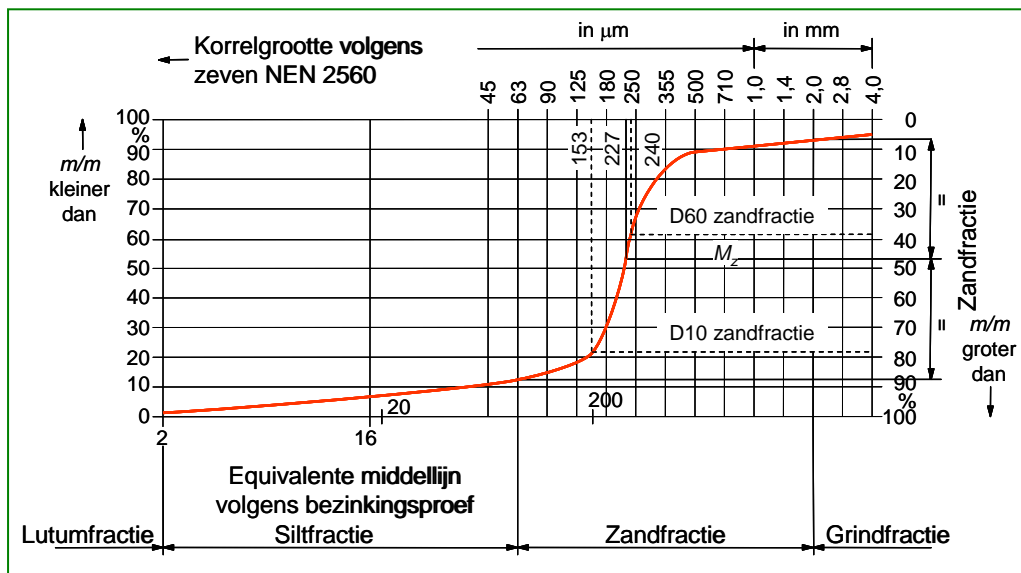
Aan de hand van het korrelverdelingsdiagram worden verschillende fracties gedefinieerd. Tabel 3.2.1 geeft de namen van de verschillende fracties.

Korrelgrootte		benaming	
van	Tot	fractie	component / materiaal
-	2 µm	lutumfractie	lutum
2 µm	63 µm	siltfractie	silt
63 µm	2 mm	zandfractie	zand
2 mm	63 mm	grindfractie	grind
63 mm	200 mm	stenenfractie	stenen
200 mm	630 mm	keienfractie	keien
630 mm	-	blokkenfractie	blokken

**Tabel 3.2.1**  
Indeling fractie conform NEN 5104

#### Zand- en Grindmediaan

Voor het onderscheid tussen fijn en grof zand, respectievelijk fijn en grof grind wordt gebruik gemaakt van de zandmediaan, respectievelijk de grindmediaan. De zandmediaan  $M_z$  wordt gevonden met behulp van de zandfractie uit de zeefcurve. Dit is de korreldiameter waarvoor geldt dat 50 % van de massa van de zandfractie grover is dan de zandmediaan; zie figuur 3.2.3. Op dezelfde wijze wordt de grindmediaan  $M_G$  uit de grindfractie bepaald. Tabel 3.2.2 geeft de nadere karakterisering van de zand- en grindfracties conform NEN 5104.



**Figuur 3.2.3**  
Definitie  $D_{60}$ ,  $D_{50}$  en  $D_{10}$  ;  
(bron: Deltares)

zandmediaan µm		omschrijving zandmediaan	Grindmediaan mm		Omschrijving Grindmediaan
van	tot		van	tot	
63	105	uiterst fijn	2,0	5,6	fijn
105	150	zeer fijn	5,6	16	matig grof
150	210	matig fijn	16	63	grof
210	300	matig grof			
300	420	zeer grof			
420	2000	uiterst grof			

**Tabel 3.2.2**  
Nadere karakterisering zand- en grindfractie, conform NEN 5104

#### Gelijkmatigheidscoëfficiënt $D_{60}/D_{10}$

De gelijkmatigheidscoëfficiënt geeft de steilheid van de curve weer. Dit is een maat voor de spreiding van de korrelgrootte. De  $D_{60}$  is de diameter waarbij 60 % van de deeltjes fijner is (en 40% grover). De  $D_{10}$  is de diameter waarbij 10% van de deeltjes fijner is (en 90% grover). Een kleine waarde voor  $D_{60}/D_{10}$  wordt gevonden bij een steile curve. Het verschil in korrelgrootte tussen  $D_{60}$  en  $D_{10}$  is in dat geval gering hetgeen wil zeggen dat veel korrels on-

geveer dezelfde korrelgrootte hebben, dus de spreiding in korrelgrootte is gering. Tabel 3.2.3 geeft de bijbehorende indeling.

**Tabel 3.2.3**

Nadere karakterisering naar gelijkmatigheidscoëfficiënt, conform NEN 5104

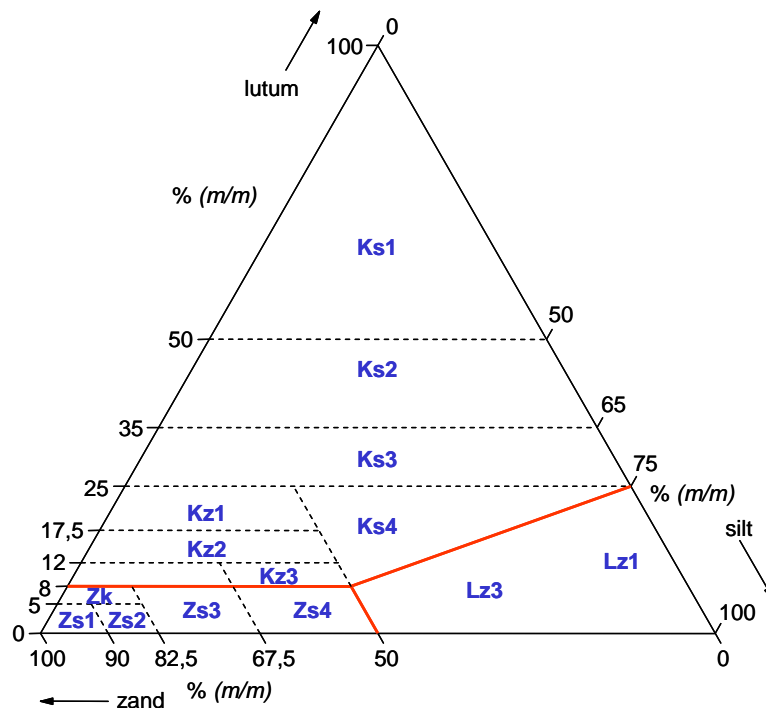
$D_{60}/D_{10}$		omschrijving
Van	tot	spreiding
-	1,8	zeer klein
1,8	2,2	matig klein
2,2	3,0	matig groot
3,0	-	zeer groot

*Naamgeving*

Grond bestaat van nature uit combinaties van verschillende fracties. De wijze van naamgeving van deze mengsels is beschreven in NEN 5104. In deze norm zijn een aantal gronddriehoeken weergegeven, waaronder de lutum-silt-zand driehoek; zie figuur 3.2.4. De drie assen geven het percentage van het voorkomen van de fracties in het mengsel weer.

**Figuur 3.2.4**

Lutum-Silt-Zand driehoek; (bron: Deltares)



**Tabel 3.2.4**

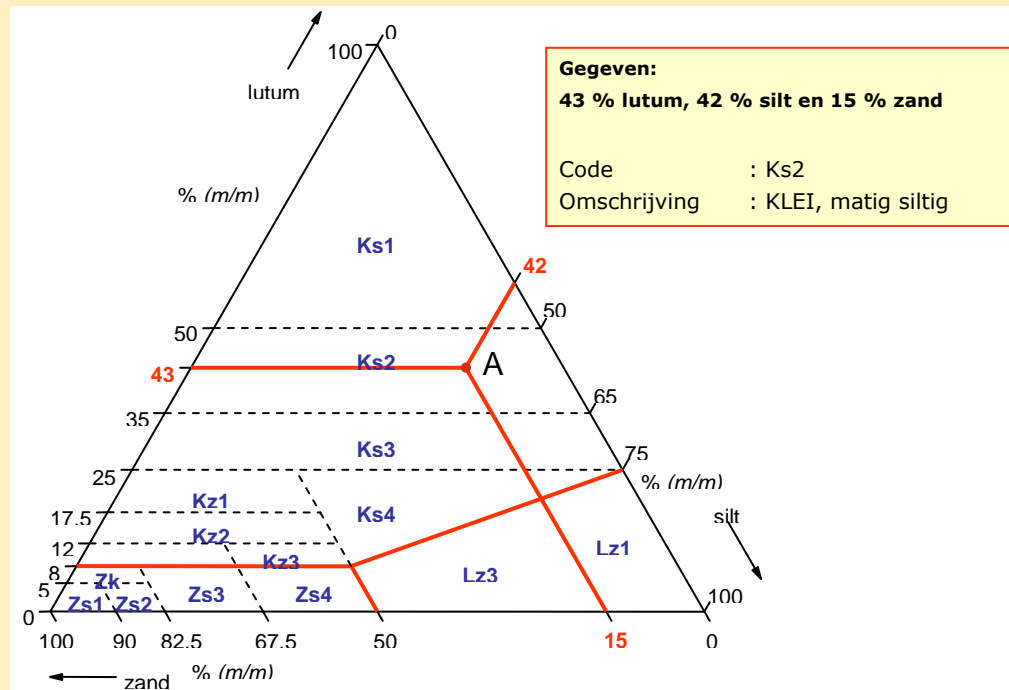
Benaming van mengsels uit lutum-silt-zand driehoek

veld	benaming mengsel		
	hoofdnaam	toevoeging naamgevende driehoek	toevoeging niet-naamgevende driehoek
Ks1	klei	zwak siltig	toevoeging volgt uit andere driehoeken
Ks2	klei	matig siltig	
Ks3	klei	sterk siltig	
Ks4	klei	uiterst siltig	
Kz1	klei	zwak zandig	
Kz2	klei	matig zandig	
Kz3	klei	sterk zandig	
Lz1	leem	zwak zandig	
Lz3	leem	sterk zandig	
Zk	zand	kleiig	
Zs1	zand	zwak siltig	
Zs2	zand	matig siltig	
Zs3	zand	sterk siltig	
Zs4	zand	uiterst siltig	



Dit wordt toegelicht aan de hand van het volgende voorbeeld.

In het laboratorium wordt een monster gezeefd, het monster blijkt te bestaan uit 43% lutum, 42% silt en 15% zand. De locatie van het punt in de lutum-silt-zand driehoek die deze combinatie weergeeft, is in figuur 3.2.5 aangeduid met de letter A. De combinatie ligt in het vakje dat is aangeduid met Ks2, de afkorting voor klei matig siltig. Met andere woorden het gezeefde monster heeft de naam klei matig siltig.



**Figuur 3.2.5**

Voorbeeld beschrijving grond aan de hand van de lutum-silt-zand driehoek (bron: Deltares)

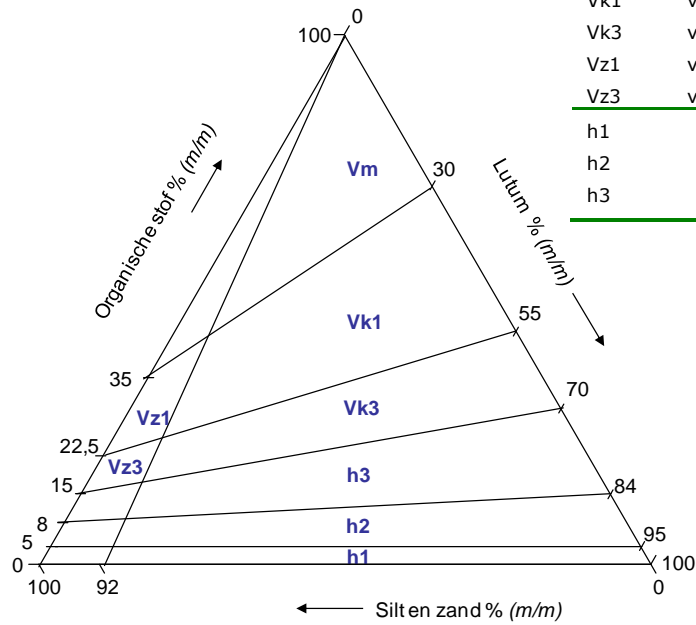
In de naamgeving, figuur 3.2.4, wordt telkens het hoofdbestanddeel aangeduid met een hoofdletter en het bijmengsel, of bijmengsels met een kleine letter gevolgd door een cijfer. De lutum-silt-zand driehoek laat zien dat lutum de basis is voor klei. Wanneer het lutum gehalte groter wordt dan 8% wordt de grond aangeduid als klei. Silt is de basis voor leem. Vanaf een siltgehalte groter dan 75% wordt de grond aangeduid met leem.

Behalve de lutum-silt-zand driehoek geeft de norm ook andere driehoeken waarin het gehalte organische stof en grind vermeld wordt. (Figuren 3.2.6 en 3.2.7)

De werkwijze is nu als volgt:

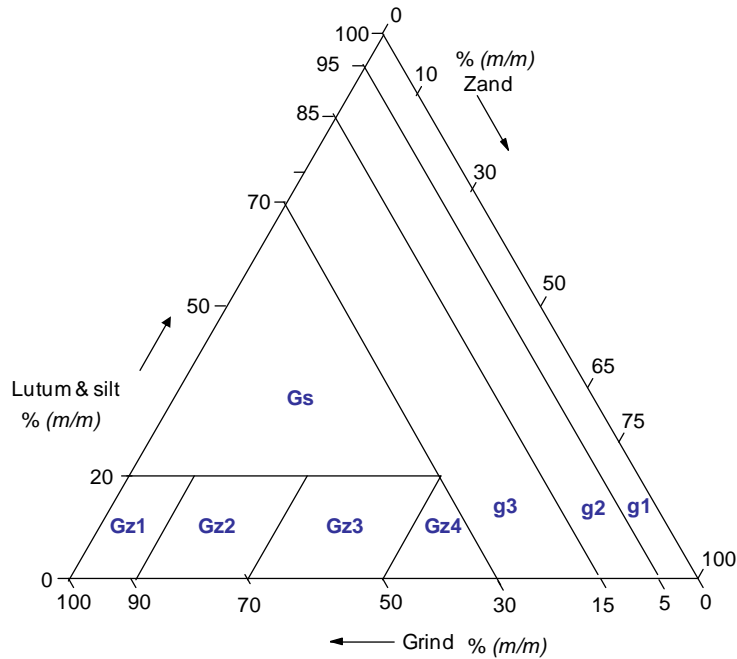
1. indien de grindfractie groter is dan 30% van het mengsel wordt de hoofdnaam bepaald uit de driehoek waar grind op een van de assen is aangegeven.
2. indien het gehalte organische stof groter is dan 15% wordt de hoofdnaam bepaald uit de driehoek waar organische stof op een van de assen is aangegeven.
3. Voor de overige gevallen volgt de hoofdnaam uit de lutum-silt-zand driehoek.

**Figuur 3.2.6**  
Lutum/zand/veen driehoek;



veld	benaming mengsel	
	hoofdnaam	toevoeging naam
Vm	veen	mineraalarm
Vk1	veen	zwak kleilig
Vk3	veen	sterk kleilig
Vz1	veen	zwak zandig
Vz3	veen	sterk zandig
h1		zwak humeus
h2		matig humeus
h3		sterk humeus

**Figuur 3.2.7**  
Grind driehoek



veld	benaming mengsel	
	hoofdnaam	toevoeging naam
Gs	grind	siltig
Gz1	grind	zwak zandig
Gz2	grind	matig zandig
Gz3	grind	sterk zandig
Gz4	grind	uiterst zandig
g1	andere driehoek	zwak grindig
g2	andere driehoek	matig grindig
g3	andere driehoek	sterk grindig

### 3.2.6 Plasticiteitsgrenzen volgens Atterberg

Een alternatieve wijze van classificatie is die waarbij wordt gekeken naar de vervormings-eigenschappen van de grond.

Bij oplopend watergehalte kunnen, met name voor cohesieve materialen, de volgende fasen worden onderscheiden:

1. vaste fase
2. plastische fase
3. vloeibare fase.

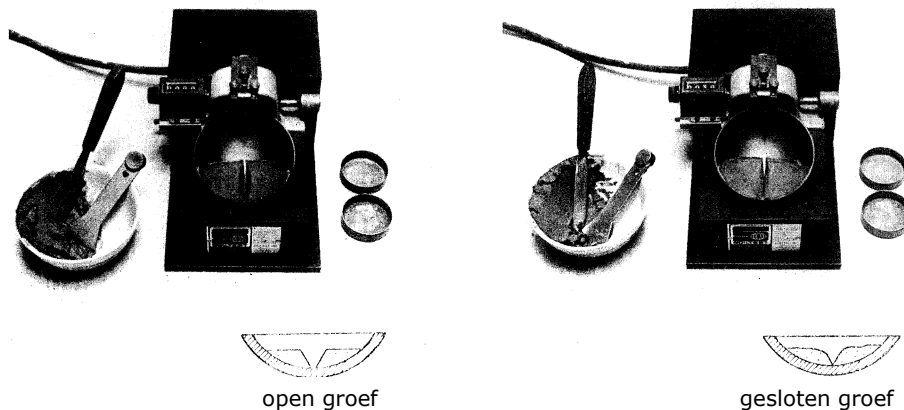
*Uitrolgrens, Plastic limit,  $W_p$*

Het watergehalte dat de overgang van de vaste fase naar de plastische fase weergeeft wordt aangeduid met uitrolgrens,  $W_p$  (Eng. Plastic limit). De grens wordt gevonden door van de klei draden te rollen. Het watergehalte waarbij het net niet meer mogelijk is om draden van 3 mm dik te rollen is de uitrolgrens.

*Vloiegrens, Liquid limit,  $W_l$*

Het watergehalte dat de overgang van de plastische fase naar de vloeibare fase weergeeft wordt aangeduid met vloiegrens,  $W_l$  (Eng. Liquid limit). De vloiegrens wordt bepaald met het toestel van Casagrande, zie figuur 3.2.8 of de Fall-cone, zie figuur 3.2.9

Het toestel van Casagrande bestaat uit een komvormig bakje, waar het grondmonster in wordt geplaatst. Vervolgens wordt met een gestandaardiseerde spatel een groef door het monster getrokken. Na het in werking zetten van het toestel wordt het bakje telkens 1 cm opgetild en weer vallen gelaten. De vloiegrens is het watergehalte van het monster waarvan de groef na 25 slagen dichtvloeit.



**Figuur 3.2.8**  
Bepaling vloiegrens met apparaat van Casagrande;  
(bron: Deltares)

De Fall cone is een gestandaardiseerde conus (BSI 1975), met een gewicht van 80 g en een tophoek van 30°. De fall cone wordt op het monster geplaatst en vervolgens losgelaten. De vloiegrens is het watergehalte van het monster waarbij de conus 20 mm in de klei zakt.



**Figuur 3.2.9**  
De Fall cone;  
(bron: Deltares)

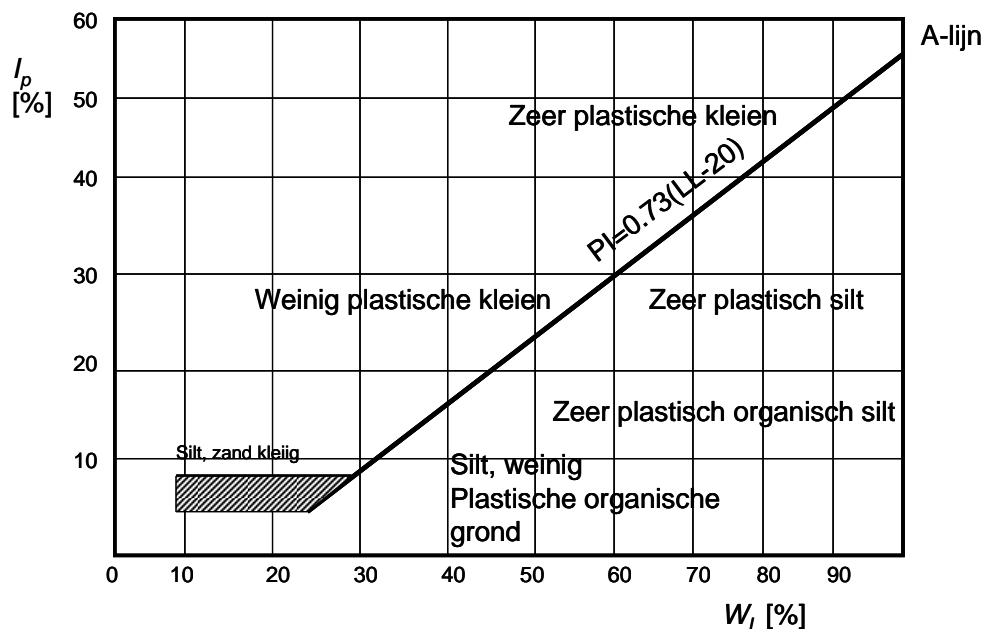
### Plasticiteitsindex $I_p$

De uitrolgrens en de vloeigrens worden de Atterbergse grenzen genoemd. Het verschil tussen beide grenzen wordt aangeduid met de term plasticiteitsindex,  $I_p$ :

$$I_p = W_l - W_p \quad (3.2.8)$$

Internationaal wordt de plasticiteitsindex, die een maat is voor de samenhang van de grond tussen zeer droog en zeer nat (bv. met betrekking tot de kleilaag op (zee)dijken), vaak gebruikt voor het opstellen van correlaties. Zo wordt bij voorbeeld vaak gevonden dat naar mate  $I_p$  toeneemt de sterkte afneemt.

**Figuur 3.2.10**  
Plasticity chart, volgens Casagrande,  
(bron: Deltares)



### Consistentieindex $I_c$ , Vloeibaarheidsindex $I_L$

De consistentieindex,  $I_c$ , en de vloeibaarheidsindex,  $I_L$ , geven het actuele watergehalte,  $W$ , ten opzichte van de Atterbergse grenzen weer. Beide indices zijn van belang bij de verwerking van klei in grondconstructies zoals bijvoorbeeld dijken.

$$I_c = \frac{W_L - W}{I_p}, \quad I_L = \frac{W - W_p}{I_p} \quad (3.2.9)$$

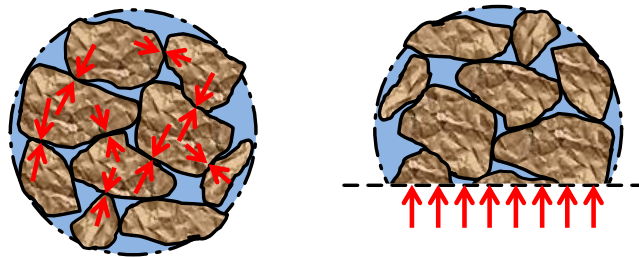
### Classificatie volgens Casagrande

De plasticiteitsindex wordt in combinatie met de vloeigrens gebruikt voor het classificeren van de kleisoorten. Figuur 3.2.10 geeft de *plasticity chart* weer, met daarin de indeling van kleisoorten.

Er zijn nu twee classificatie methoden besproken, een aan de hand van de korrelgrootteverdeling en een aan de hand van de vloeigrens en plasticiteitsindex. Opgemerkt wordt dat met de korrelgrootteverdeling onderscheid kan worden gemaakt voor niet-cohesieve materialen; alle deeltjes kleiner dan  $2\mu\text{m}$  vallen in de categorie lutum. Met de plasticity chart wordt juist onderscheid gemaakt tussen de verschillende kleisoorten, de cohesieve materialen en vormen alle granulaire materialen een categorie. Deze categorie is weergegeven met het gearceerde gebied in figuur 3.2.10.

### 3.3 Grond-, water- en korrelspanning

De basis van de grondmechanica wordt gevormd door het beschouwen van de spanningen in de ondergrond. Zoals reeds gezegd bestaat grond uit water, korrels en poriën welke gevuld zijn met water of met lucht. Op alle contactvlakken van alle afzonderlijke korrels in het korrelskelet treden krachten op; zie figuur 3.3.1. In verzadigde grond is de ruimte tussen de korrels (poriën) gevuld met water. Ook het water in de poriën zal een deel van de kracht overdragen. Het bestuderen van alle krachten tussen elke korrel is nagenoeg onmogelijk. In de grondmechanica wordt daarom gewerkt met een gemiddelde spanning, een krachtsoverdracht over een oppervlakte van bijvoorbeeld  $1 \text{ m}^2$ . De totale spanning welke in een bepaalde doorsnede aanwezig is, wordt grondspanning genoemd. De spanning in het water heet waterspanning, en de (gemiddelde) spanning op de contactvlakken tussen de korrels heet korrelspanning.



**Figuur 3.3.1**  
Gemiddelde spanningen  
(bron: Deltares)

#### 3.3.1 Verticale grond-, water- en korrelspanning

##### *Grondspanning, $\sigma$*

Op elk niveau in de ondergrond heerst verticaal krachtenevenwicht. In een verticaal is de grondspanning, de kracht gedeeld door het oppervlak waarover deze werkt, gelijk aan het gewicht van de grondlagen boven het beschouwde niveau met daarbij opgeteld de eventueel aanwezige belastingen op het maaiveld. Het gewicht van de verschillende grondlagen volgt uit de volumieke gewichten zoals die besproken zijn in paragraaf 3.2. De grondspanning is opgebouwd uit twee componenten; de spanning tussen de korrels onderling (de korrelspanning) en de spanning in het poriewater (de waterspanning).

##### *Waterspanning, $\sigma_w$*

De poriën staan met elkaar in verbinding. Bij afwezigheid van grondwaterstroming is de waterspanning op een bepaald niveau gelijk aan het gewicht van het water boven dat niveau. Zo zal 5 m onder de grondwaterstand het gewicht van het water boven dat niveau gelijk zijn aan het gewicht van 5 m water. Met de volumieke massa van water,  $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$  volgt een volumiek gewicht  $\gamma = \rho \times g = 1000 \times 9.81 = 9810 \text{ N/m}^3 = 9.81 \text{ kN/m}^3$ .

De waterspanning op 5 m onder de grondwaterstand (gelijk aan het gewicht van de bovengesloten 5 m water) wordt daarmee  $\sigma_w = 5 \times 9.81 = 49 \text{ kN/m}^2$ .

Over het algemeen wordt voor het volumieke gewicht van water  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$  aangenomen!

##### *Korrelspanning, $\sigma'$*

In een willekeurig korrelskelet zijn er oneindig veel contactpunten waar de korrels elkaar raken en krachten worden overdragen. Deze contactkrachten bepalen in hoge mate de sterkte en het stijfheidsgedrag van de grond. Het is ondoenlijk om al deze contactkrachten met bijbehorende spanningen in al de contactpunten in rekening te brengen. Vandaar dat wordt gewerkt met een gemiddelde korrelspanning. In de grondmechanica wordt de korrelspanning bepaald aan de hand van de basiswet van Terzaghi:

$$\sigma = \sigma_w + \sigma' \text{ en } \sigma' = \sigma - \sigma_w \quad (3.3.1)$$

Omdat het een gemiddelde betreft van een groot aantal zeer lokaal werkende krachten is de korrelspanning niet meetbaar. De korrelspanning kan alleen berekend worden. *Vergelijking 3.3.1* gaat alleen op voor materialen waarbij het korrelskelet aanzienlijk meer samendrukbaar is dan de vaste deeltjes en het poriewater. Dit is het geval voor alle grondsoorten. In (poreus) gesteente gelden andere definities van korrelspanning.

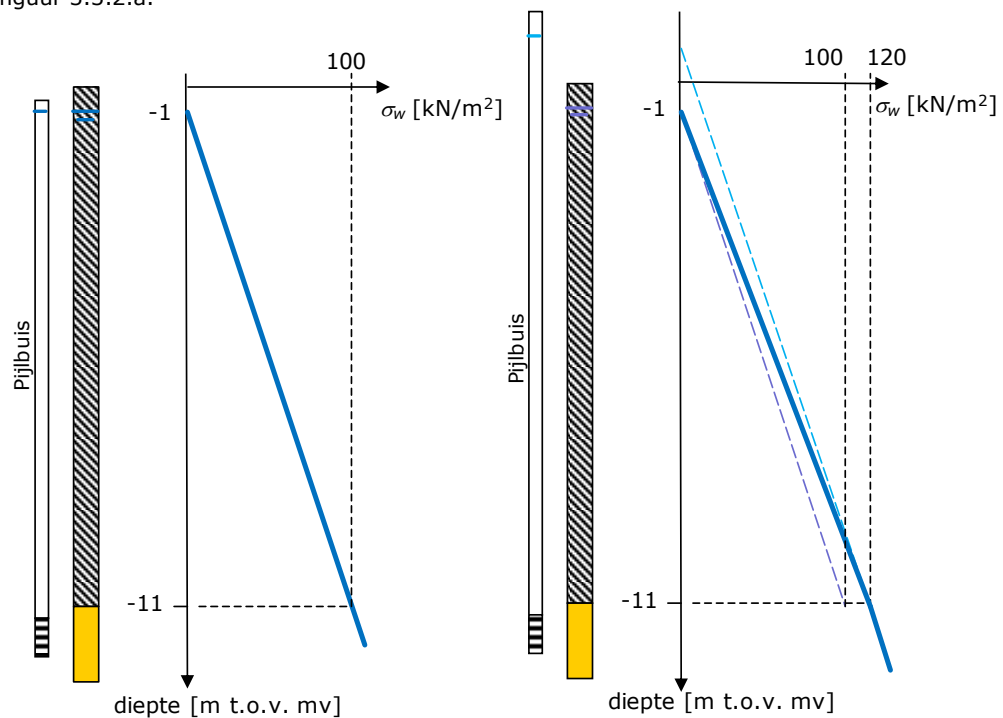
### 3.3.2 Waterspanning

#### Hydrostatisch waterspanningsverloop

Als het grondwater in rust is, dat wil zeggen dat het grondwater niet stroomt, noemen we het waterspanningsverloop hydrostatisch. De toename van de waterspanning met de diepte is gelijk aan het gewicht van het water. Een hydrostatisch waterspanningsverloop is geschetst in figuur 3.3.2.a.

**Figuur 3.3.2**

a) hydrostatisch waterspanningsverloop  
b) niet hydrostatisch waterspanningsverloop,  
 $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ ;

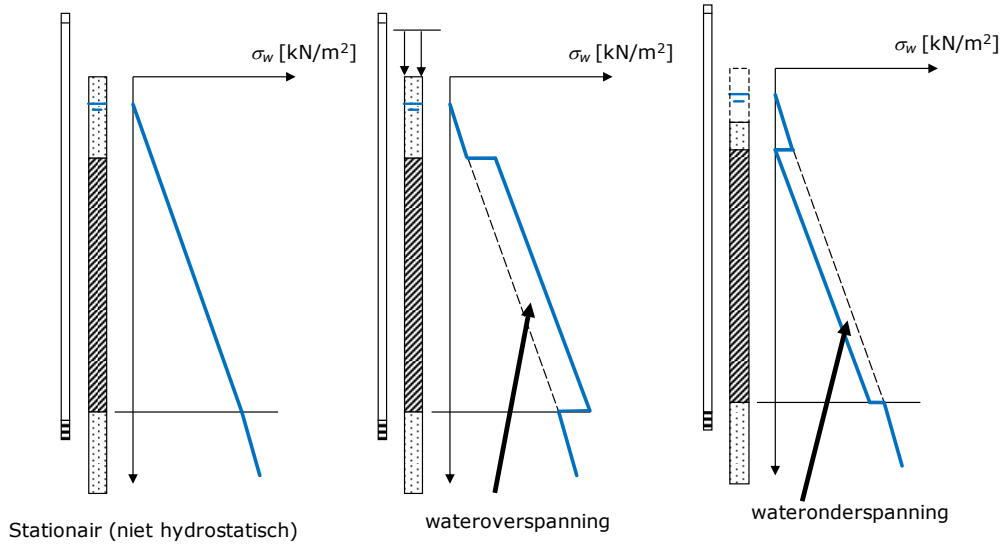


In veel situaties wordt een niet hydrostatisch waterspanningsverloop gevonden. Het gevolg daarvan is dat er een grondwaterstroming aanwezig is. Een voor Nederland typische situatie is een polder. Het grondwater in de diep gelegen zandlaag staat in contact met een nabij gelegen rivier of zee. Voor de meeste polders geldt dat de stijghoogte in de diepe zandlaag hoger is dan het polderpeil. Een dergelijke situatie is geschetst in figuur 3.3.2.b. In de zandlaag heerst een nagenoeg hydrostatisch waterspanningsverloop. In de kleilaag verloopt de waterspanning niet hydrostatisch; aan de onderzijde van de kleilaag is de waterspanning gelijk aan de waterspanning in de zandlaag, aan de bovenzijde van de kleilaag wordt de waterspanning bepaald door het polderpeil. De heersende waterspanning in de kleilaag is aangegeven met een doorgetrokken lijn, die duidelijk afwijkt van de hydrostatische waterspanningen, aangegeven met de stippellijnen. Het gevolg is dat er een continue (geringe) waterstroom vanuit de zandlaag naar boven stroomt; dit noemen we kwel.

#### Wateroverspanning – wateronderspanning

Het aanbrengen van een belasting op het maaiveld zal leiden tot samendrukking van de onderliggende grondlagen. De samendrukking van de ondergrond bestaat voornamelijk uit het dichtdrukken van de holle ruimten. Het poriewater komt dan onder druk te staan. In een goed doorlatende grondlaag stroomt het teveel aan poriewater snel af en treden de bijbehorende

zettingen snel op. Bij slecht doorlatende grondlagen daarentegen duurt het enige tijd voordat het teveel aan poriewater is afgestroomd. Figuur 3.3.3 geeft de waterspanning direct na het aanbrengen van een belasting aan het maaiveld. Het verschil tussen de aanwezige waterspanning en de stationaire waterspanning wordt wateroverspanning genoemd. Bij het ontlasten van de ondergrond, zoals bij het uitvoeren van een ontgraving treedt het tegenovergestelde op, zie figuur 3.3.3. Dit wordt wateronderspanning genoemd.



**Figuur 3.3.3**  
Water over- en onderspanning in een kleilaag;  
(bron: Deltares)

#### *Freatische lijn*

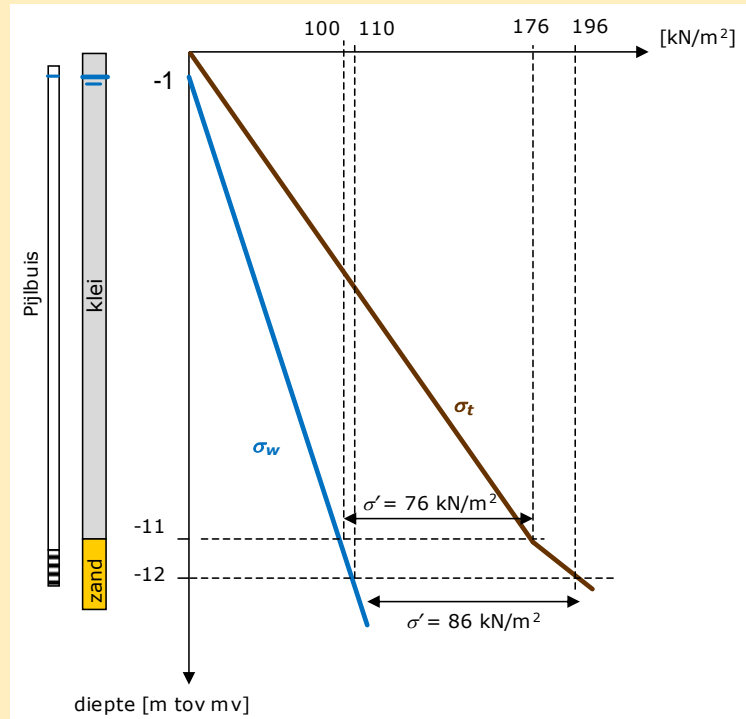
De freatische lijn is gedefinieerd als het niveau waar atmosferische druk heerst. Boven de freatische lijn kan de grond volledig verzadigd zijn. In het poriewater boven de freatische lijn is dan een onderdruk aanwezig. In het dagelijks spraakgebruik wordt met de freatische lijn vaak de grondwaterstand bedoeld.

### 3.3.3 Voorbeeld 1: berekening verticale korrelspanning

Figuur 3.3.4 laat het spanningsverloop in een 11 m dikke kleilaag zien. De kleilaag heeft een volumegewicht,  $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ . In dit voorbeeld is het volumegewicht van de klei boven de grondwaterstand, het onverzadigd volume gewicht, gelijk genomen aan het volumegewicht van de klei onder de grondwaterstand, het verzadigd volumegewicht. Voor het verzadigd volumegewicht van de zandlaag is aangehouden  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ . Op het maaiveld is geen belasting aanwezig. De grondwaterstand is gelegen op mv -1,0 m. De peilbuis in figuur 3.3.4 geeft aan dat de stijghoogte in de diepe zandlaag overeenkomt met polderpeil. In dit voorbeeld wordt een hydrostatisch waterspanningsverloop aangehouden.

**Figuur 3.3.4**

Eenvoudig voorbeeld korrelspanningsberekening;  
(bron: Deltares)



Naast de schets van de grondopbouw toont figuur 3.3.4 het spanningsverloop in de diepte. Op twee diepten, mv -11 m en mv -12 m zijn de spanningen gegeven. Op 11 m diepte is de grondspanning gelijk aan het gewicht van de 11 m dikke kleilaag ( $11 \times 16 = 176 \text{ kN/m}^2$ ). De diepte mv - 11 m is tevens 10 m onder de grondwaterstand. Aangeven is dat de waterspanning in dit voorbeeld een hydrostatisch verloop heeft. De waterspanning in de poriën op een diepte van mv - 11 m wordt bepaald door het gewicht van het water daarboven. De grondwaterstand ligt op mv - 1 m. De waterspanning op mv - 11 m wordt bepaald door het gewicht van 10 m water dat daarboven aanwezig is ( $10 \times 10 = 100 \text{ kN/m}^2$ ).

Met een volumiek gewicht van water van  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$  worden de verticalen spanningen als volgt berekend:

mv - 11 m:

$$\text{verticale grondspanning, } \sigma = 11 \times 16 = 176 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{waterspanning, } \sigma_w = 10 \times 10 = 100 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{verticale korrelspanning, } \sigma' = 176 - 100 = 76 \text{ kN/m}^2. \text{ (volgens vergelijking 3.3.1)}$$

Op een diepte van mv - 12 m is de verticale grondspanning toegenomen met het gewicht van 1 m zand en is de waterspanning toegenomen met het gewicht van 1 m water. De spanningen worden als volgt berekend:

mv - 12 m:

$$\text{verticale grondspanning, } \sigma = 11 \times 16 + 1 \times 20 = 196 \text{ kN/m}^2$$

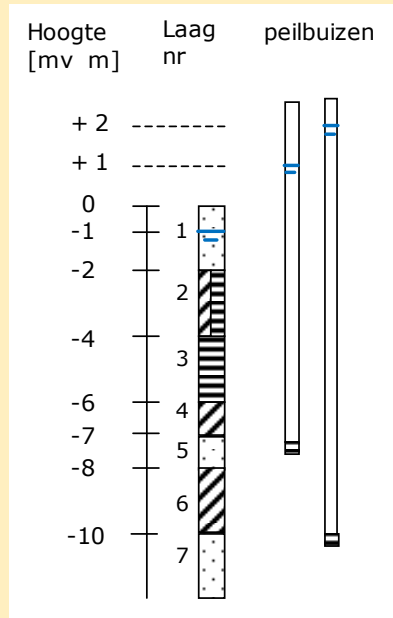
$$\text{waterspanning, } \sigma_w = 11 \times 10 = 110 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{verticale korrelspanning, } \sigma' = 196 - 110 = 86 \text{ kN/m}^2. \text{ (volgens vergelijking 3.3.1)}$$



### 3.3.4 Voorbeeld 2: het opbarsten van een bouwputbodem

Figuur 3.3.5 toont een grondopbouw met meerdere lagen. Tabel 3.3.1 geeft volumegewichten van de lagen. In de ondergrond komt een tussenzandlaag voor. De grondlaagopbouw eindigt met een zandlaag waarvan slechts 2 m is getoond. De volledige dikte van deze zandlaag is 20 m.



laag-nr	beschrijving	volumiek gewicht [kN/m <sup>3</sup> ]
1	zand, onverzadigd	17
2	zand, verzadigd	20
3	humeuze klei	14
4	klei	16
5	zand	20
6	klei	15,5
7	pleistocene zandlaag	20

**Figuur 3.3.5**  
Grondopbouw;  
(bron: Deltares)

**Tabel 3.3.1**  
Volumegewichten  
voor voorbeeld 2

In de lagen 5 en 7 zijn peilbuizen geplaatst. De stijghoogte in laag 5 is mv + 1,0 en in laag 7 mv + 2 m. Op het maaiveld is geen belasting aanwezig.

a) teken het verticale grond-, water- en korrelspanningsverloop

De zandlagen zelf zijn goed waterdoorlatend. In de zandlagen zullen de waterspanningen hydrostatisch verlopen. Echter, de peilbuizen geven een stijghoogte weer die hoger is dan de grondwaterstand. Figuur 3.3.6 toont het waterspanningsverloop in de diepte. In de zandlagen zijn de waterspanningen gemeten. In de zandlagen zijn de waterspanningen dan ook als eerste ingetekend. In de klei- en veenlagen is het waterspanningsverloop niet-hydrostatisch. Het exacte verloop is zonder aanvullende metingen in de klei of veenlagen onbekend. Als eerste benadering is hier een lineaire interpolatie aangehouden.

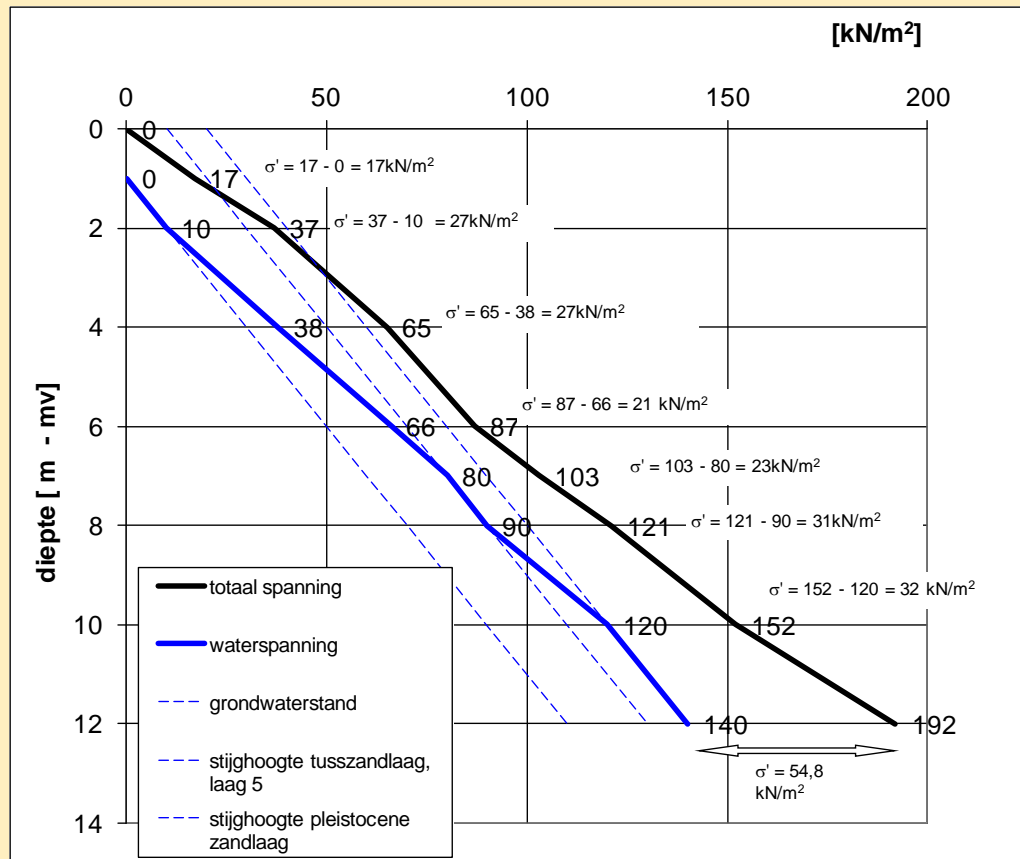
Het totaalspanningsverloop is getekend vanaf het maaiveld. Op het maaiveld is geen belasting aanwezig. Hier is de totaalspanning gelijk aan 0 kN/m<sup>2</sup>. Vervolgens neemt met elke meter diepte, de totaalspanning toe met het gewicht van de grond over deze meter. Figuur 3.3.6 toont de waarde van totaalspanning op de overgangen van de grenslagen en op mv - 12 m.

De verticale korrelspanning is het verschil tussen de totaalspanning verticaal en de waterspanning.

Figuur 3.3.6 toont de waarde van het korrelspanningen op de overgangen van de lagen.

**Figuur 3.3.6**

Spanningsverloop in de diepte behorend bij figuur 3.3.5



b) Op de locatie wordt een bouwput ontgraven. Na het aanbrengen van de damwanden wordt tot mv - 4 m ontgraven. Tijdens het ontgraven wordt de grondwaterstand verlaagd tot eveneens mv -4 m. Kan deze ontgraving worden uitgevoerd?

De waterspanningen zijn alzijdig. Indien de opwaartse waterdruk vanuit de zandlagen gelijk of groter wordt dan het gewicht van de bovenliggende grondlagen zal de bouwputbodemp opbarsten. Door de grote toestroom van water, vanuit de zandlaag, zal de bouwput snel volstromen. Er zijn twee zandlagen in de ondergrond aanwezig waarvoor opbarsten moet worden gecontroleerd. Voor de tussenzandlaag (laag 5) geldt na ontgraven:

$$\begin{aligned} \text{Totale verticale spanning } \sigma &= 2 \times 11 + 1 \times 16 = 38 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Waterspanning (opwaarts gericht) } \sigma_w &= 8 \times 10 = 80 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

De neerwaartse totaalspanning is kleiner dan de opwaartse waterspanning (de berekende korrelspanning is negatief). Tijdens het ontgraven treedt er opbarsten op.

Voor de pleistocene zandlaag (laag 7) geldt:

$$\begin{aligned} \text{Totale verticale spanning } \sigma &= 2 \times 11 + 1 \times 16 + 1 \times 20 + 2 \times 15,5 = 89 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Waterspanning } \sigma_w &= 12 \times 10 = 120 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Ook hier wordt geen evenwicht gevonden. Bij het ontwerp van de bouwput moet met de hoge stijghoogte van beide zandlagen rekening worden gehouden.

c) De damwanden worden tot een diepte van mv - 14 m geplaatst. Hierdoor is tussenzandlaag, laag 5, afgesloten. Vanwege deze afsluiting kan de waterspanning in deze laag eenvoudig worden verlaagd zonder dat er toestroom van water uit de omgeving plaats vindt. Welke verlaging van de stijghoogte is nodig om opbarsten vanuit laag 5 te voorkomen?

Aan de bovenzijde van laag 5 is de totaalspanning (verticaal) na ontgraven,  $\sigma = 38 \text{ kN/m}^2$ . Om een stabiele situatie te creëren mag de waterspanning niet groter zijn dan deze totaalspanning. Wanneer aan de bovenzijde van de zandlaag de waterspanning gelijk is aan de totaalspanning, dan is korrelspanning gelijk aan NUL ( $\sigma' = 0 \text{ kN/m}^2$ ) en heerst er net evenwicht. Aan de bovenzijde van de zandlaag dient de waterspanning te worden verlaagd van  $80 \text{ kN/m}^2$  tot minimaal  $38 \text{ kN/m}^2$ . Dit is een verlaging van  $42 \text{ kN/m}^2$ . Aan de hand van het volumegewicht van water,  $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$  volgt de benodigde stijghoogte verlaging van  $42/10 = 4,2 \text{ m}$ . De stijghoogte in laag 5 was  $mv = 1,0 \text{ m}$ , na verlaging is deze, maximaal  $mv = 2,8 \text{ m}$ . Uiteraard dient er voldoende veiligheidsmarge aanwezig te zijn en zal de werkelijk toegepaste verlaging groter zijn. Op welke manier wordt omgegaan met veiligheidsmarges bij een bouwputontwerp is beschreven in hoofdstuk 8.

d) Om het verticaal evenwicht te waarborgen cq. opbarsten vanuit de pleistocene zandlaag te voorkomen, wil men de bouwput in de natte ontgraven. Dit betekent dat de bouwput volgezet wordt met water, vervolgens wordt er ontgraven, een onderwaterbetonvloer aangebracht met eventueel een aantal trekpalen en daarna wordt de bouwput droog gezet en het werk uitgevoerd. Hoeveel water moet er minimaal tijdens het ontgraven in de bouwput staan?

Ook nu geldt dat er evenwicht moet zijn tussen de totaalspanning en de opwaartse waterdruk. Het verschil in totaal spanning en de waterdruk aan de bovenzijde van de pleistocene zandlaag is  $120 - 89 = 31 \text{ kN/m}^2$ . Met het volumegewicht van water,  $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$ , volgt dat dit tekort overeenkomt met  $31/10 = 3,1 \text{ m}$  water. Indien tijdens het ontgraven  $3,1 \text{ m}$  water in de bouwput staat, geldt na ontgraven aan de bovenzijde van de pleistocene zandlaag:

$$\begin{aligned} \text{Totale verticale spanning } \sigma &= 3,1 \times 10 + 2 \times 11 + 1 \times 16 + 1 \times 20 + 2 \times 15,5 = 120 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Waterspanning } \sigma_w &= 12 \times 10 = 120 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Er heerst nu evenwicht. Ook in dit geval geldt dat er een veiligheidsmarge toegepast dient te worden.



**Figuur 3.3.7**  
Volgelopen bouwput bij aanleg IJ-tunnel Amsterdam. In het midden steekt nog een deel van een machine boven water. Foto genomen op 12 - 8 - 1965, (bron: [www.geheugenvanederland.nl](http://www.geheugenvanederland.nl))

### 3.3.5 Horizontale grond-, water- en korrelspanningen

In paragraaf 3.3.1 is ingegaan op de verticale spanningen in de grond en zijn de voorbeelden ingegaan op het verticale krachterevenwicht. In de grond heersen ook horizontale spanningen. Deze spanningen zijn onder andere van belang bij het berekenen van kerende constructies zoals bijvoorbeeld kelders, tunnels, damwanden van bouwkuipen en keermuren, zie hoofdstuk 8.

Net als verticale grondspanningen bestaan de horizontale grondspanningen uit horizontale waterspanningen en horizontale korrelspanningen.

$$\sigma_H = \sigma_w + \sigma'_h \text{ en } \sigma'_h = \sigma_H - \sigma_w \quad (3.3.2)$$

Waarin:

$\sigma_H$  = horizontale grondspanning

$\sigma'_h$  = horizontale korrelspanning

$\sigma_w$  = horizontale waterspanning

Omdat de waterspanning op een bepaald niveau alzijdig even groot is, is de horizontale waterspanning gelijk aan de verticale waterspanning.

$$\sigma_{w,verticaal} = \sigma_{w,horizontaal} = \sigma_w \quad (3.3.3)$$

De horizontale korrelspanningen zijn veel lastiger te bepalen dan de verticale korrelspanningen. In de praktijk wordt over het algemeen gebruik gemaakt van een vaste verhouding tussen de horizontale en verticale korrelspanning. Deze verhouding wordt gronddrukcoëfficiënt,  $K$ , genoemd.

$$\sigma'_{verticaal} = K \cdot \sigma'_{horizontaal} \quad (3.3.4)$$

De waarde van  $K$  is niet alleen afhankelijk van de grondsoort, maar ook van de wijze waarop de grond wordt belast. Met betrekking tot de wijze waarop de grond wordt belast worden drie situaties onderscheiden: neutraal, actief en passief

#### Neutrale gronddrukcoëfficiënt $K_0$

Onder een horizontaal maaiveld treden geen horizontale vervormingen op. De verticale spanningen leiden tot 'neutrale' horizontale gronddrukken. De horizontale grondspanning kan als volgt worden berekend:

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \\ K_0 = 1 - \sin\varphi \quad (\text{Jaky}) \quad (3.3.5)$$

Waarin:

$\sigma'_v$  = verticale korrelspanning

$\sigma'_h$  = horizontale korrelspanning

$\varphi'$  = hoek van inwendige wrijving (zie paragraaf 3.4.3)

#### Actieve gronddrukcoëfficiënt $K_{\gamma, a}$

Wanneer een grondmassief zich horizontaal verplaatst heerst er geen neutrale gronddruk meer. Het verplaatsen van een grondmassief treedt bijvoorbeeld op achter een onverankerde damwand. Deze wand zal enigszins naar voren buigen waardoor de horizontale druk op de wand afneemt. Er is heel weinig vervorming nodig om de gronddruk van neutraal naar actief te laten verlopen. De actieve gronddrukcoëfficiënt wordt als volgt berekend:

$$K_{\gamma, a} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.3.6)$$

*Passieve gronddrukcoëfficiënt  $K_{\gamma, p}$*

Wanneer een damwand wordt verankerd, wordt bij het aanspannen van het anker de wand tegen een grondmassief in verplaatst. Achter de damwand ontwikkelt zich passieve gronddruk. De passieve gronddrukcoëfficiënt wordt als volgt bepaald:

$$K_{\gamma, p} = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.3.7)$$

Dus bij actief beweegt de constructie van de grond af, terwijl bij passief de constructie tegen de grond in beweegt.

Bij kelders en tunnels is de druk tegen de wanden over het algemeen neutraal.

**Voorbeeld:**

Stel voor een zandlaag is met de methoden uit de vorige paragraaf berekend dat halverwege deze laag een verticale korrelspanning,  $\sigma'_v = 100 \text{ kN/m}^2$  heerst. Stel voor deze zandlaag geldt dat de hoek van inwendige wrijving,  $\varphi = 30^\circ$ .

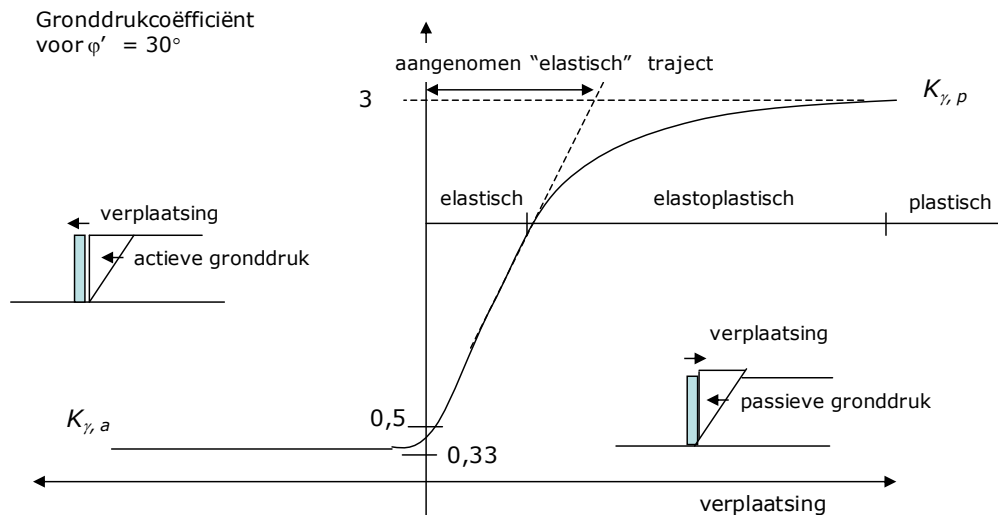
In deze laag heerst de neutrale gronddruk. Hieruit volgt, *vergelijking (3.3.5)*,  $K_0 = 1 - \sin 30^\circ = 0,5$ , de horizontale korrelspanning  $\sigma'_h = 0,5 \times 100 = 50 \text{ kN/m}^2$ .

Bij een damwand wordt een actieve gronddruk en een passieve horizontale gronddruk ontwikkeld.

Met  $K_{\gamma, a} = \tan^2(45-30/2)=0,33$  wordt de bijbehorende actieve horizontale korrelspanning dan  $\sigma'_{h, a} = K_{\gamma, a} \times \sigma'_v = 0,33 \times 100 = 33 \text{ kN/m}^2$ .

Met  $K_{\gamma, p} = \tan^2(45+30/2) = 3$  wordt de bijhorende passieve horizontale korrelspanning daarmee  $\sigma'_{h, p} = K_{\gamma, p} \times \sigma'_v = 3 \times 100 = 300 \text{ kN/m}^2$

De hierboven beschreven voorbeelden laten zien dat het verschil in actieve en passieve horizontale korrelspanning groot kan zijn. Figuur 3.3.8 laat een schematisch verloop van de gronddrukcoëfficiënt als functie van de verplaatsing zien.



**Figuur 3.3.8**  
Ontwikkeling grond-  
drukcoëfficiënt, voor  
 $\varphi = 30^\circ$ , bij toene-  
mende verplaatsing  
(bron: Deltares)

Het verloop van actief naar passief wordt ook wel de veerstijfheid van de grond genoemd; deze hangt samen met de Elasticiteitsmodulus (E).

## 3.4 Sterkte van grond

### 3.4.1 Schuifweerstand en gemobiliseerde schuifweerstand

Figuur 3.4.1 geeft een voorbeeld van een afgeschoven ophoging; een duidelijk voorbeeld waarin de sterkte van de grond niet voldoende is geweest om het gewicht van het dijklichaam te dragen. Bij het ontwerp en de uitvoering van civieltechnische constructies zijn zowel vervormingen, bijvoorbeeld zettingen, als mogelijk bezwijken van grond een belangrijk ontwerpcriterium. Naast afschuivingen van ophogingen speelt de sterkte van grond een rol bij de bepaling van bijvoorbeeld het draagvermogen bij funderingen of de begaanbaarheid van terreinen in de wegenbouw.

**Figuur 3.4.1**

Afgeschoven dijklichaam bezwijktest IJkdijk Bellingwolde, Groningen  
(bron: Deltares)

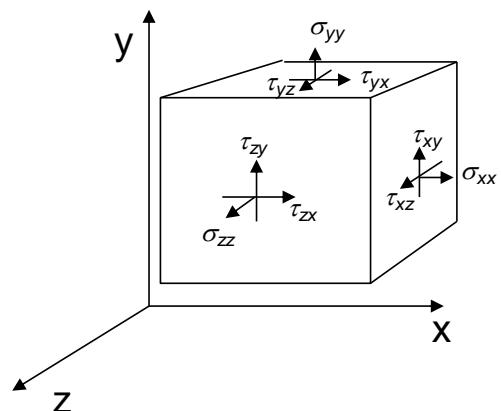


Een grondmassief bezwijkt als het korrel skelet de opgelegde schuifspanning niet meer kan dragen. Het gevolg is dat de gronddeeltjes over elkaar heen rollen of schuiven. Als tijdens het rollen of schuiven geen nieuw evenwicht wordt gevonden, treden grote vervormingen op in het grondmassief; de grond is bezweken. Bij het bezwijken van grond, bezwijken zelden de gronddeeltjes zelf, maar is het de stapeling van gronddeeltjes die bezwijkt.

**Figuur 3.4.2**

Definitie tekensafspraken, positieve spanningen volgens algemene mechanica  
(bron: Deltares)

Een ophoging, bijvoorbeeld een dijk, schuift af als de schuifspanning in de ondergrond groter is dan de maximaal te mobiliseren sterkte, zie figuur 3.4.1. Hoofdstuk 9 bespreekt het uitvoeren van een stabiliteitsanalyse die nodig is voor het toetsen van een ontwerp van een ophoging. In dit hoofdstuk worden de sterkte-eigenschappen van grond, die nodig zijn voor een stabiliteitsanalyse besproken. De sterkte-eigenschappen worden bepaald door middel van laboratoriumproeven. De bepaling van sterkte-eigenschappen wordt dan ook aan de hand van een laboratoriummonster toegelicht.



Voor een goed begrip van de analyse van laboratoriumproefresultaten worden eerst enkele definities met betrekking tot spanningen besproken.

#### Tekenafpraak

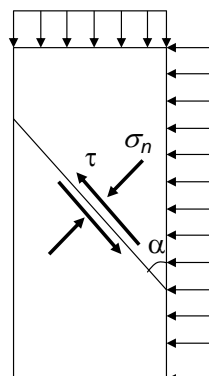
Er is een verschil in tekenafpraak die in de algemene mechanica wordt gehanteerd en de tekenafpraak die over het algemeen in de grondmechanica wordt gebruikt. Figuur 3.4.2 toont de positieve spanningen op een willekeurige kubus volgens de algemene mechanica. Er wordt onderscheid gemaakt in normaalspanningen en schuifspanningen.

De normaalspanningen, aangeduid met  $\sigma$ , zijn de spanningen die loodrecht op de vlakken van de kubus staan. De schuifspanningen zijn de spanningen die langs de vlakken werkt, aangeduid met  $\tau$ . De vlakken waarop de spanningen werken en hun richting worden weergegeven met twee subscripten. De eerste subscript geeft de richting aan van de normaal van het vlak waar de spanning op werkt. Dus  $\tau_{xy}$  en  $\tau_{xz}$  zijn de schuifspanningen die werken op een vlak waarvan de normaal in de  $x$  – richting wijst. De tweede subscript geeft de richting waarin de spanning werkt. Dus  $\tau_{xy}$  werkt in de  $y$ -richting en  $\tau_{xz}$  in de  $z$  – richting.

In de algemene mechanica zijn de normaalspanningen positief als deze een trekspanning aanduiden en negatief als ze een druk aanduiden. Figuur 3.4.2 toont alle positieve spanningen. In grond treedt alleen onder zeer bijzondere omstandigheden trekspanning op, want tussen de korrels is immers geen verbinding aanwezig. Het is dan ook gebruikelijk om, bijvoorbeeld in de uitwerking van proefresultaten, de (druk)spanning in grond positief te nemen. Dit is in tegenstelling met de tekenafpraak in de algemene mechanica. De positieve richting van de schuifspanning blijft onveranderd.

#### Spanningen op het glijvlak

Bij de uitvoering van de laboratoriumproeven worden op het monster, uitwendig, belastingen aangebracht. Echter, bij de bepaling van de sterkte-eigenschappen dienen de spanningen op het glijvlak, inwendig, bekend te zijn. Figuur 3.4.3 toont de doorsnede van een triaxiaalproef. Op het monster wordt een verticale en een horizontale spanning aangebracht. Als de belasting zo groot wordt dat het monster bezwijkt, ontstaat er over het algemeen een glijvlak. Op het glijvlak werkt de normaalspanning,  $\sigma_n$ , en de schuifspanning,  $\tau$ . Bij het bepalen van de sterkte-eigenschappen moet dus een vertaling worden gemaakt van de uitwendige belasting naar de inwendige spanningen, die op het glijvlak werken.



**Figuur 3.4.3**  
Uitwendige belasting en inwendige spanningen  
(bron: Deltares)

Figuur 3.4.3 geeft één van de mogelijke vlakken waarlangs afschuiven optreedt. Behalve dit ene vlak zijn nog veel meer vlakken definieerbaar. Met behulp van krachterevenwicht kan langs elk vlak de normaalspanning en schuifspanning worden bepaald als de uitwendige krachten bekend zijn. Elk vlak heeft zijn unieke combinatie van  $\sigma_n$  en  $\tau$ . Voor elke willekeurige geometrie zijn twee vlakken te definiëren, waarbij uit het krachterevenwicht blijkt dat er geen schuifspanning langs dat vlak werkt, maar alleen de normaalspanning  $\sigma_n$ . Voor figuur 3.4.3 zijn dit het horizontale en verticale vlak. De waarde van de normaalspanning op het horizontale respectievelijk verticale vlak worden hoofdspansingen genoemd. De hoofdspansingen en de bijbehorende hoofdspansingsrichting spelen in de analyse een belangrijke rol.

#### Isotrope spanning en deviatorspanning

De spanningen in figuur 3.4.2 kunnen worden gekarakteriseerd bij die parameters. Twee daarvan worden in de grondmechanica veel gebruikt. Deze zijn de isotrope spanning,  $p$ , en de deviatorspanning,  $q$ . Vergelijking (3.4.1 /blz.24)) geeft de definities weer. De isotrope spanning,  $p$ , is te beschouwen als een gemiddelde van de drie normaalspanningen. De deviatorspanning,  $q$ , geeft een maat voor het verschil in de grootte van de spanningen in de verschillende richtingen.

$$p = \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}}{3}; \quad (3.4.1)$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2}((\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{zz} - \sigma_{xx})^2 + 3(\tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 + \tau_{xy}^2))}$$

Waarin:

$$\begin{aligned} \sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz} &= \text{normaalspanningen, zie figuur 3.4.2} \\ \tau_{yz}, \tau_{zx}, \tau_{xy} &= \text{schuifspanningen, zie figuur 3.4.2} \\ p &= \text{isotrope spanning} \\ q &= \text{deviatorspanning} \end{aligned}$$

Verreweg de meeste laboratoriumproeven worden op cilindrische monsters uitgevoerd, waarbij de as van de cilinder verticaal staat. De normaalspanningen op een cilindrisch monster bestaan dan uit verticale of axiale spanningen,  $\sigma_a$  en horizontale of radiale spanningen,  $\sigma_r$ . Merk op dat in beide horizontale richtingen dezelfde radiale spanning,  $\sigma_r$  actief is. Vergelijking (3.4.1) kan nu worden vereenvoudigd tot:

$$p = \frac{\sigma_a + 2\sigma_r}{3}; \quad q = \sigma_a - \sigma_r \quad (3.4.2)$$

Waarin:

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \text{axiale spanning (evenwijdig aan de as van het monster)} \\ \sigma_r &= \text{radiale spanning (loodrecht op de as van het monster)} \\ p &= \text{isotrope spanning} \\ q &= \text{deviatorspanning} \end{aligned}$$

Tot slot wordt onderscheid gemaakt in effectieve spanningen en totaalspanningen, zoals toegelicht in paragraaf 3.3 (vanaf blz. 13):

$$\sigma' = \sigma - \sigma_w \quad (3.4.3)$$

Met het invullen van vergelijking (3.4.3) in (3.4.2) volgt:

$$p = \frac{(\sigma'_a + \sigma_w) + 2(\sigma'_r + \sigma_w)}{3} = \frac{\sigma'_a + 2\sigma'_r}{3} + \frac{3\sigma_w}{3} = p' + \sigma_w \quad (3.4.4)$$

$$q = (\sigma'_a + \sigma_w) - (\sigma'_r + \sigma_w) = \sigma'_a - \sigma'_r$$

met:

$$\begin{aligned} \sigma_a, \sigma'_a &= \text{totale respectievelijk effectieve axiale spanning} \\ \sigma_r, \sigma'_r &= \text{totale respectievelijk effectieve radiale spanning} \\ \sigma_w &= \text{waterspanning} \\ p, p' &= \text{isotrope totaalspanning respectievelijk isotrope effectieve spanning} \\ q &= \text{deviatorspanning} \end{aligned}$$

Omdat de waterspanning in alle richtingen hetzelfde is, wordt er geen onderscheid gemaakt in de deviatorspanning uitgedrukt in totaalspanningen en de deviatorspanning uitgedrukt in effectieve spanningen; zie vergelijking (3.4.4). Samengevat kunnen de spanningscondities in een cilindrisch grondmonster worden beschreven in isotrope totaalspanning, isotrope effectieve spanning en deviatorspanning:

$$p = \frac{\sigma_a + 2\sigma_r}{3}; \quad p' = \frac{\sigma'_a + 2\sigma'_r}{3}; \quad p = p' + \sigma_w \quad (3.4.5)$$

$$q = \sigma_a - \sigma_r = \sigma'_a - \sigma'_r$$

Het voordeel van het gebruiken van  $p$ ,  $p'$  en  $q$  is dat deze onafhankelijk zijn van het gekozen assenstelsel.



### 3.4.2 Spanningen in een laboratoriumproef

#### Cirkels van Mohr

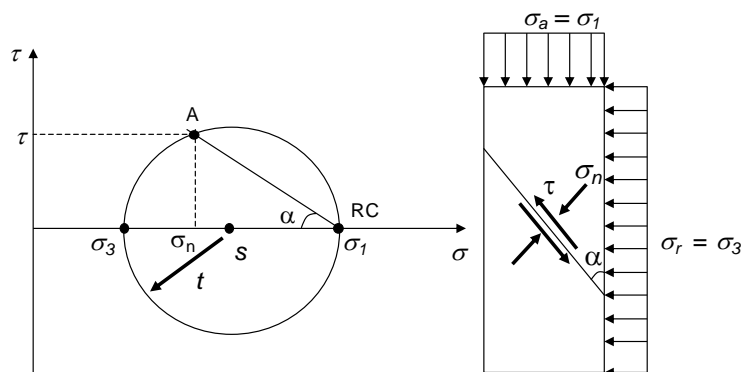
Figuur 3.4.4b toont wederom een doorsnede van een laboratoriumproef. In de doorsnede is een vlak getekend met de normaalspanning en de schuifspanning die op het vlak werken. Het vlak heeft een hoek  $\alpha$  met de grootste hoofdspansing; voor dit geval de verticale spanning. Als  $\alpha$  verandert, verandert de normaalspanning op het vlak. Figuur 3.4.4a geeft de combinaties van de normaalspanning  $\sigma_n$  en de schuifspanning  $\tau$  van alle mogelijke vlakken in figuur 3.4.4b. Het blijkt dat combinaties samen een cirkel vormen. Dit is de cirkel van Mohr. De cirkel snijdt de horizontale as op twee punten. Deze punten geven de vlakken weer waar alleen een normaalspanning actief is. De normaalspanningen die bij deze punten horen zijn de hoofdspansingen. Het is gebruikelijk om de hoofdspansingen aan te duiden met  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  en  $\sigma_3$ . Hierbij is de hoofdspansing  $\sigma_1$  de grootste en  $\sigma_3$  de kleinste. Omdat in het laboratorium over het algemeen wordt gewerkt met cilindrische monsters, waarin de spanningen in de beide radiale richtingen aan elkaar gelijk zijn, geldt voor laboratoriumproeven  $\sigma_2 = \sigma_3$ .

De cirkel heeft een middelpunt  $s$ :

$$s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (3.4.6)$$

en een straal  $t$ :

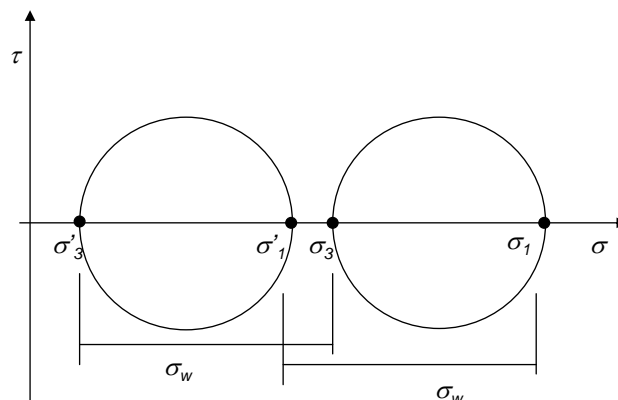
$$t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (3.4.7)$$



**Figuur 3.4.4**  
Cirkel van Mohr  
(bron: Deltares)

Het punt A in figuur 3.4.4a geeft de combinatie weer van de normaalspanning en schuifspanning die werken op het gegeven vlak in figuur 3.4.4b.

Figuur 3.4.4 toont de cirkel van Mohr in termen van totaalspanning,  $\sigma$ . De cirkel van Mohr kan ook getekend worden in termen van effectieve spanningen. Met vergelijking (3.5.3) wordt gevonden dat  $\sigma'_1 = \sigma_1 - \sigma_w$  en  $\sigma'_3 = \sigma_3 - \sigma_w$ . Omdat de waterspanning,  $\sigma_w$ , alzijdig is, dus in de radiale richting dezelfde waarde heeft als in de axiale richting, zal de cirkel van Mohr, uitgedrukt in effectieve spanning, even groot zijn als de cirkel uitgedrukt in totaalspanning. De cirkels zijn echter wel ten opzichte van elkaar verschoven; zie figuur 3.4.5.



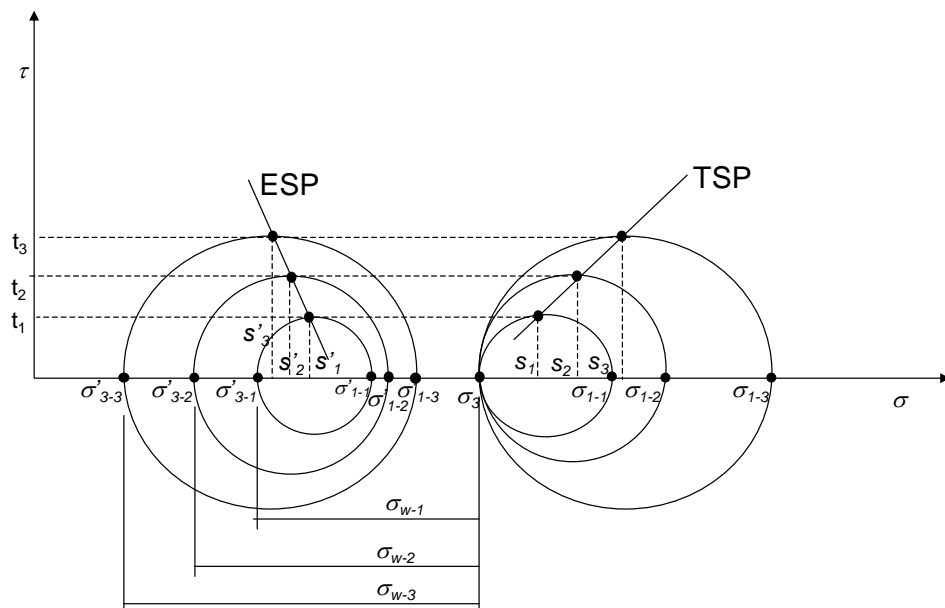
**Figuur 3.4.5**  
Cirkel van Mohr in  
totaalspanning (rechter  
cirkel) en effectieve  
spanning (linkercirkel)  
(bron: Deltares)

### Spanningspaden

In een laboratoriumproef, bijvoorbeeld een triaxiaalproef, wordt de belasting op het monster opgevoerd tot bezwijken optreedt. Van elk moment in de proef kan een cirkel van Mohr worden getekend. De ontwikkeling van de cirkel van Mohr tijdens het verloop van de proef, geeft veel informatie over het grondgedrag van het beproefde monster. Omdat het tekenen van alle cirkels van Mohr zeer ondoorzichtig is, worden in plaats daarvan grafieken gemaakt waarin van elke cirkel het middelpunt ( $s$ ) en de straal ( $t$ ) wordt uitgezet; zie figuur 3.4.6. De combinaties van  $s$ , en  $t$ , geven de ontwikkeling van de top van de cirkel. Ook hier kunnen de grafieken gemaakt worden op basis van de totaalspanningen en dit levert de punten  $s$ , en  $t$ , op. In termen van effectieve spanningen zijn dit de punten  $s'$  en  $t$ . De gevonden lijnen worden spanningspaden genoemd. Hierbij wordt onderscheid gemaakt in totaalspanningspad, TSP en effectief spanningspad, ESP.

In het voorbeeld van figuur 3.4.6 wordt de verticale belasting opgevoerd terwijl de horizontale belasting constant wordt gehouden. De kleinste hoofdspansing,  $\sigma_3$ , verandert dus niet waardoor de linkerrand van de cirkel van Mohr voor totaalspanningen niet verschuift. De grootste hoofdspansing,  $\sigma_1$ , neemt toe in de opeenvolgende cirkels als gevolg van de toenemende belasting. Hierdoor groeien de cirkels in de opeenvolgende belastingstappen. De lijn door de toppen van de cirkels levert het totaalspanningspad, TSP op. Door de waterspanning in mindering te brengen op de hoofdspansingen van de totaalspanning cirkels, worden hoofdspansingen van de effectieve spanningscirkels gevonden. In het voorbeeld van figuur 3.4.6 neemt de waterspanning tijdens het uitvoeren van de proef toe. Hierdoor verschuiven de effectieve cirkels ten opzichte van elkaar. De lijn door de toppen van de effectieve spanningscirkels levert het effectieve spanningspad, ESP op. In het voorbeeld van figuur 3.4.6 loopt het ESP in een andere richting dan de TSP. Figuur 3.4.6 schetst de spanningspaden als een rechte lijn. In werkelijkheid zal de ESP, vooral bij bezwijken, een gekromd en vaak grillig verloop hebben.

**Figuur 3.4.6**  
Spanningspaden,  
TSP = totaalspanningspad  
ESP = effectief spanningspad  
(bron: Deltares)

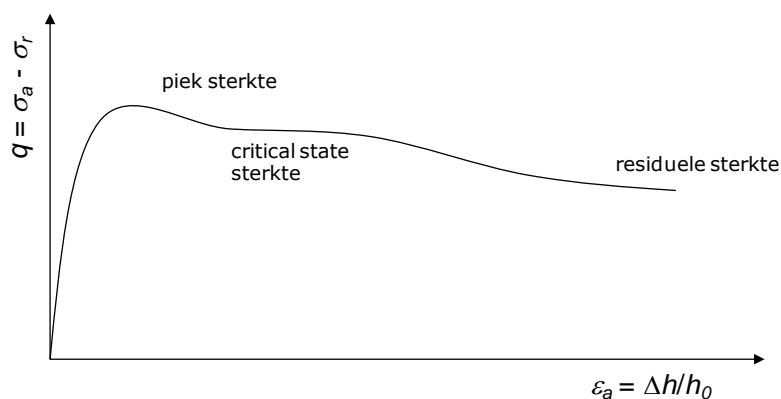


Behalve spanningspaden in termen van  $s'$  en  $t$  worden spanningspaden ook wel gepresenteerd in termen van de isotrope spanning  $p$  of  $p'$  en deviatorspanning  $q$ . Dit levert iets andere grafieken op. Deze twee typen spanningspaden moeten niet met elkaar verward worden.

### 3.4.3 Bezwijken

#### **Definitie van bezwijken**

Een veel gebruikte definitie van bezwijken stelt dat er sprake is van bezwijken wanneer bij een constante belasting een doorgaande vervorming wordt gevonden. Deze definitie is in de praktijk niet altijd even eenduidig te hanteren. Figuur 3.4.7 schetst het verloop van de deviatorspanning,  $q$ , tegen de axiale rek,  $\varepsilon_a$ . In de vorige paragraaf zagen we dat de deviatorspanning bestaat uit het verschil tussen de axiale en radiale spanning die op het monster wordt aangebracht,  $q = \sigma_a - \sigma_r$ . De deviatorspanning kan worden gezien als de maat voor de aangebrachte belasting. Figuur 3.4.7 laat zien dat in het begin bij toenemende deviatorspanning,  $q$ , de axiale rek,  $\varepsilon_a$ , toeneemt. Voor veel grondsoorten wordt een piekwaarde gevonden, gevolgd door een afname van de sterkte. Voor het horizontale deel geldt dat een doorgaande vervorming worden gevonden, toenemende axiale rek, bij een constante belasting. De deviatorspanning waarbij dit horizontale verloop wordt gevonden is de sterkte van het beproefde monster. De situatie waarin met constante belasting een doorgaande vervorming wordt gevonden wordt "Critical State" genoemd.



**Figuur 3.4.7**  
Verschillende sterktes uit het  $q - \varepsilon_a$  diagram (bron: Deltares)

Er worden ook andere definities van sterkte gehanteerd. Zo wordt in sommige gevallen de piekwaarde als sterkte gehanteerd. Immers, indien de belasting op het monster groter zou worden dan de pieksterkte dan wordt het moment van doorgaande vervorming snel bereikt.

In veel gevallen zal bij grote vervormingen de sterkte nog verder afnemen. De staart van het geschetste verloop in figuur 3.4.7 laat dit zien. Vaak worden dergelijke grote vervormingen in een laboratoriumopstelling niet bereikt. Een voorbeeld waar deze lage sterkte van belang is, is landverschuiving in bergachtig gebied. Na het stabiliseren van de landverschuiving is in de ondergrond het glijvlak nog aanwezig. Bij het beoordelen van de stabiliteit van oude landverschuivingen moet rekening worden gehouden met deze lagere sterkte. De sterkte die bij deze conditie hoort, wordt residuele sterkte genoemd.

#### **Cohesie en hoek van inwendige wrijving**

In de Nederlandse praktijk is het gebruikelijk om de sterkte van grond te beschrijven aan de hand van een combinatie van (effectieve) cohesie,  $c'$ , en (effectieve) hoek van inwendige wrijving,  $\varphi'$ .

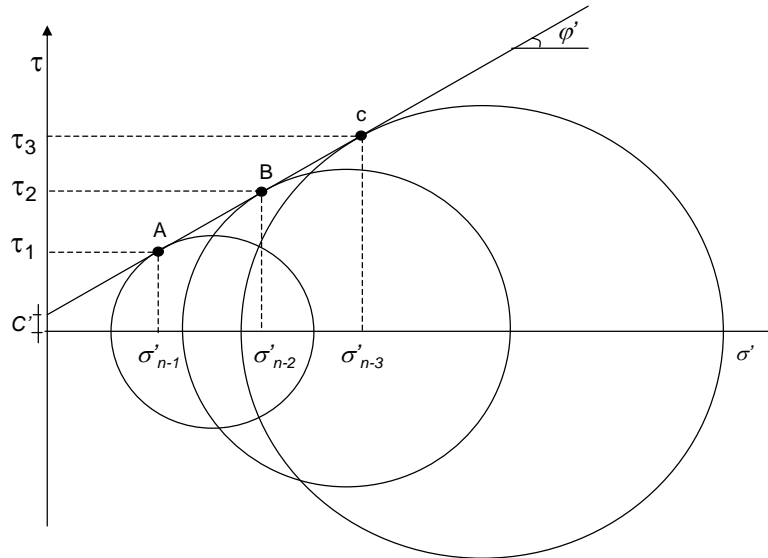
De sterkte parameters  $c$  en  $\varphi'$  worden bepaald door resultaten van meerdere proeven te combineren. Hierbij wordt gebruik gemaakt van de cirkels van Mohr, zie paragraaf 3.4.2. Voor elk beproefd monster wordt de cirkel van Mohr getekend voor de spanningcondities op het moment van bezwijken. Door bijvoorbeeld drie monsters bij verschillende spanningen tot bezwijken te brengen, worden drie naast elkaar gelegen cirkels gevonden. Langs de cirkels kan een raaklijn worden getekend, zie figuur 3.4.8. De raakpunten van de cirkels met de raaklijn geeft de normaalspanning en de schuifspanning op het gevonden glijvlak in de monsters weer. In figuur 3.4.8 wordt met punt A de normaalspanning  $\sigma'_{n-1}$  en de schuifspanning  $\tau_1$  op het opgetreden schuifvlak van het eerste monster gevonden. Op dezelfde wijze wordt in

punt B de sterkte van het tweede monster weergegeven en met punt C de sterkte van het derde monster. Uit de gevonden raaklijn kan de cohesie  $c'$ , en de hoek van inwendige wrijving  $\varphi'$ , worden gevonden volgens:

$$\tau = c' + \sigma' \tan(\varphi') \quad (3.4.8)$$

Met behulp van *vergelijking (3.4.8)* kan de maximale schuifspanning  $\tau$  langs een glijvlak voor elk willekeurige normaalspanning  $\sigma'_n$  worden berekend. In figuur 3.4.8 is de effectieve spanning gebruikt bij het tekenen van de cirkels van Mohr. De sterkte parameters  $c$  en  $\varphi$  zijn daarmee gebaseerd op effectieve spanning, Om dit duidelijk te maken zijn de accenten toegevoegd aan  $c'$  en  $\varphi'$ .

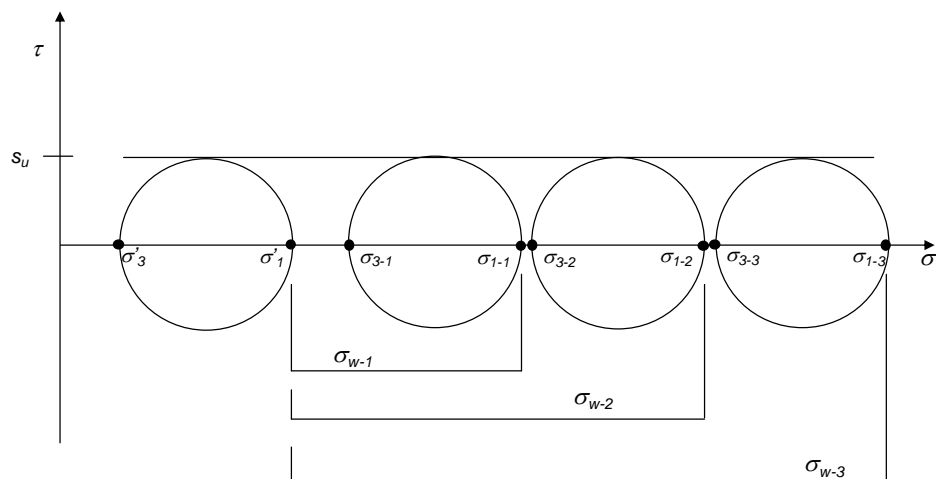
**Figuur 3.4.8**  
Definitie cohesie en hoek van inwendige wrijving  
(bron: Deltares)



#### Ongedraineerde schuifsterkte

De drie cirkels in figuur 3.4.8 werden gevonden door de drie monsters bij drie verschillende spanningen te consolideren voordat het monster tot bezwijken wordt gebracht. Elk van de drie cirkels wordt bij een verschillend niveau in effectieve spanning gevonden. Wanneer op de drie monsters wel drie verschillende belastingen worden aangebracht, maar het monster niet de gelegenheid krijgt te consolideren, zal in elk van de drie monsters dezelfde effectieve spanningen heersen. Figuur 3.4.9 schets de cirkels van Mohr voor drie verschillende belasting condities waarbij het monster niet de gelegenheid heeft gekregen zich aan te passen. Hoe groter de belasting, hoe groter de waterspanning in het monster is. De effectieve spanning is bij elk van de drie monsters vergelijkbaar. Voor de drie monsters wordt dezelfde sterkte gevonden.

**Figuur 3.4.9**  
Ongedraineerde schuifsterkte,  $S_u$   
(bron: Deltares)

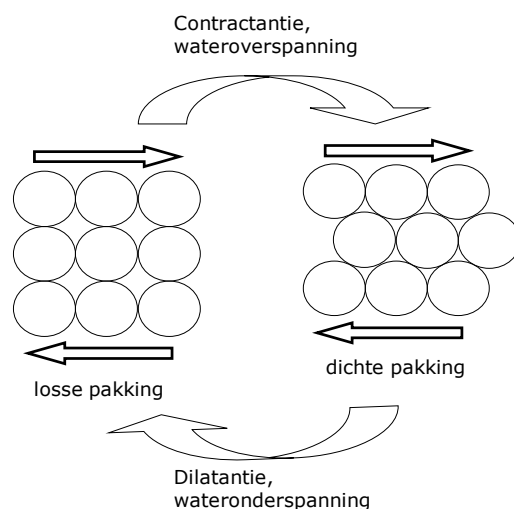


Figuur 3.4.8 en 3.4.9 laten zien dat de sterkte van de grond afhankelijk is van de effectieve spanning en niet van de totaalspanning. Immers, figuur 3.4.8 laat zien dat bij een toename van de effectieve spanning de sterkte toeneemt. Figuur 3.4.9 laat zien dat bij toenemende totaalspanning, maar een constante effectieve spanning de sterkte constant blijft.

Het is gebruikelijk om de ongedraineerde sterkte aan te duiden met het symbool  $S_u$ . Figuur 3.4.9 laat zien dat  $S_u$  is gedefinieerd als de top van de cirkel van Mohr. Dit is in tegenstelling tot vergelijking (3.4.8) waarin de gedraineerde sterkte is gedefinieerd als de raaklijn van de opeenvolgende cirkels.

### Dilatant en Contractant gedrag

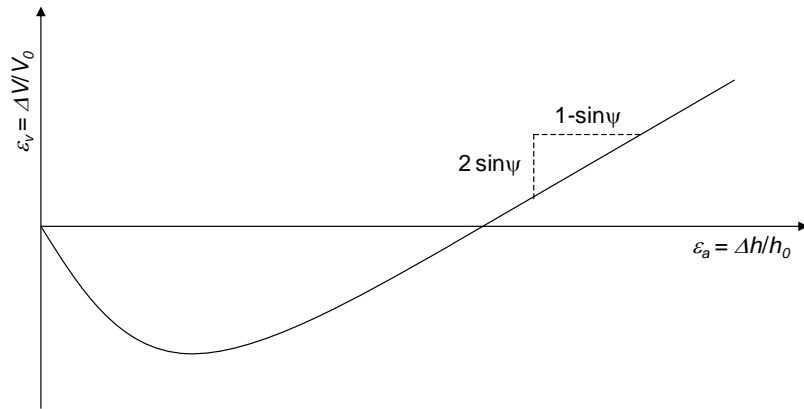
Bij het belasten van het monster in de afschuif fase treedt een herschikking van het korrelskelet op. De korrels verschuiven ten opzichte van elkaar waardoor er veranderingen in het porievolume optreden. Figuur 3.4.10 laat voor een geïdealiseerd geval twee uiterste situaties zien. Rechts is het korrelskelet in een dichte pakking. Als gevolg van de schuifspanningen op het korrelskelet gaan de korrels ten opzichte van elkaar schuiven. Door het verschuiven neemt het porievolume toe. Het korrelskelet eindigt in een losse pakking met veel porievolume. In het andere geval is de grond in een losse pakking. Als gevolg van de aangebrachte schuifspanning gaan de korrels ten opzichte van elkaar verschuiven en neemt het porievolume af. Het korrelskelet eindigt met een dichte pakking. De eerste situatie waarin het porievolume toeneemt wordt dilatant gedrag genoemd. De tweede situatie wordt contractant gedrag genoemd.



**Figuur 3.4.10**  
Contractant en dilatant gedrag;  
(bron: Deltares)

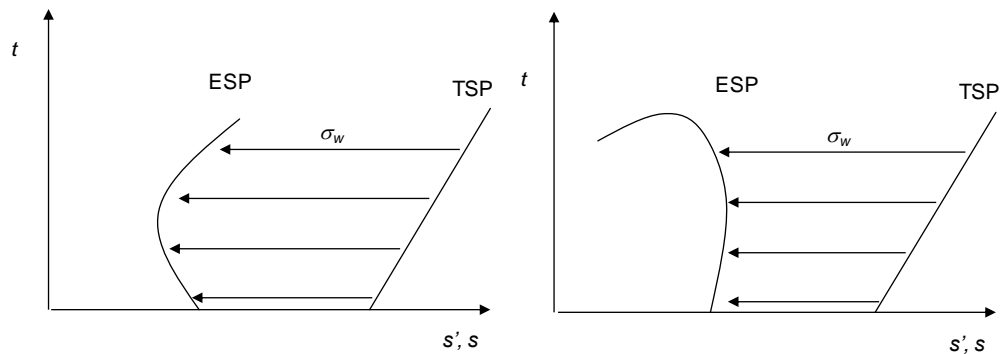
Beide effecten beïnvloeden het gedrag van het monster tijdens de proef en zijn ook zichtbaar in de meetresultaten. Wanneer de afschuif fase gedraineerd wordt uitgevoerd, dat wil zeggen dat het afschuiven langzaam optreedt en dat het poriewater kan toe- of afstromen zodat geen waterover- of onderspanning ontstaat, is het dilatant en contractant gedrag zichtbaar in de volumeverandering van het monster. Bij het optreden van dilatant gedrag kan de mate van volumetoename worden bepaald met behulp van de hoek van dilatantie,  $\psi$ . Figuur 3.4.11 geeft de definitie van de hoek van dilatantie,  $\psi$ , waarin  $\varepsilon_v$  de volumeriek is, gedefinieerd als verhouding de volumeverandering  $\Delta v$  en oorspronkelijk volume  $V_0$ ;  $\varepsilon_v = \frac{\Delta v}{v_0}$  en  $\varepsilon_a$  de exacte rek;  $\varepsilon_a = \frac{\Delta v}{v_0}$ .

**Figuur 3.4.11**  
Definitie dilatantie  
hoek  $\psi$   
(bron: Deltares)



Wanneer de afschuiffase ongedraineerd wordt uitgevoerd, dat wil zeggen dat het poriewater het monster niet kan verlaten of instromen, is het verschil tussen contractant en dilatant gedrag zichtbaar in de ontwikkeling van de waterspanning. In het geval van dilatant gedrag zal de waterspanning afnemen of zelfs negatief worden.

**Figuur 3.4.12**  
Spanningspaden bij  
dilatant gedrag (links)  
en contractant gedrag  
(rechts)  
(bron: Deltares)



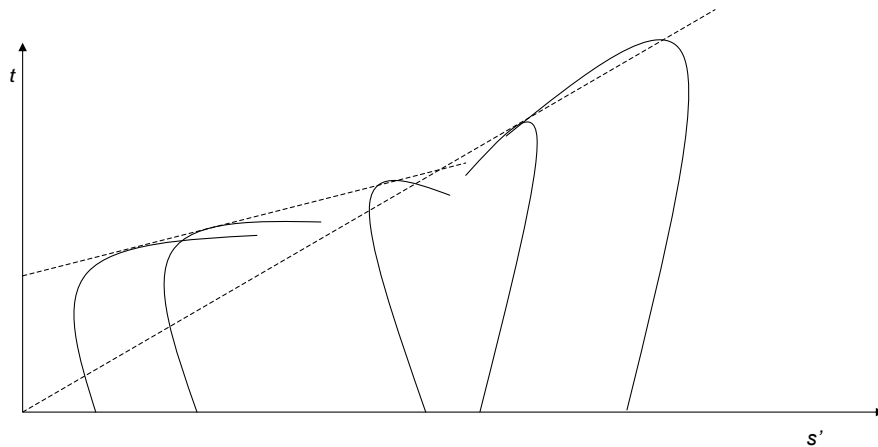
Bij contractant gedrag zal de waterspanning juist toenemen. Het gevolg hiervan is zichtbaar in het effectieve spanningspad. Figuur 3.4.12 laat het verschil zien tussen de effectieve spanningspaden. Het totaalspanningspad volgt uit de aangebrachte belasting en is in beide gevallen gelijk. De waterspanningsontwikkeling tijdens de proef is in figuur 3.4.12 weergegeven met de pijltjes. In de linkergrafiek ontstaat er een moment waarop de toename van de waterspanning minder groot is dan de toename van de totaalspanning. Het effectieve spanningspad buigt af naar rechts. Het monster vertoont dilatant gedrag. In de rechter grafiek neemt de waterspanning meer toe dan de toename van de totaalspanning. Het spanningspad buigt naar links. Het monster vertoont contractant gedrag.

### Proeven op klei en veen

Bij slecht doorlatend materiaal, zoals klei en veen, zal de afschuiffase van de proef over het algemeen ongedraineerd worden uitgevoerd. Immers bij een gedraineerde proef dient de belasting zo langzaam te worden aangebracht dat zich tijdens de afschuiffase geen waterover- of onderspanning kan optreden. Door de lage doorlatendheid zal voor klei en veen een gedraineerde afschuiffase lang duren. Voor klei en veen zal de afschuiffase dan ook vaak ongedraineerd worden uitgevoerd.

In de vorige paragraaf is aangegeven dat effectieve spanningspaden van ongedraineerde proeven worden beïnvloed door contractant of dilatant gedrag. Het blijkt dat monsters die voor de afschuiffase worden geconsolideerd bij een spanningsniveau dat hoger is dan de oorspronkelijke grensspanning contractant gedrag laten zien. In monsters die bij een spanningsniveau lager dan de grensspanning worden geconsolideerd, wordt over het algemeen dilatant gedrag waargenomen. In veel gevallen zal het spanningspad in het begin contractant gedrag vertonen en later dilatant gedrag. Figuur 3.4.13 toont vijf spanningspaden, waarbij de eerste drie monsters zijn geconsolideerd bij een spanningsniveau lager dan de oorspronkelijke

grensspanning en vervolgens zijn afgeschoven. Twee monsters zijn geconsolideerd bij een spanningsniveau groter dan de grensspanning en vervolgens afgeschoven.



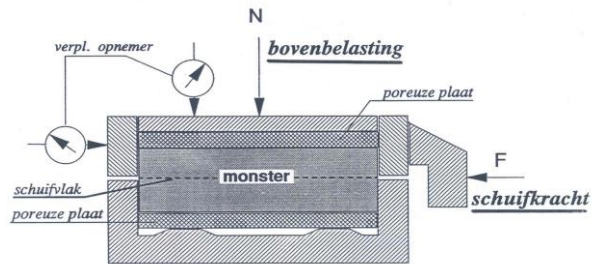
**Figuur 3.4.13**  
Invloed grensspanning  
op spanningspaden  
(bron: Deltares)

Figuur 3.4.13 toont twee bezwijklijnen: de gestippelde lijnen. Eén voor de monsters die boven de oorspronkelijke grensspanning zijn geconsolideerd en één voor de monsters die bij lagere spanningen zijn geconsolideerd. Beide lijnen verschillen duidelijk van elkaar en zullen leiden tot verschillende waarden van cohesie en hoek van inwendige wrijving. Voor de bepaling van de sterkteparameters uit de proefresultaten is het dan ook van belang dat rekening wordt gehouden met de oorspronkelijke grensspanning van het materiaal. Dus de cohesie en hoek van inwendige wrijving wordt òf bepaald op monsters die zijn geconsolideerd bij een spanning lager dan de oorspronkelijke grensspanning òf uit de resultaten van proeven waarbij de monsters zijn geconsolideerd bij een spanningsniveau dat hoger ligt.

### 3.4.4 Schuifproef

#### Directe schuifproef, Direct Shear

Een van de oudste proeven voor het bepalen van de sterkte van grond is de directe schuifproef, internationaal aangeduid met direct shear test. Figuur 3.4.14 geeft een schets van de opstelling. Het grondmonster wordt geplaatst in een open bakje. Op het monster wordt een tweede bakje geplaatst dat open is aan de onderzijde. Door de bakjes over elkaar te schuiven wordt het monster gedwongen te bezwijken langs een horizontaal glijvlak op het niveau waar de beide bakjes elkaar raken. Boven op het tweede bakje wordt een verticale belasting aangebracht. Tijdens het wegdrücken van het bovenste bakje wordt de (horizontale) kracht gemeten die daarvoor nodig is. Doordat het glijvlak bekend is, namelijk het horizontale vlak tussen de twee bakjes, kan de schuifspanning op dat vlak eenvoudig uit de opgelegde horizontale kracht worden bepaald. De normaalspanning op het vlak volgt uit de aangebrachte verticale belasting.

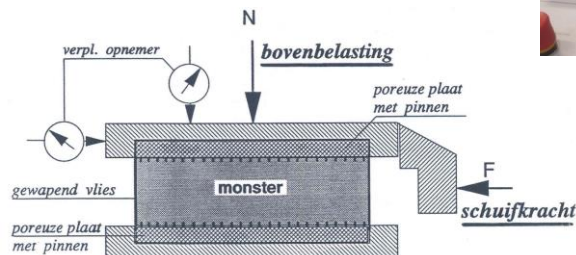
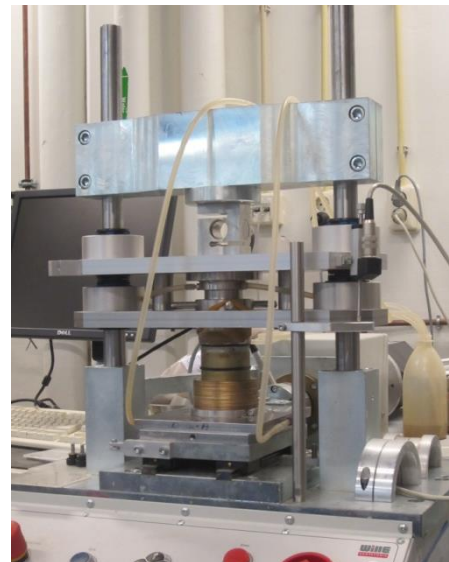


Het opgelegde glijvlak levert een groot nadeel op. Immers, het opgelegde glijvlak hoeft niet het zwakste vlak in het monster te zijn. Daarnaast zal bij verdergaande verplaatsingen het oppervlak waarin het onderste en bovenste deel waar het monster elkaar raken steeds kleiner worden. Dit bemoeilijkt de interpretatie van de proef.

Naast deze twee tekortkomingen worden directe schuifproeven uitgevoerd in eenvoudige opstellingen, waarin geen mogelijkheden zijn om de verzadiging van het monster te verbeteren of een ongedraineerde proef uit te voeren.

#### Direct Simple Shear proef

In de Direct Simple Shear proef wordt het monster in een stapel ringen of een membraan gehuld, waarin een spiraal van ijzerdraad is verwerkt. Figuur 3.4.15 geeft een schets van de opstelling. De hoogte van het monster is circa 20 mm, de diameter is afhankelijk van de opstelling 50 of 63 mm. Net als bij de directe schuifproef wordt een verticale spanning aangebracht. De bovenkant van het monster wordt weggedrukt, waarbij zowel de horizontale kracht als de horizontale verplaatsing wordt gemeten. Het voordeel van de Direct Simple Shear proef ten opzichte van de directe schuifproef is dat het glijvlak niet is opgelegd en dat het oppervlak waarover de afschuiving optreedt gelijk blijft.



**Figuur 3.4.14**

Schets directe schuifproef;  
(bron: Deltares)

**Figuur 3.4.15**

a) Foto van de Geonor Direct Simple Shear opstelling

b) Schetsmatige weergave van de Direct Simple Shear proef,  
(bron: Deltares)



In een triaxiaalproefopstelling kan een ongedraineerde proef worden uitgevoerd door de uitstroom van het poriewater te blokkeren door het sluiten van de kraantjes die aan het drainagesysteem zijn verbonden. In de standaarduitvoering van de Direct Simple Shear proef is dit niet mogelijk. Ook wordt in de standaarduitvoering geen waterspanning in het monster gemeten. Wanneer een grondmonster ongedraineerd belast wordt, zal het zo vervormen dat het volume constant blijft. Dit belangrijke aspect van ongedraineerd belasten, geeft de mogelijkheid om een ongedraineerde Direct Simple Shear proef uit te voeren. Tijdens de afschuiffase kan de hoogte van het monster constant worden gehouden door te variëren met de verticale belasting. Omdat het monster horizontaal is opgesloten in de stapel ringen of in het gewapend vlies, blijft bij het afschuiven met een constante hoogte het volume constant. Dit wordt gebruikt voor het simuleren van een ongedraineerde proef.

Een reguliere Direct Simple Shear proef bestaat uit twee fasen. De eerste fase is de consolidatiefase. Op het monster wordt de verticale belasting aangebracht waarbij in de volgende fase de sterkte wordt bepaald. De gebruikelijke consolidatietijd is minimaal 24 uur. De tweede fase is de afschuiffase. Hierin wordt de horizontale kracht opgevoerd tot bezwijken optreedt. Bij het uitvoeren van de afschuiffase kan worden gekozen voor het constant houden van de belasting. In dat geval zal de hoogte van het monster als gevolg van dilatantie of contractantie veranderen; zie figuur 3.4.10. Een proef met constante belasting kan worden beschouwd als een gedraineerde proef. Belangrijk is wel dat het opvoeren van de horizontale kracht voldoende langzaam plaats vindt, zodat niet (lokaal) in het monster wateroverspanning optreedt.

Het alternatief is om de hoogte van het monster constant te houden door het aanpassen van de verticale kracht. Zoals hierboven toegelicht wordt een proef met constante hoogte beschouwd als een ongedraineerde proef. Na het afronden van de consolidatiefase zal de verticale belasting ongeveer gelijk zijn aan de effectieve spanning midden in het monster. Het eigen gewicht van het (kleine) monster wordt daarbij verwaarloosd. De belastingsveranderingen die nodig zijn om de hoogte van het monster constant te houden, kunnen zowel een afname als een toename zijn. De actuele verticale belasting wordt gezien als de verticale effectieve spanning in het monster. De verandering in de verticale belasting, die nodig is om de hoogte van het monster constant te houden, wordt waargenomen als de waterspanning zich in het monster zou ontwikkelen als de proef daadwerkelijk ongedraineerd wordt uitgevoerd. Merk op dat de (fictieve) totale verticale spanning, de optelsom van de effectieve spanning en de waterspanning, gelijk blijft.

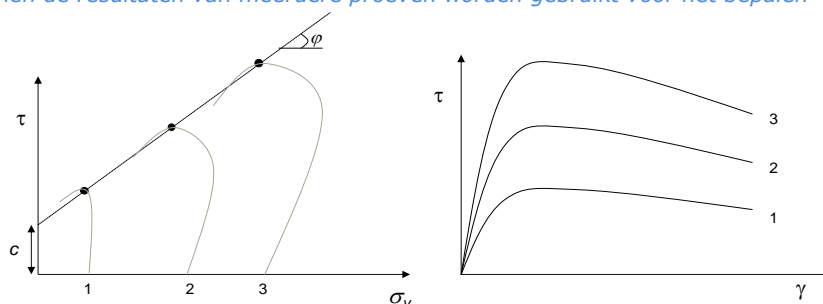
*Figuur 3.4.16 geeft een voorbeeld van de resultaten van Direct Simple Shear proeven. Uit de meetdata worden de volgende grootheden bepaald:*

$$\tau = \frac{F}{A}; \quad \sigma_v = \frac{N}{A}; \quad \gamma = \frac{V_h}{h_0} \quad (3.4.9)$$

waarin;

- $\tau$  = schuifspanning
- $\sigma_v$  = verticale spanning
- $\gamma$  = hoekverdraaiing
- $F$  = horizontale kracht (zie figuur 3.4.16)
- $N$  = verticale kracht (zie figuur 3.4.16)
- $A$  = oppervlak monster (horizontale doorsnede)
- $h_0$  = oorspronkelijke monsterhoogte
- $V_h$  = horizontale verplaatsing

*Figuur 3.4.16 geeft de resultaten van drie Direct Simple Shear proeven. Net als bij de triaxiaalproeven kunnen de resultaten van meerdere proeven worden gebruikt voor het bepalen van de cohesie,  $c$ , en de hoek van inwendige wrijving,  $\phi$ .*



**Figuur 3.4.16**  
Resultaten van drie Direct Simple Shear proeven,  
a)  $\tau - \sigma$  diagram  
b)  $\tau - \gamma$  diagram  
(bron: Deltares)

### 3.4.5 Triaxiaalproef

In een triaxiaalproef wordt de sterkte van grond bepaald uit een cilindrisch monster. Veel gebruikte afmetingen zijn: een diameter van 66 mm met een hoogte van minimaal tweemaal de diameter. Als alternatief wordt ook vaak gewerkt met een diameter van 53 mm of 38 mm. Ook bij de alternatieve diameters wordt de hoogte minimaal tweemaal de diameter gekozen.

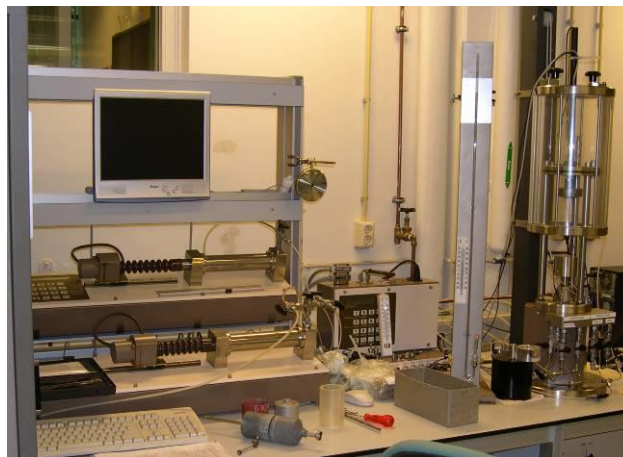
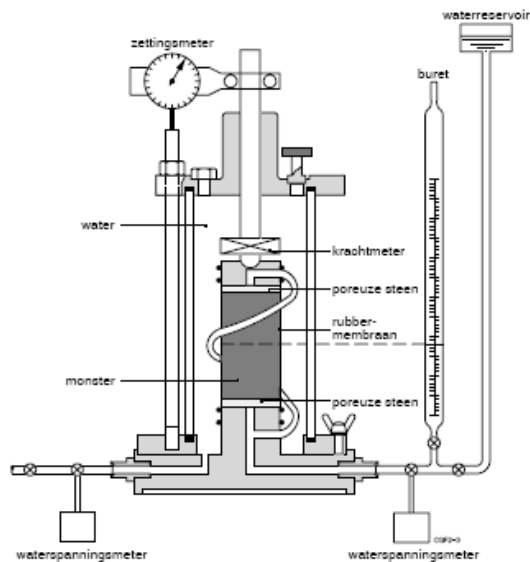
Figuur 3.4.17 geeft een schets van de triaxiaalopstelling. Het monster wordt in het midden van een cel geplaatst. Om het monster is een dunne ondoorlatende membraan aangebracht. De cel wordt gevuld met een vloeistof, meestal water. Door het water in de cel onder druk te brengen, wordt op het monster een spanning aangebracht. Deze spanning werkt zowel horizontaal als verticaal op het monster. Het membraan voorkomt dat het water uit de cel het monster in kan dringen.

Met behulp van een plunger, zie figuur 3.4.17, kan een extra verticale kracht op het monster worden aangebracht. Door het combineren van de waterdruk in de cel op het monster met de extra verticale kracht van de plunger kunnen allerlei combinaties van verticale en horizontale spanningen die in de ondergrond voorkomen, worden nagebootst. Met behulp van de plunger wordt tevens de actuele hoogte van het monster gemeten. Hiervoor is het noodzakelijk dat de plunger gedurende de proef continu contact houdt met het monster. Door de verlenging van de plunger te meten tijdens het belasten, of het inkorten tijdens ontlasten, wordt de hoogteverandering van het monster gemeten. De hoogteverandering van het monster wordt gebruikt voor het bepalen van de axiale rek gedurende de proef.

**Figuur 3.4.17**  
Triaxiaalproefopstelling

a) Schetsmatige weergaven van een triaxiaalproefopstelling,

b) triaxiaal-opstelling  
(bron: Deltares)



Aan de bovenzijde en onderzijde van het monster is een poreuze steen geplaatst. Via het voetstuk is de onderste poreuze steen verbonden met een drain. De bovenste poreuze steen is via het topstuk verbonden met een drain. De drains worden via de onderzijde van de cel naar buiten geleid. Hiermee is het water in het monster volledig gescheiden van het water in de cel. Buiten de cel zijn de drains verbonden met een kraan. Als de kraan gesloten is kan het poriewater het monster niet verlaten. Wanneer bij een gesloten kraan een verandering in de belasting wordt aangebracht, zal het monster ongedraineerd reageren. Tussen de cel en de kraan is een waterspanningsmeter geplaatst. Aangenomen mag worden dat de waterspanning in de drain gelijk is aan de waterspanning in het monster. Wanneer de kraan openstaat, kan het poriewater het monster verlaten. Door te meten hoeveel poriewater het monster verlaat, wordt de volumeverandering van het monster gemeten; de gronddeeltjes worden beschouwd als onsamendrukbaar. Bij het uitvoeren van een gedraineerde proef dient de kraan uiteraard open te staan. Voor gedraineerde proeven op slecht doorlatend materiaal is dat echter niet voldoende. De belastingverandering dient dusdanig langzaam te worden aangebracht, dat in het monster geen tijdelijke (lokale) wateroverspanningen optreden en het monster gedeeltelijk gedraineerd gaat reageren.

*In meer geavanceerde opstellingen kan de rek van het monster, zowel axiaal als radiaal worden gemeten met opnemers die op het membraan worden aangebracht. Dit levert nauwkeuriger rekmetingen op. Dergelijke nauwkeurige metingen worden onder meer gebruikt bij het bepalen van stijfheden bij kleine rekken of spanningsveranderingen. Door tussen het monster en het membraan papieren drains aan te brengen en deze te verbinden met de poreuze steen, kan de consolidatiefase worden versneld. In meer geavanceerde opstellingen kan de afvoer van het poriewater via deze papieren drains worden gescheiden van de afvoer via de poreuze steen aan boven- en onderzijde van het monster. Dit levert meer mogelijkheden op voor het meten van de waterspanning in combinatie met het draineren van het monster.*

*In triaxiaalproeven kunnen allerlei spanningscondities en opeenvolgende spanningsveranderingen op het monster worden opgelegd. De meeste standaardproeven echter bestaan uit de volgende drie stappen:*

- 1. Verzadigingsfase** *Lucht in het monster verstoort het meten van de waterspanningen waardoor de effectieve spanningen niet kunnen worden bepaald. Voor een goede interpretatie van de proefresultaten dient het monster volledig verzadigd te zijn. Echter tijdens het steken van de boring, het transport naar het laboratorium, de tijdelijke opslag en het bewerken van het monster, zal vaak poriewater verloren gaan. Een van de manieren om het monster weer te verzadigen is het toepassen van een back pressure. Dit houdt in dat tegelijkertijd de druk in de cel en de druk in het poriewater, via de drains wordt verhoogd. In de praktijk wordt een drukverhoging van 300 kPa toegepast. Door het verhogen van zowel de celdruk als de druk in het poriewater, blijft de effectieve spanning in het monster gelijk. Door het verhogen van de druk in het poriewater lossen luchtballen op en neemt de verzadiging toe.*
- 2. Consolidatiefase** *Na de verzadigingsfase worden de spanningen op het monster aangebracht, waarbij de sterkte van het monster bepaald dient te worden. Na het aanbrengen van de belasting dient het monster zo lang te consolideren, dat er geen wateroverspanning aanwezig is op het moment dat de volgende fase van de proef wordt gestart. De tijd die nodig is voor de consolidatiefase kan worden bepaald aan de hand van de hoeveelheid uitgeperst poriewater. Vaak wordt in de consolidatiefase alleen de celdruk verhoogd. De spanningsverhoging op het monster is dan in alle richtingen gelijk. Dit is een isotrope voorbelasting. Vaak zal een verschil in horizontale en verticale spanningen beter aansluiten bij de spanningscondities in werkelijkheid. Door tijdens de consolidatiefase met de plunger een extra verticale belasting aan te brengen, wordt een dergelijke situatie nagebootst. Bij een verschillende horizontale en verticale consolidatiespanning wordt gesproken over een anisotrope voorbelasting.*
- 3. Afschuiffase** *In de afschuiffase wordt het monster stukgedrukt door de verticale kracht met behulp van de plunger op te voeren. In enkele gevallen zal de celdruk worden verhoogd in combinatie met het trekken van de plunger. Proeven waarbij de*

plunger wordt weggedrukt worden compressieproeven genoemd en proeven waarbij de celdruk wordt opgevoerd in combinatie met het trekken van de plunger, worden extensie proeven genoemd. Extensieproeven geven de belastingssituatie weer aan de teen van de ophoging, terwijl compressieproeven de belastingssituatie in de kruin weergeven. De afschuiffase kan zowel gedraineerd als ongedraineerd worden uitgevoerd. Bij een gedraineerde afschuiffase dient de belasting zodanig langzaam te worden aangebracht, dat geen (lokale) wateroverspanning in het monster ontstaat. Bij slecht doorlatende materialen zoals klei en veen, kan een gedraineerde afschuiffase veel tijd vergen. Het is dan ook niet gebruikelijk om gedraineerde proeven op klei en veen uit te voeren.

Door de verschillende keuzes die in de consolidatiefase en afschuiffase kunnen worden gemaakt, ontstaan verschillen in de proefresultaten. Het is gebruikelijk de verschillende uitvoeringen aan te duiden met afkortingen. Tabel 3.4.1 geeft een samenvatting van de meest gebruikte afkortingen.

**Tabel 3.4.1**  
Definitie meest voorkomende uitvoeringen van de triaxiaalproef

afkorting	betekenis	toelichting
VP	vrije prisma proef	In deze proef wordt geen cel gebruikt. Met behulp van een plunger wordt het monster stukgedrukt. De vrije prisma proef wordt veel gebruikt in de gesteente mechanica.
UU	Unconsolidated Undrained test	In deze proef wordt de verzadigingsfase en consolidatiefase overgeslagen. Na inbouwen van het monster wordt deze direct, ongedraineerd, stukgedrukt.
C(I)UC	Consolidated (isotropically) Undrained Compression test	Dit is de standaardproef voor het beproeven van klei en veen. Het monster wordt isotroop geconsolideerd en vervolgens ongedraineerd stukgedrukt. De I wordt in de afkorting alleen toegevoegd als onderscheid moet worden gemaakt met anisotroop geconsolideerde monsters.
C(I)DC	Consolidated (istropically) Drained Compression test	Dit is de standaardproef voor het beproeven van zand.
C(I)UE	Consolidated (isotropically) Undrained Extension test	In deze proef wordt de celdruk opgevoerd, terwijl de verticale druk wordt verlaagd.
C(I)DE	Consolidated (isotropically) Drained Extension test	Idem C(I)UE, alleen nu gedraineerd uitgevoerd
CAUC	Consolidated Anistropically Undrained Compression test	Het monster is geconsolideerd bij een verschil in horizontale en verticale spanning, verder idem CIUC.
CADC	Consolidated Anisotropically Drained Compression test	Het monster is geconsolideerd bij een verschil in horizontale en verticale spanning, verder idem CIDC.
CAUE	Consolidated Anisotropically Undrained Extension test	Het monster is geconsolideerd bij een verschil in horizontale en verticale spanning, verder idem CIUE.
CADE	Consolidated Anisotropically Drained Extension test	Het monster is geconsolideerd bij een verschil in horizontale en verticale spanning, verder idem CIDE.

### 3.4.6 Stijfheidseigenschappen

Vervormingen in de grond worden bepaald door de effectieve spanningen, de korrelspanningen, die een maat zijn voor de contactkrachten in de punten waar de korrels elkaar raken. De vervormingen in de grond en hierdoor ook de stijfheid van de grond zijn een gevolg van de vervormingen in de contactpunten tussen de korrels.

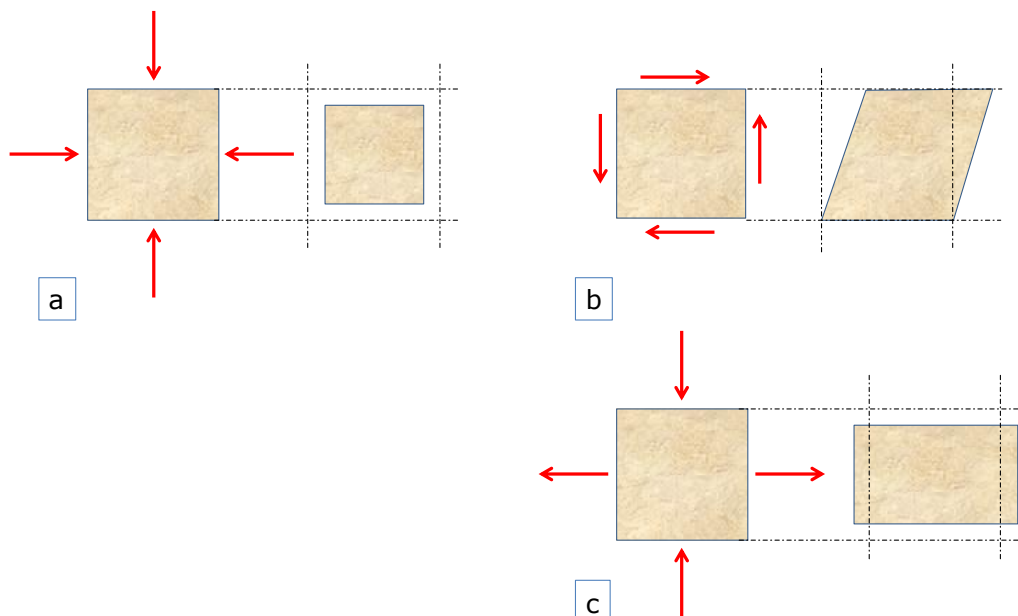
In een contactpunt tussen twee korrels kunnen een normaalkracht en een schuifkracht worden overgebracht. Zoals al in paragraaf 3.2 toegelicht, kan de normaalkracht alleen een drukkracht zijn. Afhankelijk van de grootte van de drukkracht kan ook een schuifkracht worden overgebracht.

De vervormingen van grond worden niet zo zeer veroorzaakt door vervormingen van korrels, maar zijn voornamelijk het gevolg van wijzigingen in de korrelstapeling, met schuiven en rollen in de contactpunten. Op grond hiervan kunnen ook uitspraken over de stijfheid van de grond worden gedaan. ok

Als een vervorming van een grondelement zodanig is dat het volume verandert maar de vorm gelijk blijft, dan spreekt men van *compressie*. De vervorming bij compressie is in alle richtingen gelijk; figuur 3.4.18.a. Bij zuivere compressie kan ervan uitgegaan worden dat bij een alzijdig gelijke belasting van een grondelement geen schuifspanningen optreden. De korreldeeltjes komen dichterbij elkaar waardoor meer contactpunten ontstaan. Dit betekent dat grond met een dichtere stapeling van korrels stijver zal zijn dan grond bestaand uit korrels met een lossere stapeling.

Bij toename van compressie neemt het volume af, maar neemt de alzijdige spanning toe en wordt de grond steeds stijver.

Een ander type vervorming is de zuivere distorsie. Hierbij verandert de vorm van het grondelement maar blijft het volume gelijk; figuur 3.4.18.b en c. Bij het optreden van te grote vervormingen ten gevolge van hoge spanningen treedt een bezwijken van de grond op. Dit betekent dat de stijfheid van de grond minder wordt en bezwijkt.



**Figuur 3.4.18**

- a. Compressie
- b. Distorsie met schuifspanningen
- c. Distorsie met normaalspanningen

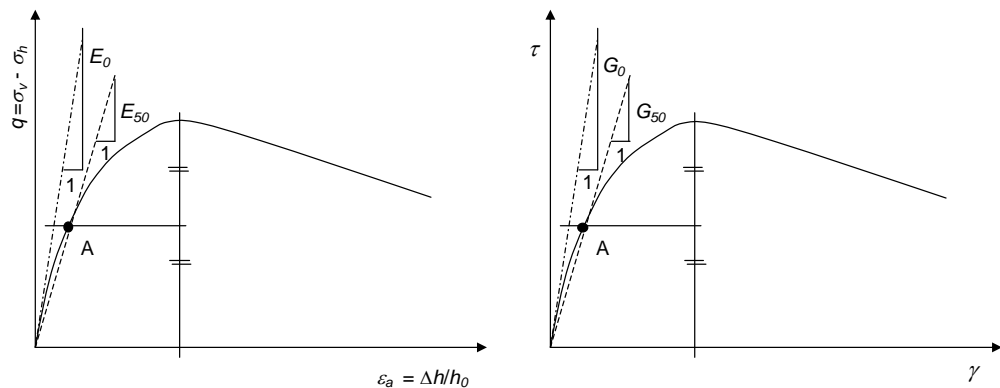
In verbanden tussen spanningen en vervormingen is het principiële verschil in gedrag bij compressie en distorsie van groot belang.

De conclusies zijn, dat de vervormingen bij distorsie in het algemeen groter zijn dan bij compressie en dat bij doorgaande compressie de grond steeds stijver wordt, terwijl bij doorgaande distorsie de grond juist slapper wordt.

Uit de resultaten van de triaxiaalproef en Direct Simple Shear proef kunnen niet alleen de sterkte-eigenschappen van grond worden bepaald, maar ook de stijfheidseigenschappen. Er zijn veel stijfheidsparameters gedefinieerd, waarvan enkele belangrijke hier worden besproken.

#### Elasticiteitsmodulus, $E_{50}$

Uit de resultaten van een triaxiaalproef volgt de relatie tussen de deviatorspanning,  $q$ , en de verticale rek,  $\varepsilon_a$ ; zie figuur 3.4.19a. De elasticiteitsmodulus,  $E_{50}$ , is de helling van de lijn door de oorsprong en punt A in de grafiek. Punt A is gevonden door een verticale lijn door de piek in de grafiek te tekenen. Vervolgens is de afstand tussen de piekwaarde en de horizontale as in tweeën gedeeld. Vanuit de halve hoogte van de verticale lijn is een horizontale lijn getekend. Het snijpunt van deze horizontale lijn met de meetwaarden geeft punt A.



**Figuur 3.4.19**

Definitieschets stijfheidsparameters;  
a) Bepaling  $E_{50}$  en  $E_0$  uit triaxiaalproefresultaten  
b) bepaling  $G_{50}$  en  $G_0$   
(bron: Deltares)

#### Initiële elasticiteitsmodulus, $E_0$

Initiële elasticiteitsmodulus,  $E_0$ , wordt eveneens bepaald uit triaxiaalproef resultaten. Figuur 3.4.19 laat zien dat  $E_0$  is gedefinieerd als de helling van de raaklijn aan de meetdata in de oorsprong.

#### Glijdingsmodulus, $G_{50}$

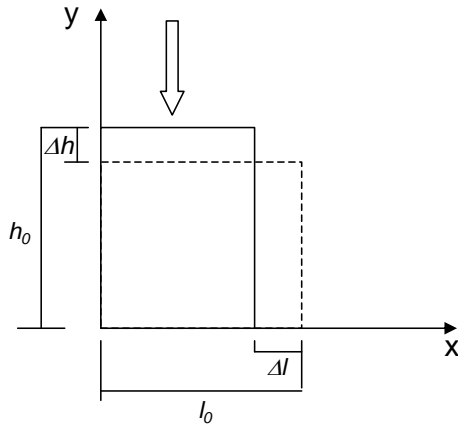
De glijdingsmodulus,  $G_{50}$ , legt een relatie tussen de schuifspanning,  $\tau$ , en de hoekverdraaiing,  $\gamma$ . Op een vergelijkbare wijze als de definitie van de  $E_{50}$  uit de triaxiaalproef data, kan de  $G_{50}$  worden bepaald uit de Direct Simple Shear proefdata, zie figuur 3.4.19b.

#### Initiële glijdingsmodulus, $G_0$

De initiële glijdingsmodulus,  $G_0$ , wordt bepaald door de helling van de raaklijn aan de meetdata in de oorsprong.

#### Dwarscontractiecoëfficiënt, $\nu$

De dwarscontractiecoëfficiënt,  $\nu$ , legt de relatie tussen een opgelegde rek in de ene richting en de rek in de andere richting die daar het gevolg van is. Dit is geschetst in figuur 3.4.20 voor een twee-dimensionale situatie. Als gevolg van de verticale belasting op het geschetste element ontstaat een verticale rek. Echter door het element verticaal samen te drukken, buikt deze horizontale richting uit. De verhouding tussen de verticale en horizontale rek wordt bepaald door de dwarscontractiecoëfficiënt  $\nu$ . Het min-teken in de vergelijking in figuur 3.4.20 geeft weer dat een verkorting in de verticale richting leidt tot een verlenging in de horizontale richting. De dwarscontractiecoëfficiënt heeft een waarde tussen de 0 en 0,5. Voor  $\nu = 0$  geldt dat een rek in de ene richting geen gevolgen heeft voor de rekken in de andere richtingen. Voor  $\nu = 0,5$  geldt bij de rek in de ene richting veroorzaakt door dusdanige rekken in de twee andere richtingen, dat het volume gelijk blijft.



$$\varepsilon_y = \frac{\Delta h}{h_0}, \quad \varepsilon_x = \frac{\Delta l}{l_0}, \quad \varepsilon_y = -\nu \varepsilon_x$$

**Figuur 3.4.20**  
Definitie dwarscontractiecoëfficiënt,  $\nu$   
(bron: Deltares)

De dwarscontractiecoëfficiënt wordt zelden rechtstreeks uit laboratoriumproeven bepaald. Wel wordt  $\nu$  veel gebruikt om een relatie te leggen tussen de Elasticiteitsmodulus en de Glijdingsmodulus. Zie *vergelijking (3.4.10)*:

$$G_{50} = \frac{E_{50}}{2(1+\nu)}; \quad G_0 = \frac{E_0}{2(1+\nu)} \quad (3.4.10)$$

### Spanningsafhankelijkheid en stijfheidseigenschappen

De stijfheid van grond is sterk spanningsafhankelijk. Bij de uitwerking van de samendrukingsproeven is dit opgelost door te werken met de logaritme van de spanningen; zie paragraaf 3.4.1. Ook de Elasticiteitsmodulus en de Glijdingsmodulus zijn spanningsafhankelijk. Figuur 3.4.16b laat dit zien. In figuur 3.4.16b worden de resultaten van drie Direct Simple Shear proeven getoond. De drie proeven zijn bij drie verschillende spanningsniveaus uitgevoerd. Het  $\tau - \gamma$  verloop is voor de drie proeven duidelijk verschillend. Proef nummer 3 is uitgevoerd bij de hoogste spanning. Bij proef 3 wordt niet alleen de grootste sterkte gevonden, maar ook de grootste waarde van  $G_{50}$  en  $G_0$ .

Vergelijking (3.4.11) geeft de relatie tussen stijfheid van de grond en de spanning. Er wordt uitgegaan van een referentiewaarde van de stijfheid die hoort bij een bepaalde referentiespanning. Met behulp van een machtsrelatie wordt berekend hoe de stijfheid verandert bij een spanningsverandering.

$$E_{50} = E_{50,ref} \left( \frac{p'}{p_{ref}} \right)^m; \quad E_0 = E_{0,ref} \left( \frac{p'}{p_{ref}} \right)^m \quad (3.4.11)$$

$$G_{50} = G_{50,ref} \left( \frac{p'}{p_{ref}} \right)^m; \quad G_0 = G_{0,ref} \left( \frac{p'}{p_{ref}} \right)^m$$

Waarin:

- $p'$  = actuele effectieve isotrope spanning
- $p_{ref}$  = isotrope referentie spanning,  $p_{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$
- $E_{50,ref}, E_{0,ref}$  = elasticiteitsmoduli bij  $p_{ref}$
- $G_{50,ref}, G_{0,ref}$  = glijdingsmoduli bij  $p_{ref}$
- $m$  = macht,  $0,5 < m < 1,0$

Het is gebruikelijk om voor de referentiespanning een isotrope spanning van  $100 \text{ kN/m}^2$  te kiezen,  $p_{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$ . Met behulp van de actuele effectieve isotrope spanning,  $p'$ , wordt dan de actuele stijfheid bepaald. De waarde voor,  $m$ , varieert van 0,5 voor overgeconsolideerde klei en zand tot circa 1 voor normaal geconsolideerde klei.

### **Gedraineerde en ongedraineerde stijfheidseigenschappen**

Het verschil in gedraineerde en ongedraineerde proeven uit zich ook in een verschil in stijfheidseigenschappen. Een belangrijk kenmerk van ongedraineerd gedrag is, dat bij ongedraineerd vervormen het volume constant blijft. Evenzo is eerder in deze paragraaf aangegeven, dat bij een dwarscontractiecoëfficiënt  $\nu = 0,5$  leidt tot een constant volume bij optredende vervormingen. Hieruit volgt dat de ongedraineerde dwarscontractiecoëfficiënt,  $\nu_u$ , een waarde heeft van  $\nu_u = 0,5$ .

Voor de Glijdingsmodulus is geen verschil tussen een gedraineerde en ongedraineerde waarde. Voor de Elasticiteitsmodulus wordt wel een verschil gevonden. Met behulp van *vergelijking (3.4.10)* wordt de volgende relatie tussen de gedraineerde  $E_{50}$  en ongedraineerde  $E_{50,u}$  gevonden:

$$\begin{aligned} E_{50} &= 2G_{50} (1 + \nu) \\ E_{50,u} &= 2G_{50} (1 + \nu_u) \end{aligned} \tag{3.4.12}$$

Het combineren van de twee bovenstaande *vergelijkingen* geeft:

$$E_{50} = E_{50,u} \frac{(1 + \nu)}{1 + \nu_u} \tag{3.4.13}$$

Met reële waarden voor  $\nu$  en  $\nu_u = 0,5$  wordt gevonden  $0,7 < E_{50} / E_{50,u} < 1,0$ .



### 3.5 Samendrukking van de grond

#### 3.5.1 Benadering van het vervormingsgedrag

In gebieden met een slappe ondergrond is het voorkomen van zettingsproblemen een van de belangrijkste ontwerp vragen bij de aanleg van infrastructuur, woonwijken etc. Zetting van het maaiveld is het gevolg van samendrukking van de onderliggende grondlagen. In deze paragraaf bespreken we de wiskundige beschrijving van het samendrukkingsproces van grond en de wijze waarop de benodigde parameters worden bepaald. In de toelichting op de wiskundige beschrijving zal vaak worden uitgegaan van de samendrukking van een grondmonster in een samendrukkingsproef. De rekenvoorbeelden daarentegen, zullen het berekenen van de samendrukking van grondlagen toelichten. In hoofdstuk 6 en 9 worden de praktische toepassingen besproken. Hoewel zetting en samendrukking in dagelijks taalgebruik door elkaar worden gebruikt, wordt in dit hoofdstuk onderscheid gemaakt tussen de zetting van het maaiveld en de samendrukking van een grondlaag of een grondmonster. De zetting van het maaiveld is de optelsom van de samendrukking van de onderliggende lagen.

In de klassieke mechanica wordt bij vervormingen gebruik gemaakt van het begrip rek,  $\varepsilon$ . *Vergelijking (3.5.1)* geeft de definitie van  $\varepsilon$ , de verhouding tussen de hoogteverandering grondlaag of monster,  $\Delta h$ , en de oorspronkelijke hoogte,  $h_0$ . In § 3.4.6 wordt nader ingegaan op de definitie van rek.

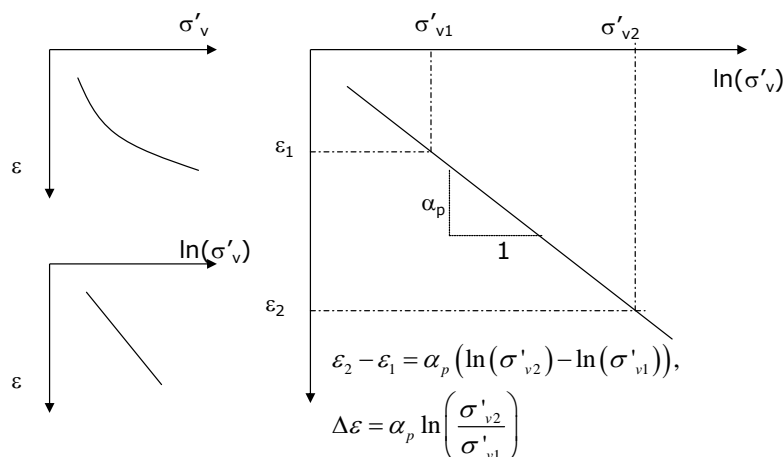
$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (3.5.1)$$

In de beschrijving van samendrukking en zetting wordt alleen gekeken naar verticale verplaatsingen of rekken als gevolg van veranderingen in de verticale korrelspanning,  $\sigma'_v$ . Dergelijke condities gelden onder het midden van een uitgestrekte ophoging of in een laboratoriumpoef waar zijdelings vervormen niet wordt toegestaan. Horizontale deformaties in de ondergrond kunnen ook tot zakking van het maaiveld leiden; deze deformaties vormen geen onderdeel van de samendrukkingsmodellen.

Samendrukking van grond is een complex proces waarin verschillende fenomenen een rol spelen en elkaar beïnvloeden. In de onderstaande tekst worden de verschillende fenomenen behandeld.

#### *Primaire samendrukking*

Een groot deel van de samendrukking van grond bestaat uit het dichtdrukken van poriën. Dit deel van de samendrukking wordt aangeduid met primaire samendrukking. De relatie tussen de primaire samendrukking en spanning is niet lineair. Naar mate de samendrukking vordert is er steeds meer nieuwe spanningstoename nodig om nieuwe poriën dicht te drukken. Figuur 3.6.1 schetst het spannings – rek verloop.



**Figuur 3.5.1**  
Spannings-rek verloop  
(bron: Deltares)

Wanneer de spanningen op een logaritmische schaal worden geplott, ontstaat er een lineair verband tussen de logaritme van de spanningen en de bijbehorende rekken. Dit is voor het

eerst gemeten door Karl Terzaghi, eind jaren 1920, en geldt voor relatief beperkte spanningen en rekken; immers hoe groot de belasting ook wordt de laagdikte zal nooit 0 worden. Een werkwijze voor grote rekken is beschreven in § 3.4.6. In navolging van Terzaghi is in figuur 3.5.1 de natuurlijke logaritme,  $\ln$ , gebruikt. Andere samendrukkingsmodellen gaan uit van de logaritme met het basisgetal 10,  $\log$ . Het gebruik van beide typen logaritme kan verwarrend overkomen. Voor correcte berekeningsresultaten is het belangrijk voor elk model het type logaritme te gebruiken dat in de definitie van het bewuste model is gebruikt.

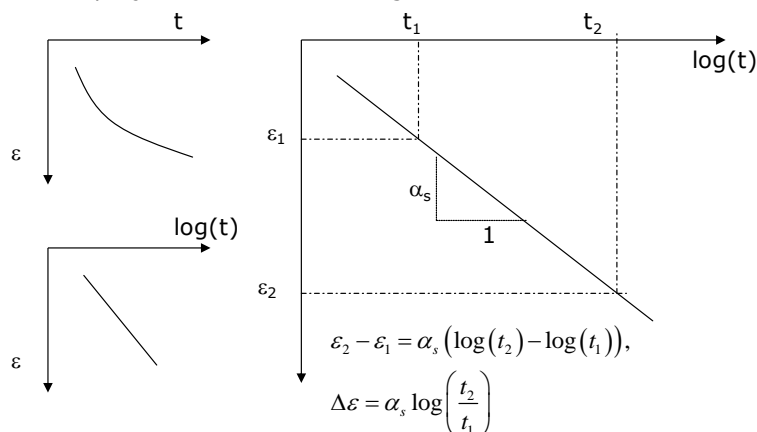
De helling van het spannings-rek verloop geeft de stijfheid van de grond weer; zie figuur 3.5.1. De vergelijking gegeven in deze figuur geeft een eerste aanzet voor een wiskundige beschrijving van de samendrukking van grond. Opgemerkt wordt dat gebruik is gemaakt van de volgende rekenregel voor logaritmen:

$$\ln(x) - \ln(y) = \ln\left(\frac{x}{y}\right) \quad (3.5.2)$$

#### Seculaire samendrukking

Veel grondsoorten kennen een kruipgedrag: bij een constante belasting neemt de samendrukking langzaam in de tijd toe. Dit kruipgedrag is onafhankelijk van het dichtdrukken van de poriën. In navolging van Prof. ir. A.S. Keveling Buisman, die als een van de eersten dit proces beschreef, wordt hier gesproken over seculaire samendrukking (seculum betekent eeuw in het Latijn). De toename van de seculaire zetting in de tijd is niet lineair. Ook hier wordt een logaritme ( $\log$ ) gebruikt om een lineair verband te verkrijgen. Figuur 3.5.2 schetst een tijd - rek verloop bij een constante belasting.

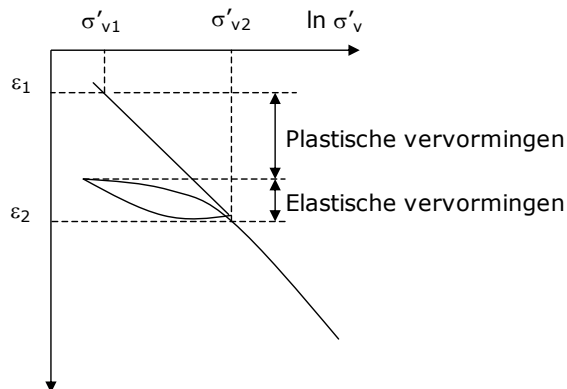
**Figuur 3.5.2**  
Tijd-rek verloop  
(bron: Deltares)



#### Ontlast, herbelast gedrag

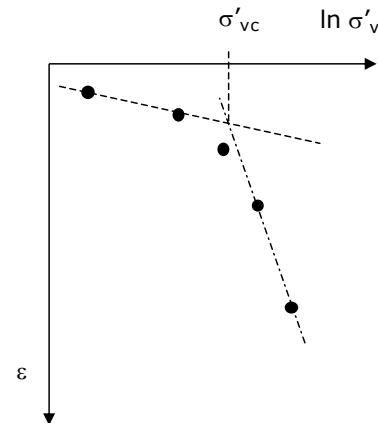
Figuur 3.5.3 schetst het ontlast - herbelast gedrag van grond. Wanneer de grond voor de eerste keer wordt samengedrukt door een belasting verhoging van  $\sigma'_{v1}$  naar  $\sigma'_{v2}$  dan treedt er samendrukking op. Deze samendrukking is grotendeels blijvend als weer wordt ontlast van  $\sigma'_{v2}$  naar  $\sigma'_{v1}$ . De blijvende samendrukkingen worden plastische vervormingen genoemd. Het deel dat weer opveert na het verwijderen van de belasting zijn de elastische vervormingen. Als daarna de grond weer opnieuw wordt belast van  $\sigma'_{v1}$  naar  $\sigma'_{v2}$  is de samendrukking veel minder groot dan bij de eerste maal belasten. De stijfheid van de grond is toegenomen. Pas als de belasting groter wordt dan  $\sigma'_{v2}$  wordt weer de oorspronkelijke stijfheid gevonden.

**Figuur 3.5.3**  
Ontlast - herbelast  
gedrag  
(bron: Deltares)



### Grensspanning, $\sigma'_{vc}$

De spanning waarbij het stijve gedrag over gaat in het minder stijve gedrag wordt aangeduid met de term grensspanning,  $\sigma'_{vc}$ . Het gedrag voor de grensspanning wordt voorbelast gedrag genoemd, het gedrag na de grensspanning wordt maagdelijk gedrag genoemd. In het terrein wordt de grensspanning niet alleen door de belastingen in het verleden bepaald, maar ook door kruip en structuurvorming die in die periode heeft plaats gevonden. Dit proces wordt aangeduid met aging. In samendrukkingsproeven, waarin stapsgewijs de spanning in het monster wordt opgevoerd, zal, over het algemeen, bij lage spanningen eerst het voorbelast gedrag worden gemeten en bij hogere belastingstappen het maagdelijk gedrag.



**Figuur 3.5.4**  
Bepaling grensspanning,  $\sigma'_{vc}$  uit 5 meetpunten  
(bron: Deltares)

Over het algemeen zullen de spanningen bij de eerste belastingstappen kleiner zijn dan de grensspanning. Uit een samendrukkingsproef kan op relatief eenvoudige wijze de grensspanning worden bepaald door in het spannings-rek diagram een lijn door de eerste meetpunten te laten snijden met een lijn door de laatste meetpunten; zie figuur 3.5.4.

### 3.5.2 Consolidatie

De primaire zetting treedt op door het reduceren van het porievolume in de grond. Echter bij verzadigde grond zijn de poriën volledig gevuld met water. Reductie in porievolume kan alleen optreden als poriewater afstroomt. Het afstromen van poriewater als gevolg van een spanningsverhoging in de grond wordt consolidatie genoemd. De tijd die nodig is voor het afstromen van het poriewater wordt aangeduid met de term hydrodynamische periode,  $t_{hydro}$ .

Tijdens het afstromen van het teveel aan poriewater treedt samendrukking op: het porievolume wordt kleiner, waardoor de doorlatendheid van de grond afneemt. Het afnemen van de doorlatendheid vertraagt de verdere afstroming van poriewater. Daarnaast neemt het drukverschil af tussen het overspannen poriewater in het midden van de grondlaag en de rand waar het water naar toe draineert. Door het afnemen van het drukverschil volgt een verdere vertraging. Door beide effecten zal het consolidatieproces in de loop van de tijd steeds langzamer verlopen.

De wiskundige beschrijving van het consolidatieproces leidt tot een partiële differentiaal vergelijking. Het opstellen en uitwerken van de partiële differentiaal vergelijking valt buiten het bereik van dit hoofdstuk. Een veel gebruikte oplossing van deze partiële differentiaal vergelijking is de oplossing van Terzaghi:

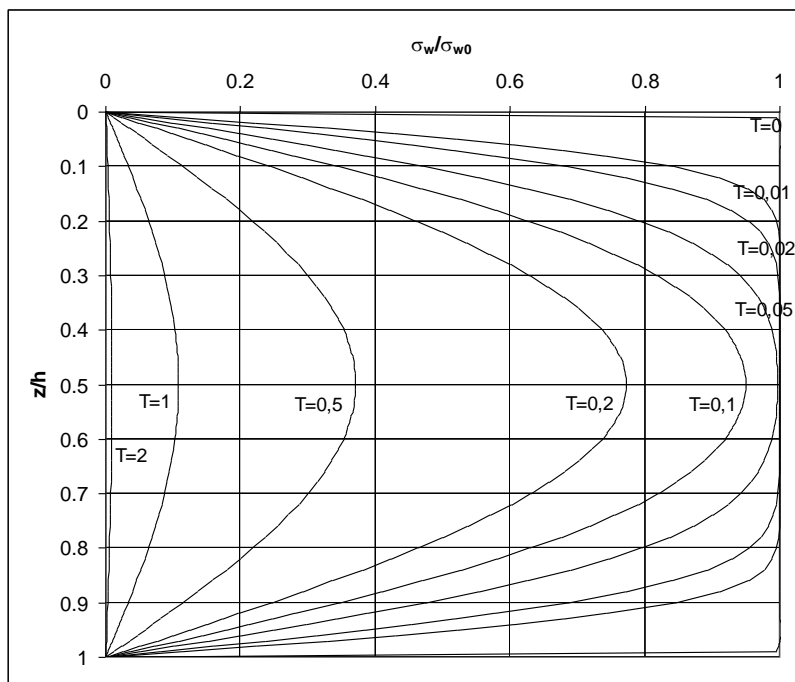
$$\frac{\sigma_w}{\sigma_{w0}} = \frac{4}{\pi} \sum_{j=1}^{\infty} \left\{ \frac{(-1)^{j-1}}{2j-1} \cos \left[ (2j-1) \frac{\pi ah-z}{2ah} \right] \exp \left[ -(2j-1)^2 \frac{\pi^2}{4} \frac{c_v \Delta t}{(ah)^2} \right] \right\} \quad (3.5.3)$$

Waarin:

- $\sigma_w$  = actuele waterspanning
- $\sigma_{w0}$  = initiële wateroverspanning direct na belasten
- $h$  = laagdikte
- $z$  = diepte waarop consolidatie wordt berekend
- $c_v$  = consolidatiecoëfficiënt
- $a$  = drainage factor
- $\Delta t$  = tijd sinds aanvang consolidatie
- $j$  = nummer van de termen waarover gesommeerd wordt

**Figuur 3.5.5**

Consolidatieverloop volgens vergelijking,  $T=c_v\Delta t/(ah)^2$ , drainage aan boven- en onderzijde van de grondlaag. (bron: Deltares)



De drainagefactor  $a$  verdisconteert het mogelijke verschil in drainage condities. Als het grondwater zowel aan de onder- als bovenzijde van een grondlaag kan afstromen geldt  $a = 0,5$ . Als het grondwater slechts aan één zijde kan afstromen geldt  $a = 1$ .

De consolidatiecoëfficiënt,  $c_v$ , is een combinatie van grond- en grondwatereigenschappen:

$$C_v = \frac{k}{\gamma_w(m_v+n\cdot\beta_w)} \tag{3.5.4}$$

Waarin:

- $k$  = doorlatendheid
- $\gamma_w$  = volume gewicht van poriewater
- $m_v$  = samendrukbaarheid van de grond
- $n$  = porositeit
- $\beta_w$  = samendrukbaarheid poriewater

In *vergelijking (3.5.4)* wordt de samendrukbaarheid van grond en water gebruikt in plaats van de stijfheid. De samendrukbaarheid is de reciproque waarde van de stijfheid. Over het algemeen is de samendrukbaarheid van het poriewater veel kleiner dan de samendrukbaarheid van de grond. De uitdrukking voor de consolidatiecoëfficiënt wordt dan vereenvoudigd tot  $c_v = k/(m_v \gamma_w)$ . Een voorbeeld waarin de samendrukbaarheid van water wel een rol speelt, is bij aanwezigheid van luchtbellen in het poriewater.

Bij het vinden van *vergelijking (3.5.3)* is de samendrukking van grond vereenvoudigd tot lineair elastische samendrukking, met als gevolg dat  $m_v$  de lineair elastische samendrukbaarheid weergeeft. Dit is in tegenspraak met figuur 3.5.1 waarin wordt aangegeven dat de stijfheid van grond niet-lineair is en figuur 3.5.3 ,waarin wordt aangegeven dat samendrukking van grond grotendeels niet-elastisch is. Wanneer echter een betere wiskundige beschrijving van het grondgedrag wordt gebruikt, dan zijn geen analytische oplossingen mogelijk. Alleen met numerieke methoden kan dan een oplossing worden gevonden. Ondanks deze tekortkoming geeft *vergelijking (3.5.3)* veel inzicht in het consolidatieverloop.

De consolidatiecoëfficiënt kan worden bepaald uit samendrukkingproeven, echter de consolidatiecoëfficiënt is geen grondeigenschap. De  $c_v$ -waarde bestaat immers uit een combinatie van zowel grond- als grondwatereigenschappen. Dezelfde grond zal bij verschillende vulling van de poriën, bijvoorbeeld water of olie, een verschillende  $c_v$ -waarde kennen.

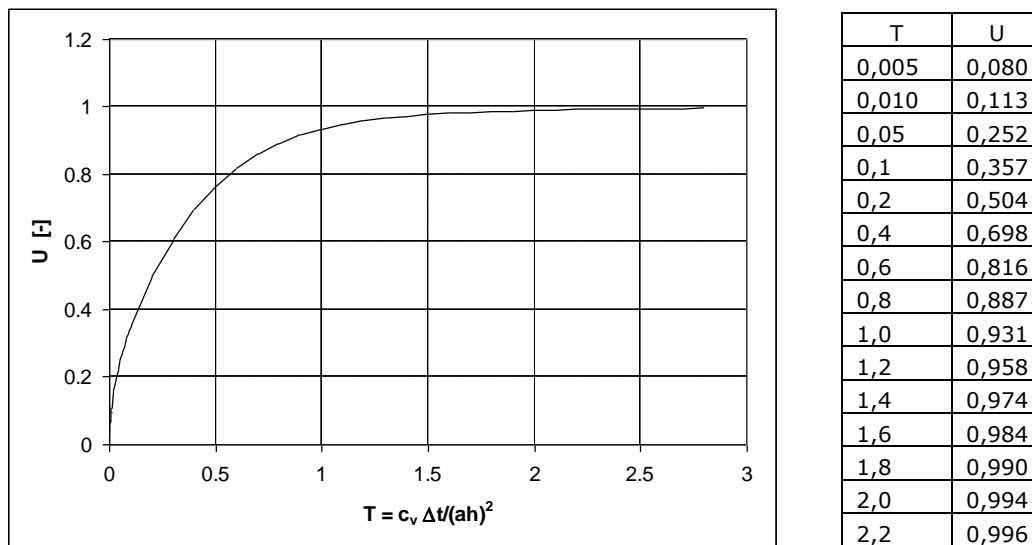
Als gevolg van het dichtdrukken van de poriën zal tijdens de consolidatiefase zowel de doorlatendheid,  $k$ , als de samendrukbaarheid van de grond,  $m_v$ , afnemen. In de dagelijkse ingenieurspraktijk wordt aangenomen dat de invloed van beide effecten op de  $c_v$ -waarde elkaar opheffen. Met andere woorden er wordt gewerkt met een constante  $c_v$ -waarde.

#### Consolidatiegraad $U$

Figuur 3.5.5 laat zien dat de mate van consolidatie verschilt over de hoogte van een grondlaag. Door  $T < 0,05$  zal in de nabijheid van een drainerende rand, bijvoorbeeld de onder- of bovenzijde van de grondlaag, de consolidatie grotendeels afgelopen zijn, terwijl in het midden van de laag het consolidatieproces nog moet starten. Bij de analyse van meetdata van het consolidatieproces kan het praktisch zijn om te werken met de consolidatiegraad,  $U$ . De consolidatiegraad is de, over de laagdikte, gemiddelde mate van consolidatie. *Vergelijking (3.5.5)* geeft de wiskundige formule voor  $U$ .

$$U = 1 - \frac{1}{h} \int_{z=0}^{z=h} \frac{\sigma_w}{\sigma_{w0}} dz = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{j=1}^{\infty} \left\{ \frac{\exp\left[-(2j-1)^2 \frac{\pi^2}{4} \frac{c_v \Delta t}{(ah)^2}\right]}{(2j-1)^2} \right\} \quad (3.5.5)$$

Figuur 3.6.6 is de grafische weergave van vergelijking (3.6.5).



**Figuur 3.5.6**  
Relatie tussen Consolidatiegraad  $U$  en tijd-factor  $T$ .  
(bron: Deltares)

In vergelijking (3.5.5) wordt de snelheid waarmee  $U$  zich ontwikkelt, bepaald door het argument van de exponent. In het argument speelt de dimensieloze tijdfactor  $T$  een grote rol;

$$T = \frac{c_v \Delta t}{(ah)^2} \quad (3.5.6)$$

Een goede benadering voor  $U$  is gegeven in *vergelijking (3.5.7)*:

$$U = \sqrt[6]{\frac{T^3}{T^3 + 0,5}} \quad (3.5.7)$$

Figuur 3.5.6 laat zien dat de consolidatiegraad zich steeds langzamer ontwikkelt. Vaak wordt de hydrodynamische periode gelijkgesteld aan de tijd die nodig is om een consolidatiegraad van  $U = 0,994$  te bereiken. Dan geldt  $T = 2$  en wordt voor de hydrodynamische periode gevonden:

$$t_{hydro} = \frac{2(ah)^2}{c_v} \quad (3.5.8)$$

### 3.5.3 Samendrukkingsproef

#### *De klassieke oedometer proef*

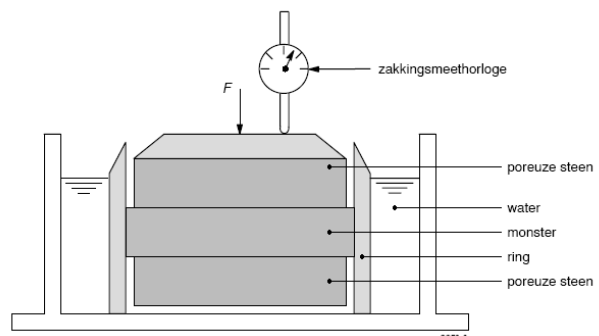
De klassieke oedometerproef is omschreven in NEN5118. Een stalen ring wordt om een ongevoerd monster geschoven. Tijdens het uitvoeren van de proef zorgt de stalen ring voor de opsluiting van het monster, zodat tijdens de proef alleen verticale vervormingen optreden. Er worden hoge eisen gesteld aan de gladheid van de binnenzijde van de ring. Tijdens het samendrukken van het monster mag het monster geen wrijving van de ring ondervinden. Aan de boven- en onderzijde wordt een poreuze steen aangebracht.

De poreuze stenen dienen goed met water verzadigd te zijn. Als er in de poreuze steen nog luchtballen zitten zal dit het afstromen van water aanzienlijk vertragen en daarmee de metingen aanzienlijk beïnvloeden. Het geheel van monster, ring en poreuze stenen wordt in een bakje met water gezet. Om uitdroging te voorkomen dient gedurende de proef het water boven de bovenste poreuze steen te staan. Vervolgens wordt in het midden van de bovenste poreuze steen de belasting aangebracht; zie figuur 3.5.7b. Bij een klassieke oedometer wordt de belasting met gewichten aangebracht. Figuur 3.5.7a toont een serie opstellingen in een laboratorium. Temperatuur heeft een grote invloed op de proefresultaten. Tijdens het uitvoeren van de proef dient de temperatuur constant te zijn. Op enige diepte in de ondergrond is de temperatuur circa 10° C.

Onder mv -0,80 m hebben seizoenswisselingen weinig invloed op de temperatuur van de ondergrond. In het laboratorium zal een hogere temperatuur worden aangehouden. NEN 5118 heeft omrekenfactoren om parameters die bepaald zijn bij hogere temperaturen om te rekenen.

**Figuur 3.5.7**

- a) Klassieke oedometerproef
  - b) Schets monster in ring
- (bron: Deltares)



De hoogte van het monster dient minimaal 10-maal de diameter van de grofste gronddeeltjes te zijn. In de praktijk wordt voor proeven op klei en veen 19 of 20 mm aangehouden. De diameter is afhankelijk van de gebruikte boormethode waarmee het monster is gestoken. In de praktijk gebruikte waarden zijn 50 of 63 mm. De proef dient zodanig te zijn uitgevoerd dat uit de meetdata de stijfheidparameters van het voorbelast gedrag, van het maagdelijk gedrag, de grensspanning, het kruipgedrag en de consolidatiecoëfficiënt of doorlatendheid kunnen worden bepaald. In de praktijk betekent dit dat de belasting in een aantal stappen wordt aangebracht. Op voorhand is de grensspanning niet bekend. De belasting van de eerste twee belastingstappen zullen bij voorkeur kleiner zijn dan de terreinspanning en daarmee automatisch kleiner zijn dan de grensspanning. Bij het verder verhogen van de belasting wordt dan het maagdelijk gedrag gemeten. Figuur 3.6.1 laat zien dat het spannings-rek verloop niet lineair is. Om voldoende samendrukking tussen de verschillende belastingstappen te genereren, is het gebruikelijk om bij de opeenvolgende belastingstappen de belasting te verdubbelen.

Een monster van 20 mm hoog is over het algemeen in enkele uren uitgeconsolideerd. Het is gebruikelijk dat elke 24 uur een nieuwe belasting stap wordt aangebracht. In deze periode is

de consolidatie en een deel van de seculaire samendrukking opgetreden. Dit dient overigens wel te worden gecontroleerd, want voor heel slecht doorlatende klei kan het voorkomen dat een 20 mm hoog monster niet binnen 24 uur is uitgeconsolideerd. In dat geval dienen langere tijden tussen de verschillende belastingstappen te worden aangehouden, bijv. 48 uur.

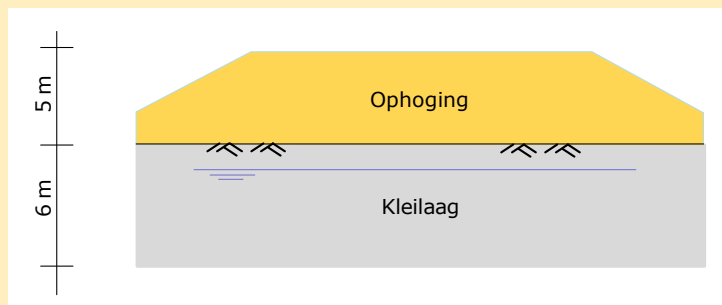
Hoewel de monsters worden beschouwd als ongeroerde monsters zal monsterverstoring de resultaten beïnvloeden. Met name het samendrukkingsgedrag voor de grensspanning en de bepaling van de grensspanning zelf, zullen door monsterverstoring worden beïnvloed. Het is dan ook gebruikelijk de stijfheden van het voorbelast gedrag te bepalen aan de hand van een ontlast – herbelast stap. De ontlast en herbelast stap dient ruim voorbij de grensspanning te worden uitgevoerd om te voorkomen dat het maagdelijk gedrag niet goed wordt gemeten. De belastingstappen bij lage spanningen dienen nog steeds te worden uitgevoerd voor de bepaling van de grensspanning. Tot slot dient de grootte van de belastingstappen aan te sluiten bij de belasting die in het ontwerp op het maaiveld wordt aangebracht.

**Voorbeeld:**

**Bepaling stappgrootte samendrukkingproef**

Voor de aanleg van een 5 m hoge spoordijk dienen samendrukkingsparameters te worden vastgesteld. De ondergrond bestaat uit een 6 m dikke homogene kleilaag, met een volumiek gewicht,  $\gamma = 15,5 \text{ kN/m}^3$ . De grondwaterstand is gelegen op mv - 0,5 m. In het midden van de kleilaag wordt een ongeroerd monster gestoken.

Welke belastingstappen kunnen worden opgelegd voor het bepalen van de samendrukkings-eigenschappen?



De korrelspanning in het terrein (midden van de kleilaag) is  $21,5 \text{ kN/m}^2$  ;  
 $\sigma^1 = \sigma - \sigma_w = 3 * 15,5 - 2 * 10 = 21,5 \text{ kN/m}^2$

In eerste instantie wordt de belasting toename geschat op  $100 \text{ kN/m}^2$ .

Een mogelijk stappenschema zou dan kunnen zijn:

- bij de eerste trap een totale belasting van  $7,5 \text{ kN/m}^2$ ,
- bij tweede trap een totale belasting van  $15 \text{ kN/m}^2$ ,
- derde stap  $30 \text{ kN/m}^2$ ,
- vierde stap  $60 \text{ kN/m}^2$ ,
- vijfde stap  $120 \text{ kN/m}^2$ ,
- zesde stap (ontlaststap)  $60 \text{ kN/m}^2$
- zevende stap (herbelast stap)  $120 \text{ kN/m}^2$ .

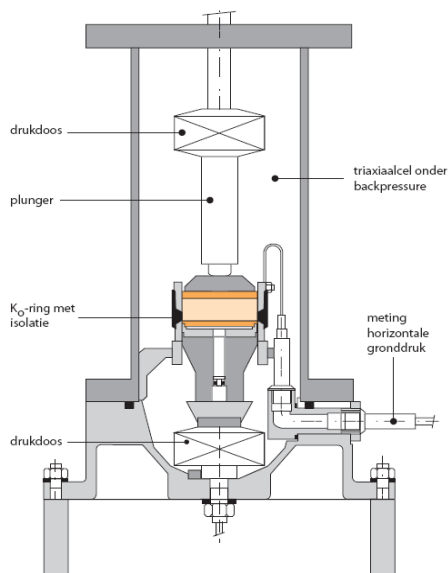
### Constant Rate of Strain Test, CRS PROEF

Bij de Constant Rate of Strain test, CRS proef wordt een constante vervormingssnelheid opgelegd. In de klassieke oedometer proef wordt gewerkt met een beperkt aantal belastingstappen. Dit leidt tot enkele punten in het spannings-rekdiagram waartussen geïnterpoleerd moet worden om de verschillende parameters te bepalen. In een CRS opstelling wordt met behulp van een plunger een continue vervormingssnelheid opgelegd. Dit levert een continu spannings-rekdiagram op. Figuur 3.5.8 toont een CRS opstelling

**Figuur 3.5.8**

c) Schets CRS opstelling

d) CRS opstelling  
(bron: Deltares)



Een typische reksnelheid die in een dergelijke opstelling wordt gebruikt is  $2 \times 10^{-6}$  1/s. Dit houdt in dat een rek van  $\varepsilon = 0,5$  wordt bereikt in bijna 3 dagen. Een CRS opstelling is verplaatsing gestuurd, dit betekent dat belast-, onlast-, en herbelaststappen eenvoudig zijn toe te passen. Het bepalen van de kruipterm is bij het uitvoeren van de CRS proef iets lastiger. Bij een klassieke oedometerproef blijft de belasting op het monster constant per belastingstap. De samendrukking die optreedt, na consolidatie, bij constante belasting is de kruip. Bij een vervormingsgestuurde proef echter is het lastig de belasting constant te houden. Als gevolg van de sturing zal altijd een fluctuatie in de actieve belasting aanwezig zijn. Voor het bepalen van de kruipterm kan in een CRS proef een relaxatiefase worden ingelast. Bij een relaxatiefase wordt de hoogte van het monster constant gehouden, reksnelheid = 0, en wordt de afname in de kracht gemeten die nodig is om de monsterhoogte constant te houden. Voor grondsoorten die gevoelig zijn voor kruip zal de afname sneller verlopen dan voor grondsoorten die minder gevoelig zijn voor kruip. Uit de gemeten afname volgt de waarde voor de kruipparameter. Er wordt niet verder ingegaan op de uitwerking van de meetdata van de CRS-proef.

Een CRS-proefopstelling is een meer geavanceerde opstelling dan de opstelling voor een klassieke oedometerproef. Belangrijk is dat het monster in een stijve, gladde ring zit opgesloten. Vervolgens kan aan beide zijden van het monster de kracht op het monster worden gemeten, zodat bekend is hoe groot de bijdrage van de wrijving tussen het monster en de ring is. Daarnaast kan aan één zijde de waterspanning in het monster worden gemeten. De andere zijde is een vrij gedraineerde rand. Tot slot heeft de opstelling de mogelijkheid de verzadiging te verbeteren door het verhogen van de druk. Dit is het aanbrengen van een back-pressure.

De voordelen van de CRS-proef ten opzichte van een klassieke oedometerproef is de grotere nauwkeurigheid van meten, de continue spannings-rek curve en een kortere doorlooptijd van de proef in het laboratorium. Nadeel is dat een meer geavanceerde opstelling nodig is.



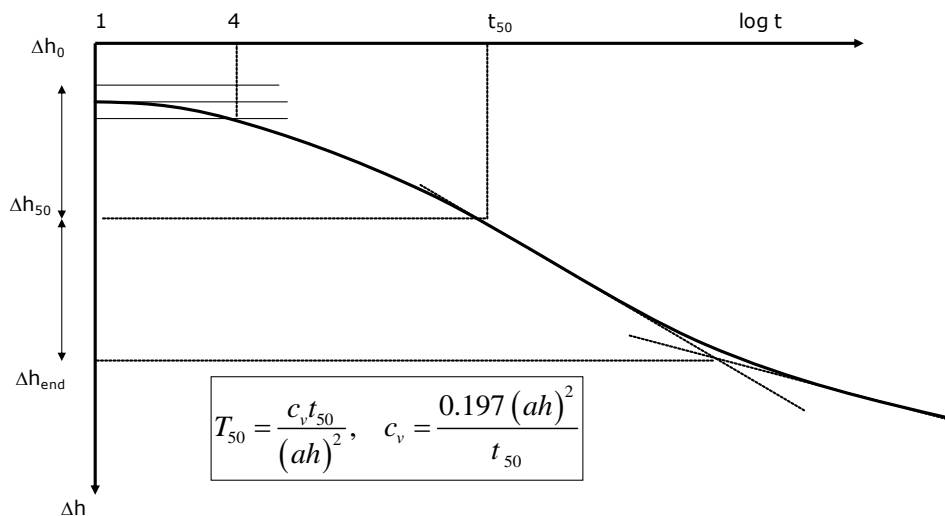
### 3.5.4 Bepaling consolidatieparameters

#### Methode Casagrande, $\log(t)$ methode

Uit de afzonderlijke belastingstappen kan de consolidatiecoëfficiënt worden bepaald. Een veel gebruikte methode is de methode volgens Casagrande. De methode gaat uit van de gemiddelde consolidatiegraad zoals gegeven bij *vergelijking (3.5.5)* en figuur 3.5.6. De methode gaat uit van het moment waarop de helft van de consolidatie is opgetreden. In de klassieke oedometerproef wordt de waterspanning niet gemeten. De ontwikkeling van de samendrukking tijdens de hydrodynamische periode van het monster wordt dan gelijk gesteld aan de ontwikkeling van de consolidatie. Halverwege de consolidatie geldt, volgens *vergelijking (3.5.5)* of figuur 3.5.6,  $T_{50} = 0,197$ . Met de  $t_{50}$  in [s] bepaald uit de metingen, kan met *vergelijking (3.5.6)* de  $c_v$ -waarde worden berekend.

In figuur 3.5.9 is op de verticale as de samendrukking uitgezet vanaf de start van de proef;  $\Delta h_0$  is dan de samendrukking bij aanvang van de bewuste belastingstap.

Voor de bepaling van de  $t_{50}$  is de samendrukking nodig aan het einde van de consolidatieperiode,  $\Delta h_{end}$ . Het einde van de consolidatieperiode wordt gevonden door het snijpunt van de raaklijn door de staart van de metingen en de raaklijn door het middendeel van de metingen. Het begin van de samendrukking wordt, als gevolg van de logaritmische tijd-as in figuur 3.5.9, niet weergegeven. Voor het bepalen van de beginwaarde wordt de aanname gebruikt dat de initiële samendrukking constant verloopt met  $\sqrt{t}$ . De hoeveelheid samendrukking die tussen de eerste en de vierde minuut optreedt, is dan gelijk aan de samendrukking die in de eerste minuut optreedt. In de praktijk wordt ook vaak gekeken naar de zetting tussen  $\frac{1}{4}$  min. (15 sec.) en 1 minuut. Aan de hand van de zetting die tussen de eerste en de vierde minuut optreedt, of tussen  $\frac{1}{4}$  minuut en 1 minuut kan de beginwaarde van de zakking  $\Delta h_0$  worden bepaald. Dit levert de beginhoogte,  $\Delta h_0$  op; zie figuur 3.5.9. Vervolgens wordt  $\Delta h_{50}$  bepaald door het middelen van  $\Delta h_{end}$  en  $\Delta h_0$ . De waarde van  $t_{50}$  is het moment waarop de samendrukking de waarde  $\Delta h_{50}$  bereikt.



**Figuur 3.5.9**  
Casagrande methode  
voor het bepalen van  
de consolidatie-  
coëfficiënt.  
(bron: Deltares)

Een uitgewerkt voorbeeld is beschreven in paragraaf 3.5.5.

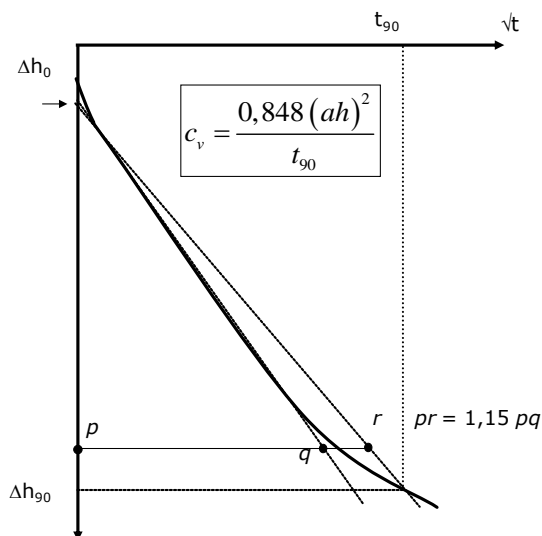
#### Methode Taylor, $\sqrt{t}$ -methode

Figuur 3.5.10 schetst de interpretatie volgens de Taylor methode. Uitgangspunt bij de Taylor methode is dat de consolidatie aanvankelijk verloopt volgens de wortel van de tijd. Naar mate de tijd vordert neemt het verschil tussen de theoretische oplossing, *vergelijking (3.5.5)*, en benadering met  $\sqrt{t}$  toe. Uit *vergelijking (3.5.5)* volgt dat voor  $U = 0,9$  de afwijking tussen beide 15% is. Dit principe wordt in de Taylor methode als volgt toegepast. Door het middendeel wordt een lijn gefit. Het extrapoleren van deze lijn naar  $\sqrt{t} = 0$ , levert de waarde voor  $\Delta h_0$  op. Als gevolg van onvolkomenheden in de proefopzet zal de meetwaarde van  $h_0$  niet op

**Figuur 3.5.10**  
Taylor methode voor het bepalen van de consolidatiecoëfficiënt. (bron: Deltares)

de geëxtrapoleerde lijn gelegen zijn. Bij deze onvolkomenheden moet worden gedacht aan stijfheid van het apparaat, het zetten van het monster in de ring, het aandrukken van de poreuze stenen etc. tijdens belasten.

Vervolgens wordt er een lijn  $pq$  getekend zodanig dat  $q$  op de extrapolatie van de raaklijn door het middendeel van de metingen ligt. Vervolgens wordt de lijn  $pr$  getekend zodanig dat de lengte van de lijn  $pr$  15% groter is dan de lijn  $pq$ ; zie figuur 3.5.10. Er kan nu een lijn met een 15% flauwere helling worden getekend. Deze lijn begint bij  $\Delta h_0$  bij  $\sqrt{t} = 0$  en loopt vervolgens door punt  $r$ . Het snijpunt van deze lijn met de metingen geeft het moment waarvoor geldt  $U = 0.9$ . Uit dit snijpunt volgt  $t_{90}$ . Uit vergelijking (3.5.5) en figuur 3.5.6 volgt  $T = 0,848$  als  $U = 0.9$ . Het invullen van deze getallen in vergelijking (3.5.6) levert vervolgens de gezochte  $c_v$  - waarde op. Een uitgewerkt voorbeeld is beschreven in paragraaf 3.5.5.



#### Vergelijking methode Casagrande – Taylor

Wanneer beide methoden worden toegepast op dezelfde meetdata kunnen grote verschillen worden gevonden. Er zijn twee belangrijke redenen voor het optreden van de verschillen. Ten eerste wordt genoemd dat beide methoden zijn gebaseerd op vergelijking (3.5.5). Vergelijking (3.5.5) is een sterke vereenvoudiging van de werkelijkheid. Hierdoor zullen meetdata niet altijd goed aansluiten bij de theoretische benadering. Het tweede punt is dat beide methoden de mate van samendrukking van het monster gelijk stellen aan de consolidatiegraad. In werkelijkheid wordt de samendrukking van de grond zowel door consolidatie als door kruip bepaald. De methode Casagrande fit aan het einde van de metingen, terwijl bij de methode Taylor aan het begin van de metingen wordt gefit. Bij de Taylor methode zal de kruip de  $c_v$ -waarde bepaling minder beïnvloeden.

In de literatuur zijn meer methoden te vinden voor het bepalen van de  $c_v$ -waarde. Over het algemeen geldt dat de Taylor en Casagrande methoden een boven- respectievelijk ondergrens waarde opleveren, zodat geldt:  $C_{v, \text{taylor}} \geq C_{v, \text{andere methoden}} \geq C_{v, \text{casagrande}}$ .

#### Bepaling samendrukbaarheidscoëfficiënt $m_v$ en doorlatendheid $k$

Met de Casagrande methode wordt de grootte van de samendrukking aan het einde van de hydrodynamische periode,  $\Delta h_{end}$ , bepaald. Voor de Taylor-methode volgt  $\Delta h_{end} = 10/9 \Delta h_{90}$ .

De samendrukbaarheidscoëfficiënt  $m_v$ , is de reciproque waarde van de lineair elastische stijfheid. Met de grootte van de belastingstap,  $q$ , en de monsterhoogte,  $h$ , bij het begin van de belastingstap volgt:

$$\frac{\Delta h_{end} - \Delta h_0}{h} = m_v \cdot q ; \quad m_v = \frac{\Delta h_{end} - \Delta h_0}{q \cdot h} \quad (3.5.9)$$

Met de eerder bepaalde  $c_v$ -waarde kan met vergelijking (3.6.4) de doorlatendheid  $k$  worden bepaald. Als aangenomen mag worden dat het poriewater onsamendrukbaar is,  $\beta_w = 0$ , volgt:

$$k = \gamma_w m_v C_v \quad (3.5.10)$$

Omdat voor de Taylor en Casagrande methode verschillende  $c_v$  waarden worden gevonden, worden ook verschillen in  $m_v$  en  $k$  gevonden.

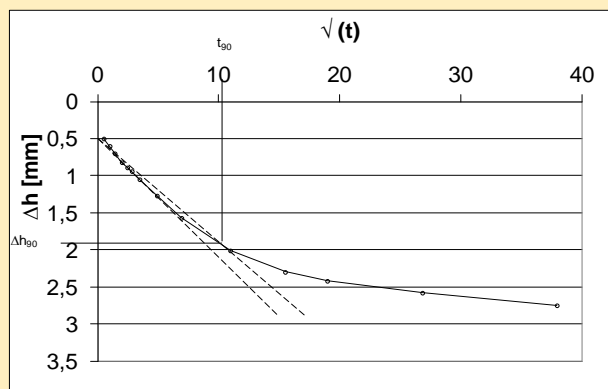
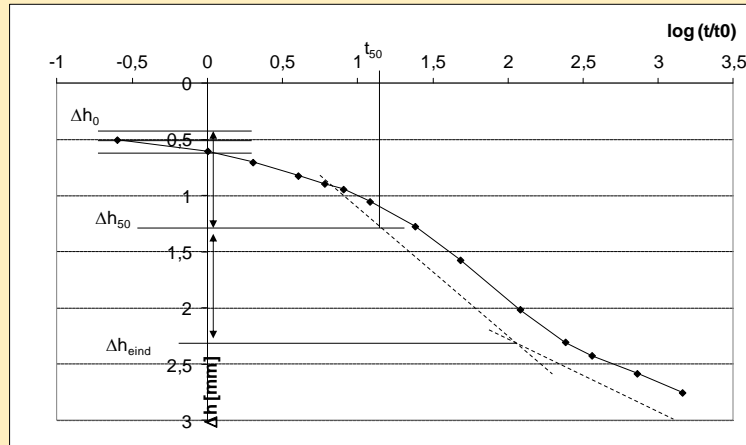
### 3.5.5 Voorbeeld 1: $c_v$ -waarde bepaling

De derde belastingtrap van een samendrukkingsproef geeft de samendrukking zoals weergegeven in tabel 3.5.1. De hoogte van het monster aan het begin van de belastingtrap is 19,96 mm. De belastingverhoging in deze belastingtrap,  $q$ , is 8 kN/m<sup>2</sup>.

Bepaal de  $c_v$ ,  $m_v$  en  $k$ , waarden met de methode Casagrande en Taylor.

Als eerste worden de grafieken getekend waarbij de samendrukking tegen de logaritme van de tijd, respectievelijk de wortel van de tijd wordt uitgezet, zie figuur 3.5.11.

t [min]	$\Delta h$ [mm]
0,25	0,50
1	0,60
2	0,70
4	0,82
6	0,89
8	0,94
12	1,05
24	1,27
48	1,57
120	2,01
240	2,30
360	2,42
720	2,58
1440	2,75



Vervolgens wordt met de definities uit de figuren 3.5.9 en 3.5.10 en de vergelijkingen (3.5.9) en (3.5.10) de waarden voor  $c_v$ ,  $m_v$  en  $k$  bepaald. De resultaten zijn weergegeven in de onderstaande tabel. Bij de methode Casagrande is  $\Delta h_0$  bepaald aan de hand van de samendrukking tussen ¼ minuut en 1 minuut. Bij de methode Taylor is voor de bepaling van  $m_v$  uitgegaan van  $\Delta h_{end} = 10/9 \times \Delta h_{90}$ .

Methode Casagrande			Methode Taylor		
Parameter	eenheid	waarde	parameter	eenheid	waarde
$\Delta h_0$	[mm]	0,40	$\Delta h_0$	[mm]	0,50
$\Delta h_{end}$	[mm]	2,29	$\Delta h_{90}$	[mm]	2,00
$\Delta h_{50}$	[mm]	1,35	$t_{90}$	[min]	115,93
$t_{50}$	[min]	29,37	$c_v$	[mm <sup>2</sup> /min]	0,73
$c_v$	[mm <sup>2</sup> /min]	0,67	$c_v$	[m <sup>2</sup> /s]	$1,21 \times 10^{-8}$
$c_v$	[m <sup>2</sup> /s]	$1,1 \times 10^{-8}$	$m_v$	[m <sup>2</sup> /kN]	0,011
$m_v$	[m <sup>2</sup> /kN]	0,012	$k$	[m/s]	$1,28 \times 10^{-9}$
$K$	[m/s]	$1,29 \times 10^{-9}$			

**Tabel 3.5.1**

Meetdata:  
Derde belastingtrap  
van een samen-  
drukkingsproef;

**Figuur 3.5.11**

Grafische weergave  
meetdata tabel 3.6.1

**Tabel 3.5.2**

Resultaten bepaling  $c_v$ ,  
 $m_v$  en  $k$ - waarde bepa-  
ling.

### 3.5.6 Methoden voor het berekenen van samendrukking

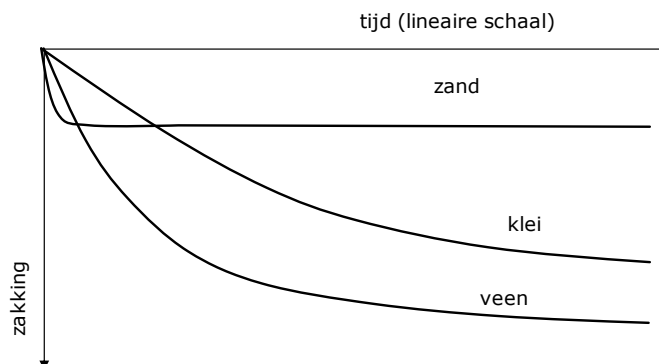
#### Algemeen

Er zijn vele methoden voor het bepalen van de zettingen. Elke methode heeft zijn voor- en nadelen. Over het algemeen geldt dat de methoden een verticale vervorming, samendrukking, als gevolg van een verticale belasting bepalen. Het zijn 1-Dimensionale modellen. De meeste computerprogramma's die zijn gebaseerd op deze methoden geven wel de mogelijkheid om een 2 of zelfs 3 dimensionale geometrie in te voeren, maar in de achtergrond voeren ze in verschillende verticalen een 1-Dimensionale berekening uit. In dit hoofdstuk worden de zettingsmodellen besproken in relatie tot de samendrukkingsproeven. Immers uit de samendrukkingsproeven worden de benodigde parameters bepaald. Hoe een zettingsvoorspelling voor een praktijktoepassing is, bv. de aanleg van een dijklichaam of een fundering op staal, wordt beschreven in hoofdstukken 4, 6 en 9.

De meeste zettingsmodellen berekenen de zetting zonder direct de consolidatie in rekening te brengen. Afhankelijk van het model wordt eerst het zettingsverloop uitgerekend en later het consolidatieverloop gesuperponeerd, of wordt de zetting stapsgewijs berekend en per tijdstap wordt de consolidatie gedurende die stap berekend.

Figuur 3.5.12 laat zien dat de zettingen eeuwig doorgaan. Echter gezien het logaritmisches verloop van de zettingen in de tijd duurt het telkens tienmaal langer om dezelfde rektoename te realiseren. De momentane reksnelheid, de rek die per dag of jaar optreedt, zal afnemen. In de praktijk wordt ervan uitgegaan dat de zetting die na 10 000 dagen (circa 27 jaar) nog optreedt verwaarloosbaar is. De eindzetting is dan gedefinieerd als de zetting die in de periode tussen het aanbrengen van de belasting tot 10 000 dagen daarna wordt bereikt.

**Figuur 3.5.12**  
Zettingsverloop in de tijd van de diverse grondsoorten;

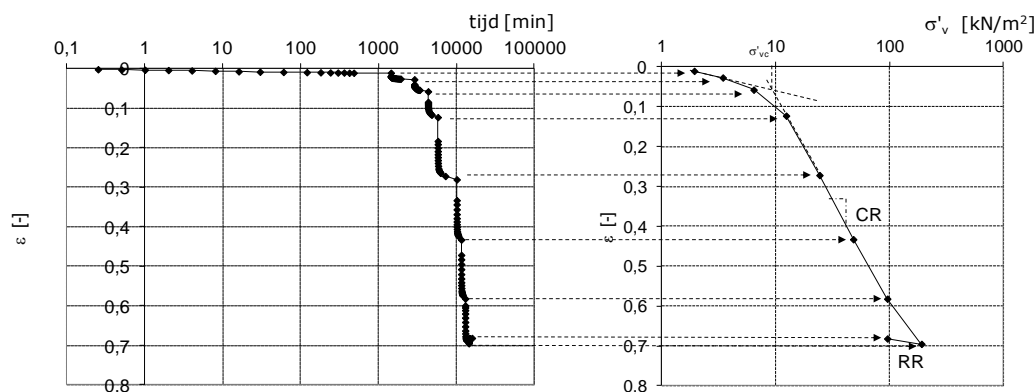


#### NEN6744

NEN 6744 geeft een berekeningsmethode die nauw aansluit bij de internationaal veel gebruikte Angelsaksische methode of  $C_\alpha$ -methode. Hoewel de methode in de norm is vastgelegd wordt de methode in de Nederlandse adviespraktijk weinig toegepast. De methode sluit direct aan bij de basisstappen uit de figuren 3.5.1 en 3.5.2 (blz41,42). Figuur 3.5.13 (blz53) laat zien hoe uit de metingen de stijfheid voor het voorbelaste deel,  $RR$ , en de stijfheid van het maagdelijke deel,  $CR$ , worden bepaald aan de hand van de metingen.

Het linkerdeel van figuur 3.5.13 geeft het tijd-zettingsverloop zoals volgt uit de meetdata van een klassieke oedometerproef. Voor de bepaling van de stijfheden moet een vertaling plaatsvinden van het tijd-zettingsverloop naar het spannings-rek diagram. De proef uit figuur 3.5.13 bestaat uit 9 stappen waarbij de laatste stap een ontlast stap is. Elke stap duurt 24 uur. De samendrukking na 24 uur (in figuur 3.5.13, 1440 minuten) is met de bijbehorende belasting in het spannings-rek diagram getekend. In dit voorbeeld is de stijfheid van het voorbelast gedrag,  $RR$ , bepaald aan de ontlaststap. In veel gevallen wordt de stijfheid van het

voorbelaat gedrag bepaald aan de hand van de eerste stappen. Figuur 3.5.13 laat zien dat de helling van de ontlaststap niet evenwijdig loopt aan de spannings-rek curve door de eerste belastingstappen. De helling van de eerste stappen van het spannings-rekdiagram wordt sterk beïnvloed door monsterverstoring tijdens het steken van de boring, het transport naar het laboratorium en het uitdrukken van het materiaal uit de monsterbussen. Het bepalen van de stijfheid van het voorbelaat gedrag,  $RR$ , wordt daarom bij voorkeur met een ontlast- of herbelast stap bepaald.



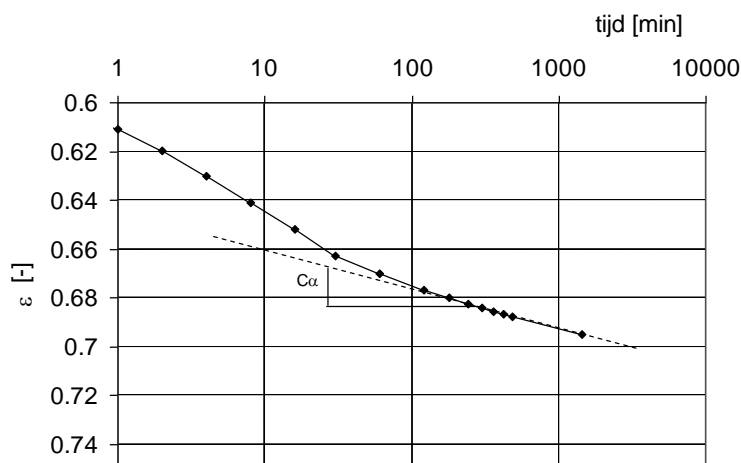
**Figuur 3.5.13**  
de meting en de Vertaling tijd-zettingsdiagram naar spannings-rek diagram en bepaling  $RR$  en  $CR$   
(bron: CGF1, Elsevier)

De parameters  $RR$  en  $CR$  beschrijven samen het primaire zettingsverloop. In de oorspronkelijke beschrijving van het primaire samendrukkingsgedrag werd het tijd-zettingsverloop en de spannings-rek curve uitgedrukt in een verandering in poriegetal  $\Delta e$  in plaats van rek  $\epsilon$ . Dit sluit aan bij de gedachte dat verandering in volume grond tijdens het samendrukkingproces het gevolg is van het dichtdrukken van de poriën. Wanneer samendrukking in termen van  $\Delta e$  wordt uitgedrukt, wordt de stijfheid behorend bij het voorbelaat gedrag aangeduid met  $C_r$  en de stijfheid van het maagdelijk gedrag met  $C_c$ . De beide parametersets kunnen in elkaar worden uitgedrukt via:

$$RR = \frac{C_r}{1+e_0}, CR = \frac{C_c}{1+e_0} \quad (3.5.11)$$

waarin  $e_0$  het initiële poriegetal weergeeft, behorend bij de initiële monsterhoogte,  $h_0$ .

De grootte van de kruip wordt bepaald met de parameter  $C_\alpha$ . De definitie van  $C_\alpha$  is gegeven in figuur 3.5.14.



**Figuur 3.5.14**  
Bepaling  $C_\alpha$   
(bron: CGF1, Elsevier)

Figuur 3.5.14 geeft de meetdata van de één na laatste stap uit figuur 3.5.13. Door de start van de metingen is een raaklijn getrokken. De helling van deze raaklijn geeft de waarde voor  $C_\alpha$ . Opgemerkt wordt dat  $C_\alpha$  alleen in termen van  $\epsilon$  wordt bepaald en niet in  $\Delta e$ .

De formule voor de samendrukking volgens NEN6744 wordt hiermee:

$$\varepsilon = RR \log \left( \frac{\sigma'_{vc}}{\sigma'_{vi}} \right) + CR \log \left( \frac{\sigma'_{vu}}{\sigma'_{vc}} \right) + C_\alpha \log \left( \frac{t}{t_0} \right) \quad (3.5.12)$$

Waarin:

- $RR$  = Samendrukkingscoëfficiënt voorbelast gedrag, zie figuur 3.6.10
- $CR$  = Samendrukkingscoëfficiënt maagdelijk gedrag, zie figuur 3.6.10
- $C_\alpha$  = Samendrukkingscoëfficiënt kruip gedrag
- $\sigma'_{vi}$  = Initiële verticale effectieve spanning
- $\sigma'_{vc}$  = Grensspanning
- $\sigma'_{vu}$  = Verticale effectieve eindspanning,  $\sigma'_{vu} = \sigma'_{vi} + \sigma_b$
- $t_0$  = referentie tijd,  $t_0 = 1$  dag

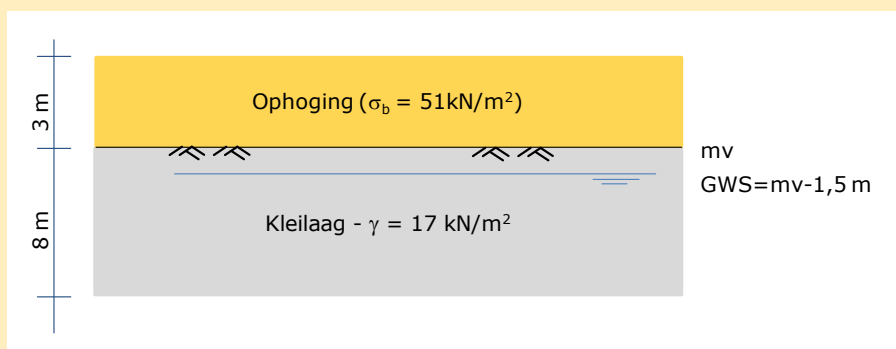
Een belangrijk aandachtspunt is de wijze waarop met de tijd,  $t$ , in *vergelijking (3.5.12)* wordt omgegaan. Sommige onderzoekers en adviseurs gaan ervan uit dat de kruip pas na het afronden van de hydrodynamische periode optreedt. De tijd  $t$  is dan de tijd die is verstreken sinds het afronden van de hydrodynamische periode. Tijdens de hydrodynamische periode treedt er dan geen kruip op. Anderen bepalen  $t$  vanaf het moment dat de belasting is aangebracht. In dat geval wordt er wel kruip tijdens de hydrodynamische periode berekend.

### 3.5.7 Voorbeeld 2: zettingsberekening met methode uit NEN 6744

Op een 8 m dikke homogene laag wordt 3 m zand aangebracht, figuur 3.5.15, de grondwaterstand ligt op  $mv = -1,5$  m. De grondeigenschappen zijn gegeven in tabel 3.5.3.

Bepaal de zetting na 10 000 dagen waarbij de belastingreductie als gevolg van het onderwaterzakken van de belasting en de grondlagen wordt verwaarloosd.

parameter	eenheid	waarde
volumiek gewicht grond $\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	17
grensspanning, $\sigma'_{vc}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	50
$RR$	[-]	0,022
$CR$	[-]	0,156
$C_\alpha$	[-]	0,006
belasting $\sigma_b$	[kN/m <sup>2</sup> ]	51



In dit eenvoudige voorbeeld wordt de rek berekend met de spanningen in het midden van de laag. Een meer nauwkeurige berekening ontstaat door het opdelen van de grondlaag in meerdere dunne lagen.

Halverwege de grondlaag is de initiële korrelspanning  $\sigma'_{vi} = 4 \times 17 - 2,5 \times 10 = 43,0 \text{ kN/m}^2$ .

Invullen van de waarden uit tabel 3.5.3 in *vergelijking (3.5.12/ blz. 54)* levert op:

$$\varepsilon = 0,022 \cdot \log\left(\frac{50}{43}\right) + 0,156 \cdot \log\left(\frac{94}{50}\right) + 0,006 \log\left(\frac{10000}{1}\right) = 1,44 \times 10^{-3} + 0,043 + 0,024 = 0,0682$$

$$\Delta h = 0,0682 \times 8 = 0,55 \text{ m}$$

**Tabel 3.5.3**  
Grondeigenschappen  
voor voorbeeld 2;

**Figuur 3.5.15**  
Situatieschets van  
ophoging;  
voorbeeld 2;

### 3.5.8 Methode Koppejan

De methode Koppejan wordt in Nederland veel gebruikt, maar is in het buitenland zo goed als onbekend. De methode is een combinatie van de samendrukkingstheorie voor primaire samendrukking van Terzaghi en de theorie over seculaire samendrukking van Buisman. Dit leidt tot de volgende formule:

$$\varepsilon = \left( \frac{1}{C_p} + \frac{1}{C_s} \log \left( \frac{t}{t_0} \right) \right) \ln \left( \frac{\sigma'_{vc}}{\sigma'_{vi}} \right) + \left( \frac{1}{C'_p} + \frac{1}{C'_s} \log \left( \frac{t}{t_0} \right) \right) \ln \left( \frac{\sigma'_{vu}}{\sigma'_{vc}} \right) \quad (3.5.13)$$

Waarin:

- $1/C_p$  = primaire stijfheid voorbelast gedrag
- $1/C_s$  = seculaire stijfheid voorbelast gedrag
- $1/C'_p$  = primaire stijfheid maagdelijke gedrag
- $1/C'_s$  = seculaire stijfheid maagdelijk gedrag
- $\sigma'_{vi}$  = initiële verticale spanning
- $\sigma'_{vc}$  = grensspanning
- $\sigma'_{vu}$  = verticale effectieve eindspanning,  $\sigma'_{vu} = \sigma'_{vi} + \sigma_b$

Een belangrijk punt is dat de grootte van de kruip, berekend met de parameters  $1/C_s$  en  $1/C'_s$ , afhankelijk is van de spanningsverandering.

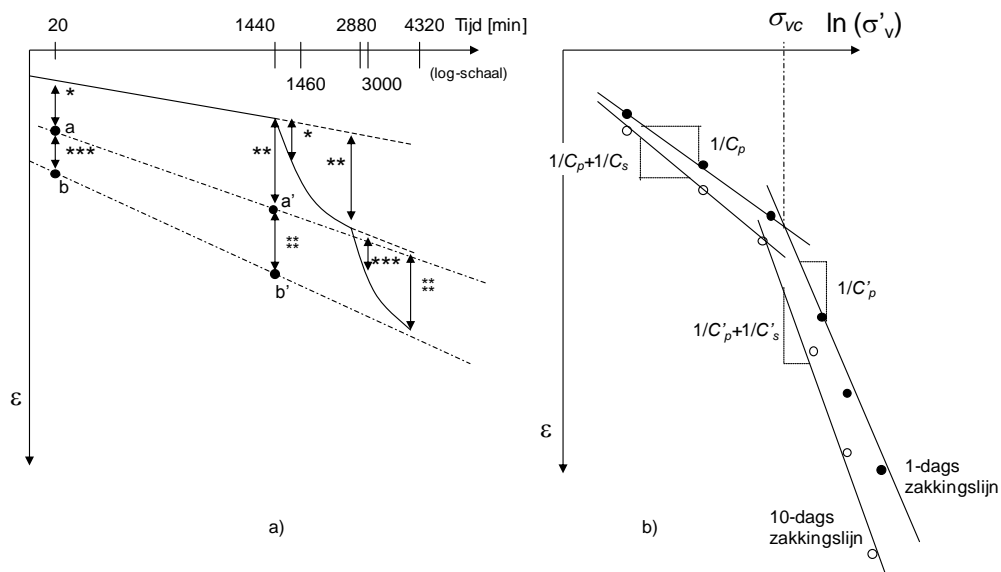
Opvallend is dat in *vergelijking (3.5.13)* zowel de natuurlijke logaritme (ln) als de logaritme met het basis getal 10 (log) voorkomt. *Vergelijking (3.5.13)* kan worden omschreven zodat slechts een soort logaritme in de vergelijking voorkomt. Dit betekent echter wel dat de waarde van de stijfheidsparameters verandert. Om verwarring te voorkomen wordt dit niet gedaan.

De bepaling van de stijfheidseigenschappen met de methode Koppejan wordt toegelicht in figuur 3.5.16 (blz57). Een belangrijk uitgangspunt is dat bij de opeenvolgende belastingstappen in een samendrukkingsproef de belasting wordt verhoogd. Dit betekent dat niet alle delen van de aanwezige belasting even lang actief zijn. Wanneer bijvoorbeeld 4 kg belasting op het monster is aangebracht, kan dit bestaan uit 1 kg dat de eerste dag wordt aangebracht plus 1 kg dat de tweede dag wordt aangebracht en 2 kg dat de derde dag wordt aangebracht.

Bij de analyse van de samendrukking die aan het einde van de derde dag is opgetreden, kan worden gesteld dat de verschillende delen van de aanwezige belasting een verschillende bijdrage aan de tot dan toe opgetreden zetting heeft geleverd. Omdat de eerste belastingstappen 2 dagen eerder zijn aangebracht dan de laatste belastingstap, heeft het eerste deel van de belasting meer kruip opgeleverd dan de belastingtoename uit de tweede respectievelijk de derde belastingstap. Dus als de 4 kg direct in een keer was aangebracht, dan had dit na 24 uur minder zetting opgeleverd dan in het toegepaste belastingsschema 24 uur na de derde belastingtrap, ook al is de totale belasting in beide gevallen gelijk. Dit heeft tot gevolg dat in de bepaling van de stijfheden de invloed van de afzonderlijke belastingstappen in de Koppejan methode uit elkaar wordt getrokken. Dit wordt in figuur 3.5.16 en de onderstaande stappen nader uitgelegd.

- Stap 1      Extrapoler de metingen van de eerste belastingstap en bepaal de zetting na 1 dag (1440 minuten) en 10 dagen (14400 minuten)
- Stap 2      Plot de gevonden rekwaarden voor 1 en 10 dagen met de bijbehorende belasting in het spannings-rekdiagram; in figuur 3.5.16b aangegeven met het eerste gesloten rondje en het eerste open rondje.
- Stap 3      Bij de tweede belastingstap wordt belasting toegevoegd. Bepaal voor twee tijdstippen de toename in samendrukking als gevolg van de belastingtoename. In figuur 3.5.16 is gekozen voor 20 min na het aanbrengen van de belastingverhoging, 1460 minuten na de start van de proef en het einde van de tweede belastingtrap, 2 dagen oftewel 2880 minuten na de start van de proef. De toename in samendrukking als gevolg van de belastingverhoging is het verschil tussen de geëxtrapoleerde waarde van de eerste belastingstap en de meting van de tweede belastingstap. Dit is in figuur 3.5.16a weergegeven met het pijltje met 1 ster respectievelijk 2 sterren.





**Figuur 3.5.16**  
Parameterbepaling  
methode Koppejan,  
a) tijd zettingsdia-  
gram;  
b) spannings-  
rekdiagram  
(bron: Deltares)

- Stap 4** Tel de gevonden rektoename als gevolg van de belastingtoename op bij de rek die in de eerste belastingtrap na dezelfde tijdsperiode wordt gevonden. In figuur 3.5.16 levert dit de punten *a* en *a'* op. Het punt *a* wordt gevonden door de rektoename bij 20 minuten na het aanbrengen van de belastingverhoging op te tellen bij de rek die 20 minuten na het aanbrengen van de eerste belastingtrap is gerealiseerd. Het punt *a* geeft de rek die, na 20 minuten, zou zijn gerealiseerd indien de totale belasting in de tweede belastingtrap in een keer zou zijn aangebracht. Op vergelijkbare wijze wordt *a'* gevonden. Dit is het punt dat de rek-grootte geeft dat na 1 dag (1440 minuten) zou zijn gevonden als de totale belasting van de tweede belastingtrap in een keer zou zijn aangebracht.
- Stap 5** Extrapolkeer de lijn door *a* en *a'* en bepaal de zetting na 1 dag (1440 minuten) en 10 dagen (14400 minuten)
- Stap 6** Plot de gevonden rekwaarden voor 1 en 10 dagen met de bijbehorende belasting in het spannings-rekdiagram; in figuur 3.5.16b aangegeven met het tweede gesloten rondje en het tweede open rondje.
- Stap 7** Herhaal de stappen 3 tot en met 6 voor de overige belastingstappen. In figuur 3.5.16a is dit uitgewerkt voor de derde belastingtrap waarbij wederom bij 20 minuten na het aanbrengen van de derde belastingtrap, 3000 minuten na de start van de proef en het einde van de derde belastingtrap, 4320 minuten na het starten van de proef. Dit levert de punten *b* en *b'* met de bijbehorende punten in het spannings-rek diagram
- Stap 8** Trek de lijnen door de punten die horen bij de 1 dag samendrukking in het spannings-rekdiagram. Dit zijn de lijnen door de gesloten punten in figuur 3.5.16b. Een lijn door de eerste punten levert de stijfheid van het voorbelast gedrag,  $1/C_p$  op, de lijn door de laatste punten levert de stijfheid van het maagdelijk gedrag,  $1/C'_p$  op. Het snijpunt tussen beide lijnen geeft de grensspanning.
- Stap 9** Trek de lijnen door de punten die horen bij 10 dagen samendrukking. Dit zijn de lijnen door de open rondjes in figuur 3.5.16b. Uit *vergelijking (3.5.13)* volgt, met  $t = 10$  dagen en  $t_0 = 1$  dag dat de helling van het voorbelast gedeelte na 10 dagen ( $\log_{10}=1$ ) gelijk is aan  $[1/C_p + 1/C_s]$  en van het maagdelijk deel  $[1/C'_p + 1/C'_s]$ . Omdat  $1/C_p$  en  $1/C'_p$  reeds zijn bepaald, volgt uit de gevonden hellingen de waarden voor  $1/C_s$  en  $1/C'_s$ .

### 3.5.9 Overconsolidatiegraad

In de grondmechanica wordt het verband tussen initiële effectieve spanning  $\sigma'_{vi}$  en grensspanning  $\sigma'_{vc}$  vaak gegeven met de overconsolidatiegraad OCR. Deze is gedefinieerd als

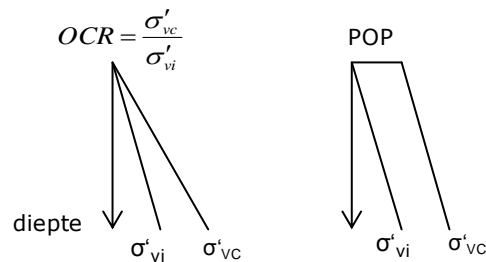
$$OCR = \frac{\sigma_B}{\sigma'_{vi}} \quad (3.5.14)$$

De grootte van de rek is sterk afhankelijk van de OCR waarde. Opgemerkt wordt dat hoe groter de OCR is, des te kleiner de rek is.

De relatie tussen de initiële effectieve spanning  $\sigma'_{vi}$  en de grensspanning  $\sigma'_{vc}$  kan tevens worden uitgedrukt in termen van POP (*Pre-Overburden Pressure*)

$$POP = |\sigma'_{vc} - \sigma'_{vi}| \quad (3.5.15)$$

De beide methodes voor het in rekening brengen van een mate van overconsolidatie zijn in Figuur 3.5.17 geïllustreerd.



**Figuur 3.5.17**

Relatie tussen de initiële effectieve spanning  $\sigma'_{vi}$  en de grensspanning  $\sigma'_{vc}$ , met OCR en POP; (bron: Tauw bv)

Voorbeeld:

Bij normaal geconsolideerde klei (nooit voorbelast) kan worden verondersteld dat de grensspanning gelijk is aan de initiële effectieve spanning. In dit geval betekent dit dat  $POP = 0$  en  $OCR = 1$ .

### 3.5.9 Voorbeeld 3: zettingsberekening met methode Koppejan

Op een 10 m dikke homogene laag wordt, voor het bouwrijp maken van een terrein, 2 m zand aangebracht. De grondwaterstand ligt mv - 1,0 m, de grondeigenschappen zijn gegeven in tabel 3.5.4. Bepaal de zetting na 10 000 dagen waarbij de belastingreductie als gevolg van het onderwaterzakken van de belasting en de grondlagen wordt verwaarloosd.

parameter	eenheid	waarde
volumiek gewicht grond $\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	16
grensspanning, $\sigma'_{vc}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	50
$C_p$	[-]	105
$C'_p$	[-]	15
$C_s$	[-]	1100
$C'_s$	[-]	160
belasting $\sigma_b$	[kN/m <sup>2</sup> ]	36

Net als in de voorbeelden 1 en 2 wordt de rek berekend in het midden van de laag. Een meer nauwkeurige berekening zou bestaan op het opdelen van de grondlaag in meerdere dunne lagen. Halverwege de grondlaag voor de initiële korrelspanning  $\sigma'_{vi} = 5 \times 16 - 4 \times 9.81 = 40,8$  kN/m<sup>2</sup>. Invullen van *vergelijking (3.5.13)* levert op:

$$\varepsilon = \left( \frac{1}{105} + \frac{\log\left(\frac{1000}{1}\right)}{110} \right) \ln\left(\frac{50}{40,8}\right) + \left( \frac{1}{15} + \frac{\log\left(\frac{1000}{1}\right)}{160} \right) * \ln\left(\frac{40,8 + 36}{50}\right) = 2,7 * 10^{-3} + 0,039 = 0,042$$

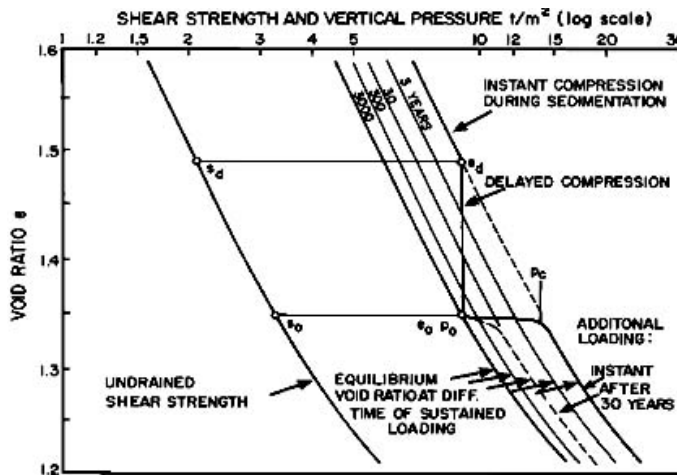
$$\Delta h = 0,042 * 10 = 0,42 \text{ m}$$

**Tabel 3.5.4**

Grondeigenschappen; voorbeeld 3;

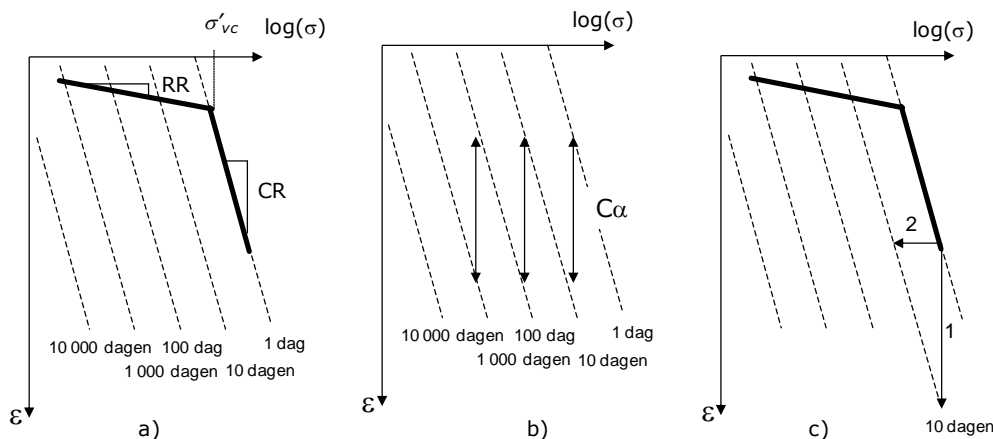
### 3.5.10 Isotache-model

Een isotache-model, er zijn meerdere isotache-modellen beschikbaar, gaat uit van een unieke relatie tussen de rek, reknelheid en belasting. Figuur 3.5.18 geeft een bekend geworden voorbeeld, dat is gegeven door Bjerrum in 1967. Figuur 3.5.18 laat zien dat bij toenemende belasting het poriegetal, void ratio in het Engels, afneemt. In figuur 3.5.18 is het poriegetal gebruikt als maat van samendrukking. Bij een constante belasting zal, als gevolg van kruip, de samendrukking doorgaan. De hoeveelheid samendrukking door kruip is daarbij alleen afhankelijk van de tijd en niet van de grootte van de belasting. In paragraaf 3.5.1 zagen we, in figuur 3.5.2 (blz. 42), dat de kruip een constant verloop heeft op een logaritmische schaal. Met andere woorden het duurt telkens tienmaal langer om dezelfde hoeveelheid samendrukking te realiseren. In figuur 3.5.18 is dan ook onder de instantane zakkingslijn, de lijn weergegeven die wordt bereikt na 3 jaar, 30 jaar, 300 jaar etc. De lijnen liggen op gelijke afstanden onder elkaar en er is telkens tienmaal meer tijd nodig om een dergelijke mate van samendrukking te bereiken. De actuele reknelheid, dat wil zeggen de hoeveelheid rek die per tijdseenheid, bv 1 dag, optreedt,  $d\varepsilon/dt$  neemt af. De lijnen met dezelfde kruptijd, 3 jaar, 30 jaar etc zijn ook lijnen met dezelfde actuele reknelheid,  $d\varepsilon/dt$ . Tijd en reknelheid zijn elkaars equivalent. De lijnen met dezelfde reknelheid in het spannings – rek diagram worden isotachen genoemd. De zettingslijnen met een constante belasting, zoals in de figuren 3.5.2, 3.5.8 en 3.5.9 (blz. 48), worden isobaren genoemd.



**Figuur 3.5.18**  
Relatie tussen rek, reknelheid en belasting volgens Bjerrum 1967.

In een isotache-model worden zettingen berekend door vanuit een beginsituatie, die hoort bij een bepaalde isotache, de bijbehorende initiële reknelheid te bepalen. Vervolgens wordt in één keer of stapsgewijs de belasting aangebracht waarbij telkens wordt bijgehouden wat de nieuwe reknelheden na het aanbrengen van de belasting of belastingstap zijn en hoeveel kruip er in de tussenliggende periode is opgetreden. In het hier beschreven model wordt gebruik gemaakt van de internationaal toegepaste stijfheidsparameters  $RR$ ,  $CR$  en  $C_\alpha$ , zie figuur 3.5.19.



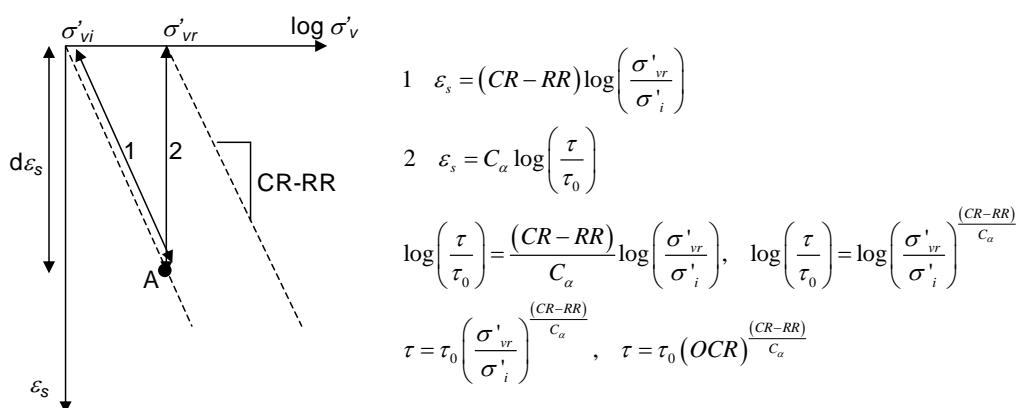
**Figuur 3.5.19**  
Isotache-model  
a) definitie  $RR$  en  $CR$ ,  
b) definitie  $C_\alpha$   
c) verandering in reknelheid door 1 toename;  
(bron: Deltares)

Stijfheidsparameter CR geeft de helling van de isotachen. De stijfheid RR geeft het voorbelaste stijfheidsgedrag. De isotache die hoort bij  $t = 1$  dag wordt beschouwd als de referentie-isotache. Het snijpunt van het voorbelaste deel met de referentie-isotache geeft de grensspanning. Opgemerkt wordt dat de keuze voor de 1 dagszakingslijn als referentie-isotache enigszins arbitrair is.

In figuur 3.5.19 zijn de isotachen als rechte lijnen getekend. Dit geldt alleen voor kleine rekken en kleine belastingen. Dit wordt in hoofdstuk 3.5.12 nader toegelicht. De afstand tussen de isotachen wordt bepaald door de parameter  $C_\alpha$ . Dit is weergegeven in figuur 3.5.19b. Figuur 3.5.19c laat zien dat verandering in reksnelheid op twee wijzen kan ontstaan. De eerste wijze, pad 1 in figuur 3.5.19c, is door het optreden van de kruiprek, die optreedt met het verstrijken van de tijd. De tweede wijze, pad 2 in figuur 3.5.19c, is het verlagen van  $\sigma'_v$ . De nieuwe situatie komt eveneens terecht op een isotache met een lagere reksnelheid. De reksnelheid die de grond ondergaat is dus niet alleen afhankelijk van de kruiptijd, maar ook van de belastingsgeschiedenis. Voor de zettingsberekening is dus niet zozeer de daadwerkelijk gerealiseerde kruiptijd van belang, maar de equivalente tijd. De equivalente tijd is de tijd die hoort bij de reksnelheid van de grond als deze reksnelheid alleen door kruip was ontstaan. In het voorbeeld van figuur 3.5.19c komen de beide paden terecht op de isotache behorend bij een kruiptijd van 10 dagen. Via pad 1 is er daadwerkelijk 10 dagen kruiptijd opgetreden. Bij pad 2 is alleen een ontlasting aangebracht. In beide gevallen is de equivalente tijd 10 dagen.

Figuur 3.5.20 geeft de definitie van de equivalente tijd,  $\tau$ . Er wordt onderscheid gemaakt tussen de elastische rek en de plastische rek, zie figuur 3.5.3 (blz. 43). De plastische rek,  $\varepsilon_s$  wordt bepaald door het verschil te nemen van de totale rek,  $\varepsilon_t$  en de elastische rek,  $\varepsilon_e$ ;  $\varepsilon_s = \varepsilon_t - \varepsilon_e$ . Het gevolg is dat de helling van de isotachen in het  $\varepsilon_s - \log \sigma'_v$  diagram, figuur 3.5.20, de helling (CR - RR) hebben. Het punt A in de grafiek kan op twee manieren zijn bereikt. Ten eerste door vanuit  $\sigma'_{vi}$  de grond te belasten tot  $\sigma'_{vr}$ . Dit is in de grafiek aangegeven met pad 1. Ten tweede door vanuit  $\sigma'_v$  een bepaalde kruiptijd in rekening te brengen. Dit is in de grafiek aangegeven met pad 2.

**Figuur 3.5.20**  
Definitie equivalente tijd.  
(bron: Deltares)



Door de wiskundige beschrijving van het samendrukkingsverloop volgens beide paden aan elkaar gelijk te stellen, volgt de uitdrukking voor de equivalente tijd  $\tau$  zoals gegeven in het rechter deel van figuur 3.5.20. Bij de uitwerking is gebruik gemaakt van de rekenregel:  $y \log x = \log x^y$ .

Door gebruik te maken van de verandering in equivalente tijd kan zetting worden berekend bij verschillende belast- of ontlaststappen. Ook kan een gekoppelde zettingsberekening worden uitgevoerd waar stapsgewijs het optreden van zetting en de tussentijdse afstroming van poriewater tijdens de consolidatie in rekening wordt gebracht. Uit figuur 3.5.19 en 3.5.20 volgt, voor  $n$ -belastingstappen, de volgende rekenprocedure voor het berekenen van de zettingen:

$$\varepsilon(t) = RR \log \left( \frac{\sigma'_{vc}}{\sigma'_{vi}} \right) + CR \log \left( \frac{\sigma'_{vn}}{\sigma'_{vc}} \right) + C_\alpha \log \left( \frac{\tau_n + \Delta t_n}{t_{ref}} \right)$$

Update  $\tau_n$  :

(3.5.16)???

$$\tau_n = (\tau_{n-1} + t_n - t_{n-1}) \left( \frac{\sigma'_{n-1}}{\sigma'_n} \right)^{\frac{CR-RR}{C_\alpha}}, \quad \tau_0 = t_{ref} \left( \frac{\sigma'_{vc}}{\sigma'_{vi}} \right)^{\frac{CR-RR}{C_\alpha}}$$

Waarin:

- $RR, CR, C_\alpha$  = samendrukkingscoëfficiënten, zie figuur 3.5.14
- $n$  = belastingstap nummer
- $t$  = tijdstip waarop de zetting wordt uitgerekend
- $t_n$  = tijdstip waarop belastingstap  $n$  wordt aangebracht
- $\Delta t_n$  =  $t - t_n$
- $\tau_n$  = equivalente tijd direct na het aanbrengen van belastingstap  $n$
- $\sigma'_n$  = verticale effectieve spanning bij stap  $n$
- $t_{ref}$  = referentietijd bij eerste belastingstap, meestal  $t_{ref} = 1$  dag

### 3.5.11 Voorbeeld 4: Berekening isotache-methode

Op een 5 m dikke kleilaag wordt een 6 m hoge ophoging aangebracht in stappen van 2 m per 100 dagen. De laatste 2 m is een tijdelijke voorbelasting die na 300 dagen weer wordt verwijderd, zie belastingsschema figuur 3.5.21. Gevraagd is de zetting na 10 000 dagen waarbij consolidatie van de ondergrond en een reductie in belasting als gevolg van het gedeeltelijk onderwater zakken van de ophoging en ondergrond kan worden verwaarloosd. De grondeigenschappen zijn gegeven in tabel 3.5.5.

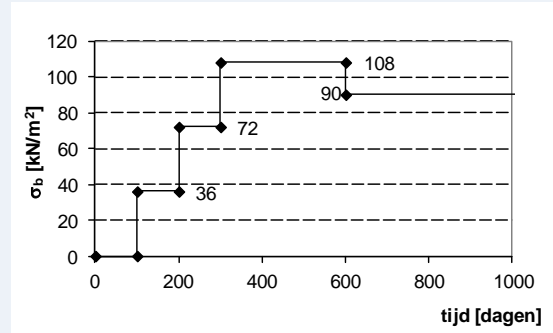
**Tabel 3.5.5**

Grondeigenschappen en Initiële spanningsconditie; voorbeeld 3.

parameter	eenheid	waarde
RR	[-]	0,03
CR	[-]	0,2
$C_\alpha$	[-]	0,008
$\sigma'_{vc}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	25
$\sigma'_{vi}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	15

**Figuur 3.5.21**

Belastingsschema voorbeeld 3; (bron: Deltares)



De zetting is telkens net voor en net na het aanbrengen van de belasting berekend. Omdat de consolidatie in dit voorbeeld wordt verwaarloosd, treden in de berekeningen, de primaire samendrukking instantaan op.

Beginsituatie,

$t = 0$ ,  $\sigma_b = 0$  kN/m<sup>2</sup>,  $\sigma'_n = \sigma'_{vi} = 15$  kN/m<sup>2</sup>.

$$\tau_0 = \left( \frac{25}{15} \right)^{\frac{0,2-0,03}{0,008}} = 51795 \text{ dagen}$$

Belastingstap 1, net voor het aanbrengen van de belasting

$t = 100$  dagen,  $\sigma_b = 0$  kN/m<sup>2</sup>,  $\sigma'_n = \sigma'_{vi} = 15$  kN/m<sup>2</sup>.

$$\varepsilon = 0,03 \log \left( \frac{25}{15} \right) + 0,2 \log \left( \frac{15}{25} \right) + 0,008 \log \left( \frac{51895}{1} \right) = 6,7 \times 10^{-6}$$

$$\Delta h = 5 \times 6,7 \times 10^{-6} = 3,3 \times 10^{-5} \text{ m (nihil)}$$

Belastingstap 1, direct na het aanbrengen van de belasting

$t = 100$  dagen,  $\sigma_b = 36$  kN/m<sup>2</sup>,  $\sigma'_n = 36 + 15 = 51$  kN/m<sup>2</sup>.

$$\tau_1 = (51795 + 100 - 0) \left( \frac{15}{51} \right)^{\frac{0,2-0,03}{0,008}} = 2,64 \times 10^{-7} \text{ dagen}$$

$$\varepsilon = 0,03 \log \left( \frac{25}{15} \right) + 0,2 \log \left( \frac{51}{25} \right) + 0,008 \log \left( \frac{2,64 \times 10^{-7}}{1} \right) = 0,016$$

$$\Delta h = 5 \times 0,016 = 0,08 \text{ m}$$

Belastingstap 2, net voor het aanbrengen van de belasting

$t = 200$  dagen,  $\sigma_b = 36$  kN/m<sup>2</sup>,  $\sigma'_n = 36 + 15 = 51$  kN/m<sup>2</sup>.

$$\varepsilon = 0,03 \log \left( \frac{25}{15} \right) + 0,2 \log \left( \frac{51}{25} \right) + 0,008 \log \left( \frac{2,64 \times 10^{-7} + 200 - 100}{1} \right) = 0,085$$

$$\Delta h = 5 \times 0,085 = 0,42 \text{ m}$$

*Belastingstap 2, direct na het aanbrengen van de belasting*

$t = 200$  dagen,  $\sigma_b = 72 \text{ kN/m}^2$ ,  $\sigma'_n = 72+15 = 87 \text{ kN/m}^2$ .

$$\tau_2 = (2,64 \times 10^{-7} + 200 - 100) \left( \frac{51}{87} \right)^{\frac{0,2-0,03}{0,008}} = 0,00118 \text{ dagen}$$

$$\varepsilon = 0,03 \log \left( \frac{25}{15} \right) + 0,2 \log \left( \frac{87}{25} \right) + 0,008 \log \left( \frac{0,00118}{1} \right) = 0,092$$

$$\Delta h = 5 \times 0,092 = 0,46 \text{ m}$$

*Belastingstap 3, net voor het aanbrengen van de belasting*

$t = 300$  dagen,  $\sigma_b = 72 \text{ kN/m}^2$ ,  $\sigma'_n = 72 + 15 = 87 \text{ kN/m}^2$ .

$$\varepsilon = 0,03 \log \left( \frac{25}{15} \right) + 0,2 \log \left( \frac{87}{25} \right) + 0,008 \log \left( \frac{0,00118 + 300 - 200}{1} \right) = 0,131$$

$$\Delta h = 5 \times 0,131 = 0,65 \text{ m}$$

*Belastingstap 3, direct na het aanbrengen van de belasting*

$t = 300$  dagen,  $\sigma_b = 108 \text{ kN/m}^2$ ,  $\sigma'_n = 108+15 = 123 \text{ kN/m}^2$ .

$$\tau_3 = (0,00118 + 300 - 200) \left( \frac{87}{123} \right)^{\frac{0,2-0,03}{0,008}} = 0,064 \text{ dagen}$$

$$\varepsilon = 0,03 \log \left( \frac{25}{15} \right) + 0,2 \log \left( \frac{123}{87} \right) + 0,008 \log \left( \frac{0,064}{1} \right) = 0,1355$$

$$\Delta h = 5 \times 0,1355 = 0,68 \text{ m}$$

*Belastingstap 4, net voor het aanbrengen van de belasting*

$t = 600$  dagen,  $\sigma_b = 108 \text{ kN/m}^2$ ,  $\sigma'_n = 108 + 15 = 123 \text{ kN/m}^2$ .

$$\varepsilon = 0,03 \log \left( \frac{25}{15} \right) + 0,2 \log \left( \frac{123}{25} \right) + 0,008 \log \left( \frac{0,064 + 600 - 300}{1} \right) = 0,1649$$

$$\Delta h = 5 \times 0,1649 = 0,82 \text{ m}$$

*Belastingstap 4, direct na het aanbrengen van de belasting*

$t = 600$  dagen,  $\sigma_b = 90 \text{ kN/m}^2$ ,  $\sigma'_n = 90+15 = 105 \text{ kN/m}^2$ .

$$\tau_4 = (0,064 + 600 - 300) \left( \frac{123}{105} \right)^{\frac{0,2-0,03}{0,008}} = 8658 \text{ dagen}$$

$$\varepsilon = 0,03 \log \left( \frac{25}{15} \right) + 0,2 \log \left( \frac{123}{87} \right) + 0,008 \log \left( \frac{8658}{1} \right) = 0,1628$$

$$\Delta h = 5 \times 0,1628 = 0,81 \text{ m}$$

*Eindzetting, (zetting na 10 000 dagen)*

$t = 10\ 000$  dagen,  $\sigma_b = 90 \text{ kN/m}^2$ ,  $\sigma'_n = 108 + 15 = 105 \text{ kN/m}^2$ .

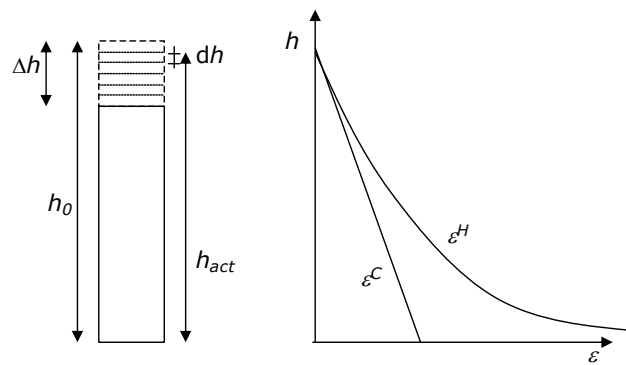
$$\varepsilon = 0,03 \log \left( \frac{25}{15} \right) + 0,2 \log \left( \frac{123}{25} \right) + 0,008 \log \left( \frac{8658 + 10000 - 600}{1} \right) = 0,1654$$

$$\Delta h = 5 \times 0,1654 = 0,83 \text{ m} \quad (\text{vergelijking 1})$$

### 3.5.12 Natuurlijke rek

Figuur 3.5.13 laat zien dat ondanks het gebruik van logaritmen de spannings-rek relatie bij grote vervormingen een gekromd verloop kent. Met andere woorden de waarden voor  $CR$  in *vergelijking (3.5.12 – blz. 54)* en  $1/C'_p$  in *vergelijking (3.5.17)* zijn geen constanten, maar enigszins spanning- of rekafhankelijk. De verklaring voor het gekromde verloop is dat de hoogte van een grondmonster nooit tot 0 kan worden gereduceerd. Wanneer bij relatief lage spanningen de parameters zijn bepaald volgens figuur 3.5.13, 3.5.17 of 3.5.19, kan in een berekening, waarin grote belastingen worden toegepast, samendrukking van de individuele lagen worden berekend die groter is dan de laagdikte. Aan het einde van de zettingsberekening dient dan ook altijd te worden gecontroleerd of de samendrukking van de individuele lagen niet te groot is geworden. Dit geldt met name voor dunne, slappe, toplagen. In de praktijk wordt dit probleem vaak deels opgelost door bij de uitvoering van samendrukkingsproeven spanningsniveaus te kiezen die overeenkomen met de belastingen die bij de uitvoering van het bewuste project toegepast gaan worden.

**Figuur 3.5.22**  
Verskil in lineaire rek en natuurlijke rek;  
(bron: Deltares)



Een meer elegante wijze om dit probleem op te lossen is het gebruik van een andere definitie van de rek. In *vergelijking (3.5.1- blz. 41)* wordt de rek gedefinieerd ten opzichte van de oorspronkelijke hoogte,  $h_0$ . Deze rekmaat wordt lineaire rek of Cauchy-rek genoemd,  $\varepsilon^C$ . Een alternatieve definitie van de rek maakt gebruik van de verhouding van de actuele hoogteverandering ten opzichte van de actuele hoogte. Deze rekmaat wordt natuurlijke rek of Henky rek,  $\varepsilon^H$ , genoemd. Omdat tijdens het samendrukken de actuele hoogte continu verandert, is de rek, op deze wijze gedefinieerd een optelsom van veel incrementele stappen waarin telkens de hoogte is aangepast; zie het linkerdeel van figuur 3.5.22. Een optelsom van incrementele stappen wordt gevonden door te integreren; zie *vergelijking (3.5.17)*.

$$\varepsilon^C = \frac{\Delta h}{h_0}$$

$$\varepsilon^H = \frac{dh}{h_{act}} = \int_h^{h_0} \frac{dh}{h} = -\ln\left(\frac{h}{h_0}\right) = -\ln\left(\frac{h_0 - \Delta h}{h_0}\right) = -\ln(1 - \varepsilon^C) \quad (3.5.17)$$

*Vergelijking (3.5.17)* geeft aan dat na de uitwerking van de integraal er een eenvoudige relatie ligt tussen  $\varepsilon^C$  en  $\varepsilon^H$ . Het verschil tussen beide rekmaten is weergegeven in figuur 3.5.22. Het rechterdeel van figuur 3.5.21 laat zien dat bij afnemende hoogte de lineaire rek,  $\varepsilon^C$  lineair toeneemt. Voor  $\varepsilon^C = 1,0$  geldt dat  $\Delta h = h_0$ , wat betekent dat de laagdikte tot 0 is gereduceerd. Voor de natuurlijke rek geldt dat bij afnemende hoogte de rek meer dan lineair toeneemt. Wanneer zoveel samendrukking optreedt dat de laagdikte naar 0 gaat, volgt  $\varepsilon^H \rightarrow \infty$ .

Het toepassen van de natuurlijke rek voorkomt dat bij grote rekken het spannings-rek diagram een gekromd verloop toont. Dit is toegelicht in het volgende voorbeeld.



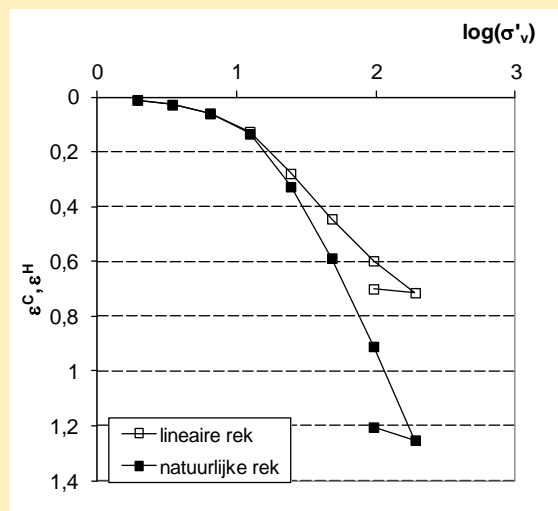
### 3.5.13 Voorbeeld 5: Verschil lineaire en natuurlijke rek

De onderstaande tabel geeft de verschillende belastingstappen en de bijbehorende samen-drukking aan het einde van elke stap. De initiële monster hoogte is 19,32 mm. Aan de hand van vergelijking 3.5.17 is in de onderstaande tabel de lineaire en natuurlijke rek bepaald. Figuur 3.5.23 is de grafische weergave van het resultaat.

resultaten oedometerproef				interpretatie	
belastingtrap nr	belasting toename	totale belasting	afname hoogte	lineaire rek	natuurlijk rek
	$\Delta \sigma_b$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_b$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\Delta h$ [mm]	$\varepsilon^C$ [ - ]	$\varepsilon^H$ [ - ]
1	1,92	1,92	0,20	0,010	0,010
2	1,50	3,42	0,53	0,027	0,028
3	2,96	6,39	1,14	0,059	0,061
4	5,94	12,33	2,43	0,126	0,134
5	11,88	24,21	5,39	0,279	0,327
6	23,69	47,90	8,59	0,444	0,588
7	47,43	95,34	11,55	0,598	0,910
8	94,81	190,15	13,80	0,714	1,252
9	-94,81	95,34	13,53	0,700	1,204

**Tabel 3.5.6**

Bepaling lineaire rek en natuurlijke rek uit oedometerproef resultaten; voorbeeld 5



**Figuur 3.5.23**

Oedometerproef resultaten geïnterpreteerd met lineaire en natuurlijke rek; voorbeeld 5; (bron: Deltares)

Figuur 3.5.23 laat zien dat het gekromde verloop dat bij de interpretatie met lineaire rek wordt gevonden, een rechte verloop oplevert bij een interpretatie met natuurlijke rek. Een belangrijk voordeel is dat de parameters die op basis van natuurlijke rek zijn afgeleid niet meer spannings- of rekafhankelijk zijn.

Wanneer de stijfheidsparameters worden afgeleid op basis van natuurlijke rek zal hun numerieke waarden afwijken van de waarden die zijn afgeleid op basis van de lineaire rek. Om verwarring te voorkomen worden andere symbolen gebruikt. Een model dat gebruik maakt van het natuurlijk rek principe is het *abc*-isotache model dat door Den Haan ontwikkeld is. Dit model heeft veel overeenkomsten met het isotache model uit paragraaf 3.5.8. Behalve een andere rek definitie maakt dit model gebruik van de natuurlijke logaritme in de beschrijving van de spannings - rekrelatie, zie *vergelijking (3.5.18)*.

$$\varepsilon(t) = a \ln\left(\frac{\sigma'_{vc}}{\sigma'_{vi}}\right) + b \ln\left(\frac{\sigma'_{vn}}{\sigma'_{vc}}\right) + c \ln\left(\frac{\tau_n + \Delta t_n}{t_{ref}}\right) \quad (3.5.18)$$

Update  $\tau_n$  :

$$\tau_n = (\tau_{n-1} + t_n - t_{n-1}) \left(\frac{\sigma'_{n-1}}{\sigma'_n}\right)^{\frac{b-a}{c}}, \quad \tau_0 = t_{ref} \left(\frac{\sigma'_{vc}}{\sigma'_{vi}}\right)^{\frac{b-a}{c}}$$

Met

- $a$  = stijfheidsparameter voorbelast gedrag
- $b$  = stijfheidsparameter maagdelijk gedrag
- $c$  = kruipparameter
- $n$  = belastingstap nummer
- $t$  = tijdstip waarop de zetting wordt uitgerekend
- $t_n$  = tijdstip waarop belastingstap  $n$  wordt aangebracht
- $\Delta t_n$  =  $t - t_n$
- $\tau_n$  = equivalente tijd direct na het aanbrengen van belastingstap  $n$
- $\sigma'_n$  = verticale effectieve spanning bij stap  $n$
- $t_{ref}$  = referentietijd bij eerste belastingstap, meestal  $t_{ref} = 1$  dag

Meer lezen:

De K0-CRS samendrukkingsproef, E.J. den Haan, B.H.P.A.M. The, M.A. Van, Geotechniek 5<sup>e</sup> jaargang, nummer 4 oktober 2001

Isotachen berekeningen op een sigarendoosje, M. Visschedijk Geotechniek 14<sup>e</sup> jaargang nummer 3 juli 2010

Construeren met grond, grondconstructies op en in weinig draagkrachtige en sterk samen-drukbare ondergrond, CUR publicatie 162, november 1992, ISBN 9037600247

### 3.6 Activeringsvragen en zelfstudieopdrachten

#### Opgave 3.1

Er is in het veld een monster genomen, waarbij na droging en zeven met de zeefset de volgende gewichten op onderstaande zeven is blijven liggen. Tabel 3.6.1 met zeefresten.

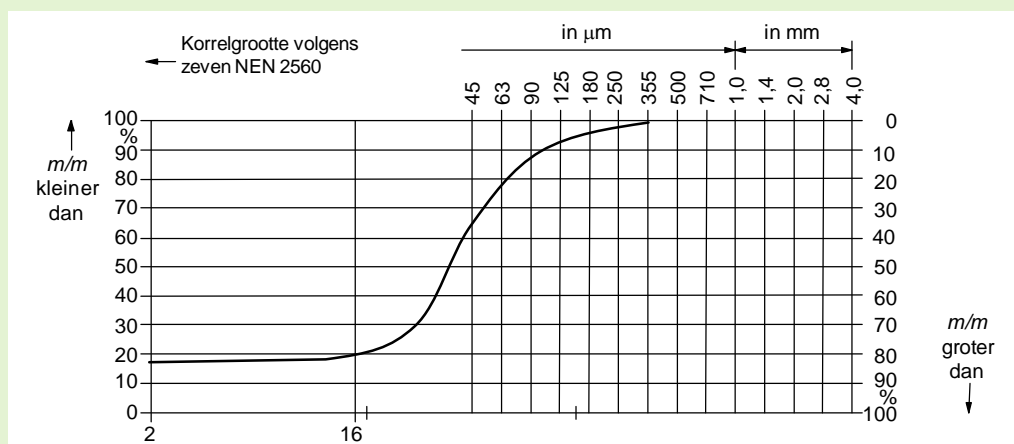
Zeef (mm en $\mu\text{m}$ )	Zeefrest (grammen)	Zeefrest (%)	Cumulatieve zeefrest (%)
4,0	70		
2,8	60		
2,0	40		
1,4	850		
1,0	20		
710	90		
500	920		
355	120		
250	120		
180	240		
125	630		
90	1500		
63	1350		
50	1100		
16	840		
2	400		
Restant	1650		

**Tabel 3.6.1**  
Zeefproef veldmonster.

- Maak het korreldiagram in tabel 3.6.1 compleet.
- Geef voor dit korreldiagram de zeefkromme weer.
- Bepaal de zandmediaan  $M_z$ .
- Zet het monster uit in een textuurdriehoek en bepaal de naam van de grondsoort.
- Bepaal de gelijkmatigheidscoëfficiënt ( $D_{60}/D_{10}$ )

#### Opgave 3.2

Gegeven is het volgende korrelverdelingsdiagram in figuur 3.6.1.



**Figuur 3.6.1**  
Korrelverdelingsdiagram.

- Geef voor dit korreldiagram alle fracties aan.
- Bepaal de zandmediaan  $M_z$ .
- Bepaal de gelijkmatigheidscoëfficiënt ( $D_{60}/D_{10}$ )
- Zet het monster uit in een textuurdriehoek en bepaal de naam van de grondsoort.

### Opgave 3.3

Van een tweede grondmonster wordt het poriëngehalte bepaald,  $n = 40\%$ . De soortelijke massa van de korrels is  $\rho_d = 2650 \text{ kg/m}^3$ .

- a. Bepaal de droge volumieke massa van deze grondsoort in  $\text{kg/m}^3$

Dit monster is niet volledig verzadigd. Het volumiek gewicht,  $\gamma$ , van deze niet volledig verzadigde grond is  $18,5 \text{ kN/m}^3$

- b. Wat is de verzadigingsgraad,  $S_r$ , in %

### Opgave 3.4

Een grondmonster wordt in het laboratorium gedroogd. Vervolgens wordt van dit materiaal de droge volumieke massa bepaald;  $\rho = 1,5 \text{ t/m}^3$ . De volumieke massa van het vaste materiaal,  $\rho_s$ , is  $2,65 \text{ t/m}^3$ .

- a. Bepaal het poriëngehalte,  $n$ , van het droge materiaal  
b. Bepaal de volumieke massa,  $\rho$ , van dit materiaal als dit volledig verzadigd is  
c. Bepaal het volumiek gewicht,  $\gamma$ , (in  $\text{kN/m}^3$ ) van deze grond als de verzadigingsgraad 85% is  
d. Wat is het watergehalte (in %) van deze grond bij een verzadigingsgraad van 85%.

### Opgave 3.5

Geven zijn de volgende grondparameter:

NAP-2,0 m tot NAP-4,0 m: zand 1:  $\gamma_{dr} = 17 \text{ kN/m}^3$ ;  $\gamma_{sat} = 19 \text{ kN/m}^3$

NAP-4,0 m tot NAP-12,0 m: klei:  $\gamma_{dr} = 15 \text{ kN/m}^3$ ;  $\gamma_{sat} = 15 \text{ kN/m}^3$

Vanaf NAP-12,0 m: zand 2:  $\gamma_{dr} = 19 \text{ kN/m}^3$ ;  $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$

De grondwaterstand in zandlaag 1 is gemeten op NAP-3,0 m en de waterstand in zandlaag 2 is gemeten op NAP-1,0 m.

- a. Bereken de grond-, water- en korrelspanningen tussen maaiveld en NAP-13,0 m.  
b. Hoe groot is de waterspanning in het eerste watervoerende pakket ten opzichte van het freatische grondwater?

### Opgave 3.6

Gegeven is de volgende grondopbouw:

NAP-0,4 m tot NAP-2,7 m: zand 1:  $\gamma_{dr} = 19 \text{ kN/m}^3$ ;  $\gamma_{sat} = 21 \text{ kN/m}^3$ ;  $\varphi = 30^\circ$

NAP-2,7 m tot NAP-5,0 m: klei 1:  $\gamma_{dr} = 17 \text{ kN/m}^3$ ;  $\gamma_{sat} = 17 \text{ kN/m}^3$ ;  $\varphi = 22,5^\circ$

NAP-5,0 m tot NAP-9,5 m: veen:  $\gamma_{dr} = 12 \text{ kN/m}^3$ ;  $\gamma_{sat} = 12 \text{ kN/m}^3$ ;  $\varphi = 15^\circ$

NAP-9,5 m tot NAP-11,4 m: klei 2:  $\gamma_{dr} = 14 \text{ kN/m}^3$ ;  $\gamma_{sat} = 14 \text{ kN/m}^3$ ;  $\varphi = 17,5^\circ$

NAP-11,4 m tot NAP-12,5 m: zand 2:  $\gamma_{dr} = 19 \text{ kN/m}^3$ ;  $\gamma_{sat} = 21 \text{ kN/m}^3$ ;  $\varphi = 30^\circ$

NAP-12,5 m tot NAP-13,0 m: klei 3:  $\gamma_{dr} = 18 \text{ kN/m}^3$ ;  $\gamma_{sat} = 18 \text{ kN/m}^3$ ;  $\varphi = 25^\circ$

vanaf NAP-13,0 m: zand 3:  $\gamma_{dr} = 20 \text{ kN/m}^3$ ;  $\gamma_{sat} = 22 \text{ kN/m}^3$ ;  $\varphi = 30^\circ$

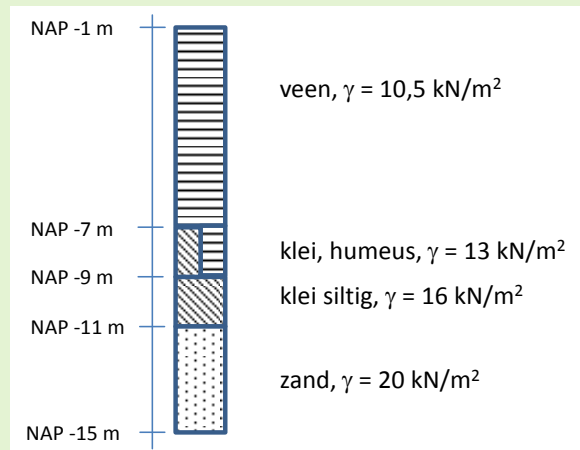
De GWS wordt gemeten op NAP-1,5 m en wordt hydrostatisch over de diepte aangenomen.

Opdrachtschrijving:

1. Teken en bereken de verticale grondspanning tot NAP-15,0 m.
2. Teken en bereken de waterspanning tot NAP-15,0 m.
3. Teken en bereken de verticale korrelspanning tot NAP-15,0 m.
4. Teken en bereken de horizontale korrelspanning tot NAP-15,0 m.
5. Teken en bereken de horizontale grondspanning tot NAP-15,0 m.
6. Ga na, hoe de waterspanning eruit komt te zien als in zandlaag 1 de grondwaterstand op NAP-1,5m staat en als er in het tweede zandpakket met behulp van een peilbuis een stijghoogte van het water van NAP-2,5 m gemeten wordt en in de derde zandlaag de stijghoogte van het water op NAP-2,0 m ligt. Wat zegt dit over de waterdruk?

### Opgave 3.7

Ten behoeve van het ontwerp van een fietserstunnel is een boring uitgevoerd. Figuur 3.6.2 geeft het resultaat. Het maaiveld is gelegen op NAP – 1m. De grondwaterstand in het gebied is 0.5 m onder maaiveld, NAP -1,5 m. In de zandlaag heerst een stijghoogte gelijk aan NAP 0 m. Metingen met behulp van waterspanningsmeters tonen aan dat de stijghoogte in de veen- en humeuze kleilaag hydrostatisch verloopt.



**Figuur 3.6.2**  
Grondopbouw vraag 3.7

- Bepaal de grondspanning, korrelspanning en waterspanningen voor deze situatie op de laagscheidingen en op NAP -15 m.
- In de uitvoeringsfase van de bouw van de fietserstunnel is een bouwkuip nodig. Bij voorkeur wordt de bouwkuip in de droge ontgraven. Kan de bouwkuip tot NAP – 7 m in de droge worden ontgraven?
- Indien de bouwkuip in den natte wordt ontgraven, hoe hoog dient de waterstand tijdens het ontgraven minimaal te zijn. Hierbij hoeven geen veiligheidsfactoren in rekening te worden gebracht?

### Opgave 3.8

Wateroverspanning ten gevolge van een ophoging.

Gegeven is de grondopbouw van opgave 3.5. Op deze grondopbouw wordt een uniforme ophoging van 3 m droog zand aangebracht. Het volumieke gewicht van het zand is  $17 \text{ kN/m}^3$ .

- Hoe groot is de wateroverspanning in de bovenste zandlaag (zand 1), de kleilaag en het eerste watervoerende pakket (zandlaag 2)?
- Bereken de grond-, water- en korrelspanningen direct na het aanbrengen van de 3 m dikke ophoging, dus tussen NAP+1 m tot NAP-13 m.

### Opgave 3.9

Stel op drie identieke monsters worden schuifproeven uitgevoerd. De resultaten zijn in tabel 3.6.2 te vinden.

$F_n$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$F_t$ ( $\text{kN/m}^2$ )
50	31
100	63
200	117

- Bereken de effectieve hoek van de inwendige wrijving
- Bereken de effectieve cohesie

### Opgave 3.10

Op een 5 meter dikke kleilaag wordt in 2 fasen een 5 meter dikke zandlaag aangebracht. De eerste laag heeft een dikte van 3 meter en de tweede laag van 2 meter wordt 90 dagen later aangebracht. De grondwaterstand is gelijk aan het maaiveld. Het opgebrachte zand heeft een volumiek gewicht van  $17 \text{ kN/m}^3$ .

De kleilaag heeft de volgende gegevens:  $\gamma_{\text{sat}} = 15 \text{ kN/m}^3$ ;  $C'_p = 10$ ;  $C'_s = 60$ ;  $c_v = 1 \times 10^{-7} \text{ m/s}^2$ .

- Bereken met de methode Koppejan de eindzetting.
- Bereken de consolidatieperiode.
- Bereken de zetting naar 1 dag, 10 dagen, 90 dagen (voor de tweede ophoging), 100 dagen 200 dagen en 1000 dagen.

**Tabel 3.6.2**  
Opgave 3.9;  
Resultaten schuifproef.

**Opgave 3.11**

Uit een eerdere berekening is een primaire zetting van 0,6 m en een secundaire zetting van 0,4 m bepaald. De laagdikte van de samendrukbare laag is 12 m, de verticale consolidatiecoëfficiënt is  $1,5 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ . Zowel aan de boven- als aan de onderzijde van de samendrukbare laag is een watervoerende zandlaag aanwezig.

Bepaal de consolidatietijd  $\Delta t_c$ .

Teken een grafiek met het verloop van de primaire zetting.

**Opgave 3.12**

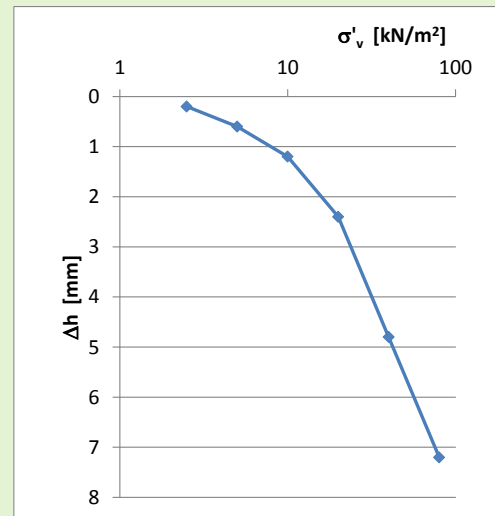
Figuur 3.6.3 en bijbehorende tabel geven de resultaten van een van de samendrukkingsproeven weer. De tabel geeft de zetting na 24 uur voor elke belastingstap. De originele hoogte van het monster,  $h_0 = 20 \text{ mm}$ .

Bepaal aan de hand van deze proefresultaten de grensspanning. (in kPa)

**Figuur 3.6.3**

Resultaten samendrukkingsproef, zetting na 24 uur in [mm] en totale belasting in [kPa] per stap.

stap	Zakking $\Delta h$ [mm]	Totale belasting [kPa]
1	0,2	2,5
2	0,6	5
3	1,2	10
4	2,4	20
5	4,8	40
6	7,2	80

**Opgave 3.13**

Figuur 3.6.4 en de bijbehorende tabel geven het tijd-zettingsverloop van de zesde stap van samendrukkingsproef uit vraag 3.12.

Bepaal aan de hand van de meetdata de waarde voor  $C_{\alpha}$ .

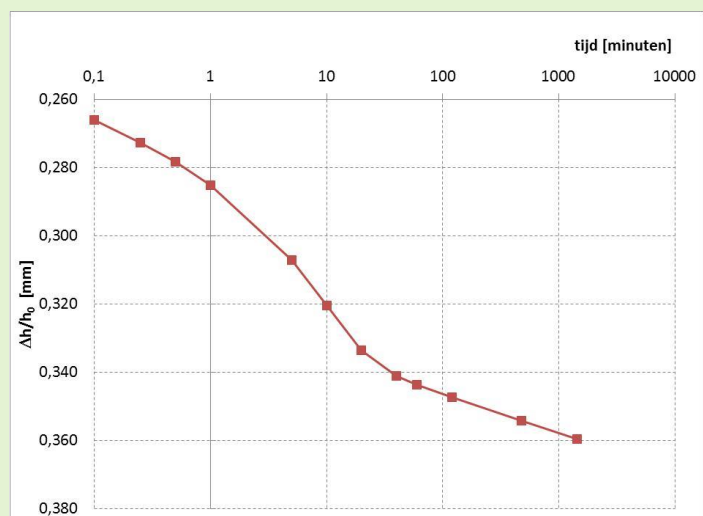
**Figuur 3.6.4**

&

**Tabel 3.6.3**

Tijd - zettingsverloop stap 6,  $h_0 = 20 \text{ mm}$

Tijd [min]	$\Delta h$ [mm]	$\Delta h/h_0$ [ - ]
0,1	5,32	0,266
0,25	5,45	0,273
0,5	5,57	0,278
1	5,70	0,285
5	6,14	0,307
10	6,41	0,320
20	6,67	0,334
40	6,82	0,341
60	6,87	0,344
120	6,95	0,347
480	7,08	0,354
1440	7,20	0,360



### 3.7 Referenties

- [3.1] Brinkgreve, R.B.J. *et. al.* Plaxis, Finite Element Code for Soil and Rock Analysis, 2D-version 9.0, Delft, The Netherlands, 2008
- [3.2] Craig, R.F. Soil Mechanics, 6d edition, Taylor & Francis Group, New York, 1997
- [3.3] CGF1, Grondmechanica en funderingstechniek, Elsevier opleidingen
- [3.4] CROW, Betrouwbaarheid van zettingsprognoses, 2004
- [3.5] CUR Aanbeveling 101, Uitvoering en interpretatie samendrukkingsproef, 2005
- [3.6] CUR 162, Construeren met grond, 1992
- [3.7] CUR 191, Achtergronden bij numerieke modellering van geotechnische constructies, deel 2 [1997]
- [3.8] CUR 2003-7, Bepaling geotechnische parameters, 2003
- [3.9] CUR 2005-1, Geforceerde consolidatie door afpompen van water
- [3.10] CUR 228, Ontwerprichtlijn door grond horizontaal belaste palen, 2010
- [3.11] Das, Braja, M., Fundamentals of Geotechnical Engineering, 2d edition, Thomson, Toronto, Canada, 2005
- [3.12] MSettle, User Manual, Deltares, Delft, The Netherlands, 2008
- [3.13] Haan den, E.J., Het a,b,c-Isotachenmodel hoeksteen van een nieuwe aanpak van zettingsberekeningen, Geotechniek, oktober 2009
- [3.14] Sellmeijer, J.B., Visschedijk, M.A.T. en Weinberg, M.J.M, Rekenen met verticale drains, Geotechniek, oktober 2004
- [3.15] Terzaghi, K., Peck, R.B. en Mesri, G., Soil Mechanics in Engineering Practice, 1996
- [3.16] Timoshenko, S.P. en Goodier, J. N., Theory of Elasticity, 3d edition, McGraw-Hill, New York, 1970
- [3.17] Verruijt, A., Grondmechanica, Delft University Press, 5<sup>e</sup> druk, 1999
- [3.18] Verruijt, A., An Introduction to Soil Dynamics, Springer, 2010
- [3.19] Verruijt, A., Geotechniek, Thema-uitgave Geotechniekdag, Prof.Ir. A.S. Keveling Buisman, Grondlegger van grondmechanica in Nederland, 2009
- [3.20] M. Visschedijk, Geotechniek 14<sup>e</sup> jaargang nummer 3 juli 2010, Isotachen berekeningen op een sigarendoosje





# **HOOFDSTUK 4**

# **FUNDERINGSTECHNIEK**

**READER  
GEOTECHNIEK**

**VOOR HET HBO**

**Initiatief:** Werkgroep Waterbouw KIVI afdeling Hoger Onderwijs Techniek

**Eindredactie:** dr.ir. U. Backhausen & prof. dr. ir. A.E.C. van der Stoel

Het auteursrecht berust bij KIVI, Den Haag. Openbaarmaking en vermenigvuldiging door HBO-instellingen ten behoeve van onderwijsdoeleinden zijn toegestaan onder naamsvermelding van de auteurs.

Stand: Augustus 2013

# HOOFDSTUK 4

## FUNDERINGSTECHNIEK

Ing. J. de Vos (Geomet)

### Inhoudsopgave

<b>4.1</b>	<b>Inleiding .....</b>	<b>4</b>
<b>4.2</b>	<b>Fundering op staal .....</b>	<b>5</b>
4.2.1	Vormen van funderingen.....	5
4.2.2	Aansluiten op bestaande funderingen op staal .....	7
4.2.3	Overweging voor keuze van funderingen op staal.....	8
4.2.4	Uitvoering funderingen op staal .....	10
4.2.5	Spreiding van belastingen vanuit de fundering.....	12
<b>4.3</b>	<b>Paalfunderingen.....</b>	<b>15</b>
4.3.1	Eigenschappen van paalsystemen .....	16
4.3.2	Heiend aangebrachte paalsystemen .....	23
4.3.3	Geboorde paalsystemen.....	26
4.3.4	Keuze van funderingsniveau.....	27
<b>4.4</b>	<b>Keuze funderingswijze.....</b>	<b>30</b>
<b>4.5</b>	<b>Activeringsvragen en zelfstudieopdrachten .....</b>	<b>32</b>
<b>4.6</b>	<b>Referenties .....</b>	<b>34</b>



Van oudsher worden onder bouwwerken funderingen aangebracht om de krachten over te brengen naar de ondergrond. De vorm en afmeting van de fundering werd op basis van lokale kennis proefondervindelijk (empirisch) bepaald. In het terrein viel daarbij de keuze op de locaties met vaste, harde lagen die niet gevoelig waren voor zakkings. In de delta's van de rivieren zijn dit veelal de hoger liggende terreindelen.

Onderzoek over de sterkte van de bodem in de vorm waarover wij nu beschikken, was niet voorhanden. Wel de ervaring vanuit het gedrag van eerdere bebouwing. Vervorming van de ondergrond moest worden beperkt om grote verschillen in de zakking van de constructie te voorkomen.

Met de huidige onderzoeksmethoden van sonderen en boren kunnen we de ondergrond goed verkennen. Echter bedacht dient te worden dat het geldt voor de plaats waar het grondonderzoek wordt uitgevoerd. Daar de ondergrond een natuurproduct is met sterke variatie in verschijningsvormen, kunnen in het materiaal grond ook op korte afstanden afwijkingen in sterkte en eigenschappen voorkomen, soms in zeer sterke mate. Het is geen materiaal met min of meer constante eigenschappen zoals dat wel aanwezig is bij staal, beton en hout. Ervaring van de ontwerper is onontbeerlijk om een gedegen advies af te leveren.

In principe worden een tweetal typen funderingen onderscheiden:

- fundering direct op de ondergrond, zogenaamd de fundering op staal
- fundering op palen waarbij de krachten naar dieper liggende lagen worden overgebracht.

In geval van hoogbouw maken de zware constructies het soms nodig om, ook al kan er op staal worden gefundeerd, aanvullend extra palen toe te passen gelet op de hoge concentraties van de belastingen. In dat geval wordt gesproken over een paal-plaatfundering, zowel de vloer met poeren en de palen geven de belasting van de constructie door naar de onderliggende grond. Ook bij onderkelderde constructies met een ontgravingsniveau tot in de dragende grondlagen is dit aan de orde.

Over een paalfundering wordt veelal gesproken indien de paallengte groter is dan 5x de diameter. Bij een kleinere verhouding is er sprake van een fundering op staal.

## 4.1 Inleiding

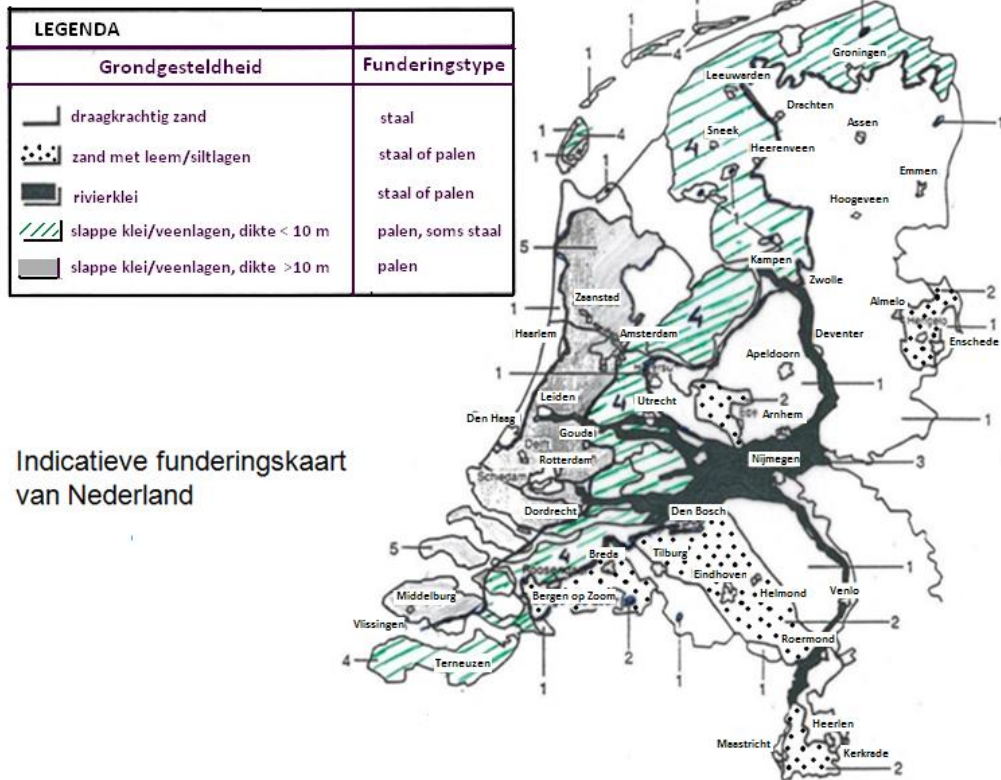
Voor de beoordeling van de ondergrond wordt deze eerst onderzocht op zijn sterkte door het maken van sonderingen en/of het uitvoeren van boringen met steken van grondmonsters en deze te beoordelen ten aanzien van aanwezige eigenschappen (sterkte/vervorming).

De juiste kennis van de ondergrond is van groot belang. De kenmerken van de ondergrond bepalen uiteindelijk de wijze waarop een bouwwerk kan worden gefundeerd en welke afmetingen en diepte hiervoor benodigd zijn. Naast directe draagkracht is er ook het criterium van de mogelijke zakking die in dieper liggende grondlagen kan ontstaan als gevolg van de aangebrachte belasting door de fundering.

Een indicatie van de overheersende wijze van funderen in verschillende gebieden van Nederland is gegeven in figuur 4.1.1. Voor de uiteindelijke keuze van het funderingstype is ook de ervaring en werkwijze van de bouwende aannemer mede van invloed.

**Figuur 4.1.1**

Indicatieve funderingskaart van Nederland;  
(bron: SBR Handboek Funderingen)



## 4.2 Fundering op staal

Funderingen op staal hebben betrekking op constructies die op relatief geringe diepte op de draagkrachtige ondergrond worden gefundeerd, veelal met toepassing van een verbrede voet of strook. Deze verbreding is nodig om de druk die vanuit de constructie wordt uitgeoefend te spreiden over een groter oppervlak zodat de ondergrond de directe belasting kan opnemen. Naast directe draagkracht is een beschouwing ten aanzien van mogelijke verschillen in vervorming van belang. Het aanlegniveau van de fundering dient op een vorstvrije diepte te worden geplaatst om opvriezen te voorkomen evenals ongelijke vervorming tijdens de periode van dooi. Aan de zonkant ontdooit de grond namelijk sneller waardoor "zakking" ontstaat ten opzichte van de schaduwzijde.

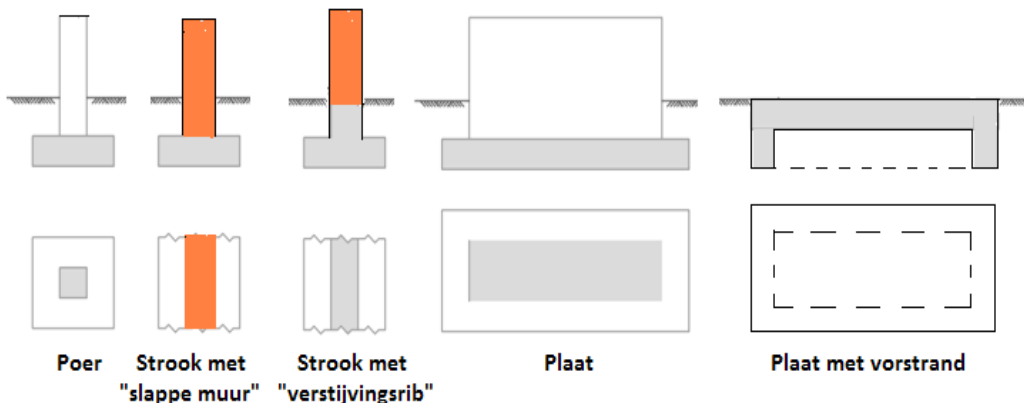
De term: "funderen op staal" is afkomstig van het Oud Germaans "stal" en Frans "estal", wat "staan op, rusten op" betekent en heeft uiteraard niets te maken met het materiaal staal. In de funderingstechniek betekent het "harde ondergrond".

De berekening van de draagkracht van een fundering op staal wordt in hoofdstuk 6 behandeld aan de hand van de NEN9997-1

### 4.2.1 Vormen van funderingen

In de huidige situatie is er veelal sprake van een fundering op staal door middel van stroken, poeren of een plaat met vorstrand die direct op de ondergrond worden geplaatst al dan niet met een (beperkte) grondverbetering (figuur 4.2.1). Bij een minder homogene ondergrond wordt op de strook en onder de plaat mogelijk een verstijvingsrib toegepast. Deze zorgt ervoor dat belastingen worden gespreid indien de zetting van de ondergrond of de belasting uit de constructie ongelijk zijn.

De paal-plaatfundering is ter plaatse van de zwaar belaste onderdelen van de constructie mede ondersteund door palen.



**Figuur 4.2.1**  
Vormen van "lage"  
funderingen;  
(bron: Geomet)

Onderkelderde woningen met een stijve constructie kunnen in matig draagkrachtige grond toch op staal worden gefundeerd. Het gewicht van de uitgegraven grond kan zonder spanningstoename worden vervangen door de belasting vanuit de nieuwbouw. De stijfheid van de kelderwanden en de vloer zorgt voor een gelijk vervormingsgedrag.

Bij een gedeeltelijk onderkelderde woning wordt dit complexer door de verschillen in spanningstoename en risico van ongelijke zetting. Zelfs bij een goede grondslag bestaande uit vast zand dient de aanvulling van de uitgegraven bouwput sterk te worden verdicht om latere inklink en dus zettingsverschil te voorkomen.

Een grondverbetering kan bestaan uit het machinaal verdichten van de directe ondergrond, het deels ontgraven en vervangen door verdicht zand, het aanbrengen van een grout injectie of chemische injectie zodat de grond wordt gebonden (kan alleen bij zand).

Voorts is er de mogelijkheid om een grondverbetering toe te passen in combinatie met een licht aanvulmateriaal, zoals speciale zandsoorten met lichter volumegewicht, polystyreen schuimblokken, argexkorrels of schuimbeton.

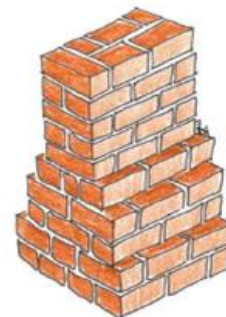
Een bijzondere funderingswijze bij onderkelderde constructies is een Pneumatisch aangebracht Caisson. Een (groot) deel van de ruwbouw wordt eerst op het maaiveld gemaakt met een snijrand onder de buitenrand, waarna onder luchtoverdruk de grond onder de "doos" wordt weggehaald. De uitvoering vereist veel kennis en grote deskundigheid van partijen.

In aanvulling op de huidige gangbare funderingswijzen zijn nog een aantal mogelijkheden aangegeven die in het verleden werden gehanteerd of van bijzondere aard zijn.

#### Figuur 4.2.2

Uitgetrapt metselwerk;  
(bron: F<sub>3</sub>O/Geomet)

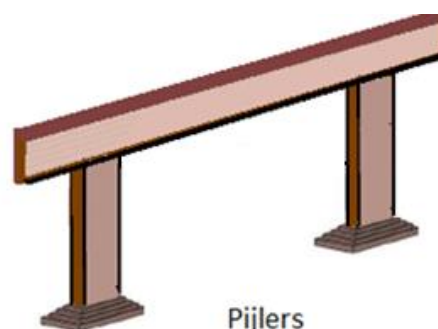
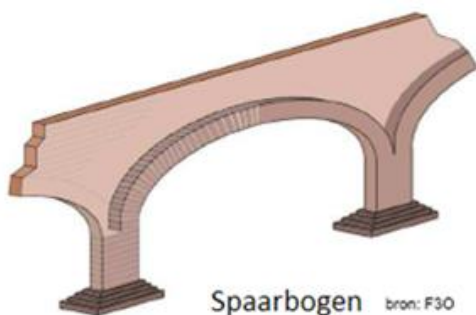
- Uitgetrapte metselwerkfundering waarmee het dragend oppervlak wordt vergroot, de breedte verspringt in de regel met maximaal 50 mm ter weerszijden. Bij de oude steens muren is 0,54 tot 0,65 meter een gangbare breedte. Voor lichtere constructies is het beperkt tot een maat van 0,4 tot 0,5 meter, figuur 5.2.2



- Pijlers of Spaarbogen in geval van dieper liggende funderingslagen. Bespaard wordt op materiaal wat minder voorhanden was, figuur 4.2.3

#### Figuur 4.2.3

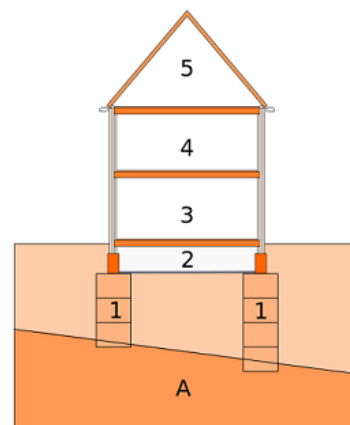
Funderingsmogelijkheden:  
Spaarbogen en pijlers;  
(bron: F<sub>3</sub>O/Geomet)



#### Figuur 4.2.4

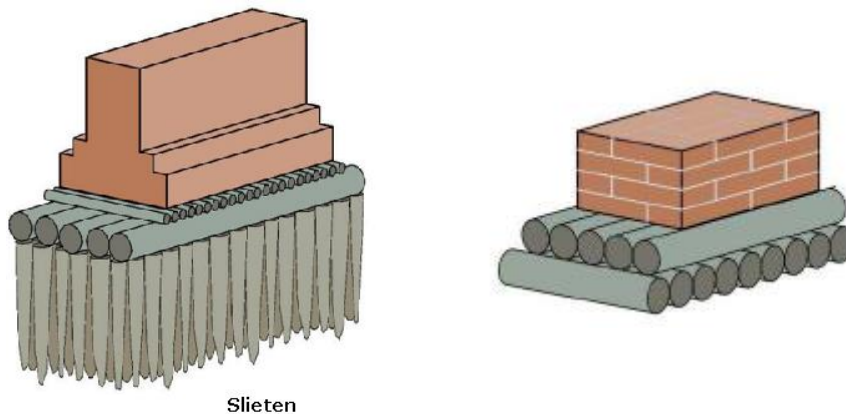
Putringen;  
(bron: Wikipedia)

- Putten of Putringen die veelal buiten de gevel uitsteken en inwendig worden uitgegraven. In het buitenland waar handkracht relatief goedkoop is, wordt dit nog regelmatig toegepast, figuur 4.2.4





- Slieten zijn korte dunne palen van enkele meters die tegen elkaar aan in de grond worden geslagen tot op vastere (klei)lagen en als een grote poer de belasting overbrengt, figuur 4.2.5. Op de slieten bevinden zich houten balken. De houten balken kunnen ook zonder slieten voorkomen. De functie van de houten delen is het verdelen van de belasting en het voorkomen van het doorponsen van de constructie, figuur 4.2.5.



**Figuur 4.2.5**  
Slieten,  
Houten balken;  
(bron: F<sub>3</sub>O)

#### 4.2.2 Aansluiten op bestaande funderingen op staal

Voor het funderen van nieuwbouw naast al bestaande bebouwing zijn mogelijk maatregelen nodig om de draagkracht van op staal gefundeerde constructies te handhaven. Bij oudere bebouwing is de dekking op het aanlegniveau veelal beperkt zodat al snel tot onder het aanlegniveau zou worden ontgraven. De draagkracht neemt hierdoor af, wat bij diepere ontgravingen kan leiden tot bezwijken. Het toepassen van een versterking onder de oude fundering is noodzakelijk. Hiervoor zijn verschillende systemen beschikbaar

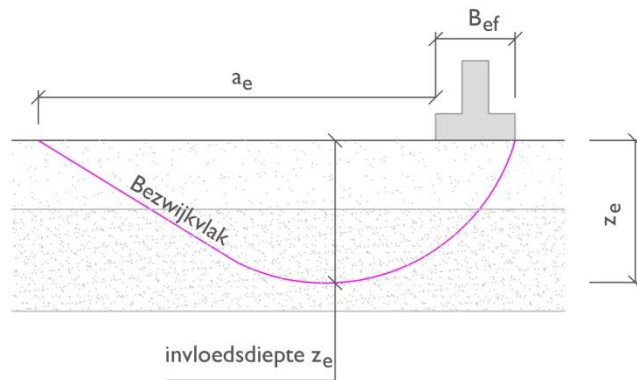
- Bodeminjectie aanbrengen vanaf onderkant fundering tot ten minste 0,5 meter onder het ontgravingsniveau van de nieuwe fundering. De horizontale stabiliteit hangt af van de kerende hoogte en de breedte van de injectie, deze dient te worden gecontroleerd als zijnde een grondkerende constructie met bovenbelasting. Toepassing is alleen mogelijk in goed waterdoorlatende zandgronden.
- Jetgrouten onder hoge druk, kan zowel in zand als in klei- en veenlagen. De onderlinge afstand van de lansen dient in klei en veen te worden beperkt
- Fasegewijs ondermetselen of onderblokken van de bestaande fundering waardoor het aanlegniveau stapsgewijs wordt verlaagd.

### 4.2.3 Overweging voor keuze van funderingen op staal

De keuze voor wel of niet toepassen van een fundering op staal kent meerdere aspecten. De aard en samenstelling van de grondlagen zijn bepalend voor de draagkracht en de daaruit vloeiende vervorming. Het type bebouwing en de grootte van optredende belastingen spelen hierbij een belangrijke rol. De mogelijke vervormingen die optreden betreffen enerzijds de ontwikkeling van de draagkracht en anderzijds de samendrukking van dieper liggende grondlagen. Een zandlaag van meerdere meters op een klei- of leemlaag zal voor de ontwikkeling van de draagkracht voldoende dikte hebben maar door zetting in de diepere laag wel mogelijk tot vervormingen en schade lijden.

**Figuur 4.2.6**

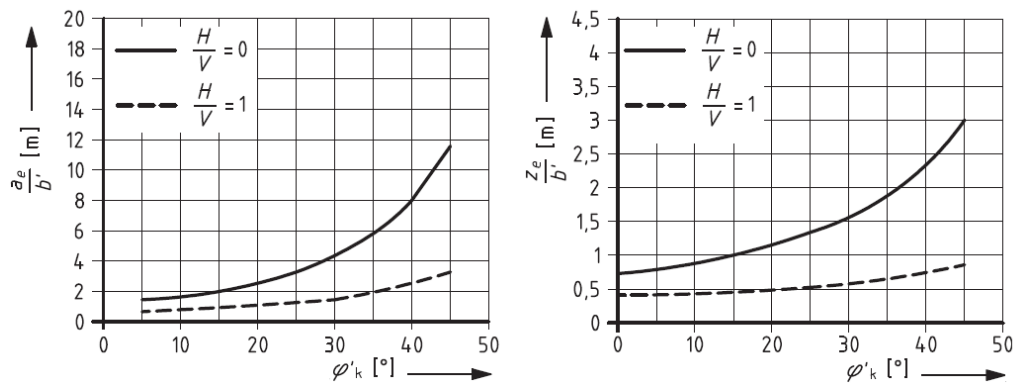
Verloop schuifvlak fundering op staal.



In figuur 4.2.6 is het schuifvlak voor de ontwikkeling van het draagvermogen aangegeven, terwijl figuur 4.2.7, afhankelijk van de sterkte van de grond en de aard van de belasting (verticaal of verticaal in combinatie met horizontaal), de bepaling van de omvang van het invloedsgedebiet geeft in afhankelijkheid van de hoek van inwendige wrijving  $\phi_{rep}$ .

**Figuur 4.2.7**

Afmeting van bezwijkvlak als functie van effectieve hoek  $\phi'_{rep}$ ; (bron: NEN-9997-1)

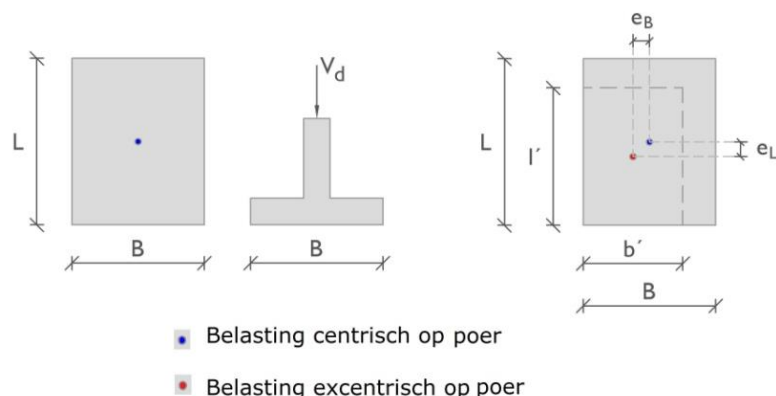


Een constructie bestaande uit een betonskelet of opgebouwd in metselwerk is gevoeliger voor vervormingen ten opzichte van een staalconstructie. De flexibiliteit en vervorming van het materiaal staal zorgt ervoor dat het enigszins mee beweegt met de ondergrond en grotere verschillen kan opnemen zonder dat scheurvorming optreedt. In staalconstructies opgetrokken Loodsen en Fabriekshallen worden dan ook eerder voorzien van een fundering op staal.

Ook voor tijdelijke, lichtere constructies kan bij een mindere vastheid van de ondergrond gekozen worden voor een fundering op staal, eventueel voorzien van nastelbaar zijnde dragende elementen zodat de constructie op hoogte kan worden gehouden. Denk aan noodwinkencentra, opvang van schoollokalen, bergingen, garages en hulpconstructies bij de realisatie van nieuwbouw. In feite vormen de draglineschotten onder kranen ook een fundering op staal met als functie het gewicht gelijkmatig te verdelen. Bij zwaardere Kranen worden veelal dubbele schotten gebruikt. Van groot belang is de verdeling en de draagkracht in geval van excentrische belasting. De geconcentreerde belasting op het uiteinde van de schotten heeft

bij het overhoeks draaien van de kraan al menigmaal tot het omvallen geleid. Ook het evenwijdig plaatsen van de rupsen op één schot is risicovol.

Excentrisch belasten van een funderingselement leidt tot een reductie van het dragend oppervlak, in hoofdstuk 6 wordt bij de berekeningsopzet hier nader op ingegaan. Uit onderstaande figuur 4.2.8 blijkt dat reductie zowel in breedte als lengte kan optreden afhankelijk van de positie van het belastingpunt op de fundering.



**Figuur 4.2.8**  
Belasting op funderingselement.

Toekomstige ontwikkelingen van het gebied waarin wordt gebouwd, kunnen mede bepalend zijn voor de keuze van funderen. Ruilverkaveling in een klei- of veen- poldergebied gepaard gaande met verlagingen van de waterpeilen, betekent extra zetting.

Het slechts gedeeltelijk ophogen van een terrein geeft ongelijke zetting in de ondergrond die bij een op staal gefundeerde constructie scheefstand kan veroorzaken, figuur 4.2.9. Een ophoging van dijken betekent extra zetting waardoor de gevel van de bebouwing aan de dijkzijde meer vervormt met als effect dat de constructie naar voren overhelt. Een woning gebouwd tegen een oude "uitgezakte dijk" gaat bij aanwezigheid van samendrukbare lagen achterover hellen om dat de nieuwe constructie buiten of aan de teenzijde van de dijk meer zakt door de lagere spanningen in de ondergrond. Een extra verdiepingshoogte beneden aan de dijk zorgt daarbij ook voor extra belasting.



**Figuur 4.2.9**  
Scheefstand veroorzaakt door ongelijke zettingen;  
(bron: Geomet)

Een onderschatte factor is vaak de mogelijke invloed van eenzijdige begroeiing bij op staal gefundeerde constructies in een bodem die (groten)deels uit samendrukbare materiaal bestaat. Zo kunnen populieren in de groeiperiode veel water aan de bodem onttrekken waardoor aan die zijde forse verlagingen optreden met zetting tot gevolg. Dit niet alleen in de grond maar ook van de dichtbij gelegen gevel van een bebouwing. Scheefstand en scheurvorming zijn het gevolg. Een effect overigens wat eveneens aan de orde kan zijn in geval van bemalingen hoewel de verlaging van het grondwater hierbij gelijkmatiger zal zijn maar toch ook kan leiden tot verschillen in zakking van constructie onderdelen.

#### 4.2.4 Uitvoering funderingen op staal

Voordat kan worden gestart met het maken van de funderingsplaten, poeren of stroken moet worden gecontroleerd of de kwaliteit van de grondslag overeenstemt met de uitgangspunten bij het ontwerp in verband met draagvermogen en vervorming. De uitvoering van een fundering op staal kan een grote invloed hebben op de kwaliteit van het bovenste deel van de grondslag waarop de funderingsstrook, -poer of -plaat wordt aangelegd. In verband daarmee dienen de volgende aanwijzingen te worden gevolgd.

Voor de aanleg van een fundering op staal dient de grondwaterstand ten minste 0,3 meter lager te liggen dan het benodigde funderingsniveau om de verdichting van het aanlegniveau goed te kunnen uitvoeren. Bij hogere grondwaterstanden is er toenemend risico van drijfzand tijdens het trillen. Zeker wanneer een grondverbetering nodig is en dus dieper moet worden ontgraven, kan dit kritisch worden waarbij vanuit economische aspecten vaak wordt afgezien van een fundering op staal met een bemaling. Enerzijds lopen de kosten op en anderzijds ontstaat er risico dat verontreinigingen van grondwater in de omgeving zich gaan verplaatsen.

In sterke, cohesieve grondsoorten (o.a. leem, stijve klei) dient op het ontgravingsniveau altijd een gedraineerd zandbed van 0,2 á 0,3 meter aangebracht te worden. In natte perioden is anders de bouwput onbegaanbaar. De drains worden bij voorkeur in met zand opgevulde sleuven onder de aangebrachte zandlaag gelegd. Het water stroomt via het zandbed naar de sleuven die het water via de drains afvoeren naar 1 of meerdere pompputjes.

Bestaat de ondergrond uit niet-cohesief materiaal dan moet op aanlegniveau de grondslag worden verdicht door tenminste drie overgangen met een geschikte verdichtingsmachine. Plaatselijk aanwezige insluitingen van slechte grond of andere niet gewenste voorwerpen dienen te worden vervangen door grofkorrelig materiaal ( $D_{50} > 0,2$  mm) dat laagsgewijs wordt aangebracht en verdicht.

Voor het verdichten van grond (met name zand) zijn er meerdere mogelijkheden zoals:

- trilplaat
- trilwals
- stamper
- schapenpootwals
- intrillen staalprofiel
- dynamisch verdichten

Figuur 4.2.10 geeft een indruk van de verschillende methoden.

**Figuur 4.2.10**  
Verdichtings-  
materieel;  
(bron: Wikipedia)



Zowel de trilplaat als de trilwals is er in verschillende zwaarte. Hoe zwaarder hoe dieper het verdichten zal kunnen reiken. Uit de praktijk blijkt echter dat voor het bereiken van de door de fabriek opgegeven diepte bij geschikt zand zeker 10 tot 12 gangen nodig zijn.

Gangbaar is dat kruislings en overlappend in 4 tot 6 gangen wordt verdicht met een laagdikte van 0,3 tot 0,4 meter. Het aanvulzand dient een goede gradering (d.v.z. met heel weinig fijn stof) te hebben met een D50 van 0,300 tot 0,400 mm en bij voorkeur een meer hoekige en weinig bolvormige vorm. In een beperkte ruimte wordt een stamper gebruikt.

Nauwelijks te verdichten is uniform zand; korrels van gelijke grootte stapelen zich op met een relatief hoog percentage open ruimte. Van duinzand is bekend dat het verbeteren van de vastheid slecht haalbaar is door de ronde vorm van de korrels.

Het optimale vochtgehalte van het zand kan worden bepaald met de Proctorproef. Afhankelijk van de samenstelling ligt het optimale watergehalte in het algemeen tussen de 8 en 15 %. Controle op de bereikte verdichting kan met dichtheidsmetingen en/of met sonderingen. In geval van handsonderingen dient rekening te worden gehouden met de wrijving langs de sondeerstangen die bij toenemende diepte steeds groter wordt.

Met dynamisch verdichten zijn afhankelijk van zwaarte van het hamerblok / valblok grotere diepten bereikbaar. Het intrillen van staalprofielen kan tot zeer grote diepte verdichting van het zandmateriaal teweeg brengen. Indien tegelijkertijd water wordt ingebracht is er sprake van Vibroflotation of Rütteldruckverfahren. Hoge dichtheden kunnen hiermee worden bereikt in fijne en grove zandgronden.

In klei en leem zijn de vermelde verdichtingsmethoden niet geschikt. Door het materiaal in zeer dunne laagjes aan te brengen kan het ingereden en dicht gedrukt worden. Een speciale verdichting kan met de zogenaamde "schapenpootwals". Op een ronde wals zijn stalen penen geplaatst die een klei- of leemlaag in elkaar drukt. Door de laagdikten beperkt te houden (0,15 tot 0,25 meter) kan een goede verdichting worden behaald. Voor aanvulling van sleuven in kleigrond zijn er aangepaste smalle rollers.

Zonder verdichting van de aangebrachte grond ontstaat er op langere termijn inklink van het materiaal. Los gestort zand heeft een potentiële inklink van 5 tot 10 % van de aangebrachte laagdikte. Voor klei en leem kan dit minstens oplopen naar 20 tot 30% afhankelijk van de grootte van de brokken grond en dikte van de laagsgewijze aanvulling.

#### *Aandachtspunten bij het ontwerp*

Bij het bepalen van draagkracht en vervorming van een fundering op staal moeten de volgende aspecten worden beschouwd:

- aanwezigheid van belendende funderingen;
- invloed van eventuele toekomstige wijzigingen in de grondwaterstand;
- invloed van vegetatie, uitdroging of verzadiging van de ondergrond;
- invloed van aanwezige of toekomstige nutsleidingen langs de gevels van het bouwwerk, waarvoor bij reparatie of vernieuwing ontgravingen nodig zijn.

#### *Invloedszone belendingen*

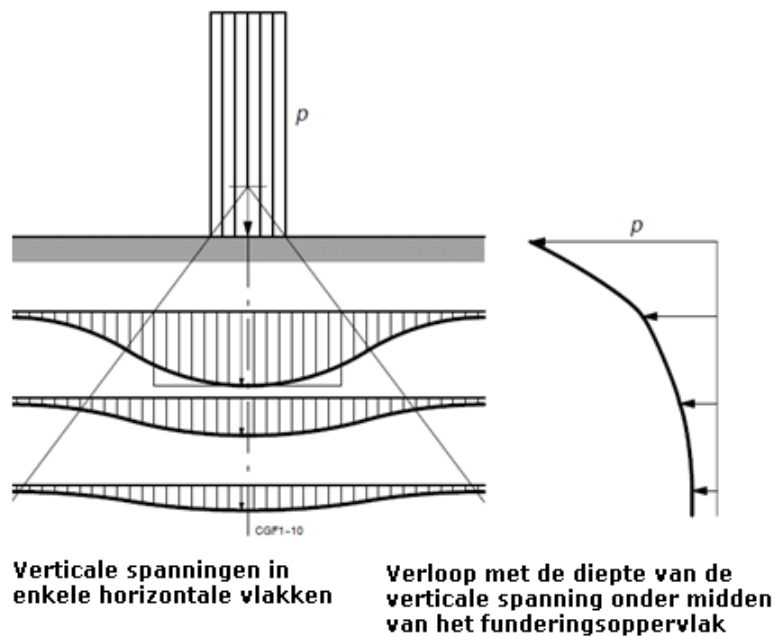
Indien verwacht wordt dat de bestaande fundering op ontoelaatbare wijze door de nieuw aan te leggen fundering zou kunnen worden beïnvloed, dan kan worden overwogen de bestaande fundering te versterken, bijvoorbeeld door de ondergrond plaatselijk te verstenen (chemisch injecteren) of door het aanlegniveau van de bestaande fundering op een dieper niveau te brengen (ondermetselen). Bij een bestaande belendende fundering op staal wordt het afgeraden de nieuwe fundering op een hoger niveau aan te leggen. Wordt dit toch gedaan dan zal de bestaande fundering een horizontale belasting op moeten kunnen nemen. Ook kan, bij een latere sloop van de belending, het draagvermogen van de nieuwe fundering nadelig worden beïnvloed.

#### 4.2.5 Spreiding van belastingen vanuit de fundering

Onder een aanlegniveau van het funderingselement vindt bij toenemende diepte spreiding van de belasting plaats. De theoretische basis voor de mate van spreiding is in de 2<sup>e</sup> helft van de 19<sup>e</sup> eeuw gelegd door de Fransman Boussinesq uitgaande van een elastisch materiaal zonder blijvende vervorming. Verondersteld werd een homogeen en isotroop materiaal zodat in ieder punt het materiaal dezelfde eigenschappen heeft. Aan de hand van zijn bevindingen zijn voor standaard belastingsvormen spreidingsfiguren opgesteld. Veel voorkomende vormen zijn cirkelvormige belastingen en strookbelastingen.

In figuur 4.2.11 is op basis van de theorie van Boussinesq de spreiding van een belasting gegeven met een smalle breedte. Bij toenemende diepte ontstaat er over een breder vlak een klokvormige spanning met een lagere waarde ten opzichte van de waarde op het maaiveld. Voor matig vaste grondlagen wordt vaak een spreiding van 2:1 (vert.:hor.) aangehouden, wat nagenoeg overeenkomt met de waarde volgens Boussinesq, zie figuur 4.2.12.

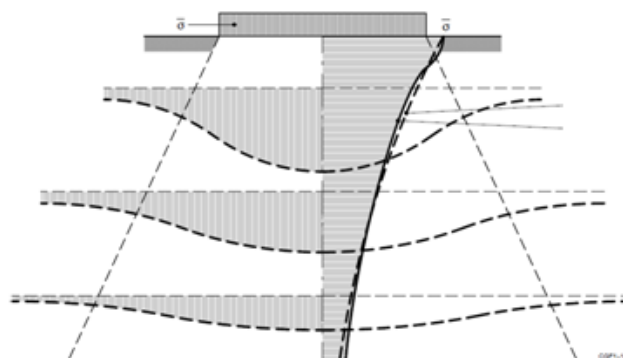
**Figuur 4.2.11**  
Spreiding volgens boussinesq;  
(bron: NEN-9997-1)



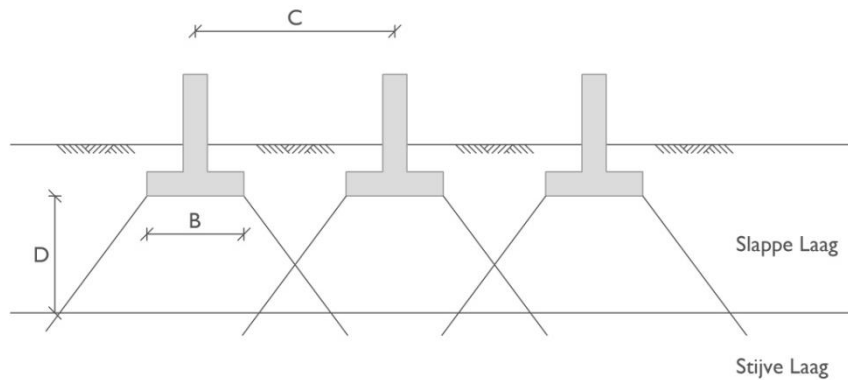
**Figuur 4.2.12**

---- Spreiding 2:1  
— Boussinesq

(bron: CGF1, Elsevier)

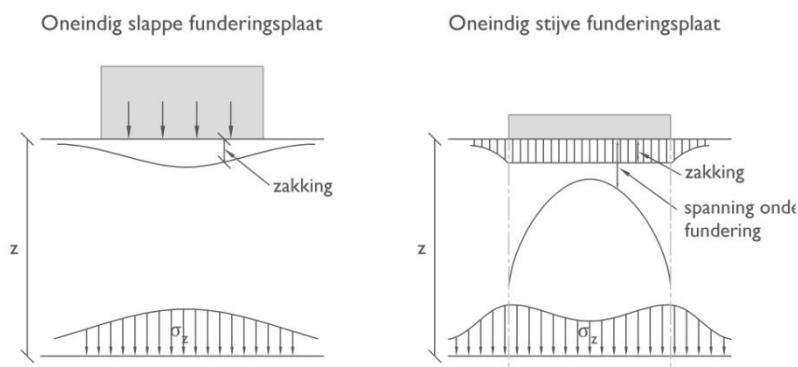


Bij stijve grondlagen kan worden uitgegaan van een helling van 1:1 terwijl bij steenachtig materiaal, bijvoorbeeld Repac of gebroken puingranulaat, een spreiding van 1: 2 (vert.:hor.) haalbaar is. Betonpuingranulaat heeft daarbij nog de gunstige eigenschap dat door cementresten er enigszins verkitting optreedt. Bedacht dient te worden dat bij een serie van belastingen in een vlak er op enige diepte overlapping van de spanningen ontstaat. Spreiding is dan alleen nog mogelijk aan de randen van de belasting, figuur 4.2.13.



**Figuur 4.2.13**  
Interactie tussen dicht bij elkaar gelegen poeren.

De verdeling van de spanning onder een strook of plaat hangt mede af van de stijfheid van de constructie. De 2 uiterste situaties bestaan uit een oneindig slappe constructie tegenover een oneindig stijve constructie. In het eerste geval wordt de belasting direct doorgegeven naar de ondergrond waarbij ongelijkmatige vervorming ontstaat omdat aan de buitenzijden meer spreiding kan optreden met een lagere zetting tot gevolg. Voor een oneindig stijve plaat geldt dat alleen een gelijke vervorming mogelijk is, wat in de ondergrond betekent dat er meer spanning naar de zijkanten moet om een gelijke zetting te verkrijgen. Figuur 4.2.14 geeft voor beide situaties het verloop aan.



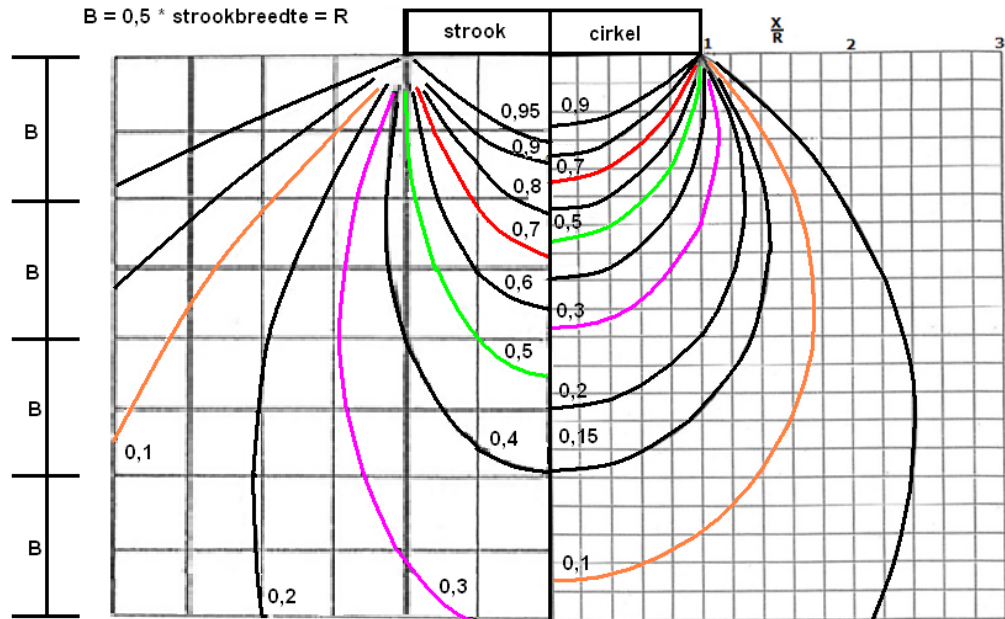
**Figuur 4.2.14**  
Spreiding afhankelijk stijfheid fundering.

Afhankelijk van de breedte van een uniform belaste strook of een cirkelvormige belasting, geeft figuur 4.2.15 in grafiekvorm het verloop van de spanning bij toenemende diepte. Aan de rechterzijde is de spreiding gegeven voor de cirkel en aan de linkerzijde de spreiding voor een strook. Voor beiden geldt dat slechts het halve belaste oppervlak/doorsnede is gegeven. Bij de cirkel is op een diepte van  $2x$  de straal de spanningstoename nog maar 30% van de opgebrachte belasting aanwezig terwijl voor de strook hiervoor minimaal  $4x$  de halve breedte nodig is. Verondersteld is dat de strook met de belasting "oneindig" doorloopt hetgeen in de regel niet opgaat. Echter zolang de verhouding lengte ten opzichte van breedte groter dan 10 is, kan de grafiek worden aangehouden voor een snelle en eenvoudige opzet van het bepalen van de spanningstoename.

Bij kleinere afmetingen en willekeurige vormen van de belasting kan worden gewerkt met de figuur van Newmark (wordt hier niet verder behandeld). Het belaste oppervlak wordt daarbij in segmenten verdeeld die bij toenemende afstand tot het beschouwde punt minder bijdragen aan de toename van de spanning. Ook het programma D-settle van Deltares heeft de mogelijkheid om verschillende vormen van belasting in te voeren om het invloedseffect van de belasting op de ondergrond te bepalen. Nauwkeuriger kan worden gerekend met een eindig elementen programma zoals Plaxis. Hierbij kunnen bij een gelaagde bodem de verschillende eigenschappen van de lagen goed meegenomen worden.

**Figuur 4.2.15**

Spanningen onder de fundering bij toenemende diepte;  
(bron: Geomet)



In de voorgaande spreidingsfiguren is de basis dat er sprake is van een uniforme bodemopbouw. Echter dit is niet altijd de werkelijke situatie.

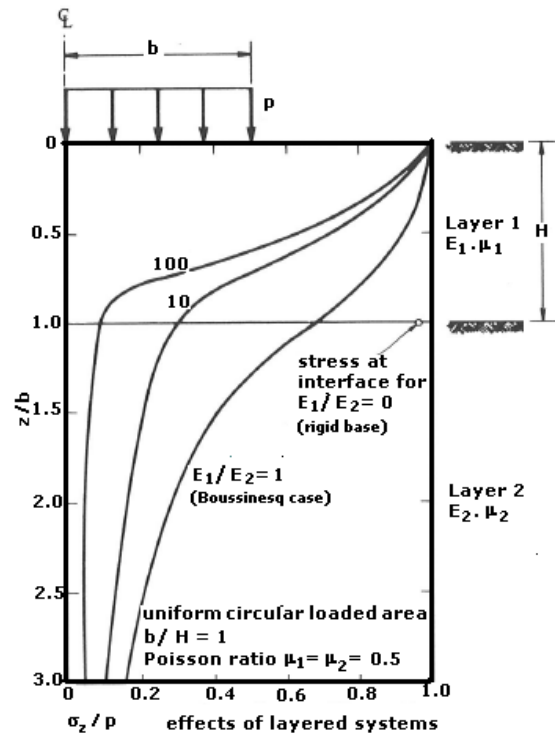
Figuur 4.2.16 is opgesteld op basis van de door Burmister ontwikkelde spanningsopbouw in gelaagde gronden. Het betreft de spanning in het midden van een cirkelvormige belasting op een toplaag met een dikte die gelijk is aan de cirkelstraal. De onderliggende laag heeft andere eigenschappen qua stijfheid (E-waarde). Indien aan beide lagen een gelijke stijfheid wordt toegekend ( $E_1/E_2=1$ ) dan ontstaat de Boussinesq figuur. Indien de stijfheid van laag 1 groter wordt dan die van laag 2, is de spanningstoename in de onderliggende laag minder tot beduidend minder als de stijfheid een factor 100 sterker is. De stijfheid van de bovenlaag zorgt ervoor dat de belasting over een groter oppervlak wordt gespreid.

In figuur 4.2.16 is ook aangegeven wanneer de toplaag veel slapper is dan de onderliggende laag. In dit geval kan de verhouding van  $E_1/E_2$  naderen naar 0 waarbij de spanning in de overgang van de lagen nagenoeg gelijk is aan de spanning direct onder de belasting ( $E_1/E_2=0$ ). De belasting ponst als het ware door de zwakke toplaag heen. In hoofdstuk 6.3.8 wordt daar nader op ingegaan.

**Figuur 4.2.16**

Invloed gelaagde bodemopbouw;  
(bron: Winterkorn & Fang bewerkt uit Burmister 1958)

Druk op de ondergrond betekent voor de ontwikkeling van de draagkracht dat er vervorming optreedt. Voor dit aspect kan in de berekening van een verend ondersteund steunpunt en beddingsconstante worden aangehouden die voor zand varieert van 10 MN/m<sup>3</sup> voor matig vast zand tot 50 MN/m<sup>3</sup> bij zeer vaste zandlagen.

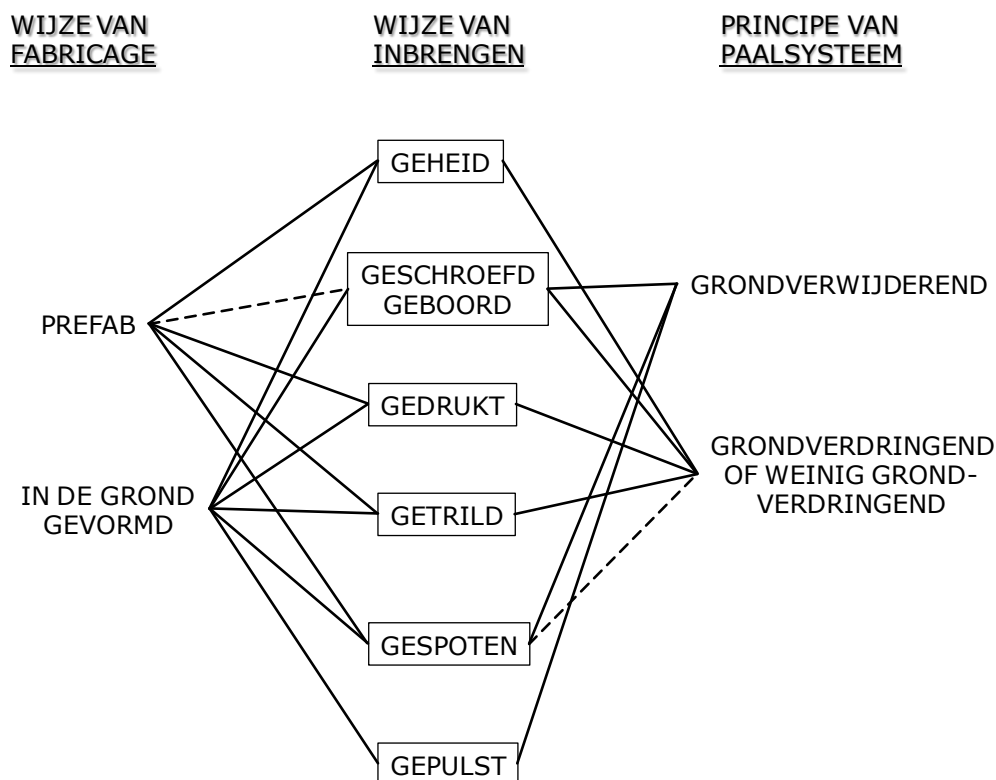




### 4.3 Paalfunderingen

De oudste vormen van het toepassen van palen dateren uit de Romeinse Tijd voor het verstevigen van wegen en vermoedelijk ook voor de fundering van bruggen over watergangen. Sinds de 13<sup>e</sup> eeuw worden in ons land houten palen veelvuldig toegepast voor de ondersteuning van constructies. Relatief veel palen zijn nodig vanwege de beperkte afmeting van de paalpunt waardoor het draagvermogen laag is (60 – 120 kN). Vanaf 1900 is de ontwikkeling van betonnen en stalen palen op gang gekomen waardoor grotere afmetingen mogelijk werden met een hogere draagkracht. In aanvng werden de "prefab" betonpalen nog op het werk gemaakt maar in de jaren na de 2<sup>e</sup> wereldoorlog werd overgegaan naar een fabrieksmatige vervaardiging. In de loop van de 50'er jaren kwam de in de grond gevormde, grondverdringende paal van het type Vibro in opmars, een geheel systeem. Met vallen en opstaan werd in de slappe bodem het systeem verder ontwikkeld. Aanpassingen van de wijze van fabricage en de samenstelling van het betonmengsel waren nodig om in de slappe bodem rondom Rotterdam een goed resultaat te verkrijgen.

In de 60'er jaren kwamen ook geboorde paalsystemen op de markt, aanvankelijk alleen de grondverdringende systemen (Fundex). Grondverdringend boren vergt echter veel energie en tijd zodat de kosten van paalinstallatie duidelijk toenamen. Na de ontwikkeling van geschroefde, grondverwijderende systemen begin 70'er jaren nam de toepassing van deze paaltypen in binnen stedelijke gebieden fors toe. De mogelijkheid van het trillingsvrij aanbrengen van de palen vormde hier de basis voor.



**Figuur 4.3.1**  
Overzicht combinaties paalsystemen;  
(bron: Geomet)

Beperking van geluid, trillingen en oliespatten leidde verder tot de ontwikkeling van steeds meer diversiteit van paaltypen en wijze van inbrengen, aangepast aan lokale omstandigheden en marktwerking door onderlinge concurrentie.

Kenmerkende aspecten voor de paalsystemen zijn:

- Grondverdringing - weinig grondverdringing - grondverwijdering
- Wijze van fabricage - prefab of in de grond gevormd
- Wijze van inbrengen - geheid, geboord/geschroefd, gedrukt, getrild, gespoten, gepulst.

Door de vele combinaties van systemen en typen is het aanbod van paaltypen groot (zie SBR Handboek Funderingen).

Om zich te onderscheiden werden door de paalfabrikanten aanpassingen doorgevoerd om een eigen specifieke paal in de markt te zetten en zo een uniek "selling point" te verkrijgen. Figuur 4.3.1 geeft een overzicht van mogelijke combinaties in paalsystemen.

Bij de grondverdringende paalsystemen wordt tijdens het inbrengen van de paal een gelijk volume grond weggeperst. In zandgrond is er sprake van verdichting van de grondslag rondom de paal, voor slecht doorlatende grondlagen is er sprake van verplaatsing (klei, leem, veen) omdat verdichting pas op langere termijn kan ontstaan. Het water tussen de fijne deeltjes verhindert een herschikking van de grond.

Bij de in de grond gevormde, grondverwijderende paalsystemen is er geen opspanning van grond rondom de paal. Door het weghalen van het materiaal ontstaat er een meer of mindere ontspanning van de grondslag wat tot uiting komt in benodigde reductiefactoren bij de bepaling van het draagvermogen zoals wordt behandeld in hoofdstuk 7.

#### **4.3.1 Eigenschappen van paalsystemen**

Er bestaat een grote variatie aan paalsystemen, waarvan de meest toegepaste paalsystemen in het kort met hun kenmerken zijn beschreven. De benodigde controle tijdens het inbrengen wordt aansluitend besproken.

##### Houten palen

Van oudsher betreft het de houten palen met betonoplinger die in de huidige tijd vrijwel alleen nog voor lichte constructies van bergingen, garages, etc. worden toegepast. Een natuurproduct met mogelijk onvolkomenheden zoals kwasten (ook wel noest of knoest genoemd) die ontstaan waar takken uit de stam zijn gegroeid. Het geeft een verzwakking in de sterkte van de paal met name wanneer meerdere takken op een gelijk niveau aanwezig waren. Tijdens het inheien is er dan een groter risico op schade aan de paal. Sterkere palen zijn die welke een langzamer groei kennen zoals in de Scandinavische landen, de structuur van het hout is compacter.

Ook dient zwaar heiwerk vermeden te worden. Gezien de houtsterkte van ca. 17 N/mm<sup>2</sup> wordt heien in zandlagen met vastheid van > 15 MPa niet aangeraden. Eventueel kan er ter voorkoming van paalpuntbeschadiging een stalen schoen worden toegepast doordat de punt ingeklemd zit.

Houten palen zijn verder kwetsbaar als de grondwaterstand onder de paalkop komt te liggen en er verrotting kan ontstaan. Toepassen van een betonnen oplinger boven de paalkop voorkomt dit. Aangehouden wordt veelal dat de paalkop op 0,5 meter onder het laagste grondwaterniveau komt te liggen.

In verhouding tot het algemeen beperkte draagvermogen kan door negatieve kleef het netto draagvermogen sterk reduceren bij grote dikte van de slappe lagen. In de omgeving van Rotterdam zijn funderingssituaties bekend dat het netto draagvermogen zelfs negatief is. De paal zakt dan steeds in kleine stapjes door wisselwerking van belasting en ontwikkeling negatieve kleef die afneemt bij een hogere grondwaterstand en zakking van de paal. De woning zakt gedeeltelijk mee met de maaiveldval.

Een gunstig aspect van een relatief beperkt draagvermogen is dat verhoudingsgewijs veel palen nodig zijn, per 0,8 á 1,0 meter een paal. Bij het wegvallen van een paal in een rij van 10 – 13 palen zal dan een herverdeling mogelijk zijn zonder dat dit een grote toename geeft. Door het grote aantal palen kan de funderingsbalk lichter worden. Andere voordelen zijn geringe kosten en gewicht, minder transport, buigzaam en taai.

De laatste decennia staan houten palen vaak in een negatief daglicht. Verrotting door lagere grondwaterstanden in stedelijke gebieden, aantasting door bacteriën en schimmels die leiden tot ongelijke verzakking van funderingen met scheurvorming tot gevolg ( zie site van F<sub>3</sub>O).

#### Prefab Betonpalen

Prefab betonpalen zijn een veel gebruikt paalsysteem omdat het een gecontroleerd product is waarvan de sterkte kan worden verbeterd met aanbrengen van extra wapening en voorspanning alsmede gebruik van hoge betonkwaliteit. De druksterkte is in principe niet maatgevend voor de op te nemen draagkracht. De afmetingen lopen uiteen van # 180 mm tot # 500 mm. Voor het installeren van de palen wordt in de regel bij voorgespannen palen aangehouden dat de lengte wordt gemaximaliseerd tot 80D. Grotere lengten kunnen in overleg met de paalleverancier eventueel worden toegepast.

Hoge draagvermogens zijn toepasbaar met als kenmerk een stijf last-zakkingsgedrag. De voorgespannen schacht maakt de paal zeer geschikt voor het opnemen van trekspanningen. In specifieke omstandigheden worden ook rechthoekige palen toegepast om een hoger moment op de paal toe te kunnen laten indien sprake is van horizontale (grond)belasting op de paal. De afmeting wordt in overleg met een leverancier bepaald. Hoge momentcapaciteit is bijvoorbeeld te bereiken met de afmeting 450x550 mm.

In de 50'er tot 70'er jaren werd veelvuldig een prefab betonpaal toegepast met een forse verzwaarde voet om meer draagkracht te verkrijgen in lagen met een matige vastheid. Aan deze opzet zat een nadeel dat bij het doorheien van tussenlagen alsook verloop van de paal de voet ervan af werd geheid zodat de paal niet meer bruikbaar was. Voorts was een reductiefactor nodig bij het bepalen van de paal draagkracht.

Nadelen zijn dat tijdens het heidend inbrengen van de palen trillingen ontstaan die voor de omgeving hinderlijk en schadelijk kunnen zijn. Palen moeten vroegtijdig worden besteld om voldoende uit te harden voordat transport en heiwerk plaats vindt. Tijdens het heien kan schade ontstaan door obstakels in de bodem – puin en oude funderingsresten, resten van oude bomen uit een ver verleden. Verlopen van de paal of breuk kan het gevolg zijn. Bij verwacht zwaar heiwerk door vaste tussenlagen kunnen spuitlansen worden aangebracht waardoor water onder hoge druk de grondweerstand vermindert.

Voorts kan de lengte in het werk niet meer worden aangepast bij tegenvallende weerstand tijdens het heiwerk. In geringe mate kan worden doorgeheid en de paal worden opgestort.

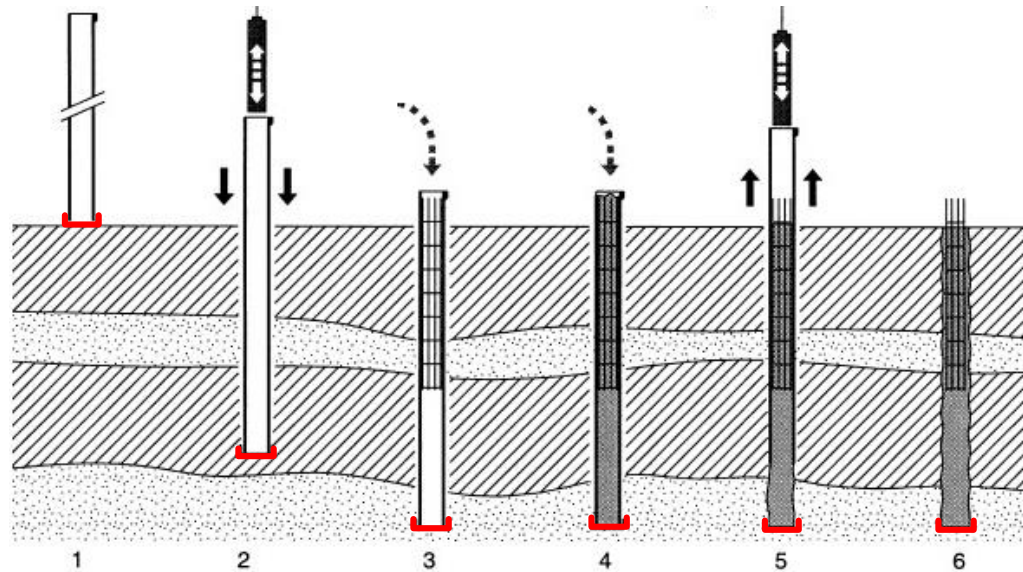
#### Vibro- en vergelijkbare ingeheide, in de grond gevormde palen

De Vibropaal bestaat uit een holle stalen buis die is voorzien van een stalen voetplaat (figuur 4.3.2) als afsluiting van de buis tijdens het inheien. Zodra deze op het voorziene puntniveau is gebracht, wordt de buis alvorens het beton te storten gecontroleerd op aanwezigheid van water of grond. De voetplaat die vaak wordt voorzien van een afdichtband, heeft een overmaat ten opzichte van de buis. Overwegend is de voetplaat qua oppervlak een factor 1,3 groter. De functie is enerzijds om meer puntdraagvermogen te krijgen en anderzijds het uittrekken van de buis te verbeteren. Bij vaste zandlagen en/of gewenst hoog draagvermogen kan de voetplaat verder worden vergroot. Voor de berekening van het draagvermogen is in de voorschriften aangegeven, dat een reductiefactor nodig is indien de verhouding van oppervlak voet/schacht groter is dan 1,5.

Na het aanbrengen van de (gedeeltelijke) wapening en het vullen van de buis met een overmaat van beton, wordt deze heidend of trillend uit de grond getrokken. Het trekken van de buis dient geleidelijk te verlopen om de uitstroming van het beton goed te laten verlopen. Controle op het uitstromen van het beton wordt gedaan met de hijsdraad waar de wapening is aan afgehangen. Deze dient strak te blijven. Een grotere uitstroom van beton dan verwacht

wordt gecontroleerd door steeds het niveau in de buis te controleren met een hamerslag tegen de buis. Bijvullen van beton dient plaats te vinden zolang de paal nog in een stijve grondlaag staat om grote uitstulpingen ter plaatse van onderkant van de buis tegen te gaan.

**Figuur 4.3.2**  
Installatie Vibropaal;  
(bron: SBR Handboek  
Funderingen)



Toepassing van een vibropaal is uitermate gunstig in een project waar de inheinniveaus in de vaste grondslag (sterk) wisselen in diepte. De lengte van de paal kan namelijk tijdens het inheien worden aangepast, zowel langer als de weerstand bij het inbrengen te laag is of korter indien op een hoger niveau een grotere weerstand wordt ondervonden. Het in de grond gestorte beton heeft een betere hechting met het dragende zandpakket zodat de schachtwrijving toeneemt. Voorts zal door de hogere stijfheid van de buis minder verlies van heispanning ontstaan en neemt door de vergrote voet de heiveerstand af. Relatief gezien is de benodigde energie voor het heien minder als voor een gelijkwaardige afmeting van een prefab betonpaal wat een voordeel is voor de trillingsoverlast in de omgeving.

Bij langere palen in een bebouwd gebied is er slechts eenmaal transport van de buis, die zelfs nog in 2 delen kan worden aangevoerd. Het transport van het benodigde beton is met mixers eenvoudiger dan de aanvoer van de prefab betonpalen.

**Figuur 4.3.3**  
Invloed slappe grond  
op installatie vi-  
bropaal;  
(bron: SBR 49 Bouw-  
grond of Afgrond)



In slappe grondlagen is er wel risico van een sterke overmaat in betonverbruik. De stabiliteit van de grondmal is laag ten opzichte van de druk in de aangebrachte betonspecie waardoor de paal sterk kan uitdijen (figuur 4.3.3). In bepaalde gebieden worden restricties gesteld aan de toegestane overconsumptie. Hoe dikker de slappe laag hoe groter het betonverbruik. Als de paal relatief ondiep in de vaste grondlagen staat zal de overconsumptie dan in verhouding

hoog zijn. Voorts bestaat er de kans dat na vervaardiging insnoeringen ontstaan (figuur 4.3.3) omdat in onderliggende slappe lagen de paal nog verdikt. Plastische kleilagen op een te korte afstand kunnen bij het heien van een nieuwe paal tijdens het heien het risico dat de klei in de net gemaakte paal wordt gedrukt. Op basis van ervaring wordt in principe een h.o.h. afstand van  $4D_{punt}$  aangehouden als aanvaardbare zone. In de Eurocode ontwerpnorm voor uitvoering van in de grond gevormde palen is minimaal  $6D$  gehanteerd.

Indien bij het inheien blijkt dat het beton in een eerder gemaakte paal in beweging komt, is de onderlinge afstand blijkbaar te kort en dient een grotere afstand te worden aangehouden. Controle tijdens de uitvoering is noodzakelijk. Een onderstort is maar beperkt toegestaan omdat er mogelijk insnoeringen optreden in de onderliggende laag (betondruk is lager dan gronddruk). Zeker bij opgespannen (overgeconsolideerde) kleilagen is dit een risico.

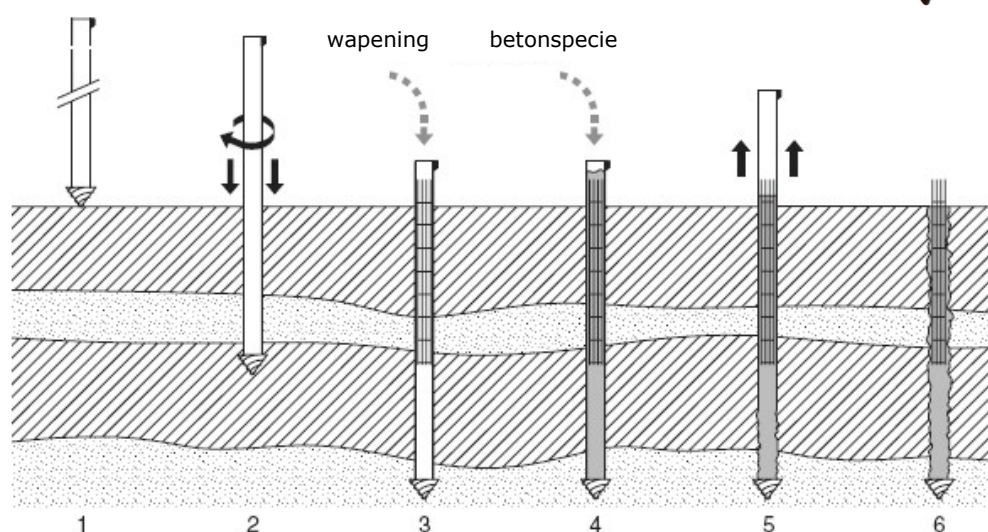
In het geval dat na het heien in de buis water staat, moet deze gevuld worden met zand of beton alvorens de paal opnieuw wordt geheid. Dit om ontspanning van de omringende grond in geval van koud trekken te voorkomen.

Palen dienen gewapend te worden tot in vastere (zand)lagen om scheurvorming door de bewegingen op de bouwlocatie te voorkomen. Voorts wordt extra kopwapening toegepast om de kracht naar de paal over te brengen. Indien een volledige wapening wordt aangebracht (trekpalen), dient de wapening te eindigen ca 0,5 meter boven de punt om tijdens het storten vervorming en klem zitten van het net te voorkomen.

Controle van de betonkwaliteit en de doorsnede van de paal kan na voldoende verharding worden gecontroleerd met het akoestisch doormeten van de palen ("hamertje tik"). Kleine afwijkingen kunnen hiermee niet opgespoord worden.

#### Geboorde, grondverdringde palen, Fundex en vergelijkbare systemen

Een stalen buis voorzien van een speciale schroefpunt wordt met een zware boormachine de grond ingeboord tot het beoogde puntniveau. Naast het draaimoment kan er op de buis een drukkracht ("pull down") worden aangebracht om het inboren beter te laten verlopen. Het benodigde draaimoment in combinatie met de pull down vormt een indicatie over de vastheid van de grond waarin wordt geboord. Bij zeer vaste zandlagen is er de mogelijkheid om tijdens het boren tevens een injectie van grout rond de paalschacht aan te brengen waardoor het inbrengen van de paal makkelijker wordt.



Bij het systeem dienen tijdens het trekken van de paal dezelfde controles plaats te vinden als bij de Vibropaal, is er een droge buis, blijft de wapening op zijn plaats tijdens het trekken, is er voldoende beton in de buis, controle van het beton etc.. Een variant is het paaltje Tubex met groutinjectie waarbij de stalen buis in de

**Figuur 4.3.4**  
Installatie Fundexpaal  
en paalpunt;  
(bron: SBR Handboek  
Funderingen)

grond achterblijft. Deze kan ook in segmenten worden aangebracht in ruimten met een beperkte hoogte. In dat geval wordt in eerste instantie met een schraal grout mengsel gewerkt om vast slaan van de paal te voorkomen.

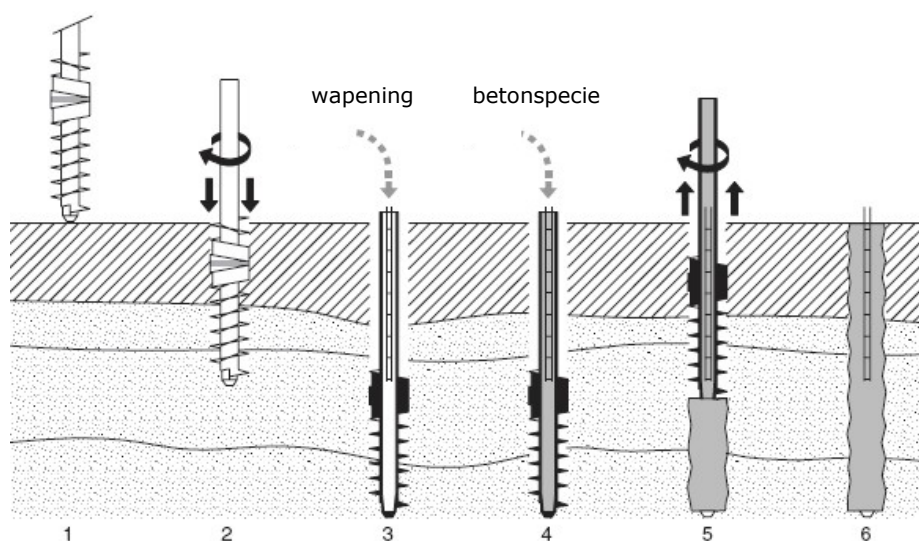
Vergelijkbare systemen zijn er vele, DPAPAal, Bovipaal, Omegapaal type Franki, Hekpaal etc.

Het voordeel van deze systemen is dat de palen trillingsvrij en nagenoeg geluidsarm worden aangebracht. Ook kan de lengte van de paal in het werk worden aangepast waarbij overigens het vaststellen van de afwijkingen in de ondergrond wel lastiger zijn vast te stellen ten opzichte van de geheide systemen.

In vast zand treedt minder verdichting op ten opzichte van een geheide paal omdat er ook sprake is van een transport van zand naar de zone boven de schroefpunt. Gezien deze aspecten wordt de draagkracht van deze palen iets lager gewaardeerd als die van de geheide palen.

**Figuur 4.3.5**

Installatie DPAPAal;  
(bron: SBR Handboek  
Funderingen)



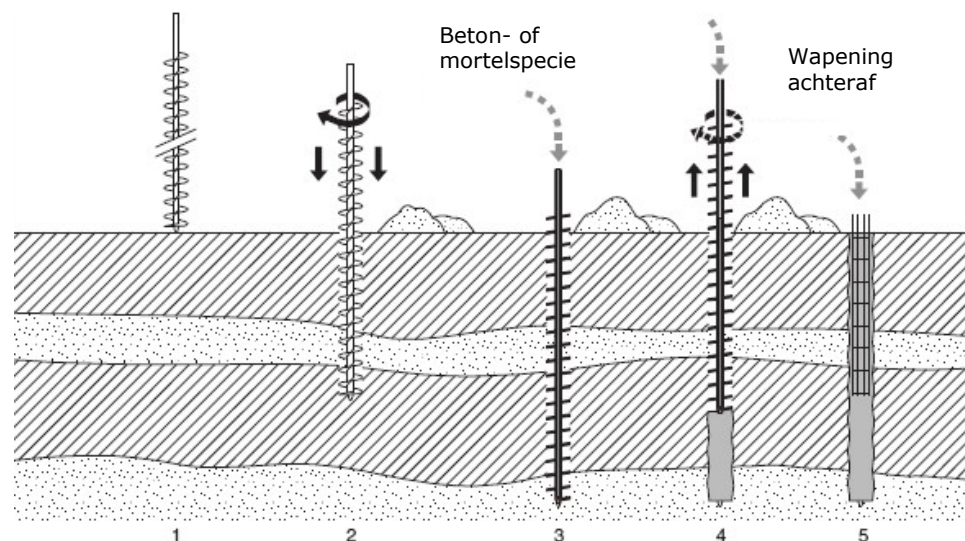
#### Geboorde grondverwijderende palen, Avegaar en vergelijkbare systemen

De paal wordt gemaakt met een schroefblad rond een holle kernbuis die een diameter heeft van 100 tot 130 mm. De diameter van de avegaarpaal is overwegend tussen 300 en 900 mm. Aan de onderzijde van de kernbuis is er een afsluiting die uit verschillende typen kan bestaan, een los deksel (soms met ketting vast gemaakt aan buis), een zijklep in de buis; een vaste schuine klep aan de onderzijde van de buis. Tijdens het boren wordt deels grond opgeboord naar het maaiveld. Hoe vaster de grond is hoe meer omwentelingen nodig zijn om de paal eenmaal met de spoed te laten zakken, het zogenaamde schraapeffect. Een voldoende zwaarte van de boormotor beperkt dit verschijnsel. Een schraapfactor tot maximaal 2 á 3 verdient de voorkeur.

Nadat de avegaarboor op de vooraf bepaalde diepte is gekomen, wordt de kernbuis via een slang en de betonpomp gevuld met beton. Zodra de buis geheel is gevuld, opent de klep zich door de druk van het beton of wordt het deksel weggedrukt onder gelijktijdig trekken van de avegaar. Tijdens het trekken wordt de avegaar rechtstandig of licht uitgeboord (draairichting gelijk aan inboren- rechtsom) onder een continue aanvoer van beton. De druk in het beton moet gedurende het gehele traject voldoende hoog zijn zodat het volume van de getrokken avegaar met grond volledig wordt opgevuld. Meting van de betondruk vindt plaats in de kop van de paal waardoor er een verschil kan ontstaan met de werkelijk aanwezige druk onderin de paalpunt.

Te snel trekken van de paal geeft grote risico's op insnoeringen in de betondoorsnede en extra afname van de vastheid van het zand. Continue registratie van de betondruk en de snelheid van trekken moet worden vastgelegd zodat controle op aanvoer van beton in relatie met benodigde uitstroom kan plaatsvinden.

De paal wordt ook onder de naam betonschroefpaal (vulling met spramexbeton) gevoerd of als mortelschroefpaal (vulling met mortel).



**Figuur 4.3.6**  
Installatie Avegear-  
paal;  
(bron: SBR Handboek  
Funderingen)

Het wapenen van de paal vindt in de regel direct na vervaardiging plaats door een wapeningsnet in te drukken. De toepasbare lengte hiervan is afhankelijk van de diepte waarover het beton nog een goede plasticiteit heeft. Hoe groter de doorsnede van de paal hoe langer de wapening kan zijn. In plaats van een wapeningsnet kan achteraf ook een centrale staaf of staalprofiel worden aangebracht. Het komt ook voor dat tijdens het boren in de centrale buis al een centrale staaf wordt aangebracht. Het nadeel is dat hiermee de doorsnede voor het doorstromen van het beton wordt verkleind.

Het voordeel van het paalsysteem is dat er geen trillingen ontstaan en geen palen moeten worden aangevoerd. In verhouding is ook een lichtere boorstelling nodig waarmee een hoge productie is te behalen.

Het nadeel is de beperkt mogelijke controle op het uitstromen van het beton. De drukmeter zit boven aan de avegeaar zodat er geen informatie is over de juiste druk aan de onderzijde die door silowerking kan afnemen. Controle op het effectieve volume van het verpompte beton in relatie met de snelheid van trekken is dan ook belangrijk. Dit moet minstens zo groot zijn als het volume van de met grond gevulde uitgetrokken boor en de optredende overconsumptie in de grond. Het verwijderen van de opgeboorde grond uit de avegeaar dient direct plaats te vinden om het inbrengen van de wapening en de afwerking van de paalkop mogelijk te maken inclusief het plaatsen van de wapening.

De uitgekomen grond in de avegeaar geeft een controle op mogelijke afwijkingen in de bodem ten opzichte van het vooraf gemaakte grondonderzoek. Indien in het zand ter hoogte van de funderingslagen klei en/of veenlagen worden aangetroffen, is een herwaardering van de draagkracht nodig.

Bij een gelaagde bodemopbouw met klei en zand kan er bij een verschil in druk van de watervoerende lagen kortsluiting ontstaan als door het schrapen de kleilaag in de avegeaar meer omhoog wordt geboord als de dikte van de laag is. Het water gaat dan via het zand in de avegeaar van de ene laag naar de andere stromen. Uiteraard dient dit te worden voorkomen wat kan met een verbuisde uitvoering (zie vervolg).

Een grondverwijderend systeem betekent een afname van de vastheid van de grondslag rondom de paal. In de berekening van dit paalttype zijn dan ook reductiefactoren toe te passen. Globaal is bij een gelijke afmeting van de paal de draagkracht van de avegearpaal ca. de helft van de grondverdringende paal. Dit houdt in dat er meer palen moeten worden toegepast of dat de diameter wordt vergroot. Aangezien in de voorschriften er voor naastliggende palen sprake is van een benodigde inboorafstand van  $4D$ , kan vergroten van het aantal palen leiden tot een langere uitvoeringsduur. Overigens komt de mogelijke onderlinge beïnvloeding

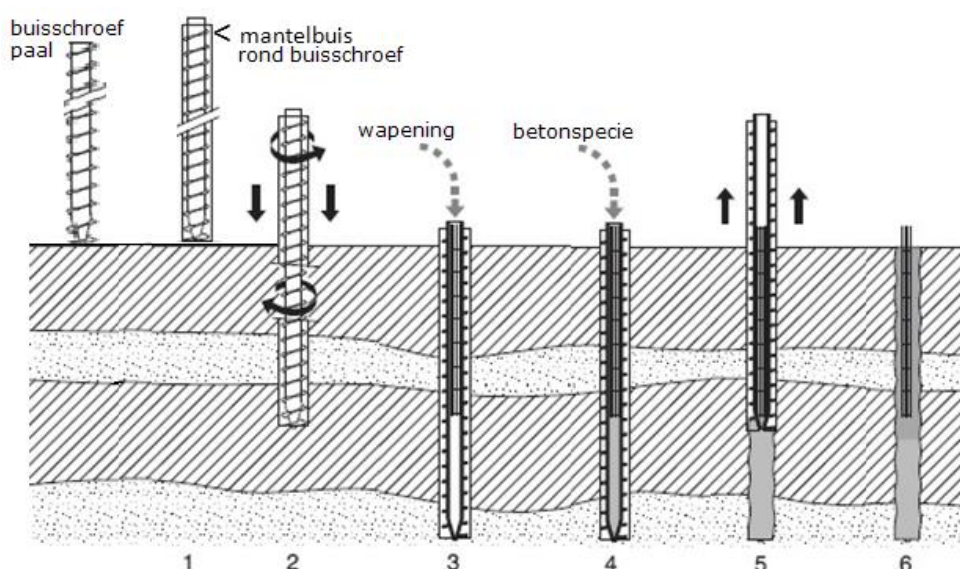
van net vervaardigde palen meer uit de druk van de stelling op het maaiveld daar er geen grondverdringing plaatsvindt. Het accepteren van een kleinere h.o.h. afstand (3D) verdient soms de voorkeur ten opzichte van het heen en weer rijden door de bouwput. Controle van het betonniveau bij de eerder gemaakte palen is nodig.

#### Buisschroefpalen en Verbuisde Buisschroefpalen

Het nadeel van achteraf wapenen bij de avegaar kan worden ondervangen door een grotere diameter te nemen voor de kernbuis. Veel gebruikt is een afmeting van ca. 300 mm waarbij voor de boor minimaal een schacht van 400 mm wordt aangehouden. Tijdens het inboren is er een duidelijk grotere schraapfactor dan bij de avegaarpaal, er moet meer volume verplaatst worden.

Het effect hiervan op de omgeving kan worden weggenomen door een extra buis om de paal te plaatsen, de verbuisde buisschroefpaal of verbuisde avegaarpaal. Deze buis wordt tijdens het boorproces door middel van wrikken mee naar beneden genomen. Voordeel is dat verplaatsing van het materiaal binnen de buitenbuis plaatsvindt, waardoor ook in ondiepere niveaus geen zand meer de buis inloopt. De rekenfactoren voor dit paalttype zijn dan ook gunstiger. Uiteraard is de installatie wel complexer hetgeen invloed heeft op de productie.

**Figuur 4.3.7**  
Installatie verbuisde buisschroefpaal;  
(bron: SBR Handboek Funderingen)



#### Grote diameter Boorpalen en Diepwandpanelen

In geval van zeer hoge geconcentreerde belastingen of diep gelegen funderingslagen kunnen gefaseerd uitgegraven palen of diepwandelementen worden toegepast. Met behulp van bentoniet steunvloeistof wordt het met een grijper gegraven gat stabiel gehouden, mede door een overdruk van het vloeistofniveau ten opzichte van de grondwaterstand. De uitgegraven paal wordt na het plaatsen van de wapening van onderuit gevuld met beton waarbij de steunvloeistof aan de bovenzijde wordt opgevangen en afgevoerd. Het is een complex proces waarbij grote deskundigheid vereist is.



### 4.3.2 Heiend aangebrachte paalsystemen

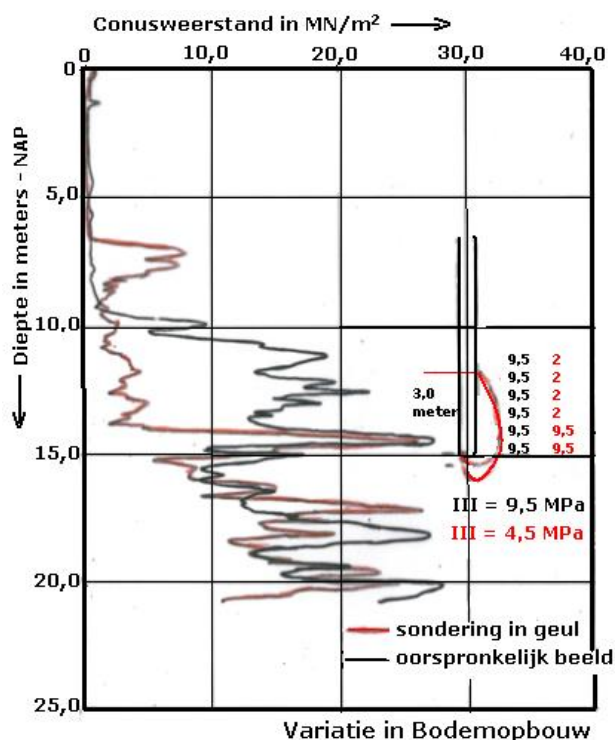
Draagkracht van palen wordt berekend aan de hand van sonderingen (zie hoofdstuk 7). Echter sonderingen worden met enige onderlinge afstand gemaakt, maximaal om de 25 meter, maar in gebieden met sterk wisselende bodemopbouw wordt een beperktere afstand geadviseerd van 15 tot 20 meter. Tijdens het heien is er controle nodig om het inbrengen van de paal te kunnen koppelen aan de berekende draagvermogen uit de sondering. Deze controle bestaat in de dragende zandlaag uit het kalenderen, waarbij het aantal slagen dat nodig is om een paal 0,25 meter te laten zakken, wordt vastgelegd. Door als eerste een paal te slaan op de plek van de sondering wordt een maatgevend kalenderbeeld vastgesteld. De overige tussen de sonderingen gelegen palen worden getoetst aan dit verkregen kalenderbeeld. Bij iedere volgende sondering wordt het beeld gecontroleerd en eventueel aangepast. Hoewel praktisch niet altijd haalbaar verdient het de voorkeur eerst de palen te slaan bij 2 aangrenzende sonderingen, zodat er meer inzicht is in het mogelijk verloop bij de tussenliggende palen. Bij verschillen in paalpuntniveaus dienen als eerste de palen met het diepste niveau te worden geheid.

De toetsing van het kalenderbeeld bestaat uit 2 aspecten, enerzijds de aanvang van de dragende zandlaag en anderzijds de vastheid van het zandpakket. Uiteraard kan daarnaast ook worden vastgesteld of de paal zonder breuk de grond in gaat. Bij diepe funderingen dient dan ook in tussenliggende zandlagen te worden gekalenderd.

De schachtwrijving geeft tijdens het heiproces slechts een beperkte bijdrage aan de te overwinnen weerstand. Voorts geldt dat de paal pas na een traject van ca 2-3D in de laag het beeld van de vastheid geeft. In de top van de vaste zandlaag kan de grond makkelijk in de bovenliggende slappe lagen worden geslagen waardoor de kalender vanwege de lagere weerstand van deze laag afneemt.

Een afwijking van 10 tot 20% van de kalenderwaarde op de sondering is veelal acceptabel. Tijdens de eerste paal van een project dient dit met de constructeur te worden overlegd. Voor het verkrijgen van een inzichtelijk beeld dient de kalender tenminste te liggen tussen een waarde van 15 á 25 slagen. Van essentieel belang is dat de hei-energie constant wordt gehouden om een goed onderling vergelijk mogelijk te maken.

Tijdens het heiwerk dient met deskundig toezicht voldoende gegevens te worden verzameld over de installatie van de palen. Uit bijgaand voorbeeld blijkt dat het essentieel is om de paal over de volle lengte in de zandlaag te kalenderen om mogelijke geulen en afwijkingen te kunnen onderkennen. De paal was berekend op 15,0 meter diepte met ca 5 meter in het zandpakket, de zwart getekende sondering in figuur 4.3.8. Tijdens het heiwerk en kalenderen bleek lokaal het zandpakket pas op grotere diepte aanwezig te zijn, de rood getekende sondering. In dit geval werd met volledig kalenderen van het zandpakket de afwijking geconstateerd. Zou alleen de laatste meter gekalenderd zijn en verder geen opmerkingen



**Figuur 4.3.8**  
Sonderingen;  
(bron: Geomet)

worden gemaakt, dan zal achteraf geen afwijking worden verondersteld. Het kalender beeld is gegeven in figuur 4.3.9

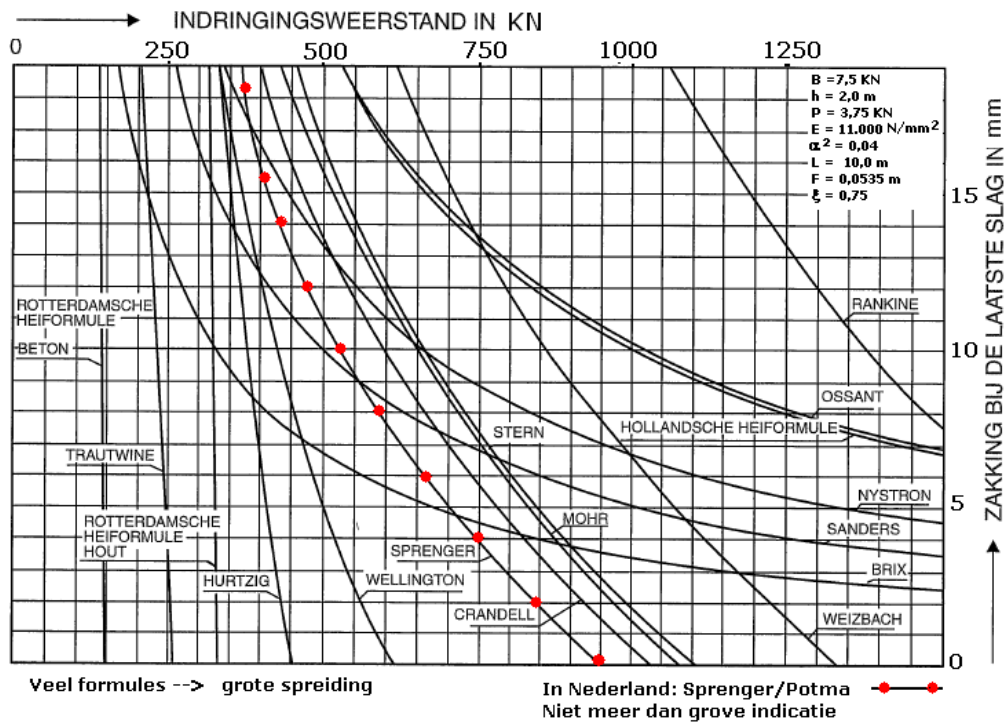
**Figuur 4.3.9**  
Opzet kalender:  
Installatie prefabpaal;  
(bron: Geomet)

Heistaat prefab																	
Project:										Opdr.nr.:			Bijlage B- 1				
Maten t.o.v. NAP in meters				Projectnummer 11069							Helopzichter						
Peil +0,20				Tekeningnummer							Type heiblok JUNTTAN HK5						
Maaiveld 0,00				Wijzigingsdatum 6-10-11													
Heidatum				15-11							15-11						
Bloknummer				2							2						
Produktiedatum				14-10							14-10						
Paalnummer				11 10 9			8 17 1 2				11 10 9			8 17 1 2			
Paalafmeting in mm #				250							250						
Paallengte in m				11,50							-11,50						
Inheiveau t.o.v. NAP +/-				-15,00			-14,75				-15,00			-14,75			
Valhoogte in cm				20							20						
Sonderingnummer				5							5						
inheiveau t.o.v meters - Ref. punt	-11,00														12		
															12		
															13		
															13		
	-12,00									-	-	-	-	4	12 11		
										-	-	-	-	4	13 13		
										-	5	-	4	3	13 13		
										-	4	-	5	-	12 12		
	-13,00									-	5	-	6	-	12 13		
										-	8	4	8	-	12 12		
										-	7	6	9	-	13 14		
										-	8	8	9	6	13 14		
	-14,00									6	10	11	10	10	14 15		
		10	12	12	12	12	16	17		10	12	12	12	12	16 17		
	13	14	15	14	15	17	18		13	14	15	14	15	17 18			
	15	15	16	15	15	17	17		15	15	16	15	15	17 17			
-15,00	19	18	19	17	16				19	18	19	17	16				
DAGPRODUCTIE		1	2	3	4	5	6	7	1	2	3	4	5	6	7		
Opmerkingen																	

OPZET VAN KALENDEREN

Het gedrag van de paal tijdens het aanbrengen bepaald het benodigde hei-vermogen om de paal op vereiste diepte te krijgen. Heien is een dynamisch proces waarbij de eigenschappen van de grond afwijken van die bij het bepalen van het statisch draagvermogen. In de met water verzadigde (zand)lagen ontstaat in de poriën (tijdelijke) verhoging van waterdruk die de weerstand langs de paal en onder de punt verlaagd. In fijne, silthoudende lagen kan dit leiden tot zeer lage kalenders. Door de paal op een iets hoger niveau te laten staan en na enige tijd (1 uur tot 10 uur) na te heien, kan de aanwezigheid van dit effect worden gecontroleerd.

De zwaarte van het heiblok en het energieniveau dient te worden afgestemd op de paal. De vuistregel bij prefab betonpalen is een blokgewicht wat ligt tussen 1,0 tot maximaal 2,0 maal het paalgewicht. Met een te licht blok loopt de energie onvoldoende door tot aan de punt (stuiteren) terwijl een te zwaar blok de paal de grond in "schiet". Beiden kunnen leiden tot beschadigingen van de paal.



**Figuur 4.3.10**  
Relatie heiveerstand  
en draagvermogen;  
(bron: Huizinga,  
grondmechanica  
1942)

Gelet op het dynamisch gedrag van de grond tijdens het inheien is het lastig om op basis van de kalender het draagvermogen af te leiden, mede omdat door het dynamisch effect de schachtwrijving niet of nauwelijks aanwezig is. Velen hebben zich gewaagd aan het opstellen van formules voor afleiding van de statische draagkracht op basis van het kalenderbeeld. De spreiding is echter groot zoals uit figuur 4.3.10 blijkt. Bij een zakkings van 10 mm per slag (kalender = 25) loopt het beschouwde draagvermogen uit één van 150 kN tot 1000 kN. Als indicatie voor de bepaling van het benodigde blokgewicht wordt voor betonpalen veelal de beschouwing van Sprenger/Potma gehanteerd.

Tijdens het inbrengen van palen vindt er in het zand verdichting plaats. Bij klei en leem kan door het opgesloten grondwater slechts sprake zijn van een verplaatsing. Het zijdelings wegpersen van de grond kan invloed op belendende funderingen en constructies. De mate van verdichting is afhankelijk van het poriëngehalte en vastheid van het zand. Hoe lager het poriëngehalte is hoe lastiger het verdichten. In grof zand met grind kan door het kapot slaan van de korrels er makkelijker verdichting ontstaan. In het algemeen wordt een verdichting groter dan 6-8% van het volume lastig (toegevoegd paalvolume ten opzichte van grondvolume). Bij grotere paalhoeveelheden wordt van binnen naar buiten geheid om opsluiten van de palen te voorkomen.

Zoals reeds aangegeven bij de geheide in de grond gevormde systemen is binnen een tijdspanne van ca 1 dag voor grondverdringende palen en 4 uur voor grondverwijderende palen de benodigde onderlinge afstand tijdens de installatie tenminste 4D.

### 4.3.3 Geboorde paalsystemen

Voor de geboorde systemen is er geen sprake van kalendering. Wel kan het boormoment worden gecontroleerd en vastgelegd hetgeen steeds meer met een continu registratie geschiedt. De grootte van het moment tegen de diepte zegt iets over de weerstand die moet worden overwonnen. Van belang is dan wel dat een gelijke zakking aanwezig is en indien toegepast, een vaste "pull down" kracht.

De vorm van de schroefpunt bepaald mede de snelheid van boren. Indien boven de punt nog schroefbladen aanwezig zijn, treedt er transport op over de hoogte van de schroefbladen. Bij de DPA-paal kan de grond nooit hoger worden opgeboord dan de afstand tussen paalpunt en de onderkant van de verdikte buis. Bij palen met een schroef tot enkele meters boven de punt, zal de grond op dit niveau worden verdicht.

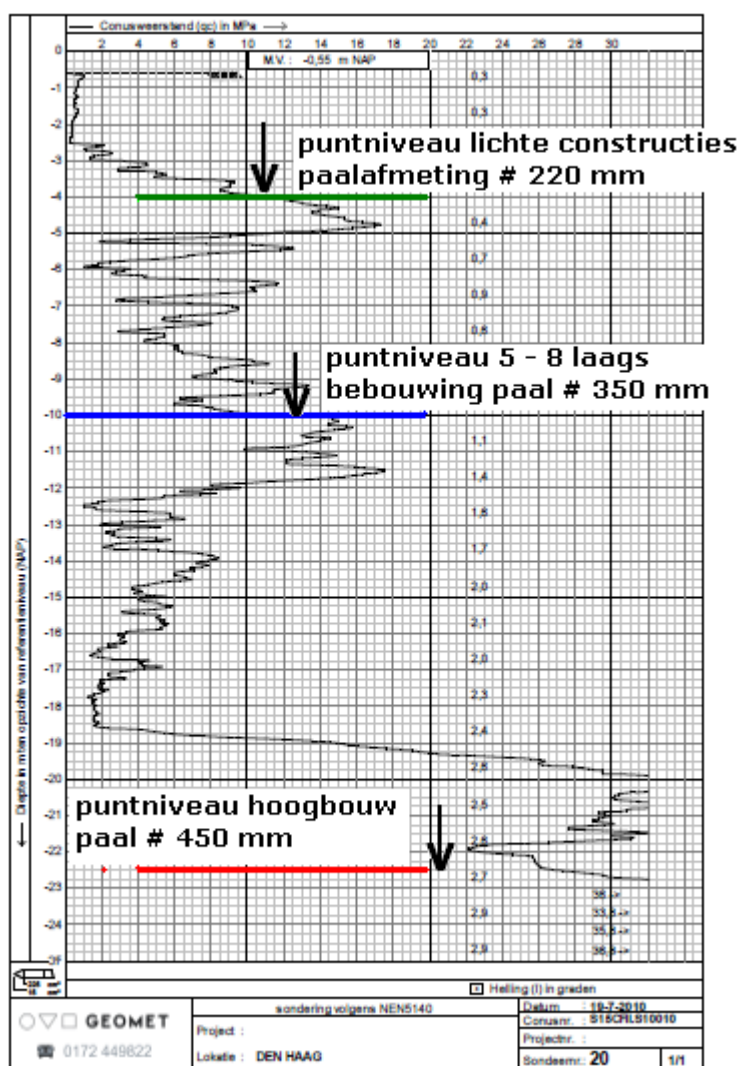
De schraapfactor, aantal benodigde omwentelingen om de paal in te boren over een hoogte van 1 maal de spoed, dient te worden bepaald. Hoe groter de schraapfactor hoe meer grond wordt opgeboord zodat de kans op sterkere ontspanning toeneemt.

Bij het uittrekken van de palen wordt de toegestane snelheid bepaald door de hoeveelheid specie die moet uitstromen. Voor de buispalen met een open stort van het beton wordt dat bepaald door de vulling in de buis ten opzichte van de te maken diameter van de paal. Tijdens het trekken zal regelmatig bijvullen van het beton nodig zijn. Voor schroefpalen type avegaar is het de capaciteit van de betonpomp. Hierbij is voor de pomp praktisch een effectieve capaciteit van 80 tot 85 % aan te houden.

De hoeveelheid verbruikte beton en de treksnelheid dient te worden vastgelegd. Bij het type avegaarpalen wordt de betondruk boven in de boor gemeten. Het registreren van de druk is nodig om bij twijfel over de paalkwaliteit inzicht te hebben in het vervaardigingsproces. Voor dat wordt gestart met het trekken dient de kernbuis volledig met beton te zijn gevuld wat zichtbaar wordt door het oplopen van de betondruk.

#### 4.3.4 Keuze van funderingsniveau

Het draagvermogen van palen wordt bepaald met deels empirisch afgeleide formules. In hoofdstuk 7 wordt daar nader op ingegaan. Gelet op de rekenregels is het voor de ontwikkeling van een optimaal puntdragvermogen wenselijk om de paal in ieder geval 4x de equivalente diameter ( $D_{eq}$ ) boven een sterkere terugval in het sondeerbeeld te plaatsen en in indien daarbij haalbaar over tenminste 8x  $D_{eq}$  in het zandpakket te zitten. Een langere lengte in het zandpakket is voor het ontwikkelen van schachtwrijving gunstig. Binnen een groep van sonderingen dient daarnaast de variatie te worden beschouwd om risico's van afwijkend gedrag te beperken. Een afweging die van plaats tot plaats zal verschillen. In een gelaagde bodem is het mede van belang of er mogelijk sprake is van grote deformaties als op een hoog niveau wordt gefundeerd met zware belastingen. Figuur 4.3.11 geeft een voorbeeld van de mogelijke funderingsniveaus voor verschillende constructies.



**Figuur 4.3.11**  
Voorbeeld mogelijk  
funderingsniveau;  
(bron: Geomet)

Den Haag kent een sterk gelaagde bodemopbouw met de vaste pleistocene zandlaag vanaf een variërende diepte van 17 á 19 m- NAP. De holocene afzettingen hebben een grote variatie met zandlagen die afgewisseld worden met zandige klei- en leemlagen. Deels is er ook sprake van veenlagen, de basislaag op grote diepte en in de toplagen slap veen in oude duin-kommen.

Kenmerkende zandlagen zijn de afzettingen tussen 2,5 en 6,0 m- NAP, waarna regelmatig stoorlaagjes worden aangetroffen tot 8 á 9 m- NAP. Het daaropvolgende zandpakket heeft overwegend een vaste pakking tot een diepte van 12 á 13 m-NAP, waarna weer een pakket met wisselende klei- en zandlaagjes aanwezig is. In het aanliggende gebied van Rijswijk bestaat dit pakket voornamelijk uit klei.

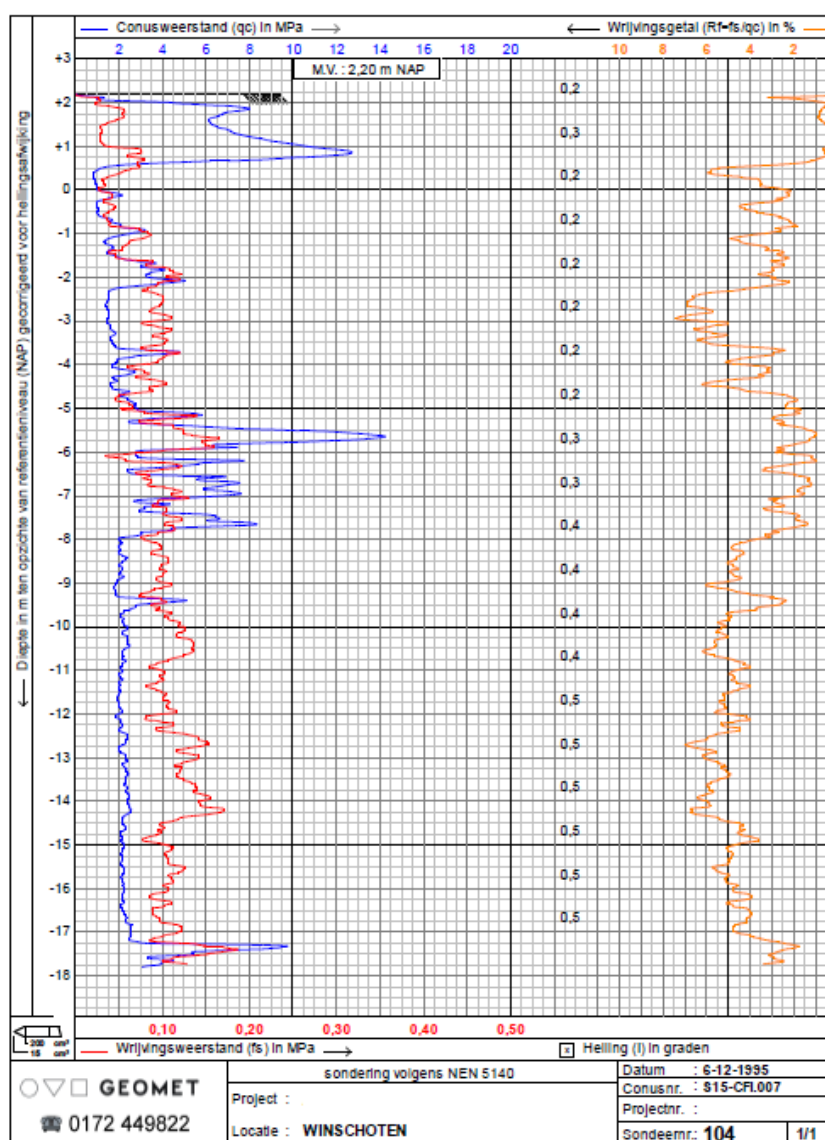
Lichtere constructies kunnen met prefab palen in het eerste pakket worden gefundeerd met bij een goede ontwikkeling van de zandlaag ook woningen. Het aantal palen onder de constructie dient mogelijk vergroot te worden vanwege het beperkte draagvermogen van de palen in deze laag. Gelet op het beeld van de sondering wordt vanwege de zone  $4D_{eq}$  onder de punt de paalafmeting in dit geval beperkt tot  $\# 220\text{mm}$ .

De zandlaag vanaf 9 m- NAP is vast waardoor ook meerlaags bebouwing in dit pakket kan worden gefundeerd. Een paal draagvermogen van 1000 – 1200 kN is haalbaar zeker gezien het aangetroffen sondeerbeeld. Schachtwrijving kan in dit geval ontwikkeld worden vanaf een niveau van 3 m- NAP. Indien de stoorlaagjes vanaf 5 m- NAP meer kleihoudend worden, is het mogelijk dat pas vanaf 8 á 9 m- NAP de schachtwrijving kan worden meegenomen.

Hoogbouw of zware constructies met geconcentreerde belastingen worden geplaatst in de diepere vaste pleistocene zandlaag. Paalbelastingen van 1500 – 3000 kN of meer bij grotere paalafmetingen behoren tot de mogelijkheden.

Geboorde paalsystemen waarbij de controle op vastheid van de zandlagen beperkter is, worden wel in de laag vanaf 10 meter geplaatst. Voor zwaardere constructies is alleen de diepere laag geschikt.

**Figuur 4.3.12**  
Voorbeeldsondering  
noordoosten van  
Nederland:  
Winschoten;  
(bron: Geomet)



In het noordoosten van het land zijn overgeconsolideerde lagen aanwezig als gevolg van samendrukking tijdens de ijstijd. Naast de potklei wordt echter ook vast tot zeer vast zand aangetroffen, soms op korte afstand van elkaar. In de potklei worden paalfunderingen toege-

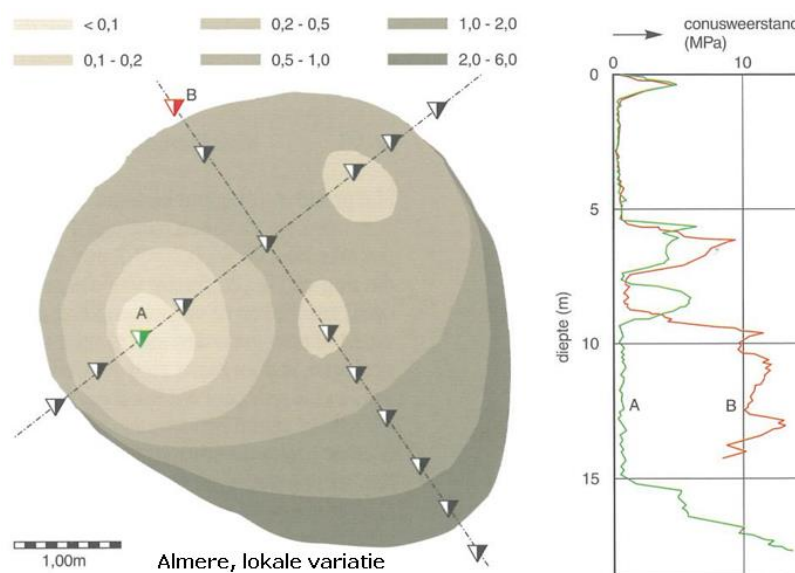
past waarbij de schachtwrijving vanaf maaiveld een groot deel van het draagvermogen vormt. Heien van palen kan zeer zwaar zijn.

Grondverdringend boren is voor in de grond gevormde palen lastig omdat de grond verplaatst moet worden waardoor deze na het uithalen van de buis in de paalschacht terug kan veren.

Sterk afwijkende, lokale lagen komen voor in Almere. Vermoedelijk zijn bij het terugtrekken van de gletschers ijsresten in de grond achter gebleven waardoor lokaal zeer los gepakte lagen worden aangetroffen, zie figuur 4.3.13. Het verschil tussen sondering A en B is gigantisch met een onderlinge afstand van slechts 2,3 meter.

Bij afwijkend kalendergedrag van een paal kan het daarbij nodig zijn om aan meerdere zijden van een paal een controlesonderingen uit te voeren om een verklaring te verkrijgen.

Versijnselen die zich overigens ook voordoen bij oude, diepe bronnen waaruit water wordt getrokken. Zowel bij de installatie van de bron treedt ontspanning op maar ook gedurende de langere onttrekkingsperioden waardoor fijne deeltjes uitspoelen met verdere afname van de vastheid.



**Figuur 4.3.13**  
Almere;  
(bron: Prepal)

## 4.4 Keuze funderingswijze

Het aspect van ervaring speelt een grote rol in het maken van de meest optimale vorm van de fundering. Vele aspecten spelen hierbij een rol, niet alleen kennis en deskundigheid bij het ontwerp maar ook inzicht in wat er wel en niet kan in de uitvoering. Inschatting van mogelijke afwijkingen in bodemopbouw zijn van groot belang. Daarnaast heeft de aannemende bouwer vaak een voorkeur voor een werkwijze waar hij niet snel van af stapt. Na de fase van het ontwerp dient in principe dan ook de geotechnisch adviseur bij de uitvoering betrokken te zijn om voortdurend te toetsen of de werkwijze zoals bedacht wordt uitgevoerd en haalbaar is.

De invloed op de omgeving speelt zowel bij de afwegingen in het ontwerp een rol maar is ook bij de daadwerkelijke uitwerking in de praktijk van belang. Vroegtijdig ingrijpen bij afwijkingen is nodig om niet in een latere fase voor een voldongen feit te komen staan. Een analyse en afweging van de risico's behoort een onderdeel van het ontwerp te zijn. Echter niet alle risico's zijn uit te sluiten omdat het tot onaanvaardbare kosten leidt.

De eerste keuze die gemaakt moet worden is die van wel of niet op staal funderen. Wat is nodig om het aan te kunnen leggen en hoe kan de constructie de belastingen overbrengen met een aanvaardbare vervorming vanuit de ondergrond. Bijkomende werkzaamheden zoals grondverbetering en/of bemaling vormen steeds meer een belemmering om voor deze wijze van funderen te kiezen, zeker indien op korte afstand op staal gefundeerde belastingen aanwezig zijn. Ook de ervaring en onzekerheid van de aannemer over aanwezigheid van mogelijke afwijkingen in de grond spelen een rol.

De mogelijkheden van paalfunderingen zijn groot met naast de gangbare paaltypen een ruim scala van beschikbare specifieke paalsystemen, ook voor beperkte ruimten.

De omgeving bepaalt mede het toe te passen paalsysteem. In een gebied met alleen nieuwbouw zal heiwerk acceptabel zijn. In de oudere binnenstad kan de bebouwing trillingen minder hebben. De kans op scheurvorming neemt toe, zodat eerder een geboord paalsysteem wordt aangehouden. Ook het geluid van de installatie van palen is een belangrijke factor bij de paalkeuze.

Sowieso geldt dat hoe specifiek het paalsysteem is, hoe hoger de kosten zijn. Economie is dan ook een belangrijke factor in de keuze. Prefab betonpalen en geheide in de grond gevormde palen (vibro) zijn vanaf een afmeting #320 mm vrijwel gelijk qua kosten. Het aantal palen is hierbij een van belang zijnde factor. Voor de kleinere afmetingen is een vibropaal niet gunstig omdat voor het storten van het beton een minimale doorsnede van de buis nodig is. De afmeting  $\varnothing 273$  mm is de kleinste maat die kan worden toegepast, mits de samenstelling en plasticiteit van het beton goed wordt gekozen zodat doorgaand een vloeiende uitstroming wordt verkregen.

Nabij op palen gefundeerde bebouwing wordt het paalpuntniveau niet dieper geplaatst dan het niveau van de bestaande palen. Dit om verdichting en mee heien van de palen te voorkomen. Uitvoeringstechnisch is een afstand van 0,7 á 1,0 meter nodig om met de heistelling de palen aan te brengen. Vaak wordt het aangrenzende stramien van de nieuwbouw voorzien van een groter aantal palen met eventueel een kleinere afmeting. Opvolgende stramienen kunnen op een dieper niveau worden ingebracht, waarbij uit de zone wordt gebleven die onder een hoek van 1:1 ontstaat vanaf de halve lengte waarover de bestaande paal in het zand is gefundeerd.

Geboorde, grondverwijderende paaltypen zijn in verhouding tot de geheide systemen een factor 2 á 3 hoger in kosten. Daarbij komt dat de opgeboorde grond moet worden verwijderd wat in geval van een verontreinigd terrein tot extra kosten zal leiden. Een bijkomend aspect is de mogelijkheid van het wapenen van de palen. Ook kan de paal niet direct naast een fundering op staal worden geplaatst omdat er een risico ontstaat dat de grondslag onder de bestaande fundering in sterkte afneemt met als effect zakkingen. Gebruikelijk is binnen een zone van 4 tot 6  $D_{eq}$  geen grondverwijderende palen toe te passen.



Geboorde, grondverdringende paaltypen zijn in verhouding een factor 4 á 5 hoger in kosten ten opzichte van geheide palen. Qua draagkracht kan met dit type wel hoge belastingen worden ontwikkeld zeker indien tijdens het boren mede een groutinjectie wordt toegepast. Ten aanzien van de afstand tot bestaande paalfunderingen gelden dezelfde opmerkingen als bij de geheide palen alhoewel het risico van verdichting van minder vaste zandlagen kleiner is.

## 4.5 Activeringsvragen en zelfstudieopdrachten

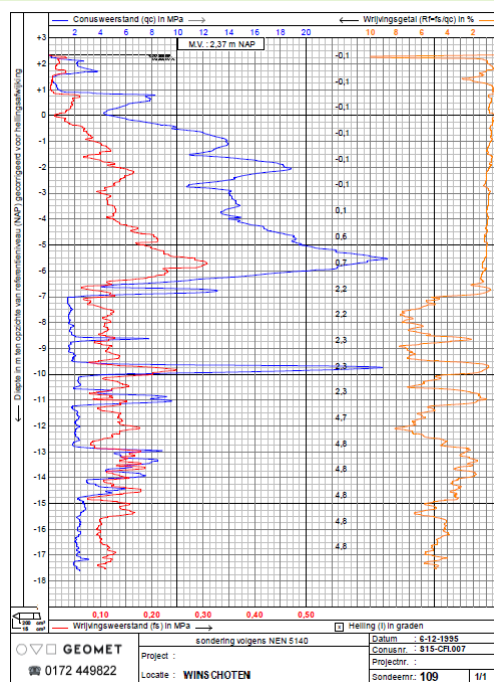
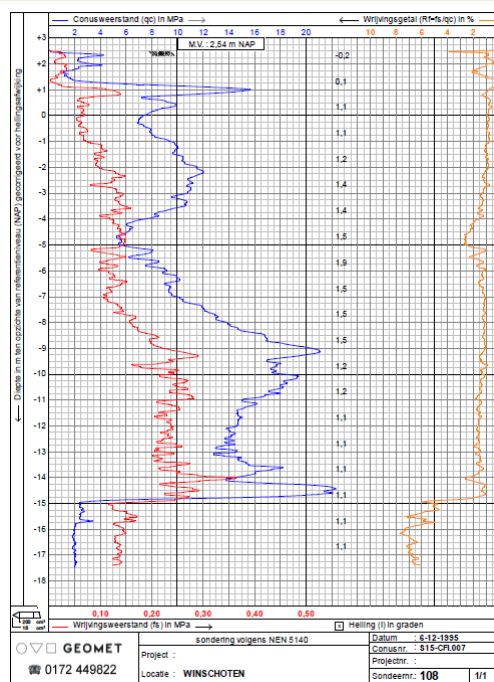
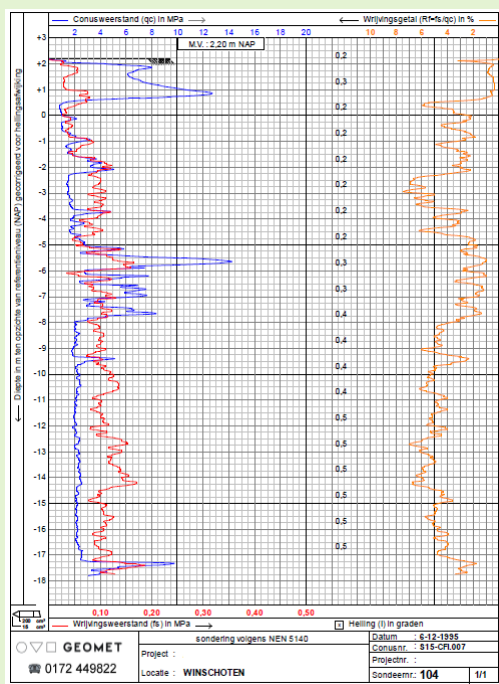
Activeringsvragen ten aanzien van paalkeuze en puntniveaus

### Opdracht 4.1

Een project in Winschoten bestaat uit een winkelcentrum met woningen en aansluitend een hoogbouwflat. Het geheel wordt onderkelderd. De belastingen uit de constructie variëren.

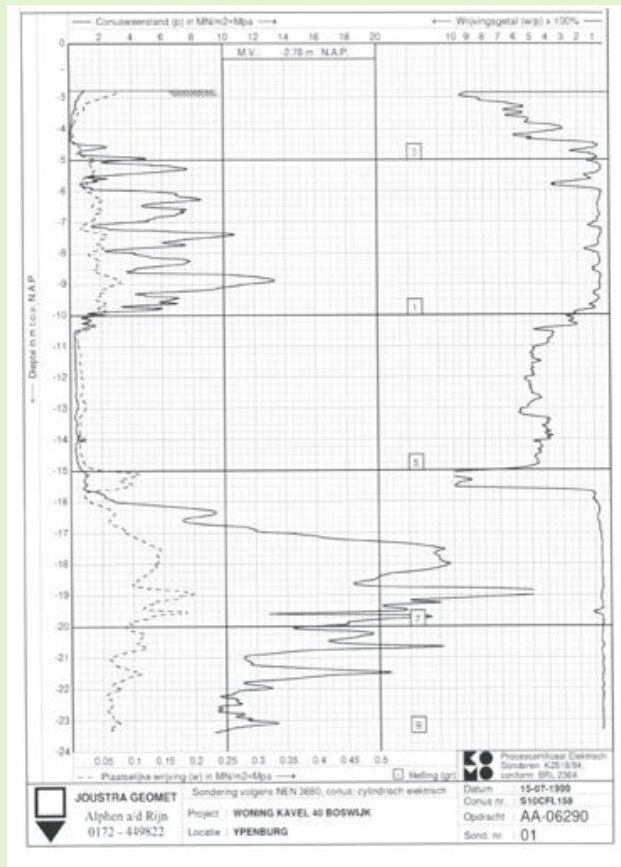
Bepaal de funderingswijze en de funderingsniveaus.

**Figuur 4.5.1**  
Variatie bodempopbouw  
Winschoten;  
(bron: Geomet)

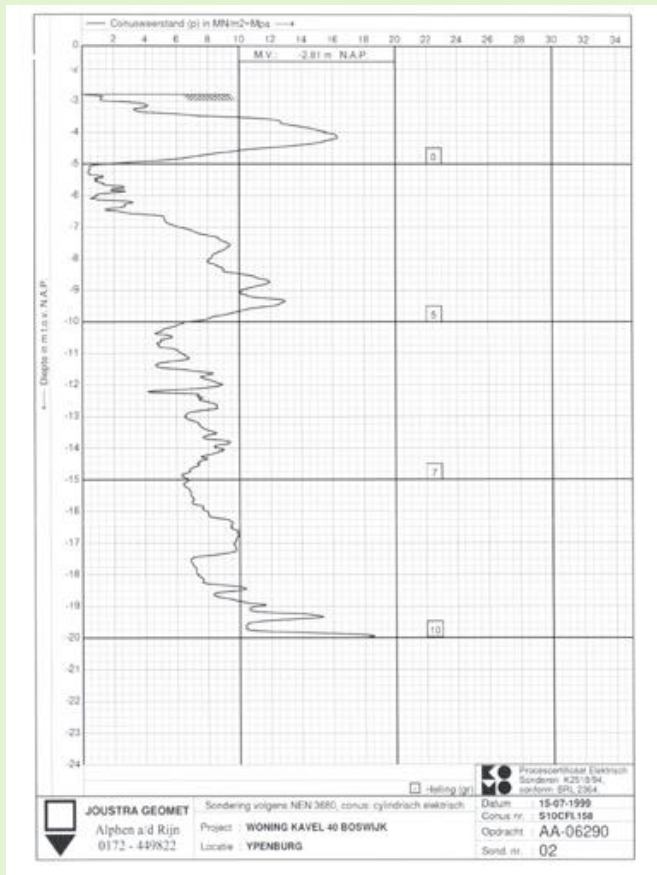


### Opdracht 4.2

Het grondonderzoek voor een vrijstaande woning in Ypenburg geeft een fors verschil in de opbouw van de bodem. Stel dat er geen extra onderzoek wordt uitgevoerd, welke wijze van funderen kan worden gekozen en wat zijn daarbij de niveaus. Aan de zijde van sondering 02 bevindt zich een losstaande garage. Geef ook hiervoor de mogelijke opzet van de fundering.



**Figuur 4.5.2**  
Bodemopbouw onder  
vrijstaande woning;  
(bron: Geomet)



## **4.6 Referenties**

- [4.1] CGF1
- [4.2] F<sub>3</sub>O, Organisatie Onafhankelijk Onderzoek Funderingen
- [4.3] Huizinga, grondmechanica 1942
- [4.4] NEN\_9997-1
- [4.5] Prepal, Handboek paalfunderingen, deel 3
- [4.6] SBR Handboek funderingen
- [4.7] SBR 49 Bouwgrond of Afground





# **HOOFDSTUK 5**

## **UITVOERING VAN GRONDKERENDE CONSTRUCTIES**

**READER  
GEOTECHNIEK**

**VOOR HET HBO**

**Initiatief:** Werkgroep Waterbouw KIVI afdeling Hoger Onderwijs Techniek  
**Eindredactie:** dr. ir. U. Backhausen & prof. dr. ir. A.E.C. van der Stoel

Het auteursrecht berust bij KIVI, Den Haag. Openbaarmaking en vermenigvuldiging door HBO- instellingen ten behoeve van onderwijsdoeleinden zijn toegestaan onder naamsvermelding van de auteurs.

Stand: april 2012



# HOOFDSTUK 5

## UITVOERING VAN GRONDKERENDE CONSTRUCTIES

Ing. T.J.M. de Wit (Geomet BV); dr.ir. U. Backhausen (Hogeschool Utrecht)

Foto's: Geomet BV, Voorbij Funderingstechniek, CRUX Engineering

### Inhoudsopgave

<b>5.1</b>	<b>Algemeen</b> .....	3
<b>5.2</b>	<b>Gewichtsmuren</b> .....	4
5.2.1	Fundering van gewichtsmuren .....	4
5.2.2	Massieve gewichtsmuur .....	5
5.2.3	L-muur .....	5
5.2.4	Schanskorven .....	5
<b>5.3</b>	<b>Gewapende grondconstructies</b> .....	6
5.3.1	Terre Armée .....	6
5.3.2	Geotextiele keerwanden .....	6
5.3.3	Geotubes .....	7
<b>5.4</b>	<b>Bouwkuipwanden</b> .....	9
5.4.1	Houten damwanden .....	9
5.4.2	Stalen damwanden .....	10
5.4.3	Betonnen damwanden .....	15
5.4.4	Berliner wanden .....	15
5.4.5	Combiwanden .....	16
5.4.6	Kistdammen en gekoppelde damwanden .....	18
5.4.7	Diepwanden .....	19
5.4.8	Cement-bentonietwanden .....	22
5.4.9	Palenwanden .....	23
5.4.10	CSM-wanden .....	24
5.4.11	Beschoeide sleuven .....	24
5.4.12	Bodeminjectiewanden .....	25
5.4.13	Grondbevriezing .....	25
5.4.14	Jetgroutwanden .....	25
<b>5.5</b>	<b>Verankeringen en stempelingen</b> .....	27
5.5.1	Ankerschotten .....	27
5.5.2	Stempelramen .....	27
5.5.3	Groutankers .....	29
5.5.4	Schroefinjectieankers en zelfborende ankers .....	30
<b>5.6</b>	<b>Risicomanagement en monitoring</b> .....	31
<b>5.7</b>	<b>Activeringsvraagstukken en zelfstudieopdrachten</b> .....	33
<b>5.8</b>	<b>Referenties</b> .....	35



## Hoofdstuk 5      Uitvoering van grondkerende constructies

### 5.1      Algemeen

Een grondkerende constructie is een door grond en soms door grondwater horizontaal belaste constructie die niet uitsluitend uit grond bestaat. De meest gebruikte materialen voor grondkerende constructies zijn hout, beton, staal en kunststof. Combinaties van deze materialen en grondlichamen die zijn gestabiliseerd met constructieve elementen komen ook voor. In dit hoofdstuk wordt een overzicht gegeven van de uitvoeringsaspecten van de verschillende technieken.

Meestal zijn de op te nemen belasting, beschikbare ruimte en de bouwkosten bepalend voor het type grondkerende constructie dat wordt toegepast. Vooral in stedelijk gebied, maar ook steeds vaker daarbuiten, moet ook altijd rekening worden gehouden met de invloed op de omgeving. Daarbij wordt onderscheid gemaakt in schaderisico en hinder. Bij risico op schade zijn vervormingen en de grondwaterstand naast de trillingen het belangrijkste. Hinder voor de omgeving wordt meestal door trillingen en geluid veroorzaakt en heeft geen blijvende gevolgen. Goed risicomanagement en monitoring kunnen negatieve gevolgen van de risico's voorkomen of beperken. Zie ook hoofdstuk 8 voor bouwkuipegrenzingen.



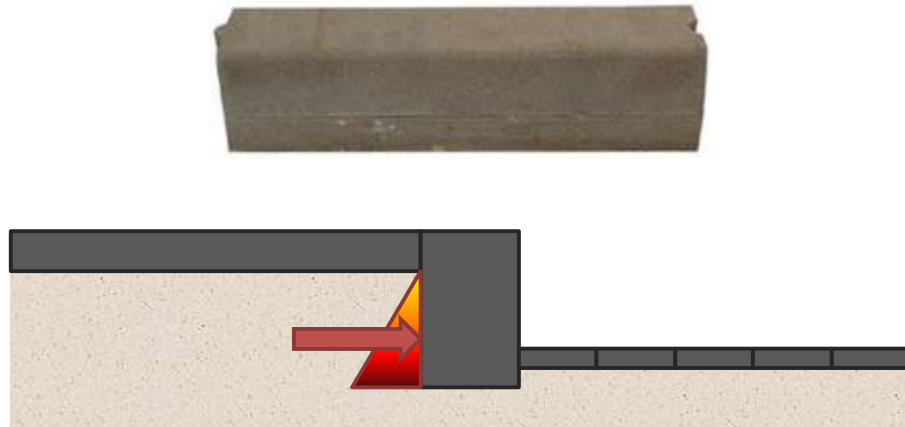
**Figuur 5.1.1**  
Grondkerende constructies;  
(bron: Voorbij Funderingstechniek)

## 5.2 Gewichtsmuren

Een gewichtsmuur is een kerende constructie die zijn stabiliteit ontleent aan zijn eigen gewicht. Er bestaan vele varianten van, in diverse vormen en maten. Bij stuwdammen in het buitenland zijn betonnen gewichtsmuren tot 200 meter hoogte toegepast. De kleinst bekende gewichtsmuur is in figuur 5.2.1 afgebeeld.

**Figuur 5.2.1**

Trottoirband - kleinste bekeken gewichtsmuur;  
(bron: Geomet)



### 5.2.1 Fundering van gewichtsmuren

De fundering van een gewichtsmuur wordt meestal gevormd door de natuurlijke ondergrond. De eisen die hieraan gesteld moeten worden zijn dat de ondergrond voldoende draagkracht heeft en dat de vervormingen binnen toelaatbare grenzen blijven. Hoeveel vervorming nog toelaatbaar is hangt helemaal af van de toepassing. Als een keermuur aansluit tegen een gebouw dat zelf niet vervormt, dan kan een zetting of horizontale verplaatsing van een aantal cm's wenselijk zijn. Bij een keermuur die wordt gebruikt op een terrein met grondopslag kan een zetting van vele dm's nog toelaatbaar zijn. In dergelijke gevallen wordt de vervorming meestal niet bepaald door de keermuur zelf, maar door samendrukking van diepere grondlagen ten gevolge van het gewicht van de grondopslag.

De sterkte van de ondergrond kan worden verhoogd door toepassing van een grondverbetering onder de gewichtsmuur. Hierbij wordt over een bepaalde diepte een natuurlijke grondlaag weggegraven en vervangen door een grondlaag van betere kwaliteit. Een grondverbetering bestaat meestal uit zand en soms ook uit puingranulaat. Als er zand wordt gebruikt voor grondverbetering, dan moet dit tevens mechanisch worden verdicht met een trilslede of trilwals. Zonder mechanisch verdichten is de stabiliteit van de grondverbetering vaak nog wel voldoende, maar kunnen ongelijkmatige zettingen optreden.

Als de dikte van de grondverbetering meer dan ca. 0,50 meter bedraagt, dan moet deze in lagen worden opgebouwd waarbij iedere laag afzonderlijk wordt verdicht. Bij mechanisch verdichten van zand is het belangrijk dat het grondwater minimaal 0,50 meter onder het werkniveau staat. Bij een ondiepere grondwaterstand kan het zand verweken tijdens het trillen, met als gevolg dat de vastheid afneemt in plaats van verbetert. Ook te droog zand moet worden vermeden omdat dit slecht verdichtbaar is. Een vochtgehalte tussen 8 en 15% is optimaal voor mechanisch verdichten.

Een hoge grondwaterstand in de gebruiksfase is veelal nadelig voor de draagkracht van een gewichtsmuur. Als de grondwaterstand niet van nature op een laag niveau blijft, kan het wenselijk zijn om een permanente drainage aan te leggen. Deze moet dan wel worden onderhouden tijdens de gebruiksfase. Als dit niet mogelijk of wenselijk is, dan moet in het ontwerp worden uitgegaan van de hoogst mogelijke grondwaterstand.

### 5.2.2 Massieve gewichtsmuur

De meest simpele vorm van een gewichtsmuur is de massieve gewichtsmuur. Dit type keermuur werd vroeger vaak uit bakstenen gemetseld. Later werden ze ook in gewapend of ongewapend beton uitgevoerd. Tegenwoordig worden massieve gewichtsmuren weinig meer toegepast. Dit komt met name door het oneconomische materiaalgebruik.

Vaak zijn massieve keermuren aan de onderzijde breder dan aan de bovenzijde. Soms zijn ze aan de voorzijde schuin, waardoor een gunstiger belastingverdeling op het grondvlak ontstaat. De kerende hoogte is met dit type grondkering theoretisch onbeperkt, mits de ondergrond voldoende draagkrachtig is.

Als een massieve gewichtsmuur is opgebouwd uit geprefabriceerde blokken, dan spreken we van een blokkenmuur.

### 5.2.3 L-muur

Een zeer algemeen toegepast type keermuur is de L-muur. Deze kan worden toegepast op het maai-veld of met beperkte ingraving en gronddekking aan de voorzijde. Bij grotere kerende hoogte heeft de keermuur aan de voorzijde vaak een uitstekende rand, die zorgt voor een gunstiger belastingverdeling op het grondvlak. Dit wordt ook wel een neus of een teen genoemd.



**Figuur 5.2.2**  
Kleine L-wand –  
zonder uitsteek aan  
voorkant;  
(bron: Geomet)

### 5.2.4 Schanskorven

Schanskorven zijn gazen manden van gegalvaniseerd staal draad die worden gevuld met natuursteen. Dit type keermuur wordt vaak mede gekozen vanwege de architectonische waarde.



De korven kunnen worden gestapeld en worden met beugels aan elkaar bevestigd. Afstandhouders zorgen er voor dat de korf zijn rechte vorm behoudt. De afmeting van de vulling is afhankelijk van de maaswijdte van de korf.

**Figuur 5.2.3**  
Schanskorven;  
(bron: Geomet)

## 5.3 Gewapende grondconstructies

Gewapende grondconstructies zijn grondkeringen waarbij constructieve elementen van staal of geotextiel samenwerken met de grond en daaruit stabiliteit ontwikkelen. De constructieve elementen en de grond zijn dus afzonderlijk niet als stabiel te beschouwen.

De fundering van een gewapende grondconstructie wordt in principe gevormd door de natuurlijke ondergrond. Evenals bij een gewichtsmuur moet de ondergrond hierbij voldoende draagkrachtig zijn. De sterkte van de ondergrond kan worden verhoogd door toepassing van een grondverbetering.

### 5.3.1 Terre Armée

Terre Armée of gewapende grond bestaat uit grond waarin stalen of kunststof wapeningsstrippen zijn geplaatst. De strippen zijn bevestigd aan betonnen kruisvormige elementen die kunnen worden gestapeld en samen een gesloten wand vormen. Er ontstaat een intern evenwicht tussen de schuifkrachten die de strippen op de ondergrond uitoefenen en de actieve gronddruk tegen de betonelementen. Hierdoor ontstaat een stabiel grondlichaam waar ook nog aanzienlijke bovenbelastingen op kunnen worden uitgeoefend. Terre Armée is daardoor zeer geschikt voor toepassing bij viaducten en andere kunstwerken.

**Figuur 5.3.1**

Keermuur uitgevoerd met Terre Armée;  
(bron: Geomet)



Het gewapende grondlichaam wordt van onderaf laagsgewijs opgebouwd. Het is hierbij belangrijk dat de lagen goed worden verdicht en dat de strippen vlak en strak worden aangelegd.

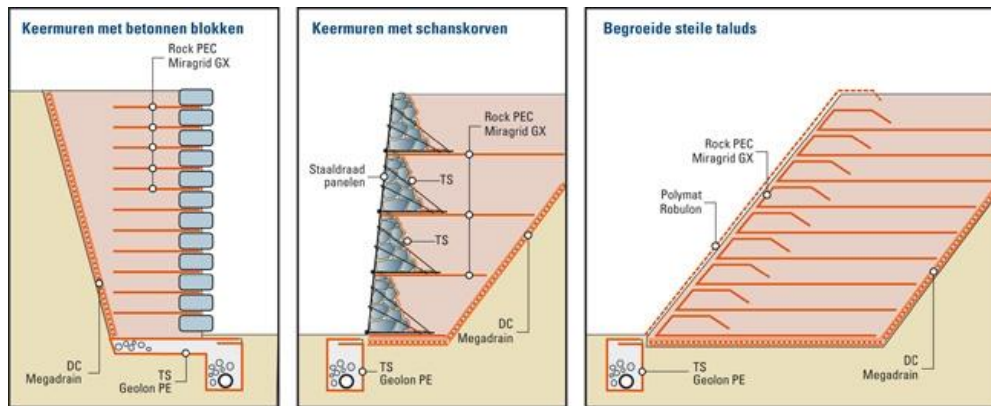
Er bestaat geen constructieve verbinding tussen de betonelementen onderling. Hierdoor is de wand in staat om zettingsverschillen goed op te nemen. Zelfs op samendrukbare grond kan met Terre Armée op staal worden gefundeerd. Op

slappe bodems in het westen van Nederland kunnen zettingsverschillen echter wel kritisch zijn voor de betonelementen. Afhankelijk van de samendrukbaarheid van de ondergrond en de hoogte van het gewapende grondlichaam kan het kunstwerk zelf op palen worden gefundeerd, terwijl het grondlichaam in Terre Armée wordt uitgevoerd.

### 5.3.2 Geotextiele keerwanden

De toepassing van geotextielen in de wegenbouw en civiele techniek is de laatste jaren toegenomen. Het meest bekend is het gebruik van geweven doek als stabilisatie- en scheidingslaag onder wegen of terreinverhardingen. Geotextielen zijn ook geschikt voor het wapenen van steile taluds of verticale wanden. Een geotextiel of geocomposiet bestaat meestal uit polypropyleen of polyester garens, die op verschillende manieren kunnen worden geweven. De zwaarste typen hebben een treksterkte van maar liefst 500 tot 1000 kN/m<sup>1</sup>. Bij zwaardere typen is het geotextiel zo geweven dat 1 hoofdrichting veel sterker is dan de andere richting.

Bij kunststoffen is altijd sprake van een relatief hoge rek van ca. 10% voordat de maximale trekspanning wordt bereikt. Daardoor zal bij geotextiele grondlichamen in het algemeen meer vervorming optreden dan bij grondlichamen die met stalen strippen zijn gewapend, zoals Terre Armée. Een voordeel van de lagere stijfheid is weer dat het materiaal niet snel zal scheuren bij ongelijkmatige vervormingen in het grondlichaam.



**Figuur 5.3.2**  
Keerwanden/ grondlichamen met geotextiel;  
(bron: Ten Cate)

In figuur 5.3.2 is een aantal voorbeelden van geotextiele keerwanden en grondlichamen gegeven. Bij een verticale of bijna verticale wand moet het oppervlak worden gestabiliseerd met vaste elementen zoals betonnen blokken, wapeningsnetten of schanskorven. Bij toepassing van een talud kan het grondlichaam volledig met geotextiel worden gestabiliseerd. Op het taludoppervlak wordt het geotextiel omgeslagen verankerd in het grondlichaam. Beplanting van het taludoppervlak is mogelijk door toepassing van een geotextiel met open mazen. De maaswijdte moet wel voldoende klein zijn om uitspoeling van het oppervlak te voorkomen.

### 5.3.3 Geotubes

Geotubes worden in de civiele techniek en milieutechniek al sinds vele decennia toegepast. Het zijn grote zakken van gewezen geotextiel, die via speciale vulpunten worden gevuld met een verpompbaar mengsel van grond en water. Een veelgebruikte toepassing is snelle ontwatering van baggerspecie. Het geotextiel fungeert hierbij tegelijkertijd als steundoek en als filterdoek. Het proces van ontwatering kan worden versneld door toevoeging van een vlok-middel of flocculant. Als de ontwatering is voltooid en de geotube niet verder meer kan worden gevuld, dan blijft de geotube liggen op de plaats waar hij is gevuld. Ook is het mogelijk om de geotube open te snijden en de ingedikte specie naar elders te vervoeren. Er bestaan ook geotubes met een speciaal sluitmechanisme die na ontwatering kunnen worden geopend en hergebruikt.



**Figuur 5.3.3**  
Geotube;  
(bron: Geomet)

Het is mogelijk om met al dan niet gestapelde geotubes een talud te formeren. Dit talud kan echter niet veel steiler worden uitgevoerd dan een natuurlijk talud. Het is daarom alleen interessant als tegelijkertijd ontwatering van baggerspecie nodig is.

De geotube ziet eruit als een grote zandzak en hij wordt ook als zodanig veel gebruikt in de kust- en oeververdediging. In ondiep water kunnen geotubes worden gebruikt als scheidsdam. Gevuld met zand zijn geotubes stabiel en goed bestand tegen stroming en golfslag. Geotubes die voor deze functie worden gebruikt, moeten extra sterk zijn en bestand tegen mechanische beschadigingen. Het oppervlak van de geotube kan dan in principe niet eroderen en de onderliggende grond wordt stabiel gehouden door het gewicht van de geotube. Ze kunnen worden aangelegd evenwijdig aan de kust nabij de hoogwaterlijn of als strekdam loodrecht hierop. De voordelen in vergelijking met traditionele taludbekleding of strekdammen

zijn de lage kosten en het feit dat er grond in kan worden verwerkt, die op zichzelf wel erosiegevoelig is. Het onnatuurlijke uiterlijk blijft natuurlijk wel een nadeel ...

**Figuur 5.3.4**

Geotubes bij het strand;

(bron: Geomet)





## 5.4 Bouwkuipwanden

Een bouwkuipwand is een grondkering die voorafgaand aan een ontgraving wordt aangebracht vanaf maaiveld of vanaf een beperkt ontgraven niveau. Vaak hebben bouwkuipwanden in Nederland ook een waterkerende functie. In vergelijking met gewichtsmuren hebben bouwkuipwanden een kleine breedte, welke in de meeste gevallen tussen 0,3 en 1,0 meter ligt. Zeer zware en diepe bouwkuipwanden zoals combiwanden en diepwanden kunnen een breedte van 1,2 tot 1,5 meter hebben.

Bouwkuipwanden kunnen vrijstaand worden uitgevoerd, waarbij hun stabiliteit wordt ontleend aan inklemming in de grond. Bij grotere ontgravingsdiepten en/of slappe grondslag, zijn horizontale ondersteuning door middel van verankering of stempelramen nodig. Constructieve wandelementen kunnen van hout, staal of beton worden gemaakt.

In stedelijk gebied moet bij de uitvoering van bouwkuipwanden altijd rekening worden gehouden met beïnvloeding van belendende gebouwen en kabels en leidingen. Het belangrijkste risico hierbij is verticale en horizontale verplaatsingen ten gevolge van het installeren van de bouwkuipwand door het ontgraven van de bouwkuip. Ook trillingen tijdens het installeren van de wand kunnen een risico vormen.



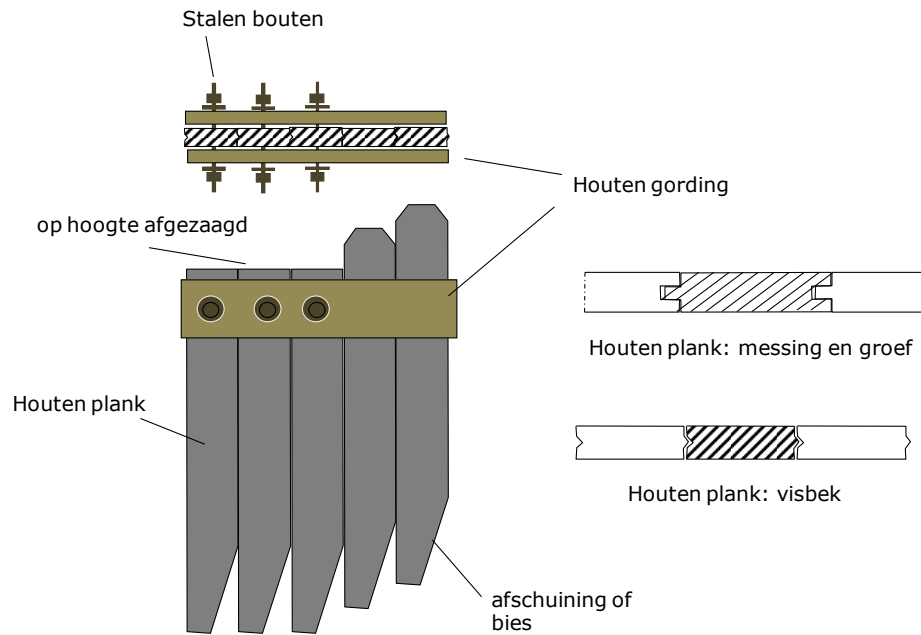
**Figuur 5.4.1**  
Mahler Bouwkuip-  
Zuidas Amsterdam;  
(bron: Voorbij Fun-  
deringstechniek)

Voor het ontwerp en de berekeningen wordt verwezen naar hoofdstuk 8.

### 5.4.1 Houten damwanden

Houten damwandplanken met messing en groef zijn aan de onderzijde voorzien van een afschuining. Deze zorgt ervoor dat de planken tijdens het inbrengen tegen de reeds ingebrachte planken worden gedrukt. De afschuining zit aan de messingzijde van de plank. Bij het inbrengen van de planken wordt veelal gebruik gemaakt van een licht trilblok met klem of een trilapparaat zonder klem, dat aan een kraan is bevestigd en waarmee op de bovenzijde van de plank wordt gedrukt. Lichte beschoeiingsplanken in slappe bodemlagen kunnen soms door middel van statisch drukken met de bak van een kraan op diepte worden gebracht. Om het scherm in een rechte lijn in te brengen moeten geleidebalken worden aangelegd.

**Figuur 5.4.2**  
Houten damwand;  
bovenaanzicht &  
vooraanzicht



**5.4.2 Stalen damwanden**

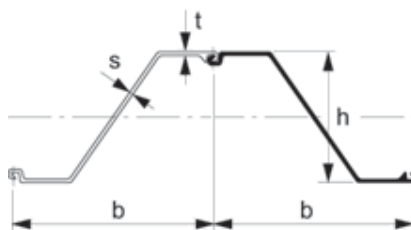
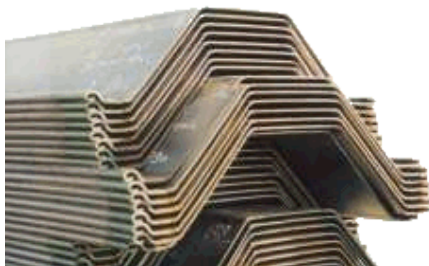
Een stalen damwand is het meest gebruikte type bouwkuipwand in Nederland. Met stalen damwandplanken kan een vrijwel waterdichte bouwkuipwand worden geformeerd. Dit is voor veel bouwkuipen een belangrijke voorwaarde, omdat bij openingen in een bouwkuipwand verlaging van de grondwaterstand buiten de bouwkuip optreedt, met als mogelijke gevolgen maaiveldzakking en schade aan belendingen. Enige lekkage op de damwandsloten is bij stalen damwanden acceptabel. Meestal is deze damwandlekkage zodanig laag dat de grondwaterstand aan de buitenzijde niet meer dan enkele decimeters zakt en tevens dat geen gronddeeltjes met het water kunnen meespoelen.

Een damwand kan als tijdelijke grondkering worden gebruikt, welke na het maken van de ondergrondse constructie weer wordt getrokken, of als een permanente kelderwand. In het laatste geval wordt de waterdichte keldervloer met aangelaste wapening aan de damwand gekoppeld. De sloten van de damwand worden bij een permanente damwand meestal dichtgelast om lekkage te stoppen. Desondanks moet altijd rekening worden gehouden met kleine lekkages. In de keldervloer moet dan een voorziening worden opgenomen om dit water op te vangen en af te voeren.

**Figuur 5.4.3**  
Stalen damwandplanken;  
buitendienststelling Helmond;  
(bron: Voorbij Funderingstechniek)



Bij stalen damwandplanken wordt onderscheid gemaakt tussen U- en Z-planken. Bij U-planken zit het slot in de neutrale lijn en bij Z-planken aan de buitenzijde van het profiel. De werkende breedte 'b' van damwandplanken lag vroeger veelal rond 600 mm. Tegenwoordig worden vaak profielen van 700 tot 770 mm breedte geproduceerd. Dit levert een economischer materiaalgebruik op, dus bij hetzelfde aantal kilo's een hogere sterkte en stijfheid van de damwand.

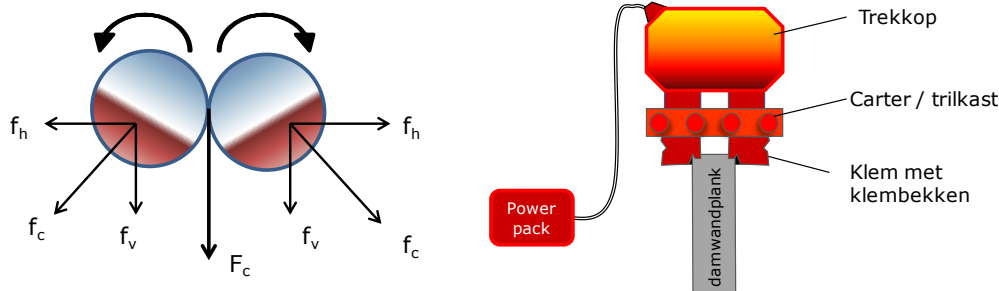


**Figuur 5.4.4**  
Damwandplanken; Z-profiel;  
(bron: Voorbij Fun-  
deringstechniek)

Verder wordt onderscheid gemaakt tussen warm gewalste profielen en koud gewalste planken. Bij warm gewalste profielen is de dikte 's' van het lijf kleiner dan de dikte 't' van de flens, waardoor een economischer materiaalgebruik ontstaat. De sloten van warmgewalste damwandplanken hebben door hun vorm een sterke verbinding met de naastliggende planken. Damwandplanken zullen daardoor tijdens het inbrengen niet eenvoudig uit het slot lopen. Koud gevormde profielen zijn gevouwen uit een vlakke staalplaat en hebben daardoor een vaste plaatdikte, ook ter plaatse van de sloten. Koude gevormde profielen zijn ondanks een minder economisch materiaalgebruik goedkoper dan warm gewalste profielen, maar hebben als belangrijk nadeel dat de sloten geen goede verbinding hebben. Als tijdens het inbrengen van dit type planken veel weerstand wordt ondervonden, dan is de kans groot dat deze uit het slot lopen en de damwand niet meer grond- en waterdicht is. Vanwege de gevoeligheid voor slotbeschadigingen worden koud gevormde profielen in Nederland weinig toegepast.

Mogelijke inbrengmethoden zijn heien, trillen en drukken van damwandplanken. Tijdens het inbrengen ondervinden de damwandplanken weerstand door wandwrijving met de grond, puntweerstand en slotwrijving. Normaliter levert wandwrijving de grootste weerstand, maar soms kan ook de slotwrijving hoog oplopen. Meestal worden damwandplanken geïnstalleerd met behulp van een trilblok. Een trilblok genereert een harmonische slagkracht door middel van tegengesteld ronddraaiende excentrische gewichten in combinatie met het eigen gewicht van het trilblok. Een trilblok bestaat uit de volgende onderdelen (figuur 5.4.5):

- een carter waarin de excentrische gewichten ronddraaien, aangedreven door hydraulische motoren;
- de trekkop, welke via rubber dempers aan de carter is bevestigd;
- een klem onder de carter waarmee het blok aan de planken wordt gekoppeld
- een aggregaat of power-pack met slangenset.



**Figuur 5.4.5**  
Trilblok

De verticale trilling wordt opgewekt door excenters die paarsgewijs gemonteerd zitten in de trilkast (carter). Ze draaien in tegenovergestelde zin en veroorzaken elk een centrifugaalkracht  $f_c$ . De horizontale componenten  $f_h$  ervan zijn steeds tegenovergesteld en heffen elkaar dus op. De verticale componenten  $f_v$  resulteren samen in de zuiver verticale resultante  $F_c$ . Het in te trillen element wordt onder de trilkast bevestigd door middel van een hydraulische klem.

Boven de trilkast zit een trekkop die ervoor zorgt dat de trillingen gedempt worden naar de kraan toe en die ook het nodige eigengewicht levert om de in te trillen elementen in de grond te krijgen.

Het belangrijkste voordeel van trillen is dat de grond lokaal vervloeit waardoor de inbrengweerstand van de plank afneemt. Dit heeft naast een hoge inbrengsnelheid tot gevolg dat de kans op schade aan de damwandplanken afneemt en tevens dat lagere trillingen naar de omgeving worden overgedragen. Zowel bij U-profielen als bij Z-profielen is het gebruikelijk om deze als dubbele plank in te brengen. Op het middenslot zijn dan las- of ponsverbindingen aangebracht, die de afzonderlijke planken bij elkaar houden. Toepassing van dubbele planken verhoogt de stijfheid van de damwandplanken en dat heeft voordelen voor zowel transport als het inbrengen.



**Figuur 5.4.6**

Inbrengen van damwandplanken;  
(bron: Geomet)

Er zijn drie basismethodes voor het werken met trilblokken:

- Vrijhangend aan een kraan; los power pack benodigd voor aandrijving van het trilblok.
- Aangebouwd aan een graafmachine; meestal aandrijving door de hydrauliek van de graafmachine zelf.
- Makelaargeleid; vaak aandrijving door de hydrauliek van de basismachine.

Een trilblok wordt meestal vrijhangend in een kraan toegepast, dus zonder makelaar. Tijdens het inbrengen zorgt een heiframe, bestaande uit 2 gekoppelde evenwijdige geleidingsbalken, voor de plaatsnauwkeurigheid. Dit frame wordt steeds verplaatst als een aantal planken is geïnstalleerd. Afwijkingen van de verticaliteit moeten tijdens het inbrengen zoveel mogelijk worden gecorrigeerd. Afwijkingen zijn echter niet altijd te vermijden. Het inbrengen van de sluitplank zal door scheefstandsverschillen en 2-zijdige slotwrijving meestal de hoogste inbrengweerstand geven. Er moet altijd naar worden gestreefd om de bouwkuip in een hoek te sluiten. Op een hoek kan de sluitplank enigszins torderen in de grond, waardoor minder slotweerstand optreedt. Eventuele openingen in het damwandscherm ten gevolge van installatieproblemen of ter plaatse van sluitplanken, moeten voor start van de ontgraving worden afgedicht.

Obstakels in de ondergrond zoals puin of resten van oude paalfunderingen kunnen tot beschadiging of uit het slot lopen van damwandplanken leiden. Een vooronderzoek hiernaar is

wenselijk en kan problemen tijdens de uitvoering voorkomen. Verder moet ook onderzocht worden waar kabels en leidingen precies lopen. Gegevens over kabels en leidingen kunnen via een zogenaamde Klic-melding worden opgevraagd. Vaak is het wenselijk om in aanvulling hierop proefsleuven te graven, voordat een damwand wordt geïnstalleerd.

Een nadeel van trillen is dat veel energie wordt afgedragen naar de omgeving waardoor grond kan inklinken. Los tot matig vast gepakt zand is het meest gevoelig voor inklinking. De invloed van maaiveldzakking door inklinking reikt tot minimaal 10 m van de damwand. Bij een ongunstige bodemopbouw kan de zakking toenemen tot 10 cm of meer. Schade aan belendende panden of leidingen door inklinking van grond is daarbij een reëel risico.

De maximale vrije amplitude van een trilblok zonder klem en damwandplank bedraagt ca. 20 mm. Dit is de som van de maximale opwaartse en neerwaartse beweging en deze is gelijk aan 2 keer de excentriciteit van het dynamische gewicht. Door het gewicht van de klem en de damwandplank die in trilling wordt gebracht, neemt de amplitude af. In de grond treedt een verdere afname op door grondweerstand en slotwrijving. Als het blok te licht is en de amplitude neemt af tot minder dan ca. 6 mm, dan smooit de damwandplank en zal deze niet meer verder zakken. De zwaarte van het trilblok dient zodanig te zijn dat een penetratiesnelheid van tenminste 1,5 meter per minuut wordt bereikt.



**Figuur 5.4.7**  
Damwandplanken; Z-  
profiel;  
(bron: CRUX Engi-  
neering)

Het plaatsen van de damwand in een voorgegraven sleuf draagt bij aan het beperken van trillingsoverlast. De overdracht van trillingen via de hardere, deels uitgedroogde toplaag wordt hiermee gereduceerd en bovendien wordt een eerste controle verkregen op de aanwezigheid van obstakels in de bodem. Grond en gebouwen hebben een eigen frequentie van 5 tot 20 Hz, ofwel 300 tot 1200 trillingen per minuut. Bij frequenties lager dan ca. 1200 trillingen per minuut kan de plank met de grond gaan resoneren en neemt het risico op inklinking sterk toe. Ook de kans op schade aan het trilblok neemt dan toe. Bij een hoogfrequent trilblok (30-40Hz) worden trillingen gedempt bij de overdracht van de plank naar de grond en bij de overgang van de grond naar het gebouw. Daardoor neemt de kans op inklinking van de grond en schade aan belendingen af. Trilblokken welke geen trillingen produceren bij het aan- en uitschakelen zijn het gunstigst.

Een hoogfrequent trilblok kan ook worden gebruikt om damwandplanken te trekken. De planken dienen hierbij dan eerst ca 0,2 meter dieper te worden ingetrild teneinde de kleef langs de damwandplanken te reduceren en daarmee tevens de kans op omhoogtrekken van grond in te dammen . Bij het trekken van damwandplanken moet opnieuw rekening worden gehouden met maaiveldzakking, door inklinking van de grond en het zich vullen van de door de damwandplanken achterblijvende spleet in de bodem. Nagegaan moet worden of dat geen negatieve invloed heeft op belendingen en de fundering van de nieuwbouw.

Heien van damwandplanken is een alternatief voor trillen dat het risico op inklink van de grond en maaiveldzakkingen verkleint, omdat minder energie wordt overgedragen naar de grond. Een ander voordeel is dat er minder demping optreedt, waardoor met name bij hoge grondwrijving en langere damwandplanken de kans groter is dat deze op diepte zullen komen. Daar staan als nadelen tegenover dat het maximale trillingsniveau juist hoger kan zijn, omdat de grond minder vervloeit en dat het risico voor uit het slot lopen van planken hoger is dan bij trillen. Om deze reden wordt heien van damwandplanken weinig toegepast, of alleen over de laatste meters als trillen niet meer lukt.

Voor locaties waar trillingsniveau of verdichting van grond een te hoog risico vormen, is het indrukken van damwandplanken een mogelijkheid. Bij deze methode worden planken via volledig statische drukbelasting op diepte gebracht. Dit is uiteraard gunstig voor maaiveldzakkingen, die bij deze methode normaliter beperkt blijven tot minder dan 2 mm op korte afstand van de damwand. Daarnaast wordt bij deze methode weinig geluid geproduceerd.

Aangezien de drukmethode volledig statisch is, zijn hoge drukkrachten nodig. In Nederland gangbare machines kunnen een drukkracht van 600 tot 1500 kN leveren. In principe worden damwandplanken altijd als enkele plank gedrukt. Dit betekent dat de bij intrillen gebruikelijke dubbele planken met las- of ponsverbinding op de sloten niet kunnen worden gedrukt. Damwandprofielen met een plankbreedte groter dan 600 mm kunnen niet door alle typen machines worden gedrukt.

Er bestaan meerdere typen drukmachines. Deze zijn onder te verdelen in 2 basisprincipes. De eerste is de enkelvoudige methode of silent piler. Hierbij klemt een machine zich vast op 3 reeds ingebrachte damwandplanken en drukt vervolgens een nieuwe plank naar beneden. Hierbij wordt voordurend een op- en neerwaartse beweging met de plank gemaakt met een neerwaartse beweging van ca. 0,40 meter. Dit wordt gedaan om de wrijvingskracht van de grond te beperken. Als de damwandplank volledig op diepte is kan de silent piler machine zonder hulp van een kraan 1 plankpositie doorschuiven en de laatst ingebrachte plank vastklemmen voor reactiekracht. Een voordeel van deze methode is dat de reactiekracht, welke wordt geleverd door de 3 reeds ingebrachte planken, vrijwel altijd voldoende is.

#### **Figuur 5.4.8**

Drukken van damwanden; ABI-methode;  
(bron: Geomet)



Het tweede principe is de meervoudige methode of ABI-methode (figuur 5.4.8). Bij dit type machine worden 4 planken tegelijk in de machine genomen, waarbij de sloten reeds in elkaar zijn geschoven. Vervolgens wordt afwisselend op 1 van de 4 planken een drukkracht uitgeoefend, waardoor deze in korte slagen op diepte worden gedrukt. De reactiekracht wordt hierbij ontleend aan de kraan waar de machine via een makelaar aan verbonden blijft. Nadat de planken een zekere diepte hebben bereikt, zullen ook de 3 planken die op dat moment niet worden gedrukt een reactiekracht leveren. Als alle 4 cilinders een neerwaartse slag hebben gemaakt, dan kunnen de cilinders gelijktijdig worden ingetrokken en kan een volgende slag worden gemaakt. Dit type machines heeft over het algemeen een lagere drukcapaciteit dan bij de enkelvoudige methode, namelijk 600 tot 800 kN. Met name bij harde grondlagen op een ondiep niveau kan dit een nadeel zijn.

Door de zeer hoge drukkrachten, die worden uitgeoefend in combinatie met horizontale bewegingen van de planken tijdens het indrukken van de planken, zijn relatief zware damwandprofielen nodig bij statisch drukken.

Bij beide inbrengmethoden kan het wenselijk zijn om hulpmiddelen te gebruiken om de weerstand van de planken te verlagen. Mogelijkheden hiervoor zijn:

- een slotvulling om de wrijving in het slot te beperken, meestal bitumen
- fluïderen; hierbij wordt via een injectielans met speciale nozzle aan de onderzijde water geïnjecteerd onder hoge druk van 100 tot 250 bar
- avegaarboringen ter plaatse van de sloten; om ontspanning naar de omgeving te minimaliseren en als smering in de sloten heeft het de voorkeur om het gat met een cement-bentoniet mengsel te vullen.

Bij fluïderen en avegaarboringen is een risico aanwezig van ontspanning van de grond met als gevolg beperkte maaiveldzakkingen. Hierop kan een controle worden uitgevoerd door middel van hoogtemetingen en eventueel controlesonderingen. De laatste jaren is er een trend om vaker zonder hulpmiddelen damwandplanken op diepte te drukken. De genoemde hulpmiddelen kunnen ook worden gebruikt bij intrillen of heien van de planken, mits dit zodanig wordt uitgevoerd dat geen ontspanning van de grond optreedt.

### **5.4.3 Betonnen damwanden**

Vlakke betonnen damwandplanken zijn met name in het verleden vaak toegepast voor beschoeiingen en andere lichte grondkeringen. Het installeren is vergelijkbaar met dat van houten damwandplanken en gebeurt meestal met een trilblok.

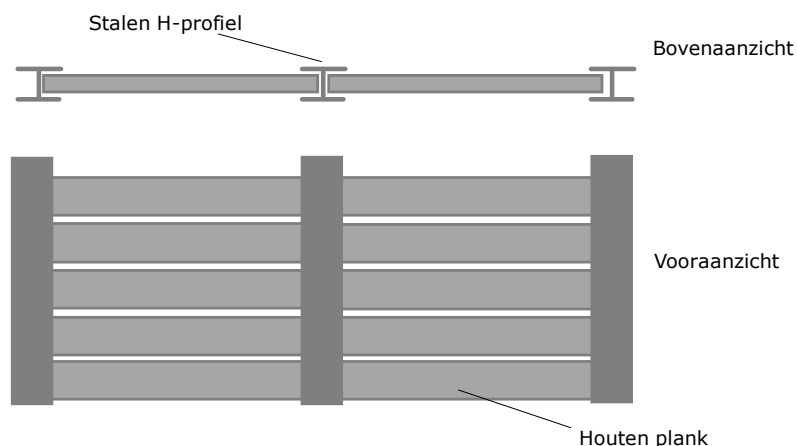
Tegenwoordig zijn ook voorgespannen betonnen damwandplanken beschikbaar met een geoptimaliseerde  $\Omega$ -vorm en een hoogte tot 0,60 meter. Dergelijke betonnen damwandelementen zijn geschikt als permanente wandconstructie voor parkeergarages. De wandelementen zijn ter plaatse van de voegen niet gekoppeld en worden met behulp van een rubberprofiel waterafsluitend gemaakt. De installatiemethode is afhankelijk van de bodemopbouw en het benodigd verticaal draagvermogen. De meest gebruikte inbrengmethode is trillen in combinatie met voorboren of fluïderen. Ook is het mogelijk om de elementen af te hangen in een vooraf gegraven cement-bentoniet sleuf.

### **5.4.4 Berliner wanden**

Voor grondkeringen die niet waterdicht hoeven te zijn kunnen Berliner wanden worden toegepast. Dit zijn stalen H-profielen waartussen tijdens het ontgraven houten baddingen of stalen platen worden aangebracht. Bij grotere kerende hoogte kan een verankering of stempeling worden toegepast, maar meestal is dit type wand vrijstaand. Bij het aanbrengen van de baddingen of schotten moet altijd iets extra worden ontgraven onder de uiteindelijke positie van de baddingen. Dit gaat gepaard met enige ontspanning van de ondergrond, waarbij ook zettingen kunnen optreden. Dit kan worden beperkt door tussen de baddingen en het H-profiel wiggen te plaatsen die de grond aanspannen, maar dit wordt in de praktijk zelden gedaan. De

profielen worden in het algemeen met trilblok op diepte gebracht, waarbij soms voorboren of fluïderen wordt toegepast om de weerstand te verlagen.

**Figuur 5.4.9**  
Berliner wand



#### 5.4.5 Combiwanden

Een combiwand is een economische oplossing voor diepe bouwkuipen met hoge buigende momenten in de wanden. De wand bestaat meestal uit ronde buisprofielen met daartussen 2 of soms 3 damwandplanken. De grotere hoogte van de buisprofielen maakt dat de buigstijfheid bij een combiwand, bij dezelfde hoeveelheid staal, groter is waardoor deze wand sterker en stijver is dan een normale damwand. De buisafmetingen kunnen variëren tussen ca. 0,86 en 1,50 meter, maar grotere diameters tot ca. 3,00 meter zijn ook mogelijk. De tussenplanken worden in het algemeen minder diep ingebracht dan de buisprofielen, omdat dit niet nodig is voor de inklemming van de wand. In plaats van een buisprofiel bestaan er ook typen met H-profielen of kokerpalen met daartussen damwandplanken.



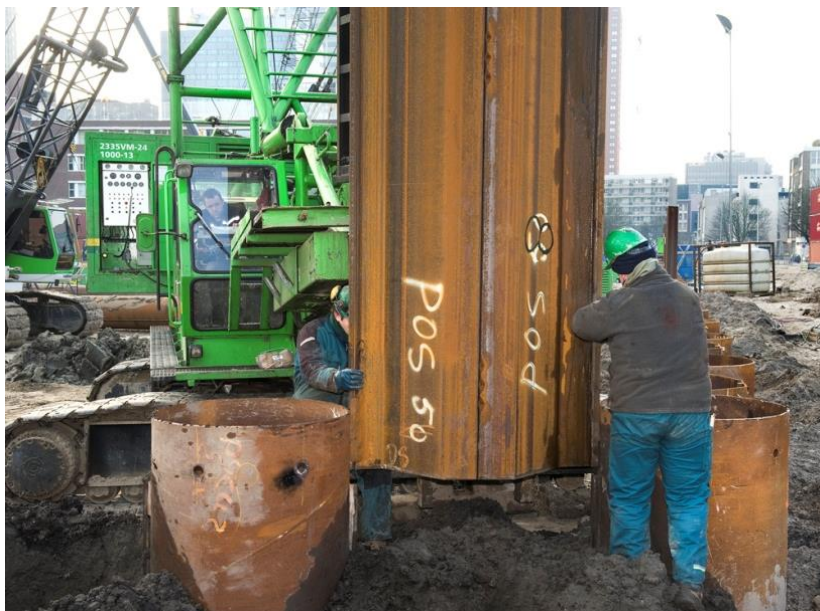
**Figuur 5.4.10**  
Uitvoering combi-  
wand;  
(bron: Geomet)

Bij dit type wand worden eerst de buizen ingebracht en vervolgens de tussenplanken. De meest gebruikelijke inbrengmethode is trillen. Het onderste deel van de buisprofielen wordt soms geheid. Tussenplanken worden bij voorkeur getrild. Bij trillen van de tussenplanken kan de slotwrijving zeer hoog worden waardoor de plank als het ware smooft. Bij heien is het risico op beschadiging van de planken of uit het slot lopen wel groter. Daarom dient niet te snel voor heien van tussenplanken te worden gekozen, of alleen over de laatste meters.

De plaatsnauwkeurigheid en verticaliteit van de buizen is zeer belangrijk bij combiwanden, omdat de tussenruimte in principe precies gelijk moet zijn aan de breedte van de tussenplanken. Als dat niet het geval is wordt de tussenplank tijdens het inbrengen in elkaar gedrukt of



uit elkaar getrokken met als gevolg dat de slotwrijving sterk toeneemt. Hier dient tijdens de uitvoering veel aandacht aan te worden geschonken. De combibuizen dienen ten eerste in een plaatsvast stalen heiframe te worden geheid. Een andere maatregel is om de buizen te installeren in de volgorde 1, 3, 5, 7 en daarna 2, 4, 6 etc. Door deze volgorde is er minder kans op verlopen van de buis doordat de grond gelijkmatig is verdicht.



**Figuur 5.4.11**  
Uitvoering combi-  
wand;  
(bron: Voorbij funde-  
ringstechniek)

Bij installatie van combiwanden is relatief veel tril- en heienergie nodig. Er moet daarom worden nagegaan of de impact hiervan op de omgeving toelaatbaar is. Mogelijke effecten van het inbrengen zijn zettingen van maaiveld en naastliggende gebouwen ten gevolge van verdichting van de grond. Door een te hoog trillingsniveau kan tevens schade aan belendingen optreden, met name als deze gebouwen uit dragend metselwerk zijn opgebouwd. Om het effect van de zettingen te beperken, is het vaak voldoende om de afstand tot de belendingen niet te klein te kiezen. Een afstand van ca. 10 meter is vaak wel voldoende, maar bij ongunstige bodemopbouw is een grotere afstand noodzakelijk. Als bij een dergelijke afstand de risico's voor de omgeving ook dan nog te hoog zijn, dan kan worden overwogen om een trillingsvrij wandstelsel toe te passen. Deze zijn vrijwel altijd duurder dan een combiwand.

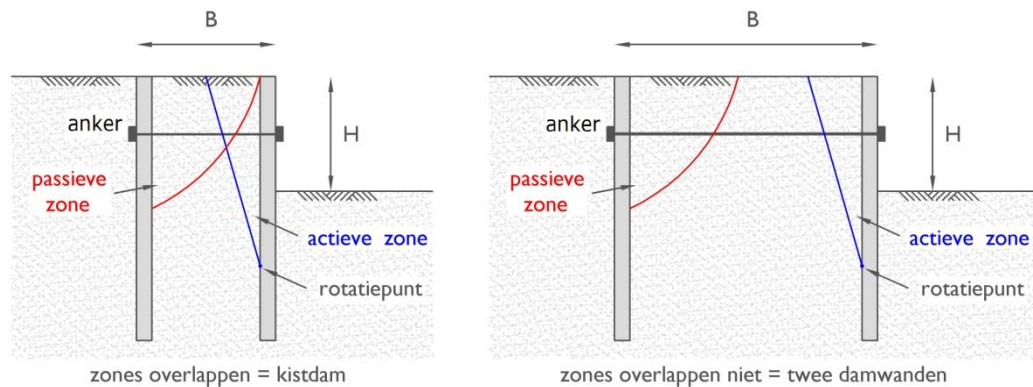


**Figuur 5.4.12**  
Combiwand;  
(bron: Voorbij funde-  
ringstechniek)

#### 5.4.6 Kistdammen en gekoppelde damwanden

Een kistdam is een door water en/of grond horizontaal belaste constructie die meestal bestaat uit 2 gekoppelde damwanden. De stabiliteit wordt ontleend aan een combinatie van op buiging belaste damwanden en het opgesloten grondpakket dat als een gewichtsmuur fungeert. Tussen de wanden wordt soms een grondverbetering uitgevoerd om de constructie stabielere te maken. Als de passieve zone van de achterste damwand de voorste damwand snijdt, dan spreken we van een kistdam. Als dat niet het geval is spreken we van gekoppelde damwanden. Een kistdam of gekoppelde damwanden zijn ook goed in staat om verticale bovenbelasting op te nemen.

**Figuur 5.4.13**  
Kistdam en gekoppelde damwanden



Een kistdam kan ook op open water worden toegepast als dam. De horizontale belasting kan daarbij worden gevormd door een verschil in waterdruk, een aanvaarbelasting of kruidend ijs. In Nederland wordt een kistdam ook wel eens gebruikt voor dijkverhoging. Een belangrijk voordeel daarvan is dat de kruin lokaal kan worden verhoogd, zonder verbreding van de voet van de dijk of sloop van bestaande dijkwoningen. Het aanbrengen van lange damwanden in een dijklichaam is uitvoeringstechnisch niet eenvoudig vanwege de beperkte ruimte.

**Figuur 5.4.14**  
Kofferdam voor het aanleggen van een pijpleiding; Russisch eiland Sachalin; (bron: Voorbij funderingstechniek)



Een kofferdam constructie is een stalen constructie die tijdelijk in zee gebouwd wordt, om de aanlanding van een pijpleiding voor gas of olie uit zee te kunnen realiseren. Volgens het woordenboek is een kofferdam een ruimte tussen twee dicht opeen liggende waterdichte

schotten. Deze schotten worden uitgevoerd in de vorm van stalen damwandschermen haaks op het strand in zee. Daarnaast worden evenwijdig aan de kust vleugelwanden in stalen damwand uitgevoerd, ter bescherming van het strand. (Figuur 5.4.12 en 5.4.13) Wanneer de damwanden geïnstalleerd zijn wordt de tussenliggende ruimte ontgraven en daarmee klaargemaakt voor het aan land trekken van de pijpleiding. Na de zogenaamde 'pipe pull' wordt de sleuf weer terug aangevuld met zand en de gehele constructie weer ontmanteld. Om logistieke redenen kan het nodig zijn om naast de kofferdam een tijdelijke stalen hulpbrug te realiseren, waarover de funderingsmachine rijdt.



**Figuur 5.4.15**  
Kofferdam voor het aanleggen van een pijpleiding; ; Russisch eiland Sachalin; (bron: Voorbij funderingstechniek)

#### 5.4.7 Diepwanden

Een diepwand is een gewapend betonnen wand die bestaat uit een aaneenschakeling van in de grond uitgegraven rechthoekige panelen. Een belangrijk voordeel van diepwanden is dat de installatie nagenoeg trillings- en geluidsvrij is. Daardoor blijft de omgevingsbeïnvloeding tijdens het installeren gering, ook bij grote diepte van de panelen. In Nederland zijn diepwanden relatief minder toegepast dan in het buitenland. De reden daarvoor is dat in veel gevallen stalen damwanden toepasbaar zijn en deze zijn vrijwel altijd goedkoper dan diepwanden. In de periode 2000-2010 heeft de diepwand in Nederland een sterke opkomst gekend door de bouw van een aantal diepe metrostations en parkeergarages.

In Nederland worden de meeste diepwanden met een diepwandgrijper uitgevoerd. Een voorbeeld hiervan is zichtbaar op figuur 5.4.14. De diepwandgrijper hangt aan een draadkraan en wordt in de te ontgraven sleuf neergelaten. Geleidebalken op maaiveldniveau zorgen ervoor dat de grijper steeds op dezelfde positie wordt ingebracht. De verticaliteit van de grijper kan tijdens het inbrengen worden afgelezen door de machinist en zonodig gecorrigeerd. Het hoge gewicht van de grijper, in sommige gevallen 18 ton, zorgt ervoor dat zijdelingse bewegingen meestal zeer laag blijven. Het diepwandpaneel is tijdens het graven een open gat in de bodem. Dit gat wordt met behulp van een steunvloeistof stabiel gehouden. Als steunvloeistof wordt bij diepwanden meestal een bentonietmengsel toegepast. Tijdens het graven moet de sleuf continu worden aangevuld.

In het buitenland wordt vaker een diepwandfrees toepast. Hierbij zorgen freeswielen aan de onderzijde voor het graafproces. Het belangrijkste voordeel daarvan is dat het grond-bentonietmengsel via een centrale buis wordt opgezogen, waardoor de eveneens zeer zware diepwandfrees niet steeds op en neer hoeft te worden gehaald zoals bij een grijper. Gangbare diktes voor diepwanden zijn 0,60 tot 1,20 meter.

Bentoniet is een natuurlijke kleisoort met de eigenschap om opgelost in water een colloïdale suspensie te vormen. Dit heeft tot gevolg dat het water min of meer gebonden is aan het bentoniet, zelfs bij een lage dosering van 3 tot 5% vaste stof in het mengsel. Ook gronddeeltjes die tijdens het graven in de bentonietspoeling terechtkomen worden gebonden door het mengsel en zorgen voor een verhoging van het volumegewicht. De steunvloeistof moet er tijdens het graafproces voor zorgen dat het omliggende grondpakket stabiel blijft. Om vol-

doende druk te realiseren moet de steunvloeistof een overhoogte van minimaal 1,2 meter hebben ten opzichte van het grondwaterniveau buiten de sleuf. In zandlagen zal in eerste instantie een kleine hoeveelheid bentonietmengsel uittreden, ten gevolge van de overdruk in de sleuf. De bentonietdeeltjes vormen daarbij direct een dunne cake op het oppervlak van de sleuf waardoor de uittreding van mengsel stopt. De bentonietcake zorgt er tevens voor dat de gronddeeltjes buiten de sleuf minder makkelijk in de sleuf vallen. Tegenwoordig worden ook polymeren toegepast als steunvloeistof voor diepwanden. Deze hebben min of meer dezelfde eigenschappen als bentoniet.



Ondanks de gunstige eigenschappen van bentoniet is de steunvloeistof alleen niet voldoende om tegendruk te bieden aan de gronddruk buiten de sleuf. Het verschil tussen inwendige en uitwendige druk moet worden geleverd door boogwerking van de grond buiten de sleuf. Hoe korter de sleuf hoe hoger de bijdrage van de boogwerking wordt en hoe hoger de sleufstabiliteit. Ook het minimaliseren van vervormingen van belendingen, kan een reden zijn om de maximale sleufbreedte te beperken. Korte sleuven werken echter vertragend en daardoor kostenverhogend. Daarom zal altijd worden gestreefd naar de maximaal toelaatbare sleufbreedte, binnen de gestelde grenzen voor sleufstabiliteit en invloed op belendingen. Gebruikelijk is een sleufbreedte met 2 of 3 gangen van de diepwandgrijper of -frees die elkaar iets overlappen. De kleinst mogelijke sleufbreedte is één keer de breedte van de diepwandgrijper.

Na het graven van de sleuven worden de zware wapeningskorven in de sleuf gehangen aan stalen balken die afsteunen op de geleidebalken. Het definitieve betonnen diepwandpaneel wordt vervolgens gevormd door het storten van beton (figuur 5.4.15) via stortkokers onderin de sleuf. Het lichtere bentonietmengsel wordt daarbij naar boven toe verdrongen. Het bentonietmengsel wordt opgevangen en na ontzanding hergebruikt. Het is daarbij heel belangrijk dat het beton het bentonietmengsel volledig verdringt, aangezien bentonietinsluitingen tot lekkages of aantasting van de wapening kunnen leiden.

**Figuur 5.4.16**  
Diepwand Maasvlakte  
(excursie HU, 2011)

Na het graven van de sleuf moet de sleuf daarom eerst nog worden ontzand. Tijdens het graven van de sleuf kan het zandgehalte in de sleuf namelijk zijn toegenomen tot 10 à 20%, terwijl een zandgehalte van ca. 2% wenselijk is om insluitingen van het bentonietmengsel te voorkomen. Bij ontzanden wordt onder in de sleuf bentoniet-zandmengsel afgepompt. Na mechanische scheiding in een ontzander wordt het opgeschoonde mengsel weer boven in de sleuf teruggebracht. Dit heet regenereren. Een deel van het zand blijft dan in het mengsel achter. Als er hoge eisen worden gesteld aan ontzanding, dan kan er ook worden gekozen voor verversen. Daarbij wordt een nieuw bentonietmengsel aangemaakt dat tijdens het afpompen in de sleuf wordt toegevoegd, totdat het oude bentoniet-zandmengsel volledig is verdrongen.



**Figuur 5.4.17**  
Betonstort bij diep-  
wand via stortkoker;  
(bron: Geomet)

De voegen tussen 2 diepwandpanelen zijn altijd een zwakke zone in de diepwand, omdat het beton tegen een eerder gemaakt paneel wordt aangestort terwijl de wapening niet doorloopt. Ook is de kans op bentonietinsluitingen op de voeg groter dan in het midden van het paneel. Een volledig waterdichte voeg is bij een diepwand meestal niet haalbaar, maar bij correcte uitvoering blijft lekkage beperkt tot zogenaamde zweetplekken. In Nederland wordt normaliter gebruik gemaakt van vlakke voegplanken met een of twee pvc afdichtingsstrips. Door de voegplank krijgt de voeg een soort messing- en groef vorm en de strips zorgen voor een extra waterdichting. De voegplanken worden na het graven en ontzanden van de sleuf afgehangen tegen de zijkant van de sleuf (figuur 5.4.16). De voegplank moet het paneel tijdens het storten zoveel mogelijk afdichten, maar het is vrijwel niet te voorkomen dat een deel van het beton om de plank heenloopt. Na het graven van het volgende paneel, waarbij de grijper langs de vlakke kant van de voegplank wordt geleid, wordt de voegplank voorzichtig horizontaal losgetrokken, waarbij de strips achterblijven in het al verharde paneel.



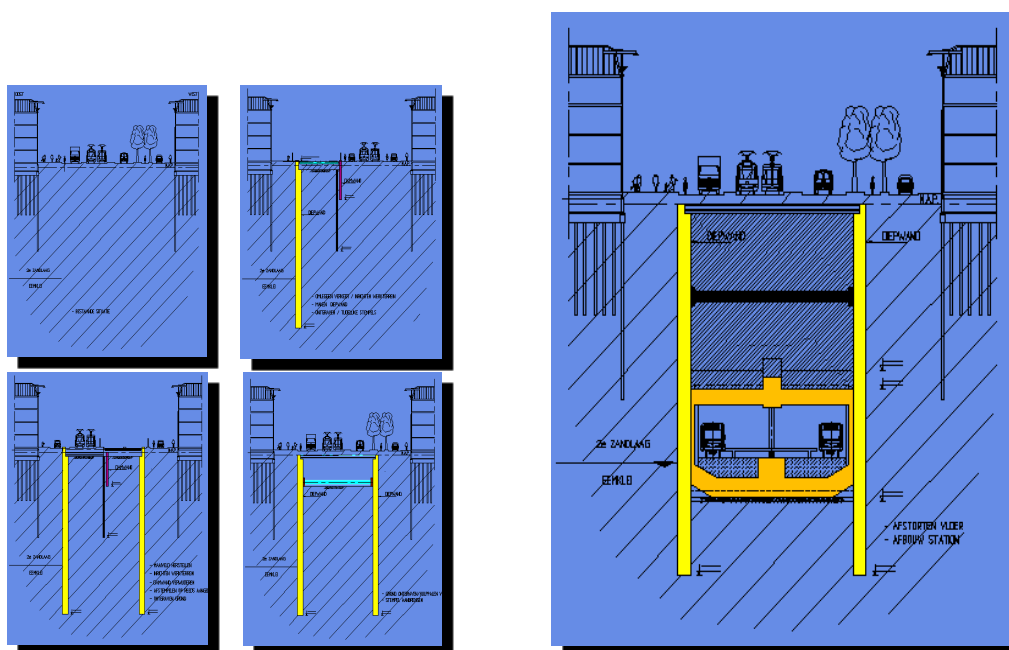
**Figuur 5.4.18**  
Voegplank; diepwand  
(bron: Geomet)

De maximale graafdiepte van een diep wandpaneel is zeer groot. Dit is afhankelijk van de bodemopbouw en van de graafmethode. Bij toepassing van een diep wandgrijper is een graafdiepte tot ca. 50 meter mogelijk. Met moderne diep wandfrezen zijn volgens literatuurgegevens diepten groter dan 100 meter haalbaar. Het maken van waterdichte voegen met een voegplank is echter beperkt tot 35 à 38 meter. Het onderste deel van de diep wand wordt altijd zonder voegplank uitgevoerd.

In 2008 zijn verzakkingen opgetreden van panden naast het in aanbouw zijnde metrostation, Vijzelgracht in Amsterdam. De oorzaak hiervan was bentonietinsluiting in de voegen van de diep wand welke na ontgraving van de bouwkuip eruit werden gedrukt door de waterdruk aan de buitenzijde. Daarbij zijn zandvoerende lekkages ontstaan, die zich onder het paalpuntniveau van de belendende panden bevonden met als gevolg een vrijwel direct optredende verzakking. Dit heeft geleid tot een langdurige stillegging van de werkzaamheden. De graafwerkzaamheden zijn uiteindelijk afgerond met ingrijpende voorzorgsmaatregelen, namelijk bevroering van de grond en het na ontgraven afdekken van de voegen met staalplaten.

Ook bij het metrostation Rotterdam CS is een vergelijkbare lekkage in een diep wand opgetreden, maar zonder schade aan belendingen. De kans op zandvoerende lekkages in een diep wand kan met correcte uitvoering en controlemaatregelen worden geminimaliseerd, maar geheel uit te sluiten valt dit niet. Bij omstandigheden die risicovol zijn voor de omgeving is het daarom noodzakelijk om in de bouwkuip voorbereid te zijn om eventuele lekkages direct te kunnen afdichten. Dit kan worden uitgevoerd door op de plaats van de lekkage een grondbelasting met big-bags en losse klei aan te brengen, tegen de voeg in de diep wand. Dit materiaal moet in de bouwkuip aanwezig zijn evenals equipment dat het materiaal snel op de juiste plaats kan brengen. Vervolgens moet een definitieve afdichting worden gemaakt door middel van injecteren van de voeg. Dit kan met een injectielans vanuit de ontgraven bouwkuip door de voeg heen worden uitgevoerd.

**Figuur 5.4.19**  
Noord-Zuid lijn;  
uitvoering diep wand-  
constructie  
(bron: CRUX Engi-  
neering)



#### 5.4.8 Cement-bentonietwanden

Cement-bentonietwanden zijn in de grond uitgegraven wanden van aaneengeschakelde panelen. Het cement-bentonietmengsel fungeert hierbij als steunvloeistof tijdens het ontgraven, maar vormt na uitharding ook de definitieve wand. De sleufstabiliteit van een paneel met cement-bentoniet is gunstiger dan bij bentoniet. Daardoor kan een grotere open paneelbreedte worden uitgegraven dan bij diepwanden. De panelen worden overlappend ontgraven zodat geen voegplanken noodzakelijk zijn voor een waterdichte wand.

Een cement-bentonietwand is heel geschikt als waterkerend scherm. Het wordt daarvoor toegepast in dijklichamen of als isolatiewand rondom bodemverontreinigingen. Cement-bentoniet heeft na uitharding in vergelijking met beton een lage sterkte en stijfheid. Het is daarom niet geschikt om samen te werken met een wapeningskorf. Bij bouwkuipen zijn ook toepassingen bekend waarbij betonnen of stalen damwandelementen zijn ingehangen als grondkering. Hierbij moet worden gecontroleerd dat trillingen de sleufstabiliteit niet negatief beïnvloeden.

#### 5.4.9 Palenwanden

Een palenwand is een rij in de grond gevormde palen die met een overlap worden aangebracht waardoor een grond- en waterkerende wand ontstaat. Palenwanden hebben net als diepwanden het voordeel dat de installatie trillingsvrij kan plaatsvinden, waardoor minder beïnvloeding van de omgeving optreedt. Palenwanden kunnen daarom dicht bij belendende panden worden toegepast. Palenwanden zijn goedkoper dan diepwanden, maar de sterkte van de palenwand is lager waardoor ze niet geschikt zijn voor constructies met ontgravingen dieper dan ca. 10 meter.



**Figuur 5.4.20**  
Palenwand; Panorama Mesdag  
(bron: CRUX Engineering)

Meestal worden eerst primaire ongewapende palen ingebracht met een tussenafstand en vervolgens secundaire gewapende palen die aan beide zijden overlappen met de primaire palen. De wapening van een palenwand wordt soms vanaf maaiveld ingebracht nadat de palen zijn gemaakt. Meestal wordt de wapening, bestaande uit een wapeningskorf of een H-profiel, ingebracht voorafgaand aan het vullen met beton en trekken van de boorbuis. Voor dit systeem is een voldoende grote binnendiameter van de boorbuis nodig, een zogenaamde buisschroefpaal.

Bij uitvoering direct naast belendingen worden bijna altijd verbuisde buisschroefpalen toegepast. Hierbij wordt gelijktijdig met het inboren van de avegaarboor een gladde buitenbuis met snijrand ingedraaid in tegengestelde draairichting als de avegaarboor. Daardoor wordt ontspanning van de bodem voorkomen, zodat geen noemenswaardige zetting optreedt ter plaatse van belendingen. De grond die door de avegaarboor wordt opgehaald wordt boven maaiveld via een opening in de buitenbuis afgevoerd; zie figuur 5.4.17. Er zijn meerdere paalsystemen die kunnen worden toegepast voor het maken van een palenwand, maar verbuisde buisschroefpalen zijn het meest gangbaar.

#### 5.4.10 CSM-wanden

Een CSM-wand of cutter-soilmixwand is een in de grond gevormde wand, waarbij met een speciale frees panelen worden gevormd (figuur 5.4.18) door intensieve vermenging van een groutmengsel met grond. De methode is net als bij palenwanden trillingsvrij.

De panelen hebben normaliter een dikte van 0,55 meter en breedte van 2,40 meter en worden overlappend gegraven, waardoor een grond- en waterkerende wand ontstaat. Na het graven van de panelen worden 2 of soms 3 IPE-profielen in het paneel afgehangen, welke samen met het uitgeharde grout-groutmengsel de sterkte aan de wand geven. Omdat een deel van de aanwezige grond in de wand wordt opgenomen, is de sterkte en waterdichtheid afhankelijk van de samenstelling van de grond. In het algemeen zullen de beste resultaten worden bereikt als de ondergrond uitsluitend uit zand bestaat. Bij aanwezigheid van klei of verontreinigingen in de bodem moet in het ontwerp rekening worden gehouden met een mogelijk lagere kwaliteit. Aan het groutmengsel is ca. 3% bentoniet toegevoegd voor de stabiliteit. Door menging met zand ontstaat in de sleuf een mengsel met hoog volumegewicht, waardoor de sleufstabiliteit zeer hoog is, mits geen nazakking optreedt. Deze methode is bij een zorgvuldige uitvoering zeer geschikt voor toepassing naast op staal gefundeerde belendingen.



**Figuur 5.4.21**

Speciale frees voor CSM-wand of cuttersoilmixwand; (bron: Geomet)

#### 5.4.11 Beschoeide sleuven

Dit is een bijzondere uitvoeringstechniek voor een grondkerende wand. De techniek is afkomstig uit de mijnbouw en is in Nederland voor zover bekend alleen toegepast in Maastricht en in Arnhem. Dit komt doordat deze methode niet toepasbaar is bij hoge grondwaterstanden, hetgeen in Nederland vaak wel het geval is. Een tijdelijke bemaling om de droge sleuf mogelijk te maken, is een optie.

Bij deze methode worden handmatig sleuven van 0,9 tot 1,2 meter breedte gegraven. De sleuf wordt hierbij gestut door relatief kleine en dunne betonplaten, die tijdens het graafproces steeds aan de onderzijde worden aangebracht en met dunne stempels tegen elkaar worden afgesteund, alvorens weer verder te graven (figuur 5.4.19). Op deze wijze blijft het wandoppervlak waar de grond tijdelijk niet is gesteund beperkt tot de hoogte van 1 betonplaat. Daardoor blijft de ontspanning beperkt en kan de ontgraving tot op korte afstand van belendingen worden uitgevoerd. Hoewel de graafmethode handmatig en bewerkelijk is, kunnen diepe wanden worden gerealiseerd van 10 tot 20 meter diepte. Ook is uitvoering mogelijk vanuit bestaande tunnels of kelders omdat slechts enkele meters vrije hoogte nodig is boven het werkniveau.





**Figuur 5.4.22**  
Handmatige sleuven;  
(bron: Geomet)

Na het op diepte komen van de sleuf wordt wapening aangebracht en wordt de gehele sleuf volgestort met beton. Zodoende ontstaat een betonnen wand die qua sterkte vergelijkbaar is met een diepwand. Door de aanwezigheid van veel stempels kan geen korf worden gemaakt, zodat de wapening met losse staven moet worden gevlochten. De stempels blijven in de sleuf achter en worden ingestort. Tijdens de ontgraving van de bouwkuip moet de betonnen sleufwand worden gesteund door stempels of ankers, afhankelijk van de situatie.

#### **5.4.12 Bodeminjectiewanden**

Met waterglas en een harder kan een zandpakket in situ worden verkit tot een hard materiaal. De vloeistof wordt door middel van lanssen en injectiepackers of met behulp van slangen in de grond gebracht, waarbij de lans steeds een stukje wordt opgetrokken zodat uiteindelijk kolommen van 0,6 tot 1,0 meter diameter ontstaan. De lanssen kunnen zowel schuin als verticaal worden ingebracht en indien noodzakelijk door geboorde gaten in een bestaande fundering of keldervloer. Deze techniek is met name geschikt voor bouwkuipwanden onder de rand van bestaande gebouwen. De injectie wordt minimaal 0,5 meter onder het ontgravingsniveau doorgezet, vaak echter dieper. Kerende hoogtes tot ca. 6 meter zijn mogelijk, maar daarvoor is wel een grote hoeveelheid injectiemateriaal nodig (i.v.m. grotere inbedding en dikker bodeminjectielichaam). Verankering is mogelijk. De druksterkte en vullingsgraad van het verharde materiaal zijn sterk afhankelijk van de bodemopbouw. In principe zijn alleen zand en grind injecteerbaar en dus geschikt voor injectiewanden. In klei- en veenlagen kan niet worden geïnjecteerd.

#### **5.4.13 Grondbevriezing**

Dit is een kostbare techniek, die geschikt is om op grotere diepte een grond- en waterkerende wand te maken rondom bestaande constructies zoals bijvoorbeeld tunnels. Via vrieslanssen wordt een gekoelde vloeistof rondgepompt, die de grond rondom de lanssen uiteindelijk befrist. Meestal wordt dit met vloeibare stikstof (snel, korte duur) gedaan, maar pekkel (langzaam, voor lange duur en/of instandhouding) is ook mogelijk. Bevriezing wordt meestal in combinatie met andere technieken toegepast, op moeilijk bereikbare plaatsen of voor het maken van waterdichte aansluitingen. Het voordeel van een grondbevriezing is het creëren van een 100% waterdichte afsluiting.

#### **5.4.14 Jetgroutwanden**

Bij deze techniek, die ook wel Hohe Drück Injektion (HDI)-grouting of Very High Pressure grouting (VHP) wordt genoemd, wordt een groutmengsel in de grond geïnjecteerd via een boorbuis van ca. 100 mm diameter. Deze boorbuis heeft aan de onderzijde aan 1 of 2 zijden een kleine opening, waardoor onder hoge druk tot wel 500 bar een groutmengsel wordt geïnjecteerd. Door het ronddraaien van de boorbuis ontstaan groutkolommen van meestal 0,6 tot

1,2 meter diameter, die in het hart kunnen worden gewapend met een centrale staaf. De uiteindelijke diameter van de kolom is afhankelijk van de grondeigenschappen en daarom moet rekening worden gehouden met variaties in diameter. De gronddeeltjes worden door de hoge druk weggeblazen en spoelen met een deel van het groutmengsel langs de boorbuis naar het maaiveld. De grond blijft dus niet in de jetgroutkolom achter, maar doordat de diameter varieert is het wel mogelijk dat tussen de kolommen grond achterblijft. Deze techniek is bijvoorbeeld geschikt voor het maken van een wand onder een bestaande kelder of constructie, mits er een kraan met lange boorbuis kan worden opgesteld. Bij grotere kerende hoogte voor waterkerende wanden is meestal een dubbele rij kolommen nodig.

**Figuur 5.4.23**

VHP-grouting; boorbuis onder druk;  
(bron: Geomet)



**Figuur 5.4.24**

Permeation grouting;  
Dieren;  
(bron: CRUX Engineering)



**Figuur 5.4.25**

Jet-grouting; Station  
Apeldoorn;  
(bron: CRUX Engineering)

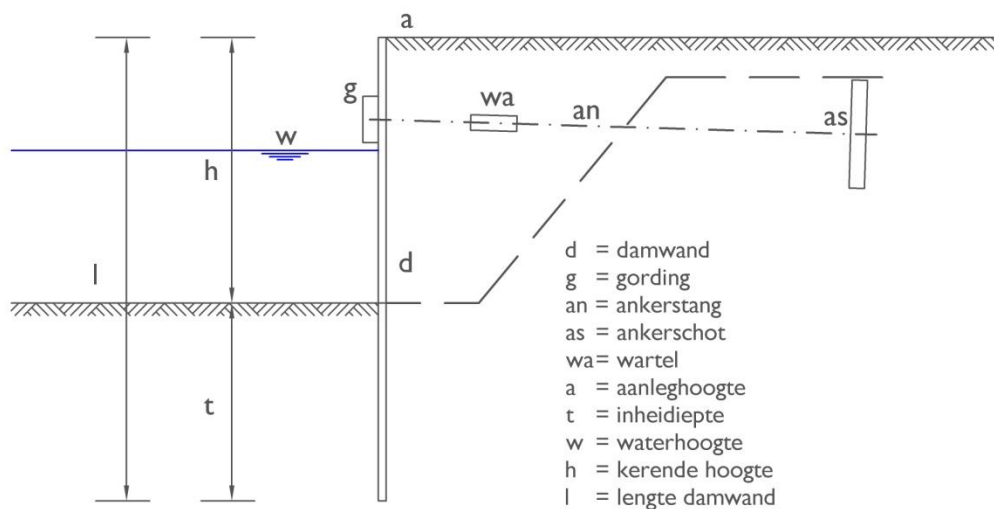


## 5.5 Verankeringen en stempelingen

Bij grondkeringen is vaak een horizontale ondersteuning van de wand noodzakelijk om het buigend moment en vervormingen te beperken. Hiervoor bestaan meerdere systemen. Het meest gebruikelijk zijn ankerschotten, groutankers en stempelramen. Als een horizontale ondersteuning niet nodig is dan spreekt men van een vrijstaande wand. Voor het ontwerp wordt hier verwezen naar hoofdstuk 8 "Ontwerp van bouwkuipen".

### 5.5.1 Ankerschotten

Ankerschotten worden vaak toegepast bij beschoeiingen. Een ankerschot is meestal een vierkante betonnen plaat, die met een stalen ankerstang en een gording verbonden wordt met de damwand. Als de waterpartij wordt ontgraven na het plaatsen van de damwand en ankerschotten, dan hoeft alleen de ankerstang te worden aangespannen en kan vervolgens worden ontgraven. Als de damwand is geplaatst in een bestaande waterpartij, dan moet het aanspannen van de verankering met voorzichtigheid worden uitgevoerd. Tussen het ankerschot en de damwand moet dan eerst een grondberm worden aangelegd waartegen de ankerschotten een horizontale reactiekracht kunnen uitoefenen. Deze grondberm mag niet tegen de damwand drukken zolang de verankering nog niet is aangespannen. Pas als de damwand is uitgelijnd en alle ankers zijn gespannen, kan de grond achter de damwand worden aangevuld tot maaiveldniveau. Dit moet laagsgewijs worden uitgevoerd.



**Figuur 5.5.1**  
Verbinding damwand  
met ankerschot bij  
beschoeiingen

### 5.5.2 Stempelramen

Een veelgebruikte methode om een bouwkuipwand te ondersteunen is het aanbrengen van een stempelraam bestaande uit stalen gordingen en stempelbalken. Bij diepere bouwkuipen of bij strenge vervormingseisen naast belendingen, kunnen op 2 of meer niveaus stempelramen worden toegepast. Stempels zullen altijd hinder opleveren voor de werkzaamheden in de bouwkuip zoals graafwerkzaamheden en het maken van constructief betonwerk. Verder betekent toepassing van stempelramen dat een eventuele paalfundering voorafgaand aan de ontgraving moet worden gemaakt. Om deze redenen zal de aannemer vaak een voorkeur hebben voor een vrijstaande of verankerde bouwkuipwand. In veel situaties is dit echter niet mogelijk en zal gekozen worden voor een gestempelde bouwkuip.

De gording is meestal een enkel of dubbel stalen H-profiel, dat wordt geplaatst op consoles die aan de damwand worden gelast. De tussenruimte tussen de gording en de damwand moet worden uitgevuld met stalen platen of groutzakken. Als de tussenruimte niet wordt opgevuld

kan extra vervorming van de damwand optreden. Ook kan dit een negatieve invloed hebben op de krachtswerking in de wand en het stempelraam. Stempelbuizen kunnen worden voorgespannen met behulp van vijzels. Bij toepassing van een voorspanning op de stempelbuizen kan de vervorming van een bouwkuipwand worden beperkt. In bouwkuipontwerpen wordt daarom vaak gekozen voor voorspanning op het stempelraam. Toepassing van voorspanning is kostenverhogend en daarom moet wel altijd worden nagegaan wat het nut is van de beoogde reductie van vervormingen. Tijdens de uitvoering moet worden gecontroleerd dat de voorspanning niet afneemt tijdens het voorspannen van naastliggende stempels. Dit kan worden voorkomen door het gelijktijdig voorspannen van meerdere stempels of door de stempels nog na te spannen, als alle stempels zijn voorgespannen.



**Figuur 5.5.2**  
Stempelraam bij  
bouwkuip;  
(bron: Geomet)

De dimensionering van een stempelraam dient te worden uitgevoerd op basis van de berekende horizontale reactiekrachten uit de grondkering en het eigen gewicht van de stempels. Daarnaast moet bij de bepaling van de krachten in het stempelraam rekening worden gehouden met de volgende variabele dan wel toevallige belastingen:

- temperatuursinvloeden;
- stootbelasting door bijvoorbeeld graafmachines;
- belasting door grond en/of water op stempels en gordingen.

Soms moet een stempelraam worden ontworpen op een calamiteitsbelasting door stempeluitval. Dit hangt af van de aard van de werkzaamheden in de bouwkuip en de veiligheidsrisico's die een gevolg zijn van stempeluitval. Stempeluitval is een bijzondere belastingcombinatie, waarbij alle partiële belastings- en materiaalfactoren gelijk aan 1,0 worden gesteld.

In speciale gevallen kan voor een betonnen stempelraam worden gekozen. Een betonnen stempelraam wordt meestal opgenomen in een definitieve vloerconstructie van de nieuwbouw.

### 5.5.3 Groutankers

Een groutanker is een stalen trekelement dat is omhuld met grout en zijn houdkracht ontleent aan wrijving tussen het groutlichaam en de grond. Groutankers worden vanwege hun hoge trekdraagvermogen vaak gebruikt bij het verankeren van bouwkuipwanden. Een groutanker wordt gemaakt door een groutankermachine. Deze brengt een hulpbuis in de grond door middel van spoelboren met open buis, ofwel door middel van heien met een snelslaghamer en gesloten buis. Na het op diepte brengen van de hulpbuis wordt het trekelement, een centrale staaf of een bundel met dunne strengen, aangebracht en vervolgens het vloeibare groutmengsel. Het groutlichaam wordt geformeerd door het onder hoge druk uitpersen van het grout, tijdens het terugtrekken van de boorbuis. Gangbare diameters van een groutlichaam zijn 100 tot 180 mm. Ter plaatse van het resterende deel van het groutanker, de vrije ankerlengte, is het trekelement meestal omhuld met een kunststof glij-omhulling.



**Figuur 5.5.3**

Groutankers in bouwputbodem; (bron: Geomet)

Groutankers worden altijd getest met behulp van een vijzel. De reden hiervoor is dat de houdkracht in sommige gevallen fors lager kan zijn, vanwege een afwijkende bodemopbouw of een onjuiste uitvoeringsmethode. Een voorbeeld van het eerste is bijvoorbeeld een kleilaag ter hoogte van het groutlichaam terwijl in het ontwerp was uitgegaan van zand. Een voorbeeld van het tweede is onvoldoende groutdruk tijdens het maken van het groutlichaam. Na het testen van de ankers wordt tevens een voorspankracht aangebracht op de ankers. Een



voorspankracht is bij groutankers vrijwel altijd nodig omdat de ankers tussen ca. 20 en 100 mm moeten verlengen voor het bereiken van hun maximale belasting. Dit zou zonder voorspanning een ongewenste toename geven van de vervormingen van de bouwkuipwand.

Een verankering met groutankers heeft als belangrijk voordeel dat binnen de bouwkuip geen

obstakels aanwezig zijn die het ontgraven en de bouwwerkzaamheden belemmeren. Een nadeel is dat de ankers vrijwel altijd buiten het eigen bouwterrein komen. Er moeten daarom toestemming worden verleend door de eigenaar van het naastliggende perceel of de gemeen-

**Figuur 5.5.4**

Aanbrengen van groutankers; (bron: Geomet)

te, indien de ankers onder een openbare weg komen. Soms wordt als eis gesteld dat de vrije ankerlengte na het gebruik van het anker moet worden verwijderd. Het groutlichaam blijft meestal in de grond achter, maar kan bij bepaalde typen ankers ook nog worden verwijderd. Als ankers onder een bestaand gebouw komen, dan moet voldoende afstand tot bestaande palen in acht worden gehouden, met name bij ankers in de nabijheid van het paalpuntniveau. Om ontspanning te minimaliseren moeten ankers dan bij voorkeur door middel van verbuisd spoelboren worden ingebracht. Dit is een spoelboorsysteem waarbij twee buizen gelijktijdig worden ingeboord en het grond-watmengsel tussen de binnen- en buitenbuis terugloopt naar het maaiveld.

#### **5.5.4 Schroefinjectieankers en zelfborende ankers**

Schroefinjectieankers zijn groutankers die worden geformeerd door een hol stalen trekelement met een stuk schroefblad nabij de punt op diepte te schroeven, waarbij een intensieve vermenging van grond en grout plaatsvindt. Er wordt daarbij geen hulpbuis toegepast en na het bereiken van de einddiepte is het anker gereed. De groutdruk kan tijdens het inboren niet te hoog worden opgevoerd, omdat de boorbuis dan zou kunnen vastslaan. Aan het einde van het inboren wordt gedurende enige tijd de injectiedruk wel hoog opgevoerd. Daarbij wordt water uit het grout geperst, wat een gunstige invloed heeft op de houdkracht van het anker.

Zelfborende ankers zijn groutankers die worden gevormd door een hol stalen trekelement zonder schroefdraad door middel van spoelboren op diepte te brengen. Ook bij dit type anker wordt geen hulpbuis toegepast en na het bereiken van de einddiepte is het anker gereed. Ter hoogte van het groutlichaam wordt grout geïnjecteerd. Het formeren van het groutlichaam is een eroderend proces, waarbij de gronddeeltjes met het groutmengsel als retourspoeling naar het maaiveld worden afgevoerd. Over de diepte van het vrije ankerdeel wordt met water geïnjecteerd, mits dit geen verstoring kan geven van bestaande funderingen of een waterafsluitende kleilaag.

Zowel schroefinjectieankers als zelfborende ankers worden meestal in delen ingebracht, die door middel van koppelbussen worden verbonden. Bij beide ankertypen wordt de boorbuis tijdens het inboren op en neer gehaald. Daarbij kan meer ontspanning optreden in de ondergrond dan bij verbuisd spoelboren, met name bij zelfborende ankers. Dit betekent dat nabij bestaande paalfunderingen meer afstand moet worden gehanteerd.

## 5.6 Risicomanagement en monitoring

Bij uitvoering van bouwkuipen in stedelijk gebied is er altijd in meer of mindere mate sprake van risico's voor de omgeving. In de eerste plaats moet daarom in het ontwerp van een bouwkuip rekening worden gehouden met invloeden van installatie en ontgraving. Ook als alle omgevingsaspecten door de ontwerpers goed zijn afgewogen, blijven er onzekerheden bestaan die ongewenste gevolgen kunnen hebben. Voorbeelden hiervan zijn obstakels in de grond waardoor elementen niet op diepte komen, of een lokaal afwijkende bodemopbouw waardoor de vervorming van een bouwkuipwand toeneemt. Ook als er geen sprake is van afwijkingen in de grond of in de uitvoeringsmethode, kunnen de werkelijk optredende vervormingen en trillingen in de omgeving afwijken van de verwachtingen. Soms komt dit doordat de uitvoering anders verloopt dan hetgeen de ontwerper heeft bedacht, maar het kan ook voorkomen dat bepaalde risico's niet of niet correct zijn beschouwd.

Goed risicomanagement is belangrijk om een project ondanks de vele onzekerheden succesvol te kunnen afronden. Een gangbare methode hiervoor is RISMAN. Hierin wordt naast de technische aspecten ook aandacht geschonken aan de niet-technische zaken, waarbij zich risico's voor het project kunnen voordoen. In de meeste gevallen gaat het hier om risico op vertraging van het project.

Om de risico's voor de omgeving tijdens de uitvoering te beheersen, is monitoring een gebruikelijk en succesvol hulpmiddel. Bij uitvoering van monitoren kunnen verschillende doelen worden nagestreefd; zie tabel 5.6.1

Doel	Toelichting
Operationele doelen	Doelen die specifiek gericht zijn op het kunnen nemen van beslissingen ten aanzien van het bouwproces.
Kwaliteitsborging	Waarborgen van de constructieve veiligheid van de bouwkuip en van de omgeving.
Communicatieve doelen	Creëren van draagvlak voor het project bij omwonenden en gemeente.
Juridische doelen	Door verzekeraars of vergunningverleners kan uitvoering van monitoring worden voorgeschreven. Monitoring biedt tevens bescherming tegen schadeclaims uit de omgeving.
Wetenschappelijke doelen	Hieronder valt monitoring die tot doel heeft het vergroten van kennis over een fenomeen of techniek. De monitoring is niet of niet uitsluitend nodig voor het betreffende project.

**Tabel 5.6.1**  
Doelen voor het monitoren van bouwputten.

De meest gebruikte vormen van monitoring zijn het meten van horizontale en verticale vervormingen, grondwaterstandverlagingen en trillingen in de omgeving. Andere gangbare monitoringstechnieken zijn hellingmetingen, krachtsmetingen en waterspanningsmetingen. Een fotografische vooropname van belendingen waarin de bouwtechnische staat en bestaande scheurvorming is vastgelegd, is ook een vorm van monitoring. Hiermee kan tijdens of na de uitvoering worden vastgesteld of er sprake is van schade ten gevolge van de werkzaamheden.

Bij afwijkende meetwaarden kan het noodzakelijk zijn om de uitvoeringswijze bij te sturen. De monitoring moet altijd goed worden afgestemd op de specifieke risico's die bij een project horen en is dus altijd maatwerk. De frequentie van metingen is deels vooraf vastgelegd, maar deze kan ook tijdens het werk worden aangepast omdat de werkzaamheden daar aanleiding toe geven of bij afwijkende meetresultaten. Als de meetresultaten gunstig zijn kan worden besloten om minder metingen uit te voeren dan gepland was, omdat de risico's voor de rest van het werk lager zijn.

Indien damwanden worden ingebracht op korte afstand van belendingen, dan is het gebruikelijk om trillingen te meten en te toetsen op vooraf vastgestelde grenswaarden. De toelaatbare grenswaarden zijn afhankelijk van de constructiewijze en bouwtechnische staat van het gebouw. Vooraf kan een prognoseberekening worden uitgevoerd van het te verwachten trillingsniveau op de gevel van belendingen. Een trillingsopnemer of gefoon meet het trillingsniveau in 3 verschillende richtingen X, Y en Z. Trillingsopnemers moeten worden bevestigd op een stijf hoekpunt van een gebouw.

Monitoring kan zowel door de aannemer als door de opdrachtgever worden uitgevoerd. Dit is mede afhankelijk van de contractvorm die is gekozen en dit zal per project moeten worden beoordeeld. De voortgang van het bouwproces kan afhankelijk zijn van de monitoringsgegevens en daarom moeten er steeds duidelijke afspraken worden gemaakt over het moment van uitvoering en presentatie van de metingen. Tevens moet één partij verantwoordelijk zijn voor de beoordeling en goedkeuring van de meetgegevens.



## 5.7 Activeringsvraagstukken en zelfstudieopdrachten

### Opdracht 5.1 Keuze trilblok

Voor het intrillen van damwandplanken AZ18 met een lengte van 16 meter wordt een hoog-frequent trilblok ingezet. Het gewicht van deze plank bedraagt 150 kg/m<sup>1</sup>. Beschikbaar is een trilblok met de volgende specificaties:

- frequentie (f) variabel 0-2300 t/minuut
- excentrisch moment ( $m_r$ ) variabel 0-36 kgm
- maximale slagkracht ( $F_{max}$ ) 2088 kN
- maximale amplitude zonder klem 18,5 mm
- dynamisch gewicht 3900 kg
- gewicht klem 2500 kg
- totaal gewicht trilblok 8400 kg

Vragen:

1. Bereken de excentriciteit van het dynamische gewicht.
2. Wat is het statische gewicht van het trilblok? Neemt de amplitude van het trilblok toe als het statische gewicht wordt verlaagd?
3. Bereken de amplitude van het blok inclusief klem, zonder damwand.
4. Bereken de amplitude met de damwandplank vrijhangend in de klem.
5. Controleer de maximale slagkracht met de formule  $F_c = m_r * (2\pi * f)^2$
6. Noem enkele hulpmiddelen om de weerstand van de damwandplank te verlagen.
7. Gecontroleerd moet worden of het blok voldoende zwaar is voor het intrillen van de damwandplank. Aangenomen mag worden dat de zakkingsnelheid van de plank voldoende is zolang de totale amplitude hoger blijft dan 6 mm. Door demping ten gevolge van het gewicht van de meetrillende grond en slotwrijving, neemt de amplitude van de plank af met 15% bij een normale plank en met 25% tijdens het intrillen van een sluitplank.
8. Waarom is de demping bij een sluitplank groter dan bij een normale plank? Wat kan er worden gedaan om de weerstand te beperken?

### Opdracht 5.2 Bouwkuip in Den Haag naast fundering op staal

Bij een renovatieproject in Den Haag moet een kelder worden gebouwd van 4,0 meter diepte. Het maaiveld ligt op NAP+ 1,0 m. Aan de straatzijde blijven de oude monumentale gevel en een deel van de dwarsmuren staan; zie figuur 5.7.1. De oude bebouwing heeft een gemetselde fundering op staal met een aanlegdiepte van ca. NAP. De nieuwe kelder sluit aan op de sloopleijn van de oude bebouwing. Aan de tegenoverliggende zijde is direct langs het perceel een parkeerkelder aanwezig. De stalen damwand die voor de bestaande parkeerkelder is gebruikt is in de grond achtergebleven.



**Figuur 5.7.1**  
Monumentale gevel  
met dwarsmuren

**Tabel 5.7.1**  
Grondopbouw

De grondwaterstand ligt maximaal op ca. NAP - 0,50 m en mag niet worden verlaagd vanwege het risico op zettingen in de omgeving. De bodemopbouw is als volgt:

Laag	grondsoort	laagdiepte t.o.v. NAP	$\gamma_{\text{droog}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{\text{nat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )
1	Topzandlaag	+1,0 tot -0,5	17	20
2	Veen	-0,5 tot -1,2	12	12
3	Zand	-2,0 to -7,0	17	20
4	Klei	-7,0 tot -7,5	16	17
5	Zand	-7,5 tot -11,0	17	20
6	Klei	-14,0 tot -16,0	16	17
7	Zand	-16,0 tot -50,0	17	20

Vragen:

1. Tot welke diepte moet de bouwkuipwand worden ingebracht? Het verticaal evenwicht van de bouwkuipbodem moet worden gecontroleerd. Daarbij moet een veiligheid van 1,10 worden toegepast op het gewicht van de grondlagen. De ontgravingsdiepte is NAP- 3,0 m en de grondwaterstand in de boukuip wordt verlaagd tot NAP- 3,5 m.
2. Voor de bouwkuip is gekozen voor een horizontaal stempelraam in de bouwkuip. Motiveer waarom hiervoor is gekozen.
3. Ga voor alle typen grondkering die in hoofdstuk 5.4 zijn beschreven na of deze toepasbaar zijn en motiveer het antwoord.
4. Binnen de bouwkuip moet een bemaling worden uitgevoerd. Wat is de diepte van de bemalingsfilters?
5. In welke zandlagen moeten binnen en buiten de bouwkuip peilbuizen worden geplaatst voor monitoring? Motiveer het antwoord.

### **Opdracht 5.3 Monitoring**

Vraag: Noem de 5 doelen van monitoring en geef van elk 2 voorbeelden.

### **Opdracht 5.4 bouwkuipbegrenzing**

Noem 3 voor- en 3 nadelen van het toepassen van stalen damwanden ten opzichte van de toepassing van een boorpalenwand.

## 5.8 Referenties

- [5.1] CUR handleiding 166, Damwandconstructies vierde druk; Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving ISBN 90-3760-063-8; Gouda, oktober 2005
- [5.2] CUR publicatie 189, Cement bentoniet schermen Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving ISBN 90-376-0092-1; Gouda, 1997
- [5.3] CUR publicatie 198, Kerende constructies in gewapende grond Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving ISBN 90-3760-142-1; Gouda, 2000
- [5.4] CUR publicatie 223, Richtlijn meten en monitoren van bouwputten Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving ISBN 978-90-376-0517-4; Gouda, 2010
- [5.5] CUR publicatie 231, Handboek diepwanden Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving ISBN 978-90-376-0526-6; Gouda, 2010
- [5.6] Handboek Ondergronds Bouwen Deel 1 bouwen in breed perspectief ISBN 90-5410-437-6; Centrum Ondergronds Bouwen, 1997
- [5.7] Handboek Ondergronds Bouwen Deel 2 bouwen vanaf het maaiveld ISBN 90-5809-313-1; Centrum Ondergronds Bouwen, 2000
- [5.8] Documentatie leveranciers
- [5.9] Geomet archief



# **HOOFDSTUK 6**

## **ONTWERPEN VAN FUNDERINGEN OP STAAL**

**READER  
GEOTECHNIEK**

**VOOR HET HBO**

**Initiatief:** Werkgroep Waterbouw KIVI afdeling Hoger Onderwijs Techniek

**Eindredactie:** dr.ir. U. Backhausen & prof. dr. ir. A.E.C. van der Stoel

Het auteursrecht berust bij KIVI, Den Haag. Openbaarmaking en vermenigvuldiging door HBO-instellingen ten behoeve van onderwijsdoeleinden zijn toegestaan onder naamsvermelding van de auteurs.

Stand: mei 2011

# HOOFDSTUK 6

## ONTWERPEN VAN FUNDERINGEN OP STAAL

Ir. M.G.J.M. Peters (Grontmij) en dr. ir. U. Backhausen (Hogeschool Utrecht)

### Inhoudsopgave

<b>6.1</b>	<b>Algemeen</b> .....	<b>3</b>
6.1.1	Inleiding .....	3
6.1.2	Principe van evenwichtsdragvermogen.....	4
<b>6.2</b>	<b>Toetsing volgens de Eurocode</b> .....	<b>5</b>
<b>6.3</b>	<b>Berekening van een fundering op staal</b> .....	<b>9</b>
6.3.1	Stappenplan NEN-EN 1997-1 .....	9
6.3.2	Stap 1: Toetsing van het verticaal draagvermogen .....	9
6.3.3	Stap 2: Toetsing weerstand tegen horizontaal afschuiven .....	17
6.3.4	Stap 3: Toetsing algehele stabiliteit.....	19
6.3.5	Stap 4: Toetsing kantelstabiliteit.....	19
6.3.6	Stap 5: Toetsing bezwijken van de constructie door verplaatsing van de fundering .....	20
6.3.7	Stap 6: Toetsing zakkingen en zakkingsverschillen .....	21
6.3.8	Voorbeeldberekening 1: op staal gefundeerd landhoofd .....	25
<b>6.4</b>	<b>Berekening funderingen als elastisch ondersteunde elementen</b> . <b>33</b>	
6.4.1	Door een puntlast belaste funderingsbalk.....	33
6.4.2	Door een kolomlast belaste plaatfundering .....	34
6.4.3	Voorbeeldberekening 2: berekening strookfundering als ligger.....	36
<b>6.5</b>	<b>Berekening van kelderfunderingen</b> .....	<b>38</b>
6.5.1	Algemeen .....	38
<b>6.6</b>	<b>Berekening van een keermuur op staal</b> .....	<b>39</b>
6.6.1	Algemeen .....	39
6.6.2	Horizontale gronddruk .....	39
6.6.3	Stappenplan keermuur op staal volgens NEN-EN 1997-1.....	41
6.6.4	Voorbeeldberekening 3: op staal gefundeerde keermuur .....	42
<b>6.7</b>	<b>Activeringsvragen en zelfstudieopdrachten</b> .....	<b>48</b>
<b>6.8</b>	<b>Computertoepassingen</b> .....	<b>50</b>
<b>6.9</b>	<b>Referenties</b> .....	<b>51</b>

De blauw geschreven tekstgedeelten betreffen paragrafen die als aanvullende informatieve onderdelen wel of niet kunnen worden opgenomen in de Reader, afhankelijk van de gewenste diepgang en omvang van de leerstof. Hoewel de paragrafen vermoedelijk niet strikt noodzakelijk zijn voor het inzichtelijk maken van de berekeningswijze binnen het onderwijsprogramma, zullen ze wel een essentieel onderdeel vormen bij het ontwerpproces in de praktijk.





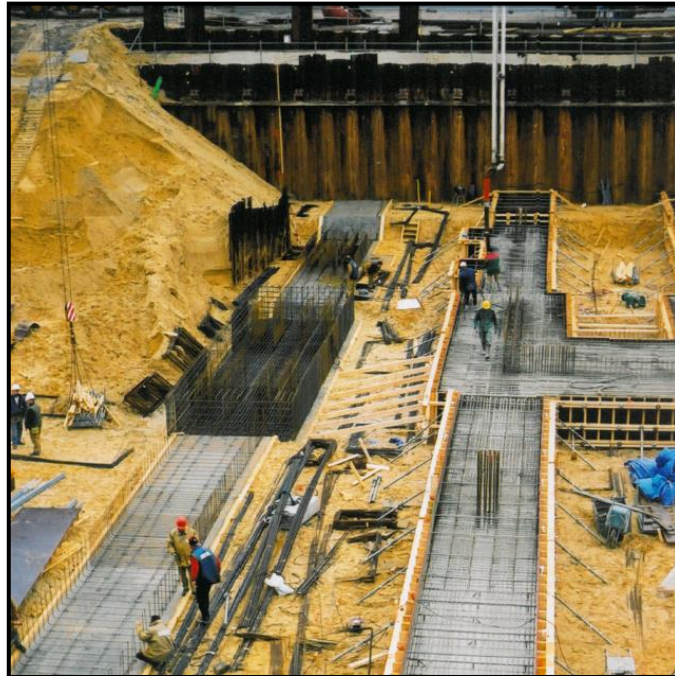
## Hoofdstuk 6

## Ontwerpen van funderingen op staal

### 6.1 Algemeen

#### 6.1.1 Inleiding

Een fundering is een onderdeel van een constructie met als primaire functie de belastingen vanuit een constructie te kunnen overdragen naar een draagkrachtige ondergrond. Een fundering is een geotechnische constructie, dat wil zeggen een constructie waarbij de mechanische eigenschappen van de grond bepalend zijn voor de stabiliteit, de maximale draagkracht en de vervormingen.



**Figuur 6.1.1** Uitvoering wapening strookfundering parkeercomplex Van Heekplein te Enschede; (bron: Grontmij)

Funderingen op staal hebben betrekking op constructies

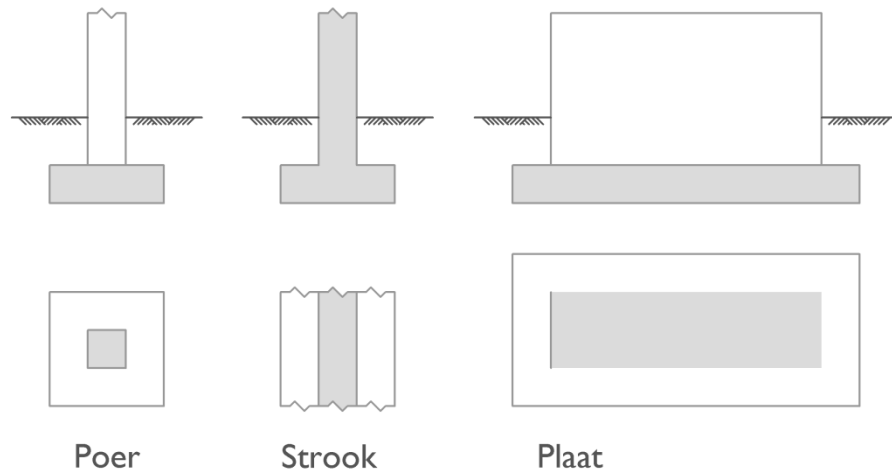
die op relatief geringe diepte op de draagkrachtige ondergrond worden gefundeerd, veelal door tussenkomst van een verbrede voet. Deze verbrede voet is benodigd om de druk die vanuit de constructie wordt uitgeoefend en die groter is dan die de ondergrond kan opnemen, te spreiden over een groter oppervlak.

De term: "funderen op staal" is afkomstig van het Oudgermaanse "stal", wat "staan op, rusten op" betekent en heeft uiteraard niets te maken met het materiaal staal. Om de draagkracht van de ondergrond te kunnen beoordelen wordt de grond eerst geïnspecteerd door grondmonsters te nemen en deze te beoordelen. De kennis van de ondergrond is van groot belang. De kenmerken van de ondergrond bepalen uiteindelijk of een bouwwerk überhaupt op staal kan worden gefundeerd en welke afmetingen en diepte hiervoor benodigd zijn. Daarnaast wordt de term "funderen op staal" gebruikt ter onderscheid van diepe funderingen zoals paalfunderingen. De wetenschappers K.Terzaghi en R.B.Peck hebben een fundering op staal gedefinieerd als een fundering met een grotere (of gelijke) breedte dan de diepteligging.

Onder funderingen op staal kunnen als voorbeeld worden genoemd: funderingen op poeren, strookfunderingen, plaatfunderingen en kelderconstructies. Deze funderingen komen aan de orde in dit hoofdstuk. Paalfunderingen komen aan bod in hoofdstuk 7.

Figuur 6.1.2 laat de verschillende funderingsvormen en hun mogelijke uitvoering zien.

**Figuur 6.1.2** Voorbeelden van funderingen op staal: poer, strook en plaat



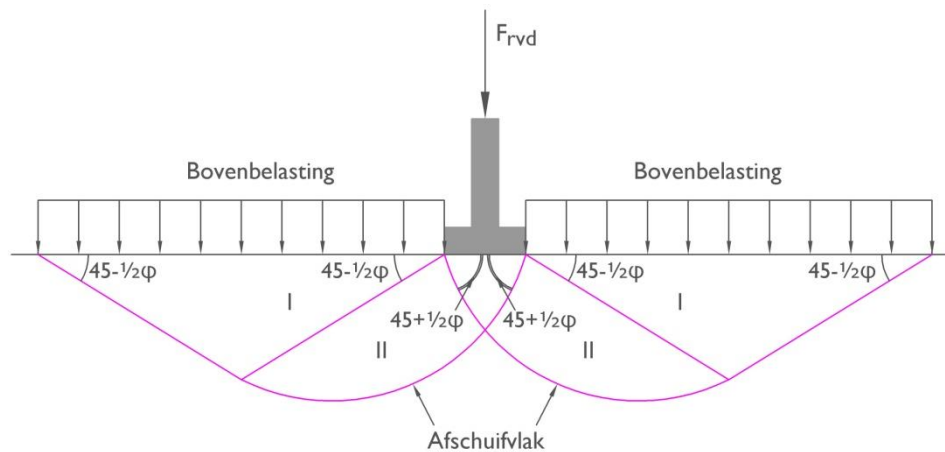
Een vreemde eend in de bijt vormen de gewichtsmuren en L-wanden. Hoewel dergelijke, op staal gefundeerde constructies op gelijksoortige wijze worden ontworpen als funderingen op staal uit figuur 6.1.2, vallen deze constructies onder de categorie "grondkerende constructies, niet-zijnde funderingen". Het onderscheid heeft met name betrekking op de toe te passen veiligheidsbenadering in de uiterste grenstoestand. Bij de partiële factoren zal dit onderscheid worden gemaakt.

### 6.1.2 Principe van evenwichtsdragvermogen

Een fundering op staal berust op het principe van evenwichtsdragvermogen van de ondergrond. De algemene regel hierbij is, dat de belasting vanuit de fundering gedragen kan worden door de ondergrond, oftewel dat deze zodanig gespreid wordt dat deze binnen de bezwijkwaarde, het evenwichtsdragvermogen, van de ondergrond blijft.

De rekenwaarden van de belastingen uit de bovenbouw en uit de fundering mogen niet groter zijn dan de rekenwaarden van de draagkracht (sterkte) en de vervormingen (stijfheid) van de grond. Onder rekenwaarden worden bij de toetsing van de fundering aan de grenstoestanden de aan te houden waarden voor de belasting en de grondeigenschappen verstaan. De rekenwaarde van de belastingen worden verkregen door de representatieve belastingen te vermenigvuldigen met de belastingsfactoren. De rekenwaarde van de draagkracht en de vervorming worden verkregen met behulp van grondeigenschappen, zoals de hoek van de inwendige wrijving, de cohesie en de samendrukkingsconstante. Deze grondeigenschappen, verkregen in een laboratorium, worden gedeeld door zogenaamde materiaalfactoren.

Voor de berekeningsmethode voor het evenwichtsdragvermogen is door Prandtl als eerste een analytische oplossing gegeven. Hij heeft hiertoe een bezwijkmechanisme in de vorm van een afschuivende grondwig gedefinieerd voor een strookvormige belasting, waarbij in deze wig een onderverdeling wordt gemaakt in drie zones. In gebied I overheerst de horizontale spanning de verticale, die gelijk is aan  $q$  (de dekking), in gebied III overheerst de verticale spanning die gelijk is aan de belasting uit de fundering. Het overgangsgebied II wordt beschreven als een spiraalvormig bezwijkvlak. In figuur 6.1.3 zijn de zones in de wig van Prandtl weergegeven.



**Figuur 6.1.3**  
Wig van Prandtl

In elk van de zones moet worden voldaan aan de evenwichtsvergelijkingen en het Mohr-Coulombcriterium ( $\tau = c + \sigma_n \cdot \tan \varphi$ ). Door Prandtl is de oplossing gevonden door toepassing van zogenaamde draagkrachtfactoren  $N_c$  en  $N_q$  op de parameters  $c$  (cohesie) en  $q$  (dekking). Door Keverling Buisman, Caquot en Terzaghi is de formule uitgebreid met het eigen gewicht van de grond ( $1/2 \gamma b$ ) met bijbehorende draagkrachtfactor  $N_{\gamma}$ . Door Brinch Hansen en anderen is de formule verder uitgebreid met een groot aantal reductiefactoren, voor de vorm van de fundering, de richting van de belasting en de helling van het maaiveld. Deze factoren komen terug in de berekening van het draagvermogen in paragraaf 6.3.

Draagkracht van de grond is algemeen gedefinieerd als:

$$\sigma'_{\max,d} = \frac{F_{rvd}}{A_{ef}} \quad (6.1.1)$$

### **Definitie van gedraineerde en ongedraineerde toestand**

De berekening van de draagkracht dient te worden verricht voor zowel een gedraineerde toestand als voor een ongedraineerde toestand. Van een volledig gedraineerde toestand is sprake, als er geen wateroverspanningen aanwezig zijn. De ongedraineerde toestand treedt op in cohesieve gronden, waarin tijdens en direct na belasten een wateroverspanning ontstaat. Voor deze berekening moet een berekening zijn gemaakt, waarbij de sterkte van de grond is ontleend aan de ongedraineerde schuifsterkte  $c_{u,d}$ . De hoek van inwendige wrijving  $\varphi$  moet gelijk aan nul zijn gesteld. Bij een fundering in niet-cohesieve grond is de gedraineerde situatie maatgevend. Bij een fundering in cohesieve grond dienen beide toestanden te worden doorgerekend.

## **6.2 Toetsing volgens de Eurocode**

Met de invoering van het Bouwbesluit in oktober 1992 werden voor het eerst in Nederland normen voor de geotechniek van kracht. De normen voor funderingen op staal waren daarin opgenomen in NEN 6744. In het kader van de Europese eenwording en onderlinge aansluiting van de diverse ontwerpmethoden van de verschillende EU-lidstaten, is in 2005 de Eurocode 7 (NEN-EN 1997-1) uitgebracht, waarin de algemene bepalingen voor het geotechnisch ontwerp zijn opgenomen.

In het ontwerp van de fundering moet worden vastgesteld welke mate van veiligheid aan de orde is. Hiervoor moet de constructie volgens de norm ingedeeld worden in een bepaalde veiligheidsklasse of betrouwbaarheidsklasse. Deze geven de mate van vereiste veiligheid aan, afhankelijk van het risico en gevolgschade die optreden wanneer de constructie faalt. De betrouwbaarheidsklassen (Reliability Class RC) RC1, RC2 en RC3 zijn gekoppeld aan gevolgschadeklassen (consequence class) CC1, CC2 en CC3.

### Partiële belastingfactoren funderingen op staal

Belastingen die door de grond worden uitgeoefend op geotechnisch constructieve elementen, zoals een strookfundering, plaatfundering, betonnen kelderwand of een tunnelwand, moeten worden beschouwd als zogenaamde *constructieve belastingen*. Deze zijn in NEN-EN 1990:2002/NB:2007 onderverdeeld in groep B.

In NEN-EN 9997-1, par. 2.4.2 (b) [6.1] worden keermuren, die gefundeerd zijn op staal, beschouwd als een grondkerende constructie. De horizontale gronddruk wordt beschouwd als *geotechnische belasting*, die wordt bepaald aan de hand van een materiaalfactor op de sterkte en niet op het volumegewicht van de grond. Keerwanden en L-wanden zijn in NEN-EN 1990:2002/NB:2007 onderverdeeld in groep C.

De rekenwaarden voor de belastingen worden dan als volgt bepaald:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep} \quad (6.2.1)$$

Daarbij geldt:

- $F_d$  rekenwaarde belasting [kN]
- $F_{rep}$  representatieve waarde belasting [kN]
- $\gamma_F$  partiële belastingfactor

In tabel 6.2.1 zijn de partiële belastingfactoren weergegeven voor zowel constructieve belastingen als geotechnische belastingen.

Voor de berekening van de rekenwaarde van de *horizontale gronddruk* op een keermuur op staal, dient de rekenwaarde door middel van sterkteparameters op de actieve gronddruk te zijn toegepast. Voor het volumiek gewicht van de grond aan de belastingzijde geldt daarbij een partiële factor van 1,0. Tevens dienen rekenwaarden voor de geometrie te worden meegenomen. De gronddrukken op de wand worden opgevat als geotechnische belastingen, ook als deze het gevolg zijn van bijvoorbeeld een veranderlijke belasting op maaiveld. Voor de *verticale gronddrukken* gelden de partiële belastingfactoren conform tabel 6.2.1.

**Tabel 6.2.1** Partiële belastingfactoren fundering op staal en keermuren

Toepassing	Parameter	Symbool	Waarde RC1/CC1	Waarde RC2/CC2	Waarde RC3/CC3
fundering op staal	permanente belasting, ongunstig <sup>1)</sup>	$\gamma_G$	1,23	1,35	1,49
	permanente belasting, ongunstig <sup>2)</sup>	$\gamma_G \times \xi$	1,09	1,20	1,32
	permanente belasting, gunstig	$\gamma_{G;stb}$	1,00	0,90	0,82
	veranderlijke belasting, ongunstig	$\gamma_{Q;dst}$	1,35	1,5	1,65
	veranderlijke belasting, gunstig	$\gamma_{Q;dst}$	0	0	0
keermuur op staal	permanente belasting, ongunstig <sup>1)</sup>	$\gamma_G$	1,23	1,35	1,49
	permanente belasting, ongunstig <sup>2)</sup>	$\gamma_G \times \xi$	1,09	1,20	1,32
	permanente belasting, gunstig	$\gamma_{G;stb}$	1,00	0,90	0,82
	veranderlijke belasting, ongunstig	$\gamma_{Q;dst}$	1,35	1,5	1,65
	veranderlijke belasting, gunstig	$\gamma_{Q;dst}$	0	0	0

<sup>1)</sup> geldt alleen bij kleine veranderlijke belastingen ( $Q/G < 0,2$ )

<sup>2)</sup> alleen als aandeel veranderlijke belastingen groot is (conform NEN-EN 1990/NB geldt  $\xi = 0,89$ )

### Materiaalfactoren funderingen op staal

Bij funderingen en keermuren op staal wordt, in tegenstelling tot de belastingfactoren, voor de materiaalfactoren géén onderscheid gemaakt in de verschillende betrouwbaarheidsklassen. De rekenwaarden voor de grondparameters worden dan als volgt bepaald:

$$X_d = \frac{X_{rep}}{\gamma_M} \quad (6.2.2)$$

Daarbij geldt:

- $X_d$  rekenwaarde grondparameter [kN]
- $X_{rep}$  representatieve waarde grondparameter [kN]
- $\gamma_M$  partiële materiaalfactor

De materiaalparameters staan weergegeven in tabel 6.2.2. De waarden voor de partiële factoren uit tabel 6.2.2 zijn over het algemeen van toepassing indien een hoge waarde van de desbetreffende parameter gunstig is.

Toepassing	Parameter	Symbol	Waarde CC1; CC2; CC3
fundering op staal (constructieve belastingen) NEN-EN 9997-1, tabel A.4a kolom "Fundering op staal"	hoek van inwendige wrijving	$\gamma_{\varphi'}^{1)}$	1,15
	effectieve cohesie	$\gamma_{c'}$	1,6
	ongedraineerde schuifsterkte	$\gamma_{cu}$	1,35
	prisma druksterkte	$\gamma_{qu}$	1,35
	volumiek gewicht voor draagvermogen	$\gamma_f$	1,1
keermuur op staal (geotechnische belastingen) NEN-EN 9997-1, tabel A.4a kolom "Keermuur"	hoek van inwendige wrijving	$\gamma_{\varphi'}^{1)}$	1,2
	effectieve cohesie	$\gamma_{c'}$	1,5
	ongedraineerde schuifsterkte	$\gamma_{cu}$	1,5
	prisma druksterkte	$\gamma_{qu}$	1,5
	volumiek gewicht voor draagvermogen	$\gamma_f$	1,1

<sup>1)</sup> factor heeft betrekking op  $\tan \varphi'$

### Bezwijkmechanismen

Bij de toetsing van een fundering op staal moeten zowel grenstoestanden in UGT als in BGT worden beschouwd. Conform NEN-EN 1997-1 [6.1] zijn de volgende situaties te onderzoeken:

1. Verlies van algehele stabiliteit
2. Bezwijken door overschrijding van draagkracht, doorponsen en/of zijdelings wegperzen (squeezing)
3. Bezwijken door horizontaal glijden
4. Gelijkijdig bezwijken in de ondergrond en in de constructie (kantelstabiliteit)
5. Bezwijken van de constructie door verplaatsing van de fundering
6. Zeer grote zettingen
7. Buitensporige rijzing door zwel of vorst enz.
8. Onaanvaardbare trillingen

De bezwijkmechanismen worden stapsgewijs in paragraaf 6.3 toegelicht. Indien de stijfheid van de constructie belangrijk is, moet een analyse van de interactie tussen de constructie en de ondergrond worden gemaakt. Dit is bijvoorbeeld het geval bij kolombelastingen op strookfunderingen of plaatfunderingen; zie hiervoor paragraaf 6.4.

### 6.2.1 Ontwerpeisen

Voor een fundering op staal zijn een groot aantal ontwerpeisen van toepassing (figuur 6.2.1). De belangrijkste zijn hieronder samengevat.

- De fundering op staal moet tezamen met de bouwconstructie zo worden ontworpen dat deze op elk moment tijdens de levensduur voldoet aan de gestelde eisen ten aanzien van veiligheid en bruikbaarheid. De bovenstaande bezwijkmechanismen moeten zijn beschouwd in zowel de korte termijn als de lange termijn ontwerpsituatie.
- Indien een fundering op staal in de buurt van een reeds bestaande op staal gefundeerde bouwconstructie wordt ontworpen, moet er rekening mee worden gehouden dat de voor de uitvoering benodigde ontgravingen de draagkracht en het deformatiegedrag van de bestaande fundering op staal in ernstige mate ongunstig kunnen beïnvloeden. Aangetoond moet worden dat de aangrenzende bouwconstructie geen gevaar loopt en dat ook vervormingen binnen nader te stellen grenzen blijven. Invloed van ontgravingen, taluds, krimp/zwel dienen te worden beschouwd indien van toepassing.

**Tabel 6.2.2** Partiële materiaalfactoren fundering op staal

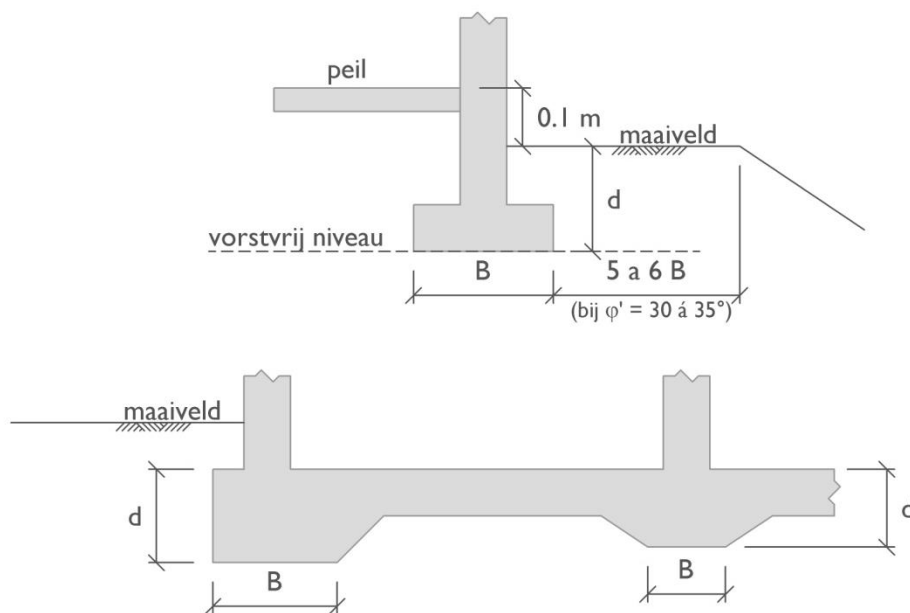
- In het algemeen moet worden vermeden dat de aanlegdiepte van de nieuw te maken fundering dieper reikt dan de bestaande. Indien dit niet kan worden vermeden, dan dient de bestaande fundering te worden versterkt of gedurende de uitvoering van de nieuwe fundering tijdelijk te worden opgevangen. Voor sleuven voor kabels en leidingen moet een minimale diepte van 0,8 m en een minimale breedte van 1,2 m zijn aangehouden.
- Bij niet-horizontale maaivelden met hoek  $\beta > 0,5 \varphi'_{gem;d}$  dient controle op afschuiving te zijn uitgevoerd, waarbij de fundering + belasting als belasting is ingevoerd. Daarbij dient aan de hand van een glijcirkelanalyse de totale stabiliteit te worden getoetst.
- Invloed van variabele waterstanden, trillingen, erosie en vorst dienen te worden beschouwd indien van toepassing. Schade door vorst zal niet optreden als de grond niet vorstgevoelig is of de fundering beneden vorstvrije diepte ligt.

Met betrekking tot vorst en mogelijke werkzaamheden aan kabels en leidingen geldt voor de aanlegdiepte van fundering voor muren van bouwwerken, behoudens die tussen woningen onderling, een diepte van tenminste 0,8 m en voor andere funderingen op staal 0,6 m. In geval van een dekking  $< 0,6$  à  $0,8$  m, bijvoorbeeld voor een plaatfundering met een plaatdikte en tevens dekking van  $0,25$  m, dienen maatregelen te worden toegepast in de vorm van bijvoorbeeld een vorstrand rondom de plaat, teneinde vorstschade door opvriezing te kunnen voorkomen.

Als minimale gronddekking dient  $0,10$  m te worden aangehouden bij toepassing van een bodemafluiting met stampbeton en  $0,20$  m zonder stampbeton. Is de gronddekking aan weerszijden van het fundament verschillend, dan dient in de berekening uit te worden gegaan van de kleinste waarde voor de gronddekking. Alleen dat deel van de gronddekking dat permanent aanwezig is mag in de berekening worden meegenomen. Om de gronddekking volledig in rekening te mogen brengen, dient deze aanwezig te zijn boven de gehele afschuivende grondwig.

De oppervlakte van de fundering dient tenminste gelijk te zijn aan de doorsnede van de kolom of wand erboven. In verband met mogelijke excentriciteit en/of tijdens de uitvoering opgetreden ongelijke sterkte van de ondergrond, dient voor strookfunderingen een breedte van tenminste  $0,3$  m te worden aangehouden.

**Figuur 6.2.1** Ontwerpeisen en uitgangspuntenbreedte (B) en dekking (d) bij funderingen op staal



## 6.3 Berekening van een fundering op staal

### 6.3.1 Stappenplan NEN-EN 1997-1

Voor de berekening van de fundering op staal moeten de in paragraaf 6.2. genoemde bezwijkmechanismen uit NEN-EN 1997-1 worden getoetst. Hieronder is een stappenplan weergegeven, dat in het ontwerp wordt aangehouden voor de toetsing van de bezwijkmechanismen.

1. Toetsing verticaal draagvermogen:
  - a. bepaling belasting en effectieve afmetingen funderingsvlak;
  - b. bepaling invloeddiepte;
  - c. toets verticale draagkracht in ongedraineerde toestand (indien van toepassing);
  - d. toets verticale draagkracht in gedraineerde toestand;
  - e. toets op doorponsen (indien van toepassing);
  - f. toets op zijdelings wegpersen (indien van toepassing).
2. Toetsing weerstand tegen horizontaal glijden:
  - a. bepaling belasting en effectieve afmetingen funderingsvlak;
  - b. toets horizontale draagkracht in ongedraineerde toestand (indien van toepassing);
  - c. toets horizontale draagkracht in gedraineerde toestand.
3. Toetsing algehele stabiliteit.
4. Toetsing kantelstabiliteit (krachten met grote excentriciteit).
5. Toetsing bezwijken van de constructie door verplaatsing van de fundering.
6. Toetsing zakkingsverschillen:
  - a. bepaling belasting en effectieve afmetingen funderingsvlak;
  - b. berekening spanningsspreiding in de diepte;
  - c. berekening zakking;
  - d. berekening relatieve rotatie;
  - e. toetsing op deformatie-eisen.
7. Beschouwing zwel (wordt hier niet verder behandeld).
8. Beschouwing onaanvaardbare trillingen (wordt hier niet verder behandeld).

#### Stappenplan 6.1

Toetsing fundering op staal

Voor elk ontwerp van een fundering op staal of het ontwerp van gewichtsmuren of L-wanden, moet worden bepaald welke toetsingen dienen te worden uitgevoerd. In veel gevallen kan er een vereenvoudiging van de toetsing plaatsvinden.

Zo worden de toetsing op het verticaal draagvermogen (stap 1) en de toetsing op zakkingsverschillen (stap 6) altijd uitgevoerd. De toetsing van de weerstand tegen horizontaal glijden (stap 2) wordt alleen bij het aanwezig zijn van horizontale krachten uitgevoerd. Dit zal dus altijd zijn bij gewichtsmuren of L-wanden. De toetsing op algehele stabiliteit (stap 3) en op kantelstabiliteit (stap 4) komen vaak alleen bij funderingen in taluds of bij gewichtsmuren en L-wanden aan de orde.

### 6.3.2 Stap 1: Toetsing van het verticaal draagvermogen

#### 1a: Bepaling belasting en effectieve breedte

Indien op een staalfundering alleen centrisch een verticale belasting werkt, is het effectieve oppervlak gelijk aan het totale funderingsoppervlak (figuur 6.3.1).

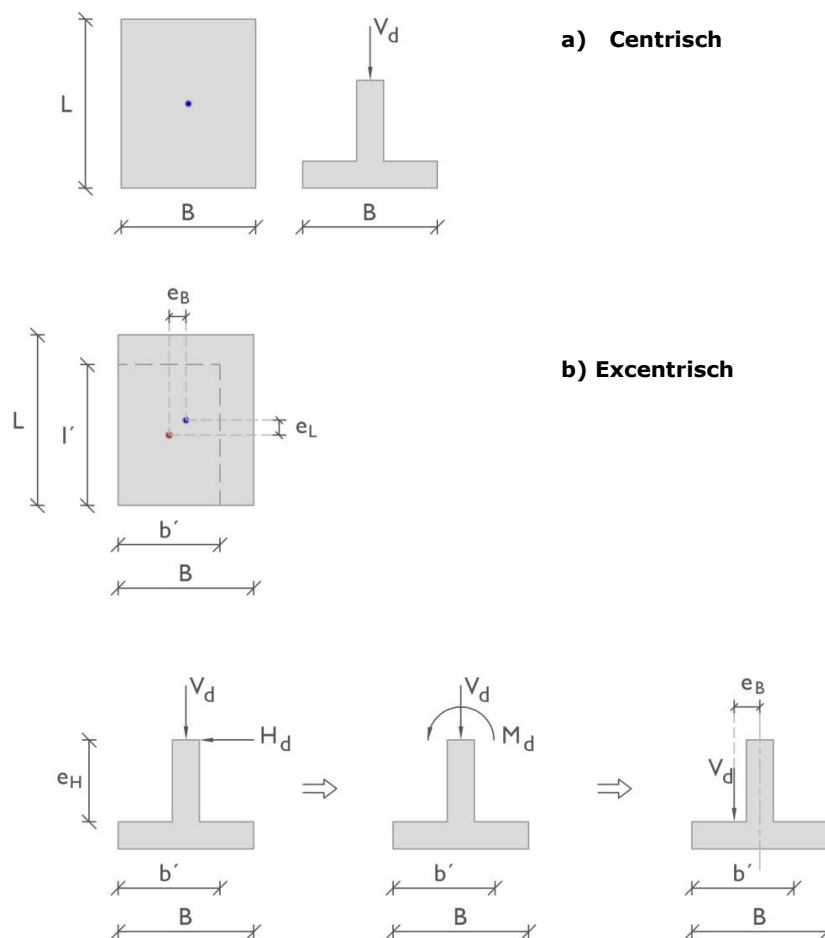
**Figuur 6.3.1**

Belasting op funde-

ring:

a) centrisch

b) excentrisch



Bij een excentrische belasting en/of in de aanwezigheid van een horizontale component (figuur 6.3.1), ontstaat onder het fundament een verlopende, asymmetrische gronddrukverdeling. Bij de aangegeven berekeningsmethode wordt deze asymmetrische gronddrukverdeling vervangen door een gelijkmatig verdeelde gronddruk op een fundament met een kleiner effectief oppervlak. De reductie op de breedte en de lengte van het funderingsoppervlak als gevolg van excentriciteit en verschuiving ten gevolge van een horizontale kracht, moet als volgt worden berekend:

$$b' = B - 2 \cdot e_B \quad (6.3.1)$$

$$l' = L - 2 \cdot e_L \quad (6.3.2)$$

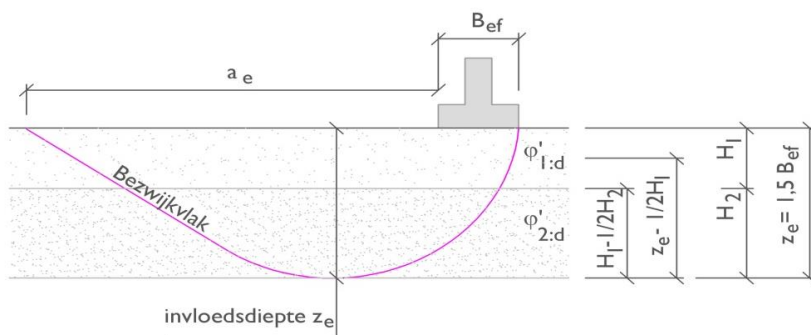
$$e_B = \frac{H_d \cdot e_H}{V_d} \quad \text{of} \quad e_L = \frac{H_d \cdot e_H}{V_d} \quad (6.3.3)$$

Daarbij geldt:

- $b'$  effectieve breedte [m]
- $B$  werkelijke breedte [m]
- $l'$  effectieve lengte [m]
- $L$  werkelijke lengte [m]
- $e_B$  excentriciteit verticale belastingscomponent t.o.v. zwaartelijn fundering, in breedte-richting [m]
- $e_L$  excentriciteit verticale belastingscomponent t.o.v. zwaartelijn fundering, in lengte-richting [m]
- $e_H$  excentriciteit horizontale belastingscomponent t.o.v. funderingsvlak [m]
- $V_d$  verticale belastingscomponent [kN, kN/m]
- $H_d$  horizontale belastingscomponent [kN, kN/m]



**1b: Bepaling invloedsdiepte**



**Figuur 6.3.2**  
Invloedsdiepte & invloedsbreedte

Het bezwijkvlak van het evenwichtsdragvermogen kan worden vastgesteld aan de hand van de diepte en breedte van de afschuivende wig (figuur 6.3.2). Om de materiaaleigenschappen van de grondlagen binnen de invloedsdiepte  $z_e$  en invloedsbreedte  $a_e$  te kunnen vaststellen, moet het *gewogen* gemiddelde van de rekenwaarden van de sterkteparameters ( $c'_{gem;d}$  en  $\varphi'_{gem;d}$  en  $\gamma'_{gem;d}$ ) van deze lagen worden bepaald. Voor  $n = 3$  lagen geldt bijvoorbeeld voor het gewogen gemiddelde van de rekenwaarde voor de hoek van inwendige wrijving:

$$\varphi'_{gem;d} = \frac{\sum_{i=1}^{n=3} \varphi'_{i;d} \cdot h_i \cdot z_i}{\sum_{i=1}^{n=3} h_i \cdot z_i} = \frac{\varphi'_{1;d} h_1 z_1 + \varphi'_{2;d} h_2 z_2 + \varphi'_{3;d} h_3 z_3}{h_1 z_1 + h_2 z_2 + h_3 z_3} \quad (6.3.4)$$

Daarbij geldt:

- $\varphi'_{gem;d}$  gewogen gemiddelde rekenwaarde van de effectieve hoek van inwendige wrijving [ ° ]
- $\varphi'_{i;d}$  rekenwaarde van de effectieve hoek van inwendige wrijving van laag  $i$  [ ° ]
- $h_i$  dikte laag  $i$  [m]
- $z_i$  afstand tussen midden laag  $i$  en de invloedsdiepte  $z_e$  [m]

De invloedsbreedte  $a_e$  en invloedsdiepte  $z_e$  moeten zijn bepaald conform tabel 6.3.1. Daarbij wordt onderscheid gemaakt tussen een situatie zonder horizontale belasting ( $H/V = 0$ ) en met horizontale belasting ( $H/V = 1$ ), waarbij op basis van de verhouding tussen horizontale en verticale belasting geïnterpoleerd dient te worden. In sommige gevallen dienen de waarden iteratief te worden bepaald.

$\varphi'_{rep}$ [ ° ]	invloedsbreedte $a_e/b'$ [ - ]		invloedsdiepte $z_e/b'$ [ - ]	
	H/V = 0	H/V = 1	H/V = 0	H/V = 1
0			0,70 <sup>1)</sup>	0,40 <sup>1)</sup>
5	1,25	0,65	0,77	0,41
10	1,57	0,77	0,88	0,44
15	1,99	0,92	1,00	0,47
20	2,53	1,10	1,16	0,50
25	3,27	1,33	1,35	0,54
30	4,29	1,62	1,59	0,59
35	5,77	2,01	1,90	0,65
40	8,01	2,53	2,33	0,73
45	11,61	3,27	2,95	0,84

**Tabel 6.3.1** Berekening invloedsbreedte en invloedsdiepte

<sup>1)</sup> invloedsdiepte in ongedraineerde situatie

In geval van een grondverbetering mag deze in rekening worden gebracht, indien de diepte van de onderkant van de grondverbetering tenminste  $1,5 b'$  bedraagt en de breedte per zijde tenminste  $4 b'$ . In de overige gevallen moet ook het pons criterium in de draagkracht zijn

getoetst, waarbij het fictieve funderingsvlak op de oorspronkelijke grondlaag onder de grondverbetering wordt bepaald met een spreidingshoek van bijvoorbeeld 30° (zie stap 1e).

**1c: Verticale draagkracht in ongedraineerde toestand**

De ongedraineerde toestand treedt op in cohesieve gronden, waarin tijdens en direct na het belasten wateroverspanningen ontstaan. De berekening van de draagkracht moet voor deze lagen zijn ontleend aan de ongedraineerde schuifsterkte  $c_{u;d}$ . De hoek van inwendige wrijving  $\varphi$  is daarbij gelijk aan nul. Voor zand en grind is het voldoende dat de gedraineerde toestand wordt onderzocht. Voor klei, leem en andere grondsoorten moeten zowel de gedraineerde en ongedraineerde toestand worden onderzocht.

Op basis van de aanwezige grondlagen binnen de invloedsdiepte  $z_e$  kunnen de volgende gevallen worden onderscheiden.

- **geval a:** één laag, homogene ondergrond;
- **geval b:** meerdere lagen met direct onder het funderingsvlak een cohesieve laag, gevolgd door niet-cohesieve lagen: middeling van sterkteparameters is niet toegestaan, de cohesieve laag dient te worden beschouwd als één oneindig diepe laag over de gehele invloedsdiepte (voor stroken met  $l'/b' > 10$  en een stijvere laag met  $\varphi'_k \geq 27,5^\circ$  onder de slappe laag binnen de invloedszone mag de draagkracht zijn berekend met squeezeen, zie 1f);
- **geval c:** meerdere lagen met direct onder het funderingsvlak een niet-cohesieve laag, gelegen op een cohesieve laag: er dient te worden uitgegaan van de slapste grondlaag binnen de invloedsdiepte (doorponzen).

Hierna zijn de formules voor de verticale draagkracht in ongedraineerde toestand samengevat.

Het verticaal draagvermogen van de grond in ongedraineerde toestand is als volgt:

$$\sigma'_{v;\max;d} = (\pi + 2) \cdot c_{u;d} \cdot s_c \cdot i_c \cdot \lambda_c + \sigma'_{v;z;d} \cdot \lambda_q \quad (6.3.5)$$

$$\text{met} \quad \sigma'_{v;z;d} = \sum_{j=1}^{j=n} d_j \cdot \left( \frac{\gamma_{jk} - \gamma_w}{\gamma_\gamma} \right) \quad (6.3.6)$$

$$R_{v;d} = \sigma'_{v;\max;d} \cdot b' \cdot \ell' \quad (6.3.7)$$

Voor strookfunderingen geldt:  $s_c = s_q = i_c = i_q = 1,0$ . Een rechthoekige poer met  $L > 10 \cdot B$  mag worden beschouwd als strookfundering. Voor rechthoekige poeren gelden vormfactoren en reductiefactoren bij horizontale belasting  $\leq 1,0$ .

Voor de vormfactor van rechthoekige poeren geldt:

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{b'}{l'} \quad (6.3.8)$$

Voor de reductie t.g.v. een horizontale kracht  $H_d$  geldt:

$$i_c = 0,5 \cdot \left[ 1 + \sqrt{1 - \frac{H_d}{b' \cdot l' \cdot c_{u;d}}} \right] \quad (6.3.9)$$

Voor de reductiefactoren ten gevolge van maaiveldhelling geldt (zie figuur 6.3.3):

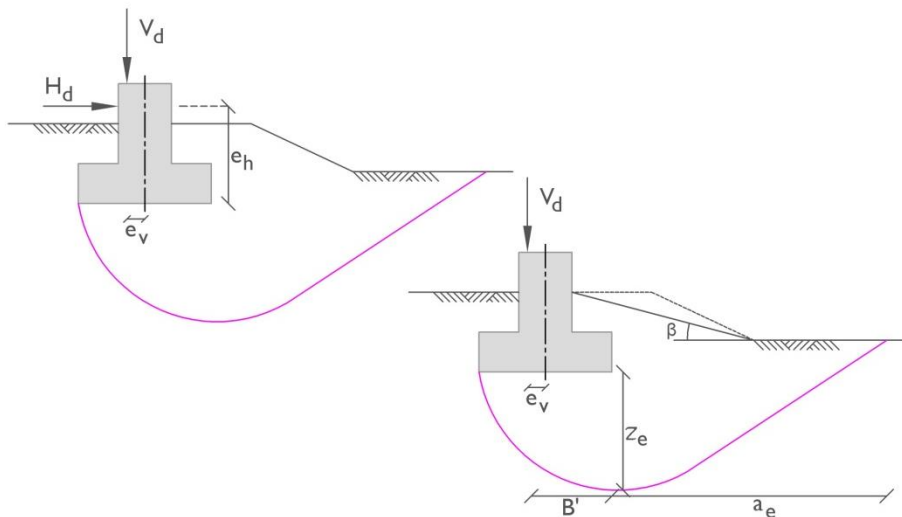
$$\lambda_c = 1 - 0,4 \tan \beta \quad (6.3.10)$$

$$\lambda_q = (1 - \tan \beta)^{1,9} \quad (6.3.11)$$

Bij de formules (6.3.5) t/m (6.3.11) geldt:

- $\sigma'_{v,max;d}$  rekenwaarde ongedraineerde verticaal draagvermogen [kN/m<sup>2</sup>]
- $R_{v;d}$  rekenwaarde ongedraineerde verticale draagkracht [kN]
- $c'_{u;d}$  rekenwaarde ongedraineerde cohesie [kN/m<sup>2</sup>]
- $d_j$  dikte laag j binnen invloedsdiepte [m]
- $\gamma_{j;k}$  karakteristieke waarde voor volumiek gewicht bij natuurlijk vochtgehalte van laag j indien boven grondwaterstand, òf verzadigd volumiek gewicht van laag j indien beneden grondwaterstand [kN/m<sup>3</sup>]
- $\gamma_w$  volumegewicht van water [kN/m<sup>3</sup>]
- $\gamma_f$  partiële factor volumegewicht volgens tabel 6.2.2 [ - ]
- $n$  aantal lagen j binnen invloedsdiepte [ - ]
- $b'$  effectieve breedte [m]
- $l'$  effectieve lengte [m]
- $H_d$  rekenwaarde horizontale belasting [kN]
- $\beta$  maaiveldhelling volgens figuur 6.3.1 [ ° ]
- $s_c$  reductiefactor voor de vorm van de fundering [ - ]
- $i_c$  reductiefactor voor de richting van de belasting [ - ]
- $\lambda_{c,r} \lambda_{q}$  reductiefactoren voor de helling van het maaiveld [ - ]

Voor de gevallen waarbij sprake is van een hellend maaiveld zal de dekking reduceren en daarmee de draagkracht van de ondergrond. In figuur 6.3.3 is schematisch weergegeven hoe de hellingshoek van het maaiveld ( $\beta$ ) dient te worden bepaald. De maaiveldhelling  $\beta$  dient kleiner te zijn dan de rekenwaarde van de hoek van inwendige wrijving  $\phi'_{gem;d}$  (gedraineerde situatie).

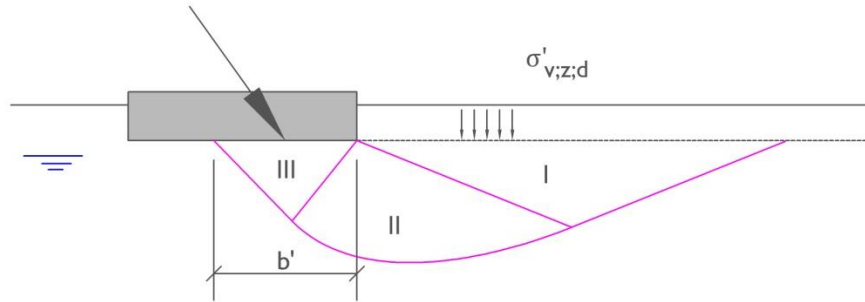


**Figuur 6.3.3** Schematisering fundering op staal met helling [6.3]

#### **1d: Verticale draagkracht in gedraineerde toestand**

Het evenwichtsdragvermogen voor de gedraineerde situatie is door Prandtl analytisch uitgewerkt tot een wigvormig bezwijkvlak (figuur 6.3.4), waarvoor wordt voldaan aan het Mohr-Coulombcriterium (op basis van  $c \cdot N_c$  en  $q \cdot N_q$  als functie van  $\phi'$ ). Het principe is aan de orde geweest in paragraaf 6.1.2.

**Figuur 6.3.4** Wig van Prandl – invloeden op het draagvermogen



Op basis van de aanwezige grondlagen binnen de invloeddiepte kunnen de volgende gevallen worden onderscheiden.

- **geval a:** één laag, homogene ondergrond;
- **geval b:** meerdere lagen, waarbij het verschil tussen hoogste en laagste waarde van  $\phi'_k \leq 6^\circ$ , hierbij dient de draagkracht te zijn berekend met gewogen parameters voor  $\phi'$ ,  $c'$  en  $\gamma'$  volgens *formule (6.3.4)*;
- **geval c:** meerdere lagen waarbij het verschil tussen hoogste en laagste waarde van  $\phi'_k > 6^\circ$ , hierbij dient zowel een draagkrachtberekening volgens geval b als volgens geval c (met doorponsen) te worden berekend, waaruit de maatgevende draagkracht dient te worden bepaald.

In de vergelijking van het gedraineerde verticale draagvermogen (6.3.12) zijn drie termen onderscheiden, te weten een cohesieterm, een gronddekkingsterm en een term voor de fundamentebreedte waarin het gewicht van de afschuivende moot is verdisconteerd. De cohesieterm mag alleen worden meegenomen indien permanent cohesie aanwezig is. Dat wil zeggen, doorgaans alleen als de betreffende grondlaag niet kan uitdrogen.

Voor de dekking moet conservatief worden gerekend, waarbij voor de belasting uit de dekking moet worden uitgegaan van de laagste grondbelasting naast het grondvlak van de fundering die tijdens de levensduur van de fundering kan worden verwacht, ook als deze slechts tijdelijk voorkomt. De maximum waarde voor de in rekening te brengen dekking bedraagt  $2 \cdot B$ .

Het verticaal draagvermogen in gedraineerde toestand wordt als volgt berekend:

$$\sigma'_{v;\max;d} = c'_{gem;d} N_c s_c i_c b_c \lambda_c + \sigma'_{v;z;d} N_q s_q i_q b_q \lambda_q + \frac{1}{2} \cdot b' \gamma'_{gem;d} N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma \lambda_\gamma \quad (6.3.12)$$

$$R_{v;d} = \sigma'_{v;\max;d} \cdot b' \cdot l' \quad (6.3.13)$$

Daarbij geldt:

- $\sigma'_{v;\max;d}$  rekenwaarde verticaal draagvermogen [kN/m<sup>2</sup>]
- $R_{v;d}$  rekenwaarde gedraineerde verticale draagkracht [kN]
- $c'_{gem;d}$  rekenwaarde gewogen gemiddelde cohesie [kN/m<sup>2</sup>]
- $\sigma'_{v;z;d}$  dekking aan de lage zijde [kN/m<sup>2</sup>]
- $b'$  effectieve breedte [m]
- $l'$  effectieve lengte [m]
- $\gamma'_{gem;d}$  rekenwaarde gewogen gemiddelde effectief volumegewicht [kN/m<sup>3</sup>]
- $N_c, N_q, N_\gamma$  gronddrukfactoren voor cohesie, dekking en grondgewicht [ - ]
- $s_c, s_q, s_\gamma$  reductiefactoren voor de vorm van de fundering [ - ]
- $i_c, i_q, i_\gamma$  reductiefactoren voor de richting van de belasting [ - ]
- $b_c, b_q, b_\gamma$  reductiefactoren voor hellende onderzijde van de fundering [ - ]
- $\lambda_c, \lambda_q, \lambda_\gamma$  reductiefactoren voor de helling van het maaiveld (dekking) [ - ]

De draagkrachtfactoren mogen ontleend worden aan tabel 6.3.2 met behulp van interpolatie of als volgt analytisch berekend worden:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'_{gem;d} \quad (6.3.14)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'_{gem;d}} \tan^2 \left( 45^\circ + 0,5 \cdot \varphi'_{gem;d} \right) \quad (6.3.15)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \cdot \tan \varphi'_{gem;d} \quad (6.3.16)$$

$\varphi'_{gem;d}$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
5°	6,5	1,6	0,1
10°	8,3	2,5	0,5
15°	10,9	3,9	1,6
20°	14,8	6,4	3,9
22,5°	17,4	8,2	6,0
25°	20,6	10,6	9,0
27,5°	24,8	13,9	13,4
30°	30,0	18,3	20,0
32,5°	36,9	24,5	29,9
35°	45,9	33,1	45,0
37,5°	58,1	45,6	68,3
40°	74,9	63,8	105,3
42,5°	98,6	91,3	165,3

**Tabel 6.3.2** Draagkrachtfactoren  $N_c$ ,  $N_q$ ;  $N_\gamma$  bij gegeven waarden van  $\varphi'_{gem;d}$

Voor strookfunderingen geldt:  $s_c = s_q = s_\gamma = 1,0$ . Een rechthoekige poer waarvoor geldt  $L > 10 \cdot B$  mag worden beschouwd als strookfundering. Voor rechthoekige poeren gelden vormfactoren en reductiefactoren bij horizontale belasting  $\leq 1,0$ .

De vormfactoren bij rechthoekige poeren zijn als volgt:

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \quad (6.3.17)$$

$$s_q = 1 + \frac{b'}{l'} \sin \varphi'_{gem;d} \quad (6.3.18)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{b'}{l'} \quad (6.3.19)$$

De reductiefactoren ten gevolge van een horizontale kracht  $H_d$  in de richting van breedte  $B$  ( $\kappa = 90$ ) zijn als volgt:

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \quad (6.3.20)$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{0,7 \cdot H_d}{V_d + b' \cdot l' \cdot c'_{gem;d} \cot \varphi'_{gem;d}} \right)^3 \quad (6.3.21)$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H_d}{V_d + b' \cdot l' \cdot c'_{gem;d} \cot \varphi'_{gem;d}} \right)^3 \quad (6.3.22)$$

Voor een horizontale kracht  $H_d$  in de richting van de lengte  $L$  ( $\kappa = 0^\circ$ ) geldt:

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \quad (6.3.23)$$

$$i_q = i_\gamma = 1 - \frac{H_d}{V_d + b' \cdot l' \cdot c'_{gem,d} \cot \varphi'_{gem,d}} \quad (6.3.24)$$

Voor een strookfundering met eenheid [kN/m] moet  $l'$  in *formules (6.3.21) t/m (6.3.24)* gelijk worden gesteld aan 1.

Voor de reductiefactoren ten gevolge van maaiveldhelling  $\beta$  (in graden) geldt (zie figuur 6.3.3):

$$\lambda_c = \frac{N_q \cdot e^{-0,0349 \cdot \beta \cdot \tan \varphi'_{gem,d}} - 1}{N_q - 1} \quad (6.3.25)$$

$$\lambda_q = (1 - \tan \beta)^{1,9} \quad (6.3.26)$$

$$\lambda_\gamma = (1 - 0,5 \tan \beta)^6 \quad (6.3.27)$$

Voor de reductiefactoren ten gevolge van een hellende onderkant van de fundering geldt:

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \varphi'_{gem,d}} \quad (6.3.28)$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi'_{gem,d})^2 \quad (6.3.29)$$

### **1e: Doorponsen bij gelaagde grond voor gedraineerde of ongedraineerde toestand**

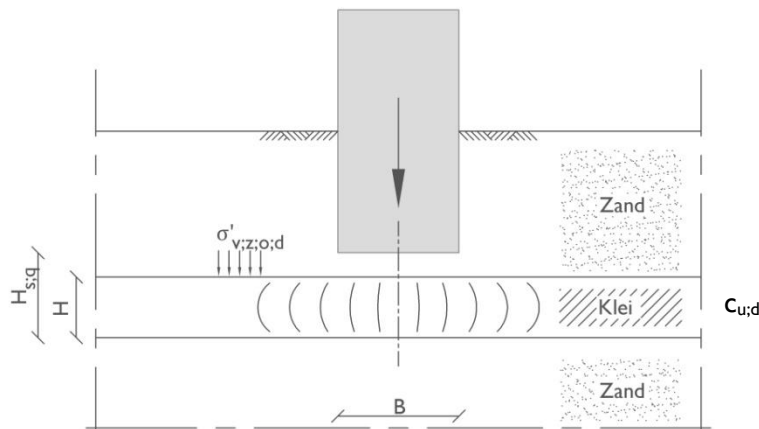
In aanwezigheid van een laag onder een stijvere bovenlaag waarvan de karakteristieke waarde van de hoek van inwendige wrijving  $\varphi'_k$  meer dan  $6^\circ$  afwijkt dan van die van de daarboven liggende laag, zal bezwijken door pons kunnen optreden. Dit houdt in dat behalve de draagkrachtberekening van de (stijvere) laag direct onder het fundament tevens het draagvermogen van de daaronder liggende slappere laag dient te worden getoetst, waarbij de onderzijde van de stijvere laag een fictief funderingsvlak vormt.

Er wordt gerekend met een funderingsniveau op de bovenkant van de slappe laag (extra dekking!) en een belastingspreiding van  $8^\circ$ . De bovenlaag dient ook te worden meegenomen als verticale belasting, waarbij deze als constructieve belasting dient te worden beschouwd en dus de rekenwaarde van het grondgewicht dient te worden bepaald op basis van tabel 6.2.1 (waarbij voor RC2 geldt:  $\gamma_G \times \xi = 1,2$ ).

Een wijziging van verticale belasting heeft bovendien een mogelijke wijziging van de invloedsfactoren voor belastingsrichting als gevolg en mogelijk een aanpassing in verschuiving  $x$  voor de effectieve afmetingen  $b'$  en  $l'$ . Deze dienen dan opnieuw te worden bepaald op het fictieve funderingsniveau conform *formules (6.3.1) t/m (6.3.3)*.

De draagkracht van de slappe laag onder het fictieve funderingsniveau dient vervolgens te worden getoetst conform paragraaf 6.3.2 1c (ongedraineerd) en/of paragraaf 6.3.2 1d (gedraineerd).

### 1f: Zijdelings wegpersen (squeezeing) voor ongedraineerde toestand



**Figuur 6.3.5** Zijdelings wegpersen van grond onder fundering - squeezeing

Indien onder het funderingsvlak van een strookfundering (met verhouding  $l'/b' > 10$ ) een cohesieve laag voorkomt (figuur 6.3.5), die op een stijvere laag met een karakteristieke waarde  $\phi'_k \geq 27,5^\circ$  ligt met bovenzijde binnen de maatgevende invloeddiepte  $z_e$ , dan hoeft voor geval b niet te worden gerekend met één slappe cohesieve laag over de gehele invloeddiepte, maar dan mag de invloed van de beperkende laagdikte van deze slappe laag worden meegenomen. Hierbij wordt de draagkracht bepaald uit de weerstand tegen zijdelings wegpersen, oftewel squeezeing (vergelijk het 'tompouce' of 'ijswafel' effect):

$$\sigma'_{sq;d} = \sigma'_{v;z;o;d} + c_{u;d} \cdot \left( (\pi + 2) + \frac{b'}{h_{sq}} \right) \quad (6.3.30)$$

$$R_{v;d} = \sigma'_{sq;strook;d} \cdot b' \quad (6.3.31)$$

Daarbij geldt:

- $\sigma'_{sq;d}$  rekenwaarde effectieve grondspanning aan bovenzijde cohesieve laag met squeezeing [kN/m<sup>2</sup>]
- $R_{v;d}$  rekenwaarde verticale draagkracht met squeezeing [kN/m]
- $\sigma'_{v;z;o;d}$  dekking aan de lage zijde [kN/m<sup>2</sup>]
- $c_{u;d}$  rekenwaarde ongedraineerde cohesie [kPa]
- $b'$  effectieve breedte [m]
- $h_{sq}$  dikte van de cohesieve laag [m]

Squeezeing is eigenlijk een meer gunstige benadering van ongedraineerd draagvermogen (doorpensen), wat alleen mag worden toegepast als de cohesieve laag voldoende dun is ten opzichte van de breedte van het belastingsoppervlak.

### 6.3.3 Stap 2: Toetsing weerstand tegen horizontaal afschuiven

#### 2a: Bepaling horizontale belasting

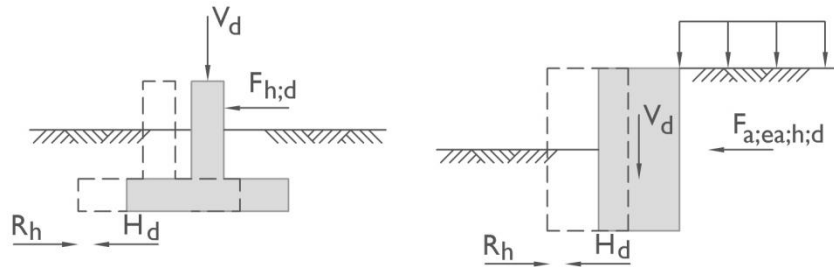
Indien de belasting op de fundering niet haaks op het grondvlak staat, dan moet de fundering zijn gecontroleerd op bezwijken door afschuiven langs het grondvlak (figuur 6.3.6). De horizontale belasting dient aan te grijpen op het funderingsvlak, waarvan in stap 1a (maar nu dus met maximale rekenwaarde van  $H_d$  en minimale rekenwaarde van  $V_d$ ) de effectieve breedte en lengte opnieuw zijn bepaald. Nagegaan moet zijn of afschuiving door een dieper gelegen laag bepalend kan zijn. Bij een fundering op staal moeten eventuele actieve gronddrukken in rekening worden gebracht op de belasting:

$$H_d = F_{h;d} + F_{a;ea,h;d} \quad (6.3.32)$$

Daarbij geldt:

- $H_d$  rekenwaarde horizontale belasting op funderingsvlak [kN]
- $F_{h;d}$  rekenwaarde uitwendige horizontale belasting, op basis van hoge waarden belastingfactoren [kN]
- $F_{a;ea,h;d}$  rekenwaarde actieve gronddruk [kN]

**Figuur 6.3.6** Glijden bij funderingen op staal & bij keermuren



Voor op staal gefundeerde keermuren geldt strikt genomen dat het verticaal en horizontaal draagvermogen wordt bepaald uit de rekenwaarde van de *netto* horizontale belasting. Dit houdt in, dat naast de actieve gronddruk in  $H_d$  ook (een deel van) de passieve gronddruk in rekening moet/mag worden gebracht - mits beperkte verplaatsing is toegestaan - teneinde een juiste horizontale belasting op funderingsniveau te kunnen verkrijgen.

### 2b: Horizontale draagkracht in ongedraineerde toestand

Het ongedraineerde horizontaal draagvermogen moet conform NEN-EN 1997-1 [6.1] als volgt worden berekend, op basis van effectieve breedte en lengte:

$$R_{h;d} = c_{u;d} \cdot b' \cdot l' \quad (6.3.33)$$

Daarbij geldt:

- $R_{h;d}$  rekenwaarde ongedraineerde horizontale draagkracht [kN]
- $c_{u;d}$  rekenwaarde ongedraineerde cohesie [kPa]
- $b'$  effectieve breedte [m]
- $l'$  effectieve lengte [m]

Indien water of lucht het contactvlak tussen fundering en ongedraineerde klei kan bereiken, moet de volgende controle zijn uitgevoerd:

$$R_{h;d} \leq 0,4 \cdot V_d \quad (6.3.34)$$

Daarbij geldt:

- $R_{h;d}$  rekenwaarde ongedraineerde horizontale draagkracht [kN]
- $V_d$  rekenwaarde minimale verticale belasting [kN]

Toetsing van het horizontaal draagvermogen kan worden uitgevoerd aan de hand van *formule* (6.3.37).

### 2c: Horizontale draagkracht in gedraineerde toestand

Het gedraineerde horizontaal draagvermogen moet conform NEN-EN 1997-1 [6.1] als volgt worden berekend, op basis van effectieve breedte en lengte:

$$R_{h;d} = V'_d \cdot \tan \delta'_d \quad (6.3.35)$$

Daarbij geldt:



- $R_{h;d}$  rekenwaarde gedraineerde horizontale draagkracht [kN]
- $V'_d$  rekenwaarde effectieve verticale belasting op funderingsvlak [kN]
- $\delta'_d$  rekenwaarde wrijvingshoek [ ° ]

Voor in het werk gestorte betonnen funderingen kan  $\delta'_d$  gelijk worden gesteld aan  $\varphi'_d$  en voor gladde prefab funderingen aan  $2/3 \cdot \varphi'_d$ . Eventuele cohesie  $c'$  behoort te zijn verwaarloosd. Er wordt voldaan aan de eisen van het horizontale draagvermogen, indien geldt:

$$H_d < R_{h;d} + R_{p;d} \quad (6.3.36)$$

Daarbij is:

- $H_d$  rekenwaarde horizontale belasting op funderingsvlak [kN]
- $R_{h;d}$  rekenwaarde afschuifweerstand uit wrijving langs funderingsvlak, op basis van minimale verticale belastingen [kN]
- $R_{p;d}$  rekenwaarde passieve gronddruk [kN]

### 6.3.4 Stap 3: Toetsing algehele stabiliteit

De algehele stabiliteit moet worden gecontroleerd voor de volgende gevallen:

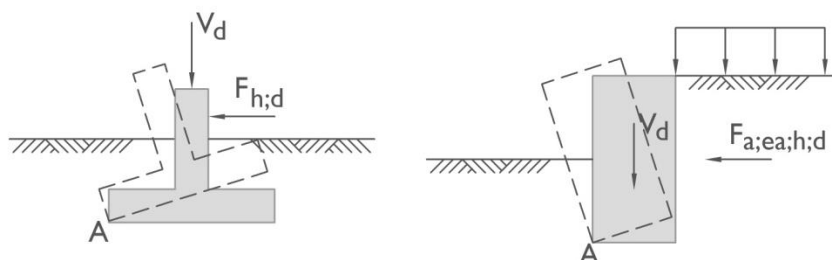
- in de buurt van of op een kunstmatig talud, ontgraving of grondkering;
- in de buurt van een oever van een rivier, kanaal, meer, kust;
- in de buurt van mijngangen of ondergrondse constructies.

Bij niet-horizontale maaivelden met een hoek  $\beta > 0,5 \varphi'_{gem;d}$  ten opzichte van het maaiveld, moet een controle op afschuiving worden uitgevoerd, waarbij de fundering + belasting als constructieve belasting wordt ingevoerd. Daarbij moet aan de hand van een glijcirkelanalyse de totale stabiliteit worden getoetst. Het gewogen gemiddelde  $\varphi'_{gem;d}$  is reeds bepaald in stap 1b.

Voor de toetsing op horizontaal wordt verwezen naar 6.3.3. Voor de glijcirkelanalyse wordt verwezen naar hoofdstuk 3.

### 6.3.5 Stap 4: Toetsing kantelstabiliteit

Voor de controle van het evenwicht tegen kantelen moet onderzocht worden welke krachten vanuit de omgeving invloed hebben op de constructie. De "aandrijvende" krachten op de constructie worden veroorzaakt door horizontale gronddrukken ( $F_{a;ea;h;d}$ ) of de kracht(en) ( $F_{h;d}$ ). De stabilisatie wordt geleverd door de grond onder en voor de constructie. Zoals in figuur 6.3.7 te zien is, proberen de gronddruk of de kracht de constructie te kantelen om het punt A. Het kantelen wordt tegengewerkt door het gewicht op het horizontale been van de constructie. Door het momentenevenwicht om het kantelpunt A kan de kantelstabiliteit gecontroleerd worden.

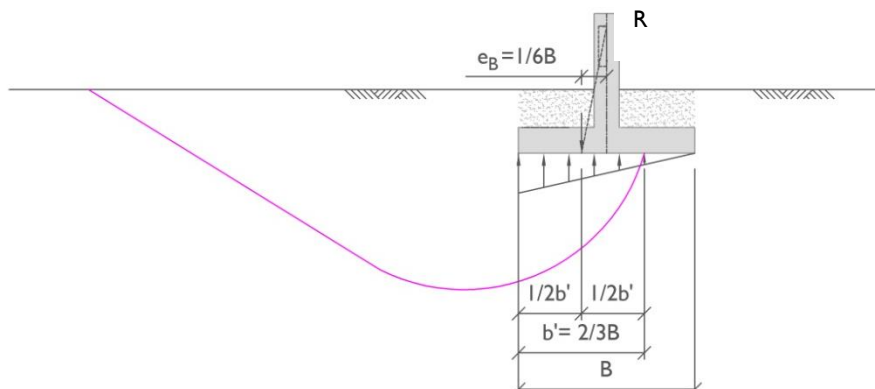


**Figuur 6.3.7** Kantelen bij funderingen op staal & bij keermuren

Volgens de EAU [6.24] is bij grondkerende constructies de kantelstabiliteit verzekerd, als in de *bruikbaarheidsgrenstoestand* onder de gehele voet contactdruk blijft optreden. In geval de

excentriciteit groter is dan  $1/6$  van de breedte (oftewel:  $b' < 2/3 \cdot B$ , zie figuur 6.3.8) dan zal onder de funderingsplaat een kier beginnen op te treden.

**Figuur 6.3.8** Begin kier onder fundering bij excentrische belasting in BGT ( $b' < 2/3 B$ )

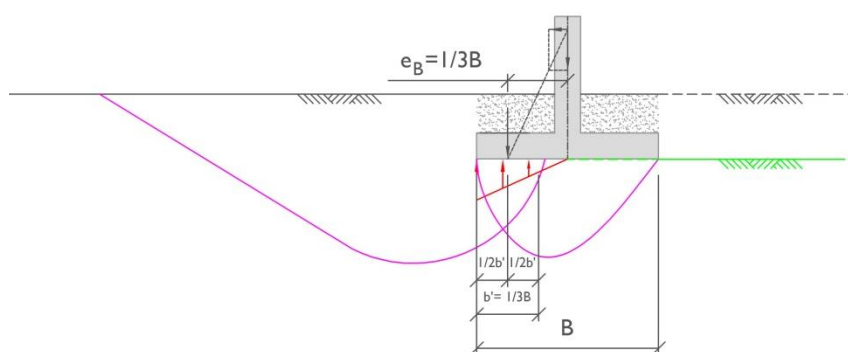


In dit geval zal de resultante  $R$  buiten de kern van de doorsnede vallen. De kern is het middelste  $1/3^e$  deel van de voet. Indien de resultante binnen de kern van de voet blijft, zal de *rekenwaarde* van de maximum draagkracht onder funderingsoppervlak op basis van de aanwezige dekking en de reductiefactoren  $i_i$  voor horizontale belasting volgens *formules* (6.3.5) of (6.3.12) over het algemeen bepalend zijn en is een aparte beschouwing van de kantelstabiliteit daarmee afgedekt.

Als in de *uiterste grenstoestand* de excentriciteit groter wordt dan  $1/3$  van de breedte (oftewel:  $b' < 1/3 B$ , zie figuur 6.3.9) dan moet conform NEN-EN 9997-1 [6.3] de maximum draagkracht ook worden beschouwd uitgaande van een glijvlak onder de fundering door, zie figuur 6.3.9, waarbij de dekking gelijk wordt gesteld aan nul, dus waarbij geldt:  $\sigma'_{v,z;d} = 0$  en waarbij  $i_c = i_q = i_\gamma = 1,0$ .

De minimale waarde voor de draagkracht langs de twee glijvlakken volgens figuur 6.3.9 bepaalt dan de maximumdraagkracht behorende bij deze excentriciteit.

**Figuur 6.3.9** Toetsing maatgevend bezwijkvlak bij grote excentriciteit in UGT ( $b' < 1/3 B$ )



In bovenstaande gevallen is speciale aandacht vereist voor de rand van de fundering, waarvoor een detail ontwerpberekening benodigd kan zijn, rekening houdend met de uitvoeringstoleranties. Bij het ontwerp van een hoog en slank bouwwerk (bijvoorbeeld televisiemasten, fabrieksschoorstenen, liftschachten) moet worden onderzocht of de grondslag voldoende weerstand kan bieden tegen rotatie. Hierbij dient mede te worden onderzocht of de rotatiestijfheid van de fundering zodanig is, dat tweede-orde effecten in de constructie binnen toelaatbare grenzen blijven.

### 6.3.6 Stap 5: Toetsing bezwijken van de constructie door verplaatsing van de fundering

Zettingsverschillen en verschillen in horizontale verplaatsing van de fundering moeten zijn beschouwd, om er zeker van te zijn dat deze niet leiden tot een uiterste grenstoestand in de ondersteunende constructie. In zwellingsgevoelige grond moet zijn vastgesteld of ongelijke zwelling kan optreden en de funderingen en constructies moeten zo zijn ontworpen dat zij deze kunnen weerstaan of opnemen. Als informatieve grens wordt in bijlage H van NEN-EN 9997-1 [6.3] een waarde voor de relatieve rotatie voor gangbare constructies gegeven, die waarschijnlijk leidt tot een uiterste grenstoestand (groep B):

$$\beta_{UGT} \leq 1 : 100 \quad (6.3.37)$$

### 6.3.7 Stap 6: Toetsing zakkings en zakkingsverschillen

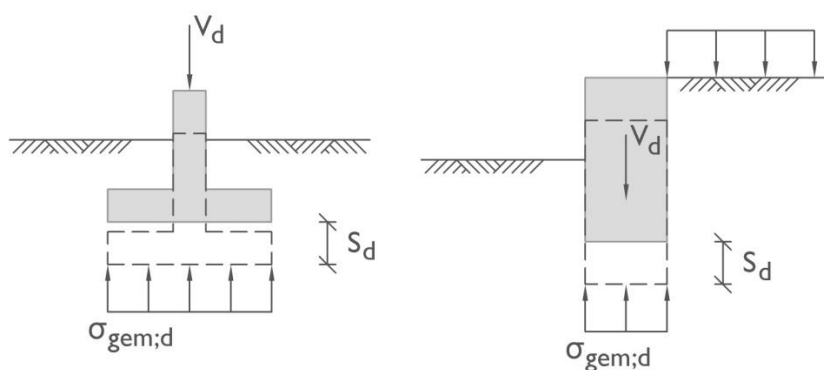
#### 6a: Bepaling belasting en effectieve afmetingen funderingsvlak

Voor alle elementen van de fundering op staal moet de zakking worden bepaald (figuur 6.3.10). Als de funderingselementen dicht bij elkaar gelegen zijn, dan moet de onderlinge beïnvloeding hierbij in rekening worden gebracht. De voorgestelde berekeningsmethoden mogen alleen worden toegepast bij fundamente met overwegend verticale belasting, waarbij deze belasting minstens 30% beneden de karakteristieke waarde van de draagkracht ligt (dus als  $V_k / R_{v;k} \leq 0,7$ ). De zakking voor funderingen die zijn ingedeeld in geotechnische categorie 1 mag op 0 zijn gesteld, indien de grond tot een diepte van tenminste  $5 * B$  bestaat uit zand (geen ophogingen). Voor de berekening van de zakking in de overige gevallen moet de gemiddelde funderingsdruk als volgt zijn berekend:

$$\sigma_{gem;d} = \frac{V_d}{A'_{mom}} \quad (6.3.38)$$

Daarbij geldt:

- $\sigma_{gem;d}$  rekenwaarde van de gemiddelde funderingsdruk [kPa]
- $F_{s;v;d}$  rekenwaarde verticale belasting waarbij alleen momentane belastingen zijn meebeschoofd [kN]
- $A'_{mom}$  effectief funderingsoppervlak uit product van  $b'$  en  $l'$ , waarbij alleen momentane belastingen zijn meebeschoofd [m<sup>2</sup>]



**Figuur 6.3.10** Zakking bij funderingen op staal & bij keermuren

Voor de bruikbaarheidsgrenstoestand moet de rekenwaarde zijn bepaald uitgaande van partiële factoren = 1,0. Voor de dikte van de samendrukbare laag hoeft geen grotere waarde te worden aangehouden dan de afstand tussen onderkant fundament en de diepte waarop de oorspronkelijke terreinspanning met maximaal 20% wordt overschreden. Veelal betekent dit een laagdikte gelijk aan  $2 * B$ .

#### 6b: Berekening spanningspreiding in de diepte;

Als vuistregel voor de spanningsverspreiding onder een fundering met de breedte "b" kan worden aangenomen dat de spanningsverspreiding onder een helling van 2:1 plaatsvindt. Hierdoor kan de rekenwaarde van de spanningverhoging op een diepte van "z" aangegeven worden met:

$$\Delta\sigma'_{v;z;d} = \frac{\sigma_{gem;d} \cdot b}{b + z} \quad (6.3.39)$$

In NEN-EN 9997-1 is op basis van spanningsverspreiding onder een puntlast de verspreiding afgeleid naar een cirkelvormig gelijkmatig verdeelde belasting  $\sigma_{gem;d}$  met straal a. Op basis van gelijke oppervlakken kan deze verspreiding ook voor vierkante funderingsvlakken worden aangehouden. Voor de effectieve spanningsverhoging recht onder het centrum geldt vervolgens op diepte z:

$$\Delta\sigma'_{v;z;d} = \sigma_{gem;d} \cdot \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{(1 + a^2/z^2)^3}} \right) \quad (6.3.39.a)$$

Daarbij geldt:

- $\Delta\sigma'_{v;z;d}$  rekenwaarde van de effectieve spanningsverhoging voor een punt op de diepte z [kPa]
- $\sigma_{gem;d}$  rekenwaarde van de gelijkmatig verdeelde belasting [kPa]
- z diepte [m]
- a straal cirkelvormig belastingsoppervlak [m]

Op basis van formule (6.3.39.a) kan de spanningsverspreiding worden afgeleid voor strookvormige funderingsvlakken op basis van  $m_\sigma = 3$ . Door Flamant is in 1892 de oplossing gevonden voor het geval van een verticale lijnlast p op een isotrope homogene lineair elastische half-ruimte, het 2D-equivalent van het probleem van Boussinesq.

Uit dit geval volgt de toename van de grondspanning in het x-z vlak als gevolg van de gelijkmatig verdeelde belasting  $p = \sigma_{gem;d}$  op diepte z volgens NEN-EN 9997-1 [6.3]:

$$\Delta\sigma'_{v;z;d} = \frac{\sigma_{gem;d}}{\pi} \cdot [(\alpha_1 - \alpha_2) + \sin\alpha_1 \cos\alpha_1 - \sin\alpha_2 \cos\alpha_2] \quad (6.3.40)$$

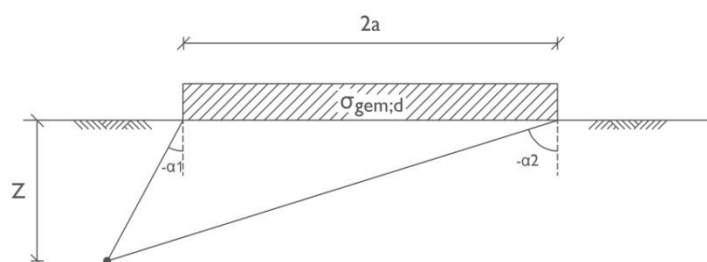
Met strookbreedte 2a volgt midden onder de strook:

$$\alpha_1 = -\alpha_2 = \arctan\left(\frac{a}{z}\right) \quad (6.3.41)$$

Daarbij geldt:

- $\Delta\sigma'_{v;z;d}$  rekenwaarde van de effectieve verticale spanningsverhoging voor een punt op de diepte z [kPa]
- $\sigma_{gem;d}$  rekenwaarde van de gelijkmatig verdeelde belasting [kPa]
- z diepte [m]
- a halve strookbreedte [m]
- $\alpha_{1;2}$  hoeken locatie [rad]

In figuur 6.3.11 zijn de bovengenoemde hoeken  $\alpha$  gedefinieerd.



### 6c: Berekening zakking

**Figuur 6.3.11**

Schematisatie spanningsverspreiding volgens NEN-EN 9997-1 (Flamant)

Bij de berekening van de zakking van een fundering op staal wordt onderscheid gemaakt in primaire zakking en seculaire zakking.

Voor de totale zakking wordt onderscheid gemaakt in drie componenten:

$$s_d = s_{0;d} + s_{1;d} + s_{2;d} \quad (6.3.42)$$

Daarbij geldt:

- $s_d$  totale eindzakking [m]
- $s_{0;d}$  zakking door schuifvorming, is te verwaarlozen volgens NEN-EN 9997-1 [m]
- $s_{1;d}$  primaire zakking [m]
- $s_{2;d}$  seculaire zakking [m]

Voor de primaire zakking geldt conform NEN-EN 9997-1 [6.3]:

$$s_1 = \sum_{j=0}^{j=n} \frac{C_{c;j}}{1+e_j} \cdot h_j \cdot \log \frac{\sigma'_{v;z;0;d} + \Delta\sigma'_{v;z;d}}{\sigma'_{v;z;0;d}} \quad (6.3.43)$$

En voor de seculaire zakking geldt:

$$s_2 = \sum_{j=0}^{j=n} C_{\alpha;j} \cdot h_j \cdot \log \frac{t_{\infty}}{t} \quad (6.3.44)$$

Een volledige zettingsberekening is terug te vinden in hoofdstuk 3.

### Berekening verticale beddingconstante

Voor de berekening van de verticale beddingconstante van de ondergrond is het essentieel om onderscheid te maken tussen een integrale beddingsconstante en een beddingsconstante die afhankelijk is van de vorm van het funderingsoppervlak. Voor funderingen op staal is met name deze tweede van belang. De beddingsconstante onder het funderingsvlak wordt berekend uit de gemiddelde funderingsdruk en de daaruit berekende zakking, zoals hierboven beschreven.

$$k_{v;gem;d} = \frac{\sigma_{gem;d}}{w_d} \quad (6.3.45)$$

Daarbij geldt:

- $k_{v;gem;d}$  rekenwaarde van de gemiddelde verticale beddingsconstante [kN/m<sup>3</sup>]
- $\sigma_{gem;d}$  rekenwaarde van de gemiddelde funderingsdruk [kPa]
- $w_d$  rekenwaarde van de eindzakking [m]

De verticale beddingsconstante wordt over het algemeen, evenals de zakking, alleen aangegeven voor de bruikbaarheidsgrenstoestand. Gelet op het niet-lineaire karakter van de verticale beddingsconstante, moet een range worden aangegeven door middel van een minimale ( $k_v/\sqrt{2}$ ) en maximale ( $k_v \cdot \sqrt{2}$ ) verticale beddingconstante.

### 6d: Berekening relatieve rotatie

De relatieve rotatie wordt berekend uit het quotiënt van het zakkingsverschil en de h.o.h afstand tussen twee stroken of poeren, berekend in de bruikbaarheidsgrenstoestand. De relatieve rotatie dient per twee funderingselementen te worden berekend en te worden getoetst aan de in paragraaf 6.3 gestelde eisen. Voor de relatieve rotatie (in radialen) geldt:

$$\beta = \frac{|s_{poerA} - s_{poerB}|}{h.o.h.} \quad (6.3.46)$$

Als gevolg van een mogelijke heterogeniteit van de ondergrond en uitvoeringsonvolkomenheden, moet volgens NEN-EN 9997-1 par. 6.6.2(c) [6.3] worden gerekend met een zakkingsverschil tussen twee afzonderlijk op staal gefundeerde elementen van ten minste 50% van de gemiddelde waarde van de zakking van de funderingselementen:

$$\beta_{\min} = 0,5 \frac{s_{\text{gem}}}{\min . h.o.h.} \quad (6.3.47)$$

Daarbij geldt:

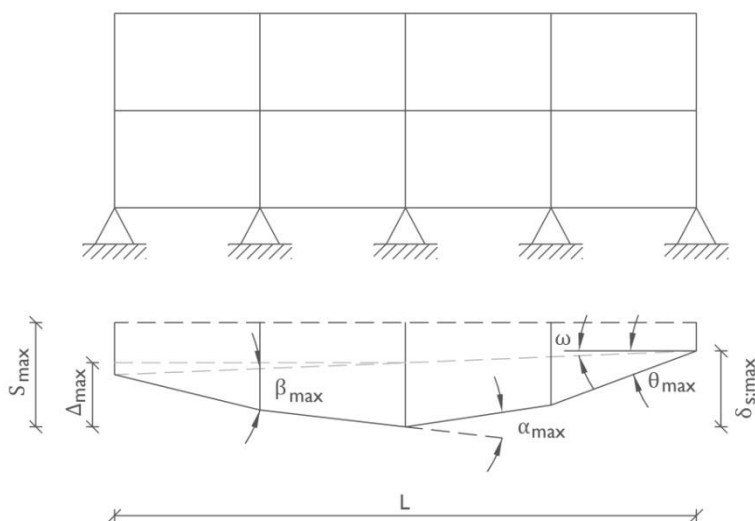
- $\beta_{\min}$  ondergrens relatieve rotatie [rad]
- $s_{\text{gem}}$  gemiddelde zakking van de poeren, die zich op één rij bevinden [m]
- $\min . h.o.h.$  minimale h.o.h. afstand tussen twee funderingselementen [m]

### 6e: Toetsing op deformatie-eisen.

Bij de toetsing van de vervorming en verplaatsing van de fundering kunnen verschillende zettingscomponenten worden onderscheiden. In figuur 6.3.12 zijn definities van de belangrijkste zettingscomponenten voor de verplaatsing van de fundering en de vervormingen weergegeven.

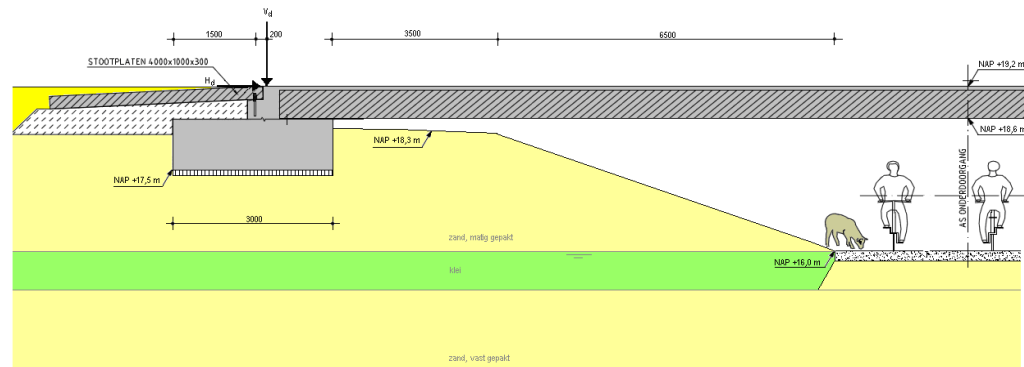
De maximum toegelaten relatieve rotatie van constructies in open skeletbouw, skeletbouw met wanden, dragende wanden of doorgaande metselwerk wanden is waarschijnlijk niet hetzelfde, maar varieert tussen ongeveer 1 : 200 en 1 : 300. Voor veel constructies is een maximum relatieve rotatie van 1 : 500 toelaatbaar. Voor normale constructies met afzonderlijke funderingen zijn totale zettingen tot 50 mm in het algemeen toelaatbaar. Grotere verplaatsingen kunnen toelaatbaar zijn, mits de relatieve rotaties en zakkingsverschillen binnen aanvaardbare grenzen blijven.

**Figuur 6.3.12** Definities van verplaatsing van de fundering

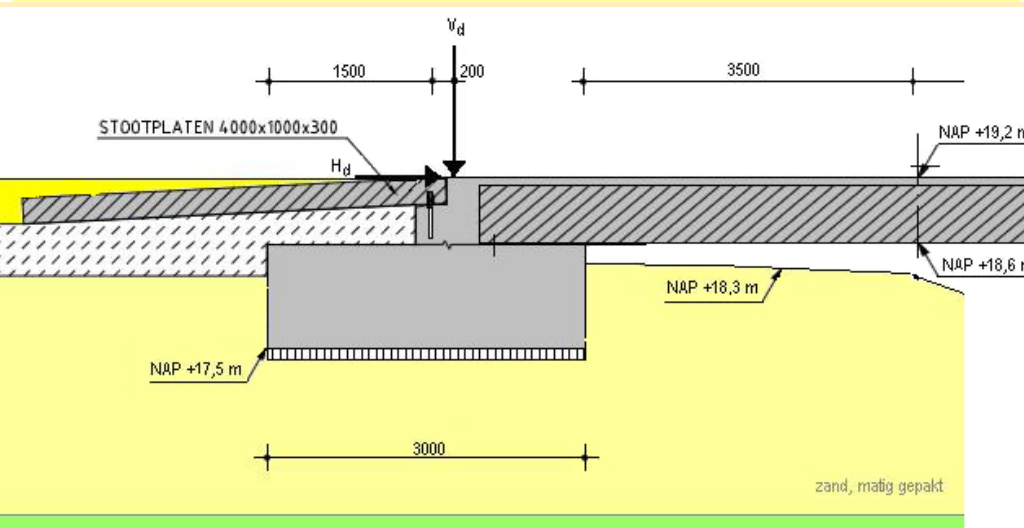


### 6.3.8 Voorbeeldberekening 1: op staal gefundeerd landhoofd

Voor de onderdoorgang voor fietsverkeer onder de provinciale weg N525 bij Laren is een variant uitgewerkt, zoals weergegeven in figuur 6.3.13. Het dek wordt opgelegd op twee landhoofden die zijn gefundeerd op staal op een niveau NAP +17,5 m. Ten behoeve van de bodemschematisatie zijn sonderingen uitgevoerd. Op basis van de sonderingen zijn de bodemlagen met bijbehorende geotechnische parameters bepaald. Deze zijn weergegeven in tabel 6.3.3. Gevraagd is de fundering van het landhoofd te berekenen en te toetsen volgens het stappenplan uit paragraaf 6.3.1.



**Figuur 6.3.13.A**  
Variant onderdoorgang N525, fundering op staal



**Figuur 6.3.13.B**  
Variant onderdoorgang N525, fundering op staal

Grondsoort	b.k. laag [m+NAP]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$c_u$ [kPa]	$C_c$ [-]	$C_\alpha$ [-]	$e_0$ [-]
Zand, matig gepakt	+18,3	18	20	0	33,0	-	0,006	0,000	0,65
klei, vast	+16,0	20	21	20	25,0	150	0,126	0,003	0,65
zand, vast gepakt	+15,0	19	21	0	35,0	-	0,003	0,000	0,50

**Tabel 6.3.3** Represantatieve waarden grondparameters

Daarnaast zijn de belastingen op het landhoofd als volgt (per strekkende m' strookfundering):

- rustende belasting  $V_{dek,rep} = 125 \text{ kN/m}$ ;
- verkeersbelasting  $V_{verkeer,rep} = 300 \text{ kN/m}$ ;
- rembelasting  $H_{rem,rep} = 33,3 \text{ kN/m}$ .

#### Stap 1a: Bepaling belasting en effectieve breedte

Conform de algemene prestatie-eis, moet de fundering worden getoetst voor alle mogelijk aanwezige situaties. De resulterende belastingen en effectieve afmetingen van het funderingsoppervlak zijn berekend voor de volgende drie situaties:

- A. de uiterste grenstoestand met maximale verticale belastingen (maatgevend voor het verticaal draagvermogen);
- B. de uiterste grenstoestand met minimale verticale belastingen (maatgevend voor horizontaal glijden);
- C. de bruikbaarheidsgrenstoestand ten behoeve van de berekening van de zakkingen op basis van alleen de permanente belastingen.

De constructie valt onder geotechnische categorie 2 en is ingedeeld in betrouwbaarheidsklasse 2 (RC2). De rekenwaarden van de belastingen zijn bepaald aan de hand van tabel 6.2.1. De fundering is geschematiseerd als strookfundering. De belastingen  $V_d$  en  $H_d$  worden per bovenstaande situatie met de partiële belastingfactoren uit tabel 6.2.1 bepaald.

Voor situatie A volgt:

$$V_d = 1,2 \cdot 125 + 1,5 \cdot 300 = 600 \text{ kN/m}$$

$$H_d = 1,5 \cdot 33,3 = 50 \text{ kN/m}$$

Voor situatie B volgt:

$$V_d = 0,9 \cdot 125 = 113 \text{ kN/m}$$

$$H_d = 1,5 \cdot 33,3 = 50 \text{ kN/m}$$

Voor situatie C volgt:

$$V_d = 1,0 \cdot 125 = 125 \text{ kN/m}$$

$$H_d = 0 \text{ kN/m}$$

In tabel 6.3.4 zijn de resulterende belastingen, excentriciteiten en effectieve breedte  $b'$  van de strookfundering voor de beschouwde situaties samengevat. Voor de toetsing van het verticaal draagvermogen (stap 1) is belasting situatie A maatgevend, voor horizontaal glijden situatie B en voor de zakkingen situatie C.

situatie	$V_d$ [kN/m]	$e_B$ [m]	$H_d$ [kN/m]	$e_h$ [m]	$x$ [m]	$b'$ [m]
A (UGT-hoog)	600	0,20	50	1,70	0,14	2,32
B (UGT-laag)	113	0,20	50	1,70	0,75	1,10
C (BGT, perm.)	125	0,20	0	-	-	2,60

#### Stap 1b: Bepaling invloedsdiepte

De invloedsdiepte is afhankelijk van de verhouding  $H_d/V_d$  en van het gewogen gemiddelde  $\varphi'_{gem;rep}$ . Voor de ongedraineerde toestand geldt daarbij dat  $\varphi'_{rep} = 0$ , zodat de invloedsdiepte voor situatie A kan worden bepaald uit de verhouding  $H_d/V_d = 50/600 = 0,083$  waarbij na een iteratie uit tabel 6.3.1 volgt:  $z_e/b' = 0,68$  en dus  $z_e = 1,57$  m met overeenkomstig niveau op NAP +15,9 m.

Voor de gedraineerde toestand geldt dat het gewogen gemiddelde van  $\varphi'_{rep}$  op zijn beurt ook weer afhankelijk is van de invloedsdiepte. Er moeten dus een aantal iteraties worden uitgevoerd om de uiteindelijke invloedsdiepte te kunnen bepalen. Meestal zijn 2 à 3 iteraties voldoende. Als 1<sup>e</sup> interpolatie voor situatie A wordt uitgegaan van een invloedsdiepte van  $1,5 \cdot b' = 3,48$  m, overeenkomstig met een niveau van  $17,5 \text{ m} - 3,5 \text{ m} = \text{NAP} +14,0 \text{ m}$  (afgerond tot 1 cijfer achter de komma). Voor het gewogen gemiddelde van  $\varphi'_{rep}$  volgt uit formule 6.3.4 :

$$\varphi'_{gem;rep} = \frac{33 \cdot 1,5 \cdot 2,75 + 25 \cdot 1,0 \cdot 1,5 + 35 \cdot 1,0 \cdot 0,5}{1,5 \cdot 2,75 + 1,0 \cdot 1,5 + 1,0 \cdot 0,5} = 31,2^0$$

Op basis van interpolatie in tabel 6.3.1 volgt bij  $H_d/V_d = 0,083$  en  $\varphi'_{rep} = 31,2^0$  dat  $z_e/b' = 1,58$  en dus  $z_e = 3,66$  m met overeenkomstig niveau op NAP +13,8 m. Voor de 2<sup>e</sup> iteratie volgt dan:

$$\varphi'_{gem;rep} = \frac{33 \cdot 1,5 \cdot 2,95 + 25 \cdot 1,0 \cdot 1,7 + 35 \cdot 1,2 \cdot 0,6}{1,5 \cdot 2,95 + 1,0 \cdot 1,7 + 1,2 \cdot 0,6} = 31,2^0$$

**Tabel 6.3.4** Resulterende belastingen en effectieve afmetingen



De invloedsdiepte blijft dus  $z_e/b' = 1,58$  m en dus  $z_e = 3,66$  m met overeenkomstig niveau wederom op NAP +13,8 m (afgerond tot 1 cijfer achter de komma).

*Stap 1c: Verticale draagkracht in ongedraineerde toestand*

Als gevolg van de aanwezigheid van een cohesieve laag binnen invloedsdiepte tot NAP +15,9 m moet de ongedraineerde toestand worden beschouwd. Aangezien deze vaste kleilaag zich beneden een niet-cohesieve laag bevindt, en het verschil in waarden van  $\phi'_{rep}$  groter is dan  $6^\circ$ , is hier sprake van "geval c", waarbij dient te worden uitgegaan van doorponsen door de bovenste 2,5 m zandlaag.

Bij doorponsen wordt een fictief funderingsniveau op bovenkant cohesieve laag op NAP +16,0 m verondersteld, waarbij de afmetingen onder  $8^\circ$  met de verticaal zijn gespreid, oftewel:  $B_{pons} = 3,0 + 2 \cdot 1,5 \cdot \tan 8^\circ = 3,42$  m. Zie ook figuur 6.3.14. De gemiddelde breedte van de pons bedraagt dus 3,21 m. De verticale belasting in situatie A neemt toe met een rekenwaarde met grootte:

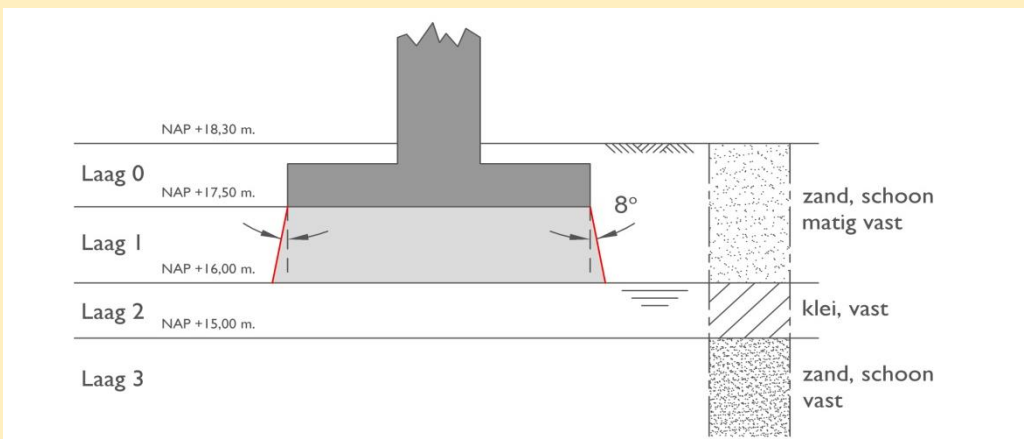
$$\Delta V_{pons;d} = 1,2 \cdot 18 \cdot 1,5 \cdot 3,21 = 104,0 \text{ kN/m, zodat geldt:}$$

$$V_{pons;d} = V_d + V_{pons;d} = 600 + 104 = 704 \text{ kN/m.}$$

De excentriciteit  $e_B$  is afgenomen tot  $0,2 \cdot 600 / 704 = 0,17$  m. De arm van de horizontale kracht wordt verhoogd tot  $1,7 + 1,5 = 3,2$  m. De invloed van de passieve gronddruk wordt hierbij verwaarloosd (conservatief). De verschuiving bedraagt volgens formule 6.3.3:

$$x = 50 \cdot 3,2 / 704 = 0,23 \text{ m waarmee met formule 6.3.1 voor de effectieve breedte volgt:}$$

$$b'_{pons} = 3,42 - 2 \cdot (0,17 + 0,23) = 2,63 \text{ m.}$$



**Figuur 6.3.14** Bezwijken door pons door de bovenste zandlaag

Voor  $i_c$  geldt volgens formule 6.3.9:

$$i_c = 0,5 \cdot \left[ 1 + \sqrt{1 - \frac{50}{2,63 \cdot 1 \cdot 150 / 1,35}} \right] = 0,96$$

Hierin is de waarde 1,35 de partiële materiaal factor voor de ongedraineerde schuifsterkte  $C_{u;d}$ .

Reductie als gevolg van taludhelling is niet meer van toepassing, aangezien de bermbreedte van 3,5 m breder is dan de invloedsbreedte  $a_e = 1,25 \cdot b' = 3,3$  m. Voor de vormfactor voor strookfunderingen geldt ook  $s_c = 1$ . Voor het verticaal draagvermogen in ongedraineerde toestand volgt nu voor situatie A (formule 6.3.5):

$$\sigma'_{v;max;d} = (\pi + 2) \cdot \frac{150}{1,35} \cdot 1,0 \cdot 0,96 \cdot 1,0 + (18,3 - 16,0) \cdot \frac{18}{1,1} \cdot 1,0 = 586 \text{ kPa}$$

$$R_{v;d} = 586 \cdot 2,63 = 1541 \text{ kN/m}$$

$$R_{v;d} \geq V_{pons;d} \quad \text{dus ongedraineerde draagkracht voldoet.}$$

#### Stap 1d: Verticale draagkracht in gedraineerde toestand

Als gevolg van de aanwezigheid van meerdere lagen binnen de invloeddiepte waarbij het verschil tussen hoogste en laagste waarde van  $\varphi'_k > 6^\circ$ , moet zowel een draagkrachtberekening volgens geval b (met gewogen parameters) als volgens geval c (met doorponsen, zie figuur 6.3.5) worden berekend. Het laatste geval komt aan de orde in stap 1e. Beschouwd is wederom belastingssituatie A. Binnen de invloeddiepte tot NAP +13,8 m dienen uit de rekenwaarden van  $\varphi'$ ,  $c'$  en  $\gamma'$  de gewogen gemiddelden te worden bepaald. Als voorbeeld geldt voor de bovenste zandlaag een rekenwaarde:  $\varphi'_d = \arctan((\tan 33^\circ)/1,15) = 29,5^\circ$  en bijvoorbeeld voor de kleilaag een rekenwaarde voor de cohesie van  $c'_d = 13 / 1,6 = 8,13$  kPa met een effectief volumegewicht  $\gamma'_d = (21/1,1 - 10) = 9,1$  kN/m<sup>3</sup>.

De gewogen gemiddelden uit alle lagen zijn vervolgens:

$$\varphi'_{gem;d} = \frac{29,5 \cdot 1,5 \cdot 2,95 + 22,1 \cdot 1,0 \cdot 1,7 + 31,3 \cdot 1,2 \cdot 0,6}{1,5 \cdot 2,95 + 1,0 \cdot 1,7 + 1,2 \cdot 0,6} = 27,9^\circ$$

$$c'_{gem;d} = \frac{0 \cdot 1,5 \cdot 2,95 + 12,5 \cdot 1,0 \cdot 1,7 + 0 \cdot 1,2 \cdot 0,6}{1,5 \cdot 2,95 + 1,0 \cdot 1,7 + 1,2 \cdot 0,6} = 3,1 \text{ kPa}$$

$$\gamma'_{gem;d} = \frac{16,4 \cdot 1,5 \cdot 2,95 + 9,1 \cdot 1,0 \cdot 1,7 + 9,1 \cdot 1,2 \cdot 0,6}{1,5 \cdot 2,95 + 1,0 \cdot 1,7 + 1,2 \cdot 0,6} = 13,8 \text{ kN/m}$$

#### Opmerking:

Het gewogen gemiddelde voor de hoek van de inwendige wrijving  $\varphi'$  wordt bepaald met behulp van *formule 6.3.4*. De gewogen gemiddelden voor de waarden  $c'$  respectievelijk  $\gamma'$  worden analoog aan de *formule 6.3.4* berekend waarbij alle waarden van  $\varphi'$  vervangen wordt door de waarde  $c'$  respectievelijk  $\gamma'$ .

Voor de draagkrachtfactoren "N" geldt op basis van  $\varphi'_{gem;d} = 27,9^\circ$  door interpolatie van tabel 6.3.2:

$$N_q = 14,6; \quad N_c = 25,7; \quad N_\gamma = 14,4$$

Deze waarden kunnen eveneens met behulp van de *formules 6.3.14; 6.3.15 en 6.3.16* worden bepaald.

Voor de reductie als gevolg van de horizontale belasting volgt uit de *formules 6.3.20; 6.3.21 en 6.3.22*:

$$i_c = \frac{0,84 \cdot 14,6 - 1}{14,6 - 1} = 0,83$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{0,7 \cdot 50}{600 + 2,32 \cdot 1 \cdot 3,1 \cdot \cot 27,9^\circ} \right)^3 = 0,84$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{50}{600 + 2,32 \cdot 1,0 \cdot 3,1 \cdot \cot 27,9^\circ} \right)^3 = 0,78$$

De taludhelling verloopt over een hoogte van 2,3 m en een lengte van 10 m. De hellingreductiefactoren bij de helling  $\beta = \arctan(2,3/10) = 13,0^\circ$  bedragen volgens *formules 6.3.25, 6.3.26 en 6.3.27*:

$$\lambda_c = \frac{14,6 \cdot e^{-0,0349 \cdot 13,0 \cdot \tan 27,9^\circ} - 1}{14,6 - 1} = 0,77$$

$$\lambda_q = (1 - \tan 13^\circ)^{1,9} = 0,61$$

$$\lambda_\gamma = (1 - 0,5 \tan 13^\circ)^6 = 0,48$$

Met een dekking  $\sigma'_{v,z;d} = 0,8 \text{ m} \cdot 16,4 \text{ kN/m}^3 = 13,1 \text{ kPa}$  volgt voor de verticale draagkracht volgens de *formules 6.3.12 en 6.3.13*:

$$\sigma'_{v;\max;d} = 3,1 \cdot 25,7 \cdot 0,83 \cdot 0,77 + 13,1 \cdot 14,6 \cdot 0,84 \cdot 0,61 + \frac{1}{2} \cdot 2,32 \cdot 13,8 \cdot 14,4 \cdot 0,78 \cdot 0,48 =$$

$$\sigma'_{v;\max;d} = 235 \text{ kPa}$$

$R_{v;d} = 235 \cdot 2,32 = 545 \text{ kN/m} \leq V_d$  dus gedraineerde draagkracht geval b voldoet NIET (tabel 6.3.3).

In geval het gewicht van de taludverharding (0,15 m elementenverharding) wordt meegenomen bedraagt de dekking:  $\sigma'_{v,z;d} = 13,1 \text{ kPa} + 0,15 \text{ m} \cdot 25/1,2 \text{ kN/m}^3 = 16,2 \text{ kPa}$ . Hierbij volgt voor de verticale draagkracht:

$$\sigma'_{v;\max;d} = 3,1 \cdot 25,7 \cdot 0,83 \cdot 0,77 + 16,2 \cdot 14,6 \cdot 0,84 \cdot 0,61 + \frac{1}{2} \cdot 2,32 \cdot 13,8 \cdot 14,4 \cdot 0,78 \cdot 0,48 =$$

$$\sigma'_{v;\max;d} = 259 \text{ kPa}$$

$R_{v;d} = 259 \cdot 2,32 = 601 \text{ kN/m} \geq V_d$  dus gedraineerde draagkracht geval b voldoet.

#### Stap 1e: Doorponsen bij gelaagde grond

Toetsing van geval c voor de ongedraineerde toestand is reeds in stap 1c uitgevoerd. Voor de gedraineerde toestand is de toets hieronder uitgevoerd voor situatie A. Op het fictieve funderingsniveau (bovenkant kleilaag) op NAP +16,0 m geldt (zie stap 1c):  $V_{pons;d} = 704 \text{ kN/m}$  en  $b'_{pons} = 2,63 \text{ m}$ . De invloeddiepte onder het fictieve funderingsvlak moet opnieuw worden bepaald uit de verhouding  $H_d/V_{pons;d} = 0,071$  en van het gewogen gemiddelde  $\varphi'_{gem;rep}$ . Als 1<sup>e</sup> iteratie wordt wederom uitgegaan van een invloeddiepte van  $1,5 \cdot b'_{pons} = 3,95 \text{ m}$  oftewel een niveau van NAP +12,1 m. Voor het gewogen gemiddelde (*formule 6.3.4*) van  $\varphi'_{rep}$  volgt:

$$\varphi'_{gem;rep} = \frac{25 \cdot 1,0 \cdot 3,45 + 35 \cdot 2,95 \cdot 1,48}{1,0 \cdot 3,45 + 2,95 \cdot 1,48} = 30,6^\circ$$

Op basis van interpolatie in tabel 6.3.1 volgt bij  $H_d/V_d = 0,071$  en  $\varphi'_{rep} = 30,6^\circ$  dat  $z_e/b' = 1,56$  en dus  $z_e = 4,10 \text{ m}$  met overeenkomstig niveau op NAP +11,9 m. Voor de 2<sup>e</sup> iteratie volgt dan:

$$\varphi'_{gem;rep} = \frac{25 \cdot 1,0 \cdot 3,6 + 35 \cdot 3,1 \cdot 1,55}{1,0 \cdot 3,6 + 3,1 \cdot 1,55} = 30,7^\circ$$

De invloeddiepte blijft dus  $z_e/b' = 1,56 \text{ m}$  en dus  $z_e = 4,1 \text{ m}$  met overeenkomstig niveau wederom op NAP +11,9 m (afgerond tot 1 cijfer achter de komma). De gewogen gemiddelden van de rekenwaarden zijn vervolgens:

$$\varphi'_{gem;d} = \frac{22,1 \cdot 1,0 \cdot 3,6 + 31,3 \cdot 3,1 \cdot 1,55}{1,0 \cdot 3,6 + 3,1 \cdot 1,55} = 27,3^\circ$$

$$c'_{gem;d} = \frac{12,5 \cdot 1,0 \cdot 3,6 + 0 \cdot 3,1 \cdot 1,55}{1,0 \cdot 3,6 + 3,1 \cdot 1,55} = 5,3 \text{ kPa}$$

$$\gamma'_{gem;d} = \frac{9,1 \cdot 1,0 \cdot 3,6 + 9,1 \cdot 3,1 \cdot 1,55}{1,0 \cdot 3,6 + 3,1 \cdot 1,55} = 9,1 \text{ kN/m}^3$$

#### Opmerking:

Ook hier is het gewogen gemiddelde voor de hoek van de inwendige wrijving  $\varphi'$  en wordt bepaald met behulp van *formule 6.3.4*. De gewogen gemiddelden voor de waarden  $c'$  respectievelijk  $\gamma'$  worden analoog aan de *formule 6.3.4* berekend waarbij alle waarden van  $\varphi'$  vervangen wordt door de waarde  $c'$  respectievelijk  $\gamma'$ .

Voor de draagkrachtfactoren geldt op basis van  $\varphi'_{gem;d} = 27,3^\circ$  door interpolatie bij tabel 6.3.2:

$$N_q = 13,6; \quad N_c = 24,4; \quad N_\gamma = 13,0$$

Voor de reductie als gevolg van de horizontale belasting volgt (formules 6.3.20 t/m 6.3.22):

$$i_c = \frac{0,84 \cdot 14,6 - 1}{14,6 - 1} = 0,83$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{0,7 \cdot 50}{704 + 2,63 \cdot 1 \cdot 5,3 \cdot \cot 27,3^\circ} \right)^3 = 0,86$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{50}{704 + 2,63 \cdot 1,0 \cdot 5,3 \cdot \cot 27,3^\circ} \right)^3 = 0,81$$

Met een dekking  $\sigma'_{v;z;d} = 2,3 \text{ m} \cdot 16,4 \text{ kN/m}^3 = 37,7 \text{ kPa}$  (nog exclusief elementenverharding) en de hellingreductiefactoren volgt:

$$\sigma'_{v;\max;d} = 5,3 \cdot 24,4 \cdot 0,83 \cdot 0,77 + 37,7 \cdot 13,6 \cdot 0,86 \cdot 0,61 + \frac{1}{2} \cdot 2,63 \cdot 9,1 \cdot 13,0 \cdot 0,81 \cdot 0,48 =$$

$$\sigma'_{v;\max;d} = 412 \text{ kPa}$$

$R_{v;d} = 412 \cdot 2,63 = 1084 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \geq V_{pons;d} = 704 \text{ kN/m}$ , dus gedraineerde draagkracht geval c voldoet.

#### Stap 1f: Zijdelings wegpersen (squeezing) voor ongedraineerde toestand

Squeezing is aan de orde als onder het funderingsvlak van een strookfundering een cohesieve laag voorkomt, die op een stijvere laag met een karakteristieke waarde  $\varphi'_k \geq 27,5^\circ$  ligt met de bovenzijde binnen de maatgevende invloeddiepte  $z_e$ . Aangezien in geval b de bovenzijde van de vaste zandlaag op NAP +15,0 m niet meer binnen de invloeddiepte ligt, is squeezing niet aan de orde.

#### Stap 2a: Bepaling horizontale belasting voor toetsing horizontaal afschuiven

Als gevolg van de horizontale belasting  $H_d$  moet een toetsing plaatsvinden van de weerstand tegen horizontaal afschuiven. Maatgevend hierbij is belastingsituatie B waarbij geldt:

$V_d = 113 \text{ kN/m}$  en  $H_d = 50 \text{ kN/m}$ . De effectieve breedte bedraagt:  $b' = 1,10 \text{ m}$ .

( $V_d$  werkt op een effectieve breedte van  $3 - 2 \cdot 0,2 = 2,6 \text{ m}$ ; door de invloed van de horizontale kracht  $H_d$  wordt deze breedte verder gereduceerd tot  $b' = 2,6 - 2 \cdot 0,75 = 1,1 \text{ m}$  (formule 6.3.1); waarbij de waarde 0,75 ontstaat uit vergelijking 6.3.3  $e_B = 50 \cdot 1,7 / 113 = 0,75 \text{ m}$ )

De remkracht  $H_d$  kan in beide richtingen werken, waarbij de richting vanuit oprit naar tunneldek het meest kritiek is. Daarbij dient tevens de actieve gronddruk uit de aanvulling achter de fundering te worden gesommeerd, zodat geldt:

$$H_{tot;d} = H_d + 1,2 \cdot K_a \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma'_{aanvulzand} \cdot h^2$$

Voor de actieve gronddruk kan in deze situatie worden uitgegaan van conservatief ingeschatte waarden  $\gamma'_{aanvul} = 18 \text{ kN/m}^3$  en  $\varphi'_{aanvul} = 30^\circ$ . Voor de verkeersbelasting kan worden uitgegaan van 20 kPa. De totale horizontale belasting wordt dan:

$$H_{tot;d} = 50 + 1,2 \cdot \tan^2(45 - \frac{1}{2}33^\circ) \cdot \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot (19,2 - 17,5)^2 = 60,4 \text{ kN/m}$$

#### Stap 2b: Horizontale draagkracht in ongedraineerde toestand

Voor het ongedraineerde horizontaal draagvermogen geldt bij een effectieve breedte van 1,1 m in situatie B:

$$R_{h;d} = \frac{150}{1,35} \cdot 1,1 = 122,2 \text{ kN/m} \geq H_{\text{tot};d} \quad \text{dus ongedraineerde afschuifweerstand voldoet.}$$

Toetsing van een situatie waarbij water of lucht in het contactvlak tussen fundering en ongedraineerde klei kan komen, is gezien de aanwezige dekking niet aan de orde.

#### Stap 2c: Horizontale draagkracht in gedraineerde toestand

Voor het gedraineerde horizontaal draagvermogen geldt met de minimale belasting  $V_d = 113$  kN en  $\delta'_d = \phi'_d$  (in het werk gestort):

$$R_{h;d} = 113 \cdot \tan 29,5^\circ = 63,9 \text{ kN/m}$$

Over de dekking van 0,8 m zal er passieve gronddruk worden gemobiliseerd. Gelet op de bermbreedte van 3,5 m zal de helling hierbij nauwelijks van invloed zijn.

Voor de passieve gronddruk geldt op basis van constructieve belastingen:

$$R_{p;d} = 0,9 \cdot K_p \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma'_{\text{dekking}} \cdot h^2 = 0,9 \cdot \tan^2(45 + \frac{1}{2} \cdot 33^\circ) \cdot \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 0,8^2 = 17,5 \text{ kN/m}$$

$$R_{h;d} + R_{p;d} = 81,4 \text{ kN/m} \geq H_{\text{tot};d} \quad \text{dus gedraineerde afschuifweerstand voldoet.}$$

#### Stap 3: Toetsing algehele stabiliteit

Als gevolg van het aanwezige talud moet worden vastgesteld of een aanvullende stabiliteitsberekening benodigd is. Dit is het geval als de taludhelling  $\beta > 0,5 \cdot \phi'_{\text{gem};d}$ . De helling verloopt vanaf fundering tot verhardingslaag in onderdoorgang met een hoogte van  $18,3 - 16,0 = 2,3$  m over een lengte van  $3,5 + 6,5 = 10$  m en bedraagt:  $\beta = 13,0^\circ$ . Aangezien in geval B geldt:  $\phi'_{\text{gem};d} = 27,9^\circ$  wordt voldaan aan de bovenstaande eis en kan worden gesteld dat de totale stabiliteit verzekerd is. Een aanvullende stabiliteitsberekening is niet meer nodig.

#### Stap 4: Toetsing kantelstabiliteit

Toetsing van de kantelstabiliteit kan worden uitgevoerd op basis van de BGT volgens de EAU. De BGT is berekend in situatie C, waarbij  $b' = 2,6$  m. Aangezien  $b' > 2/3 \cdot B$  valt de resultante binnen de kern van de doorsnede en is conform de EAU de kantelstabiliteit verzekerd.

Volgens NEN-EN 9997-1 geldt in de UGT dat een aanvullende berekening van het bezwijkvlak in de andere richting in combinatie met een dekking gelijk aan 0 niet aan de orde is, aangezien voor maatgevende situatie B geldt, dat  $b' = 1,1 > 1/3 \cdot B = 1,0$ .

#### Stap 5: Toetsing verplaatsingen uiterste grenstoestand

Deze stap is niet nader beschouwd in het voorbeeld.

#### Stap 6a: Bepaling belastingen en effectieve afmetingen voor zakkingsberekening

De belastingen en effectieve afmetingen voor de zakkingsberekening zijn berekend in situatie C; zie tabel 6.3.3.

#### Stap 6b. Berekening spanningspreiding in de diepte

De zakking wordt hoofdzakelijk bepaald uit de aanwezige stijvere kleilaag die zich tussen de zandlagen bevindt. Om de zakking te berekenen, zijn de oorspronkelijke spanning en spanningsverhoging berekend in het laagmidden op NAP +15,5 m. Voor de strookfundering met breedte  $b' = 2,6$  m en een gemiddelde funderingsdruk  $\sigma_{\text{gem};d} = 125 / 2,6 = 48$  kPa volgt voor

de spanningstoename op een diepte van  $17,5 - 15,5 = 2,0$  m recht onder het funderingsvlak volgens *vuistregel 6.3.39*:

$$\Delta\sigma = \frac{48 \cdot 2,6}{2,6 \cdot 2,0} = 30,26 \text{ kPa}$$

*Stap 6c. Berekening zakking*

De zakking van de fundering zal hoofdzakelijk worden bepaald uit de zakking van de 1,0 m dikke kleilaag tussen NAP +16 en +15 m. De oorspronkelijke spanning in het laagmidden bedraagt, vanaf maaiveldniveau op NAP +18,3 m:  $2,3 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3 + 0,5 \text{ m} \times (21 - 10) \text{ kN/m}^3 = 46,9 \text{ kPa}$ . Voor de primaire zakking van de fundering volgt conform NEN-EN 9997-1 als gevolg van de spanningstoename in het midden van de kleilaag van 31,6 kPa, op basis van de samendrukkingsindices uit tabel 6.3.3:

$$s_1 = \frac{0,126}{1 + 0,65} \cdot 1,0 \cdot \log \frac{46,9 + 31,6}{46,9} = 0,017 \text{ m}$$

De seculaire zetting vormt alleen in zachte kleien en veengronden een substantieel deel van de totale zetting. Voor de seculaire zakking geldt, na een periode van 10.000 dagen (27 jaar):

$$s_2 = 0,003 \cdot 1,0 \cdot \log \frac{10.000}{1} = 0,012 \text{ m}$$

De totale zetting in de eindsituatie bedraagt dus 0,029 m. Hierbij moet worden opgemerkt, dat de seculaire zetting een autonome (spanningsonafhankelijke) zetting betreft. Een spanningsafhankelijke benadering met Koppejan leidt voor deze stijve klei tot een lagere kruip van 0,005 mm in plaats van 0,012 mm.

*Stap 6d. Berekening relatieve rotatie*

Relatieve rotatie is hier niet aan de orde aangezien slechts één strookfundering is beschouwd.

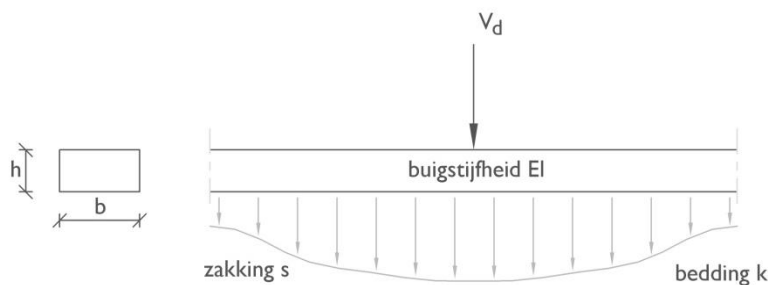
*Stap 6e. Toetsing op deformatie-eisen*

Voor wegen en kunstwerken gelden geen harde algemene deformatie-eisen. Deze zijn veelal afhankelijk van de constructie en de functie. In de praktijk wordt voor wegconstructies vaak een restzettingseis van 0,10 m genoemd en voor aansluiting met kunstwerken maximaal 5 cm. De te verwachte zetting van 2 à 3 cm ligt dus beneden deze toelaatbare waarde.

## 6.4 Berekening funderingen als elastisch ondersteunde elementen

### 6.4.1 Door een puntlast belaste funderingsbalk

Bij funderingen die relatief slap zijn en hierdoor geen uniform verdeelde funderingsdruk ontwikkelen, speelt de elastische ondersteuning een rol in de krachtsverdeling. De spanningsverdeling in elastisch ondersteunde funderingselementen hangt af van de verhouding tussen de stijfheid van de fundering en die van de grond. Voorbeelden van dergelijke funderingen zijn strook- of plaatfunderingen die geconcentreerd worden belast, bijvoorbeeld door kolommen.



**Figuur 6.4.1** Strookfundering als continu verend ondersteunde buigligger

Bij een door een puntlast belaste funderingsstrook wordt de verhouding tussen stijfheid van de funderingsstrook en van de ondergrond als volgt berekend aan de hand van de parameter  $\beta$  [6.14] (figuur 6.4.1):

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k'}{4EI}} \quad \text{of} \quad \beta = \sqrt[4]{\frac{k \cdot b'}{4EI}} \quad (6.4.1)$$

waarbij  $k'$  de beddingconstante van de ondergrond is, omgerekend in  $[\text{kN}/\text{m}^2]$  en  $EI$  de buigstijfheid van de strookfundering in  $[\text{kNm}^2]$ . De beddingconstante in  $[\text{kN}/\text{m}^2]$  kan worden omgerekend uit de beddingconstante in  $[\text{kN}/\text{m}^3]$  op basis van de effectieve breedte van de strookfundering  $b'$ :

$$k' = k \cdot b' \quad (6.4.2)$$

In plaats van de parameter  $\beta$  kan ook de kniklengte worden toegepast. Deze is de reciproke waarde van  $\beta$ :

$$l_0 = \frac{1}{\beta} = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k'}} \quad \text{of} \quad l_0 = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k \cdot b'}} \quad (6.4.3)$$

Aan de hand van de kniklengte kan vervolgens de effectieve lengte van het funderingsoppervlak worden bepaald, waarbij evenwicht is tussen de belasting (gemiddelde funderingsdruk) en de reactie van de elastische ondersteuning:

$$l' = 2 \cdot l_0 = \frac{2}{\beta} \quad (6.4.4)$$

Voor de formules (6.4.1) t/m (6.4.4) geldt:

- $\beta$  verhouding tussen stijfheid ligger en grond  $[\text{m}^{-1}]$
- $l_0$  kniklengte:  $l_0 = 1/\beta = \lambda / (2\pi)$   $[\text{m}]$
- $l'$  effectieve lengte bij krachteenwicht  $[\text{m}]$
- $\lambda$  natuurlijke golflengte (wordt vaak als alternatief voor  $\beta$  gebruikt)  $[\text{m}]$
- $EI$  buigstijfheid ligger  $[\text{kNm}^2]$
- $k$  beddingconstante grond  $[\text{kN}/\text{m}^3]$
- $k'$  stijfheid grond  $[\text{kN}/\text{m}^2]$
- $b'$  effectieve breedte van de ligger  $[\text{m}]$

De beddingsconstante kan worden bepaald uit de gemiddelde funderingsdruk t.g.v. de puntlast  $V_d$  en de berekende zakking daarvan:

$$k = \frac{V_d}{s_{1;d} \cdot b' \cdot \ell'} = \frac{\sigma_{gem;d}}{s_{1;d}} \quad (6.4.5)$$

Daarbij geldt:

- $k$  beddingsconstante grond [ $\text{kN/m}^3$ ]
- $V_d$  puntlast [ $\text{kN}$ ]
- $b'$  effectieve breedte van de ligger [ $\text{m}$ ]
- $\ell'$  effectieve lengte van de ligger [ $\text{m}$ ]
- $s_{1;d}$  berekende zakking
- $\sigma_{gem;d}$  gemiddelde funderingsdruk [ $\text{kPa}$ ]

Met behulp van een vierde orde differentiaalvergelijking kan de zakking als functie van  $x$  ten gevolge van een snedekracht in de ligger  $P (= 0,5 \cdot V_d)$  als volgt worden bepaald [6.14]:

$$s(x) = -\frac{P\beta\sqrt{2}}{k'} e^{-\beta x} \sin\left(\beta x + \frac{\pi}{4}\right) \quad (6.4.6)$$

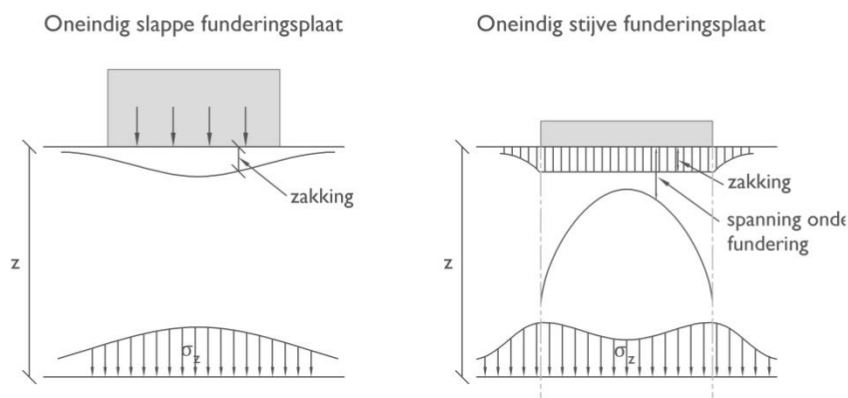
De maximum zakking geldt in  $x = 0$  en is gelijk aan  $P\beta/k'$ . Voor het buigend moment in de strokenfundering geldt [6.14]:

$$M(x) = -\frac{P}{\beta\sqrt{2}} e^{-\beta x} \sin\left(\beta x - \frac{\pi}{4}\right) \quad (6.4.7)$$

Het maximum moment geldt in  $x = 0$  en is gelijk aan  $P/(2\beta)$ . De maximum dwarskracht in  $x = 0$  is natuurlijk gelijk aan  $P$ . De hoekverdraaiing wordt voor de berekening van de fundering hier verder buiten beschouwing gelaten.

#### 6.4.2 Door een kolomlast belaste plaatfundering

*De spanningsverdeling in de plaatfundering hangt af van de verhouding tussen de stijfheid van de fundering en die van de grond, zoals in de vorige paragraaf is aangegeven bij de strookfundering. Bij een plaatfundering speelt de stijfheidverhouding een nog grotere rol, en wel in 2 richtingen. Voor de vervorming van de plaat en de verdeling van de reactiekracht kunnen twee uitersten worden benaderd, zoals weergegeven in figuur 6.4.2.*



**Figuur 6.4.2**  
Schematisering kolom op een betonplaat

*De gronddrukverdeling onder een kolom op een betonplaat kan worden benaderd met behulp van de theorie volgens Westergaard. Daarbij wordt, evenals bij de door een puntlast belaste strokenfundering uit paragraaf 6.4.2, een kniklengte  $l_0$  bepaald uit de verhouding tussen buigstijfheid van de plaat en de stijfheid van de grond. De buigstijfheid van de plaat wordt echter per strekkende meter bepaald. Voor  $l_0$  geldt dan (vergelijking (6.4.4) blz. 33):*



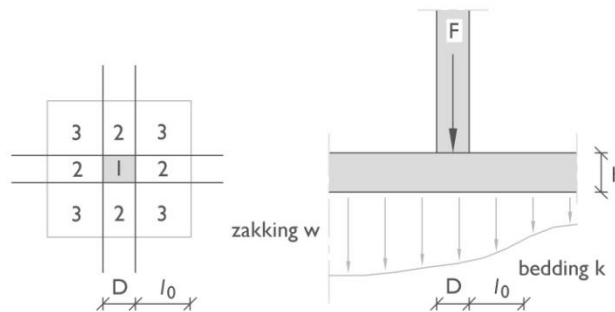
$$l_0 = \frac{1}{\beta} = \sqrt[4]{\frac{4D'}{k}} \quad (6.4.8)$$

$$D' = \frac{E \cdot h^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (6.4.9)$$

Daarbij geldt:

- $l_0$  kniklengte [m]
- $k$  beddingsconstante [ $\text{kN}/\text{m}^3$ ]
- $D'$  plaatstijfheid [ $\text{kNm}^2/\text{m}$ ]
- $E$  elasticiteitsmodulus plaat [ $\text{kPa}$ ]
- $h$  plaatdikte [m]
- $\nu$  dwarscontractie [ - ]

Om de gronddruk-verdeling te kunnen bepalen, wordt de plaat in negen gebieden verdeeld, afhankelijk van de kolomdiameter  $D$  (equivalente diameter teruggerekend naar een vierkante doorsnede), zoals aangegeven is in figuur 6.4.3.



**Figuur 6.4.3**  
Schematisering kolom op een betonplaat

De sommatie van  $F_1$ ,  $\Sigma F_2$  en  $\Sigma F_3$  in de gebieden 1, 2 en 3 leidt tot de volgende relatie:

$$V_d = s_{1,d} \cdot k \cdot (D + 2 \cdot l_0)^2 \quad (6.4.10)$$

Voor de zakking en de gronddruk-verdeling geldt dan:

$$s_{1,d} = \frac{V_d}{k \cdot (D + 2 \cdot l_0)^2} \quad (6.4.11)$$

$$\sigma'_{gem,d} = \frac{V_d}{(D + 2 \cdot l_0)^2} \quad (6.4.12)$$

Het draagvermogen wordt bepaald door de plaat te schematiseren als vierkante poer met een breedte  $B = (D + 2 \cdot l_0)$ . Verder is door Westergaard een relatie gegeven om de maximum buigende momenten te berekenen, die op basis van de biharmonische plaatvergelijking kan worden afgeleid:

$$D \cdot \nabla^2 \nabla^2 w = p \quad (6.4.13)$$

De momenten hebben als eenheid [ $\text{kNm}/\text{m}$ ] en kunnen voor gebieden 2 en 3 als volgt worden bepaald:

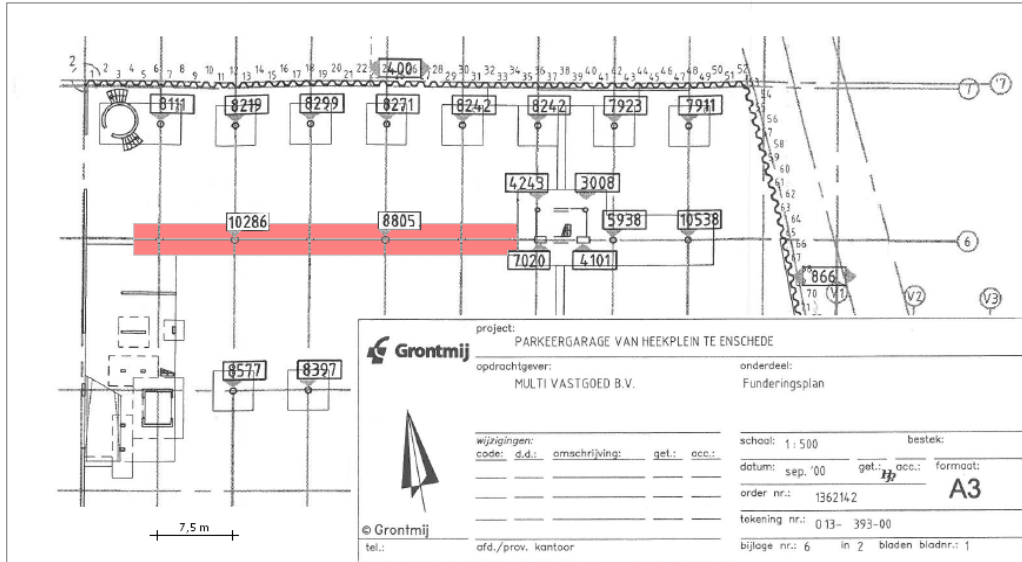
$$m_2 = 0,5 \cdot s_{1,d} \cdot k \cdot l_0^2 \quad (6.4.14)$$

$$m_3 = 0,8 \cdot s_{1,d} \cdot k \cdot l_0^2 \quad (6.4.15)$$

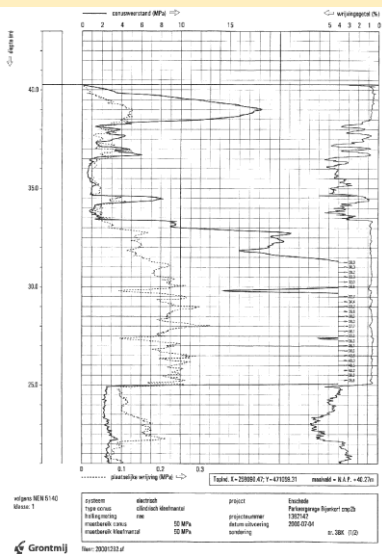
### 6.4.3 Voorbeeldberekening 2: berekening strookfundering als ligger

Ten behoeve van de realisatie van de 2-laagse ondergrondse parkeergarage onder het Van Heekplein in Enschede, is voor de kelder een strokenfundering ontworpen op een funderingsniveau NAP +32,0 m. Op deze betonnen balk met breedte  $b' = B = 3,0$  m en hoogte 1,0 m staan de kolommen van de parkeerkelder met h.o.h. afstanden van 15,0 m. De maximum kolombelasting voor het gearceerde funderingselement uit figuur 6.4.4 bedraagt:  $V_d = 10.286$  kN. Gevraagd is om deze funderingsstrook te toetsen op draagkracht en het maximum moment daarin te berekenen, uitgaande van één puntlast.

**Figuur 6.4.4** Funderingsplan parkeerkelder De Bijenkorf, Van Heekplein te Enschede; (bron: Grontmij)



**Figuur 6.4.5** Sondering 3BK; (bron: Grontmij)



**Figuur 6.4.6** Storten beton in bekisting strookfundering; (bron: Grontmij)



De bodemopbouw volgt uit de sondering in figuur 6.4.5. De ondergrond bestaat uit vast gepakt zand met  $\gamma_{\text{sat}} = 20$  kN/m<sup>3</sup> en een hoek van inwendige wrijving  $\phi'_k = 35^\circ$ . De dekking van 1,2 m wordt als geheel onderwater beschouwd (grondwaterstand dus op NAP +33,2 m). De beddingsconstante van de ondergrond voor de strook bedraagt:  $k_v = 40.000$  kN/m<sup>3</sup>.

De betonnen strookfundering heeft een gescheurde stijfheid:  $E = 15.000$  MPa. De buigstijfheid wordt hiermee:

$$EI = 1,5 \cdot 10^7 \cdot 1/12 \cdot 3,0 \cdot 1,0^3 = 3,75 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2.$$

Hieruit volgt voor de stijfheidsverhouding:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{40.000 \cdot 3,0}{4 \cdot 3,75 \cdot 10^6}} = 0,299 \text{ m}^{-1}$$

De effectieve lengte is gelijk aan twee x de kniklengte, die volgt uit de stijfheidsverhouding:

$$\ell' = 2 \cdot l_0 = 2 \cdot \frac{1}{\beta} = 6,69 \text{ m}$$

Voor de draagkracht dient de fundering te worden beschouwd als een rechthoekige poer met een effectief funderingsoppervlak:  $A' = b' \cdot \ell'' = 20,1 \text{ m}^2$ . De gemiddelde funderingsdruk bedraagt dus:  $\sigma_{\text{gem};d} = 10.286 / 20,1 = 512,7 \text{ kPa}$ . De vormfactoren zijn gemakshalve alle gelijkgesteld aan 1,0. Op basis van *formule (6.3.12)* volgt dan:

$$\sigma'_{v;\text{max};d} = 0 + 1,2 \cdot \left(\frac{20}{1,1} - 10\right) \cdot 21,4 + \frac{1}{2} \cdot 3,0 \cdot \left(\frac{20}{1,1} - 10\right) \cdot 24,8 = 514,4 \text{ kPa}$$

$$R_{v;d} = 514,4 \cdot 3,0 \cdot 6,69 = 10,324 \text{ kN}$$

De draagkracht is dus voldoende om de belasting van 10.286 kN te kunnen dragen. Voor het maximum moment in de strook moet eerst de dwarskracht  $P$  worden bepaald, waarbij geldt dat :

$P = 1/2 \cdot V_d = 5143 \text{ kN}$ . Het maximum moment bedraagt dan recht onder de kolombelasting:  $M_{\text{max};d} = 5143 / (2 \cdot 0,299) = 8.595 \text{ kNm}$  en als functie van  $x$  (met de kolom op  $x = 0$ ):

$$M(x) = -\frac{5143}{0,299\sqrt{2}} e^{-0,299x} \sin\left(0,299x - \frac{\pi}{4}\right)$$

De maximale zakking bedraagt:  $s_{\text{max}} = 5143 \cdot 0,299 / (40.000 \cdot 3) = 0,013 \text{ m}$ . Deze kan ook worden berekend op basis van de gevonden effectieve afmetingen, waarbij:  $s_{\text{max}} = \sigma_{\text{gem};d} / k = 512,7 / 40.000 = 0,013 \text{ m}$ .

## 6.5 Berekening van kelderfunderingen

### 6.5.1 Algemeen

In principe zullen kelderfunderingen op dezelfde wijze kunnen worden berekend als andere funderingen op staal. De belastingen die door de grond op een kelderfundering en op de kelderwanden worden uitgeoefend, dienen conform NEN-EN 9997-1 [6.3] te worden beschouwd als constructieve belastingen met de karakteristieke waarde van de grondeigenschappen. Op de berekende gronddruk moet de partiële factor volgens tabel 6.2.1 (constructieve belastingen voor constructies uit groep B) zijn toegepast.

Naast gelijkenissen, zijn enkele belangrijke verschillen te noemen met funderingen op staal zoals behandeld in de voorgaande paragrafen. Naast dat over een zo groot mogelijk oppervlak de belasting wordt gespreid, wat in feite ook bij een plaatfundering het geval is, zal de toename in korrelspanning op ontgravingsniveau minimaal blijven bij het aanbrengen van de belasting, in vergelijking met de oorspronkelijke korrelspanning (in het Engels wordt dit 'principle of buoyancy' genoemd). Hierdoor zal de totale zetting en daarmee ook de verschilzettingen onder de fundering aanzienlijk kunnen worden gereduceerd. Het principe wordt in feite verkregen door een holle, open constructie op zodanige diepte te plaatsen, dat het (effectieve) gewicht van de verwijderde grond gelijk, of zelfs iets lager is dan het gecombineerde gewicht van de kelderfundering en de bovenbouw.

Als voorbeeld een ontgraving van 4,5 m, waarbij de oorspronkelijke korrelspanning op ontgravingsniveau circa 80 kN/m<sup>2</sup> bedraagt. De kelderfundering zelf weegt circa 25 kN/m<sup>2</sup>, dus zou er in theorie nog een bovenbelasting van 50 kN/m<sup>2</sup> op de kelderfundering kunnen worden geplaatst, zonder dat er enige bijkomende zettingen zullen plaatsvinden. Dit zou betekenen, dat bij een gebouw van 4 verdiepingen plus kelder op een samendrukbare ondergrond theoretisch geen zettingen zouden optreden. In de praktijk is het nauwelijks mogelijk de belasting en de ontgravingsdiepte zodanig op elkaar af te stemmen, dat geen (rest)zettingen zullen optreden. Zo zullen variaties in grondwaterstand (opdrijven) en rustende belastingen van invloed zijn.

Een andere factor die van invloed is op de zettingen van een kelderfundering, is de 'reconsolidatie' van de grond, nadat zwel is opgetreden als gevolg van het ontgraven voor de kelderfundering. De zwel zal worden gevolgd door een consolidatie van de ondergrond, op het moment dat de bovenbouw is aangelegd.

Voor het ontwerp van de kelderfundering, het bepalen van de ontgravingsdiepte, is het van belang rekening te houden met enige netto belastingstoename op de ondergrond, als gevolg van het totale eigen gewicht van de constructie en de volledige rustende belasting, uitgaande van de maximaal toelaatbare vervormingen (1 : 300) in de uiterste grenstoestand en bruikbaarheidsgrenstoestand.

Belangrijke aspecten die in beschouwing dienen te worden genomen bij het ontwerp zijn:

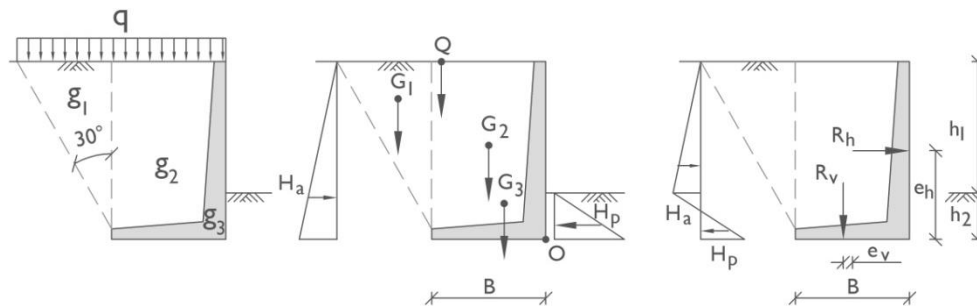
- het gewicht van de verwijderde grond;
- de druk van het grondwater;
- het eigen gewicht van de kelderfundering;
- de bovenbelasting tijdens de uitvoeringsfase;
- de bovenbelasting als gevolg van de bovenbouw.

## 6.6 Berekening van een keermuur op staal

### 6.6.1 Algemeen

Een keermuur is een gewichtsmuur die de horizontale belasting op de muur kan afdragen (via wrijving) door zijn eigen gewicht te laten tegenwerken (figuur 6.6.1). Door een voetplaat toe te passen, kan het tegenwerkend gewicht nog worden vergroot.

Strikt genomen vallen op staal gefundeerde kerende constructies niet onder funderingen maar onder de categorie "grondkerende constructies, niet-zijnde funderingen". Het onderscheid heeft met name betrekking op de toe te passen veiligheidsbenadering in de uiterste grenstoestand. Bij de partiële factoren is dit onderscheid gemaakt; zie tabellen 6.2.1 en 6.2.2.



**Figuur 6.6.1** Belastingen op een keermuur (L-wand)

### 6.6.2 Horizontale gronddruk

De hoofdfunctie van een kerende constructie is het dragen van een verschil in horizontale druk. Dit kan zowel gronddruk als waterdruk zijn. Bij een grondkerende functie kan de horizontale gronddruk achter de kerende constructie worden berekend uit de verticale korrelspanningen door middel van een horizontale gronddrukcoëfficiënt  $K$  (figuur 6.6.2). Algemeen geldt hierbij:

$$K = \frac{\sigma'_{xx}}{\sigma'_{zz}} = \frac{\sigma'_{yy}}{\sigma'_{zz}} = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (6.6.1)$$

Daarin is:

- $K$  horizontale gronddrukcoëfficiënt [-]
- $\sigma'_{xx}$  horizontale gronddruk [kPa]
- $\sigma'_{zz}$  verticale gronddruk [kPa]
- $\nu$  dwarscontractiecoëfficiënt [-]

Uit de cirkel van Mohr-Coulomb kan op eenvoudige wijze een verband worden gevonden tussen de hoofdspansingen  $\sigma'_{xx}$  en  $\sigma'_{zz}$  (of  $\sigma'_{yy}$  en  $\sigma'_{zz}$ ), als functie van  $\varphi$  en  $c$ . De grootste hoofdspansing is  $\sigma'_1$  en de kleinste  $\sigma'_3$ . Door de kleinste hoofdspansing  $\sigma'_3$  buiten haakjes te brengen, volgt:

$$\sigma'_3 = K_a \sigma'_1 - 2c \sqrt{K_a} \quad (6.6.2)$$

waarin

$$K_a = \tan^2(45 - \frac{1}{2}\varphi) \quad (6.6.3)$$

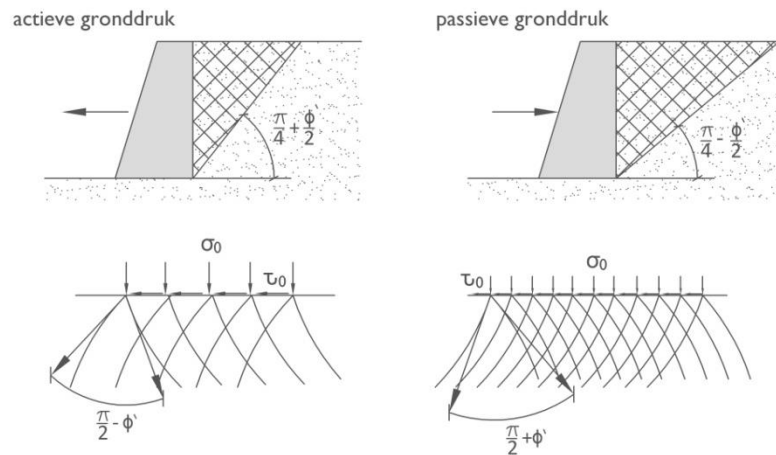
Indien de grootste hoofdspansing buiten haakjes wordt gebracht, volgt:

$$\sigma'_1 = K_p \sigma'_3 + 2c \sqrt{K_p} \quad (6.6.4)$$

waarin

$$K_p = \tan^2(45 + \frac{1}{2}\varphi) \quad (6.6.5)$$

**Figuur 6.6.2** Actieve en passieve grond-  
druk (F. Schlosser,  
(bron: [6.11])



#### *Actieve gronddruk*

Rankine (1857) heeft voor een kerende constructie deze twee spanningstoestanden als twee extreme situaties gedefinieerd. In geval dat de grond zijdelings meegeeft, dus dat de grond de constructie wegdukt, spreekt men van actieve gronddruk. Hierbij zal de laagste grond-  
drukcoëfficiënt, de actieve gronddrukcoëfficiënt  $K_a$ , worden toegepast.

#### *Passieve gronddruk*

In geval dat de wand de grond zijdelings wegdukt, zal de gronddruk maximaal zijn. Men spreekt van passieve gronddruk. Hierbij zal de hoogste gronddrukcoëfficiënt, de passieve  
gronddrukcoëfficiënt  $K_p$ , worden toegepast.

#### *Neutrale gronddruk*

In theorie is er sprake van neutrale gronddruk op een starre wand, indien deze absoluut niet verplaatst. Voor de neutrale gronddrukcoëfficiënt  $K_0$  wordt in de literatuur vaak de correlatie  $1 - \sin \varphi$  gegeven. In theorie is de neutrale gronddruk nog onbepaald en zal de waarde liggen  
tussen 0,5 en 1.

Voor de berekening en de formules van de horizontale gronddruk wordt verwezen naar het  
hoofdstuk "Ontwerp van bouwkuipen".

### 6.6.3 Stappenplan keermuur op staal volgens NEN-EN 1997-1

Voor de berekening van een op staal gefundeerde keermuur moeten de in paragraaf 6.2.5 genoemde bezwijkmechanismen uit NEN-EN 1997-1 worden getoetst. Op basis hiervan is hieronder een stappenplan weergegeven, waarin de meeste stappen uit het stappenplan voor funderingen op staal zijn overgenomen.

1. Toetsing verticaal draagvermogen:
  - a. bepaling belasting en effectieve afmetingen funderingsvlak;
  - b. bepaling invloedsdiepte;
  - c. toets verticale draagkracht in ongedraineerde toestand (indien van toepassing);
  - d. toets verticale draagkracht in gedraineerde toestand;
  - e. toets op doorponzen (indien van toepassing);
  - f. toets op zijdelings wegpersen (indien van toepassing).
2. Toetsing weerstand tegen horizontaal glijden:
  - a. bepaling belasting en effectieve afmetingen funderingsvlak;
  - b. toets horizontale draagkracht in ongedraineerde toestand (indien van toepassing);
  - c. toets horizontale draagkracht in gedraineerde toestand.
3. Toetsing algehele stabiliteit.
4. Toetsing kantelstabiliteit (krachten met grote excentriciteit).
5. Toetsing bezwijken van de constructie door verplaatsing van de fundering.
6. Toetsing zakkings en zakkingsverschillen:
  - a. bepaling belasting en effectieve afmetingen funderingsvlak;
  - b. berekening spanningsspreiding in de diepte;
  - c. berekening zakking;
  - d. berekening zakkingsverschil;
  - e. toetsing op deformatie-eisen.

De bovengenoemde stappen zijn uitvoerig uiteengezet in paragraaf 6.3. Verder wordt er ook verwezen naar de formules, weergegeven in paragraaf 6.3.2 t/m 6.3.7.

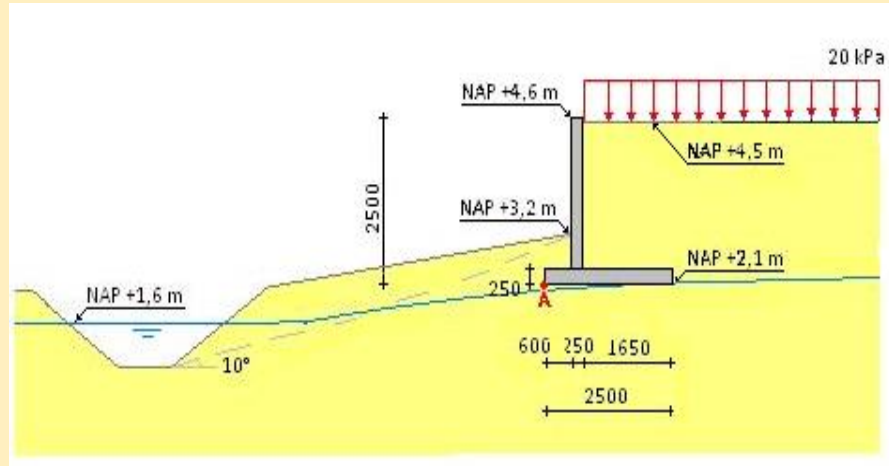
Aan de hand van een voorbeeldberekening in de volgende paragraaf wordt verder ingegaan op de berekening van een op staal gefundeerde keermuur.

### Stappenplan 6.2 Toetsing keermuren

### 6.6.4 Voorbeeldberekening 3: op staal gefundeerde keermuur

In het kader van de verbreding van de rondweg A2 te 's Hertogenbosch is in dit voorbeeld een kerende constructie voor de verbreding aan de noordzijde uitgewerkt. Als gevolg van beperkte ruimte bleek een taludoplossing niet mogelijk en is een variant ontworpen bestaande uit een op staal gefundeerde L-muur, zoals weergegeven in figuur 6.6.3. De prefab betonnen L-wand heeft een breedte en hoogte van 2,5 m en is gefundeerd op een niveau NAP +2,1 m.

**Figuur 6.6.3** Variant L-muur verbreding A2; (bron: Grontmij)

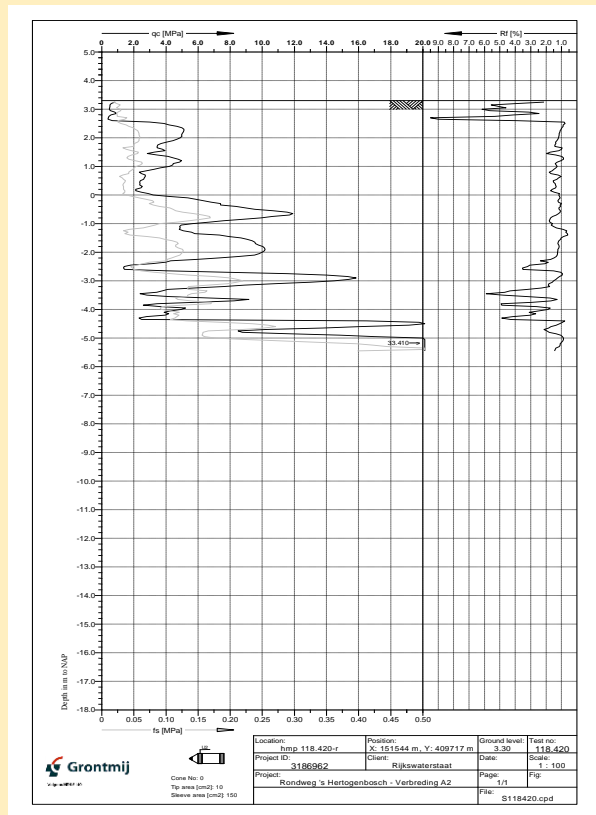


Op de keermuur is een bovenbelasting van 20 kPa aangehouden voor het wegverkeer (representatieve waarde). Aan de passieve zijde bevindt zich een sloot, zodat een reductie van de passieve gronddruk als gevolg van maaiveldhelling is meegenomen met een hoek  $\beta_p = 10^\circ$ . Voor de aanvulling is in eerste instantie uitgegaan van een zandaanvulling met een veldvochtig volumegewicht  $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$ .

**Figuur 6.6.4** Sondering hmp 118.420-r; (bron: Grontmij)

De bodem is geschematiseerd op basis van sondering hmp 118.420-r (figuur 6.6.4). Voor de bodemopbouw over de invloeddiepte is uitgegaan van één homogeen los gepakt zandpakket, met een veldvochtig volumegewicht van  $17 \text{ kN/m}^3$  en een verzadigd volumegewicht van  $19 \text{ kN/m}^3$  (dus rekenwaarde effectief volumegewicht:  $\gamma'_d = 7,3 \text{ kN/m}^3$ ). Het zand is cohesieloos en heeft een hoek van inwendige wrijving  $\varphi'_{rep} = 30^\circ$ . Voor het eigen gewicht van de keermuur is uitgegaan van een volumegewicht van beton van  $23 \text{ kN/m}^3$ . Voor de wandwrijving geldt hier:  $\delta' = 2/3 \varphi'$ .

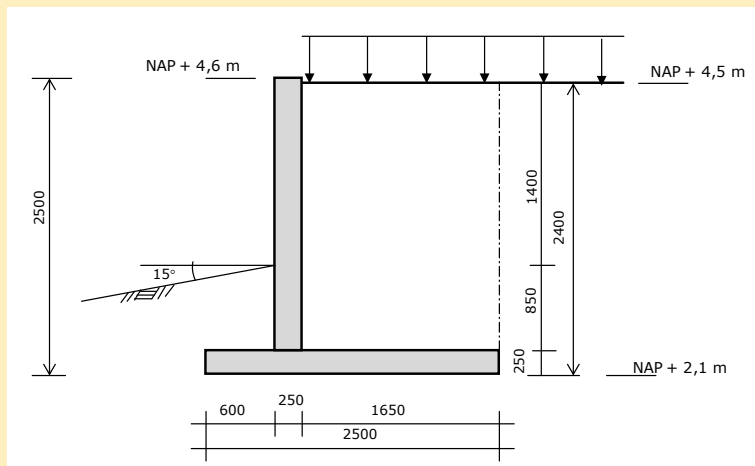
De constructie is beschouwd in RC1 met volledige actieve gronddruk en 50% passieve gronddruk. De mate van vervorming en zakking van de L-wand is buiten beschouwing gelaten en daarom zijn alleen de stappen 1 t/m 4 (stappenplan 6.2) beschouwd.





Voor de toetsing van het draagvermogen kan de constructie als strookfundering worden geschematiseerd (figuur 6.6.5).

Het gemiddelde maaiveldniveau boven de 'hak' van de L-wand ligt op NAP +3,2 m -  $\frac{1}{2} \cdot 0,6 \text{ m} \cdot \tan 10^\circ = \text{NAP} + 3,15 \text{ m}$ . Het maaiveldniveau boven het kantelpunt ligt op  $\text{NAP} + 3,2 \text{ m} - 0,6 \text{ m} \cdot \tan 10^\circ = \text{NAP} + 3,09 \text{ m}$ .



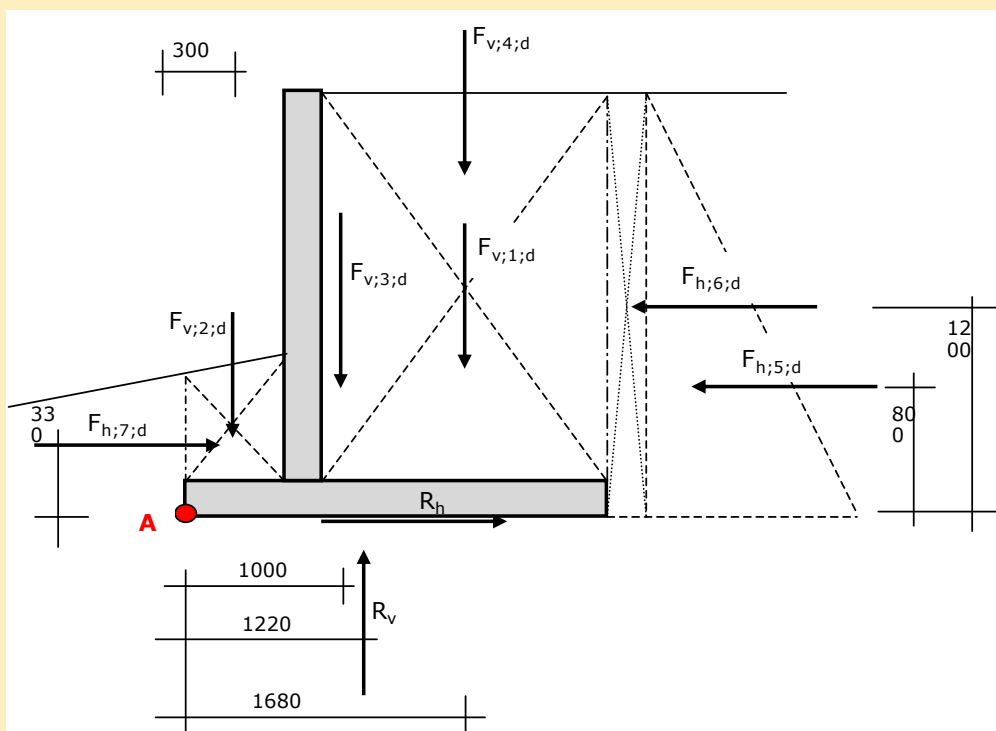
**Figuur 6.6.5.**  
Schematisering Variant L-muur verbreding A2

*Stap 1a: Bepaling belasting en effectieve breedte*

De draagkracht is getoetst in de uiterste grenstoestand voor situatie A (verticale belastingen maximaal, maatgevend voor verticale draagkracht) en situatie B (verticale belastingen minimaal, maatgevend voor toetsing op afschuiven). De totale verticale belasting is opgebouwd uit:

- het eigen gewicht van de L-wand;
- rustende belasting grondmoot op voet van de L-wand;
- de bovenbelasting op de grondmoot, op de voet van de L-wand;
- het gewicht van de grond aan de actieve zijde achter de voet;
- de bovenbelasting op de grond aan de actieve zijde achter de voet (er is geen negatieve kleef uit grondgewicht achter de grondmoot meegenomen).

De keermuur valt in veiligheidsklasse RC1, waardoor de belastingfactoren dienen te worden gecorrigeerd met een factor 0,9. Conform NEN-EN 9997-1 zijn voor keermuren de verticaal rustende belastingen ingedeeld in "groep B" en de belastingen die via horizontale gronddruk op de wand aangrijpen in "groep C".



**Figuur 6.6.6.**  
Schematisering belastingen op Variant L-muur verbreding A2

**Tabel 6.6.1**  
Belastingen op L-  
muur

Belastingen op L-muur	
Gewicht grondmoot actief	$F_{v;1;d}$
Gewicht grondmoot passief	$F_{v;2;d}$
Eigengewicht L-muur	$F_{v;3;d}$
Uniforme q-belasting	$F_{v;4;d}$
Actieve gronddruk achter moot	$F_{h;5;d}$
Actieve q-last achter moot	$F_{h;6;d}$
Passieve gronddruk voor hak	$F_{h;7;d}$

Voor situatie A wordt uitgegaan van de maximale verticale belasting en maximale horizontale belasting, waarbij conform tabel A.3 van NEN-EN 9997-1 de volgende partiële belastingfactoren van toepassing zijn (uitgaande van een klein aandeel van de veranderlijke belasting):

- eigen gewicht L-wand (groep B):  $\gamma_{F;dst} = 1,2 \cdot 0,9 = 1,09$ ;
- rustende belasting grondmoot boven voet (groep B):  $\gamma_{G;dst} = 1,20 \cdot 0,9 = 1,09$ ;
- bovenbelasting boven voet (groep B):  $\gamma_{Q;dst} = 1,5 \cdot 0,9 = 1,35$ ;
- eigen gewicht grond achter voet (groep C):  $\gamma_{G;dst} = 1,0$ ;
- bovenbelasting op grond achter voet (groep C):  $\gamma_{Q;dst} = 1,3 \cdot 0,9 = 1,17$ .

Voor situatie B wordt uitgegaan van de minimale verticale bovenbelasting en maximale horizontale belasting:

- eigen gewicht L-wand (groep B):  $\gamma_{F;dst} = 0,9$ ;
- rustende belasting grondmoot boven voet (groep B):  $\gamma_{G;dst} = 0,9$ ;
- bovenbelasting boven voet (groep B):  $\gamma_{Q;dst} = 0$ ;
- eigen gewicht grond achter voet (groep C):  $\gamma_{G;dst} = 1,0$ ;
- bovenbelasting op grond achter voet (groep C):  $\gamma_{Q;dst} = 1,3 \cdot 0,9 = 1,17$ .

#### Situatie A

Voor situatie A zijn de verticale belastingen als volgt:

- eigen gewicht L-wand:  $F_{v;3;d} = 1,09 \cdot (0,25 \cdot 2,25 \text{ m}^2 + 0,25 \cdot 2,5 \text{ m}^2) \cdot 23 \text{ kN/m}^3 = 29,80 \text{ kN/m}$  ;
- rustende en veranderlijke belastingen op voet (achterzijde) en hak (voorzijde) L-wand:
  - gewicht grondmoot voet:  $F_{v;1;d} = 1,09 \cdot 1,65 \text{ m} \cdot (4,50 - 2,35) \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 69,66 \text{ kN/m}$
  - gewicht grondmoot hak:  $F_{v;2;d} = 1,09 \cdot 0,60 \text{ m} \cdot (3,15 - 2,35) \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 9,39 \text{ kN/m}$ ;
  - uniforme belasting :  $F_{v;4;d} = 1,35 \cdot 1,65 \text{ m} \cdot 20 \text{ kPa} = 44,55 \text{ kN/m}$ .

De totale verticale belasting wordt:

$$V_d = 69,7 + 9,4 + 29,8 + 44,6 = 153,4 \text{ kN/m}.$$

De horizontale actieve gronddruk wordt berekend uit het eigen gewicht van de grond + bovenbelasting achter de grondmoot. De netto horizontale gronddruk wordt bepaald uit het verschil tussen actieve en passieve gronddruk. Hiervoor zijn de actieve en passieve gronddrukfactoren bepaald, op basis van de rekenwaarde van de hoek van inwendige wrijving  $\varphi'_d = \arctan[(\tan 30^\circ)/1,2] = 25,7^\circ$ , een wandwrijvingshoek  $\delta'_d$  uitgaande van  $\delta'_d = 2/3 \cdot \varphi'_d$  en de maaiveldhelling  $\beta_p = -15^\circ$  (let op de richtingen!!). Aan de passieve zijde leidt dit tot:

$$K_{a;d} = \frac{\cos^2(25,7^\circ + 0)}{\cos^2(0) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(25,7^\circ + 17,1^\circ) \cdot \sin(25,7^\circ - 0)}{\cos(0 - 17,1^\circ) \cdot \cos(0 + 0)}} \right]^2} = \frac{0,812}{2,419} = 0,336$$

$$K_{p;d} = \frac{\cos^2(25,7^\circ - 0)}{\cos^2(0) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(25,7^\circ - (-17,1^\circ)) \cdot \sin(25,7^\circ + (-10^\circ))}{\cos((-17,1^\circ) - 0) \cdot \cos(0 + (-10^\circ))}} \right]^2} = \frac{0,812}{0,311} = 2,608$$

Conform de eerder genoemde uitgangspunten wordt slechts 50% van de passieve gronddruk in rekening gebracht, zodat  $K_{p;50\%;d} = 1,304$ . De berekende gronddrukfactoren kunnen voor

cohesieloze grond zowel voor het grondgewicht als voor de bovenbelastingen worden aangehouden. Dit leidt tot de volgende belastingen:

Voor situatie A zijn de horizontale belastingen 5 t/m 7 als volgt:

- actieve druk grond achter moot:  $F_{h;5;d} = 0,336 \cdot \frac{1}{2}(4,5 - 2,1)^2 \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 17,40 \text{ kN/m}$ ;
- actieve druk q-last achter moot:  $F_{h;6;d} = 1,18 \cdot 0,336 \cdot (4,5 - 2,1) \cdot 20 \text{ kPa} = 19,01 \text{ kN/m}$  ;
- passieve druk grond vóór hak:  $F_{h;7;d} = 1,304 \cdot \frac{1}{2} \cdot (3,09 - 2,1)^2 \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 11,60 \text{ kN/m}$  .

De netto horizontale gronddruk wordt:

$$H_{net;d} = 17,4 + 19,0 - 11,6 = 24,8 \text{ kN/m.}$$

Teneinde de effectieve breedte te kunnen bepalen, moet de positie van de resultante worden bepaald. Hiervoor is bij elke berekende belasting de afstand van de belasting t.o.v. het kantelpunt **A** (aan het einde van de hak van de L-muur) bepaald en is vervolgens het kantelmoment berekend. De kantelmomenten uit de verticale krachten zijn samengevat in tabel 6.6.2. De kantelmomenten uit de horizontale krachten zijn samengevat in tabel 6.6.3.

component	grootheid	$\Delta F_{v;d}$ [kN/m]	hor. afstand t.o.v. A [m]	$\Delta M_{v;Ed}$ [kNm/m]
gewicht grondmoot actief	$F_{v;1;d}$	69,66	1,68	116,68
gewicht grondmoot passief	$F_{v;2;d}$	9,39	0,30	2,82
eigen gewicht keermuur	$F_{v;3;d}$	29,80	1,00	29,83
bovenbelasting (q-last) boven grondmoot	$F_{v;4;d}$	44,55	1,68	74,62
totaal:	$V_d$	153,40	223,95/153,40 = 1,46	223,95

**Tabel 6.6.2** Berekenende kantelmomenten uit verticale krachten (situatie A)

component	grootheid	$\Delta F_{h;d}$ [kN/m]	vert. afstand t.o.v. A [m]	$\Delta M_{h;Ed}$ [kNm/m]
actieve gronddruk grond achter moot	$F_{h;5;d}$	17,40	0,80	13,92
actieve gronddruk q-last achter moot	$F_{h;6;d}$	19,01	1,20	22,82
passieve gronddruk vóór hak	$F_{h;7;d}$	-11,60	0,33	-3,84
totaal:	$H_{net;d}$	24,82	32,89/24,82 = 1,33	32,89

**Tabel 6.6.3** Berekenende kantelmomenten uit horizontale krachten (situatie A)

De verticale resultante bevindt zich dus 1,46 m achter het kantelpunt en ligt in de rechterhelft van de voetplaat, wat gunstig is. De horizontale resultante bevindt zich daarbij 1,33 m boven het funderingsniveau. Het totale kantelmoment bedraagt:  $M_{tot;A;Ed} = -223,95 + 32,89 = -191,06 \text{ kNm/m}$ . Deze is kleiner dan 0, dus dat zou betekenen dat de L-wand niet kantelt.

Om de horizontale resultante naar funderingsniveau te kunnen verschuiven, moet de verticale resultante verschoven worden richting het kantelpunt met waarde x.

Hiervoor geldt:

$$x = \frac{\sum \Delta M_{h,E,d}}{\sum \Delta F_{v;d}} = \frac{32,89}{153,40} = 0,214 \text{ m}$$

Voor de effectieve breedte volgt:

$$b' = 2 \cdot (1,46 - 0,214) = 2,49 \text{ m}$$

**Situatie B**

Voor situatie B zijn de kantelmomenten uit de verticale krachten en horizontale krachten samengevat in tabel 6.6.4 en 6.6.5.

**Tabel 6.6.4** Berekenende kantelmomenten uit verticale krachten (situatie B)

component	grootheid	$\Delta F_{v;d}$ [kN/m]	hor. afstand t.o.v. A [m]	$\Delta M_{v;Ed}$ [kNm/m]
gewicht grondmoot actief	$F_{v;1;d}$	57,47	1,68	96,26
gewicht grondmoot passief	$F_{v;2;d}$	7,75	0,30	2,32
eigen gewicht wand	$F_{v;3;d}$	24,58	1,00	24,61
bovenbelasting	$F_{v;4;d}$	0	-	0
totaal:	$V_d$	89,80	123,20/89,80 = 1,37	123,20

**Tabel 6.6.5** Berekenende kantelmomenten uit horizontale krachten (situatie B)

Component	grootheid	$\Delta F_{h;d}$ [kN/m]	vert. afstand t.o.v. A [m]	$\Delta M_{h;Ed}$ [kNm/m]
actieve gronddruk grond achter moot	$F_{h;5;d}$	17,40	0,80	13,92
actieve gronddruk q-last achter moot	$F_{h;6;d}$	19,01	1,20	22,82
passieve gronddruk vóór hak	$F_{h;7;d}$	-11,60	0,33	-3,84
totaal:	$H_{net;d}$	24,82	36,18/27,55 = 1,31	32,89

Ook in situatie B is het totale kantelmoment kleiner dan nul, zodat geen kantelen optreedt. De verschuiving  $x$  bedraagt:

$$x = \frac{\sum \Delta M_{h,E,d}}{\sum \Delta F_{v;d}} = \frac{32,89}{89,80} = 0,366 \text{ m}$$

Voor  $b'$  volgt in situatie B:

$$b' = 2 \cdot (1,37 - 0,366) = 2,01 \text{ m}$$

**Stap 1b: Bepaling invloedsdiepte**

De invloedsdiepte is niet van belang, aangezien de ondergrond als één homogene grondlaag is beschouwd.

**Stap 1c: Verticale draagkracht in ongedraineerde toestand**

De ongedraineerde toestand is niet relevant, aangezien de ondergrond bestaat uit niet-cohesieve lagen.

**Stap 1d: Verticale draagkracht in gedraineerde toestand**

Voor de niet-cohesieve zandondergrond zijn de cohesiefactoren niet relevant. Voor de toetsing van het verticaal draagvermogen is situatie A maatgevend. Voor de draagkrachtfactoren geldt op basis van tabel 6.3.2 met  $\varphi'_{gem;d} = 25,7^\circ$  het volgende:

$$N_q = 11,5 \text{ en } N_\gamma = 10,1$$

De reductiefactoren ten gevolge van een horizontale kracht  $H_d$  in de richting van breedte  $B$  ( $\kappa = 90^\circ$ ) zijn voor situatie A (met formule 6.3.21 en 6.3.22) als volgt:

$$i_q = \left(1 - \frac{0,7 \cdot 27,6}{153,4 + 0}\right)^3 = 0,67 \quad \text{en} \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{27,6}{153,4 + 0}\right)^3 = 0,55$$

De hellingreductiefactoren bij de helling  $\beta = 10,0^\circ$  bedragen (formule 6.3.26 en 6.3.27):

$$\lambda_q = (1 - \tan 10^\circ)^{1,9} = 0,69$$

$$\lambda_\gamma = (1 - 0,5 \tan 10^\circ)^6 = 0,57$$

Met een dekking  $\sigma'_{v;2;d} = (3,09 - 2,1) \text{ m} \cdot 18,0 / 1,1 \text{ kN/m}^3 = 16,3 \text{ kPa}$  volgt voor de verticale draagkracht van maatgevende situatie A uit formule 6.3.12 en 6.3.13:

$$\sigma'_{v;\max;d} = 16,3 \cdot 11,5 \cdot 0,70 \cdot 0,69 + \frac{1}{2} \cdot 2,49 \cdot 7,3 \cdot 10,1 \cdot 0,59 \cdot 0,57 = 120,94 \text{ kPa}$$

$$R_{v;d} = 120,94 \cdot 2,49 = 301,3 \text{ kN/m} \geq V_d \text{ dus situatie A voldoet.}$$

#### Stap 1e: Doorponen bij gelaagde grond

Toetsing van geval c is niet relevant, aangezien de ondergrond is geschematiseerd met één homogene laag.

#### Stap 1f: Zijdelings wegpersen (squeezing) voor ongedraineerde toestand

Squeezing is niet relevant, aangezien de ondergrond bestaat uit niet-cohesieve lagen.

#### Stap 2a: Bepaling horizontale belasting voor toetsing horizontaal afschuiven

Voor de toetsing van de weerstand tegen horizontaal afschuiven is belastingsituatie B maatgevend, waarbij geldt:  $V_d = 89,8 \text{ kN/m}$  en  $H_d = 24,8 \text{ kN/m}$ . De effectieve breedte bedraagt:  $b' = 2,01 \text{ m}$ .

#### Stap 2b: Horizontale draagkracht in ongedraineerde toestand

De ongedraineerde toestand is niet relevant, aangezien de ondergrond bestaat uit niet-cohesieve lagen.

#### Stap 2c: Horizontale draagkracht in gedraineerde toestand

Situatie B met minimum verticale belasting  $V_d = 89,8 \text{ kN/m}$  is maatgevend voor het horizontaal draagvermogen.

Voor het gedraineerde horizontaal draagvermogen geldt met  $\delta'_d = \frac{2}{3} \varphi = 17,1^\circ$ :

$$R_{h;d} = 89,8 \cdot \tan 17,1^\circ = 27,7 \text{ kN/m}$$

De passieve gronddruk (tabel 6.6.5)  $F_{h;7;d} = R_{p;d} = 11,6 \text{ kN/m}$  is reeds aan de belastingzijde meegenomen ( $H_{net;d} = F_{h;5;d} + F_{h;6;d} + F_{h;7;d} = 17,4 + 19,01 - 11,6 = 24,82 \text{ kN/m}$ ).

Voor de toetsing van de weerstand tegen afschuiven geldt dan:

$$R_{h;d} = 27,7 \text{ kN/m} \geq H_{net;d} \text{ dus afschuifweerstand (situatie B) voldoet.}$$

#### Stap 3: Toetsing algehele stabiliteit

Een aanvullende stabiliteitsberekening is benodigd, als de taludhelling  $\beta > 0,5 \cdot \varphi'_{gem;d}$ . Dit is hier niet het geval, aangezien  $\beta = 10^\circ > 0,5 \cdot 25,7^\circ = 12,9^\circ$ .

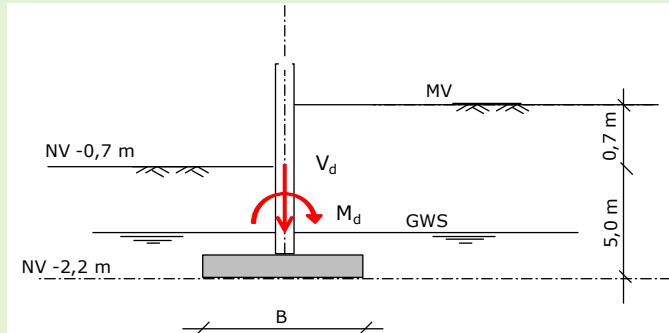
#### Stap 4: Toetsing kantelstabiliteit

Volgens NEN-EN 9997-1 geldt in de UGT dat een aanvullende berekening van het bezwijkvlak in de andere richting in combinatie met een dekking gelijk aan 0 niet aan de orde is, aangezien voor maatgevende situatie B geldt, dat  $b' = 1,94 > 1/3 \cdot B = 0,83$ .

## 6.7 Activeringsvragen en zelfstudieopdrachten

### Opgave 6.1

Gegeven is een strokenfundering met een aanlegniveau van 2,2m onder maaiveld. Op de fundering werken de krachten  $V_d = 200$  kN en  $M_d = 80$  kNm. De grondwaterstand staat MV-1,7 m.



Grondsoort	b.k. laag [MV+m]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]
Leem, zandig	+0,0	17	19	0	27,5
Zand	+2,2	19	21	0	30,0

Beschouw bovenstaande situatie.

- Teken de mogelijke bezwijkmechanismen.
- Bereken de draagkracht van de grond op een aanlegniveau van MV-2,2 m.
- Stel de aanlegbreedte op 1,5 m. Is deze dan voldoende breed?
- Bepaal de minimale breedte van de fundering.

### Opgave 6.2

Beschouwd wordt de fundering op staal uit paragraaf 6.3.8. Als uit een aanvullende stabiliteitscontrole met een glijcirkel-analyse blijkt, dat een steilere taludhelling mogelijk is, wat zou dan volgens formules (6.3.25) t/m (6.3.27) de maximaal haalbare helling zijn, waarbij de verticale gedraineerde draagkracht nog zou voldoen voor belastingsituatie A?

### Opgave 6.3

Bereken de verticale draagkracht uit opgave 6.1. Wordt er voldaan aan de eisen van het verticaal draagvermogen?

### Opgave 6.4

Beschouw de horizontale draagkracht uit opgave 6.1. Wordt er voldaan aan de eisen van het horizontale draagvermogen?

### Opgave 6.5

Stel dat de fundering op staal uit paragraaf 6.3.8 zou kunnen worden ontworpen op basis van betrouwbaarheidsklasse RC1. Wat zou dat voor gevolg hebben voor de minimaal vereiste breedte van de strook, uitgaande van stap 1a t/m 1f?

### Opgave 6.6

Beschouwd wordt de funderingsbalk uit paragraaf 6.4.3. Stel dat de kolom een dikte heeft van 600 mm (vierkant). Wat zou dat voor consequenties hebben op de effectieve lengte? (tip: zie ook figuur 6.4.3).

**Opgave 6.7**

Tot hoever zou de kolombelasting uit opgave 6.5 mogen toenemen, gelet op de draagkracht van de ondergrond?

**Opgave 6.8**

Beschouwd wordt de L-wand uit paragraaf 6.6.4. In de sondering S118.420-r blijkt de teruggang tussen NAP +1,0 m en +0,0 m te duiden op een minder sterke laag, bestaande uit kleilig zand, waardoor de hoek van inwendige wrijving  $27,5^\circ$  bedraagt. Welke bovenbelasting zou nu nog mogen worden toegepast, teneinde te kunnen voldoen aan zowel de verticale als aan de horizontale draagkracht?

**Opgave 6.9**

Als toch een bovenbelasting van 20 kPa moet worden aangehouden, moet de funderingsbelasting worden gereduceerd door in plaats van zand met licht ophoogmateriaal te gaan aanvullen. Wat is het maximaal toelaatbare (gemiddelde) volumegewicht van de aanvulling, ervan uitgaande dat deze nimmer onder water kan komen te staan?

## 6.8 Computertoepassingen

Sinds 1990 is Deltares betrokken bij de ontwikkeling van software voor het ontwerpen van funderingen. Dit heeft geresulteerd in [D-Foundations](#) (voorheen MFoundation), een programma voor het ontwerpen en toetsen van funderingen op druk- en trekpalen, evenals funderingen op staal.

### Algemeen

D-Foundations werkt volgens de Eurocode 7. Het programma wordt eerst gebruikt tijdens het voorontwerp. Automatische optimalisatietechnieken helpen de gebruiker om efficiënt een geoptimaliseerd ontwerp te maken. Na het voorontwerp kan D-Foundations gebruikt worden om de hele fundering te toetsen aan de norm, wat resulteert in een uitgebreid verificatierapport. Naast het gebruik van de standaard norm parameters, kunnen gevorderde gebruikers zelf factoren en parameters definiëren voor meer specialistische berekeningen.

### Invoer van grondparameters

Sondeergegevens kunnen in verschillende formaten worden ingelezen, zoals het Geotechnical Exchange Format (GEF) en het oudere SON-format. Dit kan door direct, on line sonderingen uit de DINO-database van TNO in te lezen. Daarnaast wordt ook het format van sonderingen uit de Database Ondergrond Vlaanderen (DOV) ondersteund. Verder kunnen sonderingen op papier met behulp van de GEFPlotTool gedigitaliseerd worden. Na inlezen van een sondering stelt de automatische sondeerinterpretatie een grondprofiel voor, dat bestaat uit in de norm beschreven standaard grondsoorten. Deze kunnen door de gebruiker aangepast worden.

### Ontwerp van funderingen op staal

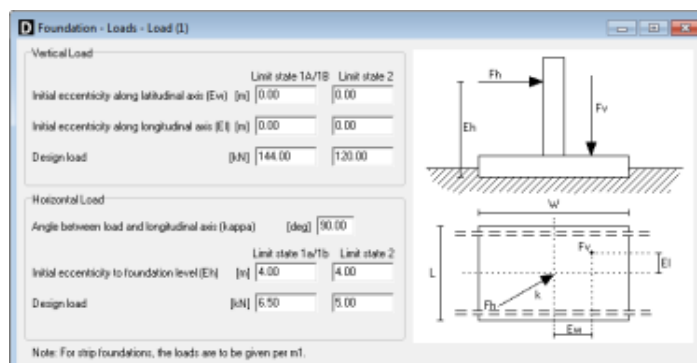
De optimale afmetingen voor funderingen op staal kunnen door D-Foundations [Shallow Foundations (EC7-NL) module (funderingen op staal)] automatisch bepaald worden. Verder kan ook de maximale draagkracht en stabiliteit voor een gegeven fundering berekend worden.

Deze module is ontwikkeld voor het ontwerpen van funderingen op staal, zoals stroken, poeren en platen. Het gemaakte ontwerp kan getoetst worden aan de norm voor funderingen op staal, volgens Eurocode 7, Nederlandse Annex. De module beschikt over de volgende opties:

- horizontale en verticale belastingen
- belastingsspreiding
- excentrische belastingen
- interactie tussen funderingen
- automatische optimalisatie van funderingsafmetingen voor een gegeven belasting
- berekening van maximale draagkracht voor een gegeven fundering
- controleberekening op basis van de Eurocode 7, Nederlandse Annex
- controle op ponswerking voor dunne niet cohesieve lagen die gelegen zijn op cohesieve lagen
- controle op kantelstabiliteit
- controle op draagkracht met nabij gelegen taluds
- controle op squeezing effecten.

**Figuur 6.8.1.**

Schermafbeelding voor het invoeren van belastingen bij funderingen op staal





## 6.9 Referenties

- [6.1] NEN-EN 1997-1:2005 Geotechnisch ontwerp - Deel 1: Algemene regels; ICS 91.080.01; 93.020; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, maart 2005
- [6.2] NEN-EN 1997-1:2005/NB:2008 Nationale bijlage bij NEN-EN 1997-1 ICS 91.080.01; 93.020; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, augustus 2008
- [6.3] NEN-EN 9997-1:2009 Geotechnisch ontwerp van constructies - Samenstelling van: NEN-EN 1997-1:2005 Geotechnisch ontwerp - Deel 1: Algemene regels; NEN-EN 1997-1/NB:2008 Nationale bijlage bij NEN-EN 1997-1; NEN 9097-1: Aanvullende bepalingen voor het geotechnisch ontwerp (ontwerp). ICS 91.080.01; 93.020; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, september 2009

Bron [6.3] omvat tevens bron [6.1] en [6.2]. Als er specifiek wordt verwezen naar [6.3] dan betreft dit Aanvullende bepalingen, die niet per sé van toepassing zijn in andere EU-lidstaten. De aanvullende bepalingen zijn niet als apart document uitgebracht.

- [6.4] NEN-EN 1997-2:2007 Geotechnisch ontwerp - Deel 2: Grondonderzoek en beproeving; ICS 91.080.01; 93.020; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, augustus 2007
- [6.5] NEN-EN 1990:2002 Grondslagen van het constructief ontwerp ICS 91.010.30; 91.080.01; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, december 2002
- [6.6] NEN-EN 1990:2002/NB: 2007 Nationale bijlage bij NEN-EN 1990 ICS 91.010.30; 91.080.01; Nederlands Normalisatie Instituut ; Delft, november 2008
- [6.7] NEN-EN 1991-1-1:2002 Belastingen op constructies, Deel 1-1: Algemene belastingen - Volumieke gewichten, eigen gewicht en opgelegde belastingen voor gebouwen ICS 91.010.30; 91.080.01; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, december 2002
- [6.8] NEN-EN 1991-1-1:2002/NB:2007 Nationale bijlage bij NEN-EN 1991-1-1 ICS 91.010.30; 91.080.01; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, november 2007
- [6.9] NEN-EN 1991-2:2003 Belastingen op constructies, Deel 2: Verkeersbelastingen op bruggen ICS 91.010.30; 93.040; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, oktober 2003

De Nationale bijlagen betreffen voornamelijk de partiële factoren die van toepassing zijn op de in Nederland van toepassing zijnde Ontwerpbenadering OB3.

- [6.10] Handleiding Grondmechanica en funderingstechniek cursusmap CGF 1; SBC Elsevier Opleidingen BV
- [6.11] Cours de mécanique des sols Enseignement T6-T9: Fondations et soutènements Ecole nationale des ponts en chaussées ; Paris, 1992-1993
- [6.12] Foundation Analysis and Design fifth edition; Joseph E. Bowles; ISBN 0-07-114811-6; Singapore, 1997
- [6.13] Foundation Design & Construction sixth edition; M.J. Tomlinson and R. Boorman; ISBN 0-582-22697-X Edinburgh Gate, Harlow, 1995

- [6.14] Mechanica van Constructies - elastostatica van slanke structuren  
A.L.Bouma; ISBN 90 6562 114 8 cip; Delftsche uitgeversmaatschappij (DUM);  
Delft, augustus 1989
- [6.15] Land + Water  
editie januari/februari 1990; VNU business publications; Misset Doetinchem
- [6.16] Handboek funderingen  
Stichting Bouwresearch; ISBN 90-70011-12-3; 's-Gravenhage, oktober 2000
- [6.17] Herziene richtlijnen voor funderingen op staal (was 6.4)  
W.J. Heijnen; Stichting BouwResearch (SBR); ISBN 90-5367-029-7; Rotterdam,  
1991
- [6.18] CROW-publicatie 155  
ISBN 90-6628-339-4; Ede, 1 juli 2001
- [6.19] CUR handleiding 166, Damwandconstructies  
vierde druk; Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving  
ISBN 90-3760-063-8; Gouda, oktober 2005
- [6.20] Calibratiestudie opstellen nationale Bijlage Eurocode 7  
H. Jansen, A. van Seters, D. Bouwmeester en R. Vervoorn  
Fugro, document 1004-0043-001, versie 5; Leidschendam, 2 september 2005
- [6.21] VROM Publicatie P29
- [6.22] Designers'Guide to EN 1997-1, Eurocode 7  
R. Frank, C. Bauduin, R. Driscoll, M. Kavvadas, N. Krebs Ovesen, T. Orr.  
and B. Schuppener; ISBN 0 7277 3154 8; London, 2004
- [6.23] Cursusmap Eurocode 7, de norm, de kunde, de praktijk  
C. Bauduin; Technologisch Instituut K VIV; Antwerpen, 14 en 22 juni 2000
- [6.24] EAU; Empfehlungen des Arbeitsausschusses; 'Ufereinfassungen' Häfen und Was-  
serstraßen; 1996





# **HOOFDSTUK 7**

## **ONTWERPEN VAN FUNDERINGEN OP PALEN**

**READER  
GEOTECHNIEK**

**VOOR HET HBO**

**Initiatief:** Werkgroep Waterbouw KIVI afdeling Hoger Onderwijs Techniek  
**Eindredactie:** dr.ir. U Backhausen & prof. dr. ir. A.E.C. van der Stoel

Het auteursrecht berust bij KIVI, Den Haag. Openbaarmaking en vermenigvuldiging door HBO-instellingen ten behoeve van onderwijsdoeleinden toegestaan onder naamsvermelding van de auteurs.

Stand: november 2012

# HOOFDSTUK 7

## ONTWERPEN VAN FUNDERINGEN OP PALEN

Ir. M.G.J.M. Peters (Grontmij) en dr. ir.U. Backhausen (Hogeschool Utrecht)

### Inhoudsopgave

<b>7.1</b>	<b>Algemeen</b> .....	3
7.1.1	Inleiding .....	3
7.1.2	<i>Algemeen krachtsverloop in op druk belaste palen</i> .....	3
7.1.3	<i>Definities en normen</i> .....	4
7.1.4	<i>Type palen</i> .....	5
<b>7.2</b>	<b>Toetsing volgens Eurocode</b> .....	7
7.2.1	<i>Partiële belastingfactoren funderingen op palen</i> .....	7
7.2.2	<i>Materiaalfactoren funderingen op palen</i> .....	8
7.2.3	<i>Bezwijkmechanismen</i> .....	9
7.2.4	<i>Ontwerpeisen</i> .....	9
7.2.5	<i>Omvang van het grondonderzoek</i> .....	9
<b>7.3</b>	<b>Berekening van op druk belaste palen</b> .....	11
7.3.1	<i>Stappenplan NEN-EN 1997-1</i> .....	11
7.3.2	<i>Stap 1: Toetsing van het verticaal draagvermogen</i> .....	12
7.3.3	<i>Stap 2: Toetsing bezwijken van de constructie door verplaatsing van de fundering</i> .....	20
7.3.4	<i>Stap 3: Toetsing zakkingen en zakkingsverschillen</i> .....	20
7.3.5	<i>Stap 4: Axiale veerstijfheid op druk belaste palen</i> .....	25
7.3.6	<i>Voorbeeldberekening 7.1: draagkracht van een poer</i> .....	26
7.3.7	<i>Voorbeeldberekening 7.2: op palen gefundeerde torenflat</i> .....	29
<b>7.4</b>	<b>Berekening van trekpalen</b> .....	38
7.4.1	<i>Stappenplan NEN-EN 1997-1</i> .....	38
7.4.2	<i>Stap 1: Toetsing van het trekdraagvermogen</i> .....	39
7.4.3	<i>Stap 2: Toetsing bezwijken van de constructie door verplaatsing van de fundering</i> .....	46
7.4.4	<i>Stap 3: Toetsing paalrijzing</i> .....	46
7.4.5	<i>Stap 4: Axiale veerstijfheid op trek belaste palen</i> .....	48
7.4.6	<i>Voorbeeldberekening 7.3: oefening berekening trekpalen</i> .....	49
7.4.7	<i>Voorbeeldberekening 7.4: berekening trekpalen parkeerkelder Gouda</i> ..	53
<b>7.5</b>	<b>Door grond zijdelings belaste palen (type A)</b> .....	59
7.5.1	<i>Algemeen</i> .....	59
7.5.2	<i>Stappenplan bij lateraal belaste palen type A</i> .....	60
<b>7.6</b>	<b>Door horizontale paalkopbelastingen belaste palen (type B)</b> .....	61
7.6.1	<i>Stappenplan bij horizontaal belaste palen type B</i> .....	61

<b>7.7</b>	<b>Activeringsvragen en zelfstudieopdrachten</b> .....	63
<b>7.8</b>	<b>Referenties</b> .....	65

De blauw geschreven tekstgedeelten betreffen paragrafen die als aanvullende informatieve onderdelen wel of niet kunnen worden opgenomen in de Reader, afhankelijk van de gewenste diepgang en omvang van de leerstof. Hoewel de paragrafen vermoedelijk niet strikt noodzakelijk zijn voor het inzichtelijk maken van de berekeningswijze binnen het onderwijsprogramma, zullen ze wel een essentieel onderdeel vormen bij het ontwerpproces in de praktijk.



## Hoofdstuk 7 Ontwerpen van funderingen op palen

### 7.1 Algemeen

#### 7.1.1 Inleiding

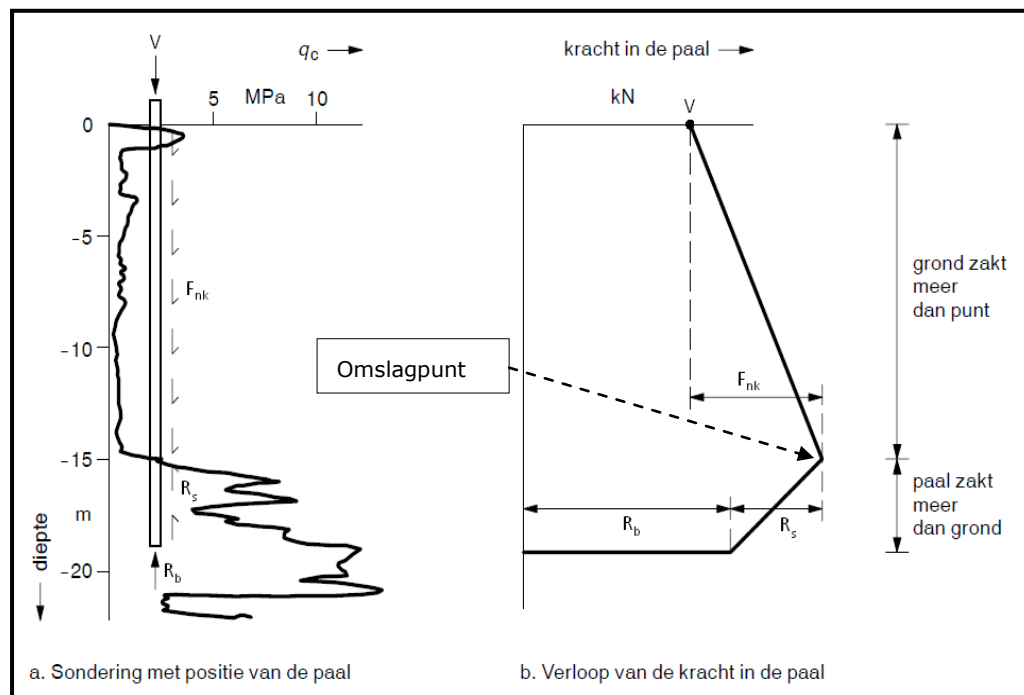
De in West- en Noord Nederland aangetroffen ondergrond bestaat voor een groot gedeelte uit een dik pakket holocene klei- en veenlagen tot een diepte van circa NAP -12 à -17 m. De Holocene gronden bezitten over het algemeen lage tot zeer lage conusweerstand. Onder dit pakket bevindt zich de Pleistocene zandlaag met hoge tot zeer hoge conusweerstand. Door deze grondopbouw werden in Nederland vanouds reeds veel paalfunderingen toegepast. Dit betrof houten palen met een lengte tot maximaal 16 m (afhankelijk van de hoogte van de desbetreffende boom). Een fundering op palen wordt over het algemeen toegepast als de lagen direct onder een gebouw of kunstwerk onvoldoende draagkracht bezitten, of zo slap zijn dat een fundering op staal tot te grote zettingen zal leiden. Te denken valt aan de volgende situaties:

- indien de draagkrachtige laag te diep is gelegen voor een fundering op staal met grondverbetering;
- indien uit een gebouw of kunstwerk hoge geconcentreerde belastingen naar de ondergrond moeten worden afgeleid en het gebouw of kunstwerk gevoelig is voor zettingen;
- indien een trekbelasting op de fundering werkt.

#### 7.1.2 Algemeen krachtsverloop in op druk belaste palen

Bij een paal worden onderscheiden: de paalkop, de paalschacht en de paalpunt. Op axiaal op druk belaste palen werken de navolgende krachten ( zie figuur 7.1.1).

- Paalkop ( $V$ ): uitwendige paalkopbelastingen, permanent en/of variabel.
- Paalschacht: door grond uitgeoefende wrijvingskrachten, negatieve kleef (belasting  $F_{nk}$ ) in geval de grond meer zakt dan de paal en positieve kleef (schachtdraagvermogen  $R_s$ ) in geval de paal meer zakt dan de grond.
- Paalpunt ( $R_b$ ): het puntdragvermogen in de funderingslaag.



**Figuur 7.1.1**  
Het verloop van krachten in een paal  
(bron: CGF1-11)

### 7.1.3 Definities en normen

De bepalingen voor een fundering op palen zijn opgenomen in hoofdstuk 7 van NEN-EN 1997-1 [7.1]. In Nederland gelden daarbij de Nationale bijlage NEN-EN1997-1/NB [7.2] en de Aanvullende bepalingen NEN 9097-1 die met NEN-EN1997-1 (algemene regels) als één norm NEN-EN 9997-1 [7.3] zijn samengevoegd.

In dit hoofdstuk zal vervolgens onderscheid worden gemaakt in de volgende belastingssituaties:

- (axiaal) op druk belaste palen;
- (axiaal) op trek belaste palen;
- zijdelings belaste palen.

NEN 9997-1 [7.3] definieert een fundering op palen en verwante definities als volgt:

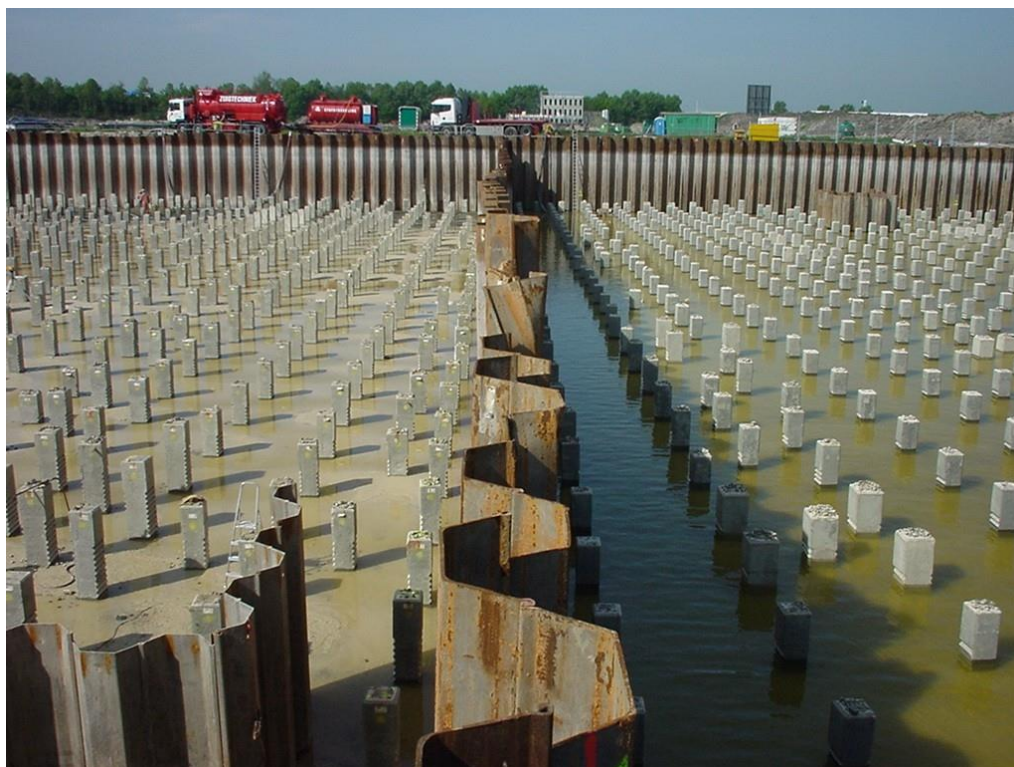
- paal (art. 1.5.3.29): "een constructie-element waarvan de lengte ten minste 5 maal de kleinste afmeting van de dwarsdoorsnede van de paalpunt bedraagt";
- paalpunt (art. 1.5.3.30): "onderste volle doorsnede van de paalvoet";
- equivalente paalpuntmiddellijn  $D_{eq}$  (art. 1.5.3.6): "in een berekening te gebruiken waarde voor de paalpuntmiddellijn, voor ronde palen gelijk aan de buitenmiddellijn, voor rechthoekige paalpunten  $a \times b$  gedefinieerd door:  $D_{eq} = 1,13 \cdot \sqrt{(b/a)}$ ";
- paalpuntniveau (art. 1.5.3.1): "niveau in de grond waarop de paalpunt is geplaatst ten opzichte van het referentieniveau" (bijv. t.o.v. NAP);
- funderingselement (art. 1.5.3.7): "als eenheid fungerend onderdeel van de fundering van een bouwwerk, zoals een enkele paal, een poer al dan niet op palen, een funderingsstrook of een op palen gefundeerde balk of wand of een paal onder een funderingsplaat";
- geotechnische constructie (art. 1.5.3.10): "een constructie waarbij de mechanische eigenschappen van de grond bepalend zijn voor de stabiliteit, de maximale draagkracht en de vervormingen";
- maximumdraagkracht (art. 1.5.3.24): "maximaal door de grond uitgeoefende weerstandskracht bij indringing van het funderingselement in de grond";
- zakking (art. 1.5.3.43): "afname van de hoogteligging van een punt van een constructie".

**Figuur 7.1.2**

Paalfundering;

Ribbelpaal;

Bron: Voorbij Funderingstechniek



### 7.1.4 Type palen

Palen worden onderscheiden naar de wijze van inbrengen omdat dit grote invloed heeft op de spanningssituatie in de grond nadat de paal is ingebracht, zowel met betrekking tot het paalpunt draagvermogen als de paalschachtwrijving. Men onderscheidt globaal de volgende typen.

- grondverdringende palen:
  - geheide palen;
  - geheide, in de grond gevormde palen;
  - in de grond gevormde geschroefde palen;
  - geprefabriceerde ingeschroefde palen;
  - open stalen buispalen met plug.
- palen met weinig grondverdringing:
  - staalprofielen;
  - open stalen buispalen zonder plug.
- palen met grondverwijdering:
  - avegapalen;
  - boorpalen;
  - pulspalen.

type paal	grond- verdrin- drin- gend	in grond ge- vormd	tril- lings- invloed	maxi- mum schacht [mm]	maxi- mum lengte [m]	maxi- mum schoor stand <sup>2)</sup>	mini- mum h.o.h. afstand
houten paal taps	ja	nee	ja	160	12-23	3 a 4 : 1	$2,5 \cdot D_{\text{punt}}$
prefab betonpaal	ja	nee	ja	500	8 D	3 a 4 : 1	$2 \cdot 2,5 \cdot D_{\text{punt}}$
Bovi	ja	ja	vrij	406/650	30	3 a 4 : 1	$2 \cdot D_{\text{punt}}$
vibro(combi)paal	ja	ja	ja	610	30-40	3 a 4 : 1	$2,5 \cdot D_{\text{punt}}$
avegaar/ schroefpaal	nee	ja	vrij	900	30-40	10 a 4 : 1	4 uur <sup>3)</sup>
boorpalen	nee	ja	vrij	2500	50-80	5 a 12 : 1	4 uur <sup>3)</sup>
buisschroefpaal	beperkt	ja	vrij	650/380	30-40	10 a 4 : 1	4 uur <sup>3)</sup>
verbuisd. schroefpaal	beperkt	ja	vrij	1220	60-100	10 a 6 : 1	4 uur <sup>3)</sup>
verb. buisschroefpaal	beperkt	ja	vrij	610	40	10 a 6 : 1	4 uur <sup>3)</sup>
stalenbuis, gesloten	ja	nee	ja	813 >>	40	10 a 3 : 1	$2,5 \cdot D_{\text{punt}}$
profiel en open buis	beperkt	nee	ja	813 >>	40	10 a 3 : 1	$2,5 \cdot D_{\text{punt}}$
Leeuwankerpaal <sup>1)</sup>	ja	ja	vrij	400	30	4 : 1	$2 \cdot D_{\text{punt}}$
Franki/Omegapaal	ja	ja	vrij	610	22-30	4 : 1	12 uur <sup>3)</sup>
DPA-paal	ja	ja	vrij	460	22-30	4 : 1	12 uur <sup>3)</sup>
Fundexpaal	ja	ja	vrij	520/650	35-4	3 a 4 : 1	$2 \cdot D_{\text{punt}}$
Tubex zonder grout.	ja	ja	vrij	508/670	30-4	3 a 1 : 1	$2 \cdot D_{\text{punt}}$
Tubex met groutinj.	ja	ja	vrij	508/670	30-4	3 a 1 : 1	$2 \cdot D_{\text{punt}}$

<sup>1)</sup> bijzonder type schroefinjectiepaal met verhoogde draagkrachtfactoren, mits deze tijdens productie niet steeds wordt teruggetrokken

<sup>2)</sup> voorover en achterover

<sup>3)</sup> geen beperking als belendende paal tenminste 4 uur oud is

Voor de draagkracht van druk- en trekpalen is het van belang voor welk type paal men kiest. Daarnaast spelen ook de installatie van de paal en de schachtruwheid hierbij een rol, in combinatie met de grondsoort.

De paalklassefactor  $\alpha_p$  brengt de wijze van installatie van de palen in rekening. Een grondverdringende paalinstallatie veroorzaakt een ontspanning in de grond en heeft een lagere  $\alpha_p$  - waarde dan een geheide prefab betonpaal.

De paal(schacht)klassefactoren  $\alpha_s$ , voor drukpalen, en  $\alpha_t$ , voor trekpalen, beschrijven de schachtruwheid van een paal in combinatie met de grondsoort.

De waarden voor deze reductiefactoren  $\alpha_p$ ,  $\alpha_s$  en  $\alpha_t$  zijn in de tabellen 7.1.2 en 7.1.3 te vinden.

**Tabel 7.1.1**  
Uitvoering veel ge-  
bruikte paaltypen

**Tabel 7.1.2**

Waarden voor de paalklassefactoren in klei, leem en veen, conform NEN-EN 9997-1 [7.3]

Grondsoort	$q_{c;gem}$ [MPa]	$\alpha_s$ [ - ]	$\alpha_t$ [ - ]
klei	$\geq 2,5$	$\leq 0,030^{1)}$	$\leq 0,030^{3)}$
	$2,0 \leq q_{c;qem} \leq 2,5$	$0,025 \times (q_{c;qem} - 1)$	$0,025 \times (q_{c;qem} - 1)$
	$< 2$	$\leq 0,02^{1)}$	$\leq 0,02^{1)}$
sterk zandige leem		$f_s \leq 0,025^{2)}$	$f_s \leq 0,025^{2)}$
zwak zandige leem		0,025	0,025
veen		0	0

<sup>1)</sup> gevonden waarden op gesloten buispalen in potklei bij Delfzijl, ook voor andere kleigronden

<sup>2)</sup>  $f_s$  moet zijn bepaald met een elektrische kleefmantelconus

<sup>3)</sup> niet van toepassing voor micropalen als zijnde ankerpalen

**Tabel 7.1.3**

Paalklassefactoren in zand en zand/grindhoudende grond (uittreksel uit NEN-EN 9997-1 [7.3])

type paal	Nadere specificatie	Wijze van installeren	$\alpha_p$ [ - ]	$\alpha_s$ [ - ]	$\alpha_t^{9)}$ [ - ]	last zak.
Houten paal	constante dwarsafmeting	geheid (grondverdringend)	1,0	0,010	0,007	1
	taps toelopend	geheid (grondverdringend)	1,0	0,012	0,007	1
Betonpaal	geprefabriceerd, met constante dwarsafmeting	geheid (grondverdringend)	1,0	0,010	0,007	1
	in de grond gevormd met een gladde mantelbuis op een voetplaat, waarbij het beton direct tegen de grond drukt	geheid (grondverdringend); de mantelbuis wordt teruggeleid in combinatie met statisch trekken uit de grond verwijderd; de voetplaat blijft achter	1,0	0,014	0,012 <sup>3)</sup>	1
		geheid (grondverdringend); de mantelbuis wordt trillend in combinatie met statisch trekken uit de grond verwijderd; de voetplaat blijft achter	1,0	0,012	0,010	1
		geschroefd (grondverdringend); bij het trekken van de mantelbuis blijft de schroefpunt in de grond achter	0,9	0,009	0,009	1
		in de grond gevormd met behulp van een avegaar	geschroefd (grondverwijderend)	0,8	0,006 <sup>8)</sup>	0,0045
	in de grond gevormd met behulp van een steunvloeistof	gegraven (grondverwijderend)	0,5	0,006	0,0045	3
Stalen paal	constante dwarsafmeting; buis met gesloten punt <sup>2)</sup>	geheid (grondverdringend)	1,0	0,010	0,007	1
	constante dwarsafmeting; profiel	geheid (grondverdringend)	1,0	0,006	0,0045	1
	constante dwarsafmeting; open buis	geheid (grondverdringend)	1,0	0,006	0,0045	1
	in de grond gevormde groutschil rond profiel met voetplaat	geheid (grondverdringend); met groutinjectie	1,0	0,014	0,012	1
	constante dwarsafmeting boven de schroefpunt	geschroefd (grondverdringend)	0,8	0,006	0,0045	1
	in de grond gevormde groutschil rond de buis met schroefpunt <sup>1)</sup>	geschroefd (grondverdringend) zonder de paal tijdens het aanbrengen op en neer te halen; menging van de grond met grout	0,9	0,009	0,009	1
	(schachtmiddellijn 300 mm of groter)	gepulst	0,5	0,005	-	3

<sup>1)</sup> De in de tabel gegeven waarden hebben naar verwachting een maximum geldigheidsduur van 5 jaar. Binnen die periode moeten de waarden zijn bepaald uit proefbelastingen die leveranciers voor hun eigen paaltype(n) laten uitvoeren en waarvan een voor ieder toegankelijke en goedgekeurde beschrijving van het paalsysteem en van het installatieproces is gedeponneerd.

<sup>2)</sup> De voetplaat van de buispaal met gesloten voet mag niet meer dan 10 mm uitsteken buiten de buis.

<sup>3)</sup> Bij dit type paal mag de voetplaat niet meer dan 25 mm uitsteken buiten de mantelbuis.

## 7.2 Toetsing volgens Eurocode

De belangrijkste functie (de "*algemene prestatie-eis*") van een constructie is dat deze tijdens zijn gebruiksfase zijn functie, onder invloed van alle daarop werkende gebruiksbelastingen en extreme belastingen, blijft vervullen. Een grenstoestand is een soort toestand of situatie waarin een constructie zich bevindt als deze nog nèt in staat is zijn functie te vervullen.

De fundering op palen moet tezamen met de bouwconstructie zo worden ontworpen dat deze op elk moment tijdens de levensduur voldoet aan de gestelde eisen ten aanzien van veiligheid en bruikbaarheid. De volgende grenstoestanden (verticaal draagvermogen) moeten zijn onderzocht:

- uiterste grenstoestanden voor de draagkracht van een alleenstaande paal, druk en/of trek;
- uiterste grenstoestanden voor de draagkracht van een paalgroep, druk en/of trek;
- uiterste grenstoestanden door zeer grote verplaatsing (verplaatsingsverschillen) van de paalfundering;
- bruikbaarheidsgrenstoestanden veroorzaakt door de verplaatsing van de palen.

In het ontwerp van de fundering moet worden vastgesteld welke mate van veiligheid aan de orde is. Hiervoor moet de constructie volgens de norm ingedeeld worden in een bepaalde veiligheidsklasse of betrouwbaarheidsklasse. Deze geven de mate van vereiste veiligheid aan, afhankelijk van het risico en de gevolgschade die optreden wanneer de constructie faalt. De betrouwbaarheidsklassen RC1, RC2 en RC3 zijn gekoppeld aan gevolgklassen (consequence class) CC1, CC2 en CC3. De gevolgklassen zijn omschreven in eerdere paragrafen.

### 7.2.1 *Partiële belastingfactoren funderingen op palen*

Belastingen die door de grond of vanuit de constructie worden uitgeoefend op paalfunderingen, worden in NEN-EN 9997-1 beschouwd als zogenaamde *belastingen uit groep B*. Dit geldt zowel voor axiaal op druk en/of op trek belaste palen, als voor zijdelings belaste palen.

De rekenwaarden voor de belastingen worden dan als volgt bepaald:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep} \quad (7.2.1)$$

Daarbij geldt:

- $F_d$  - rekenwaarde belasting [kN]  
 $F_{rep}$  - representatieve waarde belasting [kN]  
 $\gamma_F$  - partiële belastingfactor

**Tabel 7.2.1**

Partiële belastingfactoren fundering op palen (groep B)

In tabel 7.2.1 zijn de partiële belastingfactoren voor fundering op palen weergegeven.

Toepassing	Parameter	Symbool	Waarde RC1	Waarde RC2	Waarde RC3
fundering op palen	permanente belasting, ongunstig <sup>1)</sup>	$\gamma_G$	1,2	1,35	1,5
(constructieve belastingen)	permanente belasting, ongunstig <sup>2)</sup>	$\gamma_G \times \xi$	1,1	1,2	1,3
NEN-EN 9997-1, tabel A.3	permanente belasting, gunstig	$\gamma_{G;stb}$	0,8	0,9	1,0
kolom A1	veranderlijke belasting, ongunstig	$\gamma_{Q;dst}$	1,35	1,5	1,65
	veranderlijke belasting, gunstig	$\gamma_{Q;dst}$	0	0	0
opdrijven (trekpalen)	permanente belasting, ongunstig	$\gamma_G$	1,0	1,0	1,0
(constructieve belastingen)	permanente belasting, gunstig	$\gamma_{G;stb}$	0,8	0,9	1,0
NEN-EN 9997-1, tabel A.15	veranderlijke belasting, ongunstig	$\gamma_{Q;dst}$	1,35	1,5	1,65

<sup>1)</sup> geldt alleen bij kleine veranderlijke belastingen

<sup>2)</sup> alleen als aandeel veranderlijke belastingen groot is (conform NEN-EN 1990/NB geldt  $\xi = 0,89$ )

### 7.2.2 Materiaalfactoren funderingen op palen

Voor de toetsing van de draagkracht van palen wordt, in tegenstelling tot de belastingfactoren, voor de materiaalfactoren géén onderscheid gemaakt in de verschillende betrouwbaarheidsklassen. De rekenwaarden voor de grondparameters worden dan als volgt bepaald:

$$X_d = \frac{X_{rep}}{\gamma_M} \quad (7.2.2)$$

Daarbij geldt:

$X_d$  - rekenwaarde grondparameter [kN]

$X_{rep}$  - representatieve waarde grondparameter [kN]

$\gamma_M$  - partiële materiaalfactor

De materiaalparameters staan weergegeven in tabel 7.2.2.

**Tabel 7.2.2**

Partiële materiaalfactoren fundering op palen (groep B)

Toepassing	Parameter	Symbool	Waarde RC1	Waarde RC2	Waarde RC3
fundering op palen	puntweerstand	$\gamma_b$	1,2	1,2	1,2
(constructieve belastingen)	schachtweerstand (druk)	$\gamma_s$	1,2	1,2	1,2
NEN-EN 9997-1, tabellen A.6, A.7 en A.8	totale drukweerstand	$\gamma_t$	1,2	1,2	1,2
	schachtweerstand (trek)	$\gamma_{s;t}$	1,35	1,35	1,35
	volumiek gewicht voor draagvermogen	$\gamma_\gamma$	1,1	1,1	1,1
opdrijven (trekpalen)	hoek van inwendige wrijving	$\gamma_{\varphi'}^{1)}$	1,2	1,2	1,2
(constructieve belastingen)	effectieve cohesie	$\gamma_c'$	1,5	1,5	1,5
NEN-EN 9997-1, tabel A.16	ongedraineerde schuifsterkte	$\gamma_{cu}$	1,5	1,5	1,5

<sup>1)</sup> factor heeft betrekking op  $\tan \varphi'$

### 7.2.3 **Bezwijkmechanismen**

Bij de toetsing van een fundering op palen moeten conform NEN-EN 1997-1 [7.1] de volgende situaties worden beschouwd:

1. verlies van algehele stabiliteit;
2. bezwijken door overschrijding van draagvermogen van de paalfundering;
3. rijzing of onvoldoende trekweerstand van paalfundering;
4. bezwijken van de grond vanwege een horizontale belasting op de paalfundering;
5. constructief bezwijken van de paal door druk, trek, buiging, knik of afschuiving;
6. bezwijken van de constructie door verplaatsing van de fundering;
7. zeer grote zettingen;
8. buitensporige rijzing door zwel of vorst enz.;
9. onaanvaardbare trillingen.

De bezwijkmechanismen komen aan bod in de volgende paragrafen. Voor drukpalen zal in paragraaf 7.3 worden ingegaan op mechanisme 2 en voor trekpalen op mechanisme 3. Bij de berekening van de paalzakking komen mechanismen 6 en 7 aan bod. Voor de zijdelings belaste palen in paragraaf 7.4 zullen de mechanismen 4 en 5 worden beschouwd.

### 7.2.4 **Ontwerpeisen**

*De volgende ontwerpeisen zijn van toepassing voor een fundering op palen:*

- *De bovenstaande bezwijkmechanismen moeten zijn beschouwd in zowel de korte termijn als de lange termijn ontwerpsituatie.*
- *De maatgevende belastingscombinatie dient te worden vastgesteld, omgerekend naar een resulterende verticale en horizontale belasting op funderingsniveau.*
- *In zuid-oost Nederland moet bij toetsing rekening worden gehouden met evt. horizontale versnellingen uit aardbevingen. Zie hiervoor NEN-EN 1998-5.*
- *De geschiktheid van de ondergrond en de te funderen laag dient te worden vastgesteld.*
- *Invloed van ontgravingen, taluds, krimp/zwel dienen te worden beschouwd indien van toepassing.*
- *Invloed van wisselende belastingen, variabele waterstanden, trillingen, erosie, vorst dienen te worden beschouwd indien van toepassing.*

### 7.2.5 **Omvang van het grondonderzoek**

De omvang van het grondonderzoek moet zodanig zijn dat de bodemopbouw, de grondsoort, de dikte en kwaliteit van de verschillende grondlagen van de bouwplaats kunnen worden vastgesteld, tot een diepte waaronder de grondlagen nog nauwelijks invloed hebben op het gedrag van de paalfundering.

De benodigde hoeveelheid grond- en/of laboratoriumonderzoek hangt af van de geotechnische categorie; zie ook par. 7.1.4. Voor GC2 en GC3 moet het grondonderzoek bestaan uit één of meerdere terreinproeven, eventueel gecombineerd met boringen en monsternamen. Er moeten tenminste 2 terreinproeven tot een diepte van 5 m onder het paalpuntniveau zijn uitgevoerd. Bovendien moet één van de terreinproeven een diepte hebben bereikt van tenminste 10 maal de kleinste dwarsafmeting van de paalvoet onder het paalpuntniveau. Zie ook bijlage B3 van NEN-EN 1997-2 [7.4].

Voor de sondeer dichtheid gelden de volgende voorwaarden:

- als het maximum verschil tussen de draagkrachten van de sonderingen niet groter is dan 30% van de gemiddelde draagkracht ( $\Delta R_{c;cal} \leq 0,3 \times R_{c;cal;gem}$ ), dan geldt een gemiddelde sondeerafstand  $a_{gem} \leq 25$  m met een invloedsgebied per sondering  $A_{gem} \leq 25 \times 25$  m;
- als het maximum verschil tussen de draagkrachten van de sonderingen niet groter is dan 40% van de gemiddelde draagkracht ( $\Delta R_{c;cal} \leq 0,4 \times R_{c;cal;gem}$ ), dan geldt een gemiddelde sondeerafstand  $a_{gem} \leq 20$  m met een invloedsgebied per sondering  $A_{gem} \leq 20 \times 20$  m;

- als het maximum verschil tussen de draagkrachten van de sonderingen niet groter is dan 50% van de gemiddelde draagkracht ( $\Delta R_{c;cal} \leq 0,5 \times R_{c;cal;gem}$ ), dan geldt een gemiddelde sondeerafstand  $a_{gem} \leq 15$  m met een invloedsgebied per sondering  $A_{gem} \leq 15 \times 15$  m.

Daarnaast gelden de volgende eisen:

- De oppervlakte van de bouwplaats met de funderingselementen moet zijn afgedekt met bovengenoemde invloedsgebieden (sondering als middelpunt van deze invloedsgebieden).
- Er moeten sonderingen zijn uitgevoerd op de omtrek van de bouwplaats met funderingselementen. Daarbij geldt voor rechthoekige omtrek:
  - bij zijden  $\geq a_{gem}$ : op elke hoek één;
  - bij zijden  $< a_{gem}$ : i.p.v. elke hoek mag ook één halverwege elke korte zijde.
- Gedurende het onderzoek moeten aanwezige grondwaterniveaus worden vastgesteld. Voor opbarstberekeringen bij ontgravingen dient de waterspanning te worden gemeten in de sondering.



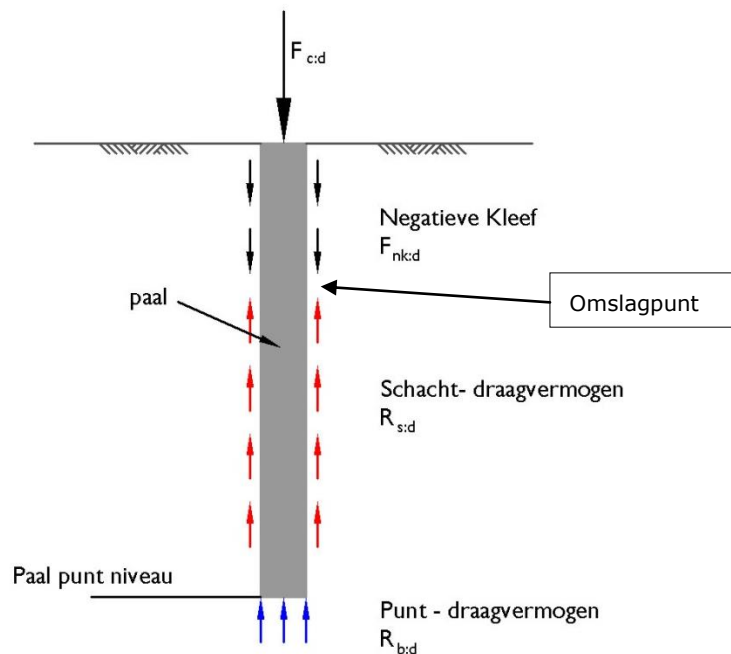
## 7.3 Berekening van op druk belaste palen

### 7.3.1 Stappenplan NEN-EN 1997-1

Bij de dimensionering van een paalfundering, waarbij de palen axiaal op druk worden belast, dient over het algemeen het gewogen draagvermogen van de ondergrond over een traject van  $8 D_{eq}$  boven en een traject van  $0,7 D_{eq}$  tot  $4 D_{eq}$  onder het inheinniveau, de wrijvingseigenschappen langs de schacht en de vervormingsgevoeligheid van de ondergrond onder en langs de paal in beschouwing te worden genomen.

Bij axiaal op druk belaste palen werken de volgende krachten:

- de paalkopbelasting  $F_{c;d}$  bestaande uit permanente (bijv. eigen gewicht) en/of variabele belastingen, statisch en/of dynamisch;
- de negatieve kleeft  $F_{nk;d}$  door wrijving tussen de paalschacht en de grond, wanneer de grond langs de paal meer zakt dan de paal zelf;
- de schachtwrijving  $R_{s;d}$  ofwel positieve kleeft, door wrijving tussen de paalschacht en de grond, wanneer de paal meer zakt dan de grond langs de paal;
- de punt draagkracht  $R_{b;d}$ , de draagkracht aan de paalpunt in de funderingslaag.



**Figuur 7.3.1**  
Definitie paalkrachten

$$\text{Met: } F_{c;d} + F_{nk;d} \leq R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d}$$

Bij de berekening en toetsing van op druk belaste funderingspalen moeten de grenstoestanden zoals vermeld in paragraaf 7.1 zijn beschouwd. Dit kan aan de hand van het volgende stappenschema.

## Stappenplan 7.1

Toetsing op druk belaste palen

1. Toetsing verticaal draagvermogen (druk):
  - a. bepaling (uitwendige) paalkopbelasting;
  - b. bepaling paaltype met specifieke eigenschappen;
  - c. bepaling uitvoeringsvolgorde en invloeden op conusweerstand;
  - d. bepaling negatieve en positieve kleezones en berekening negatieve kleeft;
  - e. berekening puntdraagvermogen per sondering
  - f. berekening schachtwrijving over positieve kleezone per sondering;
  - g. bereken netto maatgevend paaldraagvermogen;
  - h. toets verticale draagkracht.
2. Toetsing bezwijken van de constructie door verplaatsing van de fundering (UGT).
3. Toetsing zakkingsen zakkingsverschillen:
  - a. bepaling paalkopbelasting, paalstijfheid en type zakkingscurve;
  - b. berekening zakking uit punt en elastische zakking;
  - c. *berekening samendrukking cohesieve lagen onder paalgroep;*
  - d. *berekening primaire en secundaire zakking;*
  - e. *berekening zakkingsverschil;*
  - f. *toetsing op deformatie-eisen (BGT).*
4. *Berekening veerstijfheid axiaal belaste paal.*

### 7.3.2 Stap 1: Toetsing van het verticaal draagvermogen

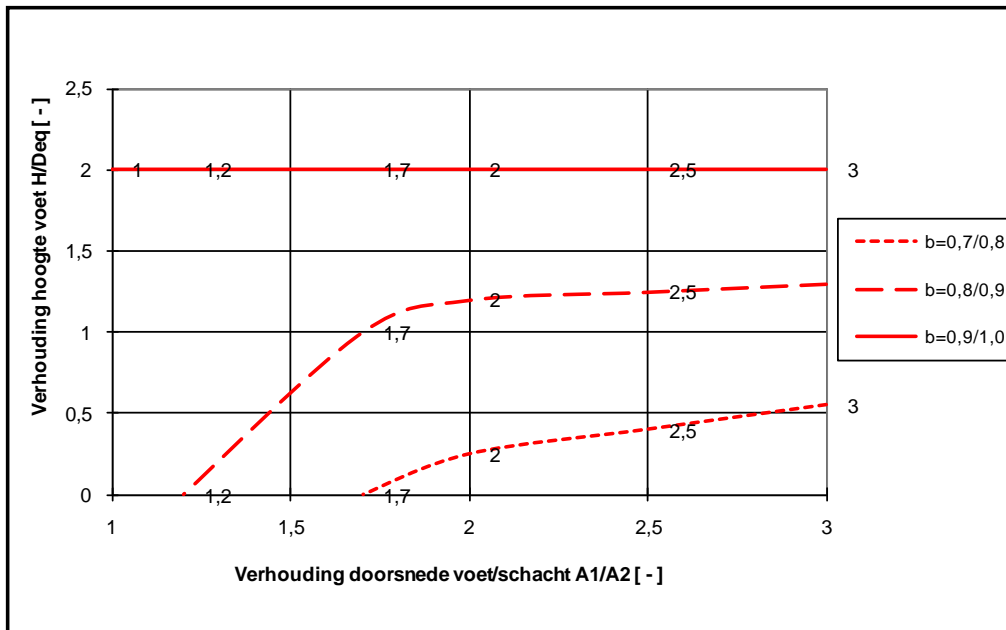
#### **1a:** *Bepaling uitwendige paalkopbelasting*

Om de palen te kunnen dimensioneren op paaldraagvermogen, dient de paalkopbelasting te worden vastgesteld. In de praktijk is de definitieve paalkopbelasting vaak (nog) niet bekend en tevens afhankelijk van de mogelijkheden die de ondergrond en de palen qua draagkracht kunnen bieden. Vaak wordt daarom in eerste instantie gewerkt met een belastingsrange, die in samenwerking met de constructeur dient te worden vastgesteld.

#### **1b:** *Bepaling paaltype met specifieke eigenschappen*

Aan de hand van de grootte van de paalkopbelasting, de grondgesteldheid, de inpasbaarheid van de omgeving en mogelijke eisen met betrekking tot trillingen, kan vervolgens het paaltype worden vastgesteld. Bij het paaltype dienen vervolgens de bijbehorende paalfactoren te worden vastgesteld conform tabel 7.1.2 en 7.1.3.

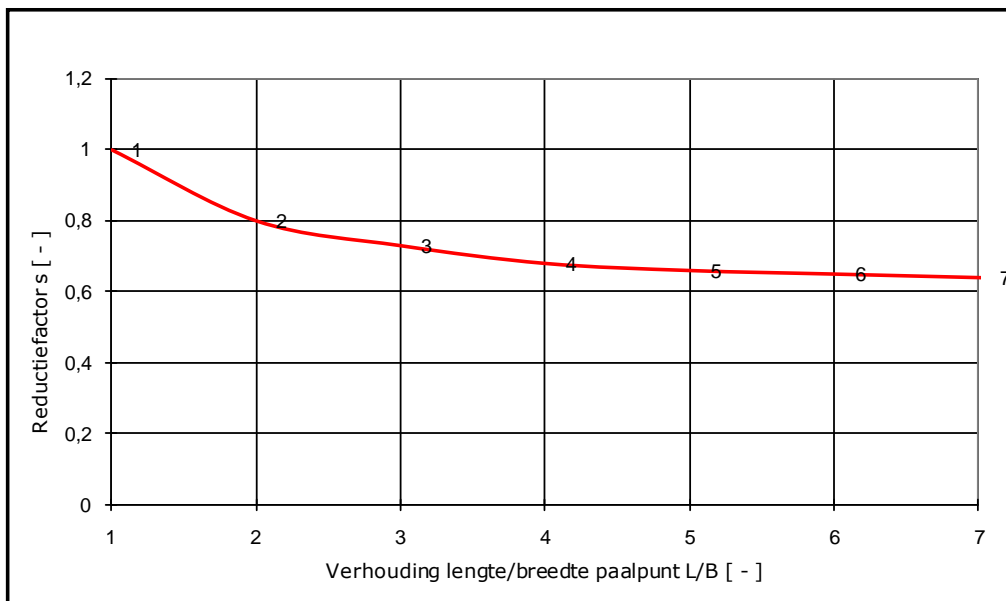
Bij palen met een verzwaarde voet (en sommige Tubex- en Fundexpalen) dient ook een reductiefactor  $\beta$  te worden meegenomen, afhankelijk van de hoogte  $H$  en de afmeting van de punt; zie figuur 7.3.2. Bij een hoogte  $H = 8D_{eq}$  is geen reductie nodig. De schachtwrijving is theoretisch nihil.



**Figuur 7.3.2**  
Reductie verzwaarde voet, factor  $\beta$

Bij dunne voetplaten met een overlapping van circa 1 cm (gesloten stalen buispalen) wordt echter in de praktijk de volledige schacht meegenomen, waarbij  $\beta = 1,0$  wordt aangehouden. Bij Fundex-palen wordt ook vaak  $\beta = 1,0$  aangehouden (GD, Gemeentewerken Rotterdam, Fugro).

Ook bij niet-vierkante paaldoorsneden dient een reductiefactor  $s$  te worden toegepast; zie figuur 7.3.3.



**Figuur 7.3.3**  
Reductie paalvoetvorm

**1c: Bepaling uitvoeringsvolgorde en invloeden op conusweerstand**

Teneinde de paal draagkracht op basis van sonderingen te kunnen uitrekenen, dienen mogelijke reducties op de conusweerstand te zijn bepaald. Dergelijke reducties zijn aan de orde bij ontgravingen en uitvoeringsvolgorde. Tevens speelt de wijze van uitvoering een rol.

Alleen voor niet-cohesieve lagen geldt een reductie van de conusweerstand als gevolg van ontgraving bij installatie vóór ontgraven, "wortelmethode":

$$q_{c;z;ontgr} = q_{c;z} \cdot \left( \frac{\sigma'_{v;z;ontgr}}{\sigma'_{v;z;0}} \right)^{0,5} \quad (7.3.1)$$

Worden de palen echter geheid (niet-trillingsarm ingebracht) na ontgraving, dan geldt:

$$q_{c;z;ontgr} = q_{c;z} \cdot \left( \frac{\sigma'_{v;z;ontgr}}{\sigma'_{v;z;0}} \right) \quad (7.3.2)$$

waarbij :

$q_{c;z;ontgr}$  - gecorrigeerde conusweerstand op diepte z [MPa]

$q_{c;z}$  - gemeten conusweerstand vóór ontgraven [MPa]

$\sigma'_{v;z;ontgr}$  - effectieve verticale spanning op diepte z ná ontgraven [kPa]

$\sigma'_{v;z;0}$  - oorspronkelijke verticale spanning op diepte z tijdens sondering [kPa]

Voor trillingsarme paalsystemen mag ook bij installatie ná ontgraving worden uitgegaan van *formule (7.3.1)*. Bij meting van de conusweerstand ná de ontgraving zijn de bovengenoemde reducties niet van toepassing.

Bij de bepaling van de effectieve verticale spanning ná ontgraven, mag spannings spreiding als gevolg van beperkte ontgravingsbreedte worden meegenomen, indien van toepassing.

Als de sondering is uitgevoerd in, geologisch gezien, overgeconsolideerde zand en grindlagen en de palen niet-trillingsarm worden geïnstalleerd, dan dient de conusweerstand als volgt te worden gereduceerd:

$$q_{c;z;NC} = q_{c;z;OC} \cdot \left( \frac{1}{OCR} \right)^{0,5} \quad (7.3.3)$$

In grind moeten, nadat effecten van ontgraving en overconsolidatie in rekening zijn gebracht, conusweerstand boven 20 MPa zijn afgesneden tot 20 MPa.

*Voor een aantal gevallen moeten de conusweerstand voor de berekening van de schachtwrijving vóór afsnuiten zijn gereduceerd:*

- *ingeheide geprefabriceerde palen met gesloten punt in grof zand met  $M_z \geq 600 \mu\text{m}$ : tot 90%;*
- *ingetilde geprefabriceerde palen met gesloten punt in grof zand met  $M_z \geq 600 \mu\text{m}$ : tot 85%;*
- *ingeheide geprefabriceerde palen met gesloten punt in grind met  $M_g \geq 2 \text{ mm}$ : tot 85%;*
- *ingetilde geprefabriceerde palen met gesloten punt in grind met  $M_z \geq 2 \text{ mm}$ : tot 75%;*
- *ingeheide open buis- of kokerpalen in grof zand met  $M_z \geq 600 \mu\text{m}$  of in klei of leem: tot 80%;*
- *ingetilde open buis- of kokerpalen in grof zand met  $M_z \geq 600 \mu\text{m}$  of in klei of leem: tot 70%;*
- *ingeheide open buis- of kokerpalen in grind met  $M_g \geq 2 \text{ mm}$ : tot 70%;*
- *ingetilde open buis- of kokerpalen in grind met  $M_g \geq 2 \text{ mm}$ : tot 70%.*

**1d: Bepaling negatieve en positieve kleeftzones en berekening negatieve kleeft**

Indien palen worden geheid in een zettingsgevoelige omgeving, dan bestaat de kans dat de palen worden belast door negatieve kleeft als gevolg van zakkings van de slappe grondlagen langs de paal. Deze kan oplopen tot dezelfde orde van grootte als de paalkopbelasting. Zakkings van de slappe grondlagen kan worden veroorzaakt door:

- autonome zettingen (alles zakt in principe!);
- aanbrengen van ophogingen;
- verlaging van waterstand;
- verkneding bij het heien, bijgevolg een nieuw consolidatieproces, ontwikkeld onder het eigen gewicht.

Het verschil in verplaatsing tussen grond en paal bepaalt de zones waar sprake is van negatieve kleeft en positieve kleeft.

In geval de grond meer zakt dan de paal is er sprake van negatieve kleeft en in geval de paal meer zakt (door belasting) dan de grond, dan is er sprake van positieve kleeft oftewel schachtwrijvingsweerstand.

Volgens NEN-EN 9997-1 geldt dat de in rekening te brengen negatieve kleeftzone als volgt kan worden bepaald uit de zakkings van de grond  $s_{grond}$ :

- $s_{grond} \geq 100$  mm: over de volledige hoogte van de slappe lagen (maximale negatieve kleeft);
- $20 \leq s_{grond} < 100$  mm: interactieberekening of lineaire interpolatie;
- $s_{grond} < 20$  mm: geen noemenswaardige negatieve kleeft.

Als gevolg van de bovenstaande grenzen kan bij tussenliggende stijvere grondlagen een mogelijke neutrale zone aanwezig zijn tussen de negatieve kleeftzone en positieve kleeftzone.

De negatieve kleeft wordt als volgt berekend:

$$F_{nk;d} = \gamma_M \cdot O_{s;gem} \cdot K_0 \tan \delta \cdot \sum_{i=1}^n \left( \frac{\sigma'_{v;i-1} + \sigma'_{v;i}}{2} \cdot h_i \right) \quad (7.3.4)$$

en als de paal een speciale gladheidsbehandeling heeft ondergaan, mag worden gerekend met:

$$F_{nk;d} = \gamma_M \cdot O_{s;gem} \cdot \sum_{i=1}^n (h_i \cdot a_{i;k}) \quad (7.3.5)$$

Daarbij geldt:

- $F_{nk;d}$  - rekenwaarde negatieve kleeft [kN];
- $O_{s;gem}$  - gemiddelde paalomtrek [m];
- $K_0 \cdot \tan \delta$  - hiervoor geldt een minimale waarde van 0,25;
- $\sigma'_{v;i-1}$  - verticale korrelspanning onderkant laag  $i-1$  (=bovenkant laag  $i$ ) [kN/m<sup>2</sup>];
- $\sigma'_{v;i}$  - verticale korrelspanning onderkant laag  $i$  [kN/m<sup>2</sup>];
- $h_i$  - dikte laag  $i$  [m];
- $\gamma_M$  - materiaalfactor voor negatieve kleeft (enkele palen = 1,0, paalgroep = 1,4);
- $a_{i;k}$  - karakteristieke waarde adhesie, voor bentoniet:  $a_{i;k} = 20$  kPa en voor asfaltmastiek:  $a_{i;k} = 10$  kPa.

Voor paalgroepen mag de negatieve kleeft worden berekend langs het oppervlak van het gebied dat door de paal wordt bestreken. Voor de groepswerking van de effectieve spanning wordt verwezen naar paragraaf 7.3.2.2.e van NEN-EN 9997-1 [7.3].

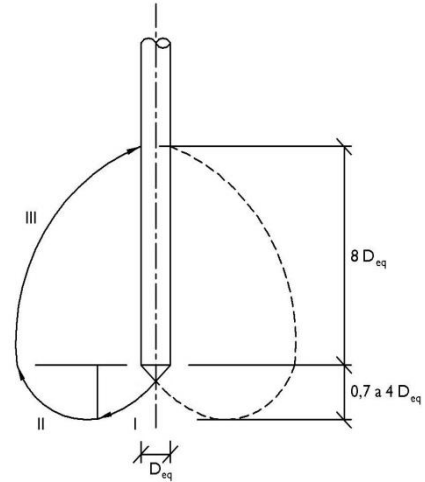
Op basis van deze uitgangspunten kan nu een eerste paalberekening worden uitgevoerd.

**Figuur 7.3.4**  
Schematisering in drie trajecten  
(bron: CGF1-11)

**1e: Berekening puntdraagvermogen per sondering**

Voor het bepalen van de paalpuntweerstand uit de conusweerstand is door Koppejan een aantal aannamen gedaan:

- De logaritmische spiraal is in drie trajecten verdeeld: I, II en III. In figuur 7.3.4 zijn de trajecten en hun ligging aangegeven.
- Het gewogen gemiddelde van de conusweerstand over traject III wordt even zwaar meegenomen als het gewogen gemiddelde van de conusweerstand over gebied (I+II) bij de bepaling van de paalpuntweerstand.
- Het gewogen gemiddelde van de conusweerstand van traject I en traject II wordt voor de bijdrage aan de paalpuntweerstand even zwaar meegenomen.



Dit leidt tot een maximale puntweerstand zoals in formule 7.3.7 is aangegeven.

De berekening van het paal draagvermogen volgens NEN-EN 9997-1 [7.3] wijkt enigszins af van de berekeningswijze conform de oude NEN 6743:2006. Conform NEN-EN 9997-1 dient altijd naar de gemiddelde (met  $\xi_3$ , zie tabel 7.3.1) en naar de minimale (met  $\xi_4$ ) draagkracht te worden gekeken. Vervolgens wordt het uiteindelijke paal draagvermogen bepaald uit de minimale, maatgevende waarden. Het wordt berekend door in eerste instantie het totale paal draagvermogen van alle sonderingen per sondering te berekenen en vervolgens de maatgevende rekenwaarde te bepalen op basis van  $\xi_3$  en  $\xi_4$ .

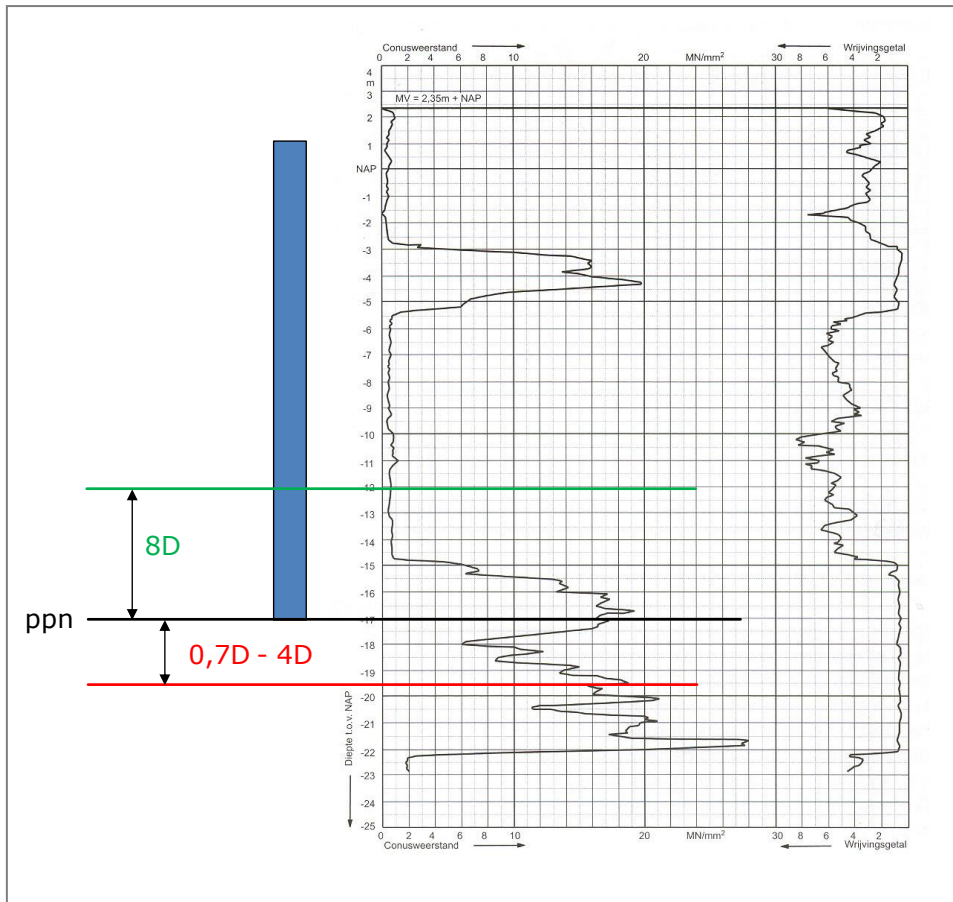
Het draagvermogen van de paalpunt wordt als volgt berekend:

$$R_{b,cal;i} = A_b \cdot q_{b,i} \quad (7.3.6)$$

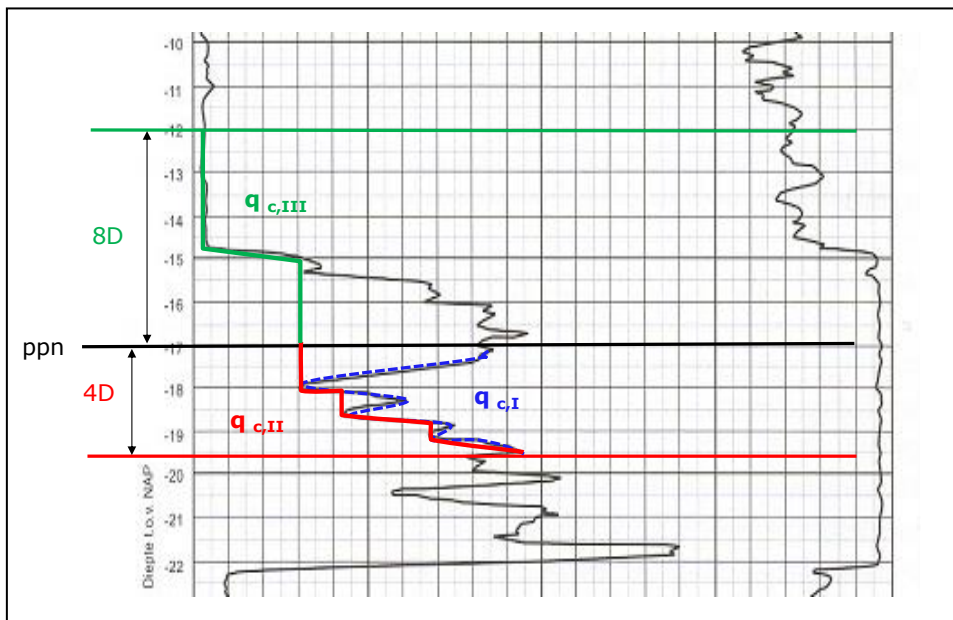
$$q_{b,i} = \alpha_p \cdot \beta \cdot s \cdot \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{q_{c,gem,I} + q_{c,gem,II}}{2} + q_{c,gem,III} \right) \quad (7.3.7)$$

Daarbij geldt:

- $R_{b,cal;i}$  - maximumpunt draagkracht van de paal uit sondering i [kN];
- $A_b$  - puntdoorsnede [m<sup>2</sup>];
- $q_{b,i}$  - maximale puntweerstand uit sondering i die niet hoger mag zijn dan 15 MPa
- $\alpha_p$  - paalklassefactor voor punt draagvermogen [ - ];
- $\beta_p$  - factor afhankelijk van de vorm van de paalvoet [ - ];
- $s$  - factor afhankelijk van de dwarsdoorsnede van de paalvoet [ - ];
- $q_{c,gem,I}$  - gemiddelde conusweerstand over het traject I, dat loopt vanaf het paalpunt niveau dat ten minste  $0,7D_{eq}$  en ten hoogste  $4D_{eq}$  dieper ligt, de onderkant van traject I moet binnen deze grenzen zodanig zijn gekozen, dat  $F_{r,max;punt}$  minimaal is [kPa];
- $q_{c,gem,II}$  - gemiddelde conusweerstand over het traject II, dat loopt van de onderkant van traject I naar het paalpunt niveau, waarbij de in rekening te brengen waarde voor de conusweerstand nooit hoger mag zijn dan de eronder liggende waarde [kPa];
- $q_{c,gem,III}$  - gemiddelde conusweerstand over het traject III, dat loopt vanaf het paalpunt niveau tot  $8D_{eq}$  hoger, waarbij de in rekening te brengen waarde van de conusweerstand nooit hoger mag zijn dan de eronder liggende waarde van  $q_{c,gem,II}$ , voor avegaarpalen geldt bij sonderingen vóóraf een afsnuiting tot 2 MPa [kPa], ten zij uit na-sonderingen blijkt dat hogere waarden zijn behaald (zie NEN-EN 9997-1 par. 7.6.2.3 (e)).



**Figuur 7.3.5**  
Bepalen van de conusweerstand volgens Koppejan



**Figuur 7.3.6**  
Bepaling van de waarden  $q_{c,I}$ ,  $q_{c,II}$  en  $q_{c,III}$

**1f: Berekening schachtwrijving per sondering**

De maximumschachtwrijving langs de positieve kleefzone moet als volgt zijn bepaald:

$$R_{s;cal;i} = O_{s;gem} \cdot \alpha_s \cdot \sum_{j=1}^n (q_{c;j;gem} \cdot h_j) \quad (7.3.8)$$

Daarbij geldt:

$R_{s;cal;i}$  - maximumschachtwrijving van de paal uit sondering  $i$  [kN];

$O_{s;\Delta L;gem}$  - gemiddelde paalschachtomtrek over lengte  $\Delta L$  [m];

$\alpha_s$  - paalklassefactor voor schachtwrijving [ - ];

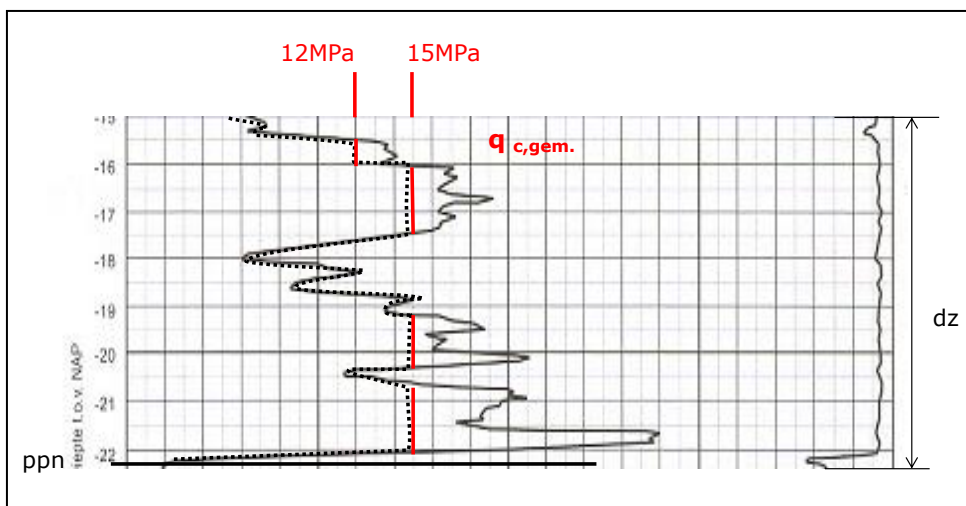
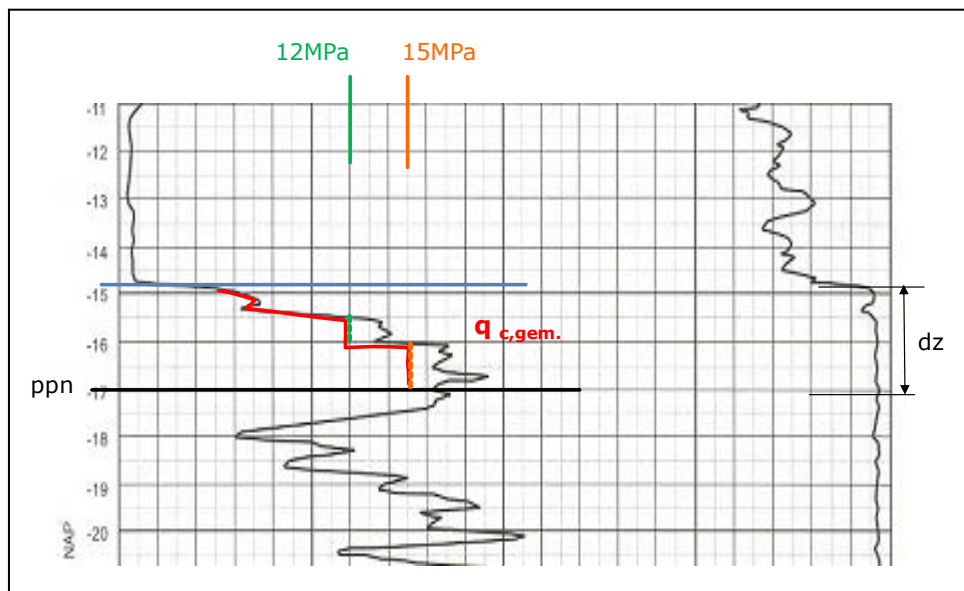
$q_{c;gem}$  - gemiddelde conusweerstand in laag  $j$ , waarbij pieken in het  $q_c$ -diagram hoger dan 12 MPa bij 12 MPa moeten zijn afgesnoten en als de laag waarin de gemeten conusweerstand een dikte heeft van meer dan 1 m mag zijn afgesnoten bij de laagste in die laag gemeten  $q_c$ -waarde met een maximum van 15 MPa (Voor een aantal gevallen moeten de conusweerstand voor de berekening van de schachtwrijving vóór afsnuiten zijn gereduceerd) [kPa]

$h_j$  - dikte van laag  $j$  [m]

$\Delta L$  - lengte waarover schachtwrijving mag worden meegenomen, geldt voor zandlagen en vaste klei/siltlagen  $> 2$  MPa. Bij verbrede paalvoet die meer dan 10 mm buiten de schacht uitsteekt, is  $\Delta L$  begrensd tot de hoogte van de voet. Door nagroueten mag de lengte  $\Delta L$  weer worden vergroot [m]

**Figuur 7.3.7**

Wijze van afsnuiting van pieken bij het bepalen van de waarde  $q_{c,gem}$  - bij verschillende ppn's





**1g: Berekening netto maatgevend paaldragvermogen**

De maatgevende rekenwaarde van de paaldragkracht dient te worden bepaald uit het minimum van de rekenwaarden op basis van minimale paaldragkracht met  $\xi_4$  en de gemiddelde paaldragkracht met  $\xi_3$ . In geval van een enkele paal met  $n = 1$  sondering zijn de beide  $\xi$ -waarden gelijk aan elkaar. De waarden staan weergegeven in tabel 7.3.1.

aantal sonderingen n	n = 1	n = 2	n = 3	n = 4	n = 5	n = 7	n = 10
<i>niet-stijf bouwwerk</i>							
gemiddeld $\xi_3$	1,39	1,32	1,30	1,28	1,28	1,27	1,25
minimaal $\xi_4$	1,39	1,32	1,30	1,03	1,03	1,01	1,00
<i>stijf bouwwerk</i>							
gemiddeld $\xi_3$	1,26	1,20	1,18	1,17	1,17	1,15	1,14
minimaal $\xi_4$	1,26	0,96	0,94	0,93	0,93	0,92	0,91

**Tabel 7.3.1**

Herverdelingsfactor  $\xi$   
afhankelijk van het  
aantal sonderingen

Per sondering  $i$  dient de maximumpaaldragkracht als volgt te worden bepaald:

$$R_{c;cal;i} = R_{b;cal;i} + R_{s;cal;i} \quad (7.3.9)$$

Vervolgens dient de minimum waarde en de gemiddelde waarde te worden bepaald:

$$(R_{c;cal})_{gem} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n R_{c;cal;i} \quad (7.3.10a)$$

$$(R_{c;cal})_{min} = \min_{i=1}^n (R_{c;cal;i}) \quad (7.3.10b)$$

Afhankelijk van het type bouwwerk (stijf, niet-stijf) en het aantal sonderingen  $n$ , dienen conform tabel 7.3.1 de waarden voor  $\xi_3$  en  $\xi_4$  te worden bepaald, op basis waarvan de beide karakteristieke waarden kunnen worden bepaald:

$$(R_{c;k})_{gem} = \frac{(R_{c;cal})_{gem}}{\xi_3} \quad (7.3.11a)$$

$$(R_{c;k})_{min} = \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \quad (7.3.11b)$$

Op basis van  $\gamma_M$  ( $= \gamma_s = \gamma_b$ ) kan de maatgevende rekenwaarde als volgt worden bepaald:

$$R_{c;d} = \frac{\min \left\{ (R_{c;k})_{gem}; (R_{c;k})_{min} \right\}}{\gamma_M} \quad (7.3.12)$$

Het paaldragvermogen wordt tenslotte nog door de belasting ten gevolge van negatieve kleef verminderd :

$$R_{c;net;d} = R_{c;d} - F_{nk;d} \quad (7.3.13)$$

Bij bovenstaande formules geldt:

- $R_{c;cal;i}$  - maximumpaaldragkracht van de paal uit sondering  $i$  [kN];
- $R_{b;cal;i}$  - maximumpuntdragkracht van de paal uit sondering  $i$  [kN];
- $R_{s;cal;i}$  - maximumschachtwrijving van de paal uit sondering  $i$  [kN];
- $R_{c;k}$  - karakteristieke waarde paaldragkracht [kN];
- $R_{c;d}$  - rekenwaarde paaldragkracht [kN];
- $R_{c;net;d}$  - rekenwaarde netto paaldragkracht [kN];

- $F_{nk;d}$  - rekenwaarde negatieve kleeft [kN];
- $\gamma_M$  - materiaalfactor voor paal draagvermogen [ - ];
- $\xi_3$  - herverdelingsfactor op gemiddelde paal draagkracht [ - ];
- $\xi_4$  - herverdelingsfactor op minimum paal draagkracht [ - ].

**1h: Toets verticale draagkracht**

Er wordt tenslotte voldaan aan het verticale paal draagvermogen in de uiterste grenstoestand conform NEN-EN 9997-1 als geldt:

$$F_{c;d} \leq R_{c;net;d} \quad (7.3.14)$$

Daarbij is:

- $F_{c;d}$  - rekenwaarde paalkopbelasting [kN];
- $R_{c;net;d}$  - rekenwaarde netto paal draagkracht [kN].

**7.3.3 Stap 2: Toetsing bezwijken van de constructie door verplaatsing van de fundering**

Zettingsverschillen en verschillen in horizontale verplaatsing van de fundering, moeten zijn beschouwd om er zeker van te zijn dat deze niet leiden tot een uiterste grenstoestand in de ondersteunende constructie. In zwellingsgevoelige grond moet zijn vastgesteld of ongelijkmatige zwelling kan optreden en de funderingen en constructies moeten zo zijn ontworpen dat zij deze kunnen weerstaan of opnemen.

Berekende paalzakkingen behoren conform artikel (2) van paragraaf 7.6.4.1 van NEN-EN 1997-1 [7.1] niet als nauwkeurig te worden beschouwd en geven alleen een globale indicatie. Hierbij dient een marge van  $\pm 20$  à 40% te worden vermeld, eventueel met een voorstel voor monitoring.

Als eis voor de uiterste grenstoestand (UGT) wordt voor paalfunderingen, ingedeeld in groep B, veelal een rotatie aangehouden van:

$$\beta_{UGT} \leq 1:100 \quad (7.3.15)$$

Daarbij geldt:

- $\beta_{UGT}$  - bovengrens relatieve rotatie in de uiterste grenstoestand [rad]

**7.3.4 Stap 3: Toetsing zakkingen en zakkingsverschillen**

**3a. Bepaling paalkopbelasting, paalstijfheid en type zakkingscurve**

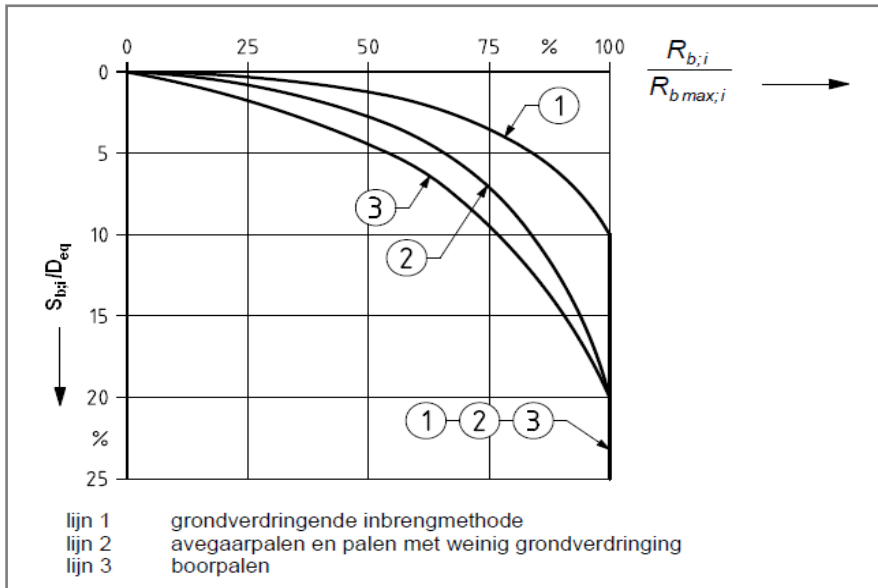
Teneinde de zakking van de palen te berekenen, dienen zowel de paalkopbelasting als het stijfheidsgedrag van paal en ondergrond te worden vastgesteld. Voor de toetsing van de zakking in de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT), dient de paalkopbelasting te worden bepaald aan de hand van de representatieve waarde. Vaak worden alleen de permanente belastingen in rekening gebracht.

De totale zakking van de paal  $s_{tot;d}$  bestaat uit de volgende componenten:

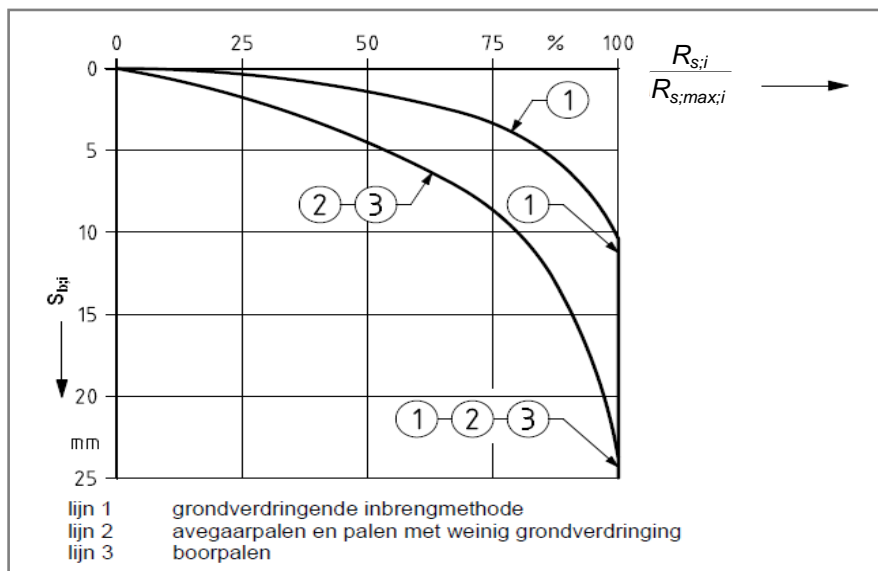
$$s_{tot} = s_1 + s_2 \quad (7.3.16)$$

Daarbij geldt:

- $s_{tot}$  - totale zakking paalkop
- $s_1$  - zakking van bovineinde van een alleenstaande paal
- $s_2$  - zakking bij een paalgroep in geval van samendrukking van de grondlagen onder de paalpunt



**Figuur 7.3.8**  
 Relatie tussen  $R_b$  en  $s_b$   
 in verhouding tot  $D_{eq}$



**Figuur 7.3.9**  
 Relatie tussen  
 $R_{s,i}$  en  $s_b$

Voor palen in matig vaste tot vaste grond en voor palen op trek, zijn de veiligheidseisen voor de uiterste grenstoestand gewoonlijk voldoende en is een toetsing van de bruikbaarheids-grenstoestand veelal niet noodzakelijk.

De zakking van de alleenstaande paal is opgebouwd uit de volgende componenten:

$$s_1 = s_b + s_{el} \quad (7.3.17)$$

Daarbij geldt:

- $s_1$  - zakking van bovenzijde van een alleenstaande paal
- $s_b$  - zakking van de paalpunt
- $s_{el}$  - elastische paalverkorting

De zakking van de paalpunt geschiedt aan de hand van last-zakkingscurven; zie stap 3b. Hiervoor dient de lastzakkingscurve te worden vastgesteld die afhankelijk is van het type paal; zie ook tabel 7.1.3. De stijfheid van de paal moet worden vastgesteld om de elastische verkorting van de paal te berekenen.

### 3b. Berekening zakking uit punt en elastische zakking

Voor de zakking van de paalpunt bij een enkele paal dient onderscheid te worden gemaakt in:

- de verplaatsing benodigd voor het leveren van het puntdraagvermogen;
- de verplaatsing benodigd voor het leveren van schachtwrijving.

De verplaatsing benodigd voor het leveren van het puntdraagvermogen volgt uit het interactiediagram voor 3 typen palen, weergegeven in figuur 7.3.8 en figuur 7.3.9, van relatief stijf naar slap:

- type 1: grondverdringende palen;
- type 2: avegaarpalen en palen met weinig grondverdringing;
- type 3: boorpalen.

In figuur 7.3.8 en 7.3.9 dient de verhouding tussen het optredende puntdraagvermogen voor een punt in zand en de optredende schachtwrijving  $F_{b;d}$  en  $F_{s;d}$  te worden berekend als functie van het maximaal opneembare puntdraagvermogen  $R_{b;d}$  en de maximum opneembare schachtwrijving  $R_{s;d}$ . De som van het optredende paaldraagvermogen en de optredende schachtwrijving is gelijk aan de paalkopbelasting  $F_d$ . Aan de hand van de equivalente paal-schachtdiameter kan de zakking van de punt  $s_b$  worden bepaald (in UGT of BGT).

#### Berekening $s_{el}$

De elastische verkorting van de paal kan worden berekend aan de hand van het normaalkrachtenverloop in de paal en de rekstijfheid  $EA$ . Voor het normaalkrachtenverloop dient de paalkopbelasting, de negatieve kleef en het puntdraagvermogen bekend te zijn. De elastische verkorting is als volgt:

$$s_{el;d} = \frac{L \cdot F_{gem}}{E_{paal} \cdot A_{schacht}} \quad (7.3.18)$$

$$F_{gem} = \frac{l \cdot F_{tot} + 0,5 \cdot (L - l) \cdot (F_{tot} + R_b)}{L} \quad (7.3.19)$$

Daarbij geldt:

- $s_{el}$  - elastische paalverkorting [m];
- $L$  - totale paallengte [m];
- $l$  - lengte tussen paalkop en bovenkant positieve kleefzone [m];
- $A_{schacht}$  - schachtdoorsnede [m<sup>2</sup>];
- $E_{paal}$  - elasticiteitsmodulus paal [kN/m<sup>2</sup>];
- $F_{gem}$  - gemiddelde normaalkracht volgens (7.2.10);
- $F_{tot}$  - som van de paalkopbelasting  $F_{s;v;d}$  en de negatieve kleef  $F_{s;nk;d}$  [kN];
- $R_b$  - optredend puntdraagvermogen, berekend uit de interactiediagrammen

### 3c. Berekening samendrukking cohesieve lagen onder paalgroep

Indien de h.o.h. afstand tussen de palen kleiner is dan  $10 \cdot D_{eq}$ , dan dient de zakking  $w_{2;d}$  (van de paalgroep) te worden berekend. Voor grotere h.o.h. afstanden geldt dat  $s_2 = 0$ . De bepaling van de zakking moet zijn betrokken op de lagen die  $4 \cdot D_{eq}$  onder de paalpunt liggen.

Hierbij geldt:

$$s_2 = \frac{F_{fund}}{q_{c;4D}} \cdot \frac{0,18 \cdot m^*}{\sqrt{b_1 \cdot b_2}} \quad (7.3.20)$$

Daarbij is:

- $s_2$  - zakking paalgroep [m]
- $F_{fund}$  - totale paalbelasting op de paalgroep [kN]
- $q_{c;4D}$  - conusweerstand vanaf diepte  $4D_{eq}$  onder paalpunt tot  $b_2$  daaronder [m]
- $b_1$  en  $b_2$  - afmetingen belaste oppervlak onder  $4D_{eq}$  onder paalpunt, waarbij  $b_2 \leq b_1$  [m]

$m^*$  - factor uit tabel 7.3.2 [-]

vorm belastingoppervlak	$b_1 / b_2$ [-]	factor $m^*$ [-]
rond	-	0,96
vierkant	1	0,95
rechthoek	1,5	0,94
rechthoek	2	0,92
rechthoek	3	0,88
rechthoek	5	0,82
rechthoek	10	0,71
rechthoek	100	0,37

**Tabel 7.3.2**  
Bepaling factor  $m^*$

### 3d. Berekening primaire en seculaire zakking

Er is sprake van seculaire zakking in geval de samendrukking van de grondlagen beneden het paalpuntniveau bij paalgroepen kruipgedrag vertoont. Naast het kruipgedrag is er mogelijk ook sprake van consolidatie van deze lagen, die beide tot een tijdsafhankelijk zakkingsgedrag leiden. Bij kruip dient er eveneens rekening te worden gehouden met de autonome zettingsverschijnselen in de omgeving.

### 3e. Berekening zakkingsverschil en relatieve rotatie

De relatieve rotatie wordt berekend uit het quotiënt van het zakkingsverschil en de h.o.h afstand tussen twee afzonderlijke fundamenten (paalpoeren of paalgroepen), berekend in de bruikbaarheidsgrenstoestand. De relatieve rotatie dient per twee funderingselementen te worden berekend en te worden getoetst aan de in paragraaf 7.3 gestelde eisen. Voor de relatieve rotatie (in radialen) geldt:

$$\beta = \frac{|s_{paalgroepA} - s_{paalgroepB}|}{h.o.h.} \quad (7.3.21)$$

Conform NEN-EN 9997-1 paragraaf 7.6.4.2 (d) moet in geval van een niet-stijf bouwwerk, statisch bepaald ondersteund op palen, voor de bepaling van de relatieve rotatie en de scheefstand rekening zijn gehouden met een zakkingsverschil tussen naburige palen. Dit verschil moet tenminste 33% van het gemiddelde van de berekende zakkingen ter plaatse van de onderzoekspunten bedragen:

$$\beta_{\min} = 0,33 \frac{s_{\text{gem}}}{\min h.o.h.} \quad (7.3.22)$$

Daarbij geldt:

- $\beta_{\min}$  - ondergrens relatieve rotatie [rad]
- $s_{\text{gem}}$  - gemiddelde zakking van de poeren, die zich op één rij bevinden [m]
- min. h.o.h. - minimale h.o.h. afstand tussen twee funderingselementen [m]

Hiervan mag in ongunstige zin zijn afgeweken, indien door een analyse van de interactie tussen bouwwerk en paalfundering kleinere verschillen zijn aangetoond.

### 3f. Toetsing op deformatie-eisen.

Bij de toetsing van de vervorming en verplaatsing van de fundering dienen de volgende zettingscomponenten te zijn onderscheiden:

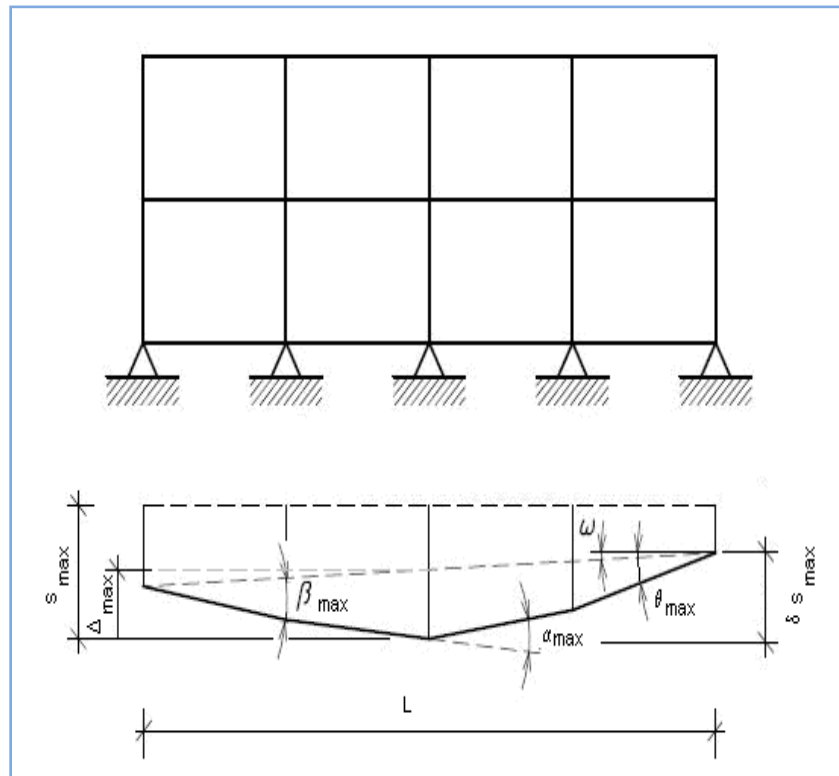
- zetting ( $s$ );
- relatieve (of verschil-)zetting ( $\delta s$ );
- rotatie ( $\theta$ );
- schuinstand of scheefstand ( $\omega$ );
- hoekverdraaiing ( $\alpha$ );
- relatieve rotatie ( $\beta$ );

- horizontale verplaatsing.

In figuur 7.3.10 zijn definities van enkele bovengenoemde termen voor de verplaatsing van de fundering en de vervormingen weergegeven. Voor woonfuncties en woongebouwen wordt in het algemeen voor de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT) aangehouden, dat de scheefstand ( $\omega$ ) en/of de relatieve rotatie ( $\beta$ ) niet de waarde van 1 : 300 mag overschrijden. Voor vervormingen in de horizontale richting wordt over het algemeen voor de BGT een praktische waarde aangehouden, die gelijk is gesteld aan de voor de bouwconstructie geldende toleranties. Hiervoor wordt in het algemeen 'ten hoogste 50 mm' aangehouden. Voor overige gebouwen en bouwwerken zijn dezelfde grenzen van toepassing tenzij door de ontwerper nadere eisen zijn gesteld.

**Figuur 7.3.10**

Definities van verplaatsing van de fundering



In tabel 7.3.3 staan enige informatieve grenswaarden aangegeven, afkomstig van bijlage H van NEN-EN 9997-1 [7.3] en CUR 166 [6.19]. De daarin genoemde maximum toegelaten relatieve rotatie van constructies in open skeletbouw, skeletbouw met wanden, dragende wanden of doorgaande metselwerkwanden varieert tussen ongeveer 1 : 200 en 1 : 300 om het ontstaan van een bruikbaarheidsgrenstoestand in de constructie te voorkomen. Voor veel constructies wordt in bijlage H een maximum relatieve rotatie van 1 : 500 toelaatbaar geacht.

Voor normale constructies met afzonderlijke funderingen zijn totale zettingen tot 50 mm in het algemeen toelaatbaar. Grotere verplaatsingen kunnen toelaatbaar zijn, mits de relatieve rotaties en zakkingsverschillen binnen aanvaardbare grenzen blijven.

Voor opwaartse buigingen (concaaf) zijn de waarden gehalveerd t.o.v. die van de neerwaartse buiging (convex).

type fundering of gebouw	grenstoestand	$\beta_{\max;convex}$ [ - ]	$\beta_{\max;concaaf}$ [ - ]	$u_{y;\max}^{2)}$ [mm]
open skeletbouw	BGT	1:200 à 1:300	1:400 à 1:600	50
skeletbouw met wanden	BGT	1:200 à 1:300	1:400 à 1:600	50
dragende wanden	BGT	1:200 à 1:300	1:400 à 1:600	50
doorgaand metselwerk wanden	BGT	1:200 à 1:300	1:400 à 1:600	50
overige gangbare constructies <sup>3)</sup>	BGT	1 : 500	1 : 1000	50
alle gangbare constructies <sup>1)</sup>	UGT	1 : 150	1 : 300	50

**Tabel 7.3.3**  
Grenswaarden vervorming funderingen

<sup>1)</sup> niet van toepassing voor gebouwen of constructies buiten het gangbare of waarvan de belasting duidelijk niet-gelijkmatig is

<sup>2)</sup> geldt voor gangbare constructies met afzonderlijke funderingen; grotere zettingen kunnen toelaatbaar zijn, mits de relatieve rotaties binnen aanvaardbare grenzen blijven en wordt voldaan aan de functionele eisen

### 7.3.5 Stap 4: Axiale veerstijfheid op druk belaste palen

De karakteristieke waarde van de axiale veerstijfheid van op druk belaste palen gerelateerd aan het niveau van de paalkop, waarop deze in de constructie die op de palen afdraagt aangrijpt, dient te worden bepaald aan de hand van:

$$k_{axiaal;rep} = \frac{F_{c;rep}}{s_{tot}} \quad (7.3.23)$$

Daarbij geldt:

$k_{axiaal;rep}$  - karakteristieke waarde axiale veerstijfheid [kN/m]

$F_{c;rep}$  - karakteristieke waarde paalkopbelasting op druk [kN]

$s_{tot}$  - totale zakking van de paalkop [m]

De totale zakking bestaat uit de som van de puntzakking  $s_b$ , elastische verkorting  $s_{el}$  en de zakking door samendrukking onder paalgroepen  $s_2$ . De veerstijfheid kan daarbij worden gesplitst in:

$$\frac{1}{k_{axiaal;rep}} = \frac{1}{k_{b;rep}} + \frac{1}{k_{el;rep}} + \frac{1}{k_{2;rep}} \quad (7.3.24)$$

Bij het dimensioneren van de constructie is meestal van belang een betrouwbare onder- en bovengrens van de veerstijfheid te geven. Deze rekenwaarden kunnen worden bepaald met:

- $k_{axiaal;min;d} = k_{axiaal;rep} / \sqrt{2}$
- $k_{axiaal;max;d} = k_{axiaal;rep} \cdot \sqrt{2}$

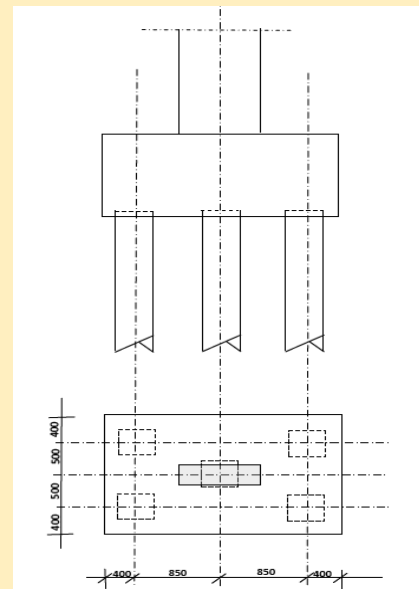
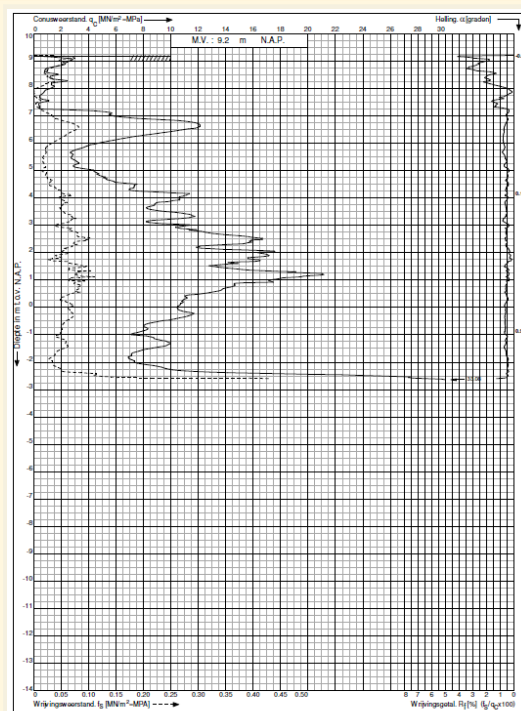
### 7.3.6 Voorbeeldberekening 7.1: draagkracht van een poer

Dit voorbeeld is een eerste kennismaking met het bepalen van de draagkracht van een drukpaal en wordt om didactische redenen bij sommige onderwerpen eenvoudig gehouden.

Onder een kolom 600\*250 mm komt een poer van  $L*b*h = 22500*1800*1000$  mm met 5 voorgespannen prefab betonpalen vierkant 250 mm in de sterkteklasse C45/55. Het aanlegniveau van de poer ligt op NAP+7,2m.

Gevraagd wordt de draagkracht van de poer met 5 korte palen te bepalen op basis van de aangegeven sondering en een paalpuntniveau van NAP+ 3,0m.

**Figuur 7.3.11**  
Sondering  
&  
Doorsnede en aanzicht poer



**Tabel 7.3.4**  
Grondopbouw met  
grondparameters

Grondsoort	b.k. laag [m+NAP]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]
klei, zwak zandig	+9,2	15	15	0	22,5
zand, vast gepakt	+7,2	19	21	0	35,0
GWS op +7,2m					

#### Stap 1a: Bepaling uitwendige paalkopbelasting

In dit voorbeeld wordt deze stap achterwege gelaten.

#### Stap 1b: Bepaling paaltype met specifieke eigenschappen

Voorgeschreven is een voorgespannen prefab betonpaal vierkant 250 mm. De bijbehorende paalfactoren zijn daarbij als volgt.

- Paalpuntfactor:  $\alpha_p = 1,0$ ;
- paalschachtfactor:  $\alpha_s = 0,010$ ;
- reductiefactor verzwaarde voet:  $\beta = 1,0$ ;
- reductiefactor paalvoetvorm:  $s = 1,0$ .

#### Stap 1c: Bepaling uitvoeringsvolgorde en invloeden conusweerstand

Voor de uitvoeringsvolgorde wordt uitgegaan van:

1. sonderen vanaf maaiveld op NAP +9,2 m;
2. ontgraven tot NAP +7,2 m;
3. heien prefab betonpalen.

Op basis hiervan dient een lineaire  $q_c$ -reductie te worden toegepast conform formule (7.3.2). Om dit voorbeeld eenvoudig te houden wordt deze reductie achterwege gelaten.



Stap 1d: Bepaling negatieve en positieve kleefzones en berekening negatieve kleef aan de hand van de sonderingen (figuur 7.3.11) is de bodemopbouw weergegeven in tabel

7.3.4. Voor het aanbrengen van de palen wordt de grond ontgraven tot NAP+7,2m (= GWS). Hieruit is op te maken dat de palen alleen in het zand worden geïnstalleerd waardoor geen negatieve kleef optreedt.

Stap 1e: Berekening puntdragvermogen per sondering

Hieronder is het puntdragvermogen berekend voor sondering (fig. 7.3.11) op niveau NAP +3,0 m. Voor een paaldiameter vierkant 250 mm volgt een equivalente paaldiameter  $D_{eq} = 1,13 \cdot 250 = 283$  mm.

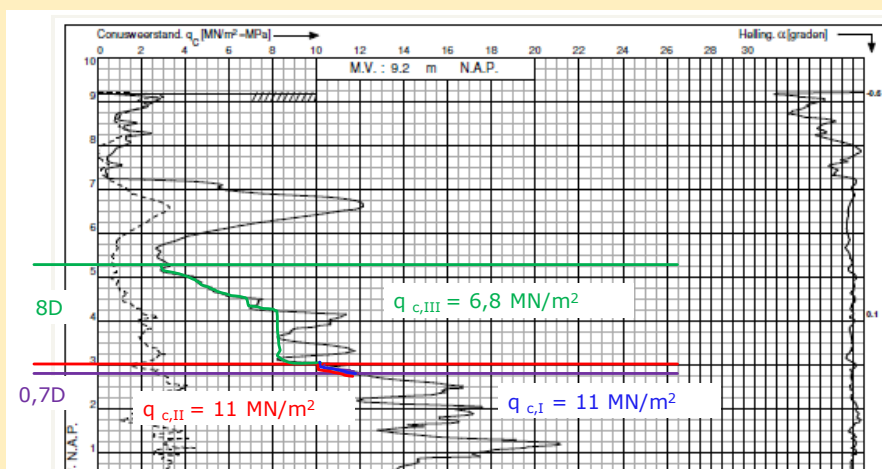
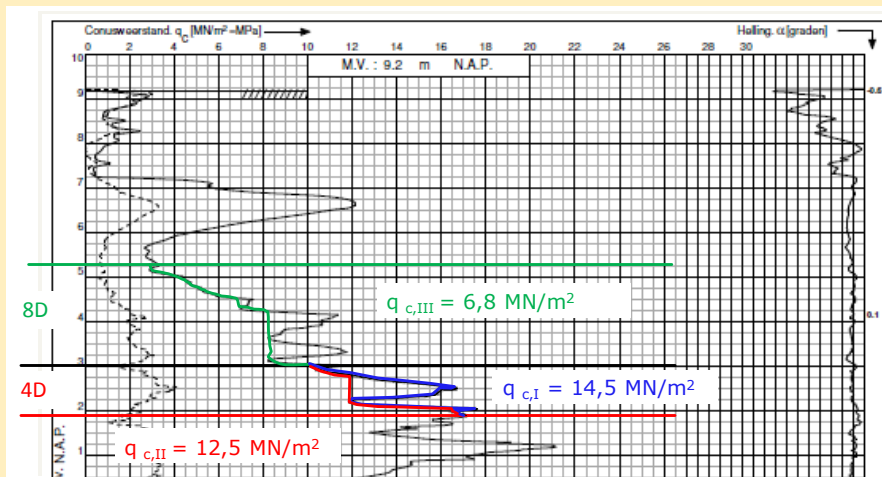
$$8D = 8 \cdot 283 = 2264 \text{ mm} = 2,26 \text{ m} \quad \rightarrow \text{NAP} + 3,0 \text{ m} + 2,26 = \text{NAP} + 5,26 \text{ m}$$

$$0,7D = 0,7 \cdot 283 = 198 \text{ mm} = 0,2 \text{ m} \quad \rightarrow \text{NAP} + 3,0 \text{ m} - 0,2 = \text{NAP} + 2,8 \text{ m}$$

$$4d = 4 \cdot 283 = 1132 \text{ mm} = 1,13 \text{ m} \quad \rightarrow \text{NAP} + 3,0 \text{ m} - 1,13 = \text{NAP} + 1,87 \text{ m}$$

De trajecten van  $q_{c,I}$ ,  $q_{c,II}$  en  $q_{c,III}$  liggen daarbij vast op:

- onderkant traject I en II op  $0,7$  à  $4 \cdot D_{eq} = \text{NAP} + 1,87$  à  $+ 2,8$  m;
- bovenkant traject III op  $8 \cdot D_{eq} = \text{NAP} + 5,26$  m;
- Op basis van figuur 7.3.12.a en b is te vinden dat de gemiddelde waarde over het traject I en II voor  $4D/8D$  hoger ligt dan voor  $0,7D/8D$  [ $\frac{1}{2} \cdot (14,5 + 12,5) = 13,5 \text{ MN/m}^2 > \frac{1}{2} \cdot (11 + 11) = 11 \text{ MN/m}^2$ ]. Hierdoor zijn de waarden van het traject  $0,7D/8D$  maatgevend voor de verdere berekening.



Voor het puntdragvermogen geldt dan op basis van formules (7.3.10) en (7.3.9)

**Figuur 7.3.12 .**  
Berekening  
paalpuntweerstand  
volgens Koppejan

- Voor  $4D/8D$
- Voor  $0,7D / 8D$

$$q_{b,max} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{11000 + 11000}{2} + 6800 \right) = 8900 \text{ kPa} \quad (\approx 8,9 \text{ MPa})$$

De gevonden waarde voor  $q_{b,max}$  is kleiner dan  $15 \text{ MN/m}^2$ , welk de maximaal toelaatbare waarde is bij geen overconsolidatie.

Met een oppervlakte voor de paalpunt van  $0,25 \cdot 0,25$  is het maximale puntdragvermogen:

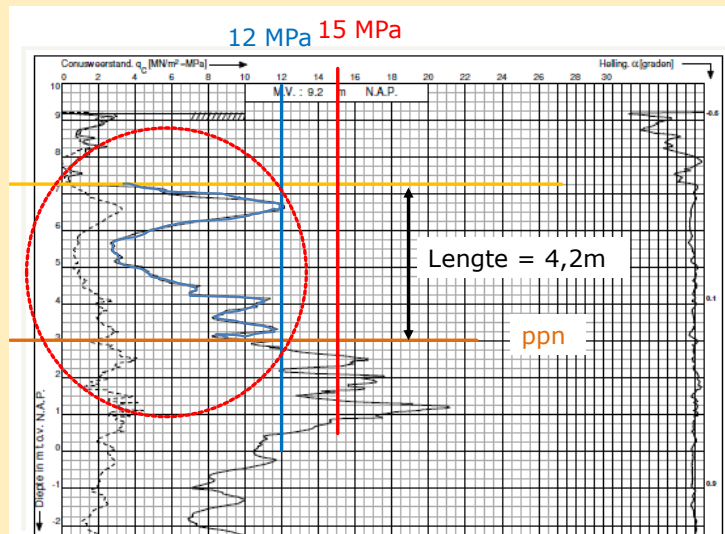
$$R_{b,cal} = 0,25 \cdot 0,25 \cdot 8900 = 556 \text{ kN}$$

#### Stap 1f: Berekening schachtwrijving

Het puntdragvermogen is berekend op niveau NAP +3,0 m. Hieronder is het schachtdragvermogen berekend voor sondering (figuur 7.3.11). Voor een paaldiameter vierkant 250 mm

volgt een paalomtrek  $O_s = 4 \cdot 0,25 = 1,0 \text{ m}$ . In

figuur 7.3.13 is de schachtwrijving bepaald op basis van de gemiddelde  $q_c$  over de zandlaag die hier de positieve kleefzone vormt. Omdat de paal in grondlagen staat waar de conusweerstand niet groter wordt dan  $12 \text{ MPa}$ , hoeven de conusweerstand niet te worden afgesneden.



De blauw gemarkeerde lijn van de conusweerstand levert nu een gemiddelde waarde van  $q_{c,gem} = 7 \text{ MN/m}^2$ . Hiermee kan de schachtwrijving berekend worden tot:

$$R_{s,cal} = 1,0 \cdot 0,010 \cdot 7000 \cdot 4,2 = 294 \text{ kN}$$

#### Stap 1g: Berekening netto maatgevend paaldragvermogen

Omdat er geen andere sonderingen aanwezig zijn, zijn de waarden voor het puntdragvermogen  $R_{b,cal}$  en het schachtdragvermogen  $R_{c,ca}$ ; meteen de eindwaarden (gemiddeld en minimum) [formule 7.3.9].

$$R_{c,cal} = 556 + 294 = 850 \text{ kN}$$

Voor een niet-stijf bouwwerk geldt bij  $n = 1$  sonderingen conform tabel 7.3.1:  $\xi_3 = \xi_4 = 1,39$ . Dit resulteert met een materiaalfactor van  $\gamma_M$ , volgens formules 7.3.11 en 7.3.12, in:

$$R_{c,d} = \frac{850}{1,39 \cdot 1,25} = 489 \text{ kN} = R_{c,net,d}$$

Omdat er geen negatieve kleef optreedt, is de waarde van het netto paaldragvermogen  $R_{c,net,d}$  gelijk ook de paaldragkracht  $R_{c,d}$  volgens formule 7.3.13.

Hiermee is de draagkracht voor één paal berekend. De draagkracht van de poer met 5 palen is dan:

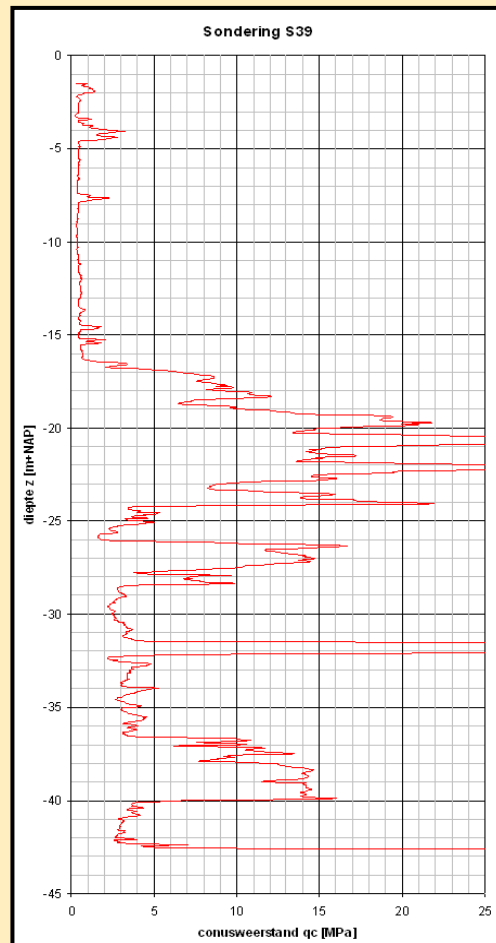
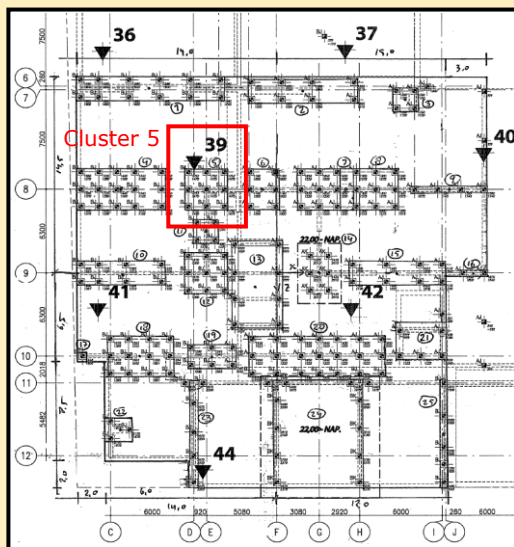
$$R_{c,totaal,d} = 5 \cdot 489 = 2447 \text{ kN}$$

De stappen 2 en 3 uit het stappenplan 7.1 worden in dit voorbeeld niet verder behandeld en er wordt verwezen naar voorbeeld 7.2.

**Figuur 7.3.13** Berekening schacht en weerstand

### 7.3.7 Voorbeeldberekening 7.2: op palen gefundeerde torenflat

Ten behoeve van de realisatie van een 23 verdiepingen hoge torenflat in de Rotterdamse wijk De Landbouwuurt, is een funderingsontwerp gemaakt van de paalfundering. In dit voorbeeld is de variant beschouwd uitgegaan van geheide prefab betonnen palen vierkant 500 mm.



**Figuur 7.3.14**  
Sondring S39  
en palenplan  
fundering toren-  
flat Landbouw-  
buurt Rotterdam  
(bron foto: Cees  
Reijers Architec-  
ten BV);

Cluster 5 met 9

#### Stap 1a: Bepaling uitwendige paalkopbelasting

Voor de eerste berekening van het paaldragvermogen is een belastingsrange van  $F_{c;d} = 2000$  tot  $3000$  kN beschouwd in de uiterste grenstoestand. Op basis daarvan is het palenplan bepaald en zijn de paalbelastingen nader gespecificeerd. In dit voorbeeld is cluster 5, bestaande uit 9 palen zie figuur 7.3.14, in beschouwing genomen. De paalkopbelastingen bedragen daar:

- UGT:  $F_{c;d} = 1.725$  kN (totaal op 9 palen:  $F_{c;d} = 1.725 \times 9 = 15.525$  kN);
- BGT:  $F_{c;rep} = 1.291$  kN.

#### Stap 1b: Bepaling paaltype met specifieke eigenschappen

Op basis van de diepte van de draagkrachtige zandlaag en de grootte van de paalkopbelastingen, wordt als type paal een voorgespannen prefab betonpaal vierkant 500 mm geadviseerd. De bijbehorende paalfactoren zijn daarbij als volgt:

- paalpuntfactor  $\alpha_p = 1,0$ ;
- paalschactfactor:  $\alpha_s = 0,010$ ;
- last-zakkingscurve 1;
- reductiefactor verzwaarde voet:  $\beta = 1,0$ ;
- reductiefactor paalvoetvorm:  $s = 1,0$ .

**Stap 1c: Bepaling uitvoeringsvolgorde en invloeden conusweerstand**

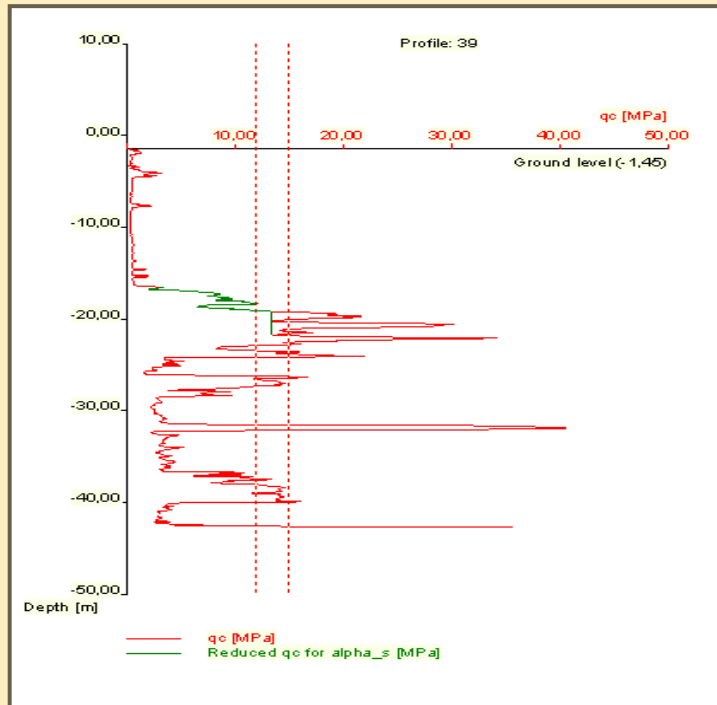
Voor de uitvoeringsvolgorde wordt uitgegaan van:

1. sonderen vanaf maaiveld op NAP -1,45 m;
2. ontgraven tot NAP -2,85 m in bouwkuip;
3. heien prefab betonpalen.

Op basis hiervan dient een lineaire  $q_c$ -reductie te worden toegepast, conform *formule (7.3.2)*.

**Stap 1d: Bepaling negatieve en positieve kleefzones en berekening negatieve kleef**

Aan de hand van de sonderingen 36 t/m 45 is per sondering de bodemopbouw bepaald en zijn de kleefzones gedefinieerd. Als voorbeeld is in figuur 7.3.15 op basis van sondering S39 de bodemopbouw bepaald en zijn de grondparameters per laag weergegeven.



	Material	Unit weight dry kN/m <sup>3</sup>	Unit weight wet kN/m <sup>3</sup>	Phi deg
	Sand, vee...	20,0	21,0	35,0
	Clay, sls...	20,0	20,0	22,5
	Sand, clea...	18,0	20,0	32,5
	Peat, mod...	13,0	13,0	15,0
	Clay, sls...	18,0	18,0	22,5
	Clay, sls...	20,0	20,0	22,5
	Clay, sls...	20,0	20,0	22,5
	Sand, clea...	19,0	21,0	35,0
	Clay, sls...	21,0	21,0	27,5
	Sand, clea...	19,0	21,0	35,0
	Clay, sls...	21,0	21,0	27,5
	Sand, clea...	19,0	21,0	35,0
	Clay, sls...	21,0	21,0	27,5
	Sand, clea...	19,0	21,0	35,0
	Clay, sls...	21,0	21,0	27,5

PL (Phreatic Level) = -1,50 [m]  
 EL (Excavation Level) = -2,85 [m]  
 PTL (Pile Tip Level) = -21,75 [m]  
 PSFZ = Positive skin fraction zone, top = -16,50 [m]  
 NSFZ = Negative skin fraction zone, bottom = -12,50 [m]

**Figuur 7.3.15**  
Bodemopbouw en sondering S39 met negatieve (NSFZ) en positieve (PSFZ) kleefzones

In figuur 7.3.15 is de onderkant negatieve kleeftzone (ONKZ) bepaald aan de hand van een zettingsberekening waarbij de grondwaterstand met 1,0 m wordt verlaagd. Als gevolg daarvan treden zettingen in de Holocene lagen op, waarbij vanaf NAP -12,5 m (bovenkant zandige kleilaag) de zettingen lager zijn dan 0,02 m en dus de onderkant van de negatieve kleeftzone (ONKZ) vormt. De bovenkant positieve kleeftzone (BPKZ) ligt lager en komt overeen met de bovenkant draagkrachtige zandlaag op NAP -16,5 m. Tussen ONKZ en BPKZ bevindt zich een 'neutrale zone' van 4,0 m. In de figuur zijn tevens het ontgravingsniveau (EL) en de grondwaterstand (PL) weergegeven. Voor de negatieve kleeft is de verticale korrelspanning vanaf NAP -2,85 m tot NAP -12,5 m berekend in tabel 7.3.5.

laag i	b.k. laag [m+NAP]	grondsoort	$h_i$ [m]	$\gamma_{\text{sat;hoog};i}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma'_{v;i}$ [kPa]	$K_0 \cdot \tan \delta$ [ - ]	$O_{s;gem}$ [m]	$F_{nk;d;i}$ [kN]
1	-2,85	klei, zwak zandig	0,65	20	10	6,5	0,25	2,0	1,1
2	-3,5	zand, los gepakt	1,30	20	10	19,5	0,25	2,0	8,5
3	-4,8	Veen, voorbelaast	4,00	13	3	31,5	0,25	2,0	51,0
4	-8,8	klei, zwak zandig	3,70	18	8	61,1	0,25	2,0	85,7
5	-12,5	klei zwak zandig, matig	-	-	-	-	-	-	-

$F_{nk;d} = 146,2$  [kN]

**Tabel 7.3.5**  
Berekening negatieve kleeft

Voor de middelste ingesloten paal kan de negatieve kleeft worden verlaagd tot  $F_{s;nk} = 106$  kN uitgaande van een paalgroep. MFoundation rekent deze per paal uit op basis van  $\gamma_M = 1,4$ .

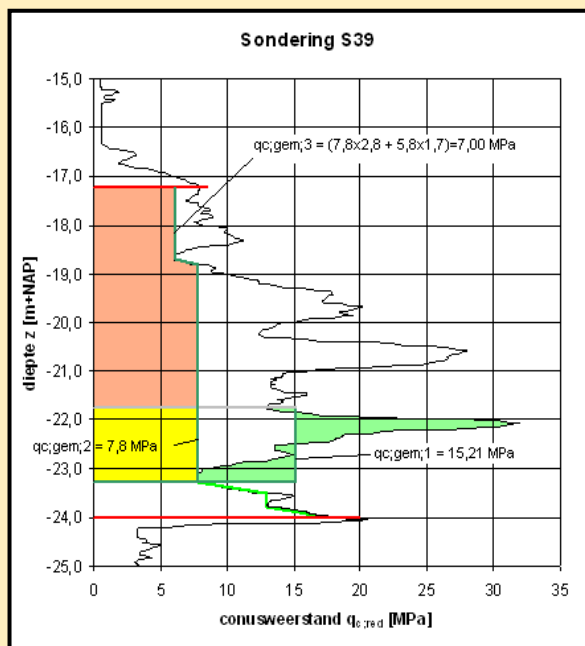
*Stap 1e: Berekening puntdragvermogen per sondering*

Het puntdragvermogen is voor de sonderingen 36 t/m 45 berekend op niveau NAP -21,75 m. Hieronder is het puntdragvermogen berekend voor sondering S39. Voor een paaldiameter vierkant 500 mm volgt een equivalente paaldiameter  $D_{eq} = 1,13 \cdot 500 = 565$  mm.

De trajecten van  $q_{c;I}$ ,  $q_{c;II}$  en  $q_{c;III}$  liggen daarbij vast op:

- onderkant traject I en II op 0,7 à  $4 \cdot D_{eq} = \text{NAP } -22,15$  à  $-24,01$  m;
- bovenkant traject III op  $8 \cdot D_{eq} = \text{NAP } -17,23$  m.
- maatgevend is de diepte op NAP -23,3 m onderin de teruggang van de conusweerstand, zie ook figuur 7.3.16.

In figuur 7.3.16 volgt voor  $q_{c;I}$  uit de groene arcering een gemiddelde conusweerstand op 15,22 MPa tot de maatgevende invloeddiepte op NAP -23,3 m. Voor  $q_{c;II}$  geldt dat de in rekening te brengen waarde nooit hoger dan de daaronder liggende  $q_c$  waarde mag zijn, zodat deze nooit



**Figuur 7.3.16**  
Berekening paalpuntweerstand volgens Koppejan

hoger wordt dan de teruggang op NAP -23,3 m met  $q_c$  - waarde van 7,80 MPa overeenkomstig de gele arcering. Voor  $q_{c,III}$  geldt dit ook, zodat tot de top van het invloedsgebied op NAP -17,23 m de waarde is afgenomen tot 5,9 MPa. De gemiddelde waarde in de oranje arcering bedraagt dan 7,00 MPa. Voor het puntdraagvermogen geldt dan op basis van formules (7.3.10) en (7.3.9):

$$q_{b,max,S39} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{15220 + 7800}{2} + 7000 \right) = 9255 \text{ kPa} \quad (\approx 9,3 \text{ MPa})$$

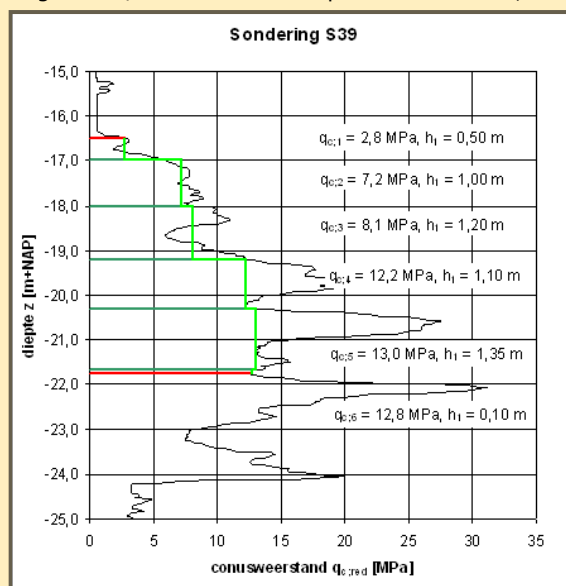
$$R_{b,cal,S39} = 0,25 \cdot 9255 = 231 \text{ kN}$$

**Stap 1f: Berekening schachtwrijving**

Het puntdraagvermogen is voor de sonderingen 36 t/m 45 berekend op niveau NAP -21,75 m. Hieronder is het schacht draagvermogen berekend voor sondering S39. Voor een paaldiameter vierkant 500 mm volgt een paalomtrek  $O_s = 4 \cdot 0,5 = 2,0$  m. In figuur 7.3.17 is de schachtwrijving bepaald op basis van de gemiddelde  $q_c$  per laag over de positieve kleefzone. Voor conusweerstand boven 12 MPa (vanaf NAP -19,2 m) is afgesneden tot de laagst voorkomende waarde over de laagdikten  $\geq 1,0$  m. Voor de schachtwrijving geldt:

$$\sum_{j=1}^6 (q_{c,j,gem} \cdot h_j) = 50.525 \text{ kN/m}$$

$$R_{s,cal,i} = 2,0 \cdot 0,010 \cdot 50.525 = 1.011 \text{ kN}$$



**Stap 1g: Berekening netto maatgevend paal draagvermogen**

Op soortgelijke manier als aangegeven in de vorige twee stappen zijn de punt draagkrachten en de schachtwrijvingen berekend voor alle aanwezige sonderingen. In tabel 7.3.6 zijn de resultaten weergegeven.

**Tabel 7.3.6**  
Berekening draagkracht

sondeer grafiek	ontgravingsniveau [m+NAP]	paaldiameter [mm]	P.P.N. [m+NAP]	$R_{b,cal}$ [kN]	$R_{s,cal}$ [kN]	$R_{c,cal}$ [kN]	$R_{c,cal}$ [kN]
S36	-2,85	500	-21,75	2214	970	3184	3184
S37	-2,85	500	-21,75	2163	812	2975	2975
S38	-2,85	500	-21,75	2300	930	3231	-
S39	-2,85	500	-21,75	2311	1011	3322	3322
S40	-2,85	500	-21,75	2569	895	3464	3464
S41	-2,85	500	-21,75	2404	1213	3617	3617
S42	-2,85	500	-21,75	2428	914	3342	3342
S43	-2,85	500	-21,75	2964	922	3886	-
S44	-2,85	500	-21,75	3764	1067	4831	-
S45	-2,85	500	-21,75	3093	1120	4214	-
						$(R_{c,cal})_{gem}$	3317
						$(R_{c,cal})_{min}$	2975

Voor cluster 5 zijn alleen de sonderingen 36, 37, 39, 40, 41 en 42 relevant. Van deze 6 sonderingen bedraagt de gemiddelde draagkracht 3317 kN en de minimale draagkracht 2975 kN.

De variatiecoëfficiënt ( $V = \sigma/\mu$ ) bedraagt circa 7% die kleiner is dan de maximaal toegestane waarde van 12%, zodat de sonderingen als één groep kunnen worden opgevat.

Voor een niet-stijf bouwwerk geldt bij  $n = 6$  sonderingen conform tabel 7.3.1:  $\xi_3 = 1,28$  en  $\xi_4 = 1,03$ . Dit resulteert in:

$$(R_{c;k})_{gem} = \frac{3.317}{1,28} = 2.591 \text{ kN}$$

$$(R_{c;k})_{min} = \frac{2.975}{1,03} = 2.888 \text{ kN}$$

De kleinste van de twee is maatgevend, in dit geval dus de gemiddelde waarde. De rekenwaarde van de draagkracht van een paal onder een niet-stijf bouwwerk bedraagt dan:

$$R_{c;d} = \frac{2.591}{1,20} = 1.799 \text{ kN}$$

Voor een stijf bouwwerk geldt:  $\xi_3 = 1,17$  en  $\xi_4 = 0,93$ . Dit resulteert in:

$$(R_{c;k})_{gem} = \frac{3.317}{1,17} = 2.835 \text{ kN}$$

$$(R_{c;k})_{min} = \frac{2.975}{0,93} = 3.199 \text{ kN}$$

De kleinste van de twee is maatgevend, in dit geval dus de gemiddelde waarde. De rekenwaarde van de draagkracht van een paal onder een stijf bouwwerk bedraagt dan:

$$R_{c;d} = \frac{2.835}{1,20} = 2.363 \text{ kN}$$

In tabel 7.3.7 zijn de netto paal draagvermogens berekend inclusief de te verwachte negatieve kleef. De rekenwaarden zijn bepaald aan de hand van  $\xi_3$  (MFoundation optie preliminary design).

sondeer grafiek	ontgravingsniveau [m+NAP]	paaldiameter [mm]	P.P.N. [m+NAP]	$R_{c;cal}$ [kN]	$R_{c;d}$ [kN]	$F_{nk;d}$ [kN]	$R_{c;net;d}$ [kN]
S36	-2,85	500	-21,75	3184	2073	118	1955
S37	-2,85	500	-21,75	2975	1937	141	1796
S39	-2,85	500	-21,75	3322	2163	146	2017
S40	-2,85	500	-21,75	3464	2255	138	2117
S41	-2,85	500	-21,75	3617	2355	129	2226
S42	-2,85	500	-21,75	3342	2176	146	2030

**Tabel 7.3.7**

Berekening netto paal draagkracht (niet-stijf bouwwerk)

In tabel 7.3.8 zijn de netto paal draagvermogens berekend voor een stijf bouwwerk (MFoundation optie design calculation), waarbij de gemiddelde waarde met  $\xi_3 = 1,17$  maatgevend blijkt. De waarden van  $R_{c;d}$  worden daarin bepaald in uiterste grenstoestand GEO. De netto waarden kunnen vervolgens worden bepaald na aftrek met de negatieve kleef (gebeurt niet automatisch in de design calculation optie).

sondeer grafiek	ontgravingsniveau [m+NAP]	paaldiameter [mm]	P.P.N. [m+NAP]	$R_{c;cal}$ [kN]	$R_{c;d}$ [kN]	$F_{nk;d}$ [kN]	$R_{c;net;d}$ [kN]
S36	-2,85	500	-21,75	3184	2268	118	2150
S37	-2,85	500	-21,75	2975	2119	141	1978
S39	-2,85	500	-21,75	3322	2366	146	2220
S40	-2,85	500	-21,75	3464	2467	138	2329
S41	-2,85	500	-21,75	3617	2576	129	2447
S42	-2,85	500	-21,75	3342	2380	146	2234

**Tabel 7.3.8**

Berekening netto paal draagkracht (stijf bouwwerk)

Voor de uiterste grenstoestand EQU wordt de totale draagkracht bepaald aan de hand van de gemiddelde waarde van  $R_{c;d}$  uit tabel 7.3.8. Deze bedraagt voor de 9 palen van cluster 5:

$$R_{c;tot;d} = 9 \cdot 2.363 = 21.267 \text{ kN}$$

De totale negatieve kleef voor de 9 palen bedraagt met groepseffect voor de middelste paal:

$$F_{nk;tot;d} = 8 \cdot 146 \cdot 1,0 + 1 \cdot 106 \cdot 1,4 = 1.316 \text{ kN}$$

#### Stap 1h: Toets verticale draagkracht

De rekenwaarde van de paalkopbelasting in de uiterste grenstoestand is berekend in stap 1a en bedraagt:  $F_{c;d} = 1.725$  kN. In zowel de voorontwerp- als in de definitief ontwerp-berekening wordt voldaan aan de eisen van het paal draagvermogen:

$$\text{voorontwerp, netto per paal: } F_{c;d} = 1.725 \leq 1.796 \text{ kN}$$

$$\text{definitief ontwerp, cluster 5: } F_{c;d} = 15.525 \leq 21.267 - 1.316 = 19.950 \text{ kN}$$

#### Stap 2: Toetsing verplaatsingen uiterste grenstoestand

Als normatieve grens wordt in bijlage H van NEN-EN 9997-1 [7.3] een waarde voor de relatieve rotatie voor gangbare constructies gegeven die waarschijnlijk leidt tot een uiterste grenstoestand, waarbij  $\beta \leq 1 : 100$ . De berekening van de zakkingen in de uiterste grenstoestand komen aan de orde in stap 3.

#### Stap 3a: Bepaling paalkopbelasting, stijfheid en lastzakkingcurves

De paalzakkingen zijn berekend aan de hand van de lastzakkingcurves type 1, waarbij deze per sondering zijn beschouwd. Voor de stijfheid van de betonnen paal geldt:  $EA = 2 \cdot 10^7 \text{ kPa} \cdot 0,5^2 = 5 \cdot 10^6 \text{ kN}$ . Voor cluster 5 is als voorbeeld de paalzakking op basis van sondering S39 berekend. Hierbij geldt op basis van een stijf bouwwerk in de uiterste grenstoestand:

- paalkopbelasting:  $F_{c;d} + F_{nk;d} = 1.725 + 0,146 = 1.871$  kN;
- punt draagvermogen:  $R_{c;b;d} = 2.311/1,17/1,20 = 1.646$  kN;
- schachtwrijving:  $R_{c;s;d} = 1.011/1,17/1,20 = 720$  kN.

en in de bruikbaarheidsgrenstoestand:

- paalkopbelasting:  $F_{c;d} + F_{nk;d} = 1.291 + 0,146 = 1.437$  kN;
- punt draagvermogen:  $R_{c;b;d} = 2.311/1,17 = 1.975$  kN;
- schachtwrijving:  $R_{c;s;d} = 1.011/1,17 = 864$  kN.

#### Stap 3b: Berekening zakking uit punt en elastische zakking

Op basis van figuur 7.3.8 volgt, dat volledige puntweerstand zou zijn bereikt bij een zakking van 10% van  $1,13 \times 0,5 = 56$  mm. Uit figuur 7.3.9 volgt, dat de volledige schachtweerstand is bereikt bij 11 mm. In de uiterste grenstoestand (voor zover van belang) geldt dat bij relatieve paalzakkingen  $11 < s_b < 56$  mm de punt tot  $1.871 - 720 = 1.151$  kN zou worden belast, oftewel tot 69%. Uit figuur 7.3.8 volgt dan een verhouding  $s_b/D_{eq} = 3\%$ , oftewel een zakking  $s_b = 0,03 \cdot 565 = 17$  mm. Deze waarde ligt inderdaad tussen 11 en 56 mm. In de bruikbaarheidsgrenstoestand geldt dat bij zakkingen  $11 < s_b < 56$  mm de punt tot  $1.437 - 864 = 573$  kN zou worden belast, oftewel tot 28%. Uit figuur 7.3.8 volgt dan een verhouding  $s_b/D_{eq} \approx 0,5\%$ , oftewel een zakking  $s_b = 0,005 \cdot 565 = 3$  mm. Deze waarde ligt nog beneden de 11 mm zodat de schachtwrijving dan nog niet volledig is gemobiliseerd. Na een aantal iteraties volgt, dat bij een zakking van 4 mm de paalkopbelasting blijkt te fitten binnen de curven van



de schachtwrijving en puntdraagkracht, waarbij  $s_b/D_{eq} = 0,7\%$ . Voor de punt volgt uit figuur 7.3.8 een mobilisatie van 40% tot een belasting van 797 kN.

De te mobiliseren schachtwrijving bedraagt dan  $1.437 - 797 = 640$  kN, oftewel 74% en dit komt volgens figuur 7.3.9 inderdaad overeen met een puntzакking van circa 4 mm. De elastische verkorting is berekend op basis van de rekstijfheid  $EA = 5 \cdot 10^6$  kN en een paallengte  $L = 21,75 - 2,75 - 19,0$  m en een positieve kleefzone van 5,25 m. Voor de uiterste grenstoestand volgt:

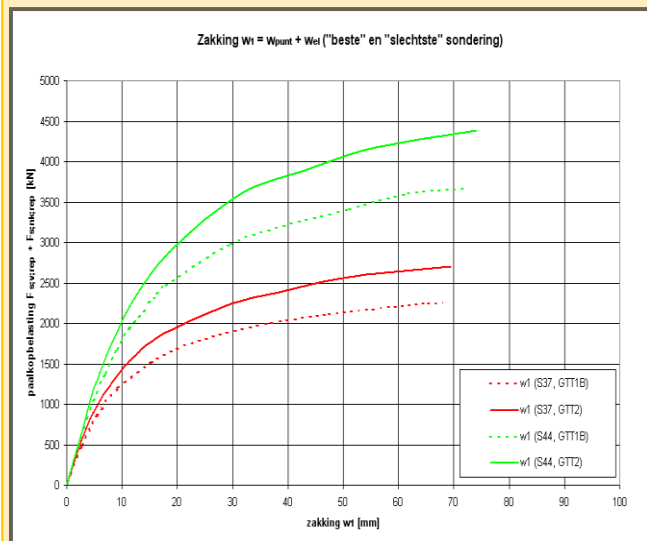
$$F_{gem} = \frac{(19 - 5,25) \cdot 1.871 + 0,5 \cdot 5,25 \cdot (1.871 + 1.151)}{19} = 1.771 \text{ kN}$$

$$s_{el;d} = \frac{19 \cdot 1.771}{5 \cdot 10^6} = 0,0067 \text{ m}$$

Voor de bruikbaarheidsgrenstoestand volgt:

$$F_{gem} = \frac{(19 - 5,25) \cdot 1.437 + 0,5 \cdot 5,25 \cdot (1.437 + 797)}{19} = 1.349 \text{ kN}$$

$$s_{el;d} = \frac{19 \cdot 1.349}{5 \cdot 10^6} = 0,0051 \text{ m}$$



Hieruit volgt voor de totale paalkopzакking van de alleenstaande paal:

- UGT:  $s_1 = 17 + 6 = 23$  mm;
- BGT:  $s_1 = 4 + 5 = 9$  mm.

De stijfheid van de paalfundering die vanuit het zakkingsgedrag kan worden herleid, is afhankelijk van de grootte van de belasting. In figuur 7.3.18 is daartoe de zакking weergegeven als functie van de belasting, op basis van de "beste" en "slechtste" sonderingen, oftewel op basis van de kleinste en grootste zakkingsgevoeligheid.

**Figuur 7.3.18**  
Verloop zакkingen als functie van de belasting

### Stap 3c: Berekening samendrukking cohesieve lagen onder paalgroep

Uit figuur 7.3.11 blijkt, dat de h.o.h. afstand tussen de palen (gemiddeld) kleiner is dan  $10 \cdot D_{eq} = 5,6$  m. Tevens blijkt, dat vanaf circa NAP -25 m samendrukbare lagen aanwezig zijn. Deze bevinden zich binnen het invloedsgebied van de paalgroep. De totale belasting van alle paalclusters bedraagt in de bruikbaarheidsgrenstoestand:  $F_{fund} = 237.484$  kN over een paalgroep met omsloten puntoppervlak van  $30 \times 30$  m<sup>2</sup>. Op een diepte NAP -25,0 m is het oppervlak verspreid onder  $45^\circ$  tot  $37 \times 37$  m<sup>2</sup>, waardoor de belasting uit de fundering dan bedraagt:  $237.484 / 37^2 = 174$  kPa. De stijfheid van de samendrukbare laag is ingeschat uit soortgelijke zакkingen in de omgeving bij andere hoogbouw, waaruit bijvoorbeeld 100 mm volgt op basis van een funderingsdruk van 300 kPa op een 10 m dik samendrukbaar pakket, met gevolg  $E_{g;gem} = 300 / (0,1/10) = 30.000$  kPa.

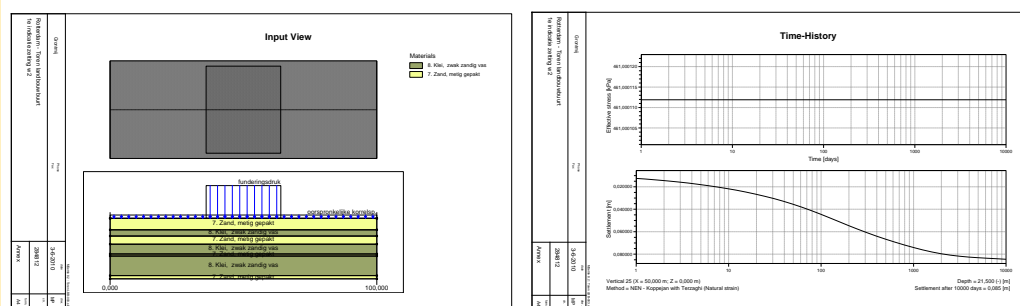
Op basis van formule (7.3.41) volgt een zакking  $s_2$  van:

$$s_2 = \frac{174}{30.000} \cdot 0,95 \cdot 0,9 \cdot 37 = 0,180 \text{ m}$$

### Stap 3d: Berekening primaire en seculaire zakking

In stap 3c is een eerste berekening gemaakt van de eindzakking onder de paalgroep, uitgaande van de formules voor paalgroepen uit hoofdstuk 7 van NEN-EN 9997-1. Bij de berekening van paalzakkingen, vooral onder paalgroepen, geldt dat deze alleen indicatief zijn en dus een schatting geven van de zakking. Een meer nauwkeurige berekening kan worden uitgevoerd op basis van de zettingsformules van Koppejan. Hierbij kan tevens de overconsolidatiegraad van de samendrukbare lagen (OCR) en het onderscheid tussen primaire en seculaire zettingen worden gemodelleerd en berekend. In figuur 7.3.19 is links de modellering in D-Settle aangegeven. De heersende korrelspanning op NAP -21,75 m is als "initial load" van 192 kPa gedefinieerd (time -1 days). Vervolgens is de funderingsdruk uit de bovenbouw van  $237.484/30^2 = 269$  kPa als "rectangular load" aangezet. Rechts is het tijd-zettingsverloop ter plaatse van het centrum van de paalgroep weergegeven.

**Figuur 7.3.19**  
Berekening zakking paalgroep met MSettle



Op basis van een OCR van 1,8 à 2,0 en samendrukkingsconstanten voor de samendrukbare lagen  $C_p/C_p'/C_s/C_s' = 90/30/1200/400$  voor dit voorbeeld, volgt een eindzetting in het midden van de paalgroep  $s_2$ :

$$s_2 = 0,085 \text{ mm}$$

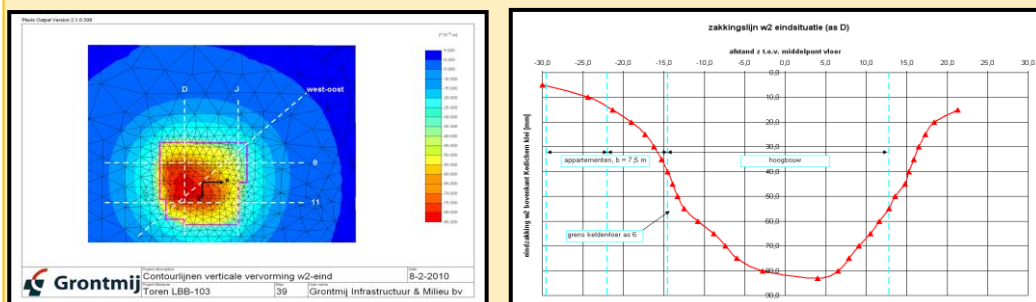
Op basis van het tijd-zettingsverloop kan vervolgens het seculaire zettingsgedrag in beeld worden gebracht en op elk willekeurig tijdstip de (rest)zetting worden vastgesteld.

### Stap 3e: Berekening zakkingsverschil en relatieve rotatie

De relatieve rotatie kan worden berekend tussen alle paalclusters. Als ondergrens kan worden uitgegaan van de gemiddelde paalzakking volgens formule (7.3.22). Deze is opgebouwd uit  $s_{1;gem}$  en  $s_{2;gem}$  en bedraagt circa  $4 + 70 = 74$  mm. De minimum h.o.h. afstand tussen de paalclusters (-zwaartepunten) bedraagt 3,2 m waarmee een ondergrens voor de relatieve rotatie van

$\beta_{min} = \frac{1}{3} \cdot 74/3200 = 1 : 130$  volgt. Deze waarde is een ondergrens en geldt voor een niet-stijf bouwwerk. Aangezien het bouwwerk als stijf mag worden beschouwd en aan de hand van geavanceerde methoden een nauwkeurigere rotatie volgt, mag conform NEN-EN 9997-1 ten gunste hiervan worden afgeweken van de ondergrenswaarde, indien door een analyse van de interactie tussen bouwwerk en paalfundering kleinere verschillen zijn aangetoond. Aan de hand van een EEM-analyse met Plaxis 3D-Foundation zijn de  $s_2$ -zakkingen gerekend over het gehele invloedsgebied, waaruit vervolgens een rotatielij is bepaald. Dit is weergegeven rechts in figuur 7.3.20.

**Figuur 7.3.20**  
Berekening zakkingsverschillen en rotaties met PLAXIS 3D Foundation;



Stap 3f: Toetsing op deformatie-eisen.

Aan de hand van figuur 7.3.20 zijn de zettingscomponenten bepaald en getoetst aan de richtlijnen voor hoogbouw in tabel 7.3.9.

zettingscomponent	grootheid	grens-toestand	verwachtings-waarde	grenswaarde	voldoet?
maximum zetting	$s_{max}$	BGT	85 mm	50 mm	ja <sup>1)</sup>
maximum verschilzetting	$\delta s$	BGT	43 mm	-	
rotatie	$\theta$	BGT	1 : 225	-	
schuinstand	$\omega$	BGT	1 : 1800	1 : 500	ja <sup>2)</sup>
maximum hoekverdraaiing	$\alpha$	BGT	1 : 225	-	
relatieve rotatie aansl. laagbouw	$\beta$	BGT	1 : 225	1 : 300	nee
horizontale verplaatsing	-	-	-	-	-
trillingsamplitude	-	-	-	-	-

**Tabel 7.3.9**

Vergelijking berekende zettingscomponenten aan richtwaarden

<sup>1)</sup> geldt voor gangbare constructies met afzonderlijke funderingen; grotere zettingen kunnen toelaatbaar zijn, mits de relatieve rotaties binnen aanvaardbare grenzen blijven en wordt voldaan aan de functionele eisen

<sup>2)</sup> uitgaande van een stijve vloer mag voor de (relatieve) rotatie van de hoogbouw worden uitgegaan van de scheefstand

Op basis van de berekende relatieve rotatie ter plaatse van de (niet-stijve) aansluiting van de hoogbouw aan de laagbouw, wordt de rotatie-eis daar overschreden. Door de aansluiting in een later stadium na een aantal maanden pas te realiseren, kan alsnog aan de rotatie-eisen worden voldaan. Hierbij blijkt de meerwaarde van het berekende tijd-zettingsgedrag uit figuur 7.3.20.

Stap 4: Axiale veerstijfheid op druk belaste paal

De stijfheid van de paalfundering die vanuit de paalzakking kan worden herleid, is afhankelijk van de grootte van de belasting. De stijfheid wordt door de constructeur gebruikt teneinde de paalbelasting in zijn rekenmodel definitief te kunnen berekenen. Hiervoor heeft dus geen negatieve kleef te worden meegenomen. Op basis van de BGT-belasting zonder negatieve kleef en zakking van de paalpunt en elastische verkorting, zijn daarbij de boven- en ondergrenzen voor de veerstijfheid van de op trek belaste paal als volgt:

$$k_{axiaal,minz} = \frac{1.291}{0,009 \cdot \sqrt{2}} = 101.400 \text{ kN/m}$$

$$k_{axiaal,maxz} = \frac{1.291}{0,009} \cdot \sqrt{2} = 202.800 \text{ kN/m}$$

De bovenstaande veerstijfheden zijn gebaseerd op de (primaire) zakking van de paalkop. Indien in bepaalde omstandigheden om bepaalde redenen ook de paalbelastingen in de gebruikssituatie dienen te worden berekend, kan het nodig zijn om ook de paalzakking  $s_2$  als gevolg van de samendrukking van de onder de paalgroep aanwezige lagen mee te nemen. Hierdoor worden de veerstijfheden in de eindsituatie als volgt:

$$k_{axiaal,minz} = \frac{1.291}{0,094 \cdot \sqrt{2}} = 97.100 \text{ kN/m}$$

$$k_{axiaal,maxz} = \frac{1.291}{0,094} \cdot \sqrt{2} = 194.200 \text{ kN/m}$$

## 7.4 Berekening van trekpalen

### 7.4.1 Stappenplan NEN-EN 1997-1

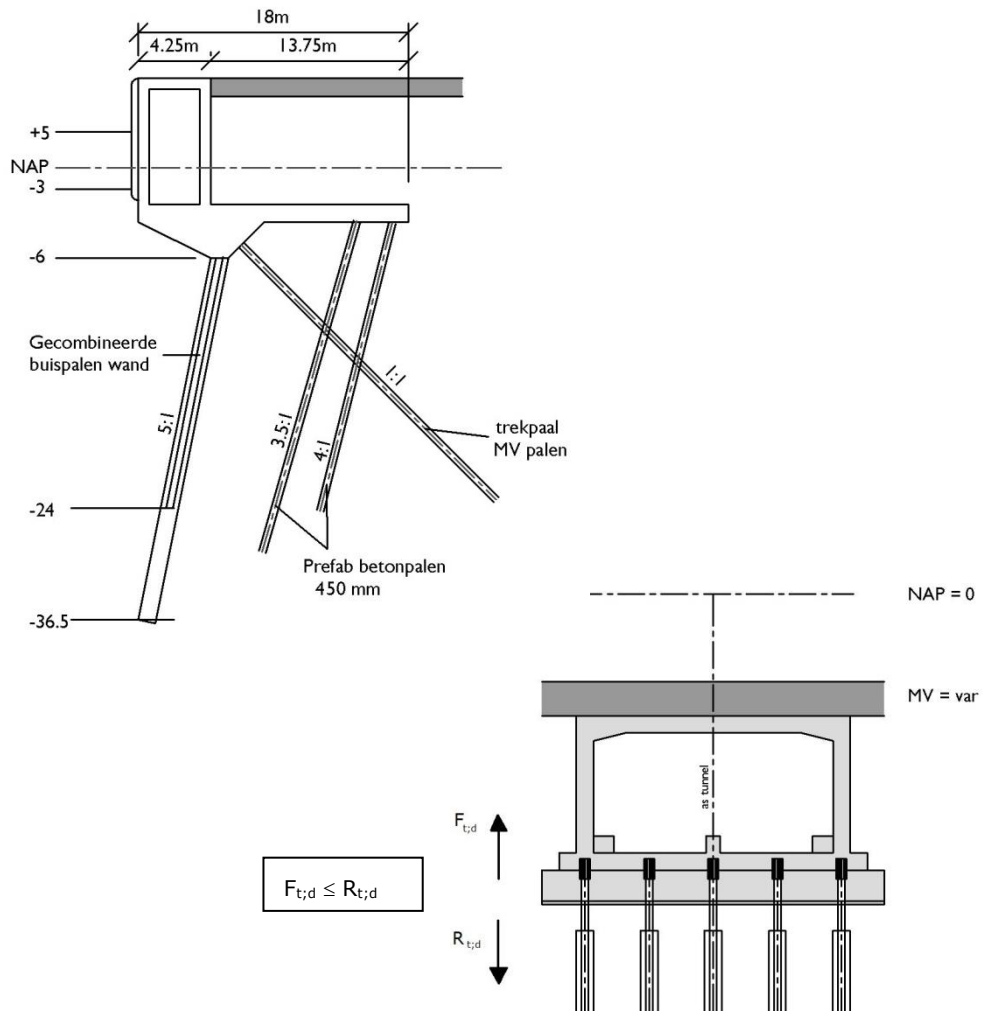
In de civiele techniek komen situaties voor waarbij constructies tijdelijk of permanent in verticale en horizontale richting moeten worden verankerd. Voorbeelden van dergelijke constructies zijn: kelders, bruggen, hoogspanningsmasten, kadeconstructies, bouwputten, tunneltoeritten, offshore constructies en scheepsdokken.

Horizontale belastingen ten gevolge van wind, remkrachten, aanvaar- of aanrijbelastingen en horizontale grond- en waterdruk, worden daarbij opgenomen door bijvoorbeeld schoorpalen, waarbij de component van de horizontale belasting in de paalrichting in de vorm van druk- en trekkracht naar de grond wordt afgedragen. Dergelijke palen die op trek worden belast worden ook wel trekpalen genoemd.

In de ontwerpproblematiek van trekpalen toetst men in de bezwijkfase aan twee criteria:

- het mobiliseren van de schachtwrijving langs de paalomtrek van de palen;
- het mobiliseren van grondgewicht, "kluit", tussen en rondom de palen die deel uitmaken van de paalfundering.

**Figuur 7.4.1**  
Op trekpalen gefundeerde constructies



*In de rekenmethode die is uitgewerkt in CUR 2001-4 [7.20] en is opgenomen in NEN-EN 9997-1 [7.3] worden beide mechanismen hierin inclusief beschouwd. De rekenmethode geldt hierdoor als normatief. Voor open stalen buispalen gelden aparte richtlijnen. Deze zijn opgenomen in CUR 2001-8 [7.21].*

Bij de berekening en toetsing van op trek belaste funderingspalen moeten de grenstoestanden zoals vermeld in paragraaf 7.1 zijn beschouwd. Dit kan aan de hand van het volgende stappenschema:

1. Toetsing verticaal draagvermogen (trek):
  - a. bepaling (uitwendige) paalkopbelasting (druk en trek);
  - b. bepaling paaltype met specifieke eigenschappen;
  - c. bepaling uitvoeringsvolgorde en invloeden op conusweerstand;
  - d. bepaling trekzone;
  - e. berekening rekenwaarde conusweerstand;
  - f. *berekening effect van paalinstallatie (factor  $f_1$ );*
  - g. *berekening effect van aanbrengen van een trekbelasting (factor  $f_2$ );*
  - h. berekening van de draagkracht;
  - i. berekening kluitgewicht;
  - j. toets trekdraagkracht.
2. Toetsing bezwijken van de constructie door verplaatsing van de fundering.
3. Toetsing paalrijzing:
  - a. berekening zakking uit mobilisatie schacht en elastische verlenging;
  - b. *berekening vanuit bijdrage uit heffing grondlagen.*

#### *4. Berekening veerstijfheid axiaal belaste paal.*

Stappen 1f , 1g en 1i hebben alleen betrekking op paalgroepen en zijn niet van toepassing voor alleenstaande palen. Deze kunnen dus voor alleenstaande palen worden overgeslagen.

*De berekening volgens NEN-EN 9997-1 [7.3] geldt voor palen waarbij de draagkracht voor trekbelasting wordt ontleend aan zandlagen. Onderscheid wordt gemaakt tussen de verschillende paaltypen, zoals bij op druk belaste palen. Het kluitcriterium is in de berekeningsmethode verwerkt. Onder kluitcriterium wordt in dit verband verstaan het gewicht dat van het grondmassief waaraan de palen hun draagkracht ontleen, eventueel vermeerderd met het gewicht van er boven gelegen grond, waarvan de paal geen draagkracht ontleent, en de schuifweerstand langs de zijanten van het grondvolume groter moet zijn dan de trekbelasting.*

### **7.4.2 Stap 1: Toetsing van het trekdraagvermogen**

#### **1a: Bepaling druk- en trekbelastingen**

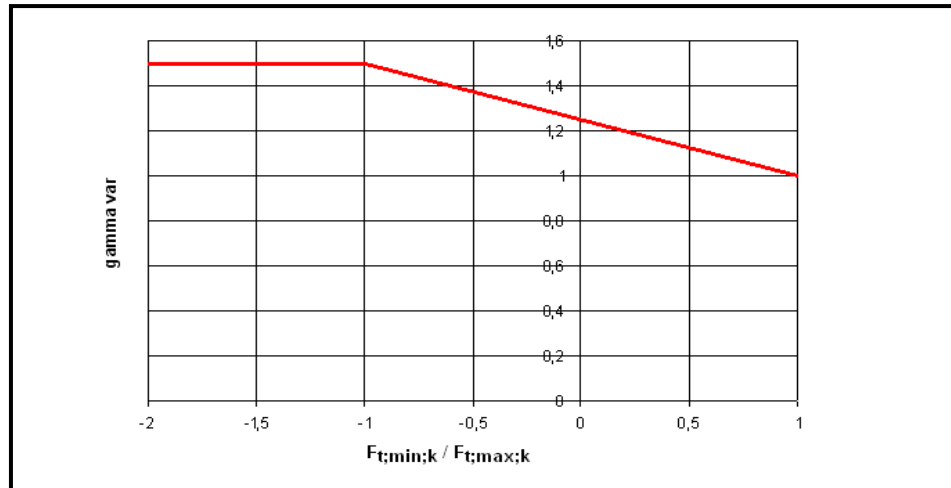
Teneinde de palen te kunnen dimensioneren op trekdraagvermogen, dient zowel de druk- als de trekbelasting op de paalkop te worden vastgesteld. In de praktijk is de definitieve paalkopbelasting vaak (nog) niet bekend en tevens afhankelijk van de mogelijkheden die de ondergrond en de palen qua draagkracht kunnen bieden. Daarnaast is ook het paalstramien onbekend. Vaak wordt daarom in eerste instantie gewerkt met indicatieve waarden voor trek en drukbelastingen, die in samenwerking met de constructeur kunnen worden vastgesteld. Nadat op basis hiervan de paalpuntniveaus en het palenplan is opgesteld, is tenminste nog één toetsing vereist. Hierbij dienen zowel druk- als trekdraagvermogen te worden berekend op basis van het paalstramien, inclusief groepseffecten voor evenwel enkele palen als paalgroepen. In de laatste slag zullen de vervormingen worden berekend en getoetst (zie stap 2 en 3).

### **Stappenplan 7.2**

Toetsing op trek belaste palen

**Figuur 7.4.2**

Bepaling  $\gamma_{var}$  als gevolg van de minimale en maximale belasting



Voor (quasi-) statische wisselbelastingen dient een reductiefactor  $\gamma_{m,var;q_c}$  te worden meegeenomen, zie ook figuur 7.4.2. Hiervoor geldt:

$$\gamma_{m,var;q_c} = 1 + 0,25 \cdot \frac{F_{t,max;k} - F_{t,min;k}}{F_{t,max;k}} \quad \forall \gamma_{m,var;q_c} \leq 1,5 \quad (7.4.1)$$

Daarbij is:

$\gamma_{m,var;q_c}$  - belastingsfactor voor wisselbelastingen [ - ]

$F_{t,max;k}$  - maximum karakteristieke waarde van de trekbelasting (waarbij trek > 0) [kPa]

$F_{t,min;k}$  - minimum karakteristieke waarde van de trekbelasting (waarbij trek > 0) of maximum waarde van de drukbelasting (waarbij druk < 0) [kPa]

#### **1b: Bepaling paaltype met specifieke eigenschappen**

Aan de hand van de grootte van de paalkopbelasting, de grondgesteldheid, de inpasbaarheid van de omgeving en mogelijke eisen met betrekking tot trillingen dient vervolgens het paaltype te worden vastgesteld. Bij het paaltype dienen vervolgens de bijbehorende paalfactoren te worden vastgesteld. Bij grondverdringende palen mag het gewicht van de paal opgeteld worden bij de berekende draagkracht. Hiervoor dient in eerste instantie de karakteristieke waarde van het (effectieve) paalgewicht te worden bepaald. Zie stap 1h.

#### **1c: Bepaling uitvoeringsvolgorde en invloeden op conusweerstand**

Teneinde de paal draagkracht op basis van sonderingen te kunnen uitrekenen, dienen mogelijke reducties op de conusweerstand te zijn bepaald. Dergelijke reducties zijn aan de orde bij ontgravingen en uitvoeringsvolgorde. Tevens speelt de wijze van uitvoering een rol. Conform CUR 2001-4 [7.24] is de reductie van de conusweerstand alleen van toepassing op niet-cohesieve lagen (zand en grindhoudend zand). Voor de berekening van de reducties op de conusweerstand  $q_{c;z;ontgr}$  en  $q_{c;z;NC}$  wordt verwezen naar paragraaf 7.3.2.

#### **1d: Bepaling trekzone**

De rekenmethode voor op trek belaste palen is alleen van toepassing voor palen waarbij geldt:

- een paallengte van tenminste 7 m en ten hoogste 50 m;
- een lengte/diameter verhouding  $\geq 13,5$ .

De trekzone dient te worden gedefinieerd uit de minimum hoogte waarin de paal gedurende zijn belastingsduur verkeert. De wrijving kan worden meegenomen over zand en zand/grindhoudende grond, leem en klei. Voor veen wordt geen schachtwrijving in rekening gebracht. Voor eventueel aanwezige lagen bovenop de trekzone, mag het eigen gewicht mee worden genomen in de berekening (via verhoging van de korrelspanning in de trekzone).

**1e: Berekening rekenwaarde conusweerstand**

De partiële factor wordt bij deze berekening niet op de karakteristieke waarde van de draagkracht gezet maar op de invoerparameter  $q_c$ . Bij op trek belaste palen is deze aanpak gekozen, omdat de factoren een verschillend effect hebben op de schachtwrijving en het paalgroepseffect. Het bereikte veiligheidsniveau van op trek belaste palen wordt, ondanks deze afwijkende benadering, in overeenstemming geacht met de algemeen geldende bepalingen in NEN-EN 1997-1. Voor de rekenwaarde van de conusweerstand geldt:

$$q_{c;z;d} = \frac{q_{c;z;a}}{\gamma_{s;t} \cdot \gamma_{m;var;q_c} \cdot \xi} \quad (7.4.2)$$

Daarbij is:

- $q_{c;z;d}$  - rekenwaarde conusweerstand op diepte  $z$  [MPa]
- $q_{c;z;a}$  - conusweerstand op diepte  $z$ , waarbij pieken in het  $q_c$ -diagram hoger dan 12 MPa bij 12 MPa *moeten* zijn afgesnoten en als de laag waarin de gemeten conusweerstand een dikte heeft van meer dan 1 m *mag* zijn afgesnoten bij de laagste in die laag gemeten  $q_c$ -waarde met een maximum van 15 MPa (*Voor een aantal gevallen moeten de conusweerstand voor de berekening van de schachtwrijving vóór af-sluiten zijn gereduceerd conform stap 1c; zie ook paragraaf 7.3.2*) [MPa].
- $\xi$  - factor voor het aantal sonderingen en herverdelingscapaciteit van de constructie de waarden van  $\xi_3$  en  $\xi_4$  zijn weergegeven in tabel 7.3.1 [ - ]
- $\gamma_{s;t}$  - materiaalfactor voor schachtwrijving bij trekbelasting = 1,35 [ - ]
- $\gamma_{m;var;q_c}$  - belastingsfactor voor wisselbelastingen, zie figuur 7.4.2 [ - ]

**1f: Berekening effect van paalinstallatie ( $f_1$ )**

Indien het effect van verdichten bij grondverdringende palen in rekening wordt gebracht als verhoging op de conusweerstand (dus als  $f_1 > 1,0$ ), dan dient de verhoging van de conusweerstand na het installeren van het palenveld door middel van controlesonderingen aantoonbaar te worden gemaakt. De verdichtingsfactor  $f_1$  is alleen van toepassing op niet-cohesieve lagen (zand en grindhoudend zand); voor cohesieve lagen geldt:  $f_1 = 1,0$ . Hierbij is  $r$  de h.o.h afstand tussen de palen uitgedrukt in  $D_{eq}$  ( $r = h.o.h/D_{eq}$ ).

Voor de verdichtingsfactor geldt:

$$f_1 = e^{3 \cdot \Delta R_e} \quad (7.4.3)$$

$$\Delta R_e = \frac{\sum_1^n \Delta e}{(e_{\max} - e_{\min})} \quad (7.4.4)$$

$$\sum_1^n \Delta e = -\frac{(r-6)}{5,5} \cdot \frac{(1+e_0)}{50} \quad \forall r \leq 6 \quad (7.4.5)$$

$$e_0 = -R_e \cdot (e_{\max} - e_{\min}) + e_{\max} \quad (7.4.6)$$

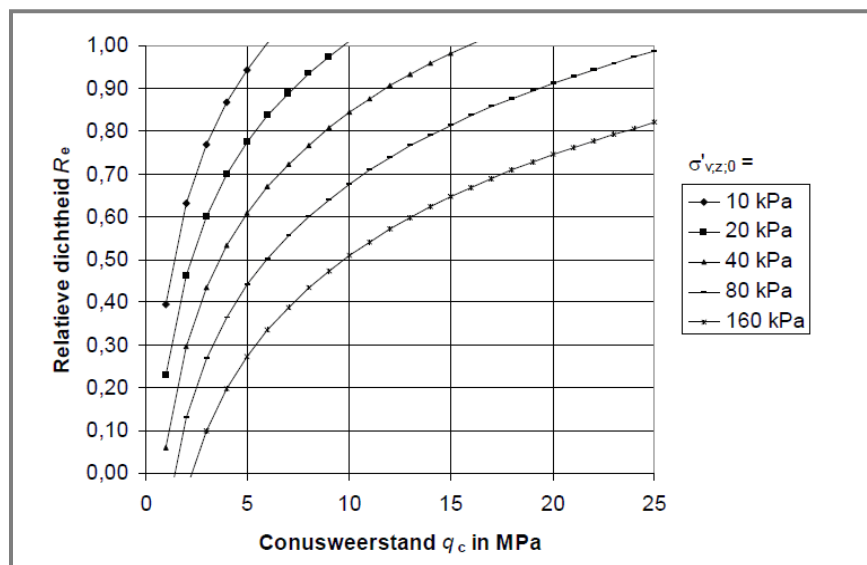
$$R_e = 0,34 \cdot \ln \left( \frac{q_{c;z}}{61 \cdot (\sigma'_{v;z;0})^{0,71}} \right) \quad (7.4.7)$$

Daarbij is:

- $f_1$  - factor voor verdichtingseffect van de paalgroep voor grondverdringende palen in zanden [ - ]
- $\Delta R_e$  - toename van de relatieve dichtheid door verdichtingseffecten [ - ]

- $\Delta e$  - afname van het poriëngetal ten gevolge van het inbrengen van een grondverdringende paal binnen een afstand van  $6 \cdot D_{eq}$  [ - ]
- $e_{max}$  - maximum poriëngetal (meest losse pakking). Voor Nederlandse normaalgeconsolideerde zanden mag worden uitgegaan van  $e_{max} = 0,80$  [ - ]
- $e_{min}$  - minimum poriëngetal (meest vaste pakking). Voor Nederlandse normaalgeconsolideerde zanden mag worden uitgegaan van  $e_{min} = 0,40$  [ - ]
- $e_0$  - initiële poriëngetal [ - ]
- $n$  - aantal palen binnen een afstand van  $6 \cdot D_{eq}$  [ - ]
- $r$  - h.o.h. afstand uitgedrukt in  $D_{eq}$  van een paal tot de te beschouwen paal met een maximum van  $r = 6$  m. Bij  $r > 6$  wordt geen verdichtingseffect verondersteld [m]
- $q_{c;z}$  - gemeten conusweerstand op diepte  $z$  [kPa]
- $\sigma'_{v;z;0}$  - initiële effectieve verticale kspanning op diepte  $z$  op moment van sonderen [kPa].

De relatieve dichtheid  $R_e$  kan ook worden ingeschat op basis van figuur 7.4.3



**Figuur 7.4.3**

$R_e$  als functie van  $q_c$  en  $\sigma'_{v;z;0}$   
(bron: figuur 7.1 van NEN-EN 9997-1 [7.3])

**1g:** Berekening effect van het aanbrengen van een trekbelasting (factor  $f_2$ )

Door de trekbelasting op het grondmassief neemt de verticale korrelspanning af, waardoor ook de draagkracht van op trek belaste palen afneemt. Dit wordt in rekening gebracht door middel van een factor  $f_2$ , waarvoor geldt  $f_2 \leq 1,0$ . De ontlastingsfactor  $f_2$  is alleen van toepassing voor niet-cohesieve lagen. Voor klei en silt geldt  $f_2 = 1,0$ . Voor zand en grindhoudend zand wordt  $f_2$  als volgt berekend (7.4.8) t/m (7.4.10):

$$f_{2i} = \frac{-M_i + \sqrt{M_i^2 + (2 \cdot \sigma'_{v;j;0;d} + \gamma'_{i;d} \cdot d_i) \left( 2 \cdot \sigma'_{v;j;0;d} + \gamma'_{i;d} \cdot d_i - 2 \cdot \sum_{n=0}^{i-1} q_{t;n;d} \right)}}{2 \cdot \sigma'_{v;j;0;d} + \gamma'_{i;d} \cdot d_i}$$

$$M_i = \frac{f_{1;i} \cdot O_{p;gem;i} \cdot \alpha_t \cdot q_{c;i;d} \cdot d_i}{A} \quad (7.4.9)$$

$$q_{t;i;d} = M_i \cdot f_{2i} \quad (7.4.10)$$

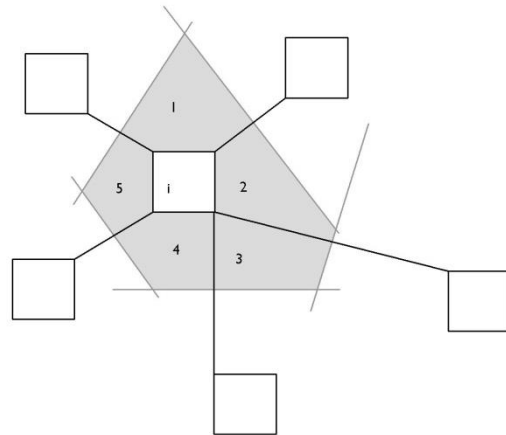
Daarbij geldt:

- $M_i$  - hulpfactor van laag  $i$  [kPa]
- $q_{t;i;d}$  - rekenwaarde van de bijdrage van de trekweerstand van laag  $i$  [kPa]
- $\sigma'_{v;j;0;d}$  - rekenwaarde verticale korrelspanning na ontgraven in laagscheiding  $j$  [kPa]



- $O_{p;gem;i}$  - gemiddelde paalomtrek in laag  $i$  [m]
- $q_{c;i;d}$  - rekenwaarde gemiddelde conusweerstand in laag  $i$  [kPa]
- $d_i$  - dikte laag  $i$  ( $\leq 1,0$  m) [m]
- $A$  - invloedsoppervlak grondkolom per paal [m<sup>2</sup>]
- $\gamma'_{i;d}$  - rekenwaarde effectief volumegewicht van laag  $i$  [kN/m<sup>3</sup>]

Het spanningspreidingsoppervlak bij een onregelmatige paalconfiguratie wordt bepaald aan de hand van alle afstanden van de paal in kwestie met de omliggende palen; zie figuur 7.4.4



**Figuur 7.4.4**  
Spanningspreidings-  
oppervlak

De korrelspanning moet zijn bepaald met:

$$\sigma'_{v;j;0;d} = \sum_{n=0}^{i-1} \gamma'_{n;d} \cdot d_n \quad (7.4.11)$$

Voor de rekenwaarde van het effectief volumegewicht onder water geldt met een materiaal-factor voor eigen gewicht  $\gamma_\gamma = 1,1$  in ongunstige situatie:

$$\gamma'_d = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_\gamma} - \gamma_{water} \quad (7.4.12)$$

Daarbij geldt:

- $\sigma'_{v;j;0;d}$  - rekenwaarde verticale korrelspanning na ontgraven in laagscheiding  $j$  [kPa]
- $j$  - index voor laagscheiding, overeenkomend met bovenkant laag  $i$  [ - ]
- $\gamma'_{n;d}$  - rekenwaarde effectief volumegewicht van laag  $n$ ,  $\gamma'_d \geq 0$  [kN/m<sup>3</sup>]
- $d_n$  - dikte laag  $n$  ( $\leq 1,0$  m) [m]
- $\gamma_{sat}$  - verzadigd volumegewicht [kN/m<sup>3</sup>]
- $\gamma_{water}$  - volumegewicht water [kN/m<sup>3</sup>]
- $\gamma_\gamma$  - partiële factor volumegewicht grond volgens tabel 7.2.2 [ - ]

### 1h: Berekenen rekenwaarde trekkracht

Voor de totale trekweerstand voor  $m$  lagen geldt voor een alleenstaande paal:

$$R_{t;d} = O_{p;gem} \cdot \sum_{i=1}^m q_{s;i;d} \cdot d_i \quad (7.4.13)$$

$$q_{s;i;d} = \alpha_t \cdot q_{c;i;d} \quad (7.4.14)$$

Daarbij is:

- $R_{t;d}$  - rekenwaarde trekweerstand over m lagen [kN]
- $O_{p;gem}$  - gemiddelde omtrek van de paal (voor MV-palen en staalprofielen de omgeschreven omtrek) [m]
- $q_{s;z;d}$  - rekenwaarde van de schachtwrijving op diepte z [kPa]
- $d_m$  - dikte laag m [m]
- $\alpha_t$  - schachtwrijvingsfactor voor trek [ - ]
- $q_{c;z;d}$  - rekenwaarde van de conusweerstand op diepte z bepaald uit stap 1e [kPa]

Voor een paal in een paalgroep geldt voor de totale trekweerstand per paal:

$$R_{t;d} = A \cdot \sum_{i=1}^m q_{t;i;d} \quad (7.4.13)$$

Daarbij is:

- $R_{t;d}$  - rekenwaarde trekweerstand over m lagen [kN]
- A - invloedsooppervlak grondkolom per paal [m<sup>2</sup>]
- $q_{t;i;d}$  - rekenwaarde van de bijdrage van de trekweerstand van laag m uit *formule (7.4.10)* [kPa]

De maatgevende trekweerstand dient te worden bepaald op basis van de gemiddelde en de minimale trekweerstand over de beschouwde sonderingen, waarbij geldt:

$$R_{t;d} = \min \left\{ R_{t;gem;d}(\xi_3); R_{t;min;d}(\xi_4) \right\} \quad (7.3.14)$$

Daarbij is:

- $R_{t;d}$  - rekenwaarde maatgevend trekdraagvermogen [kN]
- $R_{t;gem;d}$  - rekenwaarde gemiddeld trekdraagvermogen over alle beschouwde sonderingen op basis van berekening met  $\xi_3$  conform tabel 7.3.1 [kN];
- $R_{t;min;d}$  - rekenwaarde minimum berekend trekpaal draagvermogen uit de beschouwde sonderingen op basis van berekening met  $\xi_4$  conform tabel 7.3.1 [kN].

In feite zijn er dus twee berekeningen benodigd: één op basis van  $\xi_3$  met de gemiddelde trekdraagkracht uit de beschouwde sonderingen en één op basis van  $\xi_4$  uitgaande van de slechtste sondering. In de praktijk zal veelal per sondering worden berekend, zodat hier  $\xi_4$  benodigd is.

De totale berekende trekweerstand mag voor grondverdringende palen worden verhoogd met het effectieve eigen gewicht van de paal. Het effectieve eigen gewicht van de paal mag niet in rekening worden gebracht bij grondverwijderende palen. Voor het effectief gewicht geldt:

$$G'_{stb;paal;d} = V_{paal} \cdot \gamma'_{paal;d} \quad (7.4.15)$$

$$\gamma'_{paal;d} = \frac{\gamma_{paal}}{\gamma_\gamma} - \gamma_{water} \quad (7.4.16)$$

Daarbij is:

- $G'_{stb;paal;d}$  - rekenwaarde effectief gewicht van de paal [kN]
- $V_{paal}$  - volume paal [m<sup>3</sup>]
- $\gamma'_{paal;d}$  - rekenwaarde effectief volumegewicht van de paal [kN/m<sup>3</sup>]
- $\gamma_{paal}$  - volumegewicht paal [kN/m<sup>3</sup>]
- $\gamma_{water}$  - volumegewicht water [kN/m<sup>3</sup>]
- $\gamma_\gamma$  - partiële factor volumegewicht paalmateriaal volgens tabel 7.2.6 [ - ]

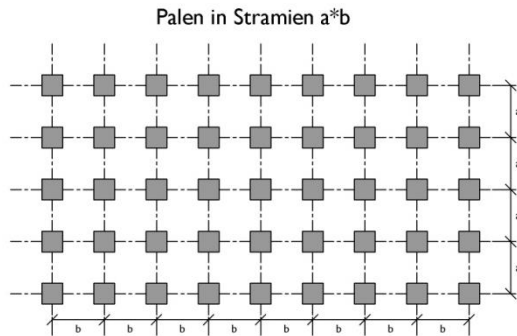
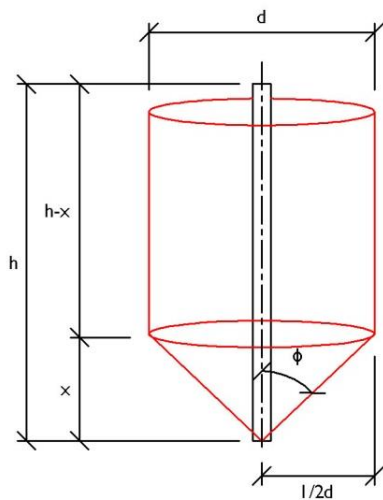
**1i: Berekening kluitgewicht**

Het kluitgewicht bestaat uit de som van het gewicht van de kegel bij de punt en van de cilinder om de paal heen, uitgaande van een belastingspreidingsoppervlak met grootte A:

$$R_{t;kluit,d} = (V_{kegel} + V_{cilinder}) \cdot \gamma'_d \quad (7.4.17)$$

Daarbij geldt:

- $R_{t;kluit,d}$  - rekenwaarde kluitgewicht, exclusief het gewicht van de paal [kN]
- $V_{kegel}$  - volume van de kegel onderaan de paalpunt, exclusief paalvolume [m<sup>3</sup>]
- $V_{cilinder}$  - volume van de grond rondom de paal binnen het spreidingsoppervlak A, exclusief paalvolume [m<sup>3</sup>]
- $\gamma'_d$  - rekenwaarde effectief gewicht van de grond volgens formule (7.4.12) [kN/m<sup>3</sup>]



$$\begin{aligned}
 V_{cilinder} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot (h-x) \\
 V_{kegel} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left(\frac{1}{2}d\right)^2 \cdot \frac{1}{3}x \\
 x &= \frac{0,5 \cdot d}{\tan \phi}
 \end{aligned} \quad (7.4.18)$$

De halve tophoek  $\phi$  van de kegel (fig. 7.4.5) voor grondverdringende palen binnen de paalgroep is 45°, en buiten de paalgroep 30°. Voor weinig grondverdringende palen en grondverwijderende palen geldt een halve tophoek van 2/3 $\phi$  binnen de paalgroep en 1/2 $\phi$  buiten de paalgroep.

**1j: Toets trekdraagkracht**

Voor de toetsing van op trek belaste palen moeten de volgende twee criteria zijn getoetst:

- het trekdraagvermogen van de palen in de grondmassa (mechanisme: het uittrekken van de palen uit de grondmassa);
- het omhoogkomen van een volume grond met de palen (mechanisme: het omhoogtrekken van de kluit).

Er wordt aan beide criteria voldaan indien:

$$F_{t,d} \leq R_{t,d} \quad (7.4.19)$$

Daarbij geldt:

- $F_{t,d}$  - rekenwaarde van de trekbelasting [kN]
- $R_{t,d}$  - rekenwaarde trekweerstand, eventueel verhoogd met het paalgewicht conform formule (7.4.15) [kN]

**Figuur 7.4.5**  
Kluitgewicht: kegel met één grondsoort bij

De toetsing van de trekweerstand aan het kluitcriterium geldt exclusief paalgewicht. Hierbij moet worden voldaan aan de eis:

$$R_{t;d} \leq R_{t;kluit;d} \quad (7.4.20)$$

Daarbij is

$R_{t;d}$  - rekenwaarde trekweerstand over  $m$  lagen [kN]

$R_{t;kluit;d}$  - rekenwaarde kluitgewicht, exclusief het gewicht van de paal [kN]

Opmerking: voor kleine paalafstanden ( $r < 3$  à  $6$ ) zal het trekdraagvermogen steeds dichter het kluitcriterium benaderen en daaraan op een gegeven moment vrijwel gelijk zijn; zie figuur 7.4.8.

### **7.4.3 Stap 2: Toetsing bezwijken van de constructie door verplaatsing van de fundering**

Zettingsverschillen en verschillen in horizontale verplaatsing van de fundering moeten zijn beschouwd, om er zeker van te zijn dat deze niet leiden tot een uiterste grenstoestand in de ondersteunende constructie. In zwellingsgevoelige grond moet zijn vastgesteld of ongelijkmatige zwelling kan optreden en de funderingen en constructies moeten zo zijn ontworpen dat zij deze kunnen weerstaan of opnemen. Als informatieve waarde voor de toelaatbare relatieve rotaties m.b.t. constructies kunnen de waarden voor drukpalen worden aangehouden.

### **7.4.4 Stap 3: Toetsing paalrijzing**

#### *3a. Berekening zakking uit mobilisatie schacht en elastische verlenging*

Teneinde de rijzing van de palen te berekenen, dienen zowel de paalkopbelasting als het stijfheidsgedrag van paal en ondergrond te worden vastgesteld. Voor de toetsing van de zakking in de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT), dient de paalkopbelasting te worden bepaald aan de hand van de representatieve waarde. Vaak worden alleen de permanente belastingen in rekening gebracht. Voor palen op trek zijn de veiligheidseisen voor de uiterste grenstoestand gewoonlijk voldoende en is een toetsing van de bruikbaarheidsgrenstoestand veelal niet noodzakelijk. De totale rijzing van de paal  $s_{tot;d}$  bestaat uit de volgende componenten:

$$s_{tot} = s_1 + s_2 \quad (7.4.21)$$

Daarbij is:

$s_{tot}$  - totale rijzing paalkop

$s_1$  - rijzing van bovineinde van een alleenstaande paal

$s_2$  - rijzing in geval van heffing van de grondlagen onder de paalpunt

De rijzing van de alleenstaande paal is opgebouwd uit de volgende componenten:

$$s_1 = s_s + s_{el} \quad (7.4.22)$$

Daarbij is:

$s_1$  - rijzing van bovineinde van een alleenstaande paal

$s_s$  - rijzing als gevolg van mobilisatie van de schachtwrijving langs de paalschacht

$s_{el}$  - elastische paalverlenging

De rijzing als gevolg van de mobilisatie van de schachtwrijving  $s_s$  geschiedt aan de hand van de last-zakkingcurve voor schachtwrijving, zoals deze geldt voor op druk belaste palen; zie

figuur 7.3.9. Hiervoor dient de lastzakkingscurve te worden vastgesteld die afhankelijk is van het type paal.

De elastische paalverlenging  $s_{el}$  moet worden vastgesteld uit de rekstijfheid van de paal. Hierbij dient het beton- of groutaandeel te worden verwaarloosd en alleen de staaldoorsnede te worden meegenomen. Voor de verlenging geldt:

$$s_{el} = \frac{(L + \ell) \cdot F_t}{2EA_{staal}} \quad (7.4.23)$$

Daarbij is:

- $s_{el}$  - elastische paalverlenging
- $L$  - totale paallengte [m]
- $\ell$  - lengte tussen paalkop en bovenkant positieve kleeft- of schachtzone [m]
- $F_t$  - trekkracht in de paal [kN]
- $EA_{staal}$  - rekstijfheid van de staaldoorsnede in de trekpaal [kN]

### *3b. Berekening vanuit bijdrage uit heffing grondlagen*

*Heffing van grondlagen kan optreden als gevolg van het ontlasten van deze lagen, door bijvoorbeeld ontgraven van bovengelegen grondlagen en bijvoorbeeld door op trek komen van ankerpalen als gevolg van het leegpompen van een bouwkuip. Hierdoor kunnen grondlagen beneden het aanlegniveau van een constructie, die op de ankerpalen afdragen de neiging hebben om heffing te vertonen.*

*Voor de bijdrage uit de heffing van de grondlagen dient onderscheid te worden gemaakt in twee situaties:*

- *de heffing van grondlagen tussen paalpuntniveau en aanlegniveau constructie;*
- *de heffing van grondlagen beneden het paalpuntniveau.*

#### *Grondlagen tussen de palen*

*Alvorens de trekpalen of ankerpalen zijn geplaatst, zal bij ontgravingen van bouwkuipen de heffing van de grondlagen ongehinderd plaatsvinden, waarbij voor niet-cohesieve grondsoorten deze vrijwel direct zal optreden. Voor cohesieve gronden vinden heffingen ook vrij snel plaats, zoals blijkt uit de praktijk. In geval de palen voorafgaand aan de heffing van grondlagen daartussen zijn geplaatst, zullen deze de heffing willen verhinderen, waardoor er een opwaartse zwelbelasting op de palen kan optreden en/of een zweldruk tegen een onderwaterbetonvloer. Daarbij dient te worden opgemerkt dat deze zweldruk als gevolg van de paalverlenging door mobilisatie van de schachtwrijving en elastische verlenging deels weer teniet kan worden gedaan, vooral bij de stijvere cohesieve grondsoorten. Teneinde het aandeel van de zweldruk te kunnen berekenen, dient deze als extra belasting op de paalkop aan te grijpen en op basis daarvan de daaruit voortkomende bijdragen van verlenging door schachtwrijving en elastische verlenging te worden bepaald.*

#### *Grondlagen onder de palen*

*De heffing van (diep gelegen) grondlagen onder de palen zal niet tot een zwelbelasting op de ankerpalen leiden, maar tot een algehele heffing van het gehele grondpakket boven de desbetreffende diep gelegen lagen. De rijzing  $s_2$  als gevolg van deze heffing kan worden berekend uit de totale zwel van de dieper gelegen lagen onder invloed van de optredende ontlasting. Zie hiervoor paragraaf 4.2.*

#### *Bijdrage van kruip*

*Na volledig op belasting te zijn gekomen, kunnen relatief slanke trekpalen zoals ankerpalen nog een zeer geringe mate van doorgaande rijzing, ofwel kruip vertonen. Aangezien de kruipmaat van de palen ten hoogste circa 0,5 mm bedraagt voor een korte tijdsperiode van ongeveer 1 week, zal door extrapolatie naar een referentielevensduur van 50 jaar het aandeel kruip beneden de 4 mm blijven. Daarbij dient te worden vermeld, dat deze waarde een theo-*

retische waarde is waarbij effecten als herverdeling niet zijn beschouwd. Op basis hiervan kan voor de meeste constructies het aandeel van de kruip in de paalrijzing verwaarloosbaar worden geacht [7.37].

#### 7.4.5 Stap 4: Axiale veerstijfheid op trek belaste palen

De karakteristieke waarde van de axiale veerstijfheid van op trek belaste palen, gerelateerd aan het niveau van de paalkop waarop deze in de constructie die op de palen afdraagt aangrijpt, dient te worden bepaald aan de hand van:

$$k_{axiaal;rep} = \frac{F_{t;k}}{s_{tot}} \quad (7.4.24)$$

Daarbij geldt:

$k_{axiaal;rep}$  - karakteristieke waarde axiale veerstijfheid [kN/m]

$F_{t;k}$  - karakteristieke waarde paalkopbelasting op trek [kN]

$s_{gem}$  - totale rijzing van de paalkop [m]

De totale rijzing  $s_{tot}$  bestaat uit de som van de elastische verlenging  $s_{el}$ , de verlenging voor de mobilisatie van de schachtwrijving  $s_s$  en de heffing van de grondlagen beneden paalpuntniveau  $s_2$ . De veerstijfheid kan daarbij worden gesplitst in:

$$\frac{1}{k_{axiaal;rep}} = \frac{1}{k_{s;rep}} + \frac{1}{k_{el;rep}} + \frac{1}{k_{2;rep}} \quad (7.4.25)$$

Voor de bepaling van de veerstijfheid (voor de constructeur) is normaal gesproken de invloed van de  $s_2$ -rijzing niet van toepassing en kan in eerste instantie worden weggelaten. In geval van bijvoorbeeld aansluiting tussen verschillende funderingen, zoals de aansluiting van zakkingsonderhevige hoogbouw op een parkeerkelder, zouden  $s_2$ -rijzingen relevant kunnen zijn.

Bij het dimensioneren van de constructie is meestal van belang een betrouwbare onder- en bovengrens van de veerstijfheid te geven. Deze rekenwaarden kunnen conform CUR 152 [7.37] worden bepaald met:

- $k_{axiaal;min;d} = k_{axiaal;rep} / \sqrt{2}$
- $k_{axiaal;max;d} = k_{axiaal;rep} \cdot \sqrt{2}$

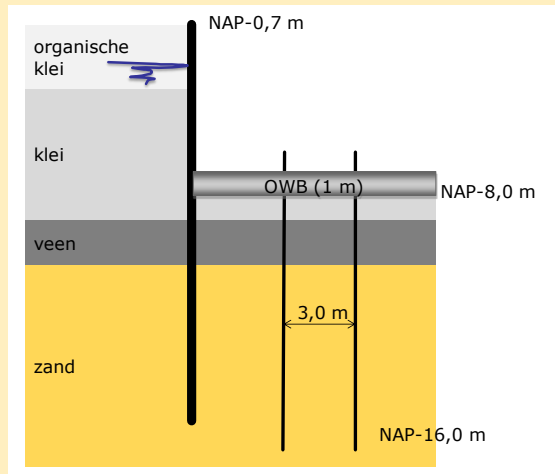
### 7.4.6 Voorbeeldberekening 7.3: oefening berekening trekpalen

Dit voorbeeld dient als eenvoudige oefening voor een trekpaalberekening . Niet alle aspecten van een trekpaalberekening worden hier aan de orde gesteld.

Gegeven is een bouwkuip met een breedte van 18 m, onderwaterbeton met een dikte van 1,0 m en 5 palenrijen, die in een rasterafstand staan van 3,0 x 3,0m. (figuur 7.4.6)

Verdere gegevens zijn:

- Vierkante prefab betonpaal 400x 400 mm
- Paalpuntniveau op NAP-16,0 m



**Figuur 7.4.6**  
Bouwkuip;  
voorbeeld 7.3

#### Grondopbouw

laag	b.k. laag [m+NAP]	grondsoort	Laagdikte [m]	$\gamma_{dr}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]
1	-0,7	Organische klei	2,0	3	13	15,0
2	-2,7	Klei	6,8	15	15	22,5
3	-9,5	Veen	1,7	12	12	15,0
4	-11,2	Zand		20	22	30,0

GWS op NAP-1,5  
Gewicht OWB:  $\gamma_{beton} = 23 \text{ kN/m}^3$

**Tabel 7.4.1**  
Grondopbouw;  
Voorbeeld-  
berekening 7.3

Voor de uitvoeringsvolgorde van het installeren van de palen wordt uitgegaan van:

1. sonderen vanaf maaiveld op NAP -0,7 m;
2. ontgraven tot NAP -8,0 m in bouwkuip;
3. heien prefab betonpalen;
4. onderwaterbeton met een dikte van 1,0 m aanleggen;
5. leegpompen bouwkuip.

#### Stap 1a: Bepaling trekbelastingen

De waterspanning onder de veenlaag is maatgevend voor het open barsten van de bouwkuip.

Waterspanning onder veenlaag:

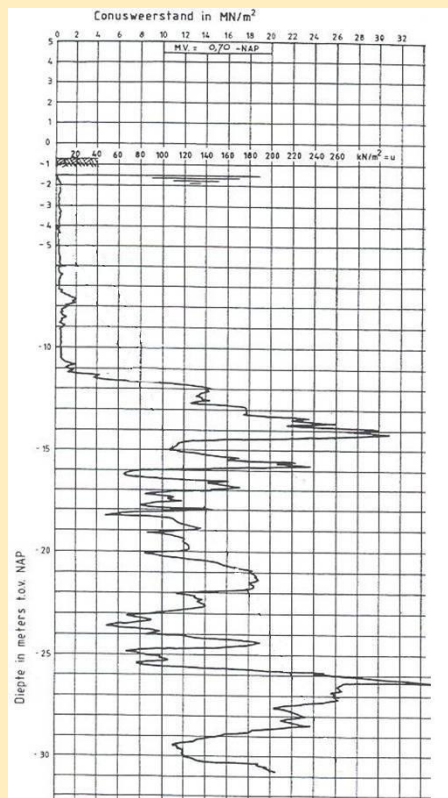
$$\sigma_w = (11,2 - 1,50) * 10 = 9,7 \text{ kN/m}^2$$

Benodigde trekkracht per m<sup>2</sup>:

$$F_{t,benodigd} = 9,7 * 10 * 1,1 - (1,0 * 23 + 1,5 * 15 + 1,7 * 12) = 40,8 \text{ kN/m}^2$$

Bij een palenraster van 3,0 \* 3,0 m levert dit een trekkracht per middenpaal van:

$$F_{t,d} = 40,8 * 3 * 3 = 367 \text{ kN}$$



**Figuur 7.4.7**  
Sondering;  
voorbeeld 7.3

#### Stap 1b: Bepaling paaltype met specifieke eigenschappen

Gegeven is een voorgespannen prefab betonpaal vierkant 400 mm. De bijbehorende paalfactoren zijn daarbij als volgt:

- paalpuntfactor  $\alpha_p = 1,0$ ;
- paalschachtfactor voor trek:  $\alpha_t = 0,007$ ;
- last-zakkingscurve 1.
- $D_{eq} = 1,13 * 0,4 = 0,45$  m

#### Stap 1c: Bepaling uitvoeringsvolgorde en invloeden conusweerstand

De sonderingen zijn uitgevoerd vanaf maaiveld. Na ontgraving worden de palen geheid. Het pleistocene zand is normaal geconsolideerd.

Op basis hiervan dient een lineaire  $q_c$ -reductie te worden toegepast conform *formule (7.3.2)*.

$$q_{c;z;ontgr} = q_{c;z} \cdot \left( \frac{\sigma'_{v;z;ontgr}}{\sigma'_{v;z;0}} \right)$$

Voor zandlaag NAP-11,2 m en NAP-12,0 m geldt:

De spanning in de oorspronkelijke toestand voor de zandlaag kan berekend worden tot:  
 $\sigma'_{v,z;0} = 0,8*3 + 1,2*(13-10) + 6,8*(15-10) + 1,7*(12-10) + 0,4*(22-10) = 48,2$  kN/m<sup>2</sup>

Het ontgraven gedeelte heeft een spanning van:

$$0,8*3 + 1,2*(13-10) + 5,3*(15-10) = 32,5$$
 kN/m<sup>2</sup>

Hierdoor kunnen de spanningen in de ontgraven toestand berekend worden tot:

$$\sigma'_{v,z;ontgr} = 48,2 - 32,5 = 15,7$$
 kN/m<sup>2</sup>

De gereduceerde spanning is te vinden met:

$$q_{c;z;ontgr} = 6 \cdot \left( \frac{15,7}{48,2} \right) = 1,95$$
 kN/m<sup>2</sup>

In de zandlaag is GEEN overconsolidatie, zodat er geen verdere reductie van de conusweerstand hoeft worden toegepast.

Per meter zandlaag worden de waarden voor de conusweerstand op dezelfde manier gereduceerd (tabel 7.4.2).

#### Stap 1d: Bepaling trekzone

De paalkop is gepland op NAP-16 m, zodat de palen 8,0 m lang zijn.

De lengte/diameter-verhouding bedraagt  $8/0,45 = 17,7$  en is groter dan de minimaal benodigde verhouding van 13,5.

#### Stap 1e: Berekening rekenwaarde conusweerstand

Voor het trekdraagvermogen dient te worden gerekend met de rekenwaarde van de conusweerstand. De conusweerstand uit de sondering is allereerst gereduceerd als gevolg van ontgraving (stap 1c) en vervolgens afgesnoten volgens het criterium onder figuur (7.4.3). Vanuit deze karakteristieke waarde worden rekenwaarden bepaald aan de hand van *formule (7.4.2)* met:

- $\gamma_{s;t} = 1,35$  (zie tabel 7.2.2);
- $\gamma_{m;var;q_c} = 1,0$ ;
- $n = 1$  sonderingen niet stijf  $\rightarrow \xi = 1,39$  (zie tabel 7.3.1).

Deze gevonden reductiewaarden worden in dit voorbeeld NIET in rekening gebracht, zodat de waarde voor  $q_{c;z;d}$  gelijk is aan  $q_{c;z;ont}$ .



**Stap 1f: Berekening effect van paalinstallatie ( $f_1$ )**

Aangezien er geen controlesonderingen worden uitgevoerd voor meting van de verdichting, is dit effect niet in rekening gebracht. Bovendien is de relatieve h.o.h. afstand  $r$  kleiner dan  $6D_{eq}$  zodat er ook geen verdichtingseffect wordt verondersteld.

Er geldt dus:  $f_1 = 1,0$ .

**Stap 1g: Berekening effect van het aanbrengen van een trekbelasting ( $f_2$ )**

Bij de berekening van het effect van het aanbrengen van de belasting wordt per laag in feite de trekweerstand bepaald.

Vanuit educatieve redenen wordt in dit voorbeeld de factor  $f_2$  voor de zandlaag op de waarde 1,0 gehouden.

**Stap 1h: Berekening rekenwaarde van het trekdraagvermogen**

In tabel 7.4.2 zijn de uitkomsten uit de berekening van de trekkracht weergegeven:

o.k. laag [m+NAP]	grondsoort	$\alpha_t$ [ - ]	$q_{c,sond}$ [kPa]	$\sigma'_{v;z;o}$ [kPa]	$\sigma'_{v;z;ont}$ [kPa]	$q_{c;z;ont}$ [kPa]	$f_1$ [ - ]	$f_2$ [ - ]	$F_{r,trek} = L * O * \alpha_t * q_c$ [MN]	
-9,5	klei	0,020	0,7	nvt	nvy	0,00	1,00	1,00	0,034	
-11,2	veen	0,000	nvt	---	---	0,18	1,00	1,00	-----	
-12,0	zand	0,007	6,0	48,2	15,7	1,9	1,00	1,00	0,018	
-13,0	zand	0,007	12,0	59	27,7	5,6	1,00	1,00	0,062	
-14,0	zand	0,007	15,0	71	38,5	8,1	1,00	1,00	0,091	
-15,0	zand	0,007	13,0	83	50,5	7,9	1,00	1,00	0,09	
-16,0	zand	0,007	12,0	95	62,5	7,9	1,00	1,00	0,089	
$\Sigma$ trekkracht =									0,3846 MN = 384 kN	
Eigengewicht paal:							0,4*0,4*8* (24-10)			= 17,9 kN
									<b>402 kN</b>	

**Tabel 7.4.2**  
Berekening rekenwaarde trekkracht per laag

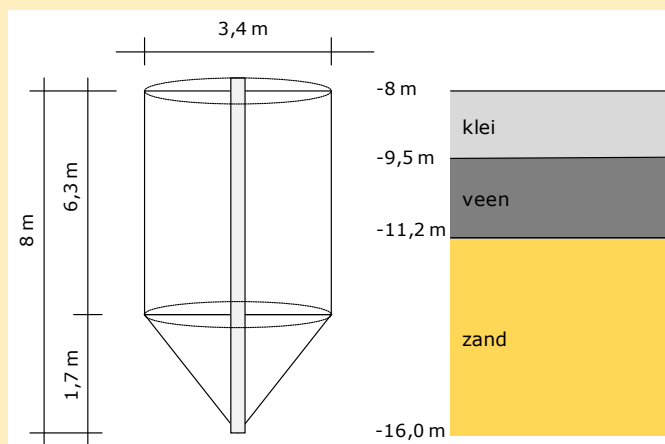
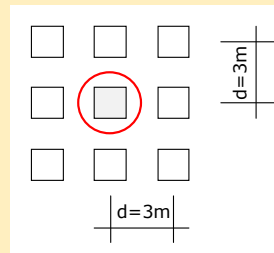
De rekenwaarde van het trekkrachtvermogen is:

$$R_{t;d} = 384 + 17,9 = 402 \text{ kN}$$

**Stap 1i: Berekening kluitgewicht**

Het kluitgewicht bestaat uit de som van het gewicht van de kegel bij de paalpunt en de daarboven aanwezige cilinder van grond tot ontgravniveau.

De paalafstand is 3m bij 3m. Hierdoor ontstaat een equivalente diameter van  $D = 3,4\text{m}$



**Figuur 7.4.8**  
Palenraster bouwkuip;  
Kluitgewicht trekpaal

Voor het volume van de kegel geldt op basis van een halve tophoek van 45° (grondverdringende paal):

$$V_{kegel} = \frac{1}{4} \pi \cdot d^2 \cdot \frac{1}{3} x = \frac{1}{4} \pi \cdot 3,4^2 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,7 = 5,1 \text{ m}^3$$

De oppervlakte van de cilinder is:

$$A_{cilinder} = \frac{1}{4} \pi \cdot d^2 = \frac{1}{4} \pi \cdot 3,4^2 = 9,1 \text{ m}^2$$

Op basis hiervan geldt voor de 3 grondlagen + kegel:

$$R_{t;kluit} = \text{klei} + \text{veen} + \text{zand} + \text{kegel}$$

$$R_{t;kluit} = 9,1 \cdot 1,5 \cdot (15-10) + 9,1 \cdot 1,7 \cdot (12-10) + 9,1 \cdot 3,1 \cdot (22-10) + 5,1 \cdot (22-10) = 498,9 \text{ kN}$$

$$R_{t;kluit;d} = 498,9 + 17,9 = 516 \text{ kN}$$

#### *Stap 1j: Toets trekdraagkracht*

De rekenwaarde van de paaltrekkracht dient lager te zijn dan de rekenwaarde van het trekdraagvermogen. Het trekdraagvermogen wordt bepaald uit de laagste waarde van de schachtwrijving en kluitgewicht en mag worden vermeerderd met het effectief eigen gewicht van de paal. Uit de berekeningen van stap 1h en 1i volgt, dat de schachtwrijving in dit geval maatgevend is.

Er wordt voldaan aan de eisen van het trekdraagvermogen aangezien:

$$F_{t,d} = 367 \leq R_{t,d} = 402 \text{ kN}$$

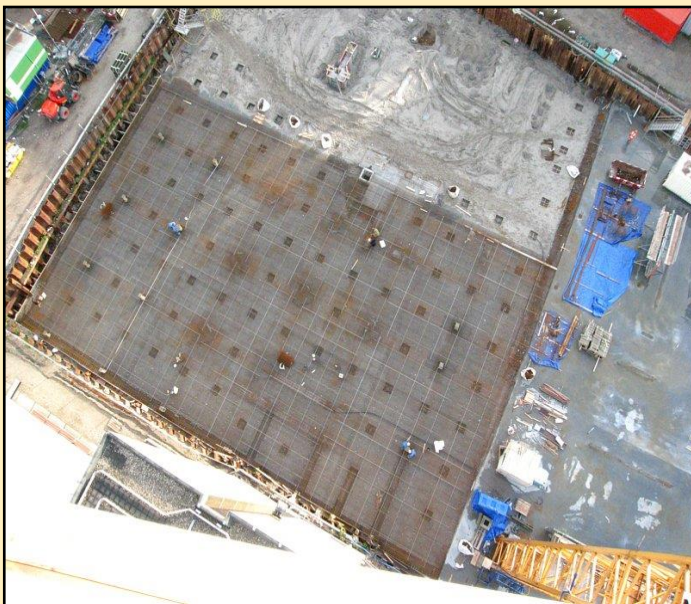
#### 7.4.7 Voorbeeldberekening 7.4: berekening trekpalen parkeerkelder Gouda

In het kader van de realisatie van de 1-laagse parkeergarage P1 onder het zorgcentrum en de woontorens Ronsseveld te Gouda is een funderingsontwerp gemaakt, waarbij een groot deel van de paalfundering onder de parkeergarage op trek wordt belast als gevolg van de opwaartse druk onder de keldervloer. Recht onder de hoogbouw zal de paalfundering in de eindsituatie een netto drukbelasting krijgen. Belangrijk daarbij is om ter plaatse van de overgang een indicatie te krijgen van de zakkingsverschillen, teneinde te kunnen vaststellen of er een dilatatie in de vloer moet worden toegepast. In dit voorbeeld is de berekening uitgevoerd conform NEN-EN 9997-1 waarbij is uitgegaan van geheide prefab betonnen palen vierkant 400 mm.

##### Stap 1a: Bepaling druk- en trekbelastingen

De maximale drukbelasting (paalkopbelastingen) in de eindfase is in dit voorbeeld als volgt:

- UGT:  $F_{c;d} = 1.400 \text{ kN}$ ;
- BGT:  $F_{c;rep} = 1.050 \text{ kN}$ .



De maximale trekbelasting is berekend op basis van een stramienmaat van 3,8 x 3,8 m (de helft van een 'standaard' kolomstramien van 7,6 m bij ondergrondse parkeergarages) en een maximale grondwaterstand GHG op NAP -2,2 m en een minimale grondwaterstand op NAP -2,9 m. De 360 mm dikke vloer van de kelder ligt op NAP -4,79 m. Bij de palen onder de nieuwbouw treden in de bouwfase de grootste trekbelastingen op, die vervolgens in de gebruiksfase netto op druk worden

**Figuur 7.4.9**  
Realisatie keldervloer op trekpalen

belast. Conform NEN-EN 9997-1 is het in rekening brengen van de factor voor belastingswisselingen in de bouwfase dan niet nodig. Bij de palen naast de nieuwbouw die enkel op trek worden belast, kan de trekbelasting als gevolg van grondwaterstandsvariatie gedurende de gebruiksfase tussen NAP -2,2 en -2,9 m wel wisselen. Uitgaande van een volumegewicht beton van  $24 \text{ kN/m}^3$  en de partiële factoren voor RC2, wordt de trekkracht in de uiterste grenstoestand (UGT) en in de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT) als volgt:

$$F_{t;\max;d} = [1,2 \cdot (4,79 - 2,2) \cdot 10 - 0,9 \cdot 0,36 \cdot 24] \cdot 3,8^2 = 336,5 \text{ kN}$$

$$F_{t;\max;k} = [(4,79 - 2,2) \cdot 10 - 0,36 \cdot 24] \cdot 3,8^2 = 249,2 \text{ kN}$$

$$F_{t;\min;k} = [(4,79 - 2,9) \cdot 10 - 0,36 \cdot 24] \cdot 3,8^2 = 148,2 \text{ kN}$$

Voor de reductiefactor voor belastingswisselingen geldt voor de trekpalen:

$$\gamma_{m;\text{var};qc} = 1 + 0,25 \cdot \frac{249,2 - 148,2}{249,2} = 1,10$$

**Stap 1b: Bepaling paaltype met specifieke eigenschappen**

Op basis van de diepte van de draagkrachtige zandlaag en de grootte van de paalkopbelastingen, wordt als type paal een voorgespannen prefab betonpaal vierkant 400 mm geadviseerd. De bijbehorende paalfactoren zijn daarbij als volgt:

- paalpuntfactor  $\alpha_p = 1,0$ ;
- paalschachtfactor voor druk:  $\alpha_s = 0,010$ ;
- paalschachtfactor voor trek:  $\alpha_t = 0,007$ ;
- last-zakkingscurve 1;
- reductiefactor verzwaarde voet:  $\beta = 1,0$ ;
- reductiefactor paalvoetvorm:  $s = 1,0$ .

**Stap 1c: Bepaling uitvoeringsvolgorde en invloeden conusweerstand**

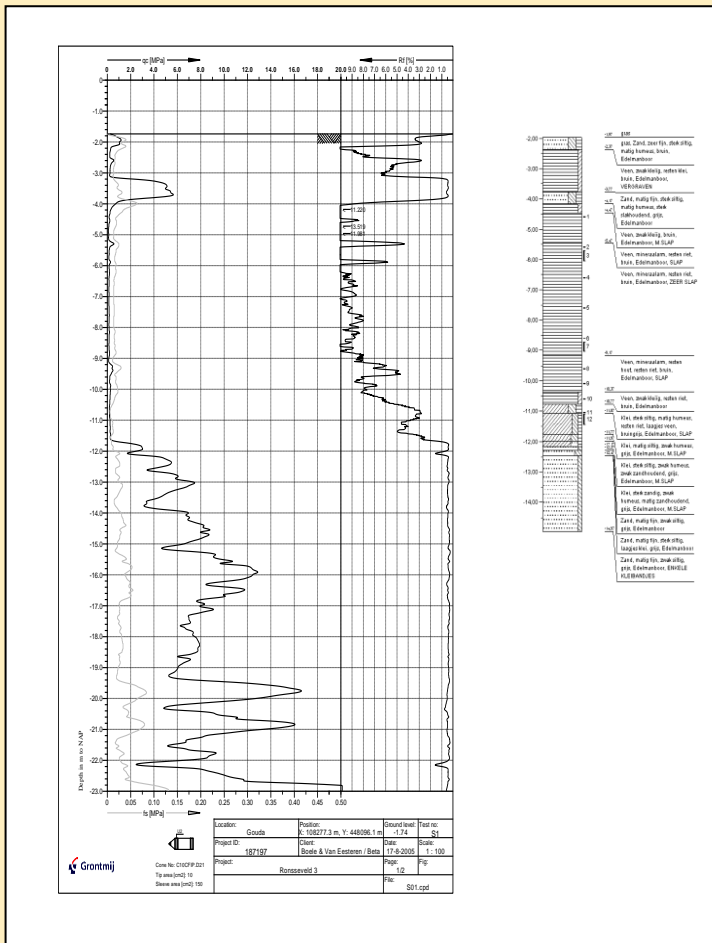
De sonderingen zijn uitgevoerd vanaf maaiveld. Na ontgraving worden de palen geheid. De bouwputbreedte bedraagt circa 60 x 100 m. Het pleistocene zand is normaal geconsolideerd.

Op basis hiervan dient een lineaire  $q_c$ -reductie te worden toegepast conform *formule (7.3.2)*.

**Stap 1d: Bepaling trekzone**

De paalkop is gepland op NAP -4,5 m zodat de palen 20,0 m lang zijn. De lengte/diameter-verhouding bedraagt 50:1.

**Figuur 7.4.10**  
Representatieve sondering en boorprofiel



De trekzone voor het gewicht is gedefinieerd over de volledige hoogte vanaf ontgravningsniveau (NAP -4,79 m) tot paalpuntniveau op NAP -24,5 m. Over de bovenste meter tussen NAP -4,79 en -5,79 m is de grond als geroerd (zonder wrijvingsweerstand) beschouwd. Op basis van de bodemopbouw uit figuur 7.4.10 is wrijving alleen meegenomen over de kleilaag tussen NAP -10,8 m en -12,2 m op basis van 50% van  $\alpha_{t;klei} = 0,0125$  en het pleistocene zand daaronder. Hoewel het gewicht van de bovenliggende veenlaag vanaf ontgravningsniveau tot bovenkant kleilaag mag worden meegenomen, heeft dit weinig zin aangezien het effectieve volumegewicht van veen onderwater vrijwel nihil blijkt te zijn.

**Stap 1e: Berekening rekenwaarde conusweerstand**

Voor het trekdraagvermogen dient te worden gerekend met de rekenwaarde van de conusweerstand. De conusweerstand uit de sondering is allereerst gereduceerd als gevolg van ontgraving en vervolgens afgesneden volgens het criterium onder figuur (7.4.3). Vanuit deze karakteristieke waarde is vervolgens de rekenwaarde bepaald aan de hand van formule (7.4.2) met:

- $\gamma_{s;t} = 1,35$  (zie tabel 7.2.2);
- $\gamma_{m;var;q_c} = 1,10$  (zie stap 1a);
- $n \geq 10$  sonderingen, vloer met dikte 0,36 m en overspanning 3,8 m is relatief niet stijf;
- $\xi_3 = 1,25$  (zie tabel 7.3.1);
- $\xi_4 = 1,00$  (zie tabel 7.3.1).

**Stap 1f: Berekening effect van paalinstallatie ( $f_1$ )**

Aangezien er geen controlesonderingen worden uitgevoerd voor meting van de verdichting, is dit effect niet in rekening gebracht. Bovendien is de relatieve h.o.h. afstand  $r = 3,8 / 0,452 = 8,4$  groter dan 6, zodat er ook geen verdichtingseffect wordt verondersteld. Er geldt dus:  $f_1 = 1,0$ .

**Stap 1g: Berekening effect van het aanbrengen van een trekbelasting ( $f_2$ )**

Bij de berekening van het effect van het aanbrengen van de belasting wordt per laag in feite de trekweerstand bepaald. Hiervoor is de ondergrond verdeeld in lagen met dikte van 1,0 m. In tabel 7.4.3 is dit per laag gedaan voor sondering S1 uit figuur 7.4.10 op basis van  $\xi_3$ .

o.k. laag [m+NAP]	grondsoort	$\alpha_t$ [ - ]	$q_{c;z;S01}$ [kPa]	$q_{c;z;d}$ [kPa]	$\gamma'_{i;d}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma'_{v;j;0;d}$ [kPa]	$M_j$ [kPa]	$f_1$ [ - ]	$f_2$ [ - ]	$q_{t;i;d}$ [kPa]	$R_{t;d}$ [kN]
-5,0	veen	0,000	1	0	0,18	0,00	0,000	1,00	1,00	0,00	0
-6,0	veen	0,000	1	0	0,18	0,18	0,000	1,00	1,00	0,00	0
-7,0	veen	0,000	1	0	0,18	0,22	0,000	1,00	1,00	0,00	0
-8,0	veen	0,000	1	0	0,18	0,40	0,000	1,00	1,00	0,00	0
-9,0	veen	0,000	1	0	0,18	0,58	0,000	1,00	1,00	0,00	0
-10,0	veen	0,000	1	0	0,18	0,77	0,000	1,00	1,00	0,00	0
-10,8	veen	0,000	1	0	0,18	0,95	0,000	1,00	1,00	0,00	0
-11,8	klei	0,0125	1	0	4,73	1,09	0,000	1,00	1,00	0,00	0
-12,0	klei	0,0125	1	0	4,73	5,82	0,000	1,00	1,00	0,00	0
-13,0	zand	0,007	4000	1829	8,18	6,77	5,328	1,00	0,784	4,18	16
-14,0	zand	0,007	4000	1860	8,18	14,95	5,417	1,00	0,753	4,08	32
-15,0	zand	0,007	7000	3300	8,18	23,13	9,610	1,00	0,677	6,50	57
-16,0	zand	0,007	8000	3814	8,18	31,31	11,107	1,00	0,623	6,92	83
-17,0	zand	0,007	8000	3850	8,18	39,49	11,214	1,00	0,592	6,64	109
-18,0	zand	0,007	7000	3397	8,18	47,67	9,892	1,00	0,584	5,78	131
-19,0	zand	0,007	7000	3421	8,18	55,86	9,962	1,00	0,579	5,77	153
-20,0	zand	0,007	10000	4917	8,18	64,04	14,319	1,00	0,548	7,84	183
-21,0	zand	0,007	9000	4449	8,18	72,22	12,958	1,00	0,533	6,91	210
-22,0	zand	0,007	7000	3477	8,18	80,40	10,127	1,00	0,538	5,45	231
-23,0	zand	0,007	10000	4989	8,18	88,58	14,529	1,000	0,520	7,56	260
-24,0	zand	0,007	10000	5008	8,18	96,77	14,586	1,000	0,506	7,39	288
-24,5	zand	0,007	12000	6021	8,18	104,95	8,768	1,000	0,507	4,45	305
-24,5	zand	0,007	12000	0	0,00	109,04	0,000	1,000	0,521	0,00	<b>305</b>

Uit tabel 7.4.3 volgt dat de trekweerstand (exclusief eigen gewicht paal) gelijk is aan 305,1 kN.

**Tabel 7.4.3**  
Berekening rekenwaarde trekweerstand per laag

*Stap 1h: Berekening rekenwaarde van het trekdraagvermogen*

Op basis van de berekende trekweerstand van 305 kN kan de rekenwaarde van de trekkracht worden bepaald door het eigen gewicht van de paal erbij op te tellen. Hiervoor geldt:

$$G'_{stb,paal;d} = \left( \frac{24}{1,1} - 10 \right) \cdot 0,4^2 \cdot 20 = 37,8 \text{ kN}$$

$$R_{t,d} = 305,1 + 37,8 = 342,9 \text{ kN}$$

(voor de bruikbaarheidsgrenstoestand geldt een representatieve waarde van het trekdraagvermogen van  $305,1 \cdot 1,35 + 44,8 = 456,7 \text{ kN}$ )

*Stap 1i: Berekening kluitgewicht*

Het kluitgewicht bestaat uit de som van het gewicht van de kegel bij de paalpunt en de daarboven aanwezige cilinder van grond tot ontgravniveau. Voor het volume van de kegel geldt op basis van een halve tophoek van  $45^\circ$  (grondverdringende paal):

$$A_{cilinder} = 2,0^2 = 0,4^2 = 3,84 \text{ m}^2$$

$$h_{kegel} = \frac{1}{2} \cdot (2,0 - 0,4) = 0,80 \text{ m}$$

$$V_{kegel} = \frac{1}{2} \cdot 3,84 \cdot 0,8 = 1,54 \text{ m}^3$$

Op basis hiervan geldt voor de 3 grondlagen + kegel:

$$R_{t,kluit,d} = 3,84 \cdot (6,01 \cdot 0,18 + 1,20 \cdot 4,73 + 11,7 \cdot 8,18) + 1,54 \cdot 8,18 = 406,0 \text{ kN}$$

Inclusief het effectief volumegewicht van de paal volgt voor de kluit (zoals ook in MFoundati-on wordt opgeteld):

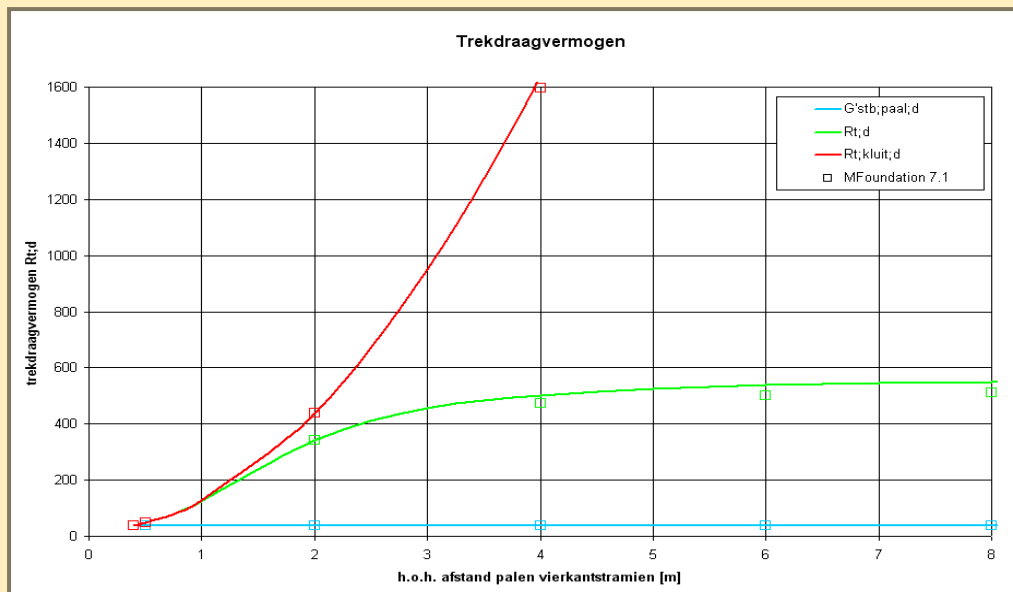
$$R_{t,kluit,d} = 406,0 + 37,8 = 443,8 \text{ kN}$$

*Stap 1j: Toets trekdraagkracht*

De rekenwaarde van de paaltrekkracht dient lager te zijn dan de rekenwaarde van het trekdraagvermogen. Het trekdraagvermogen wordt bepaald uit de laagste waarde van de schachtwrijving en kluitgewicht en mag worden vermeerderd met het effectief eigen gewicht van de paal. Uit de berekeningen van stap 1h en 1i volgt, dat de schachtwrijving in dit geval maatgevend is. Er wordt voldaan aan de eisen van het trekdraagvermogen aangezien:

$$F_{t,d} = 336,5 \leq R_{t,d} = 342,9 \text{ kN}$$

In figuur 7.4.11 is het trekdraagvermogen van schacht en kluit weergegeven als functie van de h.o.h. afstand ( $\geq D_{schacht}$ ) van de palen.



**Figuur 7.4.11**  
Invloed h.o.h. afstand palen op trekdraagvermogen

*Stap 2: Toetsing verplaatsingen uiterste grenstoestand*

Als normatieve grens wordt in bijlage H van NEN-EN 9997-1 [7.3] een waarde voor de relatieve rotatie voor gangbare constructies gegeven die waarschijnlijk leidt tot een uiterste grenstoestand, waarbij  $\beta \leq 1 : 100$ . De berekening van de zakkings in de uiterste grenstoestand komen aan de orde in stap 3.

*Stap 3a: Berekening rijzing uit mobilisatie schacht en elastische verlenging*

De paalrijzing is berekend aan de hand van de lastzakingscurve voor schachtwrijving volgens figuur 7.3.9. Voor de uiterste grenstoestand (UGT) geldt:  $F_{t;d} / R_{t;d} = 336,5 / 342,9 = 0,98$  (oftewel 98%). Voor paaltype 1 geldt dan een verplaatsing  $s_s \approx 0,009$  m. Voor de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT) geldt:  $F_{t;k} / R_{t;k} = 249,2 / 456,6 = 0,55$  (oftewel 55%). Uit figuur 7.3.9 volgt dan op basis van  $D_{eq} = 0,452$  m:  $s_s \approx 0,002$  m.

Voor de rekstijfheid van de betonnen paal geldt gemakshalve alleen de doorsnede van de voorspanstaven. De palen hebben een standaard voorspanning van 4,04 MPa op basis van  $7\text{Ø}12,5$  mm staven FeP1860 met  $A_s = 8,59 \cdot 10^{-4}$  m<sup>2</sup> en dus een rekstijfheid:  $EA = 180.390$  kN.

Voor de uiterste grenstoestand volgt voor de elastische verlenging met een schachtzone van 12,5 m op basis van formules (7.4.24):

$$s_{el} = \frac{(20 + 12,5) \cdot 336,5}{2 \cdot 180 \cdot 390} = 0,030 \text{ m}$$

Voor de bruikbaarheidsgrenstoestand volgt:

$$s_{el} = \frac{(20 + 12,5) \cdot 249,2}{2 \cdot 180 \cdot 390} = 0,022 \text{ m}$$

*Stap 3b: Berekening vanuit bijdrage uit heffing grondlagen*

*Aangezien er geen heffing van dieper gelegen zandlagen is te verwachten, en heffing in de deklaag grotendeels is opgetreden voorafgaand aan de heiwerkzaamheden, volgt voor de totale rijzing van de middenpaal:*

- UGT:  $s_1 = 9 + 30 = 39 \text{ mm}$ ;
- BGT:  $s_1 = 2 + 22 = 24 \text{ mm}$ .

*Stap 4: Berekening veerstijfheid axiaal belaste trekpaal*

*De stijfheid van de paalfundering die vanuit het rijzingsgedrag kan worden herleid, is afhankelijk van de grootte van de belasting. Op basis van de BGT-belasting en rijzing zijn daarbij de boven- en ondergrenzen voor de veerstijfheid van de op trek belaste paal als volgt (gebruikelijk ook afgerond naar 100 kN/m):*

$$k_{axiaal;minzd} = \frac{249,2}{0,024 \cdot \sqrt{2}} = 7.300 \text{ kN/m}$$

$$k_{axiaal;maxzd} = \frac{249,2}{0,024} \cdot \sqrt{2} = 14.700 \text{ kN/m}$$



## 7.5 Door grond zijdelings belaste palen (type A)

Omdat dit onderwerp in de HBO-instellingen niet gedoceerd wordt en de reader bedoeld is voor het HBO-onderwijs, wordt alleen de wijze van belasten van palen en het bijhorende stappenplan voor eventuele berekeningen aangegeven. Voor een volledige berekening van zijdelings belaste palen wordt verwezen naar de literatuur [7.40] en [7.42].

### 7.5.1 Algemeen

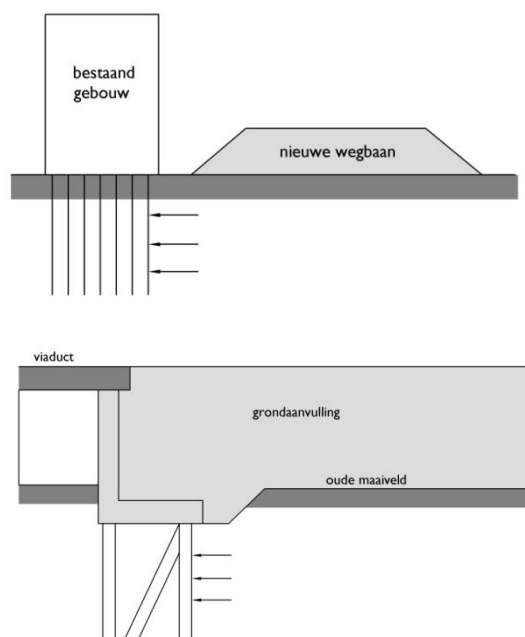
Bij zijdelings of lateraal belaste palen kunnen we onderscheid maken in palen die lateraal worden belast door een grondverplaatsing (zogenaamde type A) en in palen die lateraal worden belast door een uitwendige zijdelingse kracht op bijvoorbeeld de paalkop (type B). Samengevat:

- type A: actieve laterale belastingen vanuit de grond via horizontale en/of (bij schoorpalen) verticale grondverplaatsingen;
- type B: belastingen vanuit de (bovenbouw van de) constructie, die leiden tot reactieve (passieve) laterale paalbelastingen vanuit de ondergrond.

Type A en B zijn respectievelijk vervormings- en belastingsgestuurd. Type A treffen we bijvoorbeeld aan onder schoorpalen onder landhoofden die onderhevig zijn aan zettingen of achter een kerende constructie zijn geplaatst. Door de zetting van het grondlichaam achter het landhoofd, vinden in de ondergrond ter plaatse van de palen horizontale grondverplaatsingen plaats. Door deze horizontale grondverplaatsingen worden de verticale palen op buiging belast. Bij schoorpalen zal ook het aandeel van de verticale grondverplaatsing (zetting) leiden tot een loodrechte grondbelasting op de paal, afhankelijk van de schoorstand. Door de palen op een later tijdstip te heien, bijvoorbeeld nadat het grootste deel van de consolidatie is opgetreden en de restzettingen beperkt zijn tot orde grootte 10 à 20 cm, kunnen de laterale belastingen op de palen worden beperkt, zodanig dat deze niet tot verdere maatregelen hoeven te leiden.

Onder type B treffen we bijvoorbeeld meerpalen aan die belast worden door schepen, of verticale palen onder windschermen. Ook kun je dergelijke paalbelastingen tegenkomen onder gebouwen of parkeerkelders die éézijdig horizontaal worden belast door wind, water of gronddruk. Beide typen hebben een verschillend mechanisme en daarmee een verschillende berekeningsaanpak. In deze paragraaf is de berekening van het type A opgenomen. De berekening van het type B komt aan de orde in paragraaf 7.6.

Zowel voor constructieve belastingen (type B) als belastingen uit grond (type A) dienen de partiële belastingfactoren te worden bepaald op basis van tabel 7.2.2, waarbij de lateraal belaste paal is onderverdeeld in groep B. Voor belastingen door grondverplaatsingen (type A) als gevolg van alleen permanente bovenbelastingen geldt conform tabel 7.2.2 een belastingfactor van 1,35 (RC2). Deze belastingfactor kan ook naderhand op het maximum optredend moment worden toegepast, waarbij de grondverplaatsingen zijn bepaald op basis van een representatieve bovenbelasting. Materiaalfactoren dienen te worden toegepast bij zowel de toetsing van de paalsterkte (opneembare paalmomenten en krachten) als bij de toetsing van de maximaal toelaatbare



**Figuur 7.5.1**  
Zijdelings belaste palen;  
Bron: CGF1, Elsevier

gronddruk. Voor de optredende zijdelingse gronddruk tegen de paal wordt uitgegaan van de karakteristieke verwachtingswaarde van de sterkte.

### **7.5.2 Stappenplan bij lateraal belaste palen type A**

De berekening van type A belaste palen bestaat uit meerdere onderdelen, waarbij er per onderdeel verschillende modellen voorhanden zijn. Grofweg bestaat de berekening uit de volgende drie onderdelen:

- bereken de laterale (= loodrecht op de paal gerichte) grondverplaatsing uit de horizontale en verticale gronddeformaties;
- bereken de laterale gronddruk en beddingconstanten en daarmee de paalkrachten als gevolg van de laterale grondverplaatsing in de BGT;
- bepaal de rekenwaarde van de paalkop- en paalveldmomenten en maximale paalkrachten;
- toets de rekenwaarde van de optredende paalkrachten aan de rekenwaarden van de opneembare paalkrachten.

Voor de berekening en toetsing van de door grond lateraal belaste palen kan het volgende stappenschema worden aangehouden:

### **Stappenplan 7.3** Toetsing bij lateraal belaste palen type A

1. Berekening grondverplaatsingen:
  - a. bepaling huidige en toekomstige situatie (aanwezigheid paal);
  - b. berekening (rest)zetting (verticale grondverplaatsing);
  - c. berekening ongehinderde horizontale grondverplaatsing;
  - d. berekening zijdelingse (laterale) grondverplaatsing, loodrecht op paalas.
2. Berekening gronddrukfactoren
3. Berekening horizontale beddingconstanten
4. Berekening krachten in de palen:
  - a. bepaal mogelijke randvoorwaarden voor paalkop (translatie- en rotatieveer);
  - b. bepaal buigstijfheid palen (bovenste meter als gescheurd in geval van inklemming);
  - c. bepaling axiale veerstijfheden;
  - d. berekening momenten, dwarskrachten en verplaatsingen;
  - e. bepaal rekenwaarden op paalkrachten conform tabel 7.2.2.
5. *Toetsing constructief ontwerp palen*
  - a. *toetsing paalspanningen aan sterkte-eisen (UGT, door constructeur of leverancier);*
  - b. *toetsing paalspanningen aan scheurwijdte (BGT, door constructeur of leverancier);*
  - c. *toetsing aan deformatie-eisen (BGT).*

## 7.6 Door horizontale paalkopbelastingen belaste palen (type B)

Omdat dit onderwerp in de HBO-instellingen niet gedoceerd wordt en de reader bedoeld is voor het HBO-onderwijs, wordt alleen de wijze van belasten van palen en het bijhorende stappenplan voor eventuele berekeningen aangegeven. Voor een volledige berekening van door horizontale paalkopbelastingen belaste palen wordt verwezen naar de literatuur [7.43] en [7.44].

### 7.6.1 Stappenplan bij horizontaal belaste palen type B

De meest voorkomende gevallen van constructies waarbij de type B palen als enkele paal kunnen worden beschouwd, zijn meerpalen en geluidsschermen. De rekentechniek voor de dimensionering van de lateraal belaste palen onder de stijlen van deze schermen zijn aangegeven in de CROW publicatie 166 "Richtlijnen geluidsbeperkende constructies langs wegen" [7.27]. Conform NEN-EN 9997-1 [7.3] moet bij horizontaal belaste palen één van de onderstaande bezwijkmechanismen te zijn beschouwd:

- voor korte, relatief stijve palen - rotatie of translatie als een stijf lichaam;
- voor lange slanke palen - bezwijken op buiging van de paal, samen met plaatselijk bezwijken en verplaatsen van de grond nabij de kop van de paal.

Daarnaast geldt, dat bij de bepaling van de horizontale draagkracht van de palen het groeps-effect in beschouwing moet zijn genomen. Daarnaast moet ook in beschouwing zijn genomen, dat een horizontale belasting op een paalgroep kan resulteren in een combinatie van drukkrachten, trekkrachten en horizontale krachten in de afzonderlijke palen.

Zowel voor constructieve belastingen (type B) als belastingen uit grond (type A) dienen de partiële belastingfactoren te worden bepaald op basis van tabel 7.2.2. Paalkopbelastingen van het type B zijn over het algemeen constructieve belastingen die in groep B vallen. Voor de permanente en veranderlijke belastingen dienen voorafgaand aan de berekening van de paal de rekenwaarden te zijn ingevoerd. Voor de te mobiliseren zijdelingse gronddruk tegen de paal wordt uitgegaan van de karakteristieke verwachtingswaarde van de sterkte.

De berekening van type B belaste palen bestaat grofweg uit de volgende drie onderdelen:

- bereken de rekenwaarde van de horizontale paalkopbelasting aan de hand van tabel 7.2.2;
- bereken de rekenwaarde van de paalmomenten en paaldwarskrachten;
- toets de rekenwaarde van de optredende paalkrachten aan de rekenwaarden van de opneembare paalkrachten.

Afhankelijk van het type constructie kan voor de berekening onderscheid worden gemaakt tussen eenvoudige methoden en geavanceerde methoden. De afweging tussen de verschillende methoden is ondermeer afhankelijk van het feit of de palen als enkele paal kunnen worden beschouwd of als groep moeten worden berekend, met wel of geen interactie van de grond. Daarnaast speelt ook de constructieve verbinding van de palen onderling een mogelijke rol.

Internationaal wordt vaak uitgegaan van de P-y methode volgens de API (American Petroleum Institute) [7.29]. De methode Blum is internationaal niet erg bekend. Andere methoden die internationaal bekender zijn, zijn bijvoorbeeld: de methode Broms (grafisch) en de CLM-methode. In het stappenplan wordt het volgende opgemerkt:

1. Liggermodel (D-Sheet) met o.a. Ménard en rechte glijvlakken dient als vertrekpunt.
2. Toepassing van schelpfactoren of modelfactoren (ten behoeve van opschaling  $K_p$ ) is nog discutabel; de gronddruk ( $K_p$ ) kan net zo gemakkelijk en eleganter rechtstreeks berekend worden met de methode Brinch-Hansen in D-Sheet (daar zijn de schelpfactoren feitelijk ook uit afgeleid).
3. Partiële factoren: om te komen tot een rekenwaarde van de gronddruk zijn "lage" waarden ongunstig. Hiermee moet dan ook gerekend moeten worden.

4. In plaats van D-Sheet modellering kan als alternatief D-Pile modellering aan de hand van de methode API worden gehanteerd of geavanceerder met PLAXIS. Hiermee kunnen tevens groepsgedrag, interactie en axiale veerstijfheid worden gemodelleerd.

Voor de berekening en toetsing van de door grond lateraal belaste palen kan het volgende stappenschema worden aangehouden:

#### **Stappenplan 7.4**

Toetsing bij lateraal belaste palen type B

1. Berekening rekenwaarde paalkopbelasting
2. Berekening grondparameters:
  - a. bepaal de gronddrukfactoren;
  - b. bepaal de horizontale beddingconstanten.
3. Berekening reactiekrachten in de palen:
  - a. bepaal mogelijke randvoorwaarden voor paalkop (translatie- en rotatieveer);
  - b. bepaal buigstijfheid palen (bovenste meter als gescheurd in geval van inklemming);
  - c. bepaling axiale veerstijfheden;
  - d. berekening momenten, dwarskrachten en verplaatsingen;
  - e. bepaal rekenwaarden op paalkrachten conform tabel 7.2.2.
4. *Toetsing constructief ontwerp palen:*
  - a. *toetsing paalspanningen aan sterkte-eisen (UGT, door constructeur of leverancier);*
  - b. *toetsing paalspanningen aan scheurwijdte (BGT, door constructeur of leverancier);*
  - c. *toetsing aan deformatie-eisen (BGT).*

## 7.7 Activeringsvragen en zelfstudieopdrachten

### Opdracht 7.1 (drukpaal)

In Rotterdam zal een schoolgebouw gerealiseerd worden. Na aanleiding van de gegeven sondering (figuur 7.8.1) wordt als fundering een paalfundering geadviseerd.

Voor de uitvoeringsvolgorde wordt uitgegaan van:

1. sonderen vanaf maaiveld op NAP -1,5 m;
  2. ontgraven tot NAP -1,00 m;
  3. installeren palen.
- 
- a. Bereken de maximale draagkracht voor zowel een voorgespannen prefab betonpaal vierkant 300 mm x 300 mm als een Avegaar paal rond  $\varnothing$  350 mm.
  - b. Vergelijk de draagkracht van beide paaltypen met elkaar. Voer de berekeningen uit voor een paalpuntniveau van NAP-18,0 m, NAP-22,0 m en NAP-26,0 m. Het aanlegniveau van de bovenliggende funderingsbalk ligt op NAP-1,0 m.
  - c. Geef voor elke paal aan, hoe hij geïnstalleerd wordt en welke risico's er kunnen optreden.

### Opdracht 7.2 (trekpaal)

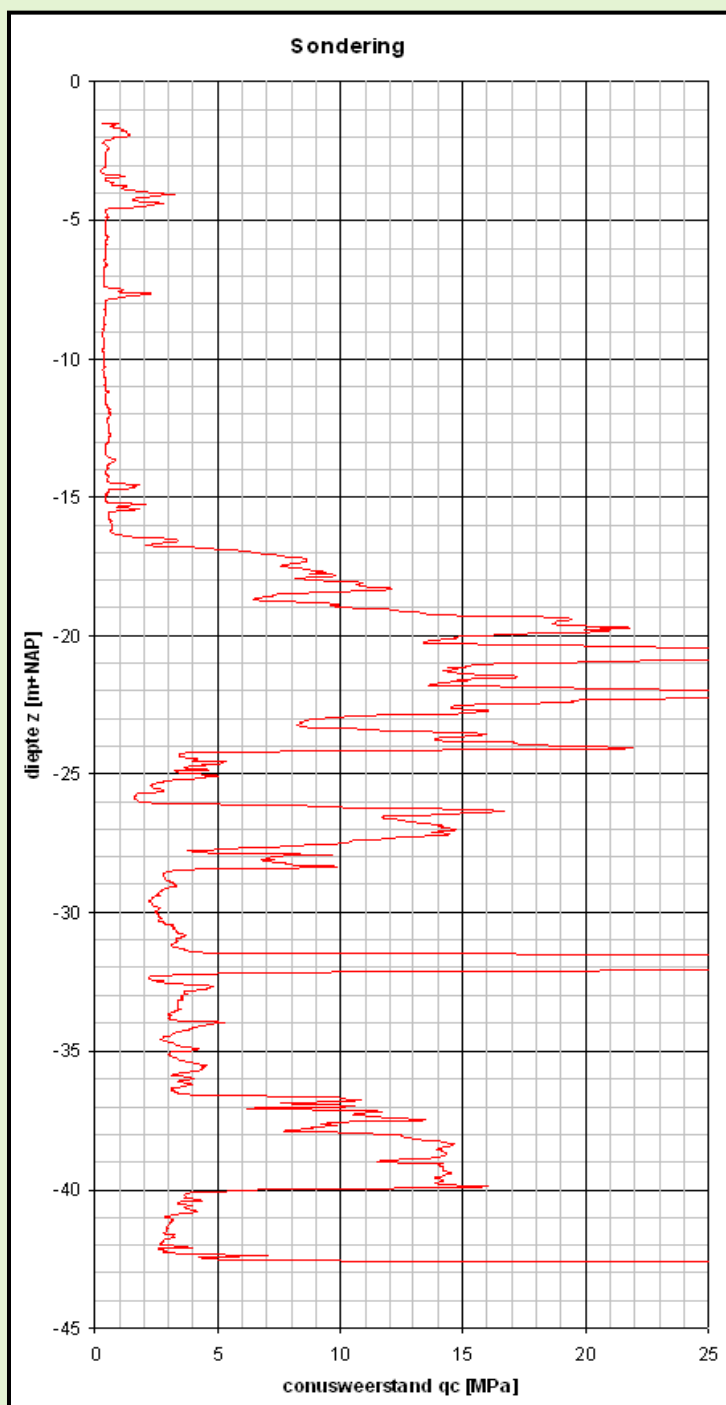
Voor de aanleg van een ondergrondse parkeergarage 22 x 40 m in Rotterdam, wordt een bouwkuip gerealiseerd op basis van de gegeven sondering in figuur 7.8.1. De totale constructiehoogte bedraagt ca. 6,5 m. Hierdoor wordt uitgegaan van een bouwkuipbodem van NAP-8,0 m, met een dikte van het onderwaterbeton van 1,0 m. De trekpalen staan in een afstand van 3,2 x 3,2 m. De verticale afsluiting van de bouwkuip en de bijhorende verankering wordt buiten beschouwing gelaten.

Voor de uitvoeringsvolgorde van het installeren van de palen wordt uitgegaan van:

1. sonderen vanaf maaiveld op NAP -1,5 m;
  2. ontgraven tot NAP -8,0 m in bouwkuip;
  3. heien prefab betonpalen;
  4. onderwaterbeton met een dikte van 1,0 m aanleggen;
  5. leegpompen bouwkuip.
- 
- a. Bereken de benodigde trekkracht van de middenpaal.
  - b. Bereken de maximale trekkracht van de middenpaal, uitgevoerd met een voorgespannen prefab betonpaal 320 x 320 mm en een paalpuntniveau van NAP-20,0 m.
  - c. Bereken, indien de onder b. aangegeven lengte niet voldoet of te ruim is, het benodigde aanlegniveau van de paal.
  - d. Welke veranderingen in de berekeningen en de uitvoering treden op als de uitvoeringsvolgorde voor de installatie van de paal verandert in:
    1. sonderen;
    2. heien prefab beton palen;
    3. ontgraven;
    4. aanbrengen onderwaterbeton;
    5. leegpompen bouwkuip.Welke gevolgen heeft dit voor de trekkracht van de paal?

Sondering voor de opdrachten 7.1 en 7.2

**Figuur 7.8.1**  
Sondering Rotterdam



Grondopbouw:

laag	b.k. laag [m+NAP]	grondsoort	Laagdikte [m]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{dr}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi$ [°]
1	+0,0	klei, zwak zandig	3,5	20	20	22,5
2	-3,5	zand, los gepakt	1,30	20	20	30,0
3	-4,8	veen, voorbelast	4,00	13	13	15,0
4	-8,8	klei, zwak zandig	3,70	18	18	22,5
5	-16,5	zand		21	19	32,5
GWS op NAP-1,5						

## 7.8 Referenties

- [7.1] NEN-EN 1997-1:2005 Geotechnisch ontwerp - Deel 1: Algemene regels;  
ICS 91.080.01; 93.020; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, maart 2005
- [7.2] NEN-EN 1997-1:2005/NB:2008 Nationale bijlage bij NEN-EN 1997-1  
ICS 91.080.01; 93.020; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, augustus 2008
- [7.3] NEN-EN 9997-1:2009 Geotechnisch ontwerp van constructies - Samenstelling van:  
NEN-EN 1997-1:2005 Geotechnisch ontwerp - Deel 1: Algemene regels;  
NEN-EN 1997-1/NB:2008 Nationale bijlage bij NEN-EN 1997-1;  
NEN 9097-1: Aanvullende bepalingen voor het geotechnisch ontwerp (ontwerp).  
ICS 91.080.01; 93.020; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, september 2009
- [7.4] NEN-EN 1997-2:2007 Geotechnisch ontwerp - Deel 2:  
Grondonderzoek en beproeving  
ICS 91.080.01; 93.020; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, augustus 2007
- [7.5] NEN-EN 1990:2002 Grondslagen van het constructief ontwerp  
ICS 91.010.30; 91.080.01; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, december 2002
- [7.6] NEN-EN 1990:2002/NB: 2011/12 Nationale bijlage bij NEN-EN 1990  
ICS 91.010.30; 91.080.01; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, november 2008
- [7.7] NEN-EN 1991-1-1:2002 Belastingen op constructies, Deel 1-1: Algemene belastingen  
- Volumieke gewichten, eigen gewicht en opgelegde belastingen voor gebouwen  
ICS 91.010.30; 91.080.01; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, december 2002
- [7.8] NEN-EN 1991-1-1:2002/NB:2007 Nationale bijlage bij NEN-EN 1991-1-1  
ICS 91.010.30; 91.080.01; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, november 2007
- [7.9] NEN-EN 1991-2:2003 Belastingen op constructies, Deel 2: Verkeersbelastingen op  
bruggen  
ICS 91.010.30; 93.040; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, oktober 2003
- [7.10] NEN 5491 Kwaliteitseisen voor houten heipalen  
eerste druk; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, april 1983
- [7.11] SBR Documentatie Funderingen - handboek deel B  
zevende aanvulling; Ten Hagen Stam Uitgevers; Den Haag, augustus 1998
- [7.12] Funderingstechnieken, collegedictaat g80  
tweede druk; Prof. Ir. A.F. van Tol; TU Delft, Faculteit der Civiele Techniek  
Delft, augustus 1994
- [7.13] Foundation Analysis and Design  
fifth edition; Joseph E. Bowles; ISBN 0-07-114811-6; Singapore, 1997
- [7.14] Foundation Design & Construction  
sixth edition; M.J. Tomlinson and R. Boorman; ISBN 0-582-22697-X  
Edinburgh Gate, Harlow, 1995
- [7.15] Waterbouwkunde deel I  
zevende druk; M.B.N. Bolderman, A.W.C. Dwars en M.J. Fraanje  
Hoofd ontwerp bureau voor wegen, Grontmij N.V., De Bilt  
Bilthoven, september 1968

- [7.16] Cours de mécanique des sols  
Enseignement T6-T9: Fondations et soutènements  
Ecole nationale des ponts en chaussées; Paris, 1992-1993
- [7.17] Handleiding Grondmechanica en funderingstechniek  
cursusmap CGF 1; SBC Elsevier Opleidingen BV
- [7.18] Mechanica van constructies  
A.L. Bouma; eerste druk; ISBN 90-6562-114-8-cip;  
Delftse uitgeverijmaatschappij (DUM); Delft, augustus 1989
- [7.19] CUR handleiding 98-9, Ontwerpmethoden voor trekpalen  
eerste druk; ISBN 90-3760-330-0;  
Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving;  
Gouda, september 1998
- [7.20] CUR handleiding 2001-4, Ontwerpmethoden voor trekpalen  
eerste druk; ISBN 90-3760-4811  
Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving; Gouda, juni 2001
- [7.21] CUR handleiding 2001-8, Bearing capacity of steel pipe piles  
eerste druk; ISBN 90-3760-1618;  
Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving; Gouda, juli 2001
- [7.22] Door grond zijdelings belaste palen, fase B + C;  
eindrapport CO-360760/185; Grondmechanica Delft; Delft, november 1996
- [7.23] Door grond horizontaal belaste palen  
Eindrapport CIAD-projectgroep; 1979
- [7.24] Uitgangspuntenrapport  
Grondmechanisch advies Betuweroute; Definitief ontwerp middelgrote kunstwerken  
Grontmij - De Weger VoF; De Bilt/Delft, maart 1996
- [7.25a] Het voorspellen van heigedrag  
ir. J.W. Bosschaart, ir. M.G.J.M. Peters en ir. B. Berkhout  
Artikel Geotechniek, oktober 2001
- [7.25b] Het voorspellen van heigedrag, achtergrond van de formule  
ir. J.W. Bosschaart, ir. M.G.J.M. Peters en ir. B. Berkhout  
Artikel Geotechniek, januari 2002
- [7.26] CUR handleiding 166, Damwandconstructies  
vierde druk; ISBN 90-3760-063 8  
Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving; Gouda, oktober 2005
- [7.27] Beoordeling van de staat van houten paalfunderingen  
ing. H.J.R. Keijer; Artikel Geotechniek, april 2002
- [7.28] Formule open stalen buispalen  
rapport P-691/03; Fugro Ingenieursbureau bv; Leidschendam, 2000
- [7.29] Calibratiestudie opstellen nationale Bijlage Eurocode 7  
H. Jansen, A. van Seters, D. Bouwmeester en R. Vervoorn  
Fugro, document 1004-0043-001, versie 5; Leidschendam, 2 september 2005



- [7.30] The application of theories of elasticity and plasticity to foundation problems  
L. Jürgenson; Contributions to Soil Mechanics 1925-1940  
Boston Society of Civil Engineers, 1934
- [7.31] Embankments on soft clays  
S.J. Johnston; Austin, 1973
- [7.32] Horizontale grondvervormingen van IJsseldijk-Loof tot PLAXIS  
ir. F. Hoefsloot; Fugro, Leidschendam, 30 maart 2006
- [7.33] CROW Publicatie 166: "Richtlijnen geluidbeperkende constructies langs wegen"  
ISBN:90 6628 359 9;  
Centrum voor Regelgeving en Onderzoek in de Grond-, Water- en Wegenbouw en de  
Verkeerstechniek; Ede, 1 maart 2002
- [7.34] Cursusmap Paalfunderingen; Post Academisch Onderwijs (PAO);  
Faculteit der Civiele Techniek, Technische Universiteit Delft
- [7.35] Recommended practice for planning, designing and constructing offshore platforms.  
API American Petroleum Institute; Washington D.C., 1993
- [7.36] Embankments on soft clays  
Leroueil, S. Mognan, J.P. Tavenas, F.; University of Calgary, Canada 1990
- [7.37] CUR rapport C152, Ontwerprichtlijn niet-geheide ankerpalen  
Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving  
Gouda, (is nog voorlopig rapport. definitief in 2010)
- [7.38] CUR aanbeveling 77, Rekenregels voor ongewapende onderwaterbetonvloeren  
Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving; Gouda, 2001
- [7.39] Grondmechanica b20  
derde druk; Prof. A. Verruijt  
Technische Universiteit Delft, faculteit der Civiele Techniek; Delft, maart 1990
- [7.40] Difficulties in prediction of horizontal deformations of foundations  
Poulos, H.G.; Journal Soil Mechanics Found. Divn. ASCE98 1972
- [7.41] Pile foundation analysis and design  
Poulos, H.G., Davis, E.H. ; John Wiley, New York, 1980
- [7.42] Berekening door grond zijdelings belaste palen, conservatief of niet?  
ir. M.G.J.M. Peters, ing. R. Steenbrink; Geotechniek, april 2008
- [7.43] CUR handleiding 228, Ontwerprichtlijn door grond horizontaal belaste palen  
eerste druk; ISBN 978-90-376-0524-2  
Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving; Gouda, 2010
- [7.44] CUR handleiding 162, Grondconstructies op en in weinig draagkrachtige en sterk sa-  
mendrukbare ondergrond  
tweede druk; Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving  
ISBN 90-376-0024-7; Gouda, november 1992



# **HOOFDSTUK 8**

## **ONTWERPEN VAN BOUWKUIPEN**

**READER  
GEOTECHNIEK**

**VOOR HET HBO**

**Initiatief:** Werkgroep waterbouw KIVI afdeling Hoger Onderwijs Techniek  
**Eindredactie:** Dr.ir. U. Backhausen & prof. dr. ir. A.E.C. van der Stoel

Het auteursrecht berust bij KIVI, Den Haag. Openbaarmaking en vermenigvuldiging door HBO-instellingen ten behoeve van onderwijsdoeleinden zijn toegestaan onder naamsvermelding van de auteurs.

Stand: maart 2012

# HOOFDSTUK 8

## ONTWERPEN VAN BOUWKUIPEN

Prof. dr.ir. A. van der Stoel, ir. H. Dieteren (CRUX), dr. ir. U. Backhausen (HU)

### Inhoudsopgave

<b>8.1</b>	<b>Algemeen</b> .....	3
8.1.1	<i>Inleiding</i> .....	3
<b>8.2</b>	<b>Grondparameters en normen</b> .....	4
8.2.1	<i>Keuze grondmodel</i> .....	4
8.2.2	<i>Toetsing volgens de Eurocode</i> .....	4
8.2.3	<i>Materiaalfactoren bouwkuipen</i> .....	5
8.2.4	<i>Randvoorwaarden</i> .....	6
<b>8.3</b>	<b>Evenwichtsberekening</b> .....	7
<b>8.4</b>	<b>Invloed van water</b> .....	10
8.4.1	<i>Inleiding</i> .....	10
8.4.2	<i>Bemalingsvormen</i> .....	10
8.4.3	<i>Grondwater</i> .....	15
8.4.4	<i>Bronnering</i> .....	17
8.4.5	<i>Voorbeeldberekening 1: grondwaterverlaging bij toepassing van één bron</i> .....	20
8.4.6	<i>Meerdere bronnen</i> .....	21
8.4.7	<i>Voorbeeldberekening 2: bouwput met meerdere bronnen</i> .....	23
8.4.8	<i>Debiet bij gesloten bouwkuipen</i> .....	26
<b>8.5</b>	<b>Ontwerpen van verticale grondkering</b> .....	27
8.5.1	<i>Algemeen</i> .....	27
8.5.2	<i>Onverankerde damwanden</i> .....	27
8.5.3	<i>Verankerde damwand</i> .....	28
8.5.4	<i>Blum</i> .....	30
8.5.5	<i>Stappenplan damwandberekening</i> .....	32
8.5.6	<i>Voorbeeldberekening 3: damwand vrij opgelegd (methode Blum)</i> .....	34
8.5.7	<i>Verenmodel</i> .....	38
8.5.8	<i>Eindige Elementen Methode</i> .....	39
8.5.9	<i>Toetsing damwand conform CUR-166</i> .....	41
<b>8.6</b>	<b>Ontwerpen van horizontale grondkeringen</b> .....	44
8.6.1	<i>Algemeen</i> .....	44
8.6.2	<i>Natuurlijk aanwezige waterremmende laag</i> .....	44
8.6.3	<i>Injectielichaam</i> .....	44
8.6.4	<i>Onderwaterbeton vloer (ongewapend)</i> .....	45
<b>8.7</b>	<b>Ontwerp van ankers</b> .....	47
8.7.1	<i>Algemene grenstoestanden</i> .....	47
8.7.2	<i>Ontwerpsituaties</i> .....	47
8.7.3	<i>Aandachtspunten</i> .....	48
8.7.4	<i>Ontwerp van ankerschotten</i> .....	48

<b>8.8</b>	<b>Ontwerpen van groutankers .....</b>	<b>52</b>
8.8.1	Algemeen .....	52
8.8.2	Evenwicht verankeringsmassief .....	52
8.8.3	Dimensionering ankerlichaam .....	55
8.8.4	Dimensionering ankerstang.....	56
8.8.5	Plaats van het groutanker .....	56
8.8.6	Samenvatting ontwerpregels groutankers.....	59
<b>8.9</b>	<b>Ontwerp van stempels .....</b>	<b>65</b>
<b>8.10</b>	<b>Dimensionering gording .....</b>	<b>67</b>
<b>8.11</b>	<b>Omgevingsbeïnvloeding .....</b>	<b>68</b>
8.11.1	Trillingen .....	68
8.11.2	Grondvervormingen.....	68
<b>8.12</b>	<b>Monitoring .....</b>	<b>70</b>
8.12.1	Doelstelling .....	70
8.12.2	Bouwkundige vooropname.....	70
8.12.3	Deformatie metingen .....	71
8.12.4	Bewaking aanwezige scheurvorming .....	71
8.12.5	Verplaatsingsmetingen van de damwanden .....	71
8.12.6	Grondwaterstand metingen .....	73
8.12.7	Trillingsmetingen .....	73
<b>8.13</b>	<b>Activeringsvragen en zelfstudieopdrachten .....</b>	<b>74</b>
<b>8.14</b>	<b>Referenties .....</b>	<b>75</b>

## Hoofdstuk 8

## Ontwerp van bouwkuipen

### 8.1 Algemeen

#### 8.1.1 Inleiding

Bouwkuipen vormen een belangrijk onderdeel bij de aanleg van ondergrondse ruimtes, zoals kelders, parkeergarages, tunnels en aquaducten. Tevens is het bij de bouw van (verdiepte) funderingen vaak noodzakelijk gebruik te maken van een bouwkuip. In dit hoofdstuk wordt ingegaan op het ontwerp; de typen wanden en verankeringen voor bouwkuipen zijn in hoofdstuk 5 behandeld.

Bouwkuipen vertonen een grote verscheidenheid qua omvang en diepte, hetgeen de nodige consequenties heeft voor de te kiezen ontwerpaanpak. Op hoofdlijnen zijn de volgende facetten in het ontwerp te onderscheiden.

#### *Uitgangspunten*

- de grondgesteldheid
- de waterhuishouding
- de benodigde afmetingen van de bouwkuip
- het al dan niet permanent zijn van (onderdelen van) de bouwkuip

#### *Componenten*

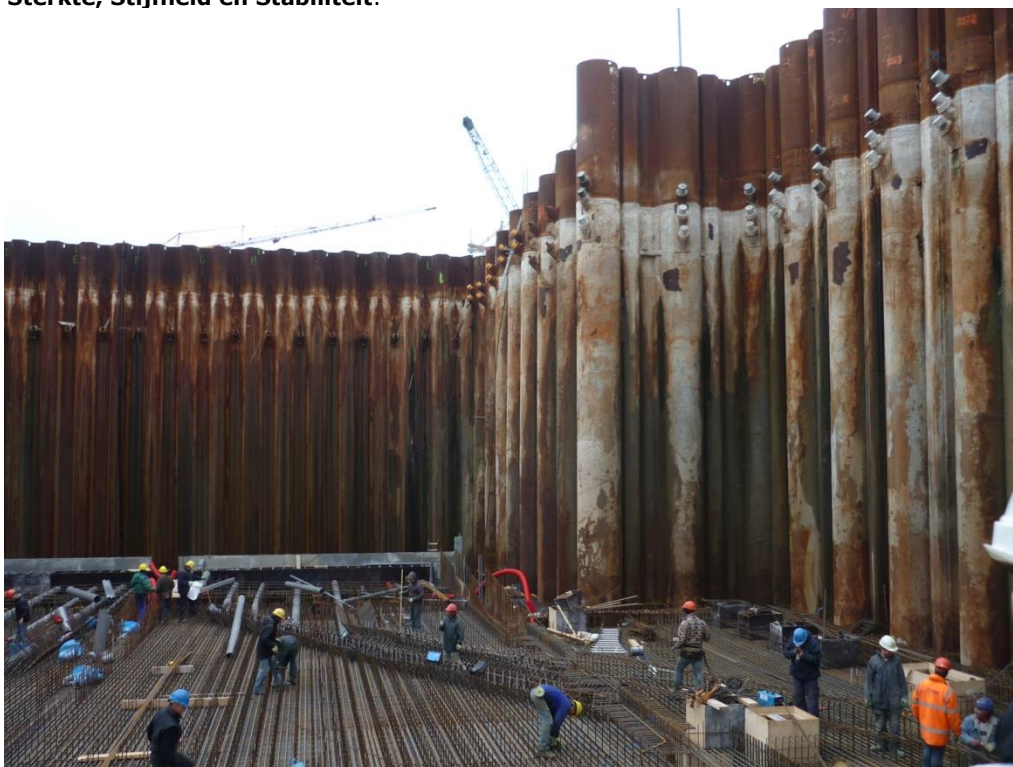
- de verticale grond- en waterkering (bijvoorbeeld een damwand)
- de horizontale waterkering (bijvoorbeeld onderwaterbeton in combinatie met eventuele trekelementen)
- waterbeheersing middels een bemaling
- de horizontale en verticale stabiliteit van de wanden (bijvoorbeeld ankers, stempels)

#### *Type berekening*

- empirisch (op basis van ervaringsgegevens)
- analytisch (op basis van grondmechanische en geohydrologische wetmatigheden)
- met behulp van computerprogramma's

In hoofdlijnen komt het ontwerpen (altijd) neer op het toetsen van de drie S-criteria:

**Sterkte, Stijfheid en Stabiliteit.**



**Figuur 8.1.1**  
Aanleg tunneltoerit  
Middelburg  
(excursie HU 2009)

Naast het ontwerp van de bouwkuip zelf speelt ook de invloed die de werkzaamheden ten behoeve van de bouwkuip hebben een steeds belangrijker rol in het ontwerp. Dit wordt met name veroorzaakt door de toename van ondergronds bouwen in binnenstedelijke omgeving, maar ook door bijvoorbeeld verbreding van bestaande wegen, waarbij ook kunstwerken vlak naast bestaande kunstwerken dienen te worden gebouwd. Deze omgevingsbeïnvloeding heeft zowel consequenties voor het ontwerp als voor de uitvoering en de begeleiding van de aanleg van de bouwkuip. In essentie komt het er op neer dat de stijfheid (vervormingen) dan een dominante rol gaan spelen. Op omgevingsbeïnvloeding en de monitoring wordt in de laatste paragrafen van dit hoofdstuk teruggekomen.

NB: De begrippen bouwkuip en bouwput worden in de praktijk vaak door elkaar gebruikt. Strikt genomen is een bouwkuip voorzien van een (starre) wandconstructie, bijvoorbeeld een diepwand of damwand, terwijl een bouwput voorzien is van taluds op basis van de natuurlijk aanwezige grond (al dan niet gecombineerd met een bemaling). Hier wordt verder de term bouwkuip voor beide constructies gebruikt.

## 8.2 Grondparameters en normen

### 8.2.1 Keuze grondmodel

#### *Grondopbouw en grondwater*

Om een grondkerende constructie te kunnen ontwerpen, dient als eerste de grondopbouw en de situatie ten aanzien van het grondwater bekend te zijn. De wijze waarop grondopbouw en grondwater kunnen worden verkend, staat beschreven in hoofdstuk 2. Afhankelijk van het te hanteren rekenmodel voor het geotechnische ontwerpen van de grondkerende constructie zijn grondparameters nodig. In tabel 8.2.1 zijn voor de verschillende modellen de benodigde geotechnische parameters aangegeven indien sprake is van een gedraineerde situatie.

**Tabel 8.2.1**

Benodigde geotechnische parameters bij de verschillende rekenmodellen

Rekenmodel	Parameters
Blum-model	$\gamma$ , $\phi$ , $\delta$ en $c$
Verende ondersteuning	$\gamma$ , $\phi$ , $\delta$ , $c$ en $k_h$
Eindige Elementen Methode	$\gamma$ , $\phi$ , $\delta$ , $c$ , $E$ , $v$ en $\psi$

De grondeigenschappen  $\gamma$ ,  $\phi$  en  $c$  kunnen worden bepaald op een indirecte wijze (bijvoorbeeld aan de hand van Tabel 2.b van NEN-EN 1997-1) of door een laboratoriumonderzoek.

Voor het ontwerp van de bouwput is het van belang om te weten of de grondwaterstand en/of de stijghoogte van het grondwater in een dieper gelegen watervoerende laag moeten worden verlaagd en/of een verlaging buiten de bouwput is toegestaan. Een te hoge stijghoogte van het diepe grondwater betekent een gevaar voor het opbarsten van de bouwkuipbodem. Een verlaging van de freatische grondwaterstand kan in de nabije omgeving leiden tot ernstige schade aan houten paalfunderingen die droog komen te staan (in de volksmond "houtrot" genoemd) en tevens zakkings van op staal of op palen gefundeerde panden veroorzaken. Om dit te voorkomen kan het wenselijk zijn de damwand dieper door te zetten tot in een waterremmende laag.

### 8.2.2 Toetsing volgens de Eurocode

Door het invoeren van het Bouwbesluit in 1992 zijn voor het ontwerp van damwanden in Nederland richtlijnen en normen ontstaan. De Norm NEN 6740 is van toepassing op geotechnische constructies. Met de Europese eenwording en het opstellen van Europese ontwerpme-



thoden is het ontwerp van bouwkuipen opgenomen in de Eurocode 7 (NEN EN 9997-1) onder het hoofdstuk grondkerende constructies.

In het ontwerp moet de constructie volgens de norm ingedeeld worden in een bepaalde veiligheidsklasse of betrouwbaarheidsklasse. Deze geven de mate van vereiste veiligheid aan, afhankelijk van de risico's die optreden wanneer de constructie faalt. De betrouwbaarheidsklassen (Reliability Class RC) RC1, RC2 en RC3 zijn gekoppeld aan gevolgklassen (Consequence Class) CC1, CC2 en CC3.

In de Nederlandse nationale bijlage is voor damwandberekeningen het zogenaamde "stap-plan" van het CUR 166 handboek opgenomen.

### 8.2.3 Materiaalfactoren bouwkuipen

In tabel 8.1.2 zijn de partiële veiligheidsfactoren en toeslagen gegeven die op de representatieve waarden moeten worden gehanteerd.

Parameter	$\gamma$ en $\Delta a$ betrokken op $X_{rep}$						Rekenwaarde
	RC1		RC 2		RC3		
	$\gamma$	$\Delta a$ (m) <sup>1)</sup>	$\gamma$	$\Delta a$ (m) <sup>1)</sup>	$\gamma$	$\Delta a$ (m) <sup>1)</sup>	
Volumegewicht $\gamma$	1,0	-	1,0	-	1,0	-	$X_{rep} / \gamma$
effectieve cohesie $c'$	0,9	-	1,0	-	1,1	-	$X_{rep} / \gamma$
hoek van inwendige wrijving $\varphi'$	1,05	-	1,15	-	1,2	-	$X_{rep} / \gamma$
kerende hoogte [m]	1,6	0,2	2,2	0,3	2,6	0,35	max. ( $\mu + \gamma\sigma; \mu + \Delta$ )
gws lage zijde [m]	1,3	0,15	1,7	0,2	2,1	0,25	max. ( $\mu + \gamma\sigma; \mu + \Delta$ ) of min. ( $\mu - \gamma\sigma; \mu - \Delta$ )
gws hoge zijde [m]	0,66	0,05	0,87	0,05	1,5	0,05	max. ( $\mu + \gamma\sigma; \mu + \Delta$ )
beddingsconstante $k_n$	1,3	-	1,3	-	1,3	-	$X_{rep} / \gamma$ of $X_{rep} / 1,0$ indien met deze laatste waarde $M_{s,d}$ groter is

<sup>1)</sup> Bij een vrijstaande wand behoort  $\Delta a$  gelijk te zijn aan 10% van de wandhoogte boven het ontgravningsniveau, met een maximum van 0,5 m. Bij een met anker of stempel ondersteunde wand behoort  $\Delta a$  gelijk te zijn aan 10% van de afstand tussen het onderste ondersteuningspunt en het ontgravningsniveau, met een maximum van 0,5 m.

In 2.4.6.3 van de NEN-EN 1997-1 is vermeld, dat in gevallen waarbij de afwijkingen in de geometrische gegevens, zoals (grond)waterniveaus, een substantiële invloed hebben op de betrouwbaarheid van een constructie, rekenwaarde ofwel rechtstreeks bepaald moet worden ofwel met vergelijking 8.2.1 uit nominale waarden afgeleid moet worden:

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \quad (8.2.1)$$

waarin:

- $a_d$  - is de rekenwaarde van de geometrische constructie
- $a_{nom}$  - nominale waarde van de geometrische constructie
- $\Delta a$  - toeslag of reductie op de nominale waarde van het geometrische gegeven voor bepaalde berekeningen.

Voor de toeslag  $\Delta a$  op grondwaterstanden en stijghoogten zijn in de NEN-EN 1997-1 geen getallen gegeven.

**Tabel 8.2.2**  
Partiële veiligheidsfactoren  $\gamma$  en toeslagen  $\Delta a$

Voorafgaande aan het ontwerpen dienen de belastingen die kunnen optreden, naast en op de damwand, geïnventariseerd te worden. Indien niet expliciet een bovenbelasting aangegeven is, wordt conform CUR-166 toch een bovenbelasting in rekening gebracht. In tabel 8.2.3 zijn de verticale belastingen voor de verschillende veiligheidsklassen voor de grondkerende constructie gegeven. Deze hebben betrekking op een bovenbelasting ten gevolge van bijvoorbeeld (bouw)verkeer en de opslag van materiaal / materieel naast de wanden.

**Tabel 8.2.3**

Belastingen voor de verschillende veiligheidsklassen

Veiligheidsklasse	Representatieve bovenbelasting [kN/m <sup>2</sup> ]
RC 1	5 à 10
RC 2	10 à 20
RC 3	> 20

**Tabel 8.2.4**

Partiële belastingfactoren bouwkuipen

Toepassing	Parameter	Symbool	Waarde RC1	Waarde RC2	Waarde RC3
Damwanden	permanente belasting, ongunstig <sup>1)</sup>	$\gamma_G$	1,23	1,35	1,49
	permanente belasting, ongunstig <sup>2)</sup>	$\gamma_G \times \xi$	1,09	1,20	1,32
	permanente belasting, gunstig	$\gamma_{G;stb}$	1,00	0,90	0,82
	veranderlijke belasting, ongunstig	$\gamma_{Q;dst}$	1,35	1,5	1,65
	veranderlijke belasting, gunstig	$\gamma_{Q;dst}$	0	0	0

<sup>1)</sup> geldt alleen bij kleine veranderlijke belastingen ( $Q/G < 0,2$ )

<sup>2)</sup> alleen als aandeel veranderlijke belastingen groot is (conform NEN-EN 1990/NB geldt  $\xi = 0,89$ )

#### 8.2.4 Randvoorwaarden

Bevindt zich bebouwing in de directe omgeving dan zal tevens hiervan een inventarisatie moeten plaatsvinden. Afhankelijk van de grondopbouw, afstand van de bouwput tot de belending en het type en de kwaliteit van de fundering en de bovenbouw, wordt voor een type wandconstructie gekozen. Maar ook van kabels en leidingen kunnen er grenswaarden zijn gesteld voor de verplaatsing van de damwand, waardoor mede afhankelijk van de ontgravingdiepte een of meerdere ankers of stempels dienen te worden toegepast door de aanwezigheid van bebouwing in de omgeving. Hierop wordt in respectievelijk paragraaf 8.7 en 8.8 nog teruggekomen.

Bij een permanente stalen damwand dient rekening gehouden te worden met corrosie, waardoor de dikte van de damwand afneemt en daarmee ook het weerstandsmoment en het traagheidsmoment.

### 8.3 Evenwichtsberkening

Een grondkerende constructie dient in evenwicht te zijn (stabiliteitscriterium). In verband hiermee moet aan de volgende evenwichtsvoorwaarden worden voldaan:

$$\Sigma H = 0; \Sigma M = 0; \Sigma V = 0$$

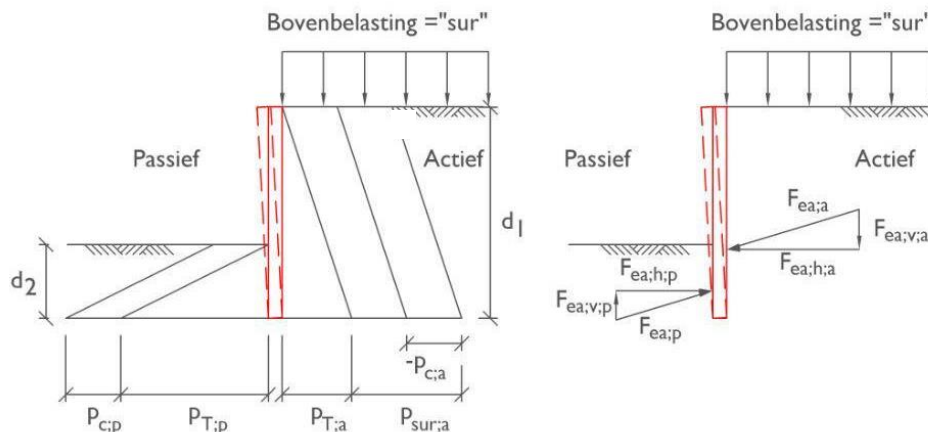
In deze paragraaf wordt ingegaan op de gronddrukken die op een grondkerende constructie werken, bij een horizontaal maaiveld en normaal geconsolideerde grond ( $OCR^1 = 1$ ). Voor de bepaling van de maximale gronddruk wordt meestal de methode van Coulomb gebruikt. Bij de bepaling van de gronddruk zijn de volgende aspecten van belang:

- de bewegingsrichting van de wand (actief - met grondmassief mee, neutraal, of passief - tegen grondmassief in);
- de hoek van inwendige wrijving ( $\phi'$ ) en de cohesie ( $c'$ ) van de grond;
- de wandwrijvingshoek ( $\delta$ );
- de vorm van het glijvlak: recht of gekromd.

#### 8.3.1 Horizontale gronddruk

De grootte van de horizontale gronddruk in een element van de grond is afhankelijk van de verticale gronddruk en van de vervorming in horizontale richting. Zoals in hoofdstuk 3 reeds is besproken, is er sprake van neutrale gronddruk als de vervorming van de wand volledig verhinderd wordt (bijvoorbeeld starre wanden). Indien de grondkerende constructie van het grondmassief af beweegt, wordt de neutrale effectieve gronddruk omgezet in een actieve effectieve gronddruk. Indien de grondkerende constructie beweegt naar het grondmassief toe (opstuikt), dan wordt een passieve effectieve gronddruk gemobiliseerd.

In tegenstelling tot de minimale waarde van de actieve gronddruk treedt de maximale waarde van de passieve gronddruk (translatie van  $0,05d_2$  in plaats van  $0,001d_1$  bij actief in middel-dicht en dicht gepakt zand en in normaal geconsolideerde klei met een consistentie index  $I_c$  tussen 0,75 en 1,0 (zie figuur 8.3.1) pas op bij *grote* verplaatsingen.



De te berekenen horizontale gronddruk op de grondkerende constructies, bestaat naast de te kerende grond ook uit de invloed van een eventueel aanwezige bovenbelasting op het maaiveld en de invloed van de cohesie.

<sup>1</sup> OCR = *Over Consolidation Ratio* of Overconsolidatiegraad, gedefinieerd als de hoogste verticale korrelspanning, waaraan de grond ooit is blootgesteld, gedeeld door de actuele verticale korrelspanning. Deze waarde is niet exact te bepalen maar kan bij benadering worden geschat m.b.v. geologische gegevens. Toelichting: door hoge (IJs)belastingen tijdens de IJstijd is de grond horizontaal opgespannen en na het verdwijnen van het ijs is deze belasting aanwezig gebleven.

**Figuur 8.3.1**  
Effect van de verplaatsing van een wand [8.1];  $d_1$  (de verticaal gemeten, kerende hoogte van de wand) en  $d_2$  (de verticaal gemeten, lengte van de wand onder het ontgravingniveau)

De gronddruk kan algemeen geformuleerd worden als (zie NEN-EN 1997-1; paragraaf 9):

$$p_{ea,h;z} = p * K_{sur} + (\gamma * z - u_z) * K_\gamma + c' * K_c \quad (8.3.1)$$

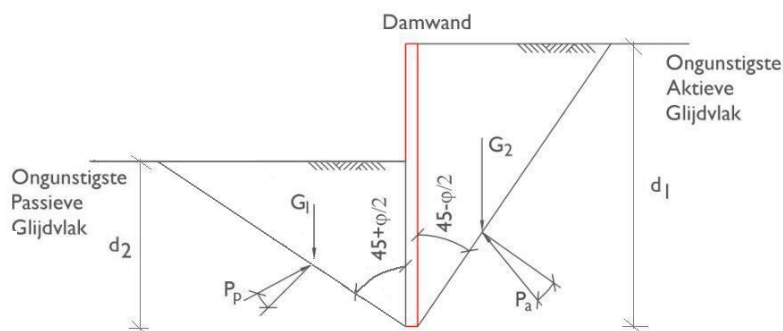
waarin:

- $p_{ea,h;z}$  - horizontale component van de gronddruk op diepte  $z$  [kPa]
- $p$  - bovenbelasting [kPa]
- $K_{sur}$  - gronddrukfactor ten gevolge van de bovenbelasting [-]
- $\gamma$  - volumiek gewicht van de grond [kN/m<sup>3</sup>]
- $z$  - diepte [m]
- $u_z$  - waterdruk op diepte  $z$  [kPa]
- $K_\gamma$  - gronddrukfactor ten gevolge van de effectieve gronddruk [-]
- $c'$  - effectieve cohesie [kPa]
- $K_c$  - gronddrukfactor voor de cohesie [-]

Met behulp van de horizontale gronddrukken kunnen de horizontale krachten vanuit de grond op de grondkerende constructie worden berekend.

In het geval dat er bij het afschuiven van het grondmassief geen wrijving optreedt tussen wand en grond en de cohesie verwaarloosbaar is ( $c'$  en  $\delta'$  zijn nul), dan zal aan de actieve zijde een glijvlak ontstaan met een hoek  $\alpha = 45 + \frac{1}{2} \varphi$  en aan de passieve zijde van  $\alpha = 45 - \frac{1}{2} \varphi$  (zie figuur 8.3.2).

**Figuur 8.3.2**  
Actieve en passieve glijvlakken en gronddrukken [8.2]



In de situatie zoals aangegeven in figuur 8.3.2 (geen bovenbelasting, geen cohesie en grondwaterstand beneden onderkant damwand) zijn de horizontale krachten als volgt:

$$\begin{aligned} \text{actieve kracht} \quad F_{ea,h} &= 0,5 * d_1^2 * \gamma * k_{ah} \\ \text{passieve kracht} \quad F_{ep,h} &= 0,5 * d_2^2 * \gamma * k_{ph} \end{aligned}$$

De actieve kracht grijpt bij homogene grond en geen bovenbelasting aan op  $\frac{1}{3}d_1$  en de passieve kracht op  $\frac{1}{3}d_2$ .

Bij de bepaling van de gronddrukfactoren wordt onderscheid gemaakt in een schematisering volgens rechte glijvlakken en volgens kromme glijvlakken. Door de invloed van de wandwrijvingshoek  $\delta$ , zullen de glijvlakken in werkelijkheid gekromd zijn. Theoretisch treden rechte glijvlakken alleen op bij een wrijvingshoek van  $\delta = 0$ . Daarom mogen de gronddrukfactoren gebaseerd op rechte glijvlakken alleen worden toegepast als de wandwrijvingshoek beperkt wordt.

### 8.3.2 Wrijving

De invloed van de verticale wrijvingskracht op een grondkerende constructie kan worden berekend door de verticale gronddruk te vermenigvuldigen met de wrijvingscoëfficiënt. Deze coëfficiënt is gelijk aan  $\tan \delta$ . De wandwrijvingshoek is de grootste hoek die de resultante van de gronddruk op een wand kan maken met de normaalkracht op de wand. Normaliter wordt  $\delta$  gerelateerd aan de hoek van inwendige wrijving van de grond  $\varphi'$ . Afhankelijk van de ruwheid van het wandoppervlak kan voor  $\delta$  een waarde worden aangehouden van  $0,5 \cdot \varphi$  à  $\varphi$  bij ge-

kromde glijvlakken en  $0,33 \varphi$  à  $0,67 \varphi$  bij rechte glijvlakken. In veen wordt voor de wandwrijvingshoek altijd  $\delta = 0$  aangehouden.

Indien ten gevolge van een axiale belasting op de damwand de verticale verplaatsing hiervan groter dan of gelijk is aan de verticale vervorming van het grondmassief, dan moet voor de berekening van de actieve gronddrukken voor  $\delta$  de waarde  $\delta=0$  worden aangehouden of met een tegengesteld teken worden gerekend (+ in plaats van -).

### 8.3.3 Verticaal evenwicht (opbarst veiligheid)

Voorafgaande aan het bepalen van de gronddrukken dient bij een ontgraving in een slecht doorlatende cohesieve laag met eronder een watervoerend pakket bestaande uit zand of grind, het verticaal evenwicht van de bouwputbodem te worden getoetst; dit heet ook wel de veiligheid tegen opbarsten. De belasting wordt gevormd door de grondwaterdruk  $p_o$  aan de bovenzijde van de watervoerende laag (zie figuur 8.2.3), of door een overdruk vanuit het gedeelte onder een waterafsluitende laag. De rekenwaarde van de stijghoogte  $H_d$  in de watervoerende laag wordt bepaald door de hoogste grondwaterstand of door de overdruk die tijdens de ontgraving zou kunnen voorkomen, te vermenigvuldigen met een belastingsfactor  $\gamma_{f,g}$  van 1,0 (het betreft immers een permanente belasting door grondwaterdruk op een geotechnische constructie, niet zijnde een fundering).

Bij het opstellen van het verticale evenwicht wordt gekeken naar de waterdruk tegen de onderzijde van de ondoorlatende laag, welke door evenwicht kleiner dient te zijn dan de gronddruk op de onderzijde van de ondoorlatende laag.

Hierdoor dient te worden voldaan aan de volgende eis:

$$p_{z;d} \leq \sum_{j=1}^{j=n} \gamma_{sat;j;d} \cdot d_j \quad (8.3.2)$$

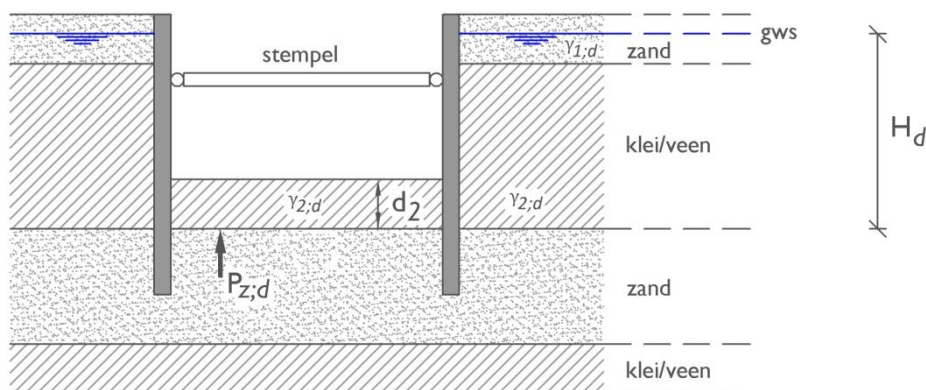
waarbij:

$$p_{z;d} = H_d \cdot \gamma_w \quad (8.3.3)$$

$$\gamma_{sat;j;d} = \frac{\gamma_{sat;j;rep}}{\gamma_{m,g}} \quad (8.3.4)$$

waarin:

- $p_{z;d}$  - rekenwaarde van de grondwaterdruk op diepte z beneden maaiveld [kPa]
- $H_d$  - rekenwaarde van de stijghoogte van het grondwater in de watervoerende laag [m]
- $\gamma_w$  - volumiek gewicht van water dat op  $10 \text{ kN/m}^3$  mag worden gesteld
- $\gamma_{sat;j;d}$  - rekenwaarde van het volumiek gewicht van grondlaag j [ $\text{kN/m}^3$ ]
- $d_j$  - dikte van laag j [m]
- $\gamma_{sat;j;rep}$  - representatieve waarde van het volumiek gewicht van grondlaag j [ $\text{kN/m}^3$ ]
- $\gamma_{m,g}$  - partiële (veiligheidsfactor) factor van 1,1 conform NEN6740:2006 Tabel 3 [-]



**Figuur 8.3.3**  
Opbarsten van de bodem van een bouwput

## 8.4 Invloed van water

### 8.4.1 Inleiding

De ondergrond is opgebouwd uit relatief goed doorlatende grondsoorten (de watervoerende pakketten) zoals zand en grind, en slecht doorlatende grondsoorten (waterremmende of scheidingslagen) zoals leem, klei en veen.

De freatische grondwaterstand bevindt zich op veel plaatsen in Nederland op een diepte van 0,5 à 2,0 m beneden maaiveld. Om de bouwput in den droge te kunnen uitvoeren, zal dus vaak een bemaling in de bouwput nodig zijn. Het type en de invloed van de bemaling is hierbij afhankelijk van de grondopbouw en de benodigde grondwaterstandsverlaging.

Wanneer de grondwaterstand in de *oppervlaktelagen* wordt bemalen dan spreekt men van een oppervlaktebemaling of bemaling van het freatisch vlak. Wanneer in verband met het verticaal evenwicht de stijghoogte in een *dieper* gelegen watervoerend pakket dient te worden verlaagd, spreekt men van een spanningsbemaling.

De huidige stand van de kennis omtrent het ontwerp van een bemalingssysteem na interpretatie van het daaraan voorafgaande geologisch / geohydrologisch onderzoek, is zodanig dat vrijwel altijd een in de praktijk bruikbare oplossing kan worden gerealiseerd. Echter, vaak moeten er tijdens en na de uitvoering van het bemalingssysteem nog correcties worden aangebracht. Er is namelijk een groot aantal onzekere grootheden zoals:

- variatie in de horizontale en vooral verticale doorlatendheid van de grond;
- de dikte van de watervoerende laag;
- de filterdiameter en de filterlengte, de effectiviteit van het filter.

Het filter is dat deel van de bron waardoor het water kan worden onttrokken, terwijl de grond op zijn plaats blijft en is een essentieel onderdeel van de installatie.

Omdat alle theoretische beschouwingen en de te hanteren bodemconstanten slechts bij benadering overeenkomen met de werkelijkheid, is het van groot belang dat de ontwerper beschikt over een goed theoretisch inzicht en ruime ervaring. In de praktijk zie je dan ook vaak dat bemalingssystemen worden ontworpen, uitgevoerd en beheerd door specialistische bedrijven. Vaak worden ze als onderaannemers bij een dergelijk project betrokken.

In het algemeen kan worden gesteld dat de combinatie van theoretische kennis, inzicht en ervaring tot een optimale oplossing kan leiden. Voorwaarde hierbij is wel, dat voorafgaande aan de uitvoering, onderzoek is verricht ter verkrijging van voldoende en voldoende nauwkeurige gegevens van de grondgesteldheid ten behoeve van het ontwerp van een bronbemaling. Via de bronbemaling wordt een kunstmatige verlaging van de grondwaterspiegel gerealiseerd.

### 8.4.2 Bemalingsvormen

#### ***Situaties ten aanzien van de grondwaterstand***

Er is een grote hoeveelheid analytische formules voorhanden om de debieten en verlagingen te berekenen. De te hanteren formule is afhankelijk van de toestand (stationair of niet-stationair) en de situatie, te weten:

- freatisch grondwater waarbij een watervoerende laag zich bevindt bovenop een relatief ondoorlatende laag;
- freatisch grondwater waarbij een watervoerende laag zich bevindt bovenop een slecht doorlatende laag met hieronder een watervoerende laag;
- volkomen spanningswater waarbij een watervoerende laag zich bevindt tussen twee relatief ondoorlatende lagen;
- semi spanningswater waarbij een watervoerende laag zich bevindt tussen een slecht doorlatende laag aan de bovenkant en een ondoorlatende laag onder de onderkant.

Er wordt onderscheid gemaakt tussen de volgende bemalingsvormen.

Bemaling	Omschrijving
Open bemaling	Vooraf geschikt voor de ontwatering van een bouwput in klei- en/of veenlagen; nooit toepassen voor grote bouwputten in zandlagen, omdat er verlies van stabiliteit zal optreden.
Zwaartekrachtbemaling	Daarbij stroomt het in de grond aanwezige water onder invloed van de zwaartekracht <u>vrij</u> naar de bron toe. Geëigend in zandgronden met $5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s} < k_D < 10^{-2} \text{ m/s}$ .
Vacuümbemaling	In fijnere zandgronden met $10^{-7} \text{ m/s} < k_D < 5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ , zijn de poriën zo klein dat het daarin aanwezige grondwater niet (gemakkelijk) meer vrij kan afstromen. Daarom wordt het grondwater onder vacuüm (onderdruk) naar de bron gezogen. Dit heeft als bijkomend voordeel dat door de lage waterspanning de korrelspanning oploopt en daarmee wordt de beschouwde fijne zandlaag stabiel.
Diep-well bemaling	De bemalingsput wordt voorzien van een onderwaterpomp met een inwendige diameter van minimaal 150 mm. De capaciteit kan variëren van enkele $\text{m}^3/\text{h}$ tot enkele honderden $\text{m}^3/\text{h}$ .
Horizontale bemaling	Horizontale bemaling is zeer geschikt voor grote oppervlaktes, waarbij een gelijkmatige verlaging van de grondwaterstand vereist is, dus bij permanente drainage en tijdelijke bemalingen van ingravingen, verdiepte liggingen van wegen etc.
Spanningsbemaling	Deze bemaling wordt vaak in combinatie met een zwaartekracht of een vacuümbemaling toegepast en zorgt ervoor dat de potentiaal van het diepe grondwater zodanig wordt verlaagd, dat veilig kan worden ontgraven.
Volkomen en onvolkomen bronnen	De inrichting van een bron dient bij voorkeur zodanig te zijn dat het filter over de volle hoogte in het grondwater is gelegen. Vooral bij vacuümbemaling is het van belang dat de bovenkant van het filter niet boven de laagste te verwachten grondwaterstanden uitkomt (teneinde het toetreden van lucht te voorkomen). Reikt de onderkant van het filter tot aan de ondoorlatende / afsluitende laag, dan spreekt men van een volkomen bron. Is dit niet het geval dan is de bron onvolkomen.

**Tabel 8.4.1**

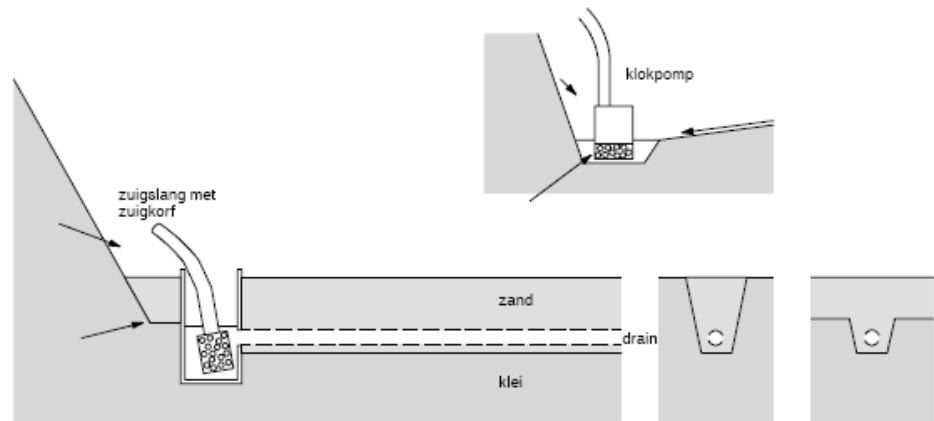
Beknopte beschrijving van Bemalingsvormen

### **Open bemaling**

Bij een gesloten bouwput in slecht doorlatende grond wordt vaak een open bemaling toegepast, omdat een geringe toestroming van water kan worden verwacht. De open bemaling dient naast een verlaging van de vrije waterspiegel tevens de neerslag en het uittredend grondwater (lek- en kwelwater) op te vangen en af te voeren. In de meeste gevallen bestaat de open bemaling uit ondiep gelegen drains die op een verzamelput afwateren, waarna wordt afgepompt met behulp van klokpompen of plunjerpompen. Om een draagkrachtige bouwputbodembodem te creëren wordt een drainerende zandlaag (dikte tenminste 0,3m, bij voorkeur 0,5m) op de bodem van de bouwput aangebracht.

**Figuur 8.4.1**

Open bemaling (bron: CGF1 grondwater en de bouwput)



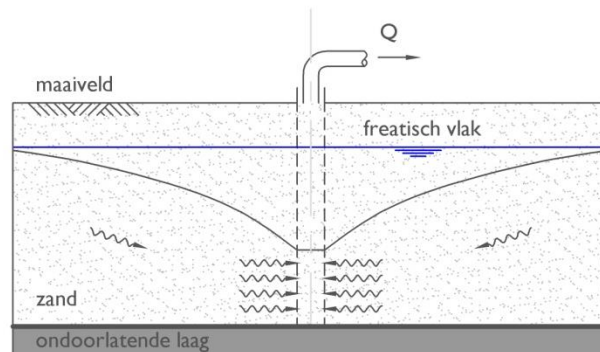
Het toepassen van een open bouwputbemaling kan ook problemen met zich meebrengen omdat door het toestromende water zowel in de taluds als in de putbodem een te hoge stromingsdruk ontstaat die de grondmechanische stabiliteit (micro-stabiliteit) in gevaar brengt (zie hoofdstuk 9).

### **Verticale bemaling**

De verticale bronbemaling is een vaak toegepaste methode. Hiervoor worden met grind omstorte en van openingen voorziene buizen (filters, bronnen) tot voldoende diepte in de grond gebracht. Het in deze filters toestromende grondwater wordt met behulp van haalbuizen, met (plunjer)pompen of speciaal daarvoor ontworpen onderwaterpompen afgevoerd. Door deze filters voldoende lang en in het gewenste aantal langs de omtrek van een bouwput te plaatsen, is het mogelijk de grondwaterstand tot vrijwel iedere gewenste diepte kunstmatig te verlagen.

**Figuur 8.4.2**

Grondwaterverlaging door bronbemaling



Door de kunstmatige verlaging van het freatisch vlak ontstaat nu een 'neerwaarts'-gerichte stroming. Daardoor neemt de korrelspanning toe. De hierdoor toenemende schuifweerstand van de grond maakt het mogelijk dat de taluds aanzienlijk steiler kunnen worden opgezet, waardoor bij een open bouwput minder ruimtebeslag plaatsvindt.

Ook de bouwputbodem blijft nu droog. Wanneer zich echter onder de bodem van de bouwput een (zeer) slecht doorlatende laag bevindt, of de ontgraving geheel gelegen is en een zeer slecht doorlatend grondpakket waaronder zich spanningswater bevindt, dan ontstaat er bij ontgraving gevaar voor het opbarsten van de bouwputbodem. Om aan het gevaar van welvorming of van opbarsten van de bouwputbodem te ontkomen, kan het noodzakelijk zijn om een spanningsbemaling uit te voeren, waardoor de potentiaal van het diepe grondwater voldoende wordt verlaagd.

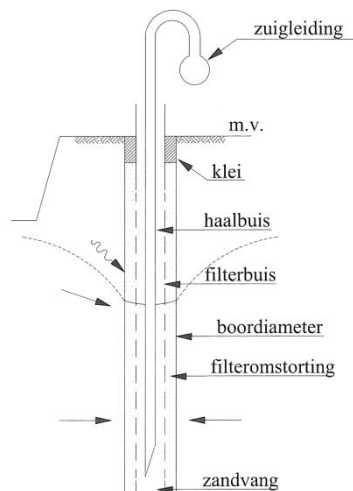
De verlaging van de grondwaterspiegel blijft echter niet beperkt tot de bouwput zelf. De invloed van deze verlaging kan zich namelijk uitstrekken tot ver in de omtrek. De gevolgen



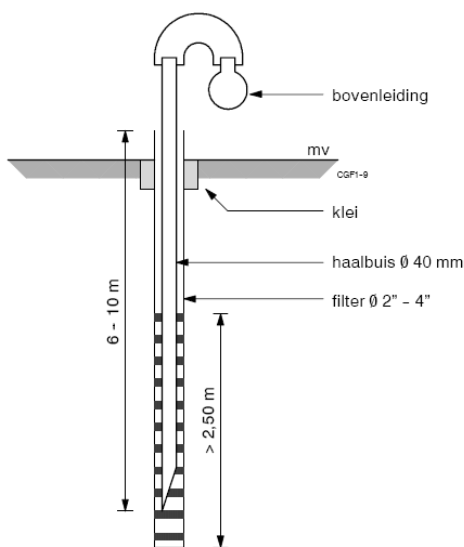
hiervan moeten zeker niet onderschat worden en noodzaken vaak tot het treffen van kostbare voorzieningen (waaronder retourbemaling).

Bij het graven van bouwputten in gronden met een vrije grondwaterspiegel zal een bronbemaling er in het algemeen toe leiden dat de stabiliteit van taluds en bodem wordt vergroot.

Bij een gelaagde grondopbouw kan de ontwatering het best met een zwaartekrachtbemaling worden gerealiseerd. Zoals de benaming al aangeeft, vindt toestroming van water plaats onder invloed van de zwaartekracht, doordat de putten van boven open zijn en de putfilters direct in contact staan met de atmosfeer. Iedere put is voorzien van een haalbuis die via een zuigleiding is gekoppeld aan een pomp.



**Figuur 8.4.3**  
Zwaartekrachtbemaling (bron: SBR Bemaling van bouwputten)

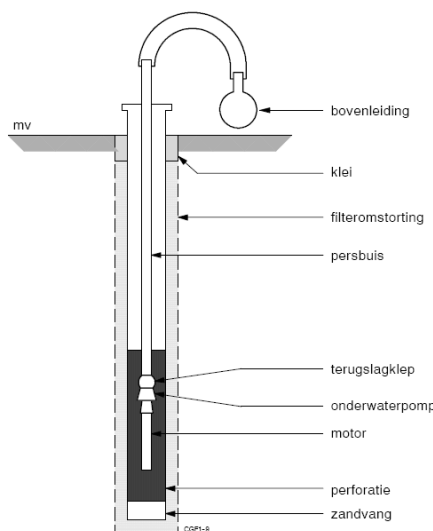


In matig doorlatende fijnkorrelige gronden is een vacuümbemaling de meest geschikte bemaling. In tegenstelling tot de zwaartekrachtbemaling wordt het filter zodanig diep geplaatst dat geen lucht kan worden aangezogen. Het opgezogen water wordt via een zuigleiding afgevoerd.

**Figuur 8.4.4**  
Vacuümbemaling (bron: CGF1)

In verband met wrijvingsverliezen in leidingen en pompen moet bij een grondwaterstandsver-

laging van meer dan 3 à 5m gebruik worden gemaakt van een getrapte bemaling<sup>2</sup>. Doordat in trappen wordt bemalen, neemt deze relatief veel ruimte in beslag. De getrapte bemaling vormt daarnaast vaak een belemmering voor het grondwerk en de bouwwerkzaamheden.



**Figuur 8.4.5**  
Diep-well bemaling (bron: CGF1)

In goed doorlatende grof korrelige gronden kan het noodzakelijk zijn een deep-well bemaling toe te passen. De bemalingsput wordt voorzien van een onderwaterpomp, waardoor in principe tot elke gewenste hoogte<sup>3</sup> het water kan worden opgevoerd. Doordat de deep-wells veelal diep staan, neemt het bemalingsdebiet en de invloedssfeer significant toe in vergelijking tot andere bronbemalingen.

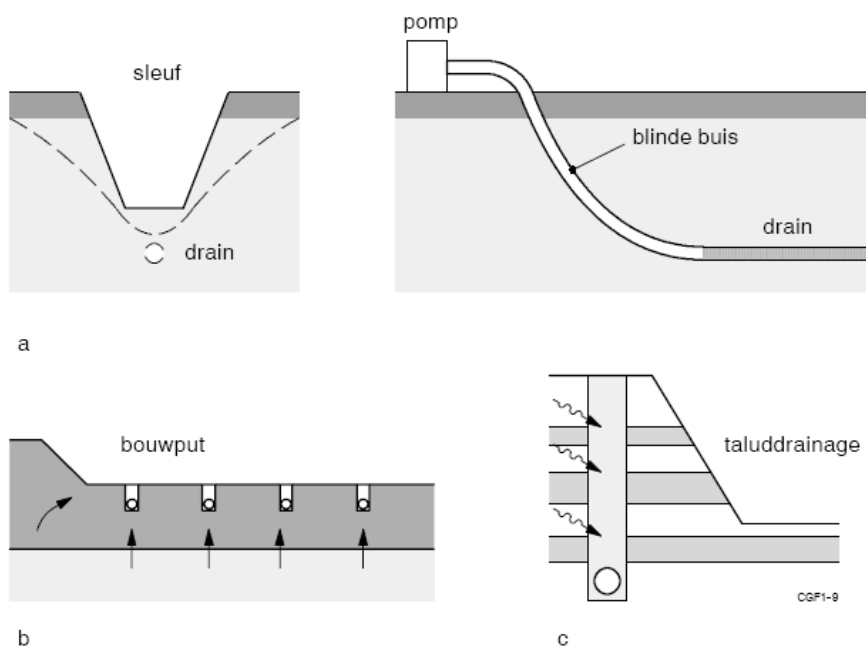
<sup>2</sup> Theoretisch kan een pomp niet meer dan 1 atm = 10m waterkolom aanzuigen, omdat anders een vacuüm ontstaat.

<sup>3</sup> Deze pomp *perst* immers het water

### Horizontale bemaling

Met behulp van een horizontale bemaling kan in goed doorlatende gronden eveneens de grondwaterstand worden verlaagd. Met behulp van draineermachines kunnen de drains op een diepte van maximaal 4 à 6m beneden maaiveld worden aangelegd. De sleuven worden aangevuld met zand en de drain wordt aan een zijde aangesloten op een blinde buis die gekoppeld is aan een zuigpomp. Om de gewenste verlaging in de gehele bouwput te kunnen realiseren, kan het noodzakelijk zijn dat de drains ook buiten de contouren van de bouwput aangelegd dienen te worden, waardoor dit bemalingssysteem alleen geschikt is voor een bouwput met taluds en niet met damwanden.

**Figuur 8.4.6**  
Horizontale bemaling  
(bron: CGF1)



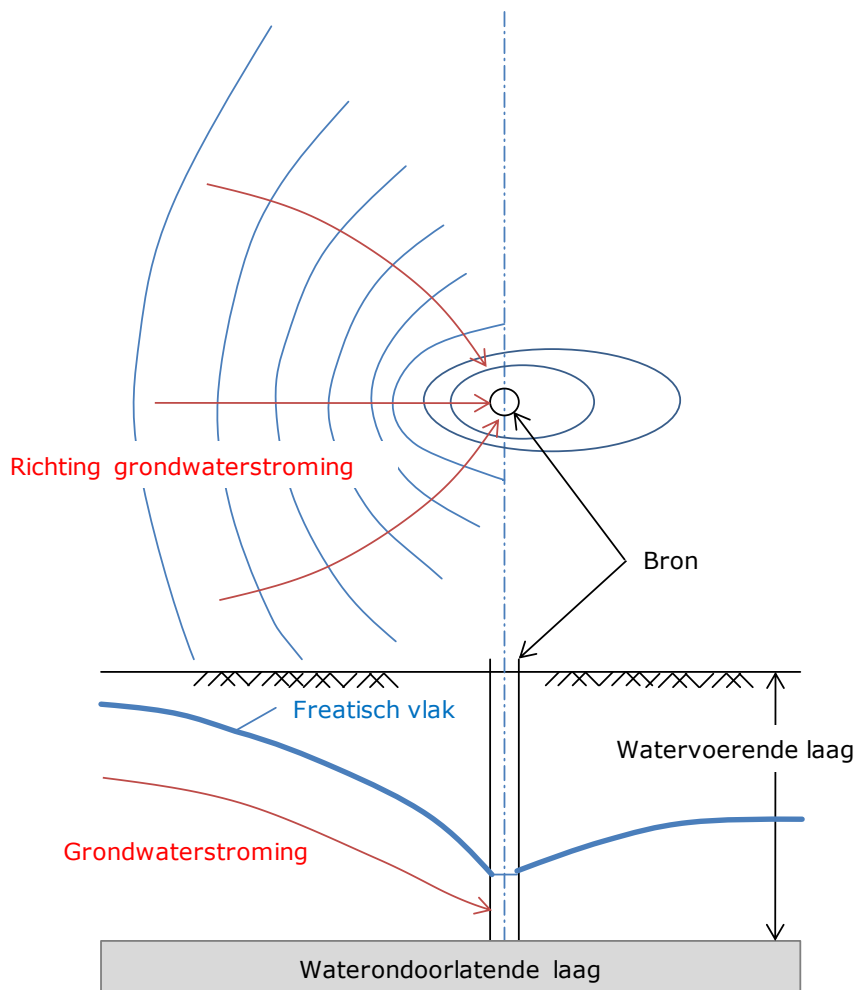
### Spanningsbemaling

Door de aanwezigheid van een relatief slecht doorlatende / weerstands biedende laag boven een watervoerend pakket kan de stijghoogte (potentiaal) van het grondwater in dit pakket hoger zijn dan de freatische grondwaterstand. Om opbarsten van de bouwputbodem te voorkomen (zie paragraaf 8.2) kan het noodzakelijk zijn de stijghoogte dusdanig te verlagen met een spanningsbemaling dat het verticale evenwicht alsnog gewaarborgd is. In feite komt het er op neer dat het gewicht van de bovenliggende grond gelijk is (inclusief veiligheid) aan de opwaartse druk van het water.

Gezien de diepte van de laag waarin de spanningsbemaling moet worden aangebracht, zal meestal gekozen worden voor deep-wells. Voor het droog houden van de bouwput wordt dan een open bemaling of bronbemaling geïnstalleerd.

### 8.4.3 Grondwater

Met behulp van bronnen kan de freatische grondwaterstand kunstmatig worden verlaagd. Deze verlaging blijft echter niet beperkt tot de bouwput maar kan zich, afhankelijk van de doorlatendheid van de grond, uitstrekken tot ver in de omtrek (zie figuur 8.4.7). Door het wegpompen van het grondwater ontstaat bij de bron een verlagingstrechter die groter wordt naarmate langer wordt gepompt, totdat zich een zogenaamde stationaire toestand instelt. In die situatie is de toestroom aan water gelijk aan de hoeveelheid water die weggepompt wordt. Bij een spanningsbemaling zal een stationaire toestand zich sneller instellen doordat de berging (= hoeveelheid water die geborgen kan worden bij een toename van de grondwaterspiegel) minder is. Bij freatisch water verloopt de aanpassing veel trager omdat in verhouding veel water moet worden verplaatst om het freatische vlak te laten dalen.



**Figuur 8.4.7**  
Grondwaterstroming

#### **Doorlatendheid**

Door het potentiaalverschil dat ontstaat tussen het oorspronkelijke freatische vlak en het waterpeil in de bron, stroomt het water onder invloed van de zwaartekracht naar de bron. De gebogen grondwaterspiegel wordt de *verhanglijn* van het grondwater genoemd. Deze zal bij de bron steiler verlopen naarmate de doorlatendheid van de grond geringer is. In tabel 8.4.1 is een indicatie gegeven van de doorlatendheidscoëfficiënt; deze wordt meestal uitgedrukt in m/dag.

**Tabel 8.4.1**

Doorlatendheidscoëfficiënten

Grondsoort	Doorlatendheidscoëfficiënt $k$ [m/dag]
uiterst grof zand en fijn grind	100 – 1000
matig tot zeer grof zand	10 – 100
zeer fijn tot matig fijn zand	1 – 10
kleilig tot uiterst fijn zand	0,1 – 1
zwak zandig tot sterk zandige klei	0,01 – 0,1
sterk siltige klei	0,001 – 0,01
zwak siltige klei	0,0001 – 0,001
kleilig veen	0,005 – 0,1
Veen	0,1 – 10

Zoals in hoofdstuk 3 is aangegeven, wordt de filterwet van Darcy volgens de filtersnelheid bepaald door  $v = k \cdot i$ . Het verhang ( $i$ ) is een gradiënt van de drukhoogte en wordt berekend met  $i = \frac{\Delta\varphi}{\Delta x}$ , waarin  $\Delta\varphi$  het potentiaalverschil over een afstand  $\Delta x$  vormt.

Zoals aangegeven wordt de grond geohydrologisch gezien verdeeld in goed en slecht doorlatende lagen. Bij goed doorlatende lagen is het doorlaatvermogen van belang. Dit is de gemiddelde horizontale doorlaatfactor  $k$  vermenigvuldigd met de doorstroom dikte  $D$ . Bij slecht doorlatende lagen is de stromingsweerstand in verticale richting van belang. Dit is de dikte van de bewuste grondlaag  $D$  gedeeld door de gemiddelde verticale doorlaatfactor  $k$ . Deze waarde wordt ook wel de hydraulische weerstand van de grond genoemd en wordt uitgedrukt in dagen. Indien er sprake is van een gelaagde bodemopbouw, dan wordt de weerstand als volgt bepaald:

$$c = \sum \frac{D}{k_{v,i}} \quad (8.4.1)$$

#### **Situaties ten aanzien van de grondwaterstand**

Er is een groot aantal analytische formules voorhanden om de debieten en verlagingen te berekenen. De te hanteren formule is afhankelijk van de toestand (stationair of niet-stationair) en de situatie, te weten:

- freatisch grondwater waarbij een watervoerende laag zich bevindt bovenop een ondoorlatende laag;
- volkomen spanningswater waarbij een watervoerende laag zich bevindt tussen twee ondoorlatende lagen;
- semi spanningswater waarbij een watervoerende laag zich bevindt tussen een slecht doorlatende laag aan de bovenkant en een zeer slecht doorlatende laag onder de onderkant;
- freatisch grondwater waarbij een watervoerende laag zich bevindt bovenop een slecht doorlatende laag met hieronder een watervoerende laag.

In dit hoofdstuk wordt op deze materie niet dieper ingegaan.

#### 8.4.4 Bronnering

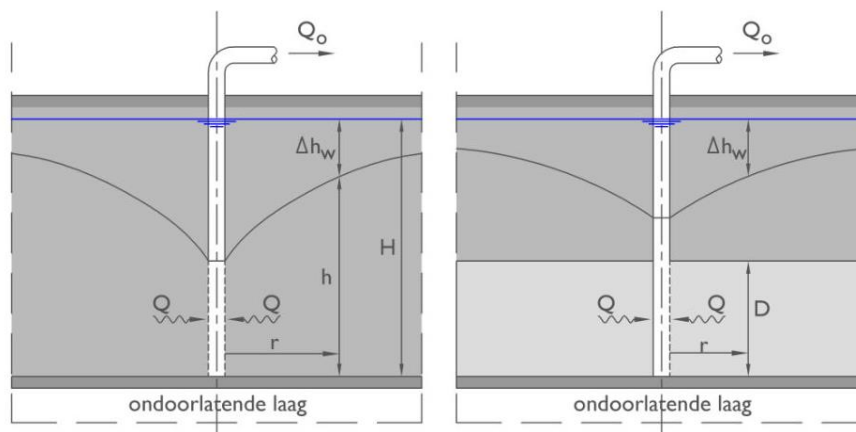
Twee duidelijk verschillende stromingstoestanden vormen de basis voor meer complexe bemalings situaties en kunnen op relatief eenvoudige wijze theoretisch beschreven worden. Deze stromingssituaties zijn:

a. Freatisch grondwater

Het verlagen van de grondwaterstand in een relatief doorlatend grondpakket, waarbij de vrije waterspiegel, het freatisch vlak, wordt verlaagd. Het doorstromende profiel wordt dan kleiner (figuur 8.4.8.a)

b. Volkomen spanningswater

Het verlagen van de stijghoogte in een relatief doorlatend grondpakket, dat aan de bovenzijde is afgedekt met een ondoorlatende laag. Hierbij wordt van volkomen spanningswater gesproken. De stijghoogte vermindert in de richting van de wateronttrekking, maar de dikte van de doorstromende laag blijft constant (figuur 8.4.8.b) .



**Figuur 8.4.8**

Basisgevallen bij stationaire wateronttrekking (bron: CGF1):

- a. freatisch grondwater;  
b. volkomen spanningswater

Binnen het kader van deze reader zal de behandeling van dit onderwerp zich beperken tot de behandeling van stationaire wateronttrekking bij freatisch grondwater. Voor een nadere bestudering van de andere aspecten (volkomen-onvolkomen zwaartekracht-spanningsbemaling en zwaartekracht-vacuümbemaling) en de uitvoeringsaspecten wordt verwezen naar de literatuur. Het betreft hier dus een eerste kennismaking met de bronbemaling.

Voor de berekening van bronbemalingen wordt algemeen gebruikgemaakt van de zgn. formule van Dupuit (1864) en Thiem (1870).

Beide gaan uit van de permanente of quasi permanente stromingstoestand zoals die na verloop van tijd ontstaat, waarbij zich een evenwichtssituatie instelt. Voor berekening wordt verder uitgegaan van de volgende schematische voorstellingen en idealiseringen:

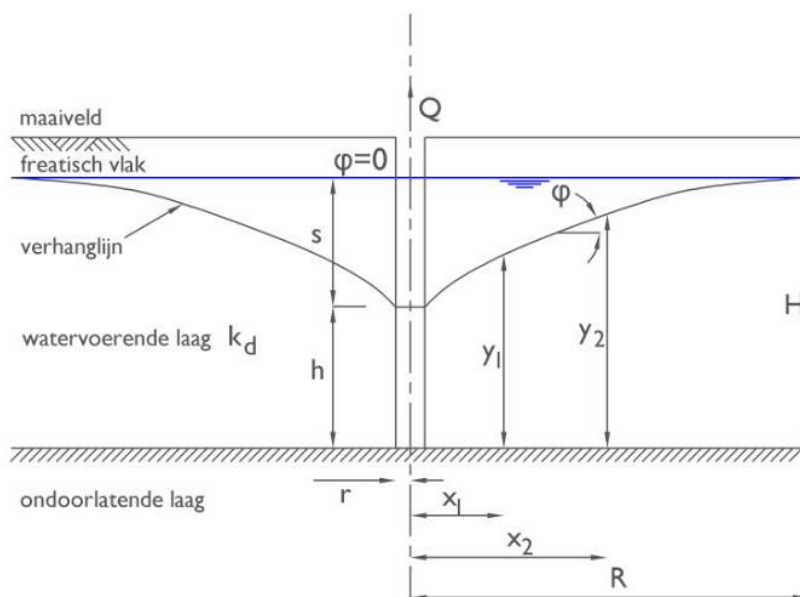
- Vòòr het pompen is het freatisch vlak horizontaal en verkeert het grondwater in rust.
- De bronnen reiken met hun onderkant tot aan een (horizontale) ondoorlatende laag (m.a.w. volkomen bronnen).
- De watervoerende laag is homogeen, isotroop, van constante dikte en horizontaal oneindig uitgestrekt.
- Beschouwd wordt de stationaire eindsituatie waarbij:
  - de stroming in elke doorsnede stationair is en het brondebiet  $Q$  constant is;
  - de stroming in elke doorsnede horizontaal is m.a.w. de snelheid over de verticaal constant is;
  - de capillaire zone (en ook eventuele neerslag) buiten beschouwing blijft;
  - de wet van Darcy geldt.

Onder deze voorwaarden stroomt het water bij één enkele bron van alle zijden gelijkmatig toe en ontstaat er een parabolvormige trechter. Het zal duidelijk zijn dat al deze schematische voorstellingen in werkelijkheid nooit (tegelijk) gelden. De, in horizontale zin, oneindige uitgestrektheid van het grondwater (en in theorie ook van de grondwatertrechter) blijkt in de praktijk niet reëel. Daarom wordt gerekend met de zgn. reikwijdte  $R$  van een bron, d.i. de afstand vanuit de as van de bron tot waar de grondwaterspiegel zich praktisch meetbaar uitstrekt. Dit is in figuur 8.4.9 weergegeven.

Ondanks allerlei afwijkingen van de werkelijkheid (variatie van de Darcy-stroming etc.) wordt van de formule van Dupuit en Thiem algemeen gebruikgemaakt bij de berekening van bronbemalingen. Berekeningen, getoetst aan praktische waarnemingen, hebben aangetoond dat, bij een juiste interpretatie van de beschikbare gegevens, een voor de praktijk zeer goed bruikbare overeenstemming is te bereiken.

**Figuur 8.4.9**

Bronnering-freatisch vlak: geschematiseerde axiaal symmetrische doorsnede



Met:

- $r$  - straal van het filter [m]
- $R$  - reikwijdte van de bron [m]
- $k, k_d$  - doorlatendheidscoëfficiënt [m/s]
- $H$  - dikte van de watervoerende laag [m]
- $s$  - verlaging (stijging) t.o.v. oorspronkelijk freatisch vlak [m]
- $Q$  - onttrekkingsdebiet (constant) [m<sup>3</sup>/s]

#### **Formule van Thiem-Dupuit**

Uitgaande van de freatisch grondwaterstand en een alleenstaande tot aan de ondoorlatende laag doorgetrokken bron, geldt voor een cilindrische doorsnede, met willekeurige straal  $r$ :

$$Q_r = v_r * 2 * \pi * r * h = \text{constant} = Q_0 \quad (8.4.2)$$

$$\text{met Darcy } v_r = k * i = \frac{dh}{dr} \quad (8.4.3)$$

Wordt Darcy (8.4.3) in 8.4.2 ingezet dan volgt:

$$Q_r = k * \frac{dh}{dr} * 2\pi * r * h \quad (8.4.4)$$

Dit is een 1<sup>e</sup> orde differentiaalvergelijking, die na 'scheiding' van de variabelen r en h oplevert:

$$\frac{Q_r}{2 * \pi * k} * \frac{1}{r} dr = h dh \quad (8.4.5)$$

Na de oplossing van het onbepaalde integraal en het invullen van de randvoorwaarden  $r \rightarrow R$ ,  $h \rightarrow H$  en  $Q(r) = Q_0$  ontstaat de formule van Thiem-Dupuit:

$$Q_0 = \frac{\pi * k * (H^2 - h^2)}{\ln R - \ln r} \quad \text{of} \quad H^2 - h^2 = \frac{Q_0}{\pi * k} * \ln \frac{R}{r} \quad (8.4.6)$$

Hierin is:

- R - reikwijdte [m]
- H - grondwaterstand zonder bemaling ten opzichte van de ondoorlatende basis [m]
- h - verlaagde grondwaterstand [m]
- $Q_0$  - constante grondwateronttrekking [ $m^3/dag$ ]

Is op een afstand  $x_1$  de grondwaterstand  $y_1$  bekend, dan geldt:

$$Q = \frac{\pi * k * (y_1^2 - h^2)}{\ln x_1 - \ln r} \quad (8.4.7)$$

De formule kan algemeen (formule 8.4.8.a) of tussen twee punten  $x_1$  en  $x_2$  (formule 8.4.8.b) geschreven worden als:

$$Q = \frac{\pi * k * (H^2 - y^2)}{\ln R - \ln x} \quad \text{en} \quad H^2 - y^2 = \frac{Q}{\pi * k} * \ln \frac{R}{x} \quad (8.4.8.a)$$

$$Q = \frac{\pi * k * (y_2^2 - y_1^2)}{\ln x_2 - \ln x_1} \quad \text{en} \quad y_2^2 - y_1^2 = \frac{Q}{\pi * k} * \ln \frac{x_2}{x_1} \quad (8.4.8.b)$$

#### Definitie reikwijdte R

De reikwijdte R (figuur 8.4.9) is de afstand van de as van de bron tot aan het punt waar de oorspronkelijke grondwaterstand weer bereikt wordt.

De waarde voor R wordt benaderd met:

$$R = 3000 * s * \sqrt{k} \quad (8.4.9)$$

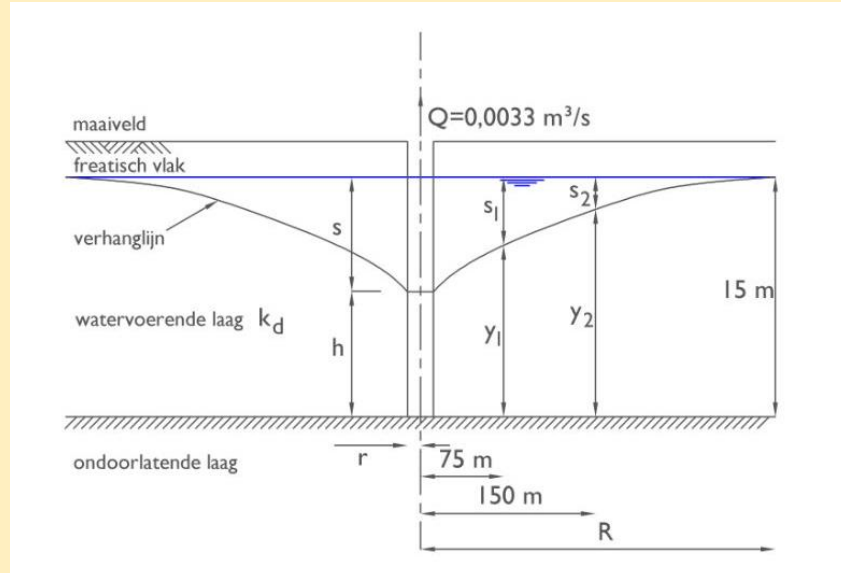
- s - waterstandverlaging:  $H - h$
- $k_D$  - doorlatendheidscoëfficiënt

### 8.4.5 Voorbeeldberekening 1: grondwaterverlaging bij toepassing van één bron

Gegeven is alleenstaande bron in freatisch grondwater. De doorlatendheidsfactor van de grond is  $k_d = 7,5 \cdot 10^{-4}$  m/s, de grondwaterstand is  $H = 15$  m. Het bronneringsdebiet bedraagt  $Q = 0,033$  m<sup>3</sup>/s en  $R = 328$  m

**Figuur 8.4.10**

Voorbeeld - bronnering freatisch vlak



Gevraagd wordt de grondwaterspiegeldaling  $s, h$ , te berekenen m.b.v. Dupuit - Thieme op  $r = 75$  m en  $r = 150$  m uit het hart van de bron.

Met  $r = 75$  m en formule 8.4.8 ontstaat voor Thiem-Dupuit:

$$0,033 = -\frac{\pi * 7,5 * 10^{-4} * (15^2 - y_1^2)}{(\ln 328 - \ln 75)}$$

Dit geeft  $y_1 = 14,29$  m of  $s_s = 0,71$  m

Op dezelfde manier kan men met  $r = 150$  m vinden:

$$0,033 = \frac{\pi * 7,5 * 10^{-4} * (15^2 - y_2^2)}{(\ln 328 - \ln 150)}$$

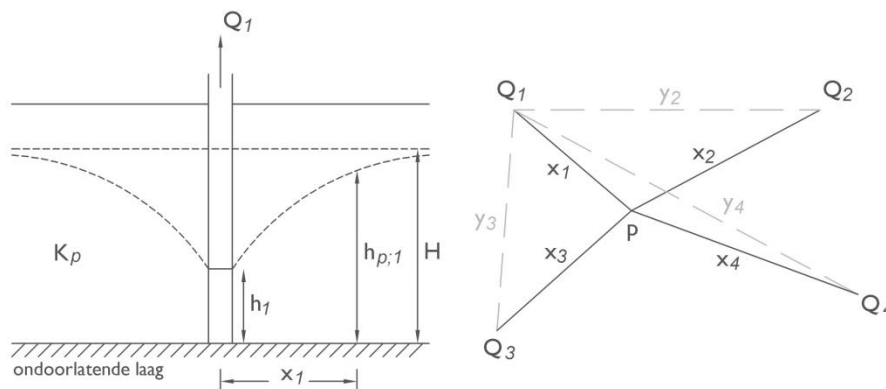
Waaruit  $y_2 = 14,63$  m of  $s_2 = 0,37$  m volgt.



### 8.4.6 Meerdere bronnen

Voor de invoering van een bronbemaling van een bouwput wordt over het algemeen meer dan één bron toegepast. Daarbij kunnen alle bronnen van gelijke afmetingen zijn, dan wel onderling verschillen in lengte en / of diameter.

Bij toepassing van meer bronnen in een homogene grondlaag bij freatisch grondwater, ontstaat een onderlinge beïnvloeding en lopen de verhanglijnen in elkaar over. Voor "n" bronnen met gelijke diameter en filterlengte gelden de volgende, door Forchheimer opgestelde betrekkingen:



**Figuur 8.4.11**  
Bronnering freatisch vlak;  
invloed van meerdere bronnen op punt P

Uitgaande van n identieke bronnen (met gelijke filterdiameter en filterlengte) en een watervoerende laag met  $H =$  dikte en  $k_D =$  doorlatendheidscoëfficiënten;

$h_1, h_2, \dots, h_n$  = Waterhoogten (t.o.v. vlak) naast de diverse bronnen nadat een 'stationaire' evenwichtstoestand is ingetreden.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  = Debieten die uit de respectievelijke bronnen worden gepompt.

$x_1, x_2, \dots, x_n$  = Horizontale afstanden voor de diverse bronnen tot een willekeurig punt P waar de waterhoogte berekend moet worden.

$R_1, R_2, \dots, R_n$  = Reikwijdten van de diverse bronnen.

Indien alleen bron no.1 in bedrijf is, geldt Thiem-Dupuit:

$$Q_1 = -\frac{\pi * k_D * (H^2 - h_1^2)}{(\ln R_1 - \ln x_1)} \quad \text{of} \quad H^2 - h_1^2 = -\frac{Q_1 * (\ln R_1 - \ln x_1)}{\pi * k_D} \quad (8.4.10)$$

en alleen bron no.2:

$$Q_2 = -\frac{\pi * k_D * (H^2 - h_2^2)}{(\ln R_2 - \ln x_2)} \quad \text{of} \quad H^2 - h_2^2 = -\frac{Q_2 * (\ln R_2 - \ln x_2)}{\pi * k_D} \quad (8.4.11)$$

enz.

Blijkbaar is  $H^2 - h^2$  evenredig met de Q zodat het effect (t.w. de verhanglijn tot referentievlak) als resultaat van de gezamenlijke werking van alle bronnen kan worden berekend met:

$$H^2 - h_p^2 = \sum_{i=1}^{i=n} -\frac{Q_i}{\pi * k_D} * (\ln R_i - \ln x_i) \quad (8.4.12)$$

of indien er 4 bronnen aanwezig zijn ( $n = 4$ );

$$H^2 - h_p^2 = -\frac{Q_1}{\pi * k_D} * (\ln R_1 - \ln x_1) - \frac{Q_2}{\pi * k_D} * (\ln R_2 - \ln x_2) - \frac{Q_3}{\pi * k_D} * (\ln R_3 - \ln x_3) - \frac{Q_4}{\pi * k_D} * (\ln R_4 - \ln x_4) \quad (8.4.13)$$

En als  $Q_1=Q_2=Q_3=Q_4=Q$  en  $R_1=R_2=R_3=R_4=R$  kan formule 8.4.13 worden vereenvoudigd tot:

$$H^2 - h_p^2 = -\frac{4 * Q}{\pi * k_D} * \left( \ln R_i - \frac{1}{4} * \sum_{i=1}^{i=4} \ln x_i \right) \quad \text{of}$$

$$H^2 - h_p^2 = -\frac{Q_{\text{totaal}}}{\pi * k_D} * \left( \ln R - \frac{1}{4} * \ln (x_1 * x_2 * x_3 * x_4) \right) \quad (8.4.14)$$

Na verdere omvorming van vergelijking 8.3.14 ontstaat zo voor punt P een  $Q_{\text{totaal};p}$ :

$$Q_{\text{totaal};p} = \frac{\pi * k * (H^2 - y_p^2)}{\ln R - \frac{1}{n} * \ln (x_{p,1} * x_{p,2} * \dots * x_{p,n})} \quad (8.4.15)$$

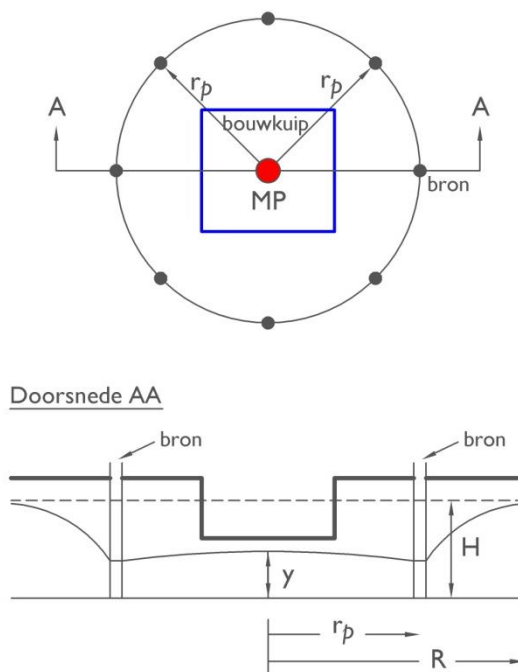
### Bouwkuipen met bronnen (of ontrekkingspunten)

Bij bouwkuipen is in de ontwerpfase het aantal bronnen en het totaal af te voeren debiet  $Q$  nog niet bekend. Daarom wordt als eerste benadering een schatting van het debiet  $Q$  gemaakt.

De bouwkuip wordt gezien als één grote bron. Hiervoor wordt de rechthoekige bouwkuip in een equivalente cirkel omgerekend met een radius  $r_p$ . (figuur 8.4.12)

De bouwkuipstraal  $r_p$  vormt de radius van de fictieve bron en kan bepaald worden uit de afmetingen van de bouwkuip  $a$ (lengte bouwkuip)  $b$ (breedte bouwkuip)  $r_p = \sqrt{\left(\frac{a \cdot b}{\pi}\right)}$

**Figuur 8.4.12**  
Bouwkuip met bronnen



Het middenpunt van de bouwkuip vormt het middenpunt van deze grote bron met de radius  $r_p$ . De stijghoogte in het midden van de bouwkuip is  $y_m$ .

Door gebruik te maken van formule 8.4.6 kan het debiet van de bouwkuip worden geschat met:

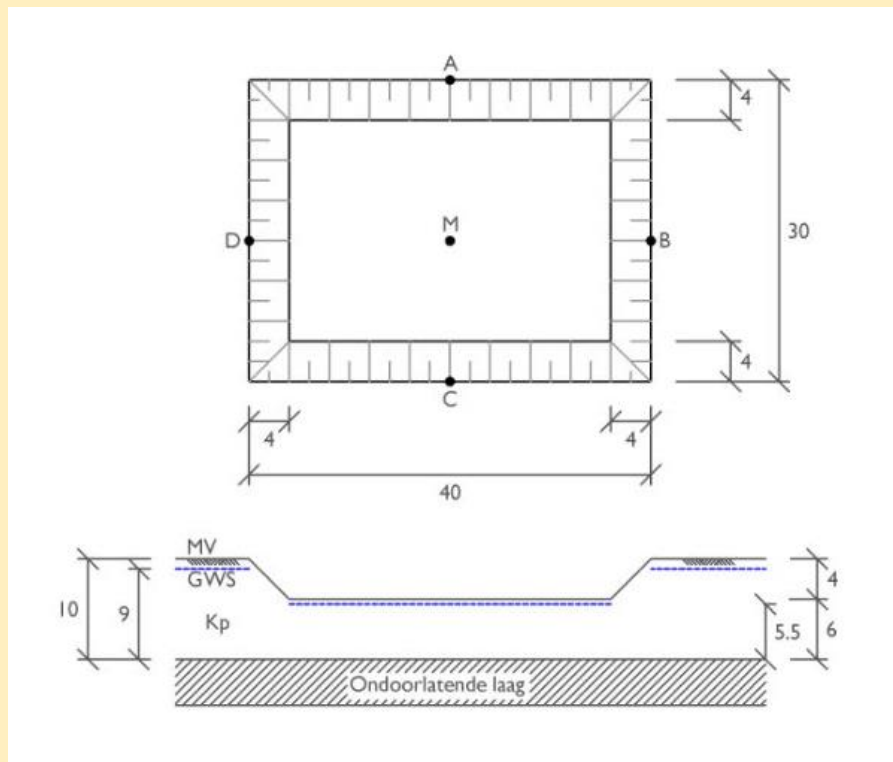
$$Q_0 = \frac{\pi * k * (H^2 - y_m^2)}{\ln R - \ln r_p} \quad (8.4.16)$$

### 8.4.7 Voorbeeldberekening 2: bouwput met meerdere bronnen

Met behulp van de voorafgaande formules kan nu zeer globaal de bronbemaling voor een bouwput worden berekend. Het betreft een bouwput van  $40 \times 30 \text{ m}^2$  in een watervoerende laag van 10 m dikte met een doorlatendheidsfactor  $k_D$  van  $2 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ . De grondwaterstand staat 1 m onder maaiveld. De bodem van de bouwput ligt op 4 m beneden maaiveld (dus 6 m boven een ondoorlatende laag) en de bouwput bezit taludhellingen van 1 op 1. De grondwaterspiegel moet voor elk punt van de bouwput tenminste 0,5 m beneden de bouwputbodem liggen.

De bronnering zou ontworpen worden voor 4 bronnen waarbij elke bron een diameter van  $r_r = 0,5 \text{ m}$  heeft.

Gegeven is een bovenaanzicht en een langsdorsnede van de bouwput in figuur 8.4.13.



**Figuur 8.4.13**  
Voorbeeld – bronnering bouwput  $40 \times 30 \text{ m}^2$  met 4 bronnen

Dus de minimaal geëiste grondwaterspiegeldaling is 3,5 m.

Om een indruk te krijgen van het totale debiet  $Q_{\text{totaal}}$  dat aan de bouwput moet worden onttrokken, vatten we de put op als één heel grote bron met een straal van

$r_{p,\text{put}} = \sqrt{\frac{30 \times 40}{\pi}} = 19,55 \text{ m}$ , een waterstand t.o.v. het vergelijkingsvlak aan de rand van de put van  $h_{p,\text{put}} = 5,5 \text{ m}$  en een reikwijdte van  $R = r_{p,\text{put}} + 3000 * y_{m,\text{put}} * \sqrt{k_D} = 490 \text{ m}$ .

Dit geeft met  $r_{p,\text{put}} \cong 19,55 \text{ m}$ ;  $h_{p,\text{put}} = 5,5 \text{ m}$  en  $R \cong 490 \text{ m}$  en m.b.v. Thiem-Dupuit (8.4.15):

$$Q_{\text{totaal}} = \frac{\pi * 2 * 10^{-3} * (9^2 - 5,5^2)}{(\ln 490 - \ln 19,55)} \cong 0,099 \text{ m}^3/\text{s}$$

Bij het gebruik van 4 bronnen geeft dit een bronneringsdebiet van  $Q = 0,099 [\text{m}^3/\text{s}] / 4 [\text{bronnen}] = 0,025 [\text{m}^3/\text{s}]$  per bron.

De bronbemaling wordt nu ontworpen voor 4 bronnen met een radius van  $r_f = 0,25$  m en een filterlengte van  $\pm 5,5$  m en een totale lengte van 10 m (4 volkomen bronnen in freatisch grondwater).

Uitgaande van een brondebiet van  $Q \cong 0,025$  m<sup>3</sup>/s, controleren we de waterstanden in eerste instantie voor 4 bronnen. Een mogelijke plaatsing van deze 4 bronnen is halverwege de vier zijden, dus de punten A, B, C en D (zie figuur 8.4.11).

In de gegeven omstandigheden,  $H = 9$  m en  $k_D = 2 \cdot 10^{-3}$  m/s,  $r_f = 0,25$  m en  $Q = 0,025$  m<sup>3</sup>/s moet eerst de reikwijdte  $R$  van deze bron worden bepaald. Dit gebeurt iteratief met behulp van formule 8.4.5.

Hierin wordt  $h$  geschat met een startwaarde van 7,0 m ( $\rightarrow z_f = 2,0$  m) .

Bij  $h_f = 7,0$  m is  $z_f = 2,0$  m,  $R = 268$  m en  $Q_{\text{Dupuit}} = 0,029$  m<sup>3</sup>/s

Bij  $h_f = 7,2$  m is  $z_f = 1,8$  m,  $R = 241,5$  m en  $Q_{\text{Dupuit}} = 0,027$  m<sup>3</sup>/s

Bij  $h_f = 7,35$  m is  $z_f = 1,65$  m,  $R = 221,4$  m en  $Q_{\text{Dupuit}} = 0,025$  m<sup>3</sup>/s

Met behulp van de formule 8.4.13 kan nu de grondwaterstand in het midden van de put, in  $M$  berekend worden:

$$H^2 - h_M^2 = \frac{4 \cdot (0,025)}{\pi \cdot k_D} \cdot \left( \ln R - \frac{1}{4} \cdot \ln(15 \cdot 20 \cdot 20 \cdot 15) \right)$$

met  $H = 9$  m,  $k_D = 2 \cdot 10^{-3}$  m/s en  $R = 221,4$  m volgt hieruit:  $h_m \cong 6,36$  m

Dit is 0,86 m hoger dan de gewenste hoogte van  $\pm 5,5$  m en er kan dus geconcludeerd worden dat er water in de put staat.

Voor de waterstand direct naast bron A (=  $h_{f,A}$ ) volgt

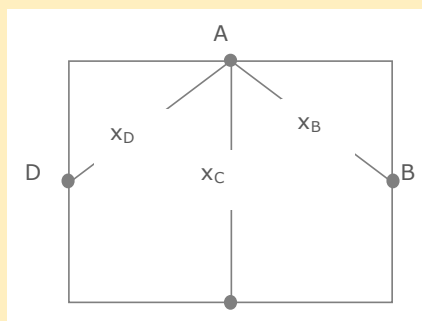
met  $H = 9$  m,  $k_D = 2 \cdot 10^{-3}$  m/s en  $R = 221,4$  m en

$x_A = 0,25$  m (midden tot rand van bron A);

$x_B = x_D = 25$  m en  $x_C = 30$  m:

$$H^2 - h_{f,A}^2 = \frac{4 \cdot 0,025}{\pi \cdot k_D} \cdot \left( \ln R - \frac{1}{4} \cdot \ln(0,25 \cdot 25 \cdot 25 \cdot 30) \right)$$

$$\Rightarrow h_{f,A} = 5,36 \text{ m}$$

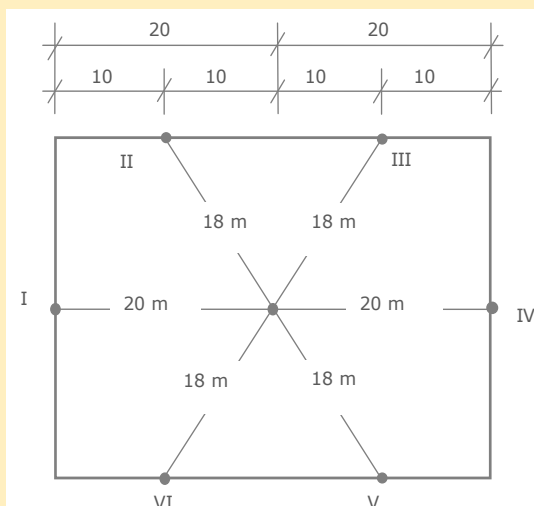


Het blijkt dus dat 4 bronnen onvoldoende zijn om de put onder de gegeven omstandigheden te bemalen.

In een tweede poging gaan we uit van 6 dezelfde bronnen met elk een aangehouden debiet van  $Q = 0,0235$  m<sup>3</sup>/s .

De plaatsing en de afstanden van de Bronnen I t/m VI zijn in figuur 8.4.14 weergegeven.

Bij het kleinere debiet van  $Q = 0,0235$  m<sup>3</sup>/s neemt de reikwijdte  $R$  van iedere bron ook een weinig af. Met behulp van formule 8.4.5, een geschatte startwaarde van  $h = 7,45$  m ( $\rightarrow z_f = 1,55$  m) en een  $Q = 0,0238$  m<sup>3</sup>/s volgt een indicatie voor de reikwijdte met  $R \cong 2081$  m.



**Figuur 8.4.14**

Voorbeeld – bronnering bouwput 40\*30 m<sup>2</sup> met 6 bronnen

De waterstand,  $h_M$ , in het midden van de put (t.o.v. het horizontale vergelijkingsvlak) wordt nu opnieuw berekend:

Met  $H = 9$  m,  $k_D = 2 \cdot 10^{-3}$  m/s en  $R \cong 208$  m volgt uit formule 8.4.13:

$$H^2 - h_M^2 = \frac{6 \cdot (-0,0238)}{\pi \cdot k_D} \cdot \left( \ln R - \frac{1}{6} \cdot \ln (21,5 \cdot 21,5 \cdot 21,5 \cdot 21,5 \cdot 24 \cdot 24) \right)$$

$\Rightarrow h_M = 5,50$  m (Dit is precies de gewenste waterstand onder bouwputbodem.)

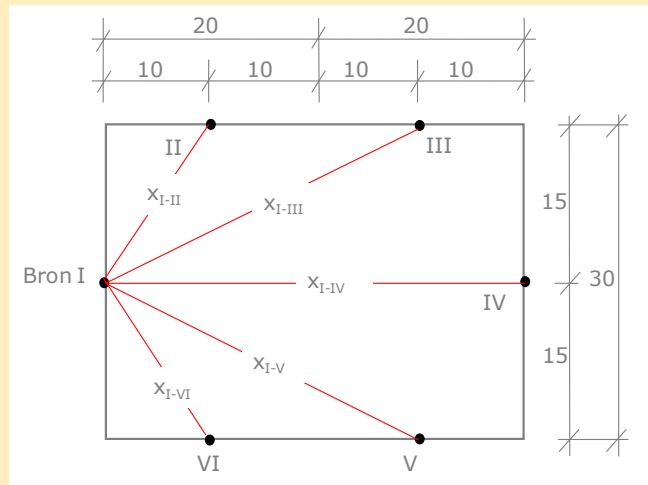
Opnieuw de controle van de waterstand direct naast bron no. I

Met de afstanden (figuur 8.4.14):

$$\begin{aligned} X_{I-I} &= 0,25 \text{ m} \\ X_{I-II} = X_{I-VI} &= 23,6 \text{ m} \\ X_{I-III} = X_{I-V} &= 18 \text{ m} \\ X_{I-IV} &= 40 \text{ m} \end{aligned}$$

en

- $H = 9$  m,
- $k_D = 2 \cdot 10^{-3}$  m/s
- $R = 208$  m



**Figuur 8.4.15**  
Voorbeeld:  
bronnering bouwput  
40\*30 m<sup>2</sup>

Afstanden tot bron I

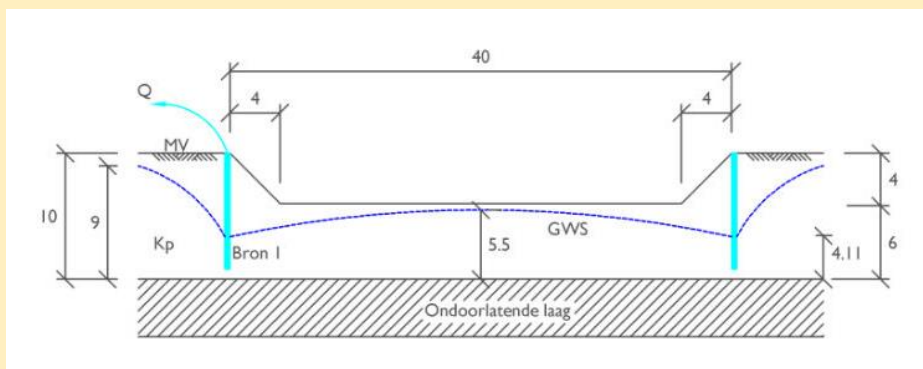
Volgt voor bron I

$$H^2 - h_{f,I}^2 = \frac{6 \cdot 0,0238}{\pi \cdot k_D} \cdot \left( \ln R - \frac{1}{6} \cdot \ln (0,25 \cdot 18 \cdot 18 \cdot 33,5 \cdot 33,5 \cdot 40) \right)$$

$\Rightarrow h_{f,I} = 4,11$  m

Dit betekent dat de waterstand onder het gewenste niveau van 5,5 m ligt.

In figuur 8.4.16 is in een doorsnede de globale waterstandsverlaging aangegeven.



**Figuur 8.4.16**  
Dwarsdoorsnede over  
bouwputlengte  
waterstandsverlaging

Op de aangegeven wijze kan zeer globaal een bronbemaling worden gedimensioneerd. Echter hier wordt men opnieuw gewaarschuwd: Het zijn nooit exacte rekenvraagstukken en de werkelijke dimensionering is een specialisme en vraagt veel ervaring en zo mogelijk uitgebreid (terrein)onderzoek voorafgaande aan de uitvoering. Een van de aspecten van het vooronderzoek, met name het bepalen van de doorlatendheid van de grond ten behoeve van bronbemalingen wordt tenslotte uitgebreider behandeld.

LET OP: in het rekenvoorbeeld wordt een dimensie in m<sup>3</sup>/s gebruikt; dit is op zich correct, echter in de praktijk worden de debieten gemeten en bepaald in m<sup>3</sup>/uur of m<sup>3</sup>/dag!

#### 8.4.8 Debiet bij gesloten bouwkuipen

Het debiet voor een gesloten bouwput waarbij de damwand rondom de gehele bouwkuip is doorgezet tot in de slecht doorlatende laag en geen spanningsbemaling noodzakelijk is, wordt bepaald door damwandlekkage en kwel door de waterremmende laag.

De lekkage door de damwandsloten wordt bepaald door:

$$Q = p * n * H_w * (1/2 H_w + H_d) \quad (8.4.17)$$

waarin:

- Q - debiet [m<sup>3</sup>/dag]
- p - slotweerstand (afhankelijk van leverancier, circa 4,3\*10<sup>-3</sup> m/dag)
- n - aantal sloten [-]
- H<sub>w</sub> - potentiaal verschil tussen buiten en in de bouwput in het watervoerende pakket [m]
- H<sub>d</sub> - waterhoogte ten opzichte van de slecht doorlatende laag [m]

Is als horizontaal afsluiting van de bouwkuip een ondoorlatende laag voorhanden, die voldoende sterk is om opbarsten te voorkomen, dan kan de kwel van deze laag als volgt worden berekend:

$$Q = A * (\Delta H / k) \quad (8.4.18)$$

waarin:

- ΔH - potentiaal verschil (stijghoogte) [m]
- A - oppervlakte bouwput [m<sup>2</sup>]
- k - stromingsweerstand [m/dag] (zie paragraaf 8.4.3)

In het geval van een spanningsbemaling met een bemaling in een open bouwput waarbij de damwand niet is doorgezet tot in de slecht doorlatende laag, dienen door een geohydroloog de debieten en verlagingen te worden bepaald.

## 8.5 Ontwerpen van verticale grondkering

### 8.5.1 Algemeen

Afhankelijk van de omstandigheden kunnen verschillende typen verticale grondkering worden gerealiseerd. Onderscheid kan worden gemaakt in wandtypen (zie hoofdstuk 5) zoals houten-, betonnen- en stalendamwanden, diepwanden, boorpalenwanden, Mixed In Place- (MIP-), groutwanden en verankerings-elementen, zoals groutankers, schroefankers en ankerschotten.

Voor wat betreft het berekenen van dergelijke wanden en verankeringen gelden voor elk type specifieke regels ten aanzien van de aan te houden methode, grondparameters, etc. In deze paragraaf wordt volstaan met het aangeven van de generieke aanpak van het ontwerpen van de verticale grondkering, dus zonder 'wand- of ankerspecifieke' aspecten.

Ten aanzien van het ontwerpen van damwandconstructies zijn in de loop der tijd rekenmodellen ontwikkeld, waarin de interactie tussen grond en constructie zo goed als mogelijk gesimuleerd wordt. In deze paragraaf wordt kort ingegaan op de in Nederland meest voorkomende berekeningsmethoden, te weten:

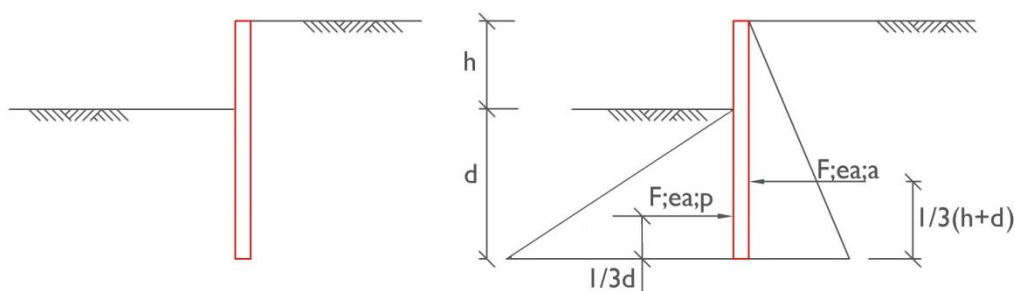
- klassieke methoden zoals de methode Blum;
- verend ondersteunde ligger;
- eindige elementen methode.

Men onderscheidt niet-verankerde damwanden, bij geringe kerende hoogte zoals in figuur 8.5.1 en verankerde damwanden zoals in figuur 8.5.2a. Bij een put of sleuf die wordt omsloten door een damwand worden in plaats van ankers vaak stempels gebruikt (figuur 8.5.2b). De damwandkeuze wordt, naast de vereiste sterkte in verband met de grondkerende (en eventueel dragende) functie, bepaald door:

- de heitechnische aspecten;
- de optredende deformaties (vooral bij onverankerde damwanden en lichte damwanden).

### 8.5.2 Onverankerde damwanden

Bij toepassing van een stijve, korte, niet verankerde damwand zullen de korreldrukken ongeveer zo verlopen als bij een keermuur. In figuur 8.5.1 is een dergelijke damwand gegeven.



**Figuur 8.5.1**  
Onverankerde damwand met korreldrukverdeling

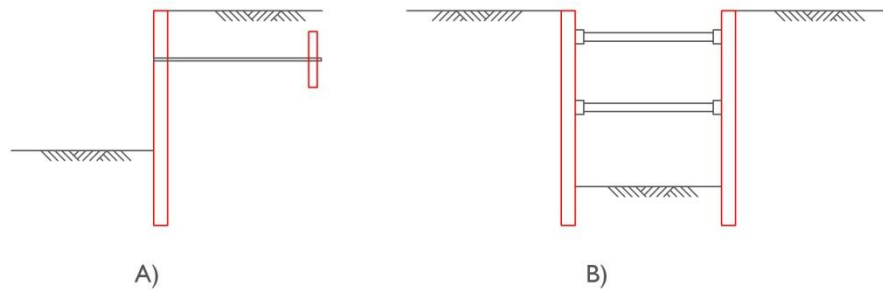
Een vuistregel voor een onverankerde damwand is dat de inbedding circa  $2/3$  van de kerende hoogte bedraagt, dat wil zeggen  $d = 2 * h$ .

### 8.5.3 Verankerde damwand

Damwanden, die een grote hoogte moeten keren, moeten verankerd of gestempeld worden (figuur 8.5.2 a en b). Hierdoor worden de vervormingen beperkt en kan de damwandlengte beperkt worden.

**Figuur 8.5.2**

Verankerde damwand;  
A) met anker;  
B) met stempels



De gronddrukverdeling langs de onderste helft van de damwand kan vereenvoudigd worden zoals in figuur 8.5.3.a tot 8.5.3.d aangegeven. In 8.5.3.b wordt aangenomen dat de grondweerstand met de diepte lineair toeneemt tot een hypothetisch inklempingspunt (punt C), waar ook de kracht  $R_c$  werkt.

Wanneer de damwand langer wordt en in punt C de som van alle horizontale krachten, incl  $R_c$ , het moment t.g.v. de horizontale (en eventueel verticale) krachten en de verplaatsing alsmede de hoekverdraaiing van de wand nul zijn, voldoet de damwand aan de voorwaarden van volledige inklemming (figuur 8.5.3.d).

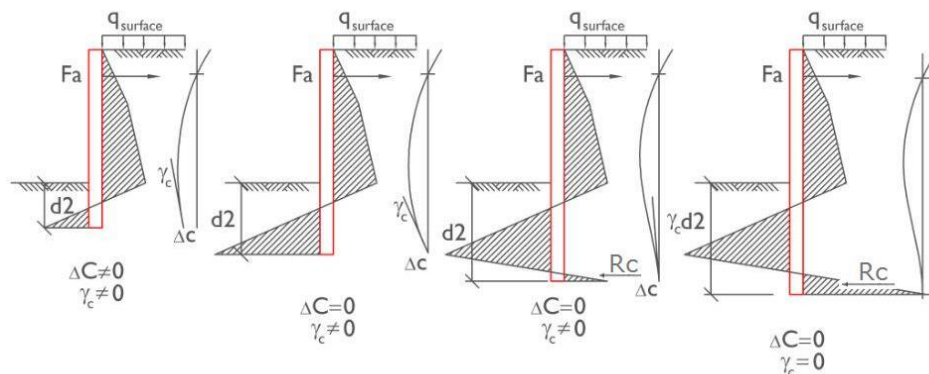
Bij het iets minder diep inheien van de damwand – gedeeltelijke inklemming – zal men aan de onderkant van de damwand een hoekverdraaiing moeten accepteren (figuur 8.5.3.c). Maar zolang aan de randvoorwaarden ( $\Sigma H=0, \Sigma M=0$  en  $\Delta C=0$ ) voldaan wordt, is de stabiliteit van de damwand verzekerd.

De minimaal vereiste inheidiepte is de inheidiepte waarbij de damwand aan de randvoorwaarden  $\Sigma H=0, \Sigma M=0$  en  $\Delta C=0$  nog net voldoet. (figuur 8.5.3.b).

Bij een damwand die minder diep is ingeheid dan de minimaal vereiste inheidiepte (figuur 8.5.3.a), zal in elk geval met deformaties van de onderkant van de damwand rekening moeten worden gehouden en ook met een niet geringe kans op bezwijken – de teen klapt uit.

**Figuur 8.5.3 a-d**

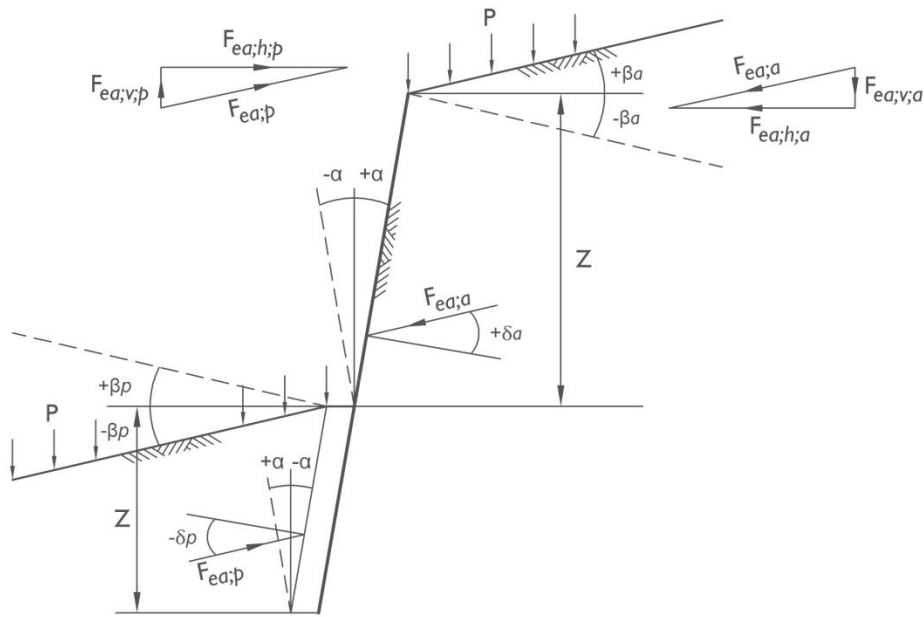
Korreldrukverdeling en deformatielijnen bij verankerde damwand met variërende inheidiepte



#### Berekening gronddrukfactoren met wandwrijving

Door Müller-Breslau zijn de actieve en passieve horizontale gronddrukfactoren afgeleid voor damwanden op basis van de hoek van inwendige wrijving  $\varphi$  en wandwrijving  $\delta$  ( $\delta_a$  of  $\delta_p$ ), waarbij tevens de helling van het maaiveld met de horizontaal  $\beta$  ( $\beta_a$  of  $\beta_p$ ) en de helling van de wand met de verticaal  $\alpha$  zijn inbegrepen. In figuur 8.5.4 zijn de definities van de hellingen verder verduidelijkt.





**Figuur 8.5.4**  
Definities hoeken bij  
hellend maaiveld en  
hellende wand

Voor kerende constructies zijn de actieve en passieve gronddrukfactoren als volgt:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha * \left[ 1 + \frac{\sin(\varphi + \delta_a) \cdot \sin(\varphi - \beta_a)}{\cos(\alpha - \delta_a) \cdot \cos(\alpha + \beta_a)} \right]^2} \quad (8.5.1)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha * \left[ 1 - \frac{\sin(\varphi - \delta_p) \cdot \sin(\varphi + \beta_p)}{\cos(\delta_p - \alpha) \cdot \cos(\alpha + \beta_p)} \right]^2} \quad (8.5.2)$$

waarbij geldt:

- $K_a$  actieve gronddrukcoëfficiënt =  $K_a$  [ - ]
- $K_p$  passieve gronddrukcoëfficiënt =  $K_p$  [ - ]
- $\varphi$  hoek van inwendige wrijving [ ° ]
- $\delta$  wandwrijvingshoek, richting conform figuur 8.5.4 [ ° ]
- $\alpha$  helling van de wand t.o.v. de verticaal, richting conform figuur 8.5.4 [ ° ]
- $\beta$  ( $\beta_a$  of  $\beta_p$ ) helling van het maaiveld naast de wand t.o.v. de horizontaal, richting conform figuur 8.5.4 [ ° ]

Op basis van de bovenstaande relaties tussen de hoek van inwendige wrijving, de wandwrijving en de richting van de resulterende belasting, zijn tabellen opgesteld ter bepaling van de actieve en passieve gronddrukfactoren. Daarbij moet worden opgelet op het teken van de hoeken in relatie tot de richting, conform figuur 8.5.4. Een aflopend maaiveld aan passieve zijde leidt tot een negatieve waarde voor  $\beta_p$ . Ook de wandwrijvingshoeken aan de passieve zijde zijn negatief t.o.v. die aan de actieve zijde. Indien de wand verticaal is ( $\alpha = 0$ ) en het maaiveld horizontaal ( $\beta = 0$ ), kunnen voor actieve gronddruk de gronddrukfactoren uit tabel 8.5.1 worden toegepast en voor passieve gronddruk de gronddrukfactoren uit tabel 8.5.2.

**Tabel 8.5.1**

Actieve gronddrukfactoren ( $\delta \geq 0$ )

$\delta \setminus \varphi$	15°	17,5°	20°	22,5°	25°	27,5°	30°	32,5°	35°
0°	0,59	0,54	0,49	0,45	0,41	0,37	0,33	0,30	0,27
5°	0,56	0,51	0,45	0,42	0,38	0,35	0,32	0,29	0,26
10°	0,53	0,48	0,44	0,40	0,37	0,33	0,30	0,28	0,25
15°			0,42	0,38	0,35	0,32	0,29	0,26	0,24
17,5°					0,34	0,32	0,29	0,26	0,24
20°						0,31	0,28	0,25	0,23
22,5°								0,25	0,23

**Tabel 8.5.2**

Passieve gronddrukfactoren ( $\delta \leq 0$ )

$\delta \setminus \varphi$	15°	17,5°	20°	22,5°	25°	27,5°	30°	32,5°	35°
0°	1,70	1,86	2,04	2,24	2,46	2,72	3,00	3,32	3,69
-5°	1,88	2,08	2,29	2,54	2,84	3,13	3,52	3,92	4,38
-10°	2,10	2,33	2,59	2,89	3,24	3,64	4,12	4,86	5,26
-15°			2,93	3,31	3,75	4,25	4,85	5,50	6,44
-17,5°					4,04	4,60	5,28	6,58	7,09
-20°						4,98	5,75	6,76	7,82
-22,5°								7,41	8,88

#### 8.5.4 Blum

De methode Blum (1930) is een in Nederland, met name in het verleden, veel gebruikte (grafische en analytische) berekeningsmethode voor het berekenen van damwanden en is bij uitstek geschikt om een inschatting te maken van de benodigde (minimale) inheidiepte en van de stijfheid.

Bij deze methode wordt uitgegaan van een oneindig stijve (dam)wand en starre oplegpunten ter plaatse van de ankers. Bij de bepaling van de op de wand werkende gronddrukken wordt uitgegaan van een plastisch materiaalgedrag op de bezwijkvlakken, waarbij alleen de sterkte van de grond een rol speelt en de vervormingen geen invloed hebben op de hoogte van de gronddrukken. Aangenomen wordt dat de verplaatsingen van de wand zo groot mogen zijn dat de actieve en passieve gronddruk zich volledig kunnen ontwikkelen.

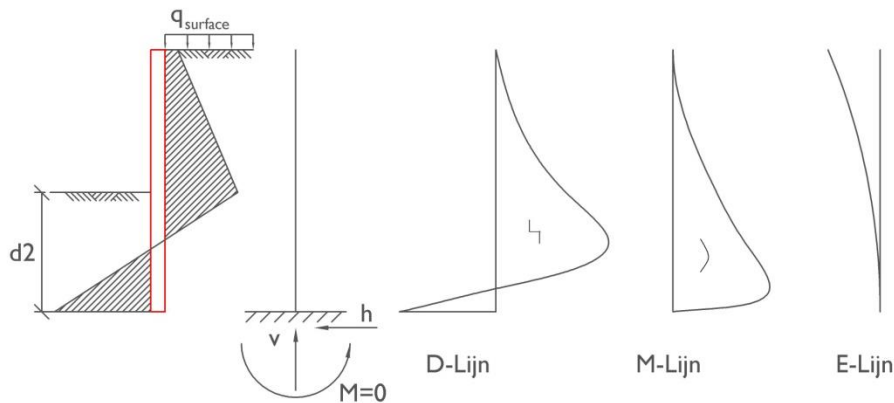
In deze berekeningsmethode wordt na berekening van de gronddrukken het systeem zodanig geschematiseerd dat een statisch (on)bepaald rekenmodel wordt verkregen, waaruit de benodigde inheidiepte en de momentenlijn kunnen worden bepaald. De doorbuigingslijn van de damwand kan uit de momentenlijn worden afgeleid.

Blum onderscheidt de damwanden in 3 modellen:

- A. Onverankerde damwand
- B. Verankerde damwand - vrij opgelegd
- C. Verankerde damwand - ingeklemd

##### *Onverankerde damwand*

Bij een onverankerde damwand gaat Blum uit van een ingeklemde ligger, zoals in figuur 8.5.5 te zien is. Dit statisch bepaalde mechanica model heeft 4 onbekende grootheden: de drie oplegreacties en de inheidiepte "t". Door het moment "nul" te stellen, kunnen met hulp van de drie evenwichtsvergelijkingen  $\Sigma H$ ,  $\Sigma V$  en  $\Sigma M$  de inheidiepte en de oplegreacties H en V bepaald worden.



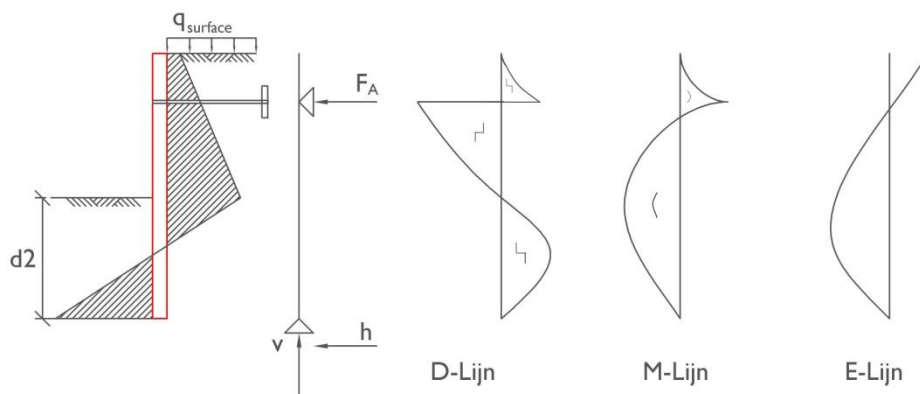
**Figuur 8.5.5**  
Onverankerde damwand: mechanica-model, D-, M- en E-lijn

### Verankerde damwand

Bij een verankerde damwand wordt onderscheid gemaakt in een vrij opgelegde en een ingeklemde damwand.

De vrij opgelegde damwand wordt geschematiseerd als een ligger op twee steunpunten met overstek (figuur 8.5.6). Deze ligger is een statisch bepaald mechanica-model en heeft 4 onbekende grootheden: de drie oplegreacties en de inheidiepte. Door de horizontale kracht in de diepe grond gelijk te stellen aan de waarde "nul" kunnen de inheidiepte en de ankerkracht berekend worden. De inheidiepte kan het gemakkelijkst gevonden worden met de vergelijking  $\Sigma M_{\text{ANKER}} = 0$ . Door  $\Sigma H = 0$  kan dan de ankerkracht bepaald worden.

De verankerde vrij opgelegde damwand is de kortst mogelijke damwand die voor een grondkering kan worden toegepast. Wordt een damwand korter, dan kan een bezwijken van het inheipunt optreden.

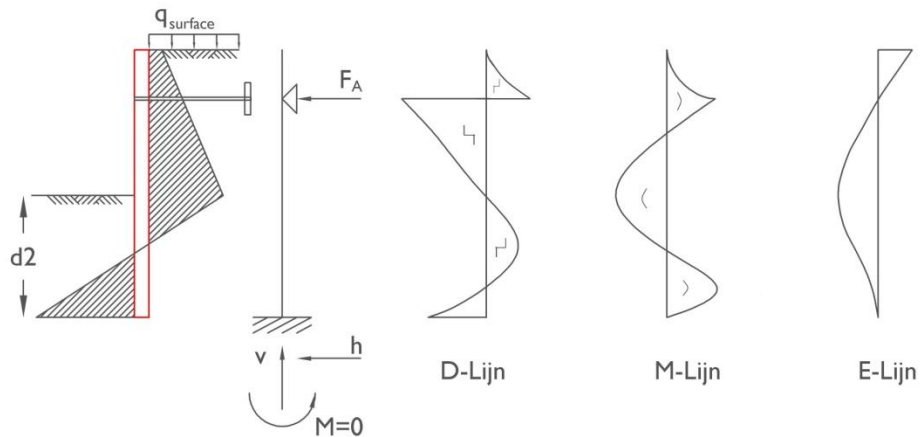


**Figuur 8.5.6**  
Verankerde damwand "vrij opgelegd": mechanica-model, D-, M- en E-lijn

De ingeklemde damwand wordt geschematiseerd als een ingeklemde ligger op twee steunpunten met overstek (figuur 8.5.7). Deze ligger is een statisch onbepaald mechanica model en heeft 5 onbekende grootheden; de vier oplegreacties en de inheidiepte. Door het moment gelijk te stellen aan de waarde "nul" kan met behulp van de drie evenwichtsvergelijkingen en een verplaatsingsevenwicht de inheidiepte en de ankerkracht berekend worden. Omdat het hier om een statisch onbepaald systeem gaat is dit niet meer op een "snelle" manier met een handberekening te berekenen.

**Figuur 8.5.7**

Verankerde damwand  
"ingeklemd": mecha-  
nicamodel, D-, M- en  
E-lijn



Met behulp van de methode van Blum is het niet mogelijk om op een snelle manier de verschillende bouwfasen door te rekenen. Om tot meer nauwkeurige resultaten te kunnen komen, kan gebruik worden gemaakt van een model gebaseerd op de verend ondersteunde ligger of een Eindige-Elementen Model. Hierbij worden de stijfheden van de damwand en het elastische gedrag van de grond in de berekening meegenomen.

### 8.5.5 Stappenplan damwandberekening

Voor een handberekening van een damwand kunnen de volgende stappen gevolgd worden.

#### Stappenplan 8.1

Damwandberekening

1. Berekenen van de horizontale grondspanningen aan:
  - a. de ontgraven kant (passieve kant);
  - b. de niet ontgraven kant (actieve kant);
  - c. resulterende horizontale grondspanning (optioneel).
2. Berekenen inehdiepte en ankerkracht (indien van toepassing) volgens Blum.
3. Bepalen dwarskrachtenlijn, momentenlijn en elastische lijn.
4. Bepalen damwandtype.

#### Stap 1

Voor het bepalen van de horizontale grondspanningen wordt verwezen naar hoofdstuk 3. Hier kan de keuze gemaakt worden uit de horizontale grondspanningen aan zowel de actieve als de passieve kant te bepalen, of te werken met de resulterende horizontale grondspanning uit actieve en passieve kant.

#### Stap 2

Voor het starten van de berekening van de inehdiepte moet eerst de keuze gemaakt worden met welk damwand-model moet worden gerekend. Hierbij kan een keuze gemaakt worden uit:

- a. onverankerde damwand;
- b. verankerde damwand – vrij opgelegd;
- c. verankerd damwand – ingeklemd.

De keuze van een onverankerde damwand kan worden gemaakt mits het ontgravingsniveau gering / de kerende hoogte gering is.

Worden de damwandlengtes van alle drie damwand-modellen met elkaar vergeleken, dan kan het volgende worden gesteld:

- een onverankerde damwand is altijd langer dan een verankerde damwand;
- wanneer het damwandtype identiek is, is een verankerde damwand in de situatie "vrij opgelegd" altijd korter dan een verankerde damwand "ingeklemd";
- bij een verankerde damwand "vrij opgelegd" ontstaat bij dezelfde uitgangswaarden altijd een groter veldmoment dan bij een verankerde damwand "ingeklemd";
- een damwand gedimensioneerd op basis van een verankerde damwand "vrij opgelegd" kan altijd worden vervangen door een langere damwand van hetzelfde type.

De inheidipte wordt gevonden door het toepassen van het mechanicamodel en  $\Sigma M$  zoals in paragraaf 8.4.2 is aangegeven.

Indien van toepassing wordt door  $\Sigma H=0$  (som van alle horizontale krachten) de ankerkracht bepaald.

### Stap 3

Omdat de belasting, in de vorm van de horizontale gronddruk, als belasting bekend is, kunnen op basis van de kennis in de toegepaste mechanica de dwarskrachtenlijn, de momentenlijn en de elastische lijn bepaald worden.

### Stap 4

Het maximaal gevonden moment uit de momentenlijn wordt gebruikt om het damwandprofiel te bepalen volgens de formule:

$$W = \frac{M_{max}}{\sigma} \quad (8.5.3)$$

Met de gevonden waarde voor het weerstandsmoment  $W$  kan een damwandprofiel gevonden worden.

### 8.5.6 Voorbeeldberekening 3: damwand vrij opgelegd (methode Blum)

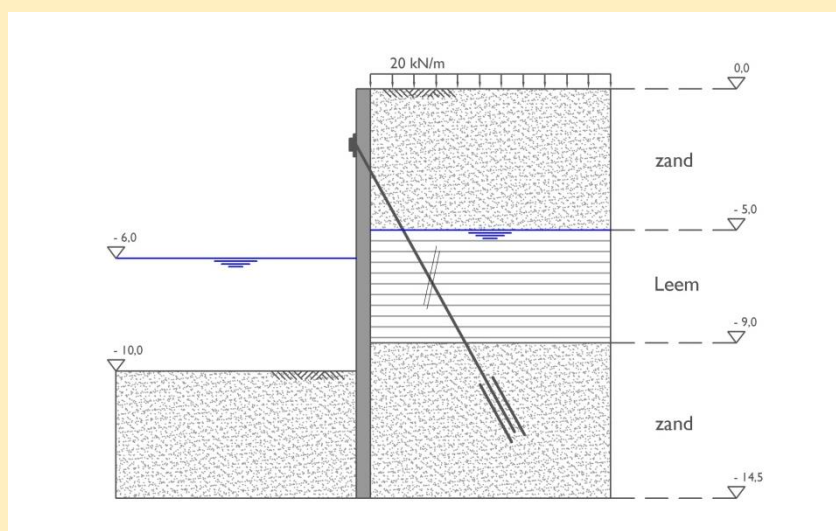
Voor het realiseren van een tunneltoerit wordt een verdiepte bouwkuip aangelegd. De toerit wordt uitgevoerd in verschillende moten. Een van de bouwkuipmoten is in figuur 8.5.8.A weergegeven. Voor de verticale afsluiting van de bouwkuip worden damwanden gebruikt. Het ontgravningsniveau ligt op 10 m onder maaiveld.

Beschouwd wordt een bouwfase waarbij de grondwaterstand in de bouwkuip nog niet geheel is verlaagd (figuur 8.5.8.B). De geotechnische parameters zijn bepaald op basis van sonderingen en weergegeven in tabel 8.5.1.

De stijghoogte van het water in het 2<sup>de</sup> zandpakket bevindt zich op NAP – 5,0 m.

**Figuur 8.5.8**

- A. bouwkuip van een tunneltoerit;
- B. geschematiseerde bouwkuip



**Tabel 8.5.1**

Representatieve waarden grondparameters

Grondsoort	b.k. laag [m+NAP]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$k_{\gamma;h;a}$	$k_{\gamma;h;p}$
Zand, slibhoudend	+0,0	18	18	0	25,0	0,35	-
Leem	-5,0	18	18	10	20,0	0,43	-
Zand, vast gepakt	-9,0	19	21	0	32,5	0,25	6,7

Voor alle grondlagen geldt voor de wandwrijving  $\delta = 2/3 \phi'$ . Hiermee kunnen de waardes van  $k_{\gamma;h;a}$  en  $k_{\gamma;h;p}$  volgens de formules 8.5.1 en 8.5.2 worden bepaald. Met de cohesie geldt voor de actieve kant:  $p_{ea;h;c;a} = 2 * c * \sqrt{k_{\gamma;h;a}} * \cos \delta_a$  (zie hoofdstuk 3)

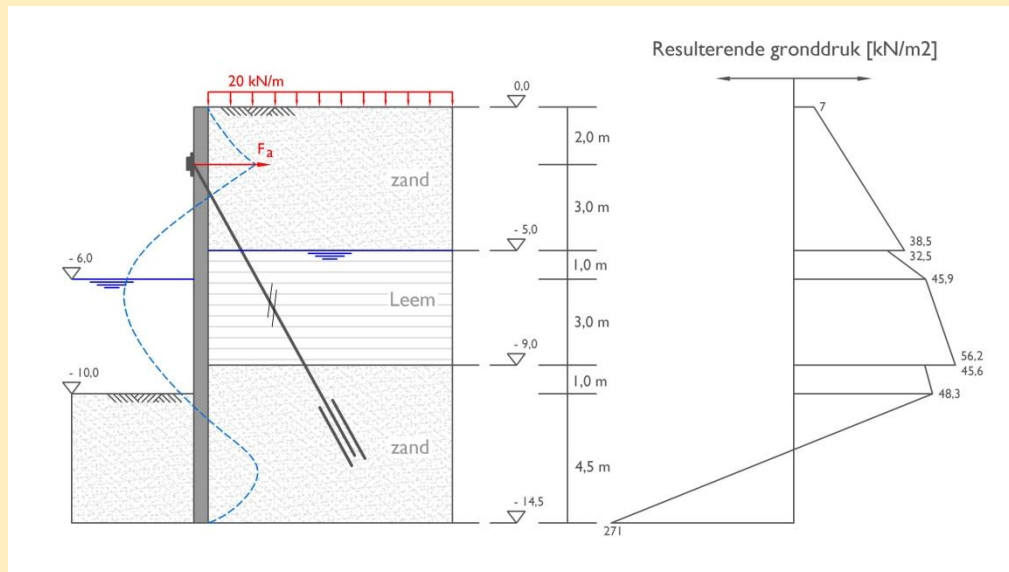
**Stap 1: bepalen horizontale grondspanningen**

De horizontale grondspanningen zijn in tabel 8.5.2 berekend en in figuur 8.5.9 weergegeven tot een gekozen diepte van NAP -14,5 m. De keuze van de diepte is willekeurig. Het advies is om de keuze van de diepte te baseren op de onderste grondlaag. Bij handberekeningen wordt geadviseerd de grondlagen in het gebied van de inheidiepte te schematiseren tot één representatieve grondlaag.

Actieve gronddruk [kN/m <sup>2</sup> ]							Passieve gronddruk [kN/m <sup>2</sup> ]					
Diepte	$\sigma_{v,z}$	$\sigma_w$	$\sigma'_{v,z}$	$p_{ea,h,a}$	$p_{ea,h,c,a}$	$p_{ea,h,z,a}$	$\sigma_{v,z}$	$\sigma_w$	$\sigma'_{v,z}$	$p_{ea,h,p}$	$p_{ea,h,c,p}$	$p_{ea,h,z,p}$
0	20	0	20	7	-	7	-	-	-	-	-	-
- 5,0	110	0	110	38,5	-	38,5	-	-	-	-	-	-
-5,0	110	0	110	47,3	14,8	32,5	-	-	-	-	-	-
-6,0	128	10	118	50,7	14,8	35,9	0	0	0	0	-	0
-9,0	182	40	142	61,1	14,8	46,2	30	30	0	0	-	0
-9,0	182	40	142	35,6	-	35,6	30	30	0	0	-	0
-10,0	203	50	153	38,3	-	38,3	40	40	0	0	-	0
-14,5	297,5	95	202,5	50,6	-	50,6	134,5	85	49,5	331,7	-	331,7

**Tabel 8.5.2**  
Actieve en passieve gronddrukken

Voor het berekenen van de resulterende horizontale gronddruk moet de waterspanning nog erbij opgeteld worden.



**Figuur 8.5.9**  
Resulterende horizontale grondspanningen & mogelijke momentenlijn

**Stap 2: Berekenen inheidiepte & ankerkracht**

De bouwkuip wordt op NAP - 2,0m verankerd. Voor de berekening van de damwand wordt gekozen voor een verankerde damwand vrij opgelegd. Voor de berekening wordt uitgegaan van het mechanica-model "ligger op 2 steunpunten" en van de horizontale gronddruk, zoals aangegeven in figuur 8.5.9.

Door de som van de momenten om het ankerpunt A ( $\sum M_{Anker} = 0$ ) kan de inheidiepte worden bepaald door de resulterende horizontale gronddruk op te delen in de oppervlaktes  $F_1$  t/m  $F_{10}$ , zoals in figuur 8.5.10 is aangegeven. Tevens is het nodig om het belastingsnulpunt te kennen. Door het tekenen van de horizontale gronddruk wordt een indruk verkregen waar het belastingsnulpunt ligt.

Het belastingsnulpunt kan bepaald worden met:  
 $48,3 / u = 271 / (4,5 - u) \rightarrow u = 0,68 \text{ m}$

Het belastingsnulpunt kan ook met behulp van de stijging (druktoename) berekend worden:

$$u = \sigma'_h/a$$

De druktoename "a" is de stijging van de lijn bij oppervlakte F9 en F10 met

$$a = k_p (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) - k_a (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \rightarrow a = 6,7 * (21 - 10) - 0,25 * (21 - 10) = 70,95 \text{ kN/m}^2$$

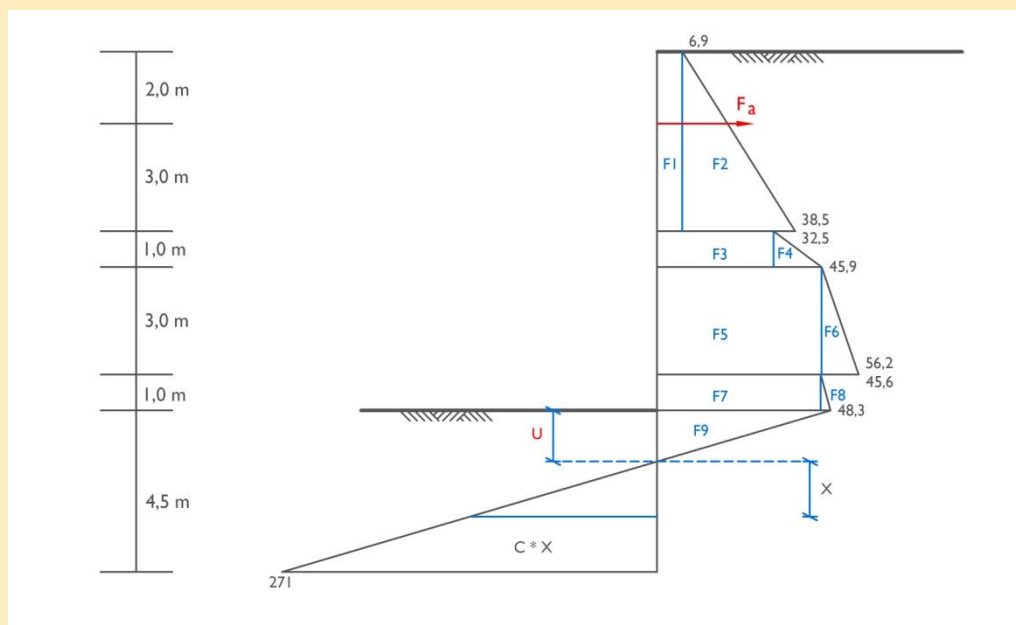
Hiermee is het belastingsnulpunt bepaald tot:

$$u = \sigma'_h/a = 48,3/70,95 = 0,68 \text{ m}$$

Dit betekent dat het punt op een diepte van 10,7 - NAP ligt.

**Figuur 8.5.10**

Resultierende horizontale grondspanningen ingedeeld in rekenoppervlaktes F1 t/m F10



	Oppervlakte [m <sup>2</sup> ] ← = +	Momentenarm t.o.v ankerpunt (rechtson +)	Moment [kNm]
F1	35	0,5	17
F2	78,8	1,33	104,8
F3	32,5	3,5	113,75
F4	6,7	3,33	22,3
F5	137,7	5,5	757,35
F6	35,6	6,0	213,6
F7	45,6	7,5	342
F8	1,4	7,67	10,74
F9	16,4	8,22	134,8
F10	→ 35,5 * X <sup>2</sup>	-(8,68 + 2/3 X)	-308,14 x <sup>2</sup> - 23,7 X <sup>3</sup>
Σ	389,7 - 35,5 x <sup>2</sup>		1716,3 - 308,1 x <sup>2</sup> - 23,7 X <sup>3</sup>

Door de som van de momenten om het ankerpunt ( $\Sigma M_{\text{anker}} = 0$ ) (tabel 8.5.2) volgt:

$$1716,3 - 308,1 x^2 - 23,7 x^3 \rightarrow \text{Hieruit volgt een waarde voor } x = 2,25 \text{ m.}$$

De inheidiepte van de damwand kan nu bepaald worden tot  $d_2 = u + x = 0,68 + 2,25 = 2,93 \text{ m}$

De totale lengte van de damwand wordt dan:

Ontgravingdiepte van de bouwkuip plus  $d_2 = 10,0 + 2,93 = 12,9 \text{ m}$  voor een verankerde damwand vrij opgelegd.

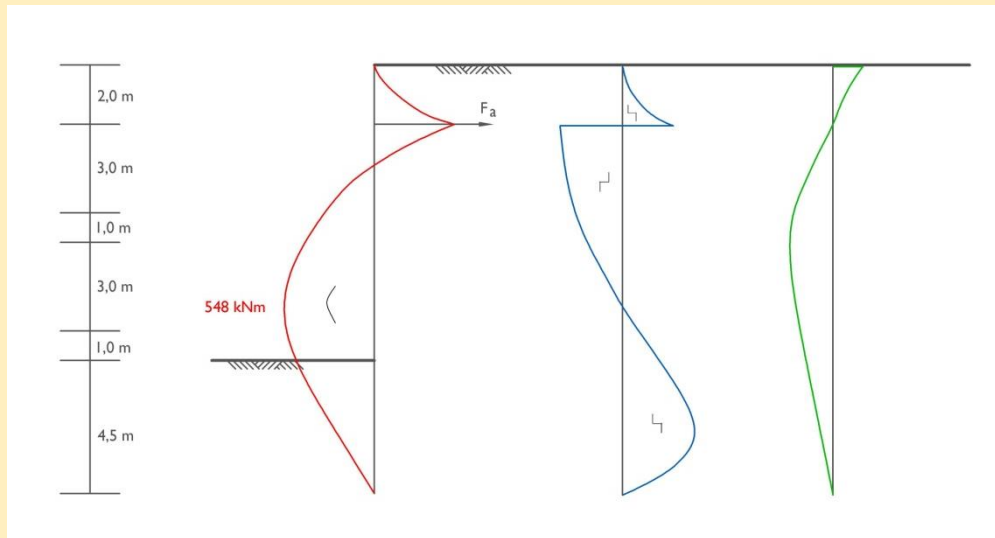
Door  $\Sigma H = 0$  kan de ankerkracht  $F_a$  gevonden worden tot:

$$F_a = 389,7 - 35,5 x^2 \rightarrow \text{met } x = 2,25 \text{ m} \rightarrow F_a = 309 \text{ kN}$$



### Stap 3: bepalen D-, M- en E-lijn

Na het bepalen van de inheidiepte kan op basis van het mechanicamodel de dwarskrachtenlijn, de momentenlijn en de elastische lijn bepaald worden (figuur 8.5.11).



**Figuur 8.5.11**  
Momentenlijn, dwarskrachtenlijn en elastische lijn

### Stap 4: bepalen damwandtype

Voor het bepalen van het damwandtype moet het maximale moment bekend zijn. Daarnaast moet de toelaatbare staalspanning  $\sigma$  bekend zijn. De verticale begrenzing van de bouwkuip wordt uitgevoerd met een stalen damwand  $\rightarrow \sigma = M/W$  [N/mm<sup>2</sup>]

Dit levert een weerstandsmoment van

$$W = M/\sigma = 528 * 10^6 / 240 = 22.000.000 \text{ mm}^3 = 2.200 \text{ cm}^3$$

Met dit weerstandsmoment kan een profiel gekozen worden.

Bij stalen damwandprofielen kan gekozen worden uit:

Z-profielen, U-profielen, combiwanden of HZ wanden. De bijhorende afmetingen, traagheidsmoment en weerstandsmomenten zijn op te vragen bij de leverancier.

Hier wordt gekozen voor een Z-profiel -

AZ 28 met een weerstandsmoment van  $W = 2755 \text{ cm}^3/\text{m}$ .

De nog te controleren maximale doorbuiging wordt hier achterwege gelaten.

### 8.5.7 Verenmodel

Wordt voor de berekening van een damwand een **verenmodel** gebruikt, dan wordt de damwand gemodelleerd als een ligger ondersteund door veren met een begrensde capaciteit. Doordat de belasting op de damwand (de horizontale gronddruk) afhankelijk is van de verplaatsing van de wand, dient het rekenproces iteratief te verlopen. Van belang voor de berekeningen zijn veercharacteristieken. In Nederland zijn vervormingsafhankelijke  $k_h$ -waarden afgeleid. In tabel 8.4.3 zijn deze waarden gegeven. In tabel 8.5.3 worden 3 gebieden onderscheiden, te weten:

- het traject waarin de horizontale gronddruk  $p_h$  oploopt van de neutrale gronddruk  $p_0$  tot 50% van de passieve gronddruk  $p_{ea;h;p;rep}$ . Dit traject geldt tevens voor de actieve gronddruk  $p_{ea;h;a;rep}$ ;
- het traject van 50% tot 80% van de passieve gronddruk;
- het traject van 80% tot volledige passieve gronddruk.

**Tabel 8.5.3**  
Beddingsconstanten

Zand	$q_c$ [MPa]	beddingsconstante $k_h$ [kN/m <sup>3</sup> ]					
		$p_0 < p_h < 0,5p_{ea;h;p;rep}$		$0,5p_{ea;h;p;rep} < p_h < 0,8p_{ea;h;p;rep}$		$0,8p_{ea;h;p;rep} < p_h < p_{ea;h;p;rep}$	
Los	5	12000	27000	6000	13500	3000	6750
Matig	15	20000	45000	10000	22500	5000	11250
Vast	25	40000	90000	20000	45000	10000	22500
Klei	$c_u$ [kPa]						
Slap	25	2000	4500	800	1800	500	1125
Matig	50	4000	9000	2000	4500	800	1800
Vast	200	6000	13500	4000	9000	2000	4500
Veen	$c_u$ [kPa]						
Slap	10	1000	2250	500	1125	250	560
Matig	30	2000	4500	800	1800	500	1125

Als ter vereenvoudiging gerekend wordt met slechts een enkele veertak, dan dient de waarde uit het middelste traject te worden genomen. Voor elk traject zijn zowel een hoge als lage representatieve waarde gegeven, omdat niet op voorhand duidelijk is welke maatgevend is.

De opeenvolgende bouwfasen kunnen achter elkaar worden doorgerekend, waarbij de eindvervorming van een willekeurige fase als aanvangswaarde voor de daaropvolgende fase wordt genomen. De methode is echter niet geschikt om een uitspraak te doen over de absolute grootte van de vervorming, daar de beddingsconstante ( $k_h$ ) geen constante grondparameter is maar een afgeleide van de horizontale verplaatsing onder invloed van een representatief belastingsoppervlak ( $k_h = p / u_{horz.}$ ).

In sommige rekenmodellen is geen schuifspanningsoverdracht tussen de veren gemodelleerd. Hierdoor kan het verschijnsel boogwerking (bijvoorbeeld tussen twee stempel- of ankerveaus) ten gevolge van het uitbuigen van de damwand, niet in de berekening tot uitdrukking worden gebracht. Boogwerking leidt bij een verankerde damwand tot korrelspanningsvermindering in het veld (afname van het moment) en belastingtoename op het bovenste steunpunt (anker).

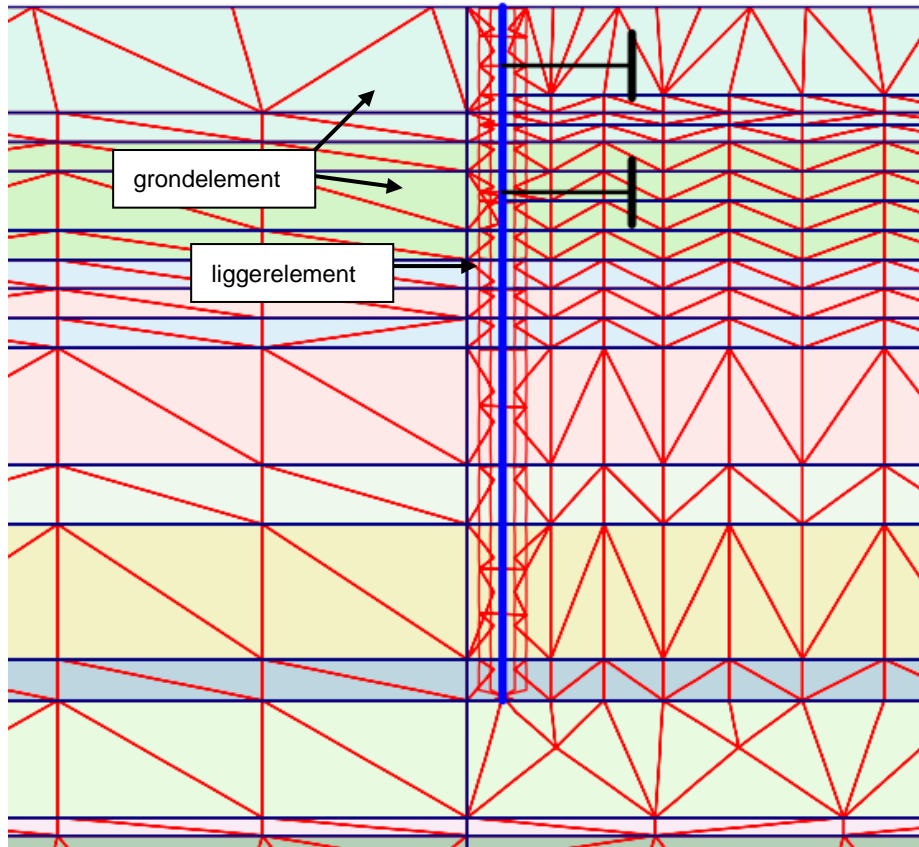
De beperkingen van het model zijn verder:

- grondlagen zijn horizontaal;
- alleen de horizontale verplaatsing van de damwand wordt berekend;
- verticale wand;
- symmetrie;
- geen informatie over de vervorming van de grond en constructies achter de wand;
- beperkte mogelijkheden ten aanzien van grondwaterstandverloop.

### 8.5.8 Eindige Elementen Methode

Met de Eindige Elementen Methode is het mogelijk een 2D- of zelfs een 3D-analyse uit te voeren van de (dam)wand en de er achter gelegen objecten.

Voor de berekening wordt het grondmassief ingedeeld in kleine stukjes, driehoeken, de zogenaamde grondelementen. De damwand wordt ingedeeld in lijnstukjes, de zogenaamde liggerelementen. Het slijpgedrag en de krachtsoverdracht tussen de grondelementen en liggerelementen wordt door de interface-elementen beschreven (zie figuur 8.5.12). De elementen worden gemarkeerd door knopen. De interne spanningstoestand van een element wordt bepaald als functie van de verplaatsingen van de knopen van het element ten opzichte van elkaar.



**Figuur 8.5.12**  
Opbouw elementen model

Naast de geometrische indeling is het ook nodig om het gedrag van grond te kennen en te kunnen beschrijven. De beschrijving van de grond gebeurt door middel van grondmodellen. Voordat tot de modelvorming overgegaan kan worden, is het zinvol om specifieke aspecten van vervormingsgedrag van grond te onderscheiden. Deze aspecten zijn van belang om te beoordelen in hoeverre een bepaald grondmodel in staat is het werkelijke grondgedrag te beschrijven.

Hieronder volgen enkele aspecten van vervormingsgedrag van grond en bijpassende voorbeelden:

- Elasticiteit (reversibele vervorming)
  - na wegnemen van belasting blijft geen restvervorming over
- Plasticiteit (irreversibele vervorming)
  - na wegnemen van belasting blijft restvervorming over
- Bezwijken (uiterste grenstoestand)
  - grond kan geen hogere belasting opnemen
  - er ontstaat een bezwijkmechanisme

- Aanwezigheid en rol van grondwater
  - waterspanning geeft reductie van effectieve spanning
  - grondwaterstroming (stationair, niet-stationair, onverzadigde stroming, niet-hydrostatische waterspanningsverdeling)
  - ongedraineerd gedrag (water neemt deel van belasting op: wateroverspanning)
  - consolidatie (wateroverspanning verdwijnt in de tijd door afstroming)
- Spanningsafhankelijke stijfheid
  - stijfheid neemt toe bij hogere alzijdige spanning
  - stijfheid neemt af bij toenemende schuifspanning of verschilspanning
- Spanningspad-afhankelijke stijfheid
  - stijfheid in compressie is veelal hoger dan in afschuiving
  - stijfheid in ontlasting en herbelasting is hoger dan bij primaire belasting
- Rekafhankelijke stijfheid
  - hoge stijfheid bij kleine rekken; lagere stijfheid bij grotere rekken
- Tijdsafhankelijk gedrag
  - kruip (toenemende vervorming in de tijd bij gelijkblijvende belasting)
  - spanningsrelaxatie en spanningsherverdeling
- Compactie en dilatantie (irreversibele volumeverkleining en vergroting)
  - verandering van de porositeit door schuifvervorming
- Herinnering voorgeschiedenis
  - grensspanning of voorconsolidatiespanning
  - stijf gedrag bij herbelasting tot aan de grensspanning
- Anisotropie (verschillend gedrag in verschillende belastingsrichtingen)
  - stijfheid en sterkte van veen in vezelrichting en loodrecht daarop is zeer verschillend
- Softening (afname van de sterkte na irreversibele (plastische) vervorming)
  - breken van cohesieve bindingen: afname van wrijving na dilatantie.

Bij aanleg en belasting van grondconstructies hebben we te maken met een veelheid aan spanningspaden, spanningsniveaus en rekniveaus, die tegelijkertijd in de grond optreden. Met name het stijfheidsgedrag van de grond wordt hier in grote mate door beïnvloed. Sommige grondmodellen houden hier tot op zekere hoogte rekening mee, maar het werkelijke grondgedrag is doorgaans veel complexer dan de modellen. Om een verantwoorde keuze te kunnen doen ten aanzien van de te hanteren waarden van de modelparameters, is inzicht in de spanningstoestand en spanningspaden van groot belang.

Het Mohr Coloumb model is het bekendste model en wordt over het algemeen bij het beschrijven van het grondgedrag als eerste benadering toegepast. Het model omvat vijf parameters, te weten de elasticiteitsmodulus  $E$ , de dwarscontractie coëfficiënt  $\nu$ , de cohesie  $c$ , de wrijvingshoek  $\varphi$ , en de dilatantiehoek  $\psi$ .

De stijfheidsparameters (elasticiteitsmodulus  $E$  en dwarscontractie coëfficiënt  $\nu$ ) en ook de sterkteparameters (de cohesie  $c$ , de hoek van inwendige wrijving  $\varphi$  en de dilatantiehoek  $\psi$ ) worden verkregen uit de triaxiaalproef en de samendrukkingsproef.

Voor andere grondmodellen is de kennis over meer parameters nodig. In deze paragraaf worden de parameters afgeleid via een indirecte wijze.

Verschillende waarden van de *elasticiteitsmodulus* kunnen worden onderscheiden:

- $E_{50}$  - elasticiteitsmodulus bij initieel belasten
- $E_{ur}$  - elasticiteitsmodulus bij ontlasten/herbelasten
- $E_{oed}$  - elasticiteitsmodulus bij ontlasten/herbelasten bij verhinderde zijdelingse vervormingen

De elasticiteitsmodulus  $E_{50}$  kan indirect worden bepaald uit NEN-EN 1997-1:2005 Tabel 2.b. De waarde van  $E_{ur}$  is circa 3 à 5 maal de waarde van de initiële elasticiteitsmodulus  $E_{50}$ .

De *dwarscontractiecoëfficiënt* is een maat voor de radiale rek ten opzichte van de axiale rek van het monster, ofwel  $v = \varepsilon_3 / \varepsilon_1$ . Het betreft de volumeverkleining onder invloed van een deviatorische belasting. In tabel 8.5.4 zijn indicatieve waarden gegeven.

Grondsoort	Dwarscontractiecoëfficiënt $v$
zand	0,2 à 0,3
klei en veen	0,3 à 0,45
klei en veen ongedraineerd	0,5

**Tabel 8.5.4**

Dwarscontractie  
coëfficiënt

De *dilatantiehoek* is een maat voor de volumerek die door middel van de volgende formule kan worden bepaald:

$$\sin \psi = \varepsilon_v / (\varepsilon_v - 2\varepsilon_1) \quad (8.5.4)$$

Het betreft de volumevergroting onder invloed van een deviatorische belasting. In tabel 8.5.5 zijn indicatieve waarden gegeven.

Grondsoort	Dilatantiehoek $\psi$
zand $\varphi' > 30^\circ$	$\varphi' - 30^\circ$
zand $\varphi' < 30^\circ$	0
klei en veen	0

**Tabel 8.5.5**

Dilatantiehoek

### 8.5.9 Toetsing damwand conform CUR-166

Vaak wordt voor damwandberekeningen in eerste instantie gekozen voor een berekening met een verenmodel. Voor de toetsing van een dergelijke damwandberekening is in CUR-166 een stappenplan gegeven, uitgaande van een berekeningsmodel volgens de verend ondersteunde ligger. Hieronder zijn de stappen opgesomd en is bij iedere stap een kleine toelichting gegeven.

#### Stappenplan CUR-166

1. Bepaal de maatgevende uitgangspunten
2. Bepaal de representatieve waarden van de parameters
3. Bepaal de rekenwaarde van de parameters
4. Bereken de minimale inheidiepte
5. Dimensionering damwand
6. Controle op moment
7. Controle op dwarskracht en normaalkracht
8. Controle op anker- of stempelkrachten
9. Controle op vervormingen
10. Controleer overige mechanismen
11. Controleer uitvoeringsaspecten

**Stappenplan 8.2**  
CUR 166

#### Stap 1 Bepaal de maatgevende uitgangspunten

Bij het bepalen van de maatgevende doorsnede spelen de kerende hoogte, de grondopbouw, de grondwaterstand(en) en de uitwendige belastingen een belangrijke rol. Voorafgaande aan de berekeningen dient de bouwfasering bekend te zijn. Van belang zijn onder andere de ontgravingsniveaus en de verlaging van de grondwaterstand en/of stijghoogte in de verschillende fasen en het aanbrengen en eventueel voorspannen van ankers of stempels.

### **Stap 2 Bepaal de representatieve waarden van de parameters**

Naast de grondparameters en de bovenbelastingen, zoals reeds behandeld in paragraaf 8.2, dienen de parameters voor de damwand (buigstijfheid) en de ankers/stempels (stijfheid en mate van voorspanning) te worden bepaald. In tegenstelling tot Z-vormige damwandprofielen moet bij U-profielen rekening worden gehouden met het effect van scheve buiging. Door schuifkrachten in de sloten treedt er een geringe verschuiving van de as van uitbuiging van het hart van de damwand naar het hart van de elementen. Bij U-profielen bevinden de sloten zich in de hartlijn (neutrale lijn) van de damwand en bij Z-profielen aan de buitenzijde, waardoor dit fenomeen niet optreedt bij Z-vormige profielen. De stijfheid van de ankers/stempels ( $EA/L$ ) wordt bepaald door de hart op hart afstand, de oppervlakte van de dwarsdoorsnede en de fictieve lengte ervan. Bij stempels is de lengte de helft van de overspanning en bij ankers kan deze worden gesteld op de afstand tussen het verankeringspunt en het hart van de verankering.

### **Stap 3 Bepaal de rekenwaarde van de parameters**

De rekenwaarden van de grondparameters worden bepaald door de representatieve waarden te delen of te vermenigvuldigen met een partiële factor (zie tabel 8.2.2). Voor de buigstijfheid ( $EI$ ) van de damwand en de veerstijfheid van de ankers/stempels geldt een partiële materiaalfactor van 1,0. De kerende hoogte wordt verhoogd met een toeslag (extra ontgraving aan de passieve zijde). Dit gebeurt eveneens voor de grondwaterstand aan zowel de actieve als passieve zijde (zie tabel 8.21.2).

### **Stap 4 Bereken de minimale inheidiepte**

In de maatgevende fase wordt aan de hand van de lage rekenwaarde van de beddingsconstante de minimale inheidiepte bepaald waarbij de gronddruk aan de passieve zijde bijna volledig gemobiliseerd is. Dit zijn de berekeningnummers 5.1 en 5.3 in tabel 8.5.6. In verband met een verticale belasting op de damwand, ten gevolge van bijvoorbeeld de verankering of het creëren van een gesloten bouwkuip waarbij de damwand tot in een waterremmende laag moet staan, kan het wenselijk zijn voor een grotere inheidiepte te kiezen.

### **Stap 5 Dimensionering damwand**

Voor de dimensionering van de damwand zijn de in tabel 8.5.6 aangegeven berekeningen noodzakelijk.

**Tabel 8.5.6**  
Dimensioneringsberekeningen

nr.	Grenstoestand	beddingsconstante	rekenwaarde grondwaterstand lage zijde
5.1	UGT	laag	max. $(\mu+\gamma\sigma;\mu+\Delta)$ hoge grondwaterstand
5.2	UGT	hoog	max. $(\mu+\gamma\sigma;\mu+\Delta)$ hoge grondwaterstand
5.3	UGT	laag	min. $(\mu-\gamma\sigma;\mu-\Delta)$ lage grondwaterstand
5.4	UGT	hoog	min. $(\mu-\gamma\sigma;\mu-\Delta)$ lage grondwaterstand
5.5	BGT	laag	-

In een UGT-berekening worden de partiële factoren en toeslagen volgens tabel 8.2.2 gebruikt. In een BGT-berekening zijn alle partiële factoren gelijk aan 1,0 en alle toeslagen gelijk aan 0,0.

Met berekeningnummer 5.5 wordt in principe de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT) berekend. Om rekenwaarde te verkrijgen dienen de berekende waarden (moment en anker/stempelkracht) te worden vermenigvuldigd met een factor 1,2.

### **Stap 6 Controle op moment**

Het grootst berekende moment ( $M_{s;d}$ ) uit de vorige stap dient te worden getoetst aan de rekenwaarde van de sterkte van de plank ( $M_{r;d}$ )

$$M_{s;d} \leq M_{r;d} \quad \text{waarbij} \quad M_{r;d} = M_{r;rep} / \gamma_m$$

waarin:

$M_{r;rep}$  - de representatieve waarde van het breukmoment van de plank

$\gamma_m$  - de materiaalfactor die 1,0 is voor staal, 1,1 voor beton en 1,2 voor hout

### **Stap 7 Controle op dwarskracht en normaalkracht**

De grootst berekende dwarskrachten ( $D_{s;d}$ ) en normaalkrachten uit stap 5 dienen te worden getoetst aan de rekenwaarde van de sterkte van de plank, conform de betreffende materiaalnormen.

### **Stap 8 Controle op anker- of stempelkrachten**

Aanvullend op de in tabel 8.5.6 aangegeven berekeningen dient tevens de anker- / stempelkracht te worden bepaald bij een 5% bovengrenswaarde van de ankerstijfheid. De grootste waarde van de anker-/stempelkracht wordt gebruikt bij het toetsen van de sterkte van de stempelconstructie of de verankering. Dit aspect is nader uitgewerkt in de paragrafen 8.8 en 8.9.

### **Stap 9 Controle op vervormingen**

De berekende vervormingen in de uiterste grenstoestand (UGT) zijn meestal niet van toepassing. Een toetsing van de in berekeningnummer 5.5 (BGT) gevonden verplaatsingen aan de gestelde grenswaarde vindt plaats.

### **Stap 10 Controleer overige mechanismen**

Naast het toetsen van de totale stabiliteit van de damwandconstructie met behulp van de NEN6740 (bijvoorbeeld Bishop methode), dient tevens de verticale draagkracht te worden getoetst in de uiterste grenstoestand conform NEN6743-1 en de Kranz-stabiliteit indien een verankering is toegepast.

### **Stap 11 Controleer uitvoeringsaspecten**

Het is van belang om te onderzoeken of het inbrengen van de grondkerende constructie mogelijk is, zonder of met aanvullende maatregelen in verband met trillingen, belendingen of het op diepte krijgen ervan ten gevolge van harde grondlagen.

## 8.6 Ontwerpen van horizontale grondkeringen

### 8.6.1 Algemeen

Om de constructie in de bouwkuip te kunnen realiseren zal deze bijna altijd in een bepaalde fase van het bouwproces droog moeten zijn. Tijdens de "droge fase" zal het in de bouwkuip aanwezige- en het toestromende water weggepompt moeten worden.

De hoeveelheid toestromend water wordt voor het grootste deel bepaald door toestroom van grondwater van onderaf. Aan de zijkanten van de kuip wordt de toestroom voor een groot gedeelte gehinderd door de wanden (sommige wanden zijn zelfs compleet waterdicht). Er zijn twee situaties waarbij de pompdebieten, veroorzaakt door verticaal toestromend water, beheerst kunnen blijven, namelijk bij:

- de aanwezigheid van een natuurlijke waterremmende laag (cohesieve grondlaag) in de ondergrond;
- een kunstmatig aangebrachte waterremmende- of waterdichte laag in de ondergrond:
  - bodeminjectielichaam (waterremmend);
  - onderwaterbeton vloer (waterdicht);
  - folieconstructie (deze methode wordt niet vaak toegepast en zal daarom niet verder behandeld worden).

In de volgende paragrafen wordt verder ingegaan op de aandachtspunten en het ontwerp van deze waterremmende lagen.

### 8.6.2 Natuurlijk aanwezige waterremmende laag

Bij deze methode wordt gebruik gemaakt van de waterremmende eigenschappen van de in-situ aanwezige grondlagen onder ontgravingsniveau. Het toestromende debiet wordt bepaald door de oppervlakte van de bouwkuip, de stijghoogte, de dikte van het waterremmende pakket en de hydraulische weerstand van het pakket; zie paragraaf 8.4.

De toetsing van een horizontale grondkering vindt plaats door een controle van het verticaal evenwicht. Hierbij dient de waterdruk op de onderkant van de waterremmende lagen kleiner te zijn dan het gewicht van de grond boven dit niveau; zie paragraaf 8.3.

Aandachtspunten:

- indien er funderingspalen voor de uiteindelijke constructie benodigd zijn, dient bij de keuze van het paaltype rekening gehouden te worden met het moment van installeren van de palen. Indien de palen worden aangebracht vanuit de droge ontgraven bouwkuip, dan moet rekening gehouden worden met het risico op kwel of lek langs de geïnstalleerde palen;
- de bouwkuipwanden dienen in de waterremmende laag geplaatst te worden.

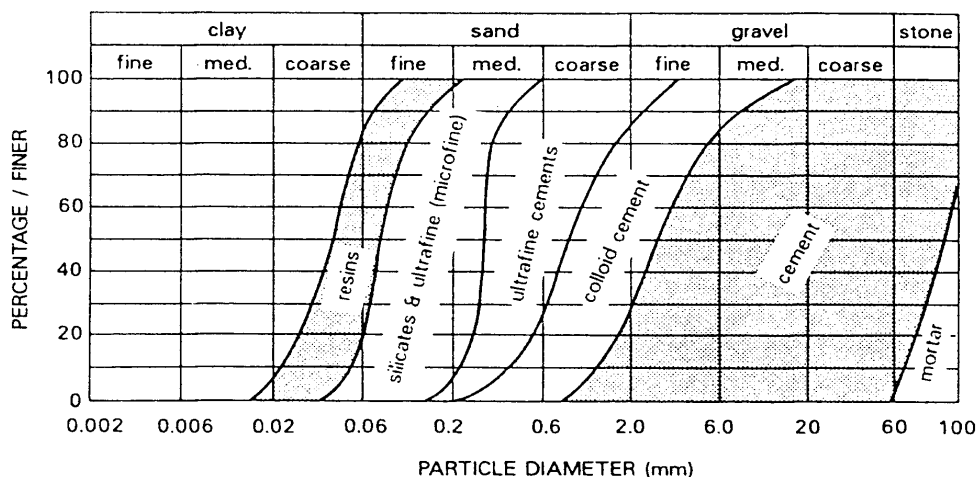
### 8.6.3 Injectielichaam

Als er geen natuurlijke waterremmende lagen aanwezig zijn, dan kan er een waterremmende laag gemaakt worden.

Een dergelijke laag wordt gemaakt door het injecteren van een zand- of grindlaag met een bepaald injectiemateriaal. Het injecteren gebeurt middels bodeminjectie of "*permeation grouting*", waarbij onder lage druk de poriënruimte van de laag opgevuld wordt met een injectiemateriaal. Het injectiemateriaal wordt bepaald door de korrelverdeling van de grondlaag en kan bestaan uit:

- kunstharsen (*resins*) (zeer dure oplossing, meestal niet economisch);
- waterglas (*silicates*; gels);
- grouts (op cementbasis).





**Figuur 8.6.1**

Injecteerbaarheid op basis van korrelverdeling (bron: Van der Stoel 2001, naar Tausch)

Bij het ontwerp van een injectielichaam dient gecontroleerd te worden op verticaal evenwicht, conform de toets van een in-situ waterremmende laag zoals behandeld in paragraaf 8.2.

De uitvoeringsfasering bij het aanbrengen van een waterremmende laag is als volgt:

1. aanbrengen wanden (en funderingspalen);
2. inbrengen injectielansen/-slangen/-puntjes;
3. injecteren waterglas;
4. ontgraven bouwkuip.

Aandachtspunten:

- uithardingstijd bedraagt 7 dagen;
- geen trillingen veroorzaken gedurende bodeminjectie en uitharden;
- de benodigde dikte van de laag bedraagt circa 1 meter;
- deze methode is niet geschikt voor een permanente oplossing. De injectielaag heeft een beperkte "levensduur" (maximaal 2 jaar);
- de waterremmende laag heeft *geen* constructieve functie (stempel);
- de bouwkuipwanden dienen minimaal te worden doorgezet tot de onderzijde van het injectielichaam;
- indien er voor de uiteindelijke constructie funderingspalen benodigd zijn, dienen deze *vóór* het maken van de injectielaag geïnstalleerd te worden.

#### 8.6.4 Onderwaterbeton vloer (ongewapend)

Een onderwaterbeton (OWB) vloer is zoals de naam beschrijft een onder water aangebrachte betonnen vloer. De bouwput wordt pas droog gepompt als de OWB is uitgehard.

In deze paragraaf wordt ingegaan op een OWB-vloer, welke ongewapend is en een tijdelijke functie heeft<sup>4</sup>.

Een OWB-vloer kan op twee manieren worden uitgevoerd:

1. als evenwichtsconstructie (gewicht vloer samen met eventuele grondlagen > waterdruk);
2. gekoppeld aan trekelementen (gewicht vloer < waterdruk).

Indien de vloer wordt uitgevoerd als een evenwichtsconstructie, dan wordt de dikte van de vloer zo gekozen dat het gewicht van vloer groter is dan de opwaarts gerichte waterdruk. De toets is behandeld in de voorgaande paragrafen.

<sup>4</sup> In een enkel uitzonderlijk geval kan een OWB-vloer als permanente, constructieve vloer worden uitgevoerd; in een dergelijke situatie is de vloer meestal gewapend.

Indien de vloer wordt gekoppeld aan trekelementen (bouwkuipwanden en/of trekpalen, -ankers, etc.) dan kan de vloer worden ontworpen aan de hand van CUR aanbeveling 77. Voor dit type vloeren geldt een minimale gemiddelde dikte van 0,8 meter.

Het voordeel van een OWB-vloer is dat deze tevens een constructieve stempelfunctie heeft voor de bouwkuipwanden. Als stempelniveau kan  $0,25 \cdot H_{\text{OWB}}$  worden aangehouden (vanaf de bovenzijde van het OWB). Het volumiek gewicht van een ongewapende OWB-vloer kan worden gesteld op  $\gamma_{\text{OWB,rep}} = 23 \text{ kN/m}^3$ .

#### Modelleringsaspecten

Bij het ontwerp van de bouwkuip dient ervoor gezorgd te worden, dat er onder het OWB aan de passieve zijde geen negatieve korrelspanningen aanwezig zijn. Indien de OWB als grondlaag wordt gemodelleerd dient deze laag een gewicht te hebben dat minimaal gelijk is aan de wateroverspanningen onder deze laag. Indien het OWB wordt gemodelleerd als een stempel, dan dient aan de passieve zijde een bovenbelasting in rekening te worden gebracht welke gelijk is aan de wateroverspanningen onder het OWB.

Uitvoeringsfasering:

1. aanbrengen wanden (en funderingspalen);
2. nat ontgraven bouwkuip;
3. aanbrengen grind- of zandlaag (ter nivellering);
4. storten OWB;

Droog pompen bouwkuip (na uitharden OWB).

Aandachtspunten:

- de eventuele funderingspalen dienen voorafgaande aan het "in den natte" ontgraven van de bouwkuip te worden geïnstalleerd, of eventueel - afhankelijk van het paalsysteem - na de ontgraving met behulp van een traverse te worden geïnstalleerd;
- voor het storten van het OWB dienen damwandkassen en eventueel aanwezige funderingselementen goed schoongemaakt te zijn, zodat een goede aansluiting/hechting gegarandeerd wordt;
- bij het toepassen van een OWB-vloer dient rekening gehouden te worden met een extra ontgravingsdiepte van minimaal circa 0,3m onder onderzijde OWB, voor het aanbrengen van een grind- of zandlaag. Deze laag dient als stortbed voor het OWB en wordt toegepast bij een cohesieve ondergrond. Bij veengronden wordt altijd zand toegepast, indien er een kans is op overmatig resterende slib. Vanwege een betere doseerbaarheid wordt er bij dunnere lagen grind toegepast.

## 8.7 Ontwerp van ankers

### 8.7.1 Algemene grenstoestanden

In hoofdstuk 5 is een beschrijving gegeven van verschillende ankersystemen. In deze en volgende paragrafen wordt het ontwerp van een bouwkuipverankering behandeld. Hierbij wordt specifiek gekeken naar een verankering middels ankerschotten, groutankers of stempels.

Bij verankeringen in de grond worden gronddrukken op de bouwkuipwanden via trekkrachten overgebracht naar de ondergrond. Bij verankeringen door stempels worden de gronddrukken als drukkracht in de stempel opgenomen.

Voor de dimensionering van verankeringen in het algemeen dienen de volgende grenstoestanden beschouwd te worden, zowel ieder afzonderlijk als in combinatie:

- constructief bezwijken van het trekelement of de ankerkop, ten gevolge van de uitgeoefende spanningen;
- verdraaiing of corrosie van de ankerkop;
- bij gegroute ankers, bezwijken van het contactvlak tussen het groutlichaam en de grond;
- bij gegroute ankers, bezwijken van de aanhechting tussen het trekelement en de grout;
- bij dodemanbed ankers, bezwijken door onvoldoende weerstand van het dodemanbed;
- verlies van ankerkracht door uitzonderlijke verplaatsingen van de ankerkop of door kruip en relaxatie;
- bezwijken of uitzonderlijke vervorming van delen van de constructie vanwege de daarop uitgeoefende ankerkracht;
- verlies van algehele stabiliteit van de ondersteunende grond en de kerende constructie;
- interactie van groepen ankers met de grond en belendende constructies.

Bij het ontwerp van een verankering dient het volgende te worden uitgevoerd:

- dimensionering ankerstang;
- dimensionering verankeringslichaam (ankerschot/groutlichaam);
- toets evenwicht verankeringsmassief (massief tussen wand en verankeringslichaam, Kranz stabiliteit).

Als uitgangspunt voor deze berekeningen geldt de op basis van het ontwerp van de bouwkuipwand bepaalde ankerkracht:  $F_{A,max}$  (stap 6 of 9.1 van het CUR 166 stappenplan).

### 8.7.2 Ontwerpsituaties

Bij de selectie van de ontwerpsituaties moet gekeken worden naar:

- alle omstandigheden gedurende de bouw van de constructie;
- alle voorziene omstandigheden tijdens de ontwerplevensduur van de constructie;
- alle van toepassing zijnde grenstoestanden genoemd in 8.6.1, en de combinaties hiervan;
- het voorziene grondwaterniveau en de waterdrukken in artesische watervoerende lagen;
- de gevolgen van het bezwijken van een willekeurige verankering;
- de mogelijkheid dat de bij het voorspannen op de verankering uitgeoefende krachten (anker krachten) groter kunnen zijn dan de krachten die in het ontwerp van de constructie zijn vereist.

### 8.7.3 Aandachtspunten

In enkele gevallen dient rekening gehouden te worden met andere fenomenen, die invloed hebben op de dimensionering van de ankers, bijvoorbeeld:

- zakkende grond op de ankers;
- golfbelastingen;
- corrosie van de ankerstangen;
- uitval van ankers.

Indien de afstand tussen de onderlinge ankers te groot wordt ten opzichte van de sterkte c.q. stijfheid van de wand, zal een gording toegepast moeten worden, om de op de wand werkende krachten over te brengen naar de ankers. Het ontwerp van een gording wordt behandeld in de paragraaf over ontwerp van stempels (zie 8.9).

Indien ankers in een verticaal vlak onder een hoek worden geplaatst, resulteert dit deels in een verticale belasting op de bouwkuipwand. Bij het ontwerp van de lengte van de bouwkuipwand, dient hiermee rekening te worden gehouden.

Voor andere ankersystemen zijn in de CUR-166 - op basis van empirie - formules gegeven voor het bepalen van de houdkracht.

### 8.7.4 Ontwerp van ankerschotten

In deze paragraaf worden ankerschotten behandeld; groutankers worden, vanwege de specifieke berekeningswijze, separaat in de volgende paragraaf behandeld.

#### **Dimensionering ankerstang**

Bij de dimensionering van de ankerstang dient men rekening te houden met:

- hellingshoek van de ankers ( $\alpha$ , hoek tussen anker en de horizontaal);
- onderlinge afstand van de ankerstangen (h.o.h.).

De kracht per anker kan als volgt bepaald worden:

$$F_{A,max} (kN) = \frac{h.o.h.(m)}{\cos(\alpha)} \cdot F_{A,max;hor} \left(\frac{kN}{m}\right) \quad (8.7.1)$$

Voor de sterkte van de ankerstang geldt:

$$F_{r;st;d} \geq F_{s;st;d} = 1,25 \cdot F_{A,max} \quad (8.7.2)$$

$$F_{r;st;d} = \min\left(\frac{F_{r;br;rep}}{1,4}; \frac{F_{r;vloei;rep}}{1,0}\right) \quad (8.7.3)$$

waarin:

$F_{r;st;d}$  - rekenwaarde van de kracht die de ankerstaaf kan opnemen;

$F_{r;br;rep}$  - representatieve waarde van de breukkracht van de ankerstaaf;

$F_{r;vloei;rep}$  - representatieve waarde van de vloeikracht van de ankerstaaf.

NB: Bij ankerstaal is meestal de toets op basis van de breukkracht maatgevend.

#### **Dimensionering ankerlichaam**

Voor de toetsing van het ankerlichaam geldt:

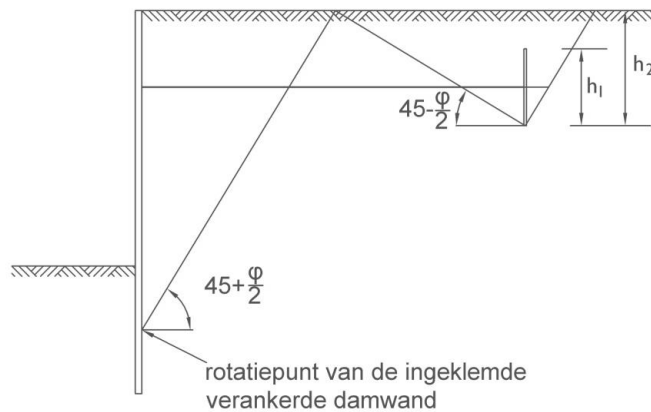
$$F_{r;A;p;d} \geq F_{S;A;d} = 1,1 \cdot F_{A,max} \quad (8.7.4)$$

waarbij:

$F_{r;A;p;d}$  - de rekenwaarde van de houdkracht van het ankerlichaam  
(hier een ankerwand of ankerschot)

### Ankerwand of ankerschot

Als basis-uitgangspunt kan gesteld worden dat de afstand tussen bouwkuipwand en ankerlichaam zo groot dient te zijn, opdat het actieve glijvlak van de bouwkuipwand en het passieve glijvlak van het ankerlichaam elkaar niet snijden; zie figuur 8.7.1.



**Figuur 8.7.1**

Glijvlakken damwand-geklemd en ankerwand (bron: CUR-166, 4<sup>e</sup> druk, oktober 2005)

Let op:

- bij een verankerde damwand ingeklemd ligt het rotatiepunt in het maximum van het moment (in het dwarskracht nul punt  $D=0$ );
- bij een verankerde vrij opgelegde damwand ligt het rotatiepunt aan de onderkant van de damwand.

De berekening van de houdkracht van een ankerlichaam gebeurt in het algemeen op basis van de theorie van Coulomb, voor rechte glijvlakken. Hierbij wordt de rekenwaarde van de houdkracht gevonden via de krachten van de passieve en actieve wiggen aan respectievelijk de voor- en achterzijde van de ankerwand. Eventueel aanwezige bovenbelastingen mogen niet meegerekend worden bij de bepaling van de passieve weerstand aan de voorzijde van de wand.

De houdkracht van een ankerschot kan worden berekend met de volgende formule:

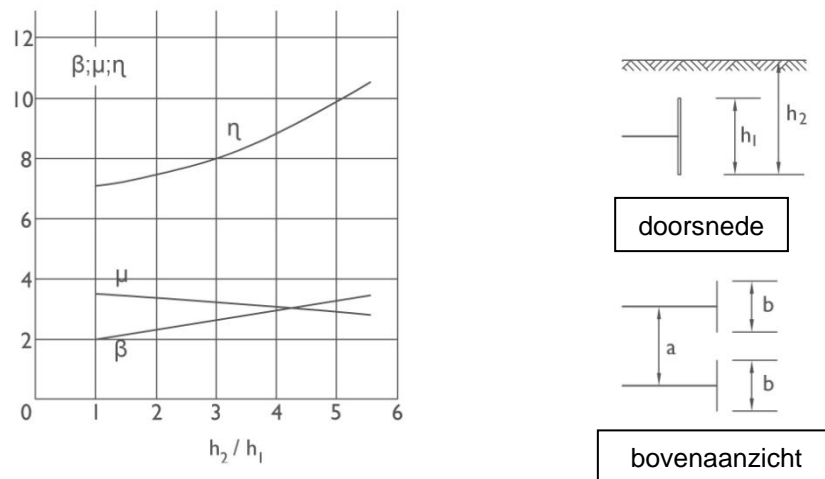
$$F_{r;A;p;d} = 0,5(\beta + \alpha - 1)h_1h_2^2\gamma'_d \left( \frac{1+\sin\phi'_d}{1-\sin\phi'_d} - \frac{1-\sin\phi'_d}{1+\sin\phi'_d} \right) - p_d h_1 h_2 (\beta + \alpha - 1) \left( \frac{1-\sin\phi'_d}{1+\sin\phi'_d} \right) \quad (8.7.5)$$

waarin:

- $F_{r;A;p;d}$  - rekenwaarde van de passieve weerstand van het ankerlichaam [kN];
- $\beta$  - factor van Buchholz ( $\beta \geq 2$ , zie figuur 8.7.2);
- $\alpha$  - verhouding tussen breedte ( $b$ ) en hoogte ( $h_1$ ) van het ankerschot;
- $h_1$  - hoogte van het ankerschot [m];
- $h_2$  - afstand maaiveld tot onderkant ankerschot [m];
- $\gamma'_d$  - rekenwaarde van het effectieve soortelijk gewicht van de grond [kN/m<sup>3</sup>];
- $\phi'_d$  - rekenwaarde van de hoek van inwendige wrijving van de grond [<sup>o</sup>].

**Figuur 8.7.2**

Waarde voor  $\beta$  (voor  $\varphi'_{rep} = 35^\circ$ ) en schematische weergave geometrische aspecten ankerschot (bron: CUR-166, 4<sup>e</sup> druk, oktober 2005)



**Evenwicht verankeringsmassief**

Met de toets van evenwicht van het ankermassief wordt de afstand tussen ankerlichaam en bouwkuipwand bepaald, zodat er geen bezwijken van de totale constructie optreedt. Deze toets wordt ook wel de Kranz stabiliteit genoemd.

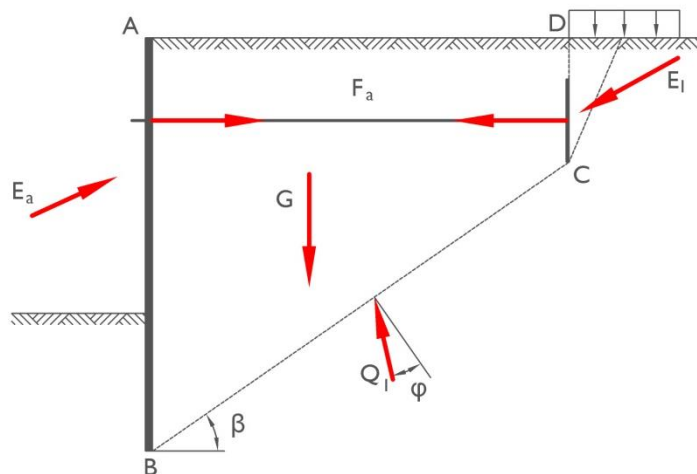
Bij een te kleine afstand tussen wand en ankerlichaam zal er een glijvlak ontstaan dat loopt van het dwarskrachtenuitvalpunt van de damwand naar:

- onderzijde ankerwand (bij een vrij opgelegd ankerscherm);
- dwarskrachtenuitvalpunt ankerwand (bij een ingeklemd ankerscherm);
- midden groutlichaam bij het toepassen van groutanker.

Voor voldoende stabiliteit dient de rekenwaarde van de ankerkracht (uit de damwandberekening) opgenomen te kunnen worden door de grondmoot welke wordt begrensd door: maai-veld, verticale damwand en ankerlichaam, het aangenomen rechte glijvlak tussen de hierboven genoemde punten. De situatie wordt grafisch weergegeven in figuur 8.7.3.

**Figuur 8.7.3**

Methode Kranz bij ankerschot



Voor voldoende stabiliteit dient voldaan te worden aan:

$$1,5F_{A,max} \leq F_{r,Kr,rep}$$

waarin:

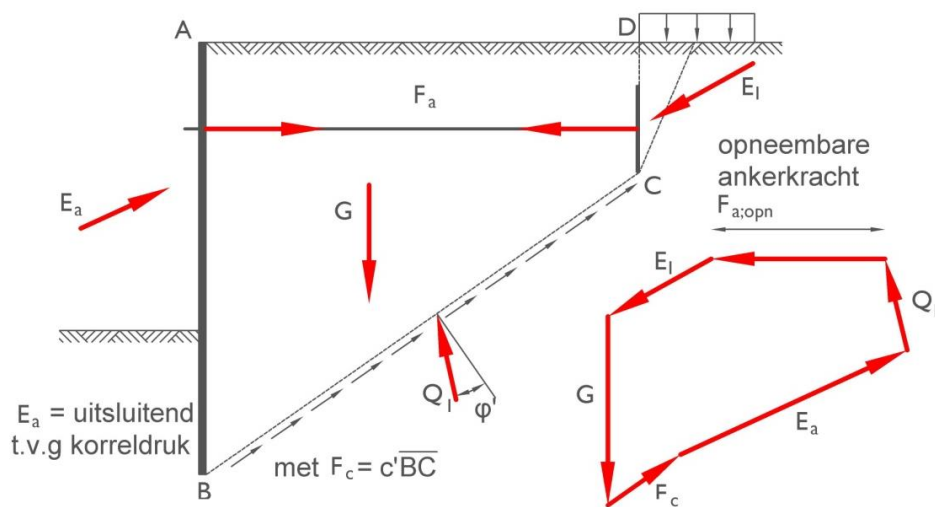
$F_{r,Kr,rep}$  - de maximaal leverbare ankerkracht volgens "Kranz" is (bepaald met representatieve waarden voor de grondeigenschappen).

Op het grondlichaam werken de volgende krachten (zie figuur 8.7.3):

- G - gewicht van het grondlichaam ABCD;
- $E_a$  - de reactiekracht van de actieve gronddruk (achterzijde van de damwand);
- $E_1$  - de tegen de achterzijde van het ankerschot (lijn CD) werkende actieve gronddruk (eventueel aanwezige bovenbelasting dient hierbij in rekening gebracht te worden);
- $F_{A,opn}$  -  $F_{r;Kr;rep}$  de via het ankerlichaam op het grondlichaam werkende kracht;
- $Q_1$  - de kracht in het schuifvlak BC (wrijvingskracht), welke in bezwijktoestand een hoek  $\varphi'$  maakt met de normaal op dit vlak.

Indien er cohesie aanwezig is dan levert deze een additionele (passieve of tegenwerkende) kracht op het grondlichaam. De richting van deze kracht is evenwijdig aan het schuifvlak BC.

De bovengenoemde krachten zijn alle bekend met uitzondering van  $F_{A,opn}$ . Deze kracht kan worden bepaald door alle krachten grafisch uit te zetten en het geheel "sluitend" te maken door  $F_{A,opn}$ . Dit proces is weergegeven in figuur 8.7.4.



**Figuur 8.7.4**  
Uitwerken methode  
Kranz voor grond met  
cohesie

## 8.8 Ontwerpen van groutankers

### 8.8.1 Algemeen

Door de verankering met groutankers worden gronddrukken op de bouwkuipwanden via trekkrachten overgebracht naar de ondergrond.

Bij verankeringen met groutankers dienen bovendien de in paragraaf 8.6 aangegeven grenstoestanden te worden onderzocht:

- dimensionering ankerstang;
- dimensionering verankeringslichaam (groutlichaam);
- toets evenwicht verankeringsmassief (massief tussen wand en verankeringslichaam, Kranz stabiliteit).

Naast deze dimensionering is bij groutankers specifiek ook de plaats van het ankerlichaam van belang.

Als uitgangspunt voor de berekeningen geldt de op basis van het ontwerp bij de bouwkuipwand bepaalde ankerkracht:  $F_{A,max}$ .

De kracht per anker kan als volgt bepaald worden:

$$F_{A,max} (kN) = \frac{h.o.h.(m)}{\cos(\alpha)} \cdot F_{A,max;hor} \left(\frac{kN}{m}\right) \quad (8.8.1)$$

Als uitgangspunt voor deze berekeningen geldt de op basis van het ontwerp van de bouwkuipwand bepaalde ankerkracht:  $F_{A,max}$  (stap 6 of 9.1 van het CUR 166 stappenplan).

Afhankelijk van de hellingshoek van het anker wordt een veiligheidscoëfficiënt toegepast, tabel 8.8.1.

**Tabel 8.8.1**  
Veiligheidscoëfficiënt  
ankerhelling

Ankerhelling	Veiligheidscoëfficiënt n
< 1 : 2	1,5
1 : 2 - 1 : 1	1,75
> 1 : 1	2,0

### 8.8.2 Evenwicht verankeringsmassief

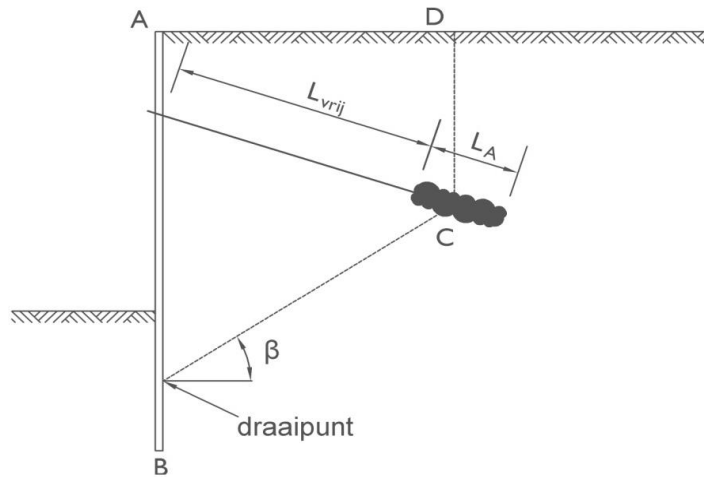
Met de toets van evenwicht van het ankermassief wordt de afstand tussen ankerlichaam en bouwkuipwand bepaald, zodat er geen bezwijken van de totale constructie optreedt. Deze toets wordt ook wel de Kranz stabiliteit genoemd.

Bij een te kleine afstand tussen wand en ankerlichaam zal er een glijvlak ontstaan dat loopt van het dwarskrachtenuitvalpunt van de wand naar:

- onderzijde ankerwand (bij een vrij opgelegd ankerscherm);
- dwarskrachtenuitvalpunt ankerwand (bij een ingeklemd ankerscherm);
- midden groutlichaam bij groutanker.

Voor voldoende stabiliteit dient de rekenwaarde van de ankerkracht (uit de damwandberekening) opgenomen te kunnen worden door de grondmoot, die wordt begrensd door: maaiveld, verticale damwand, groutanker en het aangenomen rechte glijvlak tussen de hierboven genoemde punten. De situatie wordt grafisch weergegeven in figuur 8.8.1





**Figuur 8.8.1**  
Methode Kranz bij  
groutankers voor een  
ingeklemde damwand

Voor voldoende stabiliteit dient voldaan te worden aan:

$$1,5F_{A,max} \leq F_{r;Kr;rep} \quad (8.8.2)$$

Waarin:

$F_{r;Kr;rep}$  - de maximaal leverbare ankerkracht is volgens de Kranz stabiliteit (bepaald met representatieve waarden voor de grondeigenschappen).

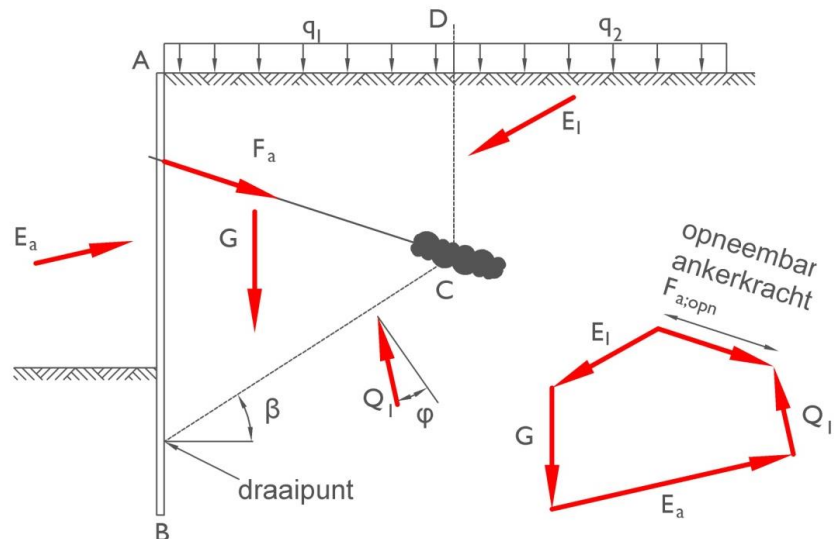
Op het grondlichaam werken de volgende krachten (zie figuur 8.8.2):

- G - gewicht van het grondlichaam ABCD;
- $E_a$  - de reactiekracht van de actieve gronddruk (achterzijde van de damwand);
- $E_1$  - de op de lijn CD werkende actieve gronddruk (eventueel aanwezige bovenbelasting dient hierbij in rekening gebracht te worden);
- $F_{A,opn} = F_{r;Kr;rep}$  - de via het ankerlichaam op het grondlichaam werkende kracht;
- $Q_1$  - de kracht in het schuifvlak BC (wrijvingskracht), welke in bezwijktoestand een hoek  $\phi$  maakt met de normaal op dit vlak;
- $\beta$  - de hoek tussen damwand en middenpint groutanker, met als randvoorwaarde  $\beta \leq \phi$ . Het startpunt voor de hoek vormt het dwarskrachtennulpunt (bij een in klemming) of de onderkant van de damwand (bij een vrije oplegging).

Indien er cohesie aanwezig is dan levert deze een additionele (passieve of tegenwerkende) kracht op het grondlichaam. De richting van deze kracht is evenwijdig aan het schuifvlak BC.

De bovengenoemde krachten zijn alle bekend met uitzondering van  $F_{A,opn}$ . Deze kracht kan worden bepaald door alle krachten grafisch uit te zetten en het geheel "sluitend" te maken door  $F_{A,opn}$ . Dit proces is weergegeven in figuur 8.8.2.

**Figuur 8.8.2**  
Uitwerking Kranz  
stabiliteit



*Gewicht G*

Het grondgedeelte met gewicht G bestaat uit het effectieve grondgewicht (zonder water).

*De actieve drukken  $E_a$  en  $E_1$*

Deze beide actieve drukken worden berekend met behulp van de verticale korrelspanningen en de bij een bepaalde hoek van inwendige wrijving behorende coëfficiënt voor de actieve gronddruk. Hierbij kan rekening worden gehouden met een eventuele hoek voor de wandwrijving.

*Bovenbelasting  $q_1$  en  $q_2$*

Met de aanwezigheid van bovenbelasting moet worden gerekend indien deze het evenwicht ongunstig beïnvloedt;  $q_1$  zal dus altijd via  $E_1$  in rekening worden gebracht. De bovenlast  $q_2$  zal alleen in rekening worden gebracht indien de hoek  $\beta$  groter is dan de hoek van inwendig wrijving. De weerstandbiedende kracht Q in het diepe glijvlak zal dan ongunstig worden beïnvloed.

*De kracht Q in het diepe glijvlak*

Voor de vorm van het diepe glijvlak wordt uit praktische overwegingen een rechte lijn aangehouden tussen draaipunt van de damwand en het hart van het verankerslichaam. In werkelijkheid zal deze verbindingslijn gekromd zijn, maar hiermee kan worden gerekend indien sprake is van een homogene grond met constante hoek van inwendige wrijving.

Vaak zal het glijvlak echter door grondlagen lopen met verschillende eigenschappen, waardoor ook theoretisch nog geen oplossing aanwezig is. Bovendien kan worden aangetoond dat de benadering met een recht glijvlak leidt tot een iets veiliger oplossing. De kracht Q maakt een hoek van  $\phi$  met de normaal op dit glijvlak en is een kracht waarvan de richting bekend is en de grootte onbekend.

Indien verschillende lagen worden doorsneden, dan wordt met de kleinste  $\phi$  verder gegaan.

*Mogelijke ankerkracht A*

Van de krachten die werken op het grondlichaam ABCD zijn  $G$ ,  $E_a$ ,  $E_1$  bekend. De krachten Q en A zijn bekend in richting en onbekend in grootte. Deze beide krachten zullen de krachtenveelhoek sluiten. Dit betekent dat voor het grondlichaam in horizontale en verticale richting ( $\Sigma H=0$  en  $\Sigma V=0$ ) evenwicht heerst. Hierbij wordt een waarde voor A gevonden. Deze waarde A is de grootst mogelijke ankerkracht die de weerstand aan het grondlichaam ABCD tegen afschuiven kan leveren. Tussen de mogelijke ankerkracht A en de optredende ankerkracht  $A_0$  dient een verhouding "n", de veiligheidscoëfficiënt, te bestaan.

### 8.8.3 Dimensionering ankerlichaam

De schuifspanning tussen grout en grond levert de benodigde ankerkracht.

Het ontwerp van een groutanker kan op basis van bezwijkproeven of op basis van empirische relaties worden gemaakt.

De maatgevende bezwijkmechanismen zijn:

- bezwijken grout – grond;
- bezwijken grout – staal.

Voor de toetsing van het groutlichaam geldt:

$$F_{r;A;gr;d} \geq F_{s;A;d} = 1,1 \cdot F_{A,max} \quad (8.8.3)$$

waarbij:  $F_{r;A;gr;d}$  - de rekenwaarde is van de houdkracht van het groutlichaam.

Verder geldt:

$$F_{r;A;gr;d} = \frac{\xi}{\gamma_{m;b}} \cdot F_{r;A;gr;min} \quad (8.8.4)$$

waarin:

$F_{r;A;gr;min}$  - indicatie van de minimale houdkracht in kN.

$\xi$  -reductiefactor op basis van het aantal controleproeven. Indien op alle ankers een controleproef wordt uitgevoerd (verplicht bij alle damwandconstructies vallend in veiligheidsklasse II en III van CUR-166), kan deze factor op 1 worden gesteld.  $\xi$  op basis van tabel 1 uit NEN6743.

$\gamma_{m;b}$  -partiële materiaalfactor (= 1,4 conform NEN6740), indien op alle ankers een controleproef wordt uitgevoerd, kan deze factor worden gesteld op 1,25.

#### *Dimensioneren op empirische relaties*

De draagkracht van groutankers kan op basis van de conusweerstand bepaald worden met de onderstaande empirische relatie:

$$F_{r;A;gr;min} = f_{k;rep} \cdot L_A \quad (8.8.5)$$

waarin:

$f_{k;rep}$  - representatieve waarde van de vasthoudkracht volgens tabel 8.8.2;

$L_A$  - lengte van het groutlichaam.

Conusweerstand $q_c$ [MPa]	Representatieve waarde houdkracht $f_{k;rep}$ [kN/m lengte groutlichaam]
5 – 10	65 – 100
10 – 15	100 – 135
15 – 20	135 – 170

**Tabel 8.8.2**

Indicatie voor de houdkracht van groutankers in zand (Langhorst)

De minimale lengte van het groutlichaam is 4 m en de optimale lengte is 6 à 7 m.

#### *Bezwijken grout - grond*

Over de wrijving tussen grond en grout is niets exact te zeggen. Men vindt de meest betrouwbare informatie omtrent de toelaatbare schuifspanningen bij geschiktheidsproeven. Bij een eerste benadering kan met een wrijving van 2% van de conusweerstand, met een maximum van 0,3 N/mm<sup>2</sup>, gerekend worden.

$$\tau_{grout/grond} = \frac{F_{r;A;gr;d}}{(\varnothing_{grout} * \pi * L_{grout})} \leq 0,2 * q_c \leq 0,3 \text{ N/mm}^2 \quad (8.8.6)$$

### Bezwijken grout - staal

Over de aanhechting tussen grout en staal kan gezegd worden, dat deze voor glad resp. geribd staal 1,5 respectievelijk 2,2 N/mm<sup>2</sup> bedraagt, bij een druksterkte van het groutmateriaal van 30 N/mm<sup>2</sup>. Er wordt verondersteld dat dit criterium een rol gaat spelen bij conusweerstand van meer dan 10 MN/m<sup>2</sup>.

$$\tau_{\text{staal/grout}} = \frac{F_{r;A;gr;d}}{(\varnothing_{\text{staal}} * \pi * L_{\text{grout}})} < \tau_{\text{max}} = 1,5 / 2,2 \text{ (glad/geribd)} \quad (8.8.7)$$

### 8.8.4 Dimensionering ankerstang

Bij de dimensionering van de ankerstang dient rekening gehouden te worden met:

- hellingshoek van de ankers ( $\alpha$ , hoek tussen anker en de horizontaal);
- onderlinge afstand van de ankerstangen (h.o.h.).

Voor de sterkte van de ankerstang geldt:

$$F_{r;st;d} \geq F_{s;st;d} = 1,25 \cdot F_{A;max} \quad (8.8.8)$$

$$F_{r;st;d} = \min\left(\frac{F_{r;br;rep}}{1,4}; \frac{F_{r;vloei;rep}}{1,0}\right) \quad (8.8.9)$$

waarin:

- $F_{r;st;d}$  - rekenwaarde van de kracht die het ankerstaaf kan opnemen [kN];  
 $F_{r;br;rep}$  - representatieve waarde van de breukkracht van de ankerstaaf [kN];  
 $F_{r;vloei;rep}$  - representatieve waarde van de vloeikracht van de ankerstaaf [kN].

Bij ankerstaal is meestal de toets op basis van de breukkracht maatgevend.

### 8.8.5 Plaats van het groutanker

Een groot aantal factoren bepaalt de plaatsing van de ankers:

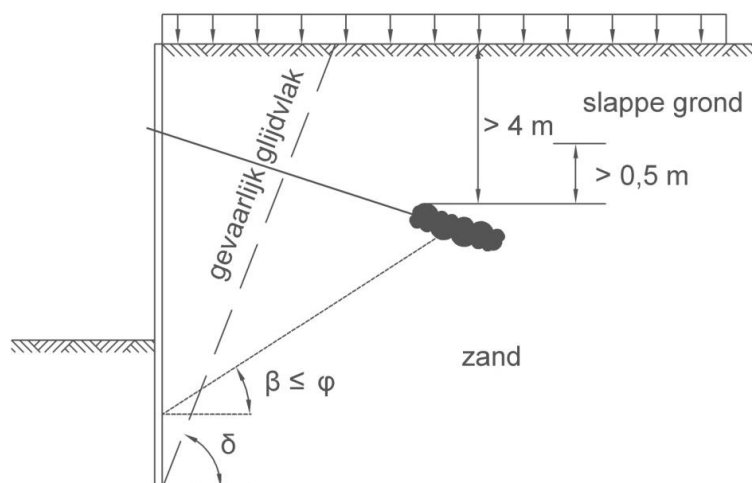
- A. de grondgesteldheid;
- B. de grondwaterstand;
- C. constructieve eisen;
- D. de ligging van rioleringen, leidingen kabels en funderingen buiten de bouwkuip;
- E. de op te nemen ankerkracht en de daaruit volgende afstand tussen de ankers onderling;
- F. het evenwicht van de ankerrij.

*Ad. A:*

De grondgesteldheid is in verband met de berekening van het evenwicht van grote invloed, aangezien er voldoende veiligheid tegen afschuiven aanwezig moet zijn. Tevens dient de laag waarin de groutprop (ankerlichaam) wordt aangebracht van voldoende kwaliteit te zijn om de benodigde ankerkracht te leveren. (figuur 8.8.3)

*Ad. B:*

De ligging van de grondwaterstand is van belang in verband met het inbrengen van het groutanker. Het makkelijkst geschiedt dit boven de grondwaterstand, zodat ook na het branden van een gat in de damwand en tijdens het inslaan van de buis geen water uit kan treden en ook geen grond meegevoerd kan worden (zie ook hoofdstuk 5, Uitvoering van bouwkuipen). Met behulp van enige voorzieningen is het mogelijk om ankers beneden de grondwaterstand aan te brengen. De te nemen maatregelen zijn afhankelijk van de waterstand en de waterdruk op het niveau van inbrengen. Te denken valt hier aan het toepassen van packers, stijgbuizen en een eventuele tijdelijke strengbemaling.



**Figuur 8.8.3**  
plaats van een grou-  
tanker

*Ad. C:*

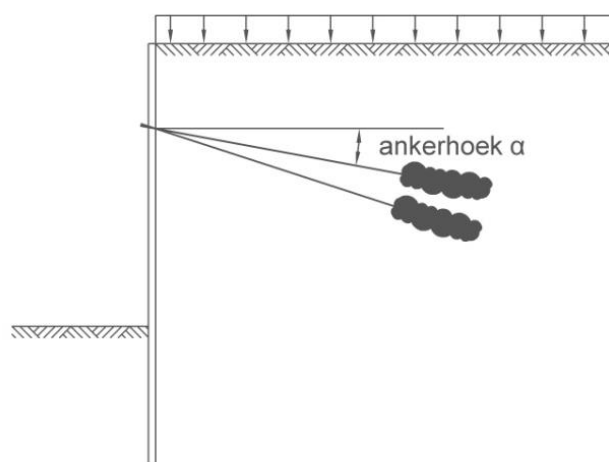
Uit de constructie kunnen eisen naar voren komen waardoor bijvoorbeeld een gording tegen de damwand gewenst is. Men kan dan streven naar een trekging: een gording over de kop van de damwand met hoog aangebrachte in het dal van de damwand gelegen ankers, of, indien de ankers dicht bij elkaar staan, naar een constructie zonder gording.

*Ad. D:*

De aanwezigheid van leidingen, rioleringen en funderingen kan bepalend zijn voor de hoogte van inbreng en de te kiezen helling van het anker. Juist dit type verankering heeft het voordeel dat men zonder bezwaar een verankeringslichaam (groutprop) onder (of tussen!) bestaande constructies kan aanbrengen.

*Ad. E:*

De grootte van de op te nemen ankerkracht kan aanleiding geven tot het zeer dicht naast elkaar aanbrengen van de ankers. Aangezien bij het aanbrengen van de verankeringslichamen wederzijdse beïnvloeding niet uitgesloten is, kan men de gekozen helling zien als een gemiddelde. Door de helling van de ankers te variëren met bijvoorbeeld  $5^\circ$  plus en min ten opzichte van de gemiddelde helling, komen de eigenlijke groutpropven (verankeringslichamen) verder uit elkaar te liggen. (figuur 8.8.4)



**Figuur 8.8.4**  
Plaats van een grou-  
tprop;  
ankerhoek

Ad.F:

Indien de ankers voldoende ver uit elkaar staan, zal, zoals gebleken is uit proefbelastingen, de variatie in schuifspanning op het anker in geen enkele relatie staan tot de verticale korrel-druk ter plaatse.

De hoge schuifspanningen zijn dan alleen verklaarbaar uit een zeer grote ruimtelijke werkingssfeer in de ankers, waarbij de bovenbelasting zich concentreert op het relatief kleine ankerlichaam.

Indien de ankers dicht bij elkaar staan, zal deze ruimtelijke werking niet kunnen optreden en zullen de ankers min of meer als één kluit gaan werken, waarbij de schuifspanning op de onder- en bovenkant van de plaat direct afhankelijk is van de verticale korrel-druk ter plaatse volgens  $\tau = \sigma_z * \tan \phi$ .

Afhankelijk van de afstand tussen de ankers moet dan ook rekening worden gehouden met een effectieve lengte  $L'$  volgens formule 8.8.8 en figuur 8.8.5.

$$L'_{grout} = L_{grout} - t / (2 \tan \phi) \quad (8.8.8)$$

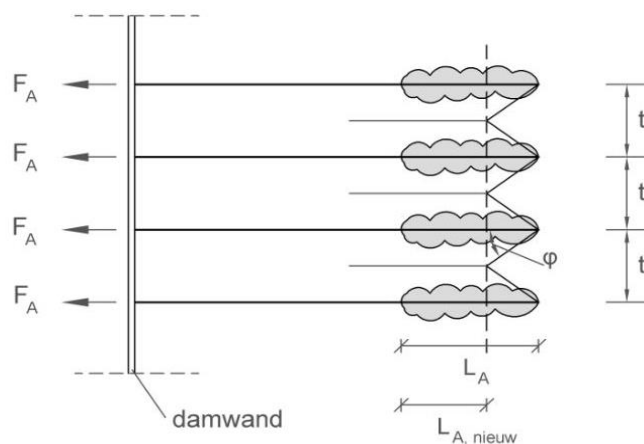
waarin:

- $L_{grout}$  - lengte groutlichaam (ankerlichaam)[m];
- $L'_{grout}$  - effectieve lengte groutlichaam [m];
- $t$  - h.o.h. afstand van de groutankers [m];
- $\phi$  - hoek van de inwendige wrijving [°].

Op deze wijze krijgt men de maximale kracht die de ankers kunnen leveren. Blijkt deze onvoldoende, dan zal men in het algemeen overgaan tot een diepere ligging van het verankeringslichaam.

Algemeen geldt, dat bij een h.o.h. ankerafstand van  $\pm 10$  keer de diameter van het ankerlichaam (hier groutanker) geen groepswerking van de ankers optreedt.

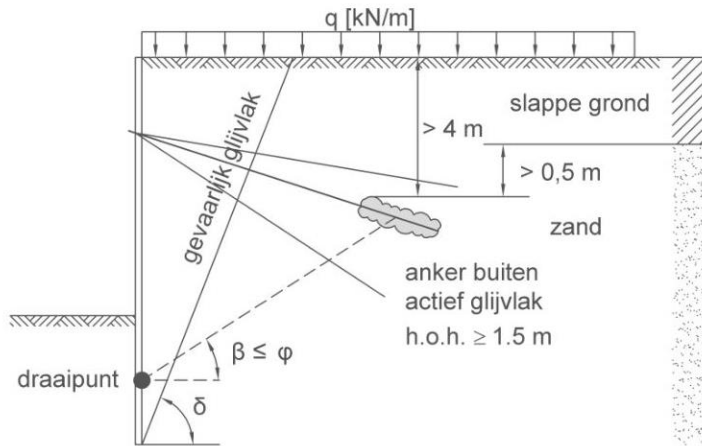
**Figuur 8.8.5**  
Ankerrij -  
bovenaanzicht



De aanbevolen minimale onderlinge afstand van de ankers is 1,5 m. Indien de ankers dicht bij elkaar moeten, wordt dit bereikt door de helling waaronder de ankers staan te laten verspringen; zie figuur 8.8.4. Voor de veiligheid is het echter beter om een groot aantal kleine ankers toe te passen dan een klein aantal grote ankers. Uiteraard moet er een compromis gevonden worden tussen h.o.h.-afstand en anker grootte.

### 8.8.6 Samenvatting ontwerpregels groutankers

De ontwerpregels zijn in figuur 8.8.6 samengevat.

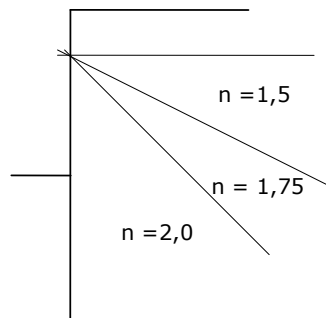


**Figuur 8.8.6**  
Samenvatting ontwerpregels groutanker

Damwand ingeklemd: Draaipunt waar  $M = \text{maximaal}$   
Draaipunt waar  $D = 0$

Damwand vrij opgelegd: Draaipunt aan onderkant damwand

Veiligheidscoëfficiënt	
Ankerhelling	$n$
$< 1 : 2$	1,5
$1 : 2 - 1 : 1$	1,75
$> 1 : 1$	2,0



Na het ontwerpen moet het anker op de volgende bezwijkcriteria worden gecontroleerd:

- bezwijken grout - grond
- bezwijken grout - staal
- grondbreuk
- bezwijken staal
- evenwicht ankerrij

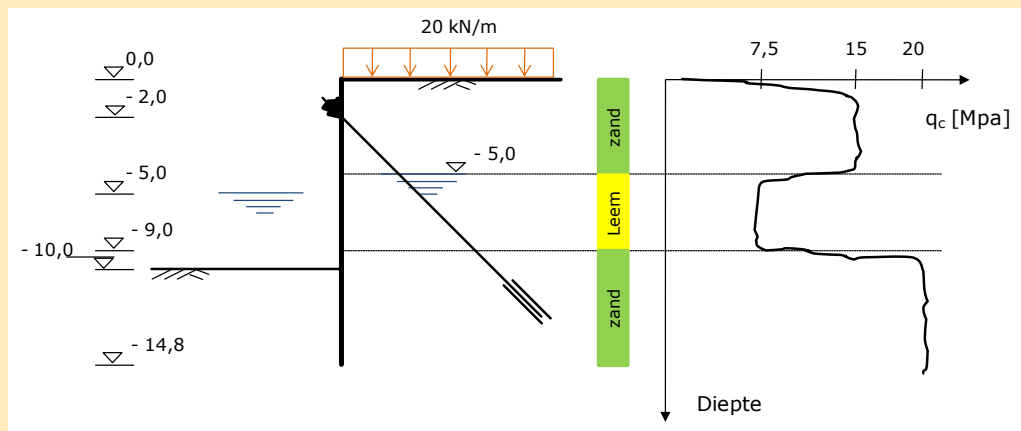
### 8.7.6 Voorbeeldberekening 4: ontwerp groutanker

Voor het voorbeeld van hoofdstuk 8.5.6 wordt het groutanker ontworpen. Figuur 8.8.7. laat de damwandconstructie, de grondopbouw en de conusweerstand zien. Verdere gegevens zijn in tabel 8.8.3 opgenomen.

**Tabel 8.8.3**  
Gegevens anker

Ankerkracht $F_A$	180 kN/m
Dwarkracht -nulpunt	12,4 m
Ankers	1,50 m h.o.h
Slagbuis	Ø 114 mm
Groutlichaam	Ø 120 mm
Dywidag	Ø 32 mm (geribd staal)

**Figuur 8.8.7**  
Gegevens anker



**Tabel 8.8.4**  
= Tabel 8.4.1  
representatieve  
waardes grondgege-  
vens

Grondsoort	b.k. laag [m+NAP]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\varphi'$ [°]	$k_{\gamma;h;a}$	$k_{\gamma;h;p}$
Zand,slibhoudend	+0,0	18	18	0	25,0	0,35	-
Leem	-5,0	18	18	10	20,0	0,43	-
zand, vast gepakt	-9,0	19	21	0	32,5	0,25	6,7

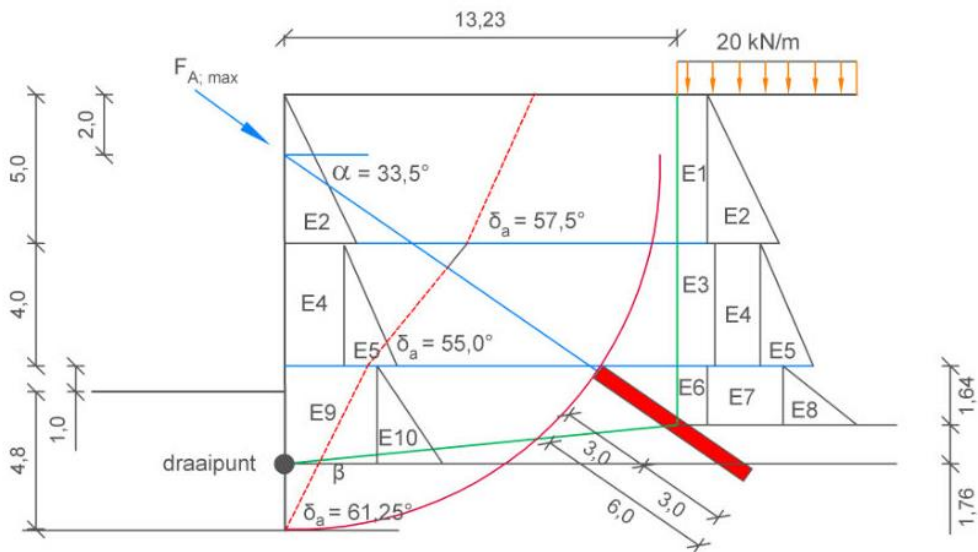
Voor alle grondlagen geldt voor de wandwrijving  $\delta = 2/3 \varphi'$ . Hiermee kunnen de waardes van  $k_{\gamma;h;a}$  en  $k_{\gamma;h;p}$  volgens de formules 8.5.1 en 8.5.2 bepaald worden.

In figuur 8.8.8 is de positie van het anker weergegeven. Het groutanker is buiten de glijcirkel in de onderste zandlaag geplaatst. De hoek van het anker wordt gekozen als  $33,15^\circ$ . Voor de lengte van het groutlichaam is gekozen voor een lengte van 6,0 m. Hierdoor kan de hoek  $\beta$  gevonden worden met  $\beta = \text{inv tan}(1,76/13,23) = 7,58^\circ$ .

De actieve glijhoeken  $\delta_a = 45 + \frac{1}{2}\varphi'$  voor het gevaarlijke glijvlak liggen onder een hoek van:

- Laag 1: zand slibhoudend  $\varphi' = 25^\circ \rightarrow \delta_a = 57,5^\circ$
- Laag 2: leem  $\varphi' = 20^\circ \rightarrow \delta_a = 55^\circ$
- Laag 3: zand  $\varphi' = 32,5^\circ \rightarrow \delta_a = 61,25^\circ$





**Figuur 8.8.8**  
Ontwerp positie grou-  
tanker

Na het bepalen van de positie van het groutanker, volgt de toetsing van het groutanker.

De eerste stap is het bepalen van de te dimensioneren ankerkracht. Hiermee wordt de lengte van het groutlichaam bepaald.

De ankers staan op een h.o.h afstand van 1,5 m, waardoor een kracht per anker ontstaat van:

$$F_{a;h} = 180 \text{ kN/m} * 1,5 = 270 \text{ kN}$$

Onder een hoek van  $45^\circ$  wordt de gebruikslast van het anker:

$$F_{a;rep} = F_{a;h} / \cos \alpha_{anker} = 270 / \cos 45 = 382 \text{ kN}$$

Met een ankerhelling van 1:1 volgt een veiligheidsfactor van  $n = 1,75$  (zie figuur 8.8.6) en een design ankerkracht voor grondbreuk  $F_{a;d} = n * F_{a;rep} = 1,75 * 382 = 669 \text{ kN/anker}$

### Toetsing

#### Breuk Grout/Grond volgens formule 8.8.6

Met  $q_c = 20 \text{ MN/m}^2$  volgt:

$$\tau_{\text{Grout/Grond}} = 2\% * q_c = 0,02 * 20 = 0,4 \text{ MN/m}^2 (= \text{N/mm}^2 = 400 \text{ kN/m}^2) > 0,3 \text{ N/mm}^2$$

Dit betekent dat een maximale spanning van  $\tau_{\text{Grout/Grond}} = 0,3 \text{ N/mm}^2$  aangehouden moet worden.

$$\tau_{\text{grout/grond}} = 669 / (\pi * 0,12 * 6,0) = 296 \text{ MN/m}^2 \leq 0,3 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Accoord!}$$

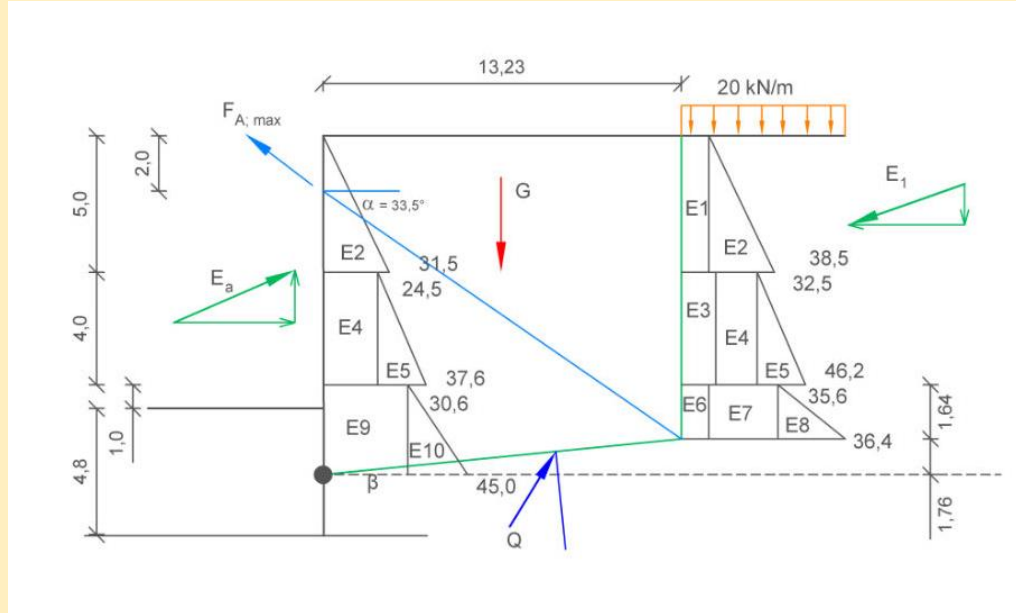
#### Breuk Grout/Staal volgens formule 8.7.7

$$\tau_{\text{staal/grout}} = 669 * 10^3 / (32 * \pi * 6000) = 1,1 \text{ N/mm}^2 < \tau_{\text{max}} = 2,2 \text{ (geribd staal)}$$

**Controle grondbreuk**

Hierbij wordt de controle op het evenwicht van het grondlichaam uitgevoerd. In figuur 8.8.9 is de horizontale gronddruk op het anker en op de damwand weergegeven. Voor de horizontale gronddruk wordt ook verwezen naar figuur 8.5.10 uit voorbeeld 3 – damwandberekening. De berekening volgt per meter en wordt aan het einde op de h.o.h afstand van de ankers omgerekend.

**Figuur 8.8.9**  
Horizontale gronddruk op grondmoot (anker en damwand)



In figuur 8.8.9 is G het gewicht van de grondmoot,  $F_A$  de mogelijke maximale ankerkracht, Q de kracht in het gleidvlak, de kracht  $E_1$  de resulterende uit de krachten E1 t/m E8 en de kracht  $E_a$  de resulterende uit de krachten E2, E4, E5, E9 en E10.

**Tabel 8.8.5**  
Grondgewicht G

Grondgewicht G zonder bovenbelasting		
Laag 1 en 2	$13,23 * (5 * 18 + 4 * (18-10))$	1614,06
Laag 3 tot -10,64	$13,23 * 1,64 * (21-10)$	238,67
Laag 3 rest	$\frac{1}{2} * 13,23 * 1,76 * (21-10)$	128,07
$\Sigma G$ [kN/m' damwand]		1981

**Tabel 8.8.6**  
Horizontale krachten E1 t/m E10

Berekening horizontale krachten E1 t/m E10 zoals aangegeven in figuur 8.8.9 en tabel 8.5.2

	Krachten E1 t/m E10	t.g.v	kN
E1	$20 * 0,35 * 5$	Bovenbelasting	35
E2	$18 * 5 * 0,35 * \frac{1}{2} * 5$	Grondlaag 1	78,8
E3	$20 * 0,43 * 4$	Bovenbelasting	34,4
E4	$(18 * 5 * 0,43 - 14,8) * 4$	Grondlaag 1 - cohesie	95,6
E5	$4 * (18-10) * 0,43 * \frac{1}{2} * 4$	Grondlaag 2	27,52
E6	$20 * 1,64 * 0,25$	Bovenbelasting	8,2
E7	$(18 * 5 + 4 * 8) * 0,25 * 1,64$	Grondlagen 1 en 2	50,02
E8	$2,12 * (21-10) * 0,25 * \frac{1}{2} * 1,64$	Grondlaag 3	3,7
E9	$(18 * 5 + 4 * 8) * 0,25 * 3,4$	Grondlagen 1 en 2	103,7
E10	$3,4 * (21-10) * 0,25 * \frac{1}{2} * 3,4$	Grondlaag 3	15,9

Alle E-krachten werken onder de wrijvingshoek  $\delta = \frac{2}{3} \varphi$ .

E1 t/m E2 :  $\delta = \frac{2}{3} 25 = 16,7^\circ$

E3 t/m E5 :  $\delta = \frac{2}{3} 20 = 13,3^\circ$

E6 t/m E10 :  $\delta = \frac{2}{3} 35 = 23,33^\circ$

Hierdoor ontstaat naast de horizontale kracht ook een verticale kracht.

Bepaling resulterende E-krachten bij groutanker (inclusief bovenbelasting)		Horizontale component	* tan $\delta$	Verticale component
E1 + E2	35 + 78,8	113,8	tan 16,7	34,14
E3 + E4 + E5	34,4 + 95,6 + 27,52	157,52	tan 13,3	37,23
E6 + E7 + E8	8,2 + 50,02 + 3,7	61,92	tan 23,33	26,71
$\Sigma E_H$		333 [kN]		$\Sigma E_V$ 98 [kN]

Bepaling resulterende E <sub>a</sub> -krachten bij damwand (zonder bovenbelasting)		Horizontale component	* tan $\delta$	Verticale component
E2	78,8	78,8	tan 16,7	23,64
E4 + E5	95,6 + 27,52	123,12	tan 13,3	29,1
E9 + E10	103,7 + 15,9	119,6	tan 23,33	51,58
$\Sigma E_{a;H}$		322		$\Sigma E_{a;V}$ 104

**Tabel 8.8.7**  
Resulterende horizontale en verticale krachten t.g.v. gronddrukken

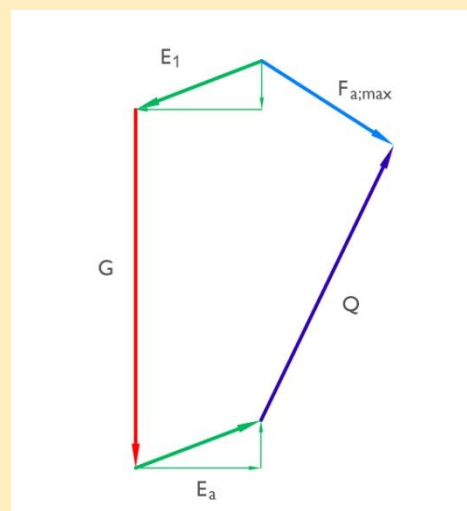
De kracht  $Q$ , die in grootte niet bekend is, werkt onder een hoek met de verticale van  $\varphi - \beta = 32,5 - 7,6 = 24,9^\circ$ . De ankerkracht  $F_A$  werkt onder de aangenomen hoek van  $45^\circ$ .

Door het opstellen van het verticale en horizontale evenwicht aan deze grondmoot ( $\Sigma H$  en  $\Sigma V = 0$ ) is de maximaal op te nemen ankerkracht te berekenen:

$$\begin{aligned} \Sigma H = 0 \quad \rightarrow + \\ -F_A \cdot \cos 33,15 + 321,52 - 333,24 + Q \cdot \sin 24,9 &= 0 \\ \Sigma V = 0 \quad \downarrow + \\ -F_A \cdot \sin 33,15 + 1980,8 + 98,08 - 104,32 - Q \cdot \cos 24,9 &= 0 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow F_A = 829 \text{ kN/m'}$$

Bij een ankerafstand van 1,5 m levert dit per anker een maximaal mogelijke ankerkracht van  $F_{A;\max} = 1244 \text{ kN} \gg F_{a;d} = 669 \text{ kN}$



**Figuur 8.8.10**  
Krachtenveelhoek  
grondbreuk

*Brek staal*

$F_{a;d} = 668,5$  kN per anker

Lengte ankerstang =  $13 + 3,0$  (  $\frac{1}{2}$  lengte groutanker) +  $0,8$  (damwand +gording+vijzel) =  $16,8$  m

Vrije lengte ankerstang =  $13 - 3,0 = 10,0$  m

Controle staalspanning:

$$A = \frac{1}{4} * \pi * 36^2 = 1017,9 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{optredend}} = F_{a;d} / A &= 668,5 * 10^3 / 1017,9 = 656,76 \text{ N/mm}^2 < 0,9 * \sigma_{0,1\%} \\ &= 0,9 * 835 = 752 \text{ N/mm}^2 \quad \text{accoord.} \end{aligned}$$

*Evenwicht ankerrij*

De h.o.h afstand tussen de ankers bedraagt  $1,5$  m. De diameter van het grout is  $\varnothing 120$ mm.

Met de afstandseis van  $10 * \varnothing \rightarrow 10 * 120 \text{ mm} = 1200 \text{ mm} = 1,2$  m is er geen gevaar dat de ankers elkaar beïnvloeden.

## 8.9 Ontwerp van stempels

In enkele situaties zal een bouwkuip worden gesteund door stempels. Het voordeel van stempels ten opzichte van ankers is dat de stempels binnen de kuip worden geplaatst en dat er dus geen beïnvloeding van de omgeving is door het aanbrengen van de ankers. Daarnaast kunnen vanwege de aanwezigheid van parkeergarages, kelders etc. soms geen ankers worden geplaatst, of is dit vanwege toekomstige bebouwing (!) niet wenselijk.

Deze positie brengt echter ook het nadeel met zich mee dat bij de werkzaamheden in de bouwkuip rekening gehouden dient te worden met de aanwezigheid van deze stempels.

Stempels worden meestal aangebracht tussen de bouwkuipwanden (zie figuur 8.9.1). Soms worden ook schuine stempels, richting de bouwkuipbodem toegepast. Door deze geometrie worden de drukken op de wanden via de stempels naar elkaar overgebracht. Indien een bouwkuip dus symmetrisch is, zullen de krachten elkaar in evenwicht houden. Indien dit niet het geval is, zullen er vervormingen optreden (wand met de grootste initiële druk zal richting de ontgraving verplaatsen en de wand met de laagste initiële druk zal tegen de grond in verplaatst worden) totdat er een krachtenevenwicht is. Indien er dus sprake is van een asymmetrische bouwkuip, zullen de berekeningen uitgevoerd moeten worden met een EEM-programma waarbij de gehele kuip gemodelleerd kan worden, of zullen er (bij gebruik van een verenmodel) berekeningen gemaakt moeten worden voor beide wanden, waarbij gevarieerd dient te worden met de stempelkrachten totdat uiteindelijk de krachten en vervormingen van beide wanden (op stempelniveau) aan elkaar gelijk zijn.



**Figuur 8.9.1**  
Bouwkuip met stempelraam (Conservatoriumhotel Amsterdam; bron: CRUX Engineering)

Stempels worden meestal op "grote" onderlinge afstanden geplaatst (vaak wordt een onderlinge afstand van 5 à 6 meter aangehouden). Hieruit volgt dat ook een gording aangebracht moet worden voor de verdeling van de belasting vanuit de wand naar de stempels.

Als praktische grens voor het toepassen van stempels wordt als vuistregel een bouwkuipbreedte van 30 m aangehouden, hoewel bij het toepassen van knikverkorters een grotere maat wel mogelijk zou zijn.

Zoals gemeld worden stempels vooral uitgevoerd als horizontale ondersteuning van de bouwkuipwand.

In de meeste gevallen wordt gebruik gemaakt van stalen stempels, maar ook hier geldt dat afhankelijk van de belastingen soms hout wordt gebruikt en bij permanente constructies gebruik wordt gemaakt van beton.

Het ontwerp van de stempels dient te gebeuren op basis van de geldende materiaalnorm. Getoetst dient te worden dat de optredende materiaalspanningen de materiaalsterkte niet overschrijden.

Een stempel wordt primair belast door de druk vanuit de wand (of gording). Deze belasting volgt uit de berekening van de bouwkuipwand,  $F_{A,max}$ . Hierbij geldt:

$$F_{S;st;d} = 1,25 \cdot F_{A,max} \quad (8.9.5)$$

waarin:

$F_{S;st;d}$  - rekenwaarde drukkracht in het stempel [kN];

$F_{A,max}$  - rekenwaarde van de stempelkracht op de damwand zoals berekend volgens stap 6 of 9.1 van het CUR-166 stappenplan (in horizontale richting) bij een bepaalde h.o.h. afstand [kN].

Verder dient rekening gehouden te worden met overige (secundaire) belastingen zoals:

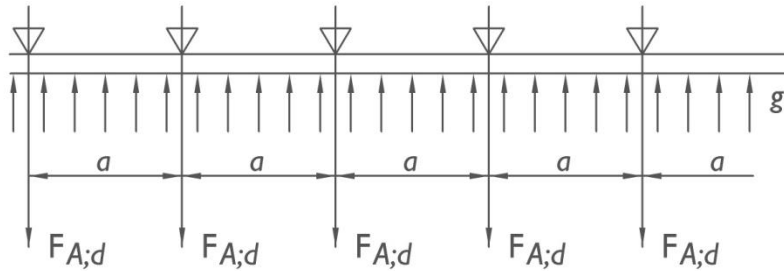
- eigen gewicht;
- stootbelasting (ten gevolge van op het stempel vallende grond of stoten door aanraking met het graafmaterieel, een puntlast van 10 kN welke zowel verticaal als horizontaal kan werken);
- bovenbelasting ten gevolge van op het stempel aanwezige grond en/of water (dit is afhankelijk van de vorm en uitvoering van het stempel, een lijnlast van  $1 \text{ kN/m}^1$ );
- temperatuursbelasting.

In sommige gevallen dient rekening gehouden te worden met stempeluitval. Dit betekent dat in geval van uitval van een compleet stempel, de belastingen dienen te worden overgenomen door de omgeving. Deze situatie kan als een calamiteit gezien worden, waardoor de dimensionering van de constructieonderdelen (gording en stempels) voor deze situatie kan gebeuren op basis van belastingen, verkregen uit een berekening van representatieve eigenschappen van grond en externe belastingen (berekening voor de gebruikfase, materiaal- en belastingsfactoren gelijk aan 1,0).

## 8.10 Dimensionering gording

Meestal bestaat de gording uit een stalen profiel. In enkele gevallen wordt een houten gording (bij kleine krachten: bijvoorbeeld houten beschoeiing) of een betonnen gording (soms in combinatie als deksloof) toegepast.

Een gording kan beschouwd worden als een gelijkmatig belaste ligger, die op enkele punten is ondersteund. De gelijkmatige belasting wordt geleverd door de drukken vanuit de damwandplanken (bouwkuipwand) en de steunpunten zijn de *ankers of stempels*. Dit geheel kan schematisch worden weergegeven zoals getoond in figuur 8.10.1



**Figuur 8.10.1**  
Berekeningsschema voor een gording van een bouwkuipwand (bron: CUR-166, 4<sup>e</sup> druk, oktober 2005).

Voor een eerste ontwerp van de gording kan uitgegaan worden van de volgende formule:

$$M_{s;g;d} = f \cdot F_{A;d} \cdot a \quad (8.10.1)$$

$$F_{A;d} = 1,1 \cdot F_{A;max} \quad (8.10.2)$$

waarin:

- $M_{s;g;d}$  - rekenwaarde van het moment in de gording [kNm];
- $f$  factor welke afhankelijk van de lengte van de gording (1/8 voor geen doorgaande ligger en 1/16 voor een doorgaande ligger met plastische scharnieren). De EAU beveelt aan om voor het ontwerp van een stalen gording uit te gaan van 1/10
- $F_{A;d}$  - rekenwaarde van de belasting op de gording [kN];
- $F_{A;max}$  - rekenwaarde van de stempel-/ankerkracht op de damwand zoals berekend volgens stap 6 of 9.1 van het CUR-166 stappenplan (in horizontale richting)[kN];
- $a$  - hart op hart afstand van de stempels of ankers [m].

Let op: Indien de ankerkracht is gegeven in kN/m, dan moet deze vermenigvuldigd worden met de h.o.h. afstand om de kracht in kN te verkrijgen.

De toetsing van de gording vindt plaats op basis van de materiaalgebonden normen. In de uiterste grenstoestand dient voldaan te worden aan:

$$M_{s;g;d} \leq M_{r;gord;d} \quad (8.10.3)$$

$$M_{r;gord;d} = \sigma_{vl;d} \cdot W_d \quad (8.10.4)$$

waarin:

- $M_{s;g;d}$  - rekenwaarde van het moment in de gording [Nmm];
- $M_{r;gord;d}$  - rekenwaarde van de momentcapaciteit van de gording [Nmm];
- $\sigma_{vl;d}$  - rekenwaarde van de vloeigrens volgens de betreffende materiaalnorm [N/mm<sup>2</sup>];
- $W_d$  - rekenwaarde van het weerstandsmoment van de gording [mm<sup>3</sup>].

### Aandachtspunten

Bij het definitieve ontwerp van een gording dient rekening gehouden te worden met aanvullende belastingen op de gording. Hierbij kan gedacht worden aan:

- eigen gewicht van de gording;
- belasting ten gevolge van vulling van de gording door bijvoorbeeld grond en/of water;
- eventuele normaalkracht in de gording;
- toetsen op knik en kipstabiliteit.

Ook moet aandacht besteed worden aan de koppeling van de gording met de wand en de ankers of stempels. Een goede aansluiting tussen de verschillende onderdelen is noodzakelijk om de krachten goed over te brengen en geen onvoorziene vervormingen te krijgen. In verband hiermee wordt bij voorkeur de gording aan de binnenzijde van de bouwkuip aangebracht.

## **8.11 Omgevingsbeïnvloeding**

Door ondergrondse bouwwerkzaamheden in stedelijke omgeving kunnen trillingen en spanningsveranderingen in de grond worden veroorzaakt. De spanningsveranderingen in de grond kunnen leiden tot grondvervormingen (zettingen en horizontale vervormingen), die zich in een bepaald invloedsgebied rondom de bouwwerkzaamheden uitstrekken. Bestaande constructies (gebouwen en leidingen) die zich in dit invloedsgebied bevinden, ondergaan via de fundering deze (verschil)grondvervormingen en kunnen daardoor mogelijk schade ondervinden. De mogelijke schaderisico's door zettingen en door trillingen dienen, in het kader van een risicoanalyse, middels de huidige ter beschikking staande voorspellingsmethodieken voor iedere projectspecifieke situatie rekenkundig te worden onderzocht. Hierbij dient rekening te worden gehouden met de grondgesteldheid, de manier van inbrengen van de bouwkuipwanden en de funderingselementen, het al dan niet verwijderden van de bouwkuipwanden, de fasering van de ontgravingswerkzaamheden en het incasseringsvermogen van de belendende constructies (constructietype, conditie en funderingswijze).

### **8.11.1 Trillingen**

Door het intrillen van damwandprofielen kunnen trillingen aan de belendende panden worden veroorzaakt. De te verwachten trillingsintensiteiten die ontstaan ter plaatse van de belendende gebouwen als gevolg van het trillen van de damwanden, kunnen worden bepaald conform de rekenmethodiek zoals beschreven in CUR-166.

De rekenwaarde uit de voorspellingen dient vervolgens te worden getoetst aan de SBR-A richtlijn "Schade aan gebouwen". De ingenieur moet op basis van de staat van het belendend gebouw, het type trilling (continu bij trilwerkzaamheden), de frequentie van de trillingen en de soort meting die wordt uitgevoerd op het pand, de rekenwaarde van de grenswaarde bepalen. Volgens de bestaande praktijkervaring is er een aanvaardbaar kleine kans (minder dan 1%) dat schade aan bouwwerken en funderingen zal optreden, indien de rekenwaarden uit voorspellingen de rekenwaarde van de grenswaarden conform de SBR-A richtlijn niet overschrijden.

### **8.11.2 Grondvervormingen**

Bij het ontwerpen van een bouwput moet rekening worden gehouden met de volgende aspecten :

- grondvervormingen door het intrillen van de damwand of door andere installatie-effecten;
- grondvervormingen door verplaatsing van de damwand;
- grondvervormingen door verlaging van de grondwaterstand/stijghoogte buiten de bouwkuip;
- grondvervormingen door het trekken van de damwand.



### Grondvervormingen door intrillen van damwanden

Het intrillen van de damwand veroorzaakt een volumeverandering in een zandige grondslag. Hierdoor zullen de korrels een dichtere pakking aannemen en een kleiner volume innemen. Deze inklinking van het zand kan met behulp van het Hergarden Model (TUDelft, december 2000) worden bepaald.

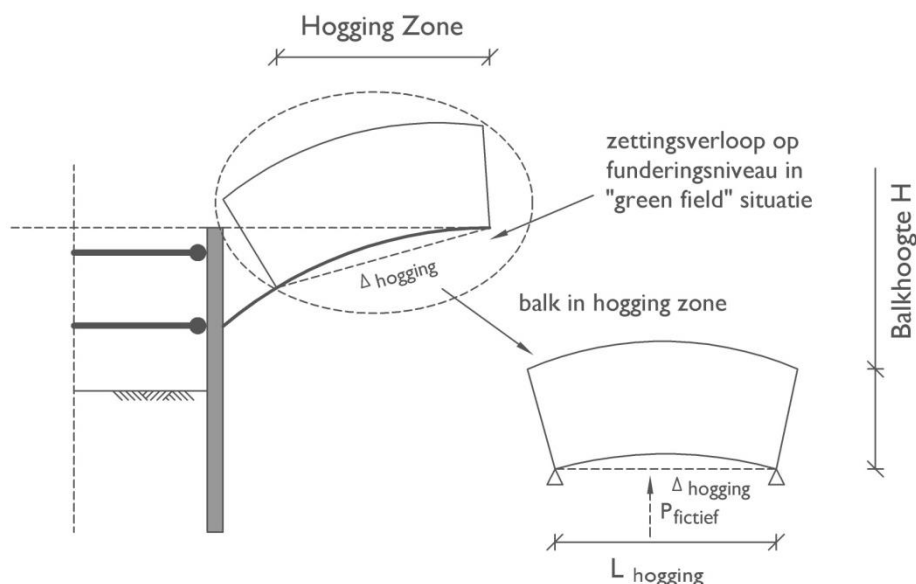
### Grondvervormingen door verplaatsing van de damwand

Door vervorming van grond- en waterkerende bouwkuipwanden tijdens de ontgraving, kunnen grondvervormingen ontstaan. Ten gevolge van de vervorming van de bouwkuipwand vervormt ook de grond achter de wand, met als gevolg mogelijke (schadeveroorzakende) zettingen en horizontale (verschil) vervormingen aan belendingen. Het verloop van deze grondvervormingen als gevolg van de ontgraving van de bouwkuip, kan rekenkundig worden gekwantificeerd met behulp van het computerprogramma PLAXIS.

### Grondvervormingen door trekken van damwanden

Door het trekken van de damwand ontstaat er ruimte in de grond. Aangenomen wordt dat deze vrijgekomen ruimte volledig wordt omgezet in maaiveldzakking. Het bepalen van de maaiveldzakking kan met het theoretische model van Hergarden (TU Delft, 2000) worden uitgevoerd.

Aan de hand van de bovengenoemde grondvervormingen kan een schadepredictie voor de belendingen worden opgesteld. Hierbij wordt gebruik gemaakt van de empirisch, analytische "Methode der grensrekken" ter bepaling van schade aan belendende panden. De principes van deze methodiek zijn het bepalen van geometrische schadeparameters ("angular distortion" (relatieve hoekverdraaiing), "deflection ratio" (relatieve doorbuiging) en horizontale rek uit de maaiveld grondvervormingen ter plaatse van het gebouw). Het gebouw (geschematiseerd als een balk) wordt gesplitst in een opbuigingszone (hogging) en een doorbuigingszone (sagging); zie figuur 8.11.1.



**Figuur 8.11.1**  
Schematisering methode der grensrekken voor verticale verschilzettingen (Netzel)

Op de als balk geschematiseerde constructie worden de grondvervormingen opgelegd en worden vervolgens met behulp van mechanische formules, conform de elasticiteitsleer, de lineair-elastische rekken berekend. Om met een grote bandbreedte van in de praktijk voorkomende L/H (lengte/hoogte)-verhoudingen van constructie-elementen rekening te houden, wordt daarbij in de balkformules onder andere met afschuifvervormingen rekening gehouden. De berekende rekken worden vervolgens gerelateerd aan empirisch afgeleide observaties tussen rekken en optredende schade. Verschillende maten van scheurvorming zijn met het oog op de mogelijkheid van schadereparatie (scheurreparatie) gerelateerd aan een schade-classificatiesysteem van het **Building Research Establishment (BRE)**, zie tabel 8.9.1

De perceptie van schade is subjectief en duidelijk cultuurgebonden. Vaak worden ook binnen een project verschillende acceptabele niveaus gedefinieerd, die afhankelijk zijn van bijvoorbeeld:

- functie/status (monumentaal pand);
- constructietype (metselwerk, betonconstructie, slanke hoge gebouwen).

**Tabel 8.9.1**  
Schadeclassificatie-  
systeem conform BRE

Schadecategorie	Schadeklasse
Esthetische, architectonische schade	<i>Verwaarloosbaar</i>
	<i>Zeer licht</i>
	<i>Licht</i>
Functionele schade	<i>Matig</i>
	<i>Ernstig</i>
Constructieve schade (Stabiliteitsproblemen)	<i>Zeer ernstige schade</i>

## 8.12 Monitoring

### 8.12.1 Doelstelling

De doelstelling van het monitoren is om, in verschillende stadia tijdens de uitvoering, over meetdata van de ontwikkeling van mogelijke vervormingen en trillingen ter plaatse van de belendende panden te beschikken. De gemeten waarden worden tijdens de uitvoering met de in een monitoringsplan opgestelde alarm- en grenswaarden vergeleken. Met de in dit plan beschreven monitoring kan tijdig op de meetdata worden geanticipeerd. Dit komt de voortgang en de kwaliteit van het bouwproces ten goede. Het monitoringsplan is een belangrijk onderdeel van de proactieve risicobeheersing, waarbij het principe geldt 'op tijd meten is op tijd weten'.

Indien tijdens de uitvoering de alarmwaarden worden bereikt c.q. de grenswaarden worden benaderd, dient na analyse van de metingen te worden besloten of mogelijk aanvullende maatregelen in de uitvoering dienen te worden getroffen, om zo de mogelijke schadelijke invloed van veranderende grondwaterstroming (standen), trillingen of vervormingen tot een minimum te beperken. Bij de interpretatie van de metingen en het achterhalen van de mogelijke oorzaken, is het essentieel om data ter beschikking te hebben van metingen aan het gebouw, aan de damwand en de verschillende stijghoogten van het grondwater te kennen.

Afhankelijk van de resultaten van de analyse van de omgevingsbeïnvloeding dienen de volgende aspecten te worden opgenomen in een monitoringsplan, te weten:

- bouwkundige vooropname belendende panden;
- deformatie metingen aan de belendende panden (eventueel leidingen of andere objecten);
- bewaking aanwezige scheurvorming;
- verplaatsingsmetingen van de damwand;
- grondwaterstand metingen;
- trillingsmetingen.

### 8.12.2 Bouwkundige vooropname

Om de conditie van de belendende panden nabij de toekomstige bouwkuip vast te leggen, wordt vóór aanvang van de werkzaamheden een bouwkundige opname uitgevoerd. Hierbij gaat het om een opname van het exterieur en in sommige gevallen van het interieur van de panden. Registerexperts nemen de aanwezige schade/gebreken van de panden op en leggen

de bevindingen en constatering vast in een rapport, inclusief digitale foto's op een CD-rom. Het rapport en de CD-rom dienen vervolgens te worden gedeponereerd bij een notaris.

De uitvoering van de bouwkundige opname moet bij voorkeur zo kort mogelijk (twee tot drie weken) en maximaal 3 maanden vóór aanvang van de werkzaamheden plaatsvinden.

### 8.12.3 Deformatie metingen

Om de verticale vervormingen van de belendende panden meettechnisch te bewaken, moeten vóór aanvang van de werkzaamheden meetbouten aan deze panden worden bevestigd. Met een nauwkeurigheidswaterpassing moet de hoogte van de meetbouten ten opzichte van NAP worden ingemeten. De meetbouten worden aangebracht aan de onderkant van de gevels (zie figuur 8.12.1).

De nulmeting wordt vóór aanvang van de bouwwerkzaamheden uitgevoerd en dient als referentie. Gedurende de uitvoering worden op relevante tijdstippen herhalingsmetingen aan de meetbouten uitgevoerd, om de mogelijke zettingsbeïnvloeding te bewaken.



**Figuur 8.12.1**  
Voorbeeld hoogtemeetbout

Bij de interpretatie van de metingen moet rekening worden gehouden met de meetnauwkeurigheid ( $\pm 0,5$  mm voor nauwkeurigheidswaterpassingen), het natuurlijke zettingsgedrag (circa 1 mm/jaar uniforme zakking voor panden in goede conditie) en de seizoensgebonden temperatuursinvloeden (zakningsverschil tussen warme en koude dagen).

### 8.12.4 Bewaking aanwezige scheurvorming

Indien significante scheurvorming aanwezig is in de belendende panden, dienen scheurimeters te worden geplaatst om de mogelijke ontwikkeling van de scheuren te bewaken. De locatie van de te plaatsen scheurimeters is af te leiden uit de bouwkundige vooropname.

Om de natuurlijke bewegingen (seizoensinvloeden) van de scheuren in beeld te brengen, dienen de scheurimeters voorafgaand aan de werkzaamheden 2 keer te worden ingemeten (2 nulmetingen).

### 8.12.5 Verplaatsingsmetingen van de damwanden

De verplaatsingen in de grond veroorzaakt door de uitbuiging van de damwand, is een belangrijke bron van verplaatsingen in de omgeving. In verband hiermee dient bij voorkeur op een aantal punten de uitbuiging van de damwand tijdens het bouwproces te worden gemonitord. Indien wordt geconstateerd dat de vervorming de alarm- c.q. grenswaarden benadert, dient met behulp van deze verplaatsingsmetingen in combinatie met peilbuismetingen en gebouwmetingen een analyse te worden uitgevoerd, om te kunnen beslissen of het noodzakelijk is om aanvullende maatregelen in het bouwproces te treffen.

In de verplaatsingsmetingen van de damwand worden twee typen metingen onderscheiden:

1. inmeten van de kop van de damwand;
2. inclinometers in de damwand (geeft de horizontale verplaatsing van de damwand weer).

### Inmeten van de kop van de damwand

Direct nadat de damwand is geplaatst, wordt de exacte locatie (x, y, z) van de kop van de damwand ingemeten (nulmeting). De meetpunten op de kop van de damwand dienen op dezelfde locaties te worden aangebracht als de inclinometers. De kop van de damwand dient met eenzelfde frequentie te worden ingemeten als de inclinometers. De metingen dienen ten opzichte van een vast punt buiten het invloedsgebied van de bouwput te worden uitgevoerd.

### Locatie inclinometers

De lengte van de inclinometers dient overeen te komen met de voorgeschreven damplanklengte.

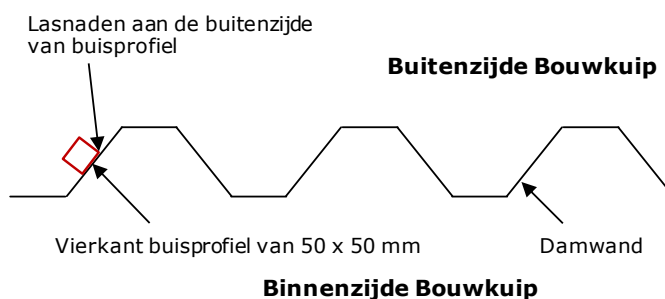
Omdat de damwandvoet in sommige situaties enige horizontale vervorming kan ondergaan, dient het inmeten van de horizontale vervorming van de kop van de damwand ertoe om de absolute horizontale vervorming van de damwand te kunnen bepalen.

De installatie van de buizen voor de inclinometers aan de damwanden dient met inachtneming van de volgende eisen te worden uitgevoerd:

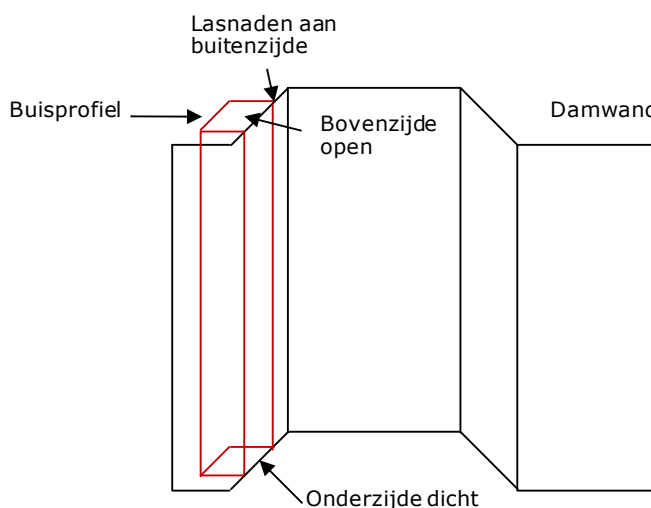
- vierkant buisprofiel over de gehele lengte van de damplank. Afmeting bij voorkeur 50 x 50 mm tot maximaal 60 x 60 mm.
- lasnaad aan buitenzijde van het buisprofiel.
- buisprofiel vanaf beneden afdichten zodat het buisprofiel leeg is. Er mag absoluut geen zand of ander materiaal in komen. Eventueel water is geen probleem.
- buisprofiel aanbrengen aan buitenkant bouwkuip (dus aan de niet te ontgraven zijde).
- koppelingen van profielen dienen recht aan elkaar te zitten (zonder knik of verschuiving) zodat de profielen exact in elkaars verlengde liggen.

In figuur 8.12.2 en figuur 8.12.3 zijn prinscheschetsen voor de installatie van de buisprofielen voor de inclinometers weergegeven.

**Figuur 8.12.2**  
Bovenaanzicht installatie buisprofielen voor inclinometers



**Figuur 8.12.3**  
Zijaanzicht buisprofielen op damwandplanken



In de vooraf op de damwanden geïnstalleerde buisprofielen dienen twee-assige manuele inclinometers te worden geplaatst, om een meting van de horizontale damwandvervormingen uit te kunnen voeren. Op verschillende tijdstippen tijdens de uitvoering dienen metingen te worden gedaan om de voortgang en ontwikkeling van de vervormingen nauwlettend te bewaken.

De inclinometers dienen te worden voorzien van sensoren op onderlinge afstanden van 0,5 m. De cumulatieve meetnauwkeurigheid van de metingen voor de horizontale damwandvervormingen bedraagt maximaal 0,25mm/m diepte.

#### **8.12.6 Grondwaterstand metingen**

Ten behoeve van het monitoren van de freatische grondwaterstand en/of de stijghoogte van het grondwater in een dieper gelegen watervoerende laag, worden peilbuizen geplaatst nabij de belendingen.

De peilbuizen dienen voorafgaand aan de werkzaamheden geplaatst en ingemeten te worden, om een beeld te verkrijgen van de natuurlijke fluctuatie. Tijdens de werkzaamheden dienen de peilbuizen dagelijks ingemeten te worden.

#### **8.12.7 Trillingsmetingen**

Door het intrillen van damwandprofielen kunnen trillingen aan de belendende panden worden veroorzaakt. Tijdens de mogelijk trillingsveroorzakende werkzaamheden dienen trillingsopnemers te worden bevestigd op de gevel van het pand, dat zich op dat moment op de kortste afstand van de werkzaamheden bevindt, of op de meest kwetsbare belending (gebouw in slechte bouwkundige staat of met een monumentale status).

De meetpunten worden gekozen op stijve punten van de draagconstructie van het pand op begane grondniveau. De opnemers worden door kabels verbonden aan een datalogger, die de data registreert ( zie voorbeeld van een dergelijke apparatuur in figuur 8.12.4).

De datalogger is verbonden met zwaailichten, die op het werk het bereiken van de alarm- c.q. grenswaarden aangeven. De trillingen aan de sensoren worden gemeten in verticale richting en twee onderling loodrechte horizontale richtingen, in overeenstemming met de hoofdasen van het gebouw.



**Figuur 8.12.4**  
Voorbeeld trillingsmeet apparatuur

## 8.13 Activeringsvragen en zelfstudieopdrachten

### Opgave 8.1

Een onverankerde damwand moet een hoogte keren van 2m. De grondopbouw vanaf maaiveld bestaat uit 2 m klei ( $\gamma_{dr} = 16 \text{ kN/m}^3$ ;  $\gamma_{sat} = 16 \text{ kN/m}^3$ ;  $\phi = 10^\circ$ ;  $c = 5 \text{ kN/m}^2$ ) met daaronder een diepgaand zandparket ( $\gamma_{dr} = 19 \text{ kN/m}^3$ ;  $\gamma_{sat} = 21 \text{ kN/m}^3$ ;  $\phi = 25^\circ$ ).

Ga ervan uit dat de grondwaterstand 15 m onder het maaiveld ligt.

- Bereken de inheidiepte van de damwand
- Bereken het maximale moment  $M_{max}$

Ga ervan uit dat de grondwaterstand op 2 m onder maaiveld staat.

- Bereken de inheidiepte van de damwand
- Bereken het maximale moment  $M_{max}$

### Opgave 8.2

Voor het realiseren van een tunneltoerit wordt een bouwkuip ontworpen.

De bouwkuip is 30 m breed, 80 m lang en omringd met stalen damwanden, die verankerd zijn met groutankers. De bouwkuip wordt ontgraven tot 7,5 m –NAP.

De grondopbouw en de GWS zien er als volgt uit:

NAP+4,6 m tot NAP+0,5 m:	zand 1: $\gamma_{dr} = 18 \text{ kN/m}^3$ ; $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$ ; $\phi' = 30^\circ$
NAP+ 0,5 m tot NAP–0,5 m:	silt: $\gamma_{dr} = 15 \text{ kN/m}^3$ ; $\gamma_{sat} = 15 \text{ kN/m}^3$ ; $\phi' = 25^\circ$
NAP –0,5 m tot NAP–15,8 m:	zand 2: $\gamma_{dr} = 18 \text{ kN/m}^3$ ; $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$ ; $\phi' = 30^\circ$
NAP–15,8 m tot NAP–16,8 m:	klei: $\gamma_{dr} = 14 \text{ kN/m}^3$ ; $\gamma_{sat} = 14 \text{ kN/m}^3$ ; $\phi' = 22,5^\circ$
NAP–16,8 m tot NAP– ....m:	zand 3: $\gamma_{dr} = 19 \text{ kN/m}^3$ ; $\gamma_{sat} = 21 \text{ kN/m}^3$ ; $\phi' = 30^\circ$

Grondwaterstand = NAP+2,5 m (aanname: lineair over de diepte)

#### Deel 1:

Voor het realiseren van een droge bouwkuip wordt de grondwaterstand verlaagd tot het ontgravingsniveau van NAP –7,5 m.

- Bereken de minimale inheidiepte van de verankerde damwand (vrij opgelegd) met een anker op NAP+1,0 m nadat de bouwkuip is ontgraven.
- Bereken hiervoor het maximale moment en schets de D-lijn en M-lijn en de vervormingslijn.
- Bereken het benodigde bronneringsdebiet.

#### Deel 2:

Voor het realiseren van een droge bouwkuip wordt een onderwater betonvloer toegepast met trekpalen op een afstand van 2,0 bij 3,0 m.

- Geef alle bouwfasen in de vorm van kleine schetsen weer.....
- Hoe dik moet de onderwaterbetonvloer worden indien geen trekpalen worden toegepast?
- Hoe groot is de trekkracht van een midden paal indien trekpalen nodig zijn?
- Bereken voor de bouwfase "ontgaven voor het storten van onderwaterbetonvloer" de benodigde inheidiepte van de damwand en welk damwandtype nodig is.
- Ontwerp met behulp van D-sheet de damwand in alle bouwfasen. Ga na of één ankerrij voldoende is.

#### Deel 3:

Stel de damwand is verankerd en ingeklemd met een damwandvoet op NAP–32 m en het dwarskrachtnulpunt op NAP–25 m. De horizontale ankerkracht  $F_{AH} = 650 \text{ kN/m}$ ; de wandwrijving voor zand en silt is:  $\delta = 2/3\phi$

De groutankers liggen op een h.o.h. afstand van 2 m en onder een hoek van  $20^\circ$  (met het maaiveld); Het groutlichaam heeft een diameter van  $\phi = 220 \text{ mm}$ ; de ankerstaaf is Dywidag FeP1030 met  $\sigma_{breuk} = 1030 \text{ N/mm}^2$  en  $\sigma_{0,1\%} = 835 \text{ N/mm}^2$ . Het middenpunt van het groutanker zou in de 2<sup>de</sup> zandlaag komen te liggen op NAP–11m.

Dimensioneer het groutanker en controleer de bezwijkmechanismen.

#### **8.14 Referenties**

- [8.1] NEN-EN 1997-1:2005 Geotechnisch ontwerp - Deel 1: Algemene regels; ICS 91.080.01; 93.020; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, maart 2005
- [8.2] NEN-EN 1997-1:2005/NB:2008 Nationale bijlage bij NEN-EN 1997-1 ICS 91.080.01; 93.020; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, augustus 2008
- [8.3] NEN-EN 9997-1:2009 Geotechnisch ontwerp van constructies - Samenstelling van: NEN-EN 1997-1:2005 Geotechnisch ontwerp - Deel 1: Algemene regels; NEN-EN 1997-1/NB:2008 Nationale bijlage bij NEN-EN 1997-1; NEN 9097-1: Aanvullende bepalingen voor het geotechnisch ontwerp (ontwerp). ICS 91.080.01; 93.020; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, september 2009
- [8.4] Handleiding Grondmechanica en funderingstechniek cursusmap CGF 1; SBC Elsevier Opleidingen BV
- [8.5] CUR handleiding 166, Damwandconstructies vierde druk; Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving ISBN 90-3760-063-8; Gouda, oktober 2005
- [8.6] CRUX Engineering archief
- [8.7] Polytechnisch zakboekje studenteneditie; 2005; ISBN 90 6228 541 4





# **HOOFDSTUK 8-A**

## **ONTWERPEN VAN BOUWKUIPEN**

### **ACTIVERINGS- OPDRACHT**

**READER  
GEOTECHNIEK**

**VOOR HET HBO**

**Initiatief:** Werkgroep Waterbouw KIVI afdeling Hoger Onderwijs Techniek  
**Eindredactie:** dr.ir. U. Backhausen & prof. dr. ir. A.E.C. van der Stoep

Het auteursrecht berust bij KIVI, Den Haag. Openbaarmaking en vermenigvuldiging door HBO-instellingen behoeve van onderwijsdoeleinden toegestaan onder naamsvermelding van de auteurs.

Stand: Oktober 2011

# HOOFDSTUK 8

## ONTWERPEN VAN BOUWKUIPEN

Prof. dr. ir. A.E.C. van der Stoel en ir. H. Dieteren (CRUX Engineering)

### Activeringsopdracht

#### ***Inleiding***

In Haarlem is voor het Provinciehuis van Noord-Holland een nieuw gebouw ontwikkeld tussen monumentale panden ter plaatse van de locatie Dreef. De nieuwbouw bestaat globaal uit een ondergrondse 2½ laagse parkeergarage waarboven twee separate bouwwerken zijn geprojecteerd. Voor de realisatie van de nieuwbouw dient een bestaand gebouw te worden gesloopt. Voor de locatie wordt u gevraagd een advies met betrekking tot het uit te voeren grondonderzoek op te stellen.

#### ***Gegevens***

##### *Inhoud projectmap*

In de projectmap zijn de volgende gegevens opgenomen:

- situatieschets en doorsnede;
- plattegrond met boringen en sonderingen;
- 5 sondeergrafieken;
- 1 boorstaat.

##### *Projectgegevens*

Het maaiveld ligt op circa 1,0m+NAP à 1,3m+NAP;

Grondwaterstand is -0,5m-NAP;

Stijghoogte grondwater in het eerste watervoerend pakket is 0,5m-NAP;

Onderkant onderwaterbetonvloer, dikte 1,0 meter, ligt op 7,4m-NAP;

Toepassing van prefab palen 400x400mm als trekelementen;

Afmetingen parkeergarage ca. 40x50 m<sup>2</sup>.

#### ***Opdracht***

Schrijf met behulp van de hierboven genoemde gegevens en het in de map opgenomen grondonderzoek een adviesrapport voor dit project. Het adviesrapport dient met name de antwoorden op onderstaande vragen te bevatten.

Daarnaast wordt u verzocht om de algemene vraag die aan het eind van dit document volgen, te beantwoorden.

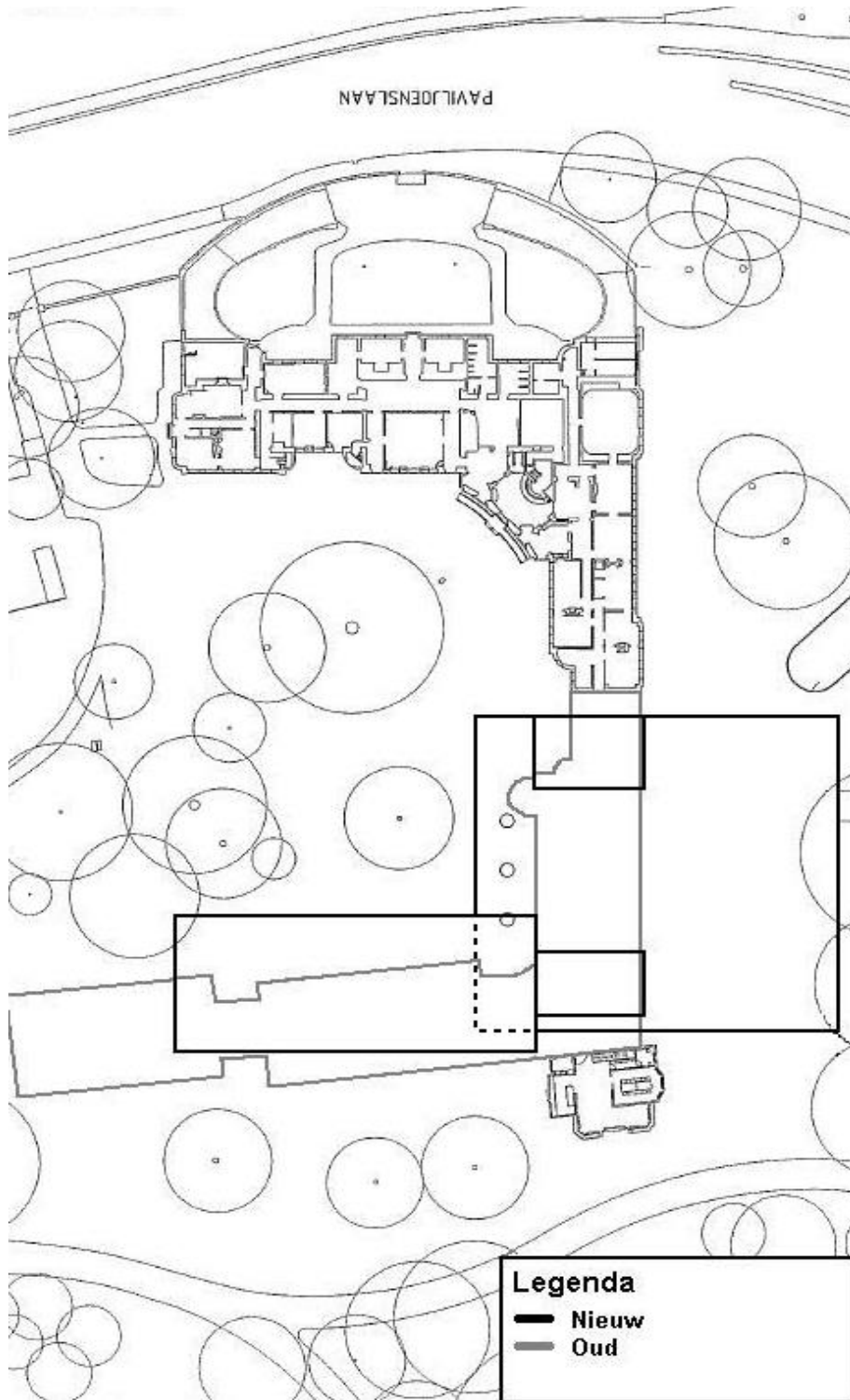
##### *Vragen ten behoeve van het adviesrapport*

- Is het grondonderzoek, zoals opgenomen in de projectmap, uitvoerig genoeg? Zo nee, waar en op welke wijze zou u het grondonderzoek uit willen breiden?
- Maak, uitgaande van dit grondonderzoek en algemene gegevens over de bodem in Haarlem, een geotechnische en geologische bodembeschrijving.
- Bepaal, aan de hand van het grondonderzoek en de NEN6740, de voor het onderstaande vervolg benodigde parameters van de betreffende grondlagen.
- Bereken het gewicht van de opwaartse waterkracht op de constructie (rekenwaarden) in de bouwfase (nat ontgraven) en in de eindfase.
- Op welke wijze realiseert u de begrenzing van de bouwput? Het gaat dan met name om type begrenzing en de daarmee samenhangende uitvoeringsaspecten (omgeving). Gewenst is een kwalitatieve beschrijving en een dimensionering van de bouwputbegrenzing.

- f. Stel voor het bouwproces een uitvoeringsschema op, waarin duidelijk alle te nemen stappen zijn opgenomen.
- g. Zijn er ook andere realistische methoden om bovenstaand project te realiseren? Beschrijf deze en geef een zo compleet mogelijk overzicht van de voor- en nadelen.

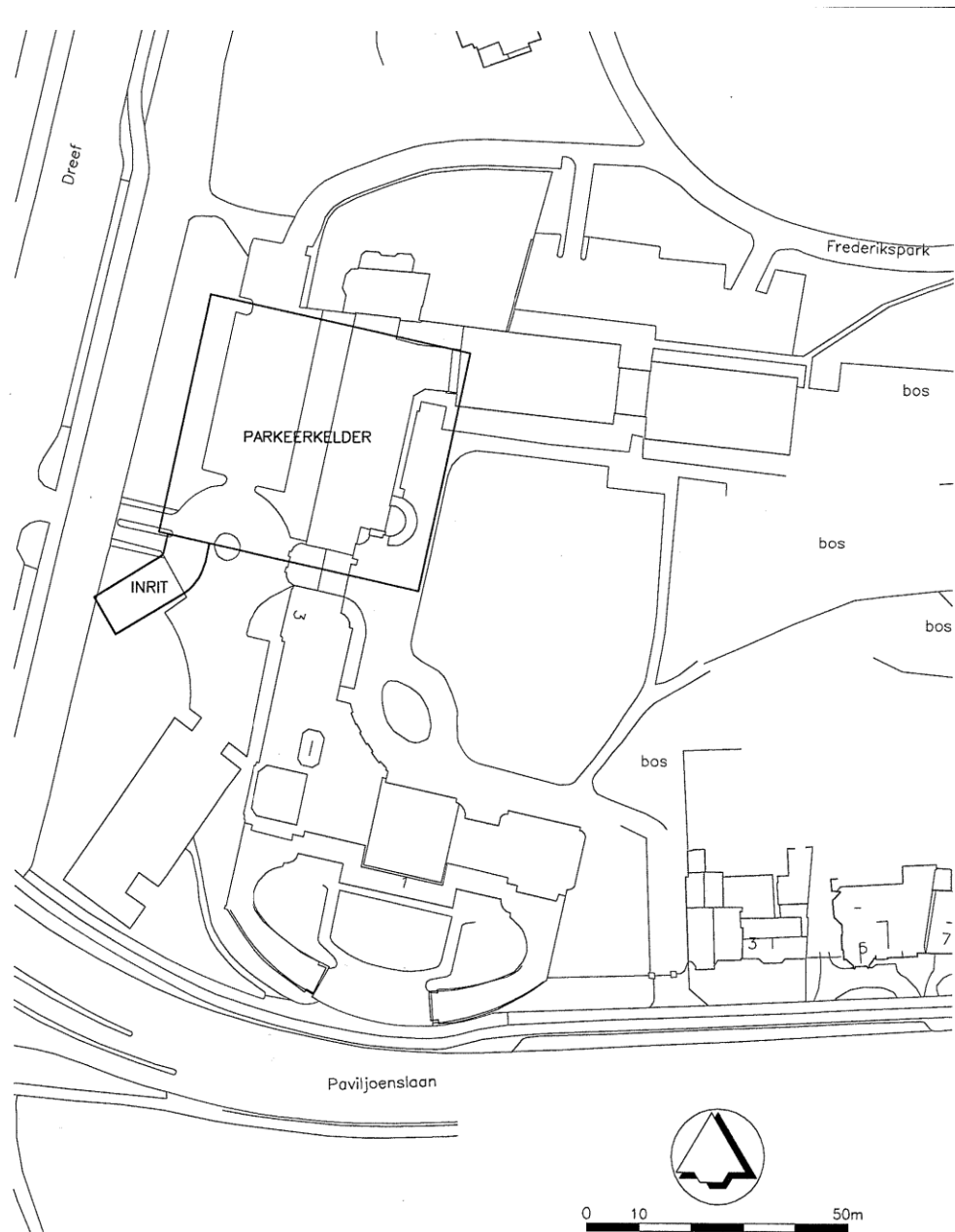
*Algemene vraag*

Welke geotechnische risico's (faalmechanismen) zijn aan dit project verbonden? Dus met andere woorden: wat kan er allemaal fout gaan met dit project en zijn omgeving in geotechnisch opzicht?



**Figuur 8.A.1**  
Overzicht  
Dreefcomplex I

**Figuur 8.A.2**  
Overzicht  
Dreefcomplex II

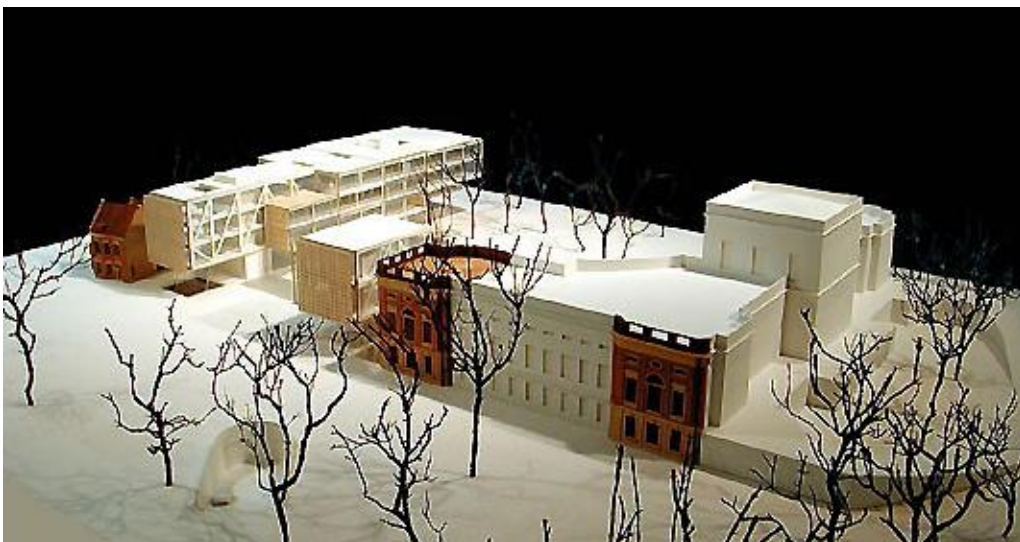




**Figuur 8.A.3**  
Aanzicht huidige  
situatie (kijkrichting  
naar het Oosten)

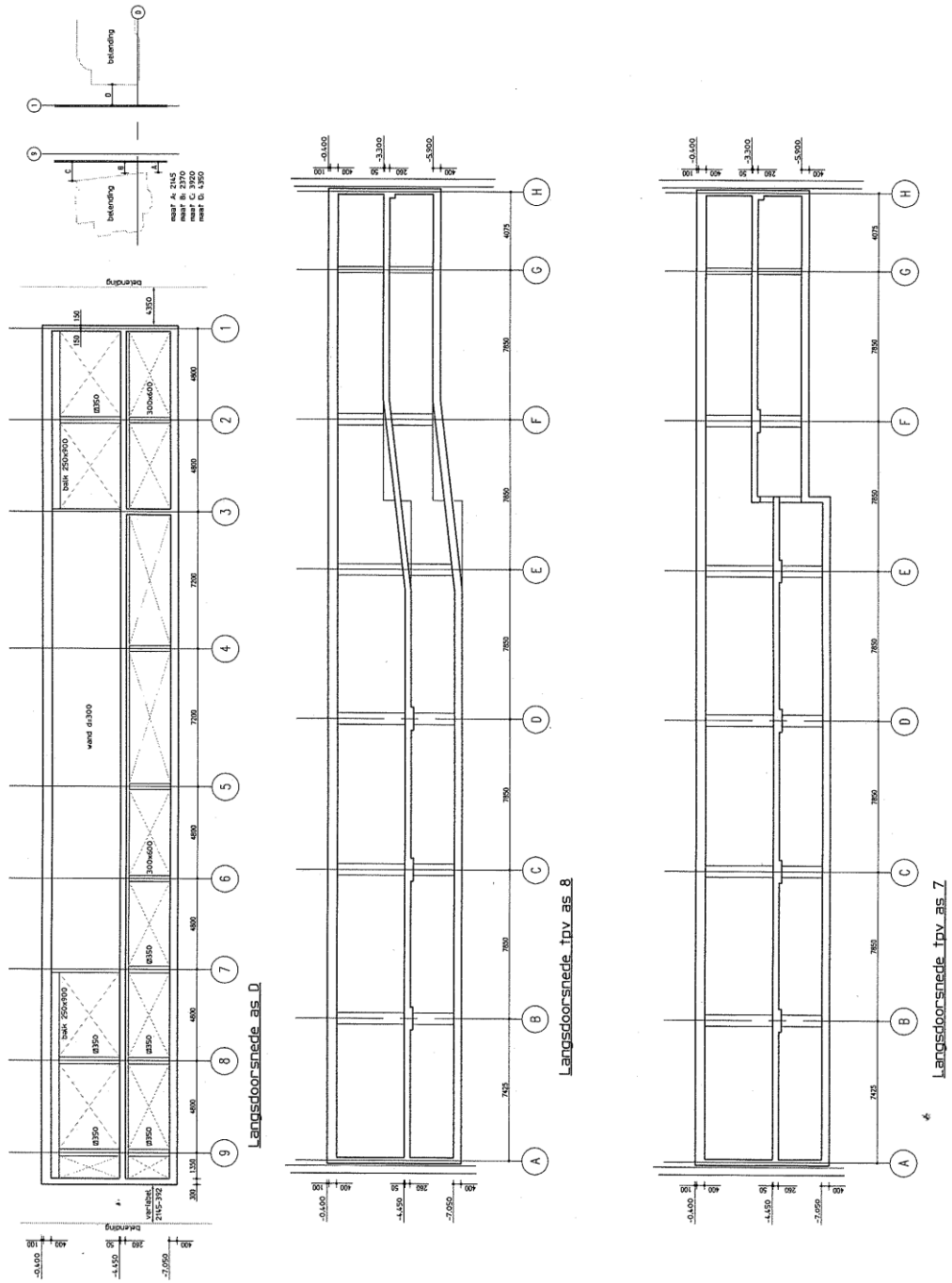


**Figuur 8.A.4**  
Impressie toekomstige  
situatie I (kijkrichting  
naar het Oosten)

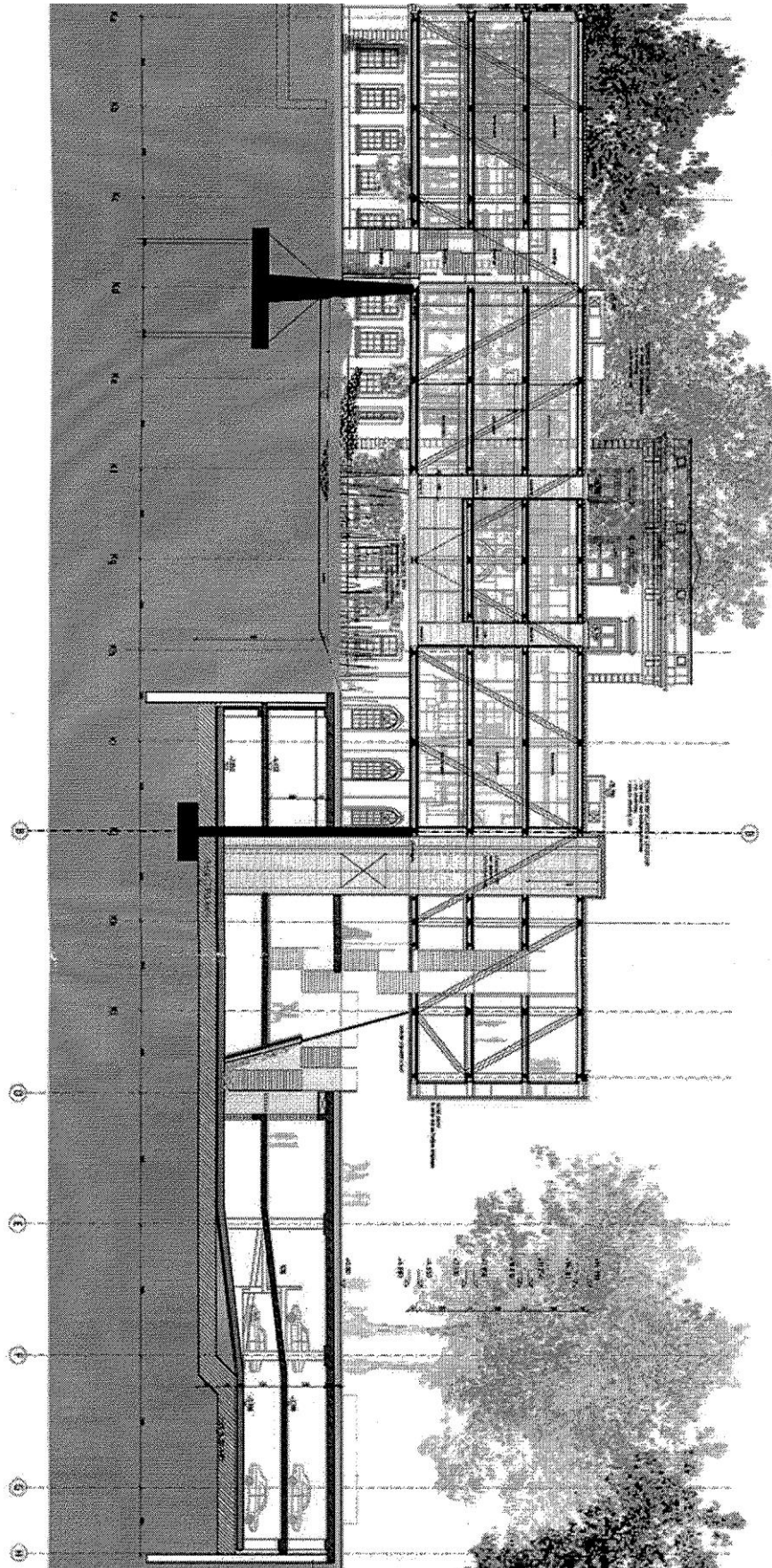


**Figuur 8.A.5**  
Impressie toekomstige  
situatie II

**Figuur 8.A.6**  
Langsdoorsneden  
parkeergarage

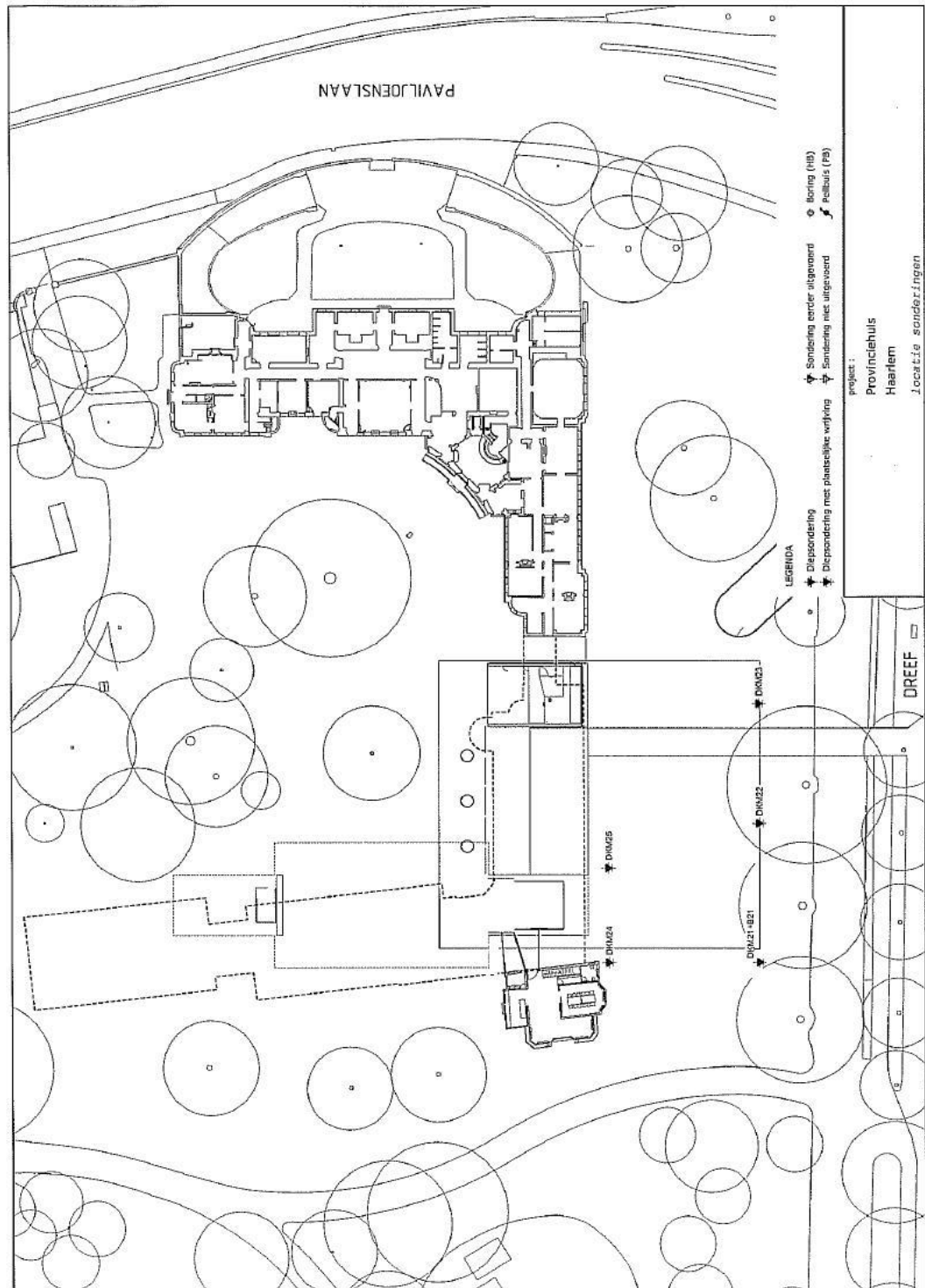


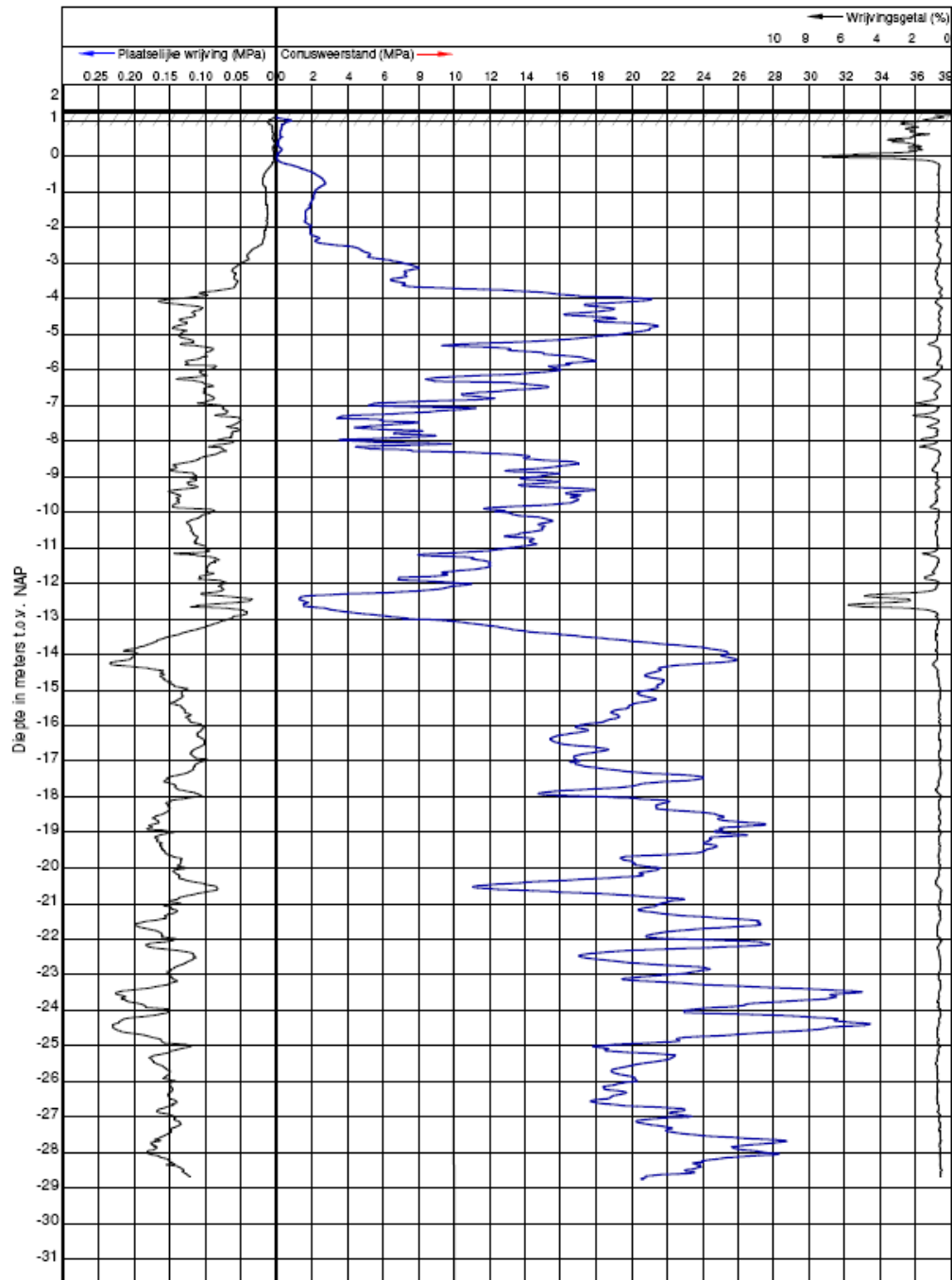




**Figuur 8.A.7**  
Fundering nieuwbouw  
(langgerekte gebouw  
figuur 8.A.4 links) op  
poeren (kijkrichting  
zuid)

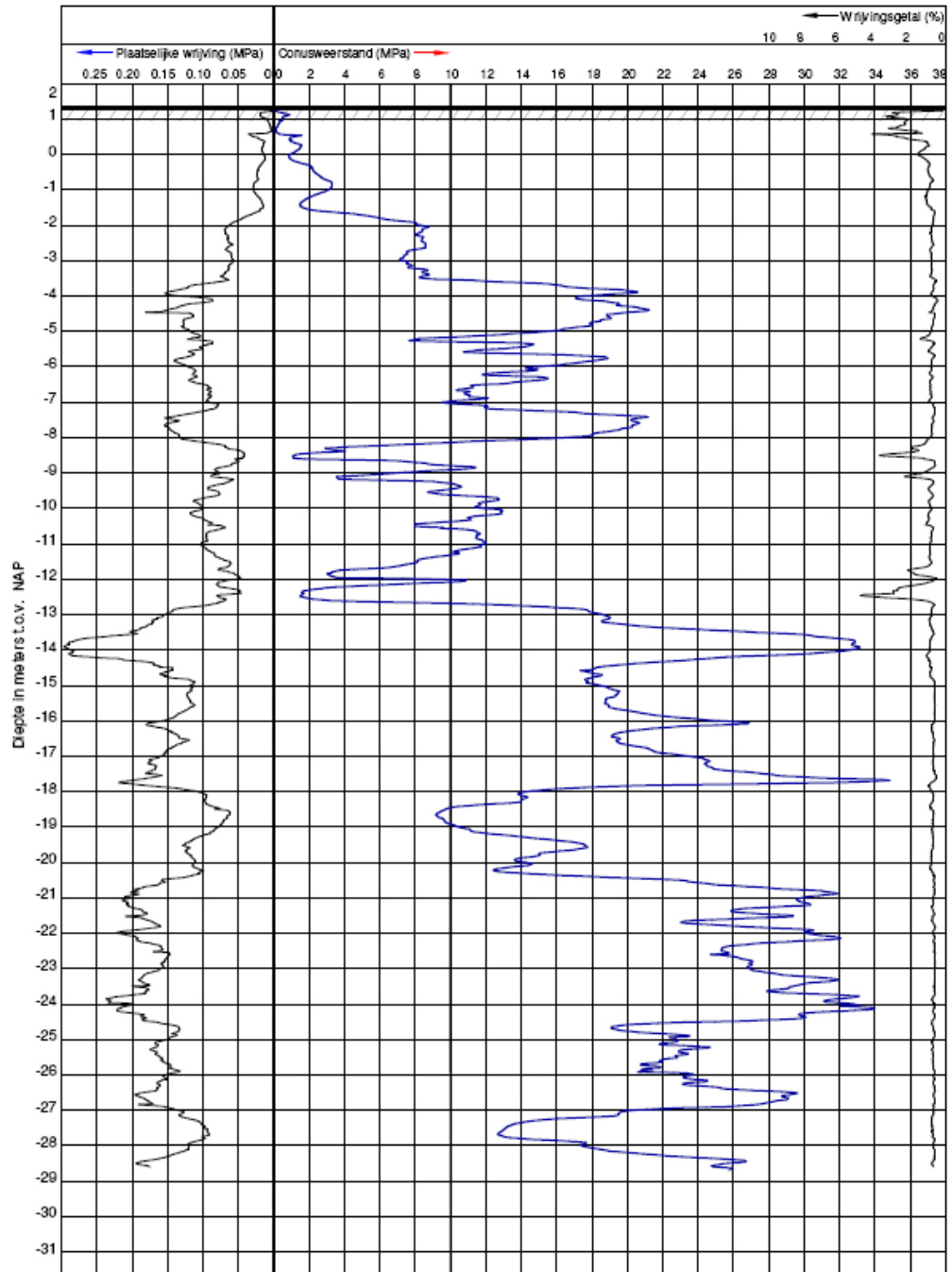
**Figuur 8.A.8**  
Locatie sonderingen  
en boring

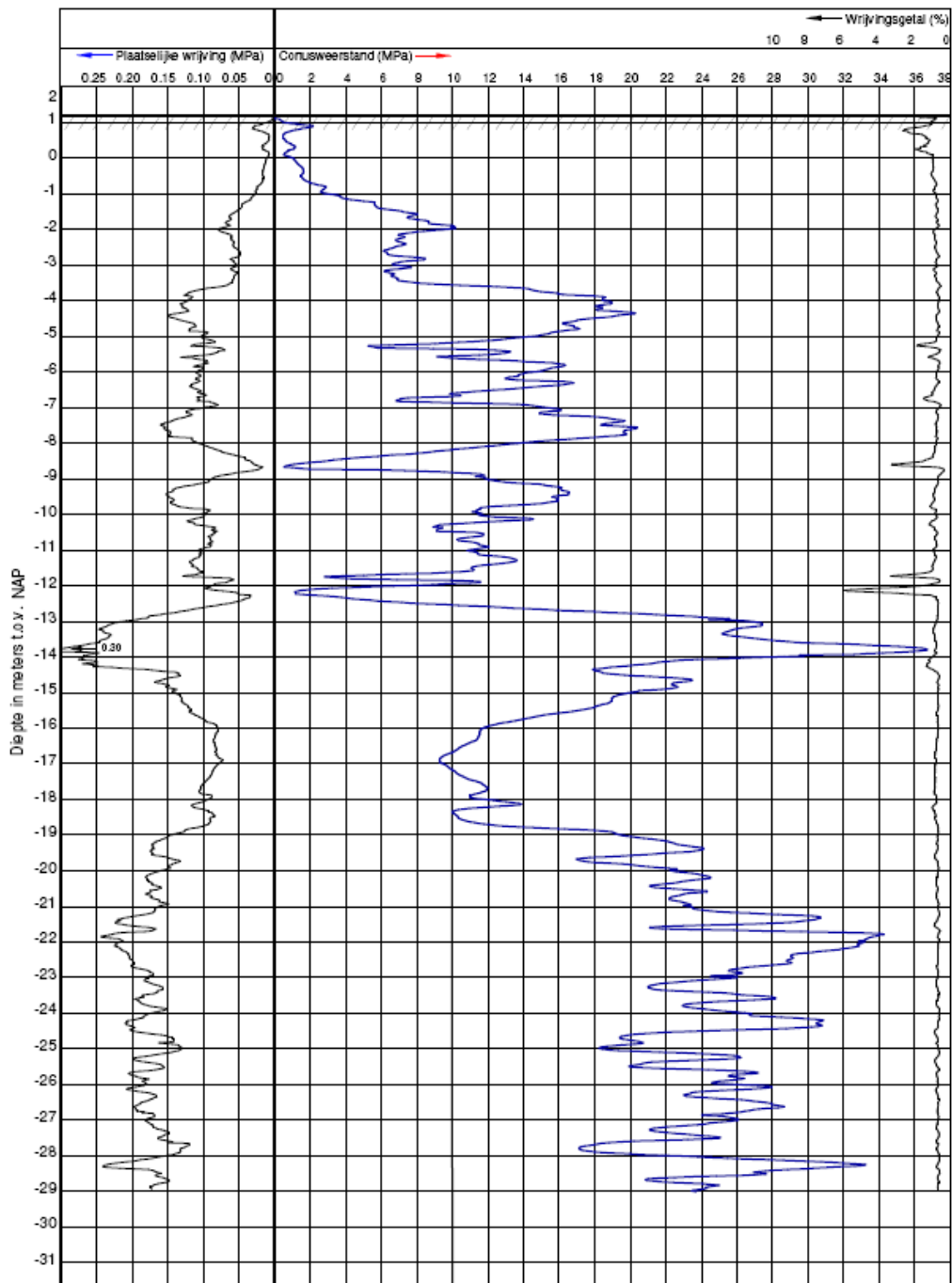




**Figuur 8.A.9**  
Sondering 21

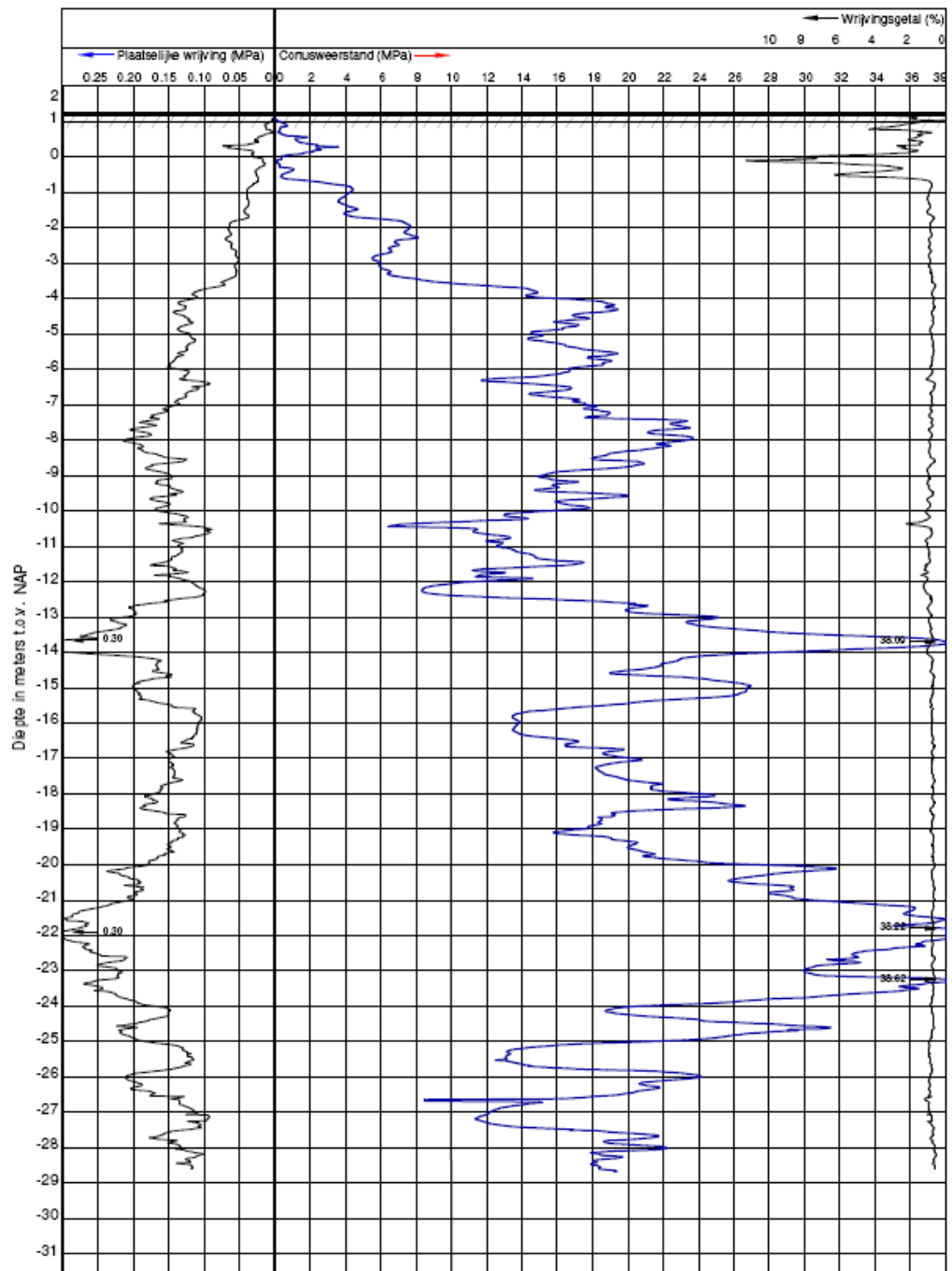
**Figuur 8.A.10**  
 Sondering 22

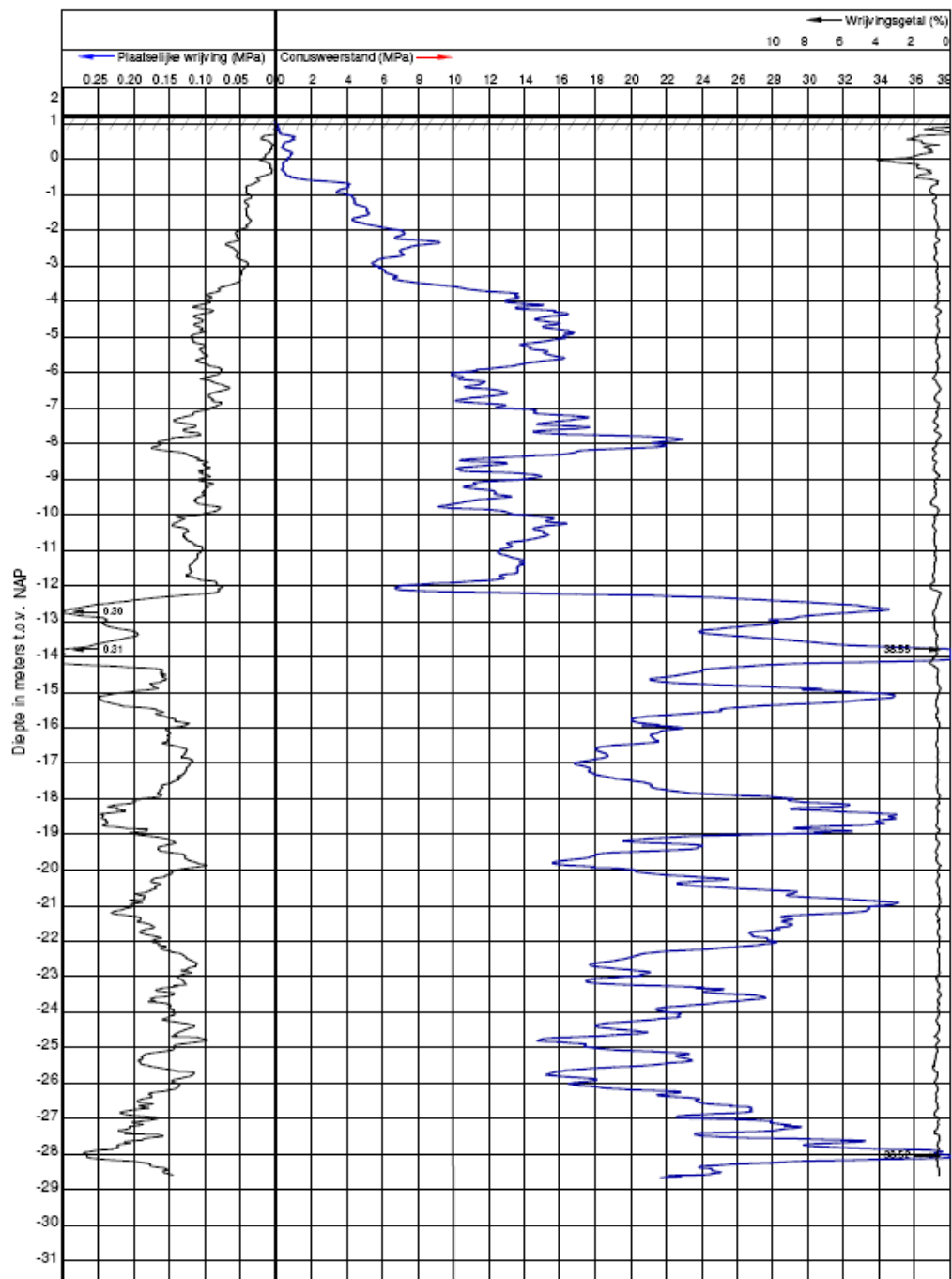




**Figuur 8.A.11**  
Sondring 23

**Figuur 8.A.12**  
 Sondering 24





**Figuur 8.A.13**  
Sondering 25

B21 Steekboring		Maaiveldhoogte: 1.21 t.o.v. NAP Grondwaterniveau: -- t.o.v.			Coördinaten:		
NAP	MV	Profiel	M	G	P	Omschrijving bodemprofiel	Opmerkingen
+1.0			1			0.00m Graszode.	
-1.0			2			0.05m Zand, fijn, donkerbruin, sterk humushoudend, sterk puin- / stenenhoudend, matig wortelrestenhouwend.	
+0.0			3			0.50m Zand, fijn, donkerbruin, matig humushoudend, zwak wortelrestenhouwend.	
-1.0			4			1.20m Zand, matig grof, lichtgrijsbruin.	
-2.0			5			2.50m Zand, matig fijn, lichtgrijsbruin.	
-3.0			6				
-4.0			7			4.50m Zand, matig fijn, lichtbruin, zwak schelpenhouwend, zwak silthoudend.	
-5.0			8			5.30m Zand, grof, lichtbruin, sterk schelpenhouwend, zwak silthoudend.	
-6.0			9			5.40m Zand, matig fijn, grijsbruin, matig silthoudend, zwak schelpenhouwend.	
-7.0			10				
-8.0			11			8.00m Zand, matig fijn, grijsbruin, matig silthoudend, sporen schelpenhouwend.	
-9.0			12			8.25m Zand, matig fijn, grijsbruin, matig kleihoudend, matig silthoudend.	
-10.0			13			8.30m Zand, matig fijn, grijs, matig silthoudend.	
-11.0			14			9.00m Zand, matig fijn, grijs, zwak silthoudend, sporen schelpenhouwend.	
-12.0			15			10.50m Zand, fijn, grijs, zwak silthoudend.	
-13.0			16				
-14.0			17			13.00m Zand, matig fijn, grijs, matig kleihoudend, matig silthoudend.	
-15.0						13.20m Veen, donkerbruin.	
-16.0						13.40m Zand, matig fijn, grijs, matig kleihoudend, matig silthoudend.	
						13.80m Zand, matig fijn, grijs, matig silthoudend.	
						14.30m Zand, fijn, lichtgrijs, sporen rietresten, zwak silthoudend.	
						15.00m Einde boring.	

Project: Provinciehuis Dreef
Locatie: te Haarlem







# **HOOFDSTUK 9**

## **ONTWERPEN VAN GRONDCONSTRUCTIES**

**READER  
GEOTECHNIEK**

**VOOR HET HBO**

**Initiatief:** Werkgroep Waterbouw KIVI afdeling Hoger Onderwijs Techniek  
**Eindredactie:** dr.ir. U. Backhausen & prof. dr.ir. A.E.C. van der Stoel

Het auteursrecht berust bij KIVI, Den Haag. Openbaarmaking en vermenigvuldiging door HBO- instellingen ten behoeve van onderwijsdoeleinden zijn toegestaan onder naamsvermelding van de auteurs.

Stand: augustus 2013

# HOOFDSTUK 9

## ONTWERP VAN GRONDCONSTRUCTIES

Ir. J. Niemeijer (Arcadis); ir. C.J. Cornejo (Tauf bv); ir. D. van Ittersum (TAUW); ir. T.D.S. Feenstra (Tauf bv) en dr.ir. U. Backhausen (Hogeschool Utrecht)

### Inhoudsopgave

<b>9.1</b>	<b>Algemeen</b> .....	3
9.1.1	Inleiding .....	3
9.1.2	Grenstoestanden.....	4
<b>9.2</b>	<b>Algehele stabiliteit van taluds</b> .....	6
9.2.1	Toetsing volgens de Eurocode.....	6
9.2.2	Berekening taludstabiliteit .....	7
9.2.3	Bepaling glijcirkel.....	8
9.2.4	Methode Bishop .....	11
9.2.5	Stappenplan stabiliteit: Methode Bishop.....	13
9.2.6	Voorbeeld 1: Aanleg Aardebaan (gedraineerd).....	14
<b>9.3</b>	<b>Horizontale vervormingen</b> .....	17
9.3.1	Casus IJsseldijk, methode Begemann en De Leeuw .....	18
9.3.2	Numerieke methode .....	18
9.3.3	Superpositie principe .....	20
<b>9.4</b>	<b>Consolidatie bij ophogingen</b> .....	21
9.4.1	Zettingsprognose en zettingseis.....	21
9.4.2	Versnelling van het consolidatieproces.....	21
9.4.3	Lichte ophoogmaatregelen voor het reduceren van zettingen.....	24
9.4.4	Voorbelasting, grondwaterstandverlaging en grondverbetering .....	26
9.4.5	Monitoring.....	27
<b>9.5</b>	<b>Hydraulische invloeden door erosie</b> .....	28
9.5.1	Overzicht .....	28
9.5.2	Uitspoeling van grond door uittredend grondwater .....	28
9.5.3	Afschuiving van een afdeklaag door een grondwateroverdruk .....	32
9.5.4	Voorbeeld 2: afschuiving door grondwaterstroming .....	34
<b>9.6</b>	<b>Waterkeringen</b> .....	35
9.6.1	Overzicht .....	35
9.6.2	Waterspanningen bij dijken .....	35
9.6.3	Voorbeeld 3: waterspanning bij een dijk .....	39
9.6.4	Piping .....	40
9.6.5	Voorbeeld 4: Piping .....	41
<b>9.7</b>	<b>Activeringsvragen</b> .....	42
<b>9.8</b>	<b>Computertoepassingen</b> .....	43
<b>9.9</b>	<b>Referenties</b> .....	44



## Hoofdstuk 9

## Ontwerp van grondconstructies

### 9.1 Algemeen

#### 9.1.1 Inleiding

Grondconstructies kunnen voor verschillende doeleinden worden ontworpen en worden veelal gebruikt om een hoogteverschil te overbruggen. Ze ontstaan bij een ontgraving van bijvoorbeeld een watergang of een zandwinning en worden gecreëerd bijvoorbeeld bij de aanleg van een dijk, een weglichaam, een spoordijk of een geluidswal. Door de zwaartekracht en door de inwerking van water of grondwater ontstaan krachten in de grond, waardoor een grondconstructie instabiel kan worden en gaat afschuiven. Dit veroorzaakt schade aan de grondconstructie (het talud) of aan nabijgelegen objecten en kan in het ergste geval ook gevaar voor personen betekenen. Daarom worden speciale eisen aan het ontwerp en de uitvoering van grondconstructies

gesteld. Bij het ontwerpen van een grondconstructie moet dus de stabiliteit van het talud worden gecontroleerd, waarbij rekening moet worden gehouden met de eigenschappen van de grond en de grondwaterstromingen die optreden.

Grondconstructies worden op verschillende faalmechanismen getoetst: manieren waarop een instabiliteit van een grondconstructie kan ontstaan.



**Figuur 9.1.1**

Aanleg bouwkuip met natuurlijk talud;  
(bron: Arcadis)

#### **Dijkdoorbraak in Wilnis; 26 augustus 2003**

“WILNIS - Het water in de Ringvaart in het Utrechtse dorp Wilnis heeft dinsdagmorgen een gat in de Ringdijk geslagen. Daardoor loopt het water in de straten van de burgemeesterwijk in het dorp. De opening zou enkele meters groot zijn. Inmiddels is een noodwand voor het dijkgat geplaatst.”



**Figuur 9.1.2**

Dijkdoorbraak in Wilnis  
(bron:internet)

**Figuur 9.1.3**  
Aardverschuiving bedelft Oostenrijkse weg  
(bron: internet)

**Zware aardverschuiving bedelft Oostenrijkse weg;  
10 april 2008**

“Een zware aardverschuiving heeft in de Oostenrijkse provincie Salzburg een weg helemaal bedolven. De autoriteiten kunnen niet zeggen of er slachtoffers zijn. De modder overspoelde een 100 meter lange strook van een weg en bedolf hem onder een tien meter hoge laag van stenen, modder, bomen en ander puin.”



De meeste grondconstructies in Nederland kunnen in de volgende categorieën worden ingedeeld:

**Ontgravingen bij bouwputten:** Deze zijn te vinden bij bodemsaneringen en bij het aanleggen van bouwputten waarbij in de meeste gevallen de grondwaterstand moet worden verlaagd.

**Dijken / waterkeringen:** Onder waterkerende constructies worden zee-, meer- en rivierdijken, dammen, kaden en boezemkaden verstaan.

**Aardebanen:** Deze vormen een deel van een weglichaam en zorgen ervoor dat de krachten van het verkeer naar de ondergrond worden afgedragen. Daarnaast heeft een aardebaan de functie om de weg op de gewenste hoogte boven maaiveld te brengen.

**Ingravingen:** Deze komen voor bij verdiepte (spoor-)wegliggingen of tunneltoeritten.

Afhankelijk van het doel van een grondconstructie kunnen ontwerpeisen voor de grondconstructie van toepassing zijn zoals: sterkte, stabiliteit, draagkracht van de ondergrond, dichtheid van de grondconstructie en duurzaamheid.

Het bepalen van de veiligheid van een grondconstructie richt zich op de kans op falen en/of bezwijken van de constructie.

Een grondconstructie of enig onderdeel daarvan wordt geacht te zijn bezweken als ten gevolge van evenwichtsverlies grote vervormingen zijn ontstaan. Veelal zullen falen en bezwijken samen gaan.

Een risicoanalyse levert een inventarisatie van de gevaren op die een grondconstructie bedreigen, de mogelijke responsies van de constructie daarop en de gevolgen ervan. Komt het in een van de gevallen tot het falen van de grondconstructie dan spreekt men van een bezwijkmechanisme.

### 9.1.2 Grenstoestanden

De overgang tussen “niet falen” en “falen” wordt grenstoestand genoemd. Een grenstoestand wordt dus altijd gedefinieerd in samenhang met een mechanisme. Bij het ontwerpen van een grondconstructie zal men trachten ernaar getracht worden de werkelijkheid te vertalen in een model (formules en getallen) om op grond daarvan tot een goed onderbouwd oordeel over de constructie te komen.

#### *Invloeden op het bezwijken*

Er zijn verschillende mechanismen die invloed hebben op de stabiliteit bij waterkerende grondconstructies (dijken) of aardebanen:

- Overlopen: Overlopen van een dijk treedt op indien de waterstand voor de dijk de kruinhoogte overschrijdt. Hierdoor kan erosie aan het binnentalud optreden.
- Golfoverslag: Golfoverslag ontstaat door een combinatie van hoge waterstand plus grote golfhoogte. Ook hier kan dit leiden tot erosie aan het binnentalud.



- Hoogwater: Ten tijde van hoogwater ontstaat door een toename van de waterspanningen en daardoor een afname van de schuifweerstand in het afschuifvlak het afschuiven van het binnentalud.
- Grote uitwendige belastingen: hierdoor kan een afschuiving van het buitentalud ontstaan.
- Ophogen of aanleggen van grondconstructies: indien er dikke slappe veenlagen voorkomen onder en naast de grondconstructie kunnen slappe lagen in de ondergrond weggeperst worden en kunnen er grote zettingen optreden.

Bij het ontwerpen van een grondconstructie worden afhankelijk van de invloeden een aantal grenstoestanden onderzocht.

In de Eurocode (NEN-EN 1997-1) zijn de volgende grenstoestanden gedefinieerd:

- Verlies van algehele stabiliteit (*macrostabiliteit*).
- Bezwijken van het talud of van de kruin van de ophoging;
- Bezwijken door interne erosie (*microstabiliteit*).
- Bezwijken door erosie of uitschuring aan het oppervlak.
- Vervormingen in de ophoging, waardoor verlies van bruikbaarheid ontstaat, zoals uitzonderlijke zettingen of scheuren.
- Zettingen en kruipvervorming, met als gevolg schade of verlies van de bruikbaarheid van nabijgelegen constructies en leidingen.
- Uitzonderlijke vervormingen in overgangszones, zoals de ophoging die toegang biedt tot een landhoofd van een brug.
- Verlies van bruikbaarheid van wegen en parkeerterreinen e.d. door klimatologische invloeden zoals vorst en dooi of extreme uitdroging.
- Kruip in taluds gedurende de periode van vorst en dooi.
- Degradatie van het grove materiaal in de wegfundering door hoge verkeersbelastingen.
- Vervormingen door hydraulische belastingen.
- Veranderingen in het milieu zoals verontreiniging van oppervlaktewater of grondwater, geluid en trillingen.

In dit hoofdstuk wordt alleen aandacht besteed aan de **algehele stabiliteit** en het bezwijken door de **hydraulische invloed** van erosie. Onder erosie wordt hier verstaan: interne erosie, microstabiliteit van grondconstructies en erosie door geconcentreerde grondwaterstromingen (piping).

#### **Algehele stabiliteit (macrostabiliteit)**

Bij de aanleg van een grondconstructie kan stabiliteitsverlies van het talud optreden. De schuifweerstand van de grond is dan niet voldoende om het afschuiven van een grondmoot tegen te gaan. De afschuiving vindt meestal plaats langs een glijvlak. Van belang voor de macrostabiliteit is o.a. de steilheid van het talud. Een steiler talud geeft een grotere kans op instabiliteit. Vanwege de gekromde vorm van het glijvlak wordt in veel rekenmethoden het afschuiven van een talud benaderd door middel van een moot grond, die langs een cirkelvormig glijvlak afschuift.

#### **Hydraulische invloeden door interne erosie (micro-instabiliteit)**

Verlies van microstabiliteit is het verschijnsel waarbij met uittredend grondwater, meestal aan de teen van het binnentalud, grond uit het dijklichaam spoelt (erosie) en plaatselijke instabiliteiten in de grondconstructie (dijk) veroorzaakt. Er is evenwel geen sprake van een groot-schalige glijcirkel, maar de stabiliteit van een dijk is desalniettemin niet meer gegarandeerd. Er kan zelfs bezwijken van de gehele grondconstructie optreden. Het verschijnsel treedt vooral op bij dijken in het bovenrivierengebied bij hoge waterstanden. De grondwaterstand in de dijk komt bij die hoge waterstanden hoger te liggen dan doorsnee het geval is. Er kan dan water met gronddeeltjes uit het binnentalud stromen.

## 9.2 Algehele stabiliteit van taluds

### 9.2.1 Toetsing volgens de Eurocode

De macrostabiliteit wordt in hoofdstuk 11 van de NEN-EN 1997-1 behandeld. Bij het ontwerp van taluds moet de algehele stabiliteit van een terrein en de bewegingen in natuurlijke of kunstmatig aangebrachte grond gecontroleerd worden. Ook de stabiliteit van de ondergrond met daarop bestaande gebouwen, nieuwe constructies, taluds of ontgravingen moet gecontroleerd worden.

De stabiliteit van taluds moet in de uiterste grenstoestand (GEO –geotechnische grenstoestand en STR – constructieve grenstoestand = bezwijken constructie) getoetst worden.

De voor Nederland van toepassing zijnde partiële factoren zijn te vinden in de Nationale bijlage (NB) – conform de CUR-publicatie 162 en weergegeven in tabel 9.2.1.

**Tabel 9.2.1**  
Partiële grondparameters voor talud

Grondparameter	Symbool	Combinatie - Talud Veiligheidsklasse		
		RC1	RC2;	RC3
Hoek van inwendige wrijving	$\gamma_{\varphi'}$	1,2	1,25	1,3
Effectieve cohesie	$\gamma_{c'}$	1,3	1,45	1,6
Ongedraineerde schuifsterkte	$\gamma_{c_u}$	1,5	1,75	2,0
Prismadruksterkte	$\gamma_{q_u}$	1,5	1,75	2,0
Volumiek gewicht	$\gamma_{\gamma}$	1,0	1,0	1,0

De Eurocode bevat geen voorgeschreven formules voor de berekening van taludstabiliteit. Wel wordt aangegeven dat uitgegaan mag worden van de gebruikelijke al of niet cirkelvormige glijvlakken.

Ook is in de Eurocode aangegeven dat bij de bepaling van het meest ongunstige glijvlak de onzekerheid van het volumiek gewicht van de grond in rekening moet worden gebracht. Het is echter niet duidelijk of een lage of hoge waarde van het volumiek gewicht maatgevend is voor de stabiliteit. De hoge karakteristieke waarde kan bijna 20% hoger zijn dan de lage karakteristieke waarde.

$$\gamma_{k;hoog} = 1,18 * \gamma_{k;laag} \quad (\text{vuistregel})$$

Voor de toetsing moet zowel de ongedraineerde als de gedraineerde situatie worden beschouwd.

Bij de analyse voor de *ongedraineerde situatie* met ( $\varphi' = 0$  en  $c_u \geq 0$ ) blijkt dat de stabiliteitsfactor afneemt, naarmate het eigengewicht toeneemt. Het gewicht van de grond heeft geen invloed op de grootte van de schuifspanning langs het glijvlak. De laagste stabiliteitsfactor wordt gevonden bij de grootste waarde van het volumiek gewicht van de grond.

**Conclusie:** voor de ongedraineerde situatie moet altijd de hoge karakteristieke waarde  $\gamma_{k;hoog}$  in rekening worden gebracht.

In de *gedraineerde toestand* is niet direct duidelijk welke situatie maatgevend is.

**Conclusie:** theoretisch gezien blijkt dat bij een analyse met  $\varphi' = 0$  een hoge schatting van het volumiek gewicht van de grond een lage waarde voor de stabiliteitsfactor geeft.

Bij een analyse met  $\varphi' > 0$  en  $c' \geq 0$  is de invloed van  $\gamma$  afhankelijk van de grootte van de wrijvingsparameters  $\varphi'$  en  $c'$ . Uit berekeningen blijkt, dat bij een relatief lage waarde van  $c'$  ten opzichte van  $\varphi'$  (typerend voor Nederland) de stabiliteitsfactor berekend wordt bij een lage waarde van het volumiek gewicht. Bij een relatief hoge waarde voor  $c'$  is juist het omgekeerde het geval.

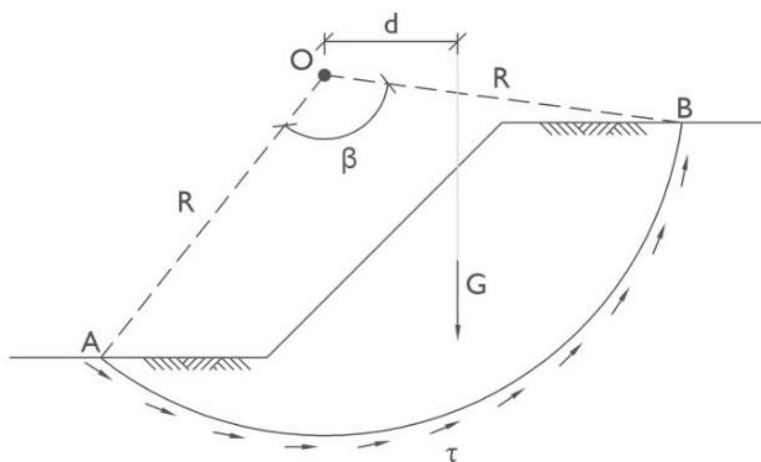
In navolgende paragrafen is geen onderscheid gemaakt in ongedraineerde of gedraineerde toestand.

### 9.2.2 Berekening taludstabiliteit

Ophogingen in grond, ontgravingen, dijken, aardebanen voor wegen en spoorwegen worden allemaal gekenmerkt door een talud om het hoogteverschil te overbruggen. Door verlies van stabiliteit kan een talud bezwijken. Dit gebeurt als de aandrijvende kracht groter is dan de sterkte van de grond. De aandrijvende kracht bestaat uit het gewicht van de grond en het gewicht van eventuele bovenbelastingen, zoals verkeer. De sterkte van de grond, of de weerstandbiedende kracht, wordt gevormd door de schuifsterkte van de grond.

Het afschuiven van een talud gebeurt meestal langs een glijvlak, in veel gevallen een cirkelvormig glijvlak. Het middelpunt van de cirkel is daarbij het rotatiepunt van het afschuifmechanisme.

De stabiliteitsfactor SF is de verhouding van weerstandbiedend moment en aandrijvend moment. De eenvoudigste benadering van stabiliteit is het constant houden van de schuifspanning  $\tau$  langs de cirkelomtrek (figuur 9.2.1). Het krachterevenwicht dat wordt beschouwd is het momentenevenwicht, rond het middelpunt van de cirkel.



**Figuur 9.2.1**  
Cirkelvormig glijvlak met constante schuifspanning (bron: CGF1, Elsevier)

Hierdoor kan de stabiliteitsfactor SF voor een cirkelvormig glijvlak met constante schuifspanning als volgt worden geformuleerd:

$$SF = \frac{\tau \cdot \beta \cdot R^2}{G \cdot d} \quad (9.2.1)$$

De betekenis van  $\beta$ , R en d zijn terug te vinden in figuur 9.2.1. G is het totale gewicht van de grond binnen de cirkelmoot. De schuifspanning  $\tau$  varieert echter langs de cirkel en is een functie van de effectieve korrelspanning.

$$\tau_{kr} = c' + \sigma'_n \tan \varphi' \quad (9.2.2)$$

waarin:

- $\tau_{kr}$  - de maximale (kritieke) schuifspanning die kan worden ontwikkeld;
- $c'$  - de cohesie van de grond;
- $\sigma'_n$  - de korrelspanning in de grond loodrecht op het glijvlak;
- $\varphi'$  - de hoek van inwendige wrijving van de grond;

Zolang het talud stabiel is, is de maximale schuifspanning nog niet gemobiliseerd. Er geldt dan:

$$\tau = \frac{1}{SF} (c' + \sigma'_n \tan \varphi') \quad (9.2.3)$$

waarin:

$\tau$  - de daadwerkelijk optredende schuifspanning;

SF - de stabiliteitsfactor: de verhouding tussen het weerstandbiedend moment en het aandrijvend moment.

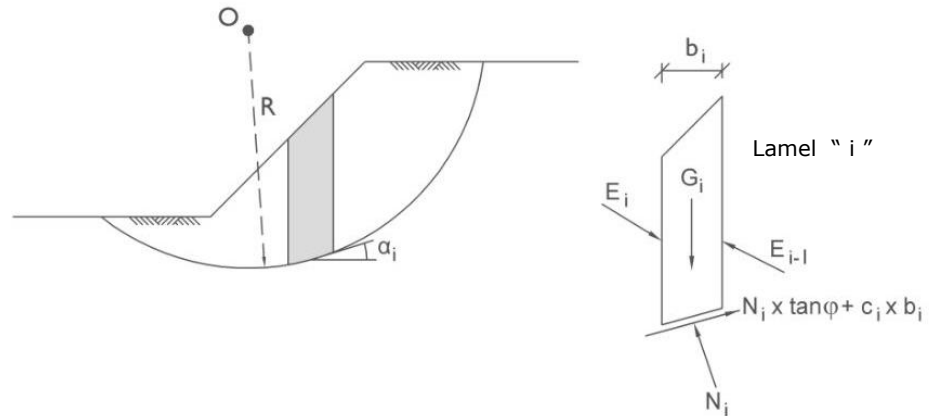
De stabiliteitsfactor SF kan voor oneindig veel cirkels met verschillende middelpunten en stralen worden bepaald. Maatgevend is de cirkel met de laagste stabiliteitsfactor SF.

De cirkelmoot is stabiel als geldt:  $SF \geq 1$ .

### Lamellenmethode

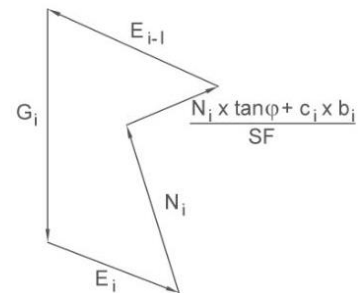
Algemeen wordt de berekening uitgevoerd door de zogenaamde lamellenmethode. Hierbij wordt de cirkelmoot opgedeeld in verticale lamellen van gelijke breedte. In figuur 9.2.2 is één lamel "i" getekend.

**Figuur 9.2.2**  
Lamel "i"



**Figuur 9.2.3**  
Krachtenveelhoek

Op een lamel werken diverse krachten: het eigen gewicht  $G_i$ , de normaalkracht  $N_i$ , de schuifspanning  $\tau_i$  aan de omtrek van de cirkel en de interactiekrachten  $E_i$  en  $E_{i-1}$  tussen de ernaast liggende lamellen. In figuur 9.2.3 zijn deze krachten weergegeven. De index  $i$  staat voor lamel  $i$ . De vectoriële som van de krachten op een lamel moet gelijk zijn aan nul (evenwicht), hetgeen in een krachtenveelhoek kan worden weergegeven.

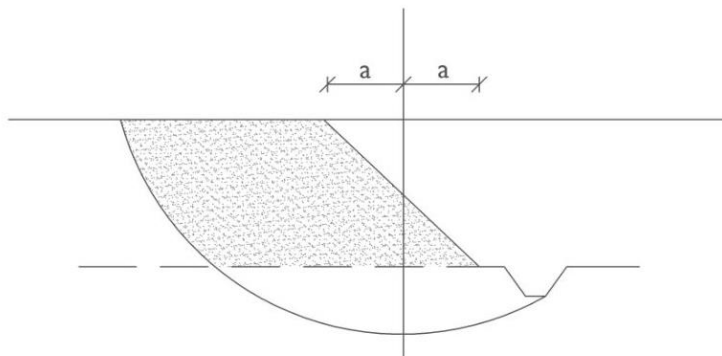


### 9.2.3 Bepaling glijcirkel

Aangenomen wordt, dat de afschuiving plaats vindt volgens een cirkelvormig glijvlak. Een mogelijk glijvlak verschilt per grondconstructie waarbij altijd gezocht wordt naar het meest ongunstige glijvlak.

Voor het bepalen van een mogelijk cirkelvormig glijvlak wordt gekeken naar het rotatiemiddelpunt. Dit punt wordt bepaald door een verticale as en mogelijke bezwijkpunten of -vlakken.

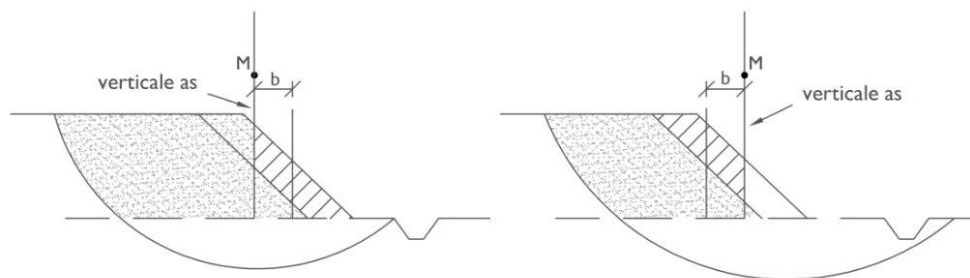
Het middelpunt van een mogelijk glijvlak ligt theoretisch op een verticaal, die door het midden van het talud gaat. Onder het midden van het talud treden de grootste schuifspanningen op.



**Figuur 9.2.4**  
Verticale as door het midden van het talud

Wordt de verticaal niet door het midden van het talud getekend, maar bijvoorbeeld op een afstand  $b$  links van het midden (figuur 9.2.5), dan is de invloed daarvan dat het talud is uitgebreid waardoor een verhoging van het tegenwerkend moment optreedt van  $P \cdot b$ .

De invloed van een verschuiving van de verticale naar rechts van het midden (figuur 9.2.5) over een afstand  $b$  is dat het talud is vermeerderd, waardoor een toename van het aandrijvend moment ontstaat met  $P \cdot b$ .

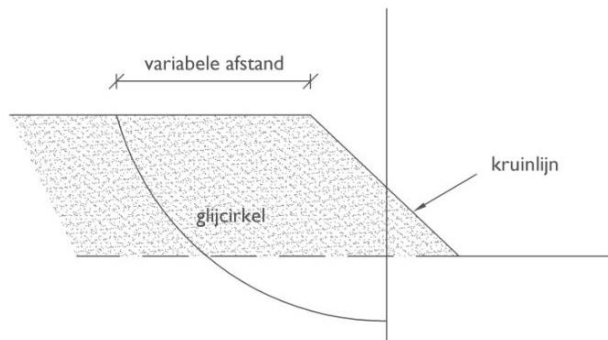


**Figuur 9.2.5**  
Verschuiving van de verticale as naar links resp. naar rechts

De verschuiving naar links geeft dus een verhoging van een gunstige invloed en een verschuiving naar rechts een afname van een gunstige invloed. De ongunstige situatie wordt dus verkregen wanneer het middelpunt van het afschuivingsvlak op de verticaal door het midden van het talud ligt. In homogene grond is dit geheel juist. In niet homogene gronden, die het meest voorkomen, is dit niet helemaal waar. Maar als eerste aanname is dit een goede benadering.

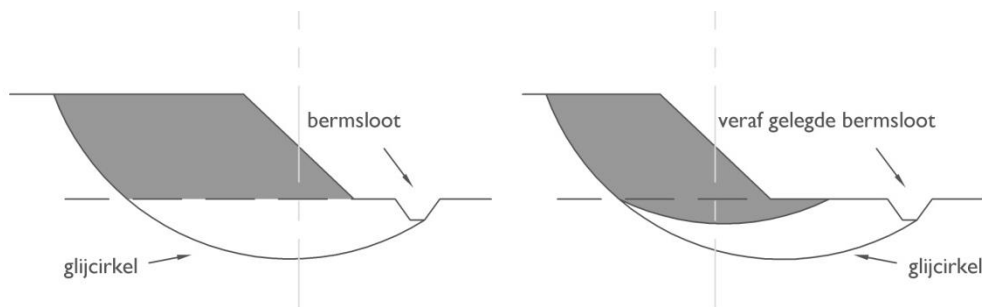
Als de verticale as van het afschuivvlak zo bepaald is, is de plaats op de verticale as nog niet bekend. Deze plaats moet worden verkregen uit enige aannamen voor enkele punten van de glijcirkel. Een punt van het glijvlak kan worden aangenomen op enige afstand vanuit de kruinlijn. In de meeste gevallen bij afschuiving gaat een stuk van het kruin mee (figuur 9.2.6).

**Figuur 9.2.6**  
Afstand glijcirkel op kruinlijn



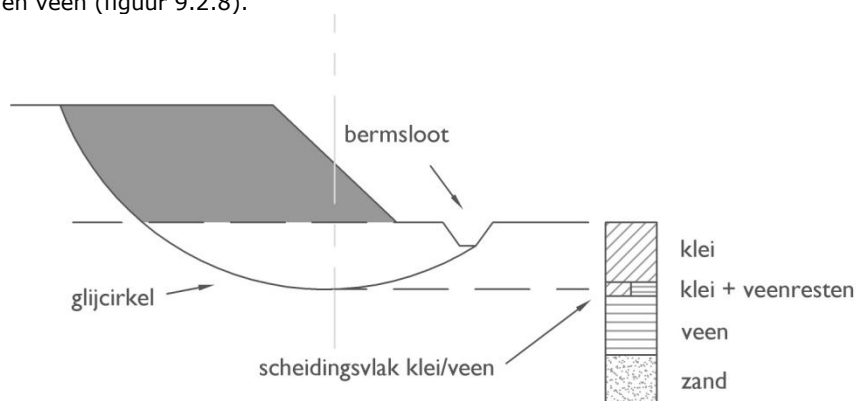
Een ander punt van het glijvlak kan dikwijls worden aangenomen binnendijs van de langs het talud gelegen sloot. Een glijvlak heeft in veel gevallen de neiging om in een slootbodem uit te monden, tenzij de sloot te ver van de ophoging ligt. Ter plaatse van de sloot is de tendingdruk om afschuiving te verhinderen kleiner, omdat er geen grond aanwezig is (figuur 9.2.7) waardoor de korrelspanning lager is. Wanneer een grondmoot afschuift langs het glijvlak, dan wordt de grond als het ware opgestuwd. Ligt een sloot ver van de ophoging, dan kan wel worden aangenomen dat een glijvlak ook in de vergelegen sloot uitmondt, maar het is dan zeer waarschijnlijk dat dit glijvlak niet maatgevend wordt, omdat door de grotere lengte van het schuifvlak ook de schuifweerstand vergroot. De meeste bermsloten liggen echter dicht bij het grondlichaam. De berm tussen teenlijn en insteek sloot wordt minimaal gehouden.

**Figuur 9.2.7**  
Afstand glijcirkel van de sloot (dichtbij en veraf gelegen)



Een derde punt van het glijvlak kan vaak aangenomen worden op het scheidingsvlak tussen klei en veen (figuur 9.2.8).

**Figuur 9.2.8**  
Scheidingsvlak tussen klei en veen

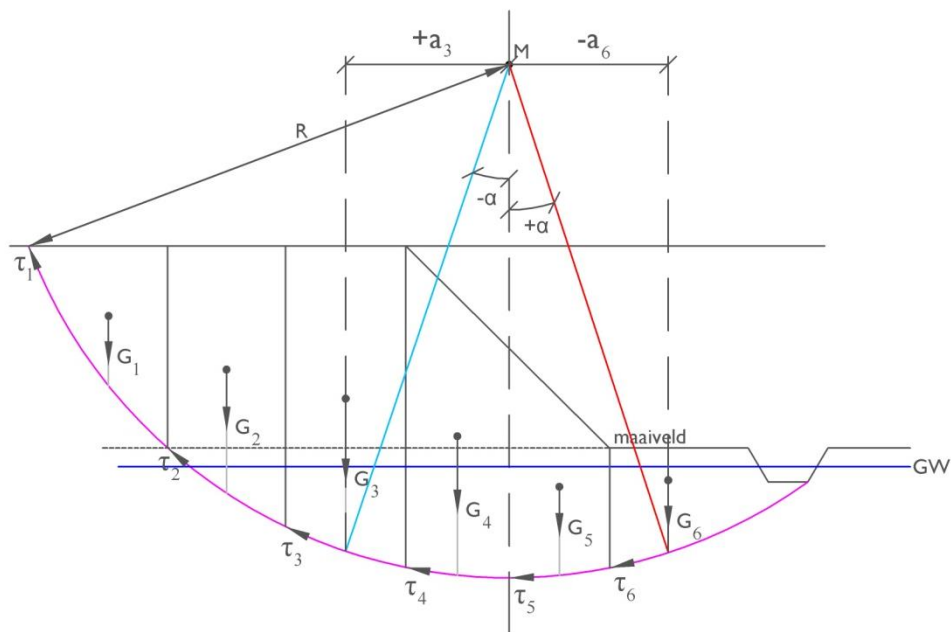


In de praktijk is gebleken dat de gemengde scheidingslaag tussen klei en veen uitgesproken slechter is dan de daarboven of eronder gelegen lagen. Het doet als het ware dienst als smeerlaag. Echter deze slechte eigenschap komt uit celproeven niet naar voren. In de praktijk is gebleken dat glijvlakken bij voorkeur een dergelijke scheidingslaag opzoeken.

### 9.2.4 Methode Bishop

Voor het bepalen van de stabiliteitsfactor met de lamellenmethode zijn diverse rekenmethoden ontworpen. De meest gebruikte is de methode Bishop.

Bij de methode Bishop wordt uitgegaan van een cirkelvormig glijvlak en de afschuivende grondmoot wordt verdeeld in verticale "rechthoekige" lamellen van gelijke breedte (figuur 9.2.9). Hierbij kan de plaatselijke situatie bepalend zijn voor de verdeling. Voor elk van deze lamellen wordt het verticale evenwicht bepaald. Hieruit kan met behulp van de verticale spanningen op het in beschouwing genomen glijvlak de schuifweerstand bepaald worden. Tevens wordt het momentenevenwicht bepaald om het middelpunt van de glijcirkel.



**Figuur 9.2.9**  
Verdeling glijvlak in lamellen volgens Bishop

Uit het momentenevenwicht ten opzichte van het middelpunt van de cirkel volgt, dat voor een stabiel talud het stabiliserende moment  $M_{stab}$  groter of minimaal gelijk moet zijn aan het aandrijvende moment

$M_{aandr}$  :

$$\frac{M_{stab}}{M_{aandr}} = SF \geq 1 \quad (9.2.4)$$

Het stabiliserende moment  $M_{stab}$  en het aandrijvende moment  $M_{aandr}$  worden als volgt gedefinieerd:

$$M_{stab} = R \cdot \sum_i (\tau_i \cdot l_i) \quad (9.2.5)$$

$$M_{aandrijvend} = \sum_i (G_i \cdot a_i) \quad (9.2.6)$$

Hierin is:

- R - de straal van de glijcirkel
- i - nummer van de lamel
- $\tau_i$  - de schuifspanning voor lamel "i"
- $l_i$  - lengte van het schuifvlak van lamel "i" (rechtlijnig aangehouden)
- $G_i$  - het gewicht van de lamel "i"
- $a_i$  - de afstand van het middenpunt van de lamel "i" tot de verticaal van de glijcirkel

De schuifspanningen  $\tau_i$  per lamel op het glijvlak kunnen uit *formule 9.2.2* geformuleerd worden tot:

$$\tau_i = \frac{\sin \varphi' \cdot \cos \alpha_i}{\cos(\varphi' + \alpha_i)} (\sigma_i' + c_i' \cdot \cot \varphi') = z_i \cdot (\sigma_i' + c_i' \cdot \cot \varphi') \quad (9.2.7)$$

Waarin:

- $\varphi'$  - de hoek van de inwendige wrijving [ $^\circ$ ]
- $c_i'$  - de cohesie van de lamel "i" [kN/m<sup>2</sup>]
- $\sigma_i'$  - de verticale korrelspanning van lamel "i" [kN/m<sup>2</sup>]
- $\alpha_i$  - de hoek tussen de normaal op het glijvlak en de verticaal [ $^\circ$ ] voor lamel "i"

De schuifspanning volgens deze formule wordt oneindig bij ( $\varphi' + \alpha = 90^\circ$ ). Dit kan natuurlijk in werkelijkheid niet voorkomen, maar wordt veroorzaakt door het feit, dat de verticale resultante van de krachten op de lamelscheidingen is verwaarloosd.

Bij de methode Bishop wordt aangenomen dat de interactiekrachten tussen de lamellen onderling horizontaal zijn. Dit heeft weinig invloed op het resultaat. Door deze aanname zijn de interactiekrachten niet meer van invloed op het verticale evenwicht van een lamel en dus ook niet meer bij de bepaling van de schuifkracht langs het schuifvlak.

Deze onvolkomenheid wordt opgevangen door vanaf het "passieve punt" [ $\varphi + 2\alpha = 90^\circ$ ] de waarde van de term "z" constant te houden. Dit is een vrij willekeurige ingreep waarbij het principe van het verticale evenwicht verloren gaat. Hierdoor wordt een grenswaarde voor de gemeten hoek  $\alpha$  bepaald met:  $|\alpha| \leq |45^\circ - \varphi'/2|$ .

De methode Bishop levert over het algemeen een vrij goede voorspelling van de veiligheid tegen afschuiven.

#### *Het aandrijvende moment $M_{aandr}$*

Het aandrijvend moment wordt bepaald ten opzichte van het rotatiemiddelpunt van de glijcirkel. Alles wat aan de hoge kant van de verticaal door het rotatiemiddelpunt ligt (in figuur 9.2.9 links van de verticaal), werkt ongunstig en alles wat aan de lage kant van de verticaal ligt werkt gunstig tegen het aandrijvende moment. Vandaar dat in gevallen waar niet voldoende stabiliteit kan worden verkregen een steunberm wordt geadviseerd.

Het aandrijvende moment voor het aangegeven talud in figuur 9.2.9 kan als volgt worden bepaald:

$$M_{aandr} = \sum_i (G_i \cdot a_i) = G_1 \cdot a_1 + G_2 \cdot a_2 + G_3 \cdot a_3 + G_4 \cdot a_4 - G_5 \cdot a_5 - G_6 \cdot a_6 \quad (9.2.8)$$

De lamellen 5 en 6 liggen aan de lage kant ten opzichte van de verticaal en werken dus gunstig tegen het aandrijvende moment.

#### *Het stabiliserende moment $M_{stab}$*

Het stabiliserende moment of opneembaar moment wordt geleverd door de schuifspanningen, die in het glijvlak gaan werken. Wanneer die schuifspanningen worden gesommeerd over de lengte van het gedeelte aan het glijvlak waarover zij geldig zijn, dan ontstaat een gesommeerde schuifkracht.

Elk van de schuifkrachtjes heeft dezelfde momentenarm, namelijk de straal van de glijcirkel R.

$$M_{stab} = R \cdot (\tau_1 \cdot l_1 + \tau_2 \cdot l_2 + \tau_3 \cdot l_3 + \tau_4 \cdot l_4 + \tau_5 \cdot l_5 + \tau_6 \cdot l_6) \quad (9.2.9)$$

Het gaat er dus om de schuifspanningen en de lengte van het glijvlak te bepalen.

De schuifspanningen  $\tau_i$  worden bepaald in het middenpunt van het schuifvlak van de lamel "i". Er wordt een straal getrokken tussen het rotatiemiddelpunt en dat punt. De hoek tussen die straal en de verticaal door het rotatiemiddelpunt is de hoek  $\alpha$  en wordt opgemeten.



De hoek  $\alpha$  is positief wanneer hij aan die zijde van de verticaal ligt, waar zich ook de teen van de ophoging bevindt. De hoek aan de andere zijde van de verticaal is dan negatief. De cohesie  $c$  en de hoek van de inwendige wrijving  $\varphi$  zijn bekend en de verticale korrelspanning kan worden berekend.

Voor het berekenen van de stabiliteit van taluds zijn computerprogramma's ontwikkeld, waardoor op een snelle en gemakkelijke manier de laagste stabiliteitsfactor te vinden is. Wel moeten handmatig de invloedsgebieden voor een mogelijk afschuifvlak aangegeven worden. Dit wordt bij aanvang door een grid van mogelijke middelpunten  $M$  aangegeven.

### 9.2.5 Stappenplan stabiliteit: Methode Bishop

Hieronder is een stappenplan weergegeven voor het bepalen van de macrostabiliteit bij grondconstructies.

1. Bepalen van een mogelijke glijcirkel
  - a. Verticale as
  - b. Glijpunten / - glijvlakken
2. Indeling in lamellen
3. Bepalen van het aandrijvende moment
  - a. Gewicht  $G_i$  per lamel (zonder water)
  - b. Momentenarm per lamel
  - c. Bepalen van het aandrijvende moment
4. Bepalen van het stabiliserende moment
  - a. Bepalen van hoeken  $\alpha_i$  per (lamel)
  - b. Controle van de maximale hoek  $\alpha_i$  per lamel
  - c. Bepalen van de schuifspanningen  $\tau$
  - d. Formuleren van het weerstands biedend moment
5. Bepalen van de stabiliteitsfactor  $SF$
6. Andere mogelijke glijcirkel beschouwen (herhalen van de stappen 1 t/m 5).

### Stappenplan 9.1 Stabiliteit Methode Bishop

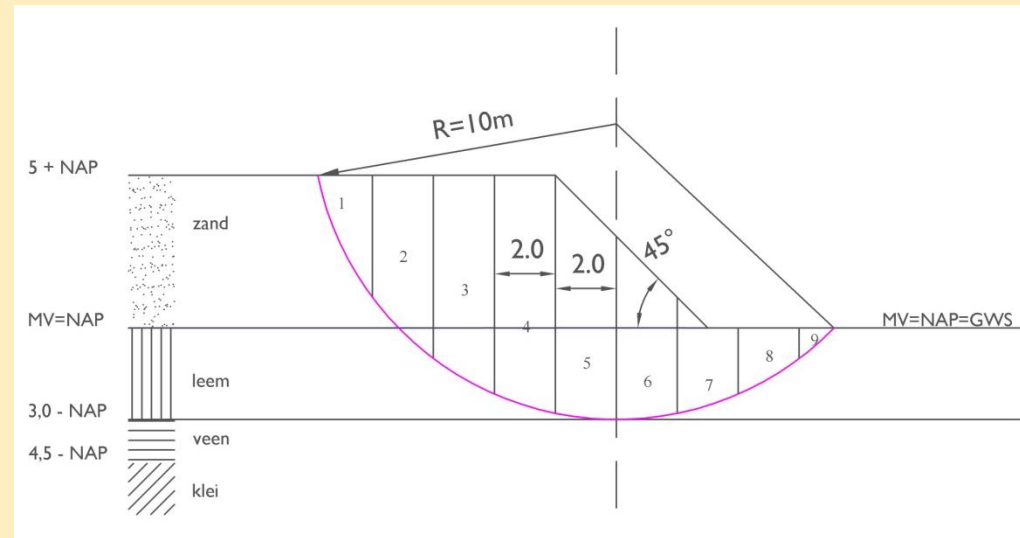
### 9.2.6 Voorbeeld 1: Aanleg Aardebaan (gedraineerd)

Vanwege ruimtegebrek wordt het talud van een aardebaan redelijk steil beëindigd. Beschouwd wordt een cirkelvormig glijvlak met een straal  $R = 10$  m. Het middelpunt van de glijcirkel ligt op NAP+7 m. Het diepste punt van de glijcirkel raakt de bovenkant van de veenlaag (NAP-3,0m). De grondwaterstand is gelijk aan maaiveld.

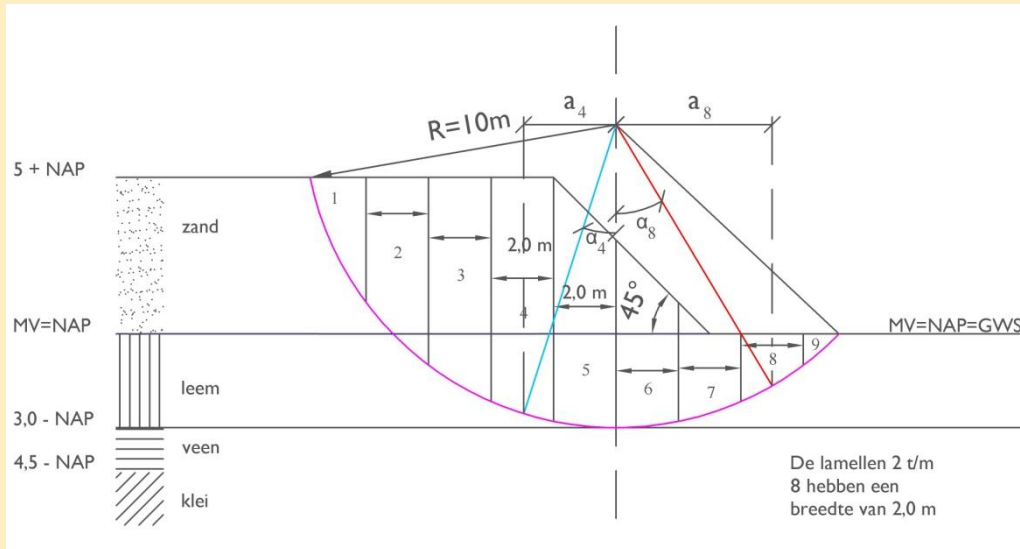
**Tabel 9.2.1**  
Representatieve waarden grondparameters

Grondsoort	b.k. laag [m +/- NAP]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$c_u$ [kPa]	$C_c$ [-]	$C_\alpha$ [-]
zandophoging	+5,0	19	20	0	33,0	-	0,006	0,000
leem	+0,0	18	21	5	27,5	150	0,126	0,003
veen	-3,0	12	12	15	15,0	20	1,81	0,023

**Figuur: 9.2.10**  
Voorbeeld stabiliteit: talud aardebaan



**Figuur: 9.2.11**  
Maatvoering voor lamel 4 en lamel 8



De bepaling van een mogelijke glijcirkel en de indeling van de lamellen, de stappen 1. en 2. uit het stappenplan 9.1, zijn al voorgegeven en hoeven niet bepaald te worden. De stap 3 en 4 worden stapsgewijs aan lamel 4 en 8 doorlopen. De uitgangswaarden voor alle lamellen zijn samengevat in tabel 9.2.2. en de resultaten van alle lamellen zijn te vinden in tabel 9.2.3.

De afstanden  $a_i$  kunnen worden aangenomen in het midden van elke lamel, met uitzondering van de eerste en de laatste lamel. Hier wordt het zwaartepunt op 1/3 van de lamel aangehouden.

De waarden voor  $\varphi'_i$  staan in tabel 9.2.1,  $\alpha_i$  en  $l_i$  zijn opgemeten uit de tekening.

Lamel	Onderkant lamel		maatgevend					R
	links [m+/- NAP]	rechts [m+/- NAP]	$a_i$ [m]	$\varphi'_i$ [°]	$\alpha_i$ [°]	$l_i$ [m]		
1	+5	+0,5	8,67	33	65	5,3	10	
2	+0,5	-1,2	7,0	33	44	2,8	10	
3	-1,2	-2,2	5,0	37,5	30	2,25	10	
4	-2,2	-2,8	3,0	37,5	18	2,1	10	
5	-2,8	-3,0	1,0	37,5	5	2,1	10	
6	-3,0	-2,8	1,0	37,5	5	2,1	10	
7	-2,8	-2,2	3,0	37,5	18	2,1	10	
8	-2,2	-1,2	5,0	37,5	29	2,25	10	
9	-1,2	0,0	6,67	37,5	30	2,3	10	

**Tabel 9.2.2**

Uitgangswaarden / afmetingen voor lamellen 1 t/m 9

#### Berekening Lamel 4

Stap3: het aandrijvende moment

Het gewicht  $G_4$  wordt bepaald door het droge volumegewicht van de grond:

$$G_4 = [5 \cdot 19 + 0,5 \cdot (2,2 + 2,8) \cdot (21 - 10)] \cdot 2,0 \text{ m}$$

$$G_4 = 245 \text{ kN}$$

Met een  $a_4 = 3,0 \text{ m}$  kan het aandrijvende moment gevonden worden:

$$M_{4,aandrijvend} = G_4 \cdot a_4 = 245 \cdot 3,0 = 735 \text{ kNm}$$

Stap 4: het stabiliserende moment

De hoek  $\alpha$ , behorend bij lamel 4 bedraagt

$$\alpha_4 = -18^\circ$$

Deze hoek mag niet groter worden dan de maximaal toe te passen hoek.

$$|\alpha| \leq |45^\circ - 37,5^\circ/2| = |26,5^\circ| > \alpha_4 = |-18^\circ| \text{ (accoord)}$$

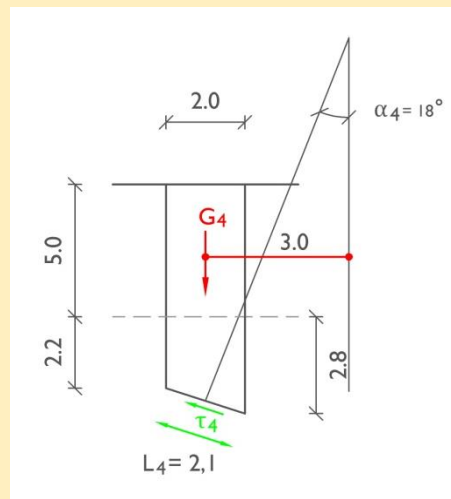
Voor het bepalen van de schuifspanning volgens formule 9.2.7 moet de verticale grondspanning in het midden van de lamel worden bepaald:

$$\sigma_4 = 5 \cdot 19 + 0,5 \cdot (2,2 + 2,8) \cdot (21 - 10) = 122 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_4 = \frac{\sin 37,5 \cdot \cos(-18)}{\cos(37,5-18)} \cdot (122,5 + 5 \cdot \cot 37,5) = 79 \text{ kN/m}$$

Met het gebruik van formule 9.2.9 vindt men het stabiliserende moment voor lamel 4

$$M_{stab} = R \cdot (\tau_4 \cdot l_4) = 10 \cdot (79,2 \cdot 2,1) = 1663 \text{ kN/m}$$



**Figuur: 9.2.12**

Maatvoering voor lamel 4

**Figuur: 9.2.13**  
Maatvoering voor lamel 8

*Berekening Lamel 8*

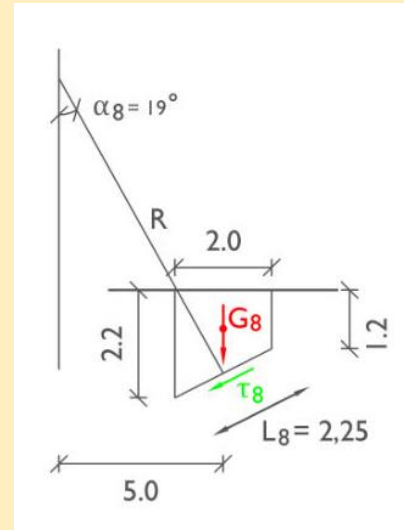
Stap3: het aandrijvend moment

Het gewicht  $G_8$  wordt bepaald door het droge volumegewicht van de grond:

$$G_8 = (0,5 \cdot (2,2 + 1,2) \cdot (21 - 10)) \cdot 2,0m = 37,4 \text{ kN}$$

Met een  $a_8 = -5,0$  m kan het aandrijvende moment gevonden worden:

$$M_{8,aandrijvend} = G_8 \cdot a_8 = 37,4 \cdot -5,0 = -187 \text{ kNm}$$



Stap 4: het weerstandbiedend moment

De hoek  $\alpha$ , behorend bij lamel 8 bedraagt  $\alpha_8 = +29^\circ$

Deze hoek mag niet groter worden dan de maximaal toe te passen hoek.

$$|\alpha| \leq |45^\circ - \phi'/2| = |45^\circ - 37,5^\circ/2| = |26,5^\circ| < \alpha_8 = |29^\circ| \rightarrow \alpha_{8, \text{rekenwaarde}} = 26,5^\circ$$

Voor het bepalen van de schuifspanning volgens *formule 9.2.7* moet de verticale grondspanning in het midden van de lamel worden bepaald (het kleine stukje zand mag worden verwaarloosd):

$$\sigma_8 = 0,5 \cdot (2,2 + 1,2) \cdot (21 - 10) = 18,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_8 = \frac{\sin 37,5 \cdot \cos (26,5)}{\cos(37,5+26,5)} \cdot (18,7 + 5 \cdot \cot 37,5) = 31,3 \text{ kN/m}$$

Met het gebruik van *formule 9.2.9* vind men het stabiliserende moment voor lamel 4

$$M_{stab} = R \cdot (\tau_8 \cdot l_8) = 10 \cdot (31,3 \cdot 2,25) = 704 \text{ kNm}$$

**Tabel 9.2.3**  
Resultaten voorbeeld stabiliteit aardebaan

Lamel	$G_i$ [kN]	$a_i$ [m]	$G_i \cdot a_i$ [kNm]	$\phi'_i$ [°]	$\alpha_i$ [°]	$\alpha_i$ grens [°]	$\sigma_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\tau_i$ [kN/m]	$\tau_i \cdot l_i \cdot R$ [kNm]
1	85,5	+8,67	741,3	33	-65	<b>-28,5</b>	55,6	26,7	1415
2	197	+7,0	1381,1	33	-44	<b>-28,5</b>	98,7	47,4	1327
3	227	+5,0	1137,0	37,5	-30	<b>-26,5</b>	113,7	66,7	1500
4	245	+3,0	735,0	37,5	<b>-18</b>	26,5	122,5	79,2	1663
5	216	+1,0	215,8	37,5	<b>-5</b>	26,5	107,9	82,3	1728
6	140	-1,0	-139,8	37,5	<b>+5</b>	26,5	69,9	62,8	1318
7	55	-3,0	-165,0	37,5	<b>+18</b>	26,5	27,5	34,8	730
8	37	-5,0	-187,0	37,5	29	<b>26,5</b>	18,7	31,3	704
9	13	-6,67	-88,7	37,5	30	<b>26,5</b>	8,6	18,8	432
	$M_{aandrijvend}$ [kNm] = 3630						$M_{stabiliserend}$ [kNm] =		10820

$$\text{De stabiliteitsfactor } SF = \frac{M_{stab}}{M_{aandr}} = \frac{10820}{3630} = 2,98 \sim 3,0$$

### 9.3 Horizontale vervormingen

Door het aanbrengen van een belasting op maaiveld ontstaan horizontale vervormingen in de ondergrond. De meest eenvoudige manier om deze horizontale vervormingen van de ondergrond te bepalen als gevolg van het aanbrengen van een belasting op het maaiveld is de elasticiteitstheorie. Door Begemann en De Leeuw is in 1963 een analytische methode ontwikkeld voor de oplossing van spanningen en vervormingen in een homogene isotroop lineair-elastische laag, indien deze laag is belast door een zuiver verticale belasting. De volgende aannamen zijn gehanteerd voor deze methode:

- Tweedimensionaal probleem
- De laag bestaat uit een homogeen isotroop lineair elastisch samendrukbaar materiaal
- De onderkant van de laag is niet vervormbaar. Dit betekent dat de verplaatsingen aan de onderzijde  $u_x$  en  $u_y$  gelijk zijn aan nul
- De laag is een volumebestendig materiaal (geen volumeverandering). Dit betekent dat de volumerek  $\varepsilon_{vol}$  constant blijft. De volumerek is gedefinieerd als de som van de rekken in de x, y en z-richting.

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz} \quad (9.3.1)$$

De analytische oplossing is bepaald bij de dwarscontractiecoëfficiënt  $\nu = 0,5$ . Voor andere waarden van de dwarscontractiecoëfficiënt is deze methode niet van toepassing. De dwarscontractiecoëfficiënt  $\nu = 0,5$  correspondeert met de ongedraineerde toestand. Als voorbeeld wordt het gedrag van een kleilaag beschouwd op het moment dat een belasting is aangebracht. Op dat moment reageert de kleilaag als  $\nu = 0,5$ . Kruip is niet in het model beschouwd. Voor de gedraineerde dwarscontractiecoëfficiënt  $\nu$ , kunnen de volgende indicatieve waarden worden aangehouden:

- klei en veen gronden :  $0,3 < \nu < 0,45$
- zandige gronden :  $0,2 < \nu < 0,40$

- Het kruipproces en de invloed van het wateroverspanningsverloop zijn niet beschouwd. In werkelijkheid dienen tevens de horizontale verplaatsingen ten gevolge van kruip te worden toegevoegd.
- De dimensies van de laag zijn oneindig in de horizontale x-richting. In de verticale y-richting is de laagdikte h.
- Op de laag zijn geen horizontale belastingen aangebracht.
- De stabiliteit tegen afschuiven van de aangebrachte ophoging dient ruim voldoende te zijn, zodat de ondergrond zich in het model als een elastisch materiaal zal gedragen. Aan de rand van de ophoging mogen geen relatief grote horizontale vervormingen optreden. Bijv. Bishop stabiliteit  $> 1,6$  (representatief).

Een uitgebreid onderzoek van de horizontale vervormingen van de ondergrond als gevolg van ophogingen is behandeld in CUR [228]. In dit hoofdstuk is één casus van de analyse van Begemann en De Leeuw bestudeerd.

### 9.3.1 Casus IJsseldijk, methode Begemann en De Leeuw

Voor casus IJsseldijk is een analyse uitgevoerd voor het geval dat de slappe laag op een ruwe en starre ondergrond is gelokaliseerd. Er is geen afdekkende laag aanwezig aan de bovenzijde van de slappe laag. De slappe laag is geschematiseerd met de elasticiteitsmodulus  $E$ . In dit geval geldt dat de slappe laag aan de oppervlakte (op diepte  $y = 0$ ) is belast door de belasting  $q$  vanaf  $x = 0$  tot  $x \rightarrow \infty$ . Tevens zijn de volgende randvoorwaarden gehanteerd:

$$\begin{aligned} y = 0 & : \sigma_{xy} = 0 & : -\infty < x < \infty \\ & \sigma_{yy} = q & : 0 \leq x < \infty \\ & \sigma_{yy} = 0 & : -\infty < x < 0 \end{aligned}$$

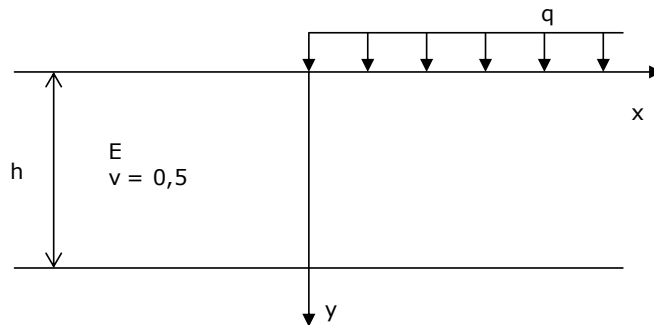
$$\begin{aligned} y = h & : u_x = 0 & : -\infty < x < \infty \\ & u_y = 0 & : -\infty < x < \infty \end{aligned}$$

waarbij:

- $\sigma_{xy}$  - schuifspanning
- $\sigma_{yy}$  - verticale spanning in y-richting
- $u_x$  - horizontale verplaatsing in x-richting
- $u_y$  - verticale verplaatsing in y-richting

Voor de randvoorwaarde bij  $y = 0$  is er geen minteken gehanteerd in de rechterzijde van de vergelijking  $\sigma_{yy} = q$  omdat het in de grondmechanica gebruikelijk is dat drukspanningen positief worden beschouwd. Zie Figuur 9.3.1.

**Figuur: 9.3.1**  
Casus IJsseldijk



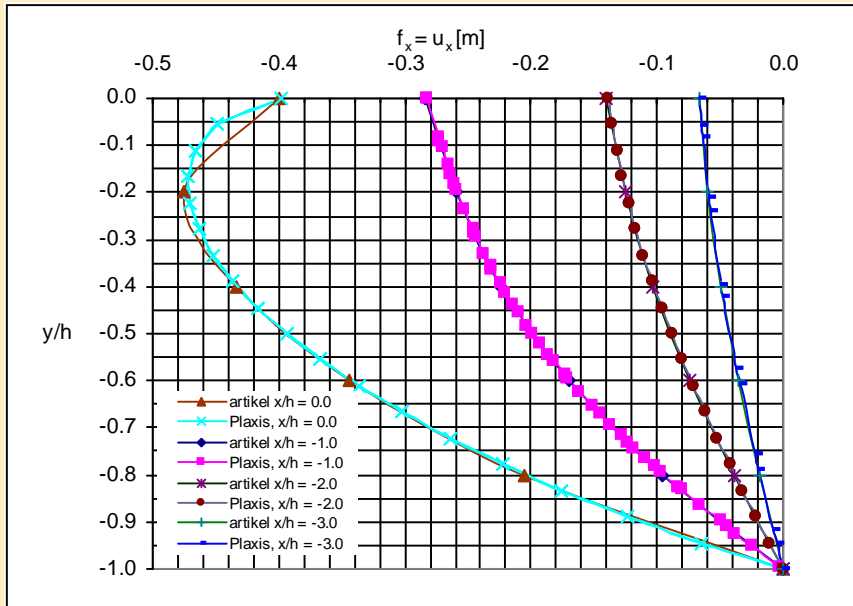
De oplossing van de verplaatsingen  $u_x$  en  $u_y$  en de spanningen  $\sigma_{xy}$  en  $\sigma_{yy}$  zijn gegeven in dimensieloze vorm  $x/h$  en  $y/h$ . In de tabellen van het artikel van Begemann en De Leeuw zijn de horizontale verplaatsingen opgenomen in de vorm van de factor  $f_{ux} = E u_x / (h q)$ .

### 9.3.2 Numerieke methode

De horizontale grondvervormingen in de omgeving van grondconstructies kunnen vaak worden bepaald door het toepassen van numerieke methode. Het is gebruikelijk om de eindige elementenmethode (EEM) toe te passen. Meestal zijn analytische methoden onvoldoende voor het beschrijven van het grondgedrag in horizontale richting. In Nederland worden de EEM berekeningen meestal uitgevoerd met het computerprogramma Plaxis [2008]. Het doel van dit hoofdstuk is niet de theorie van EEM toe te lichten, maar om een rekenmodel met EEM (Plaxis) te creëren waarmee op basis van de elasticiteitstheorie de horizontale grondvervormingen kunnen worden berekend. Basisinformatie bij numerieke modellering van geotechnische constructies is te vinden in CUR 191 [1997].

**Voorbeeld 1:**

Dit betreft een voorbeeld van het artikel van Begemann en De Leeuw om de toepassing van deze casus toe te lichten. In dit bijvoorbeeld zijn de volgende gegevens van een slappe kleilaag op een onvervormbare laag (zeer stijve zandlaag) gehanteerd:  $E = 1000 \text{ kN/m}^2$ ,  $h = 10 \text{ m}$  en  $q = 100 \text{ kN/m}^2$  (circa 5,5 m droog zandophoging met volumegewicht  $18 \text{ kN/m}^3$ ). Er is geen afdekkende laag aan de bovenzijde van de slappe laag. De horizontale verplaatsing kan worden berekend op het moment dat de belasting is aangebracht. In Figuur 9.3.2 zijn de resultaten van de berekeningen getekend.



**Figuur: 9.3.2**  
Horizontale verplaatsing: met Begemann en De Leeuw en Plaxis

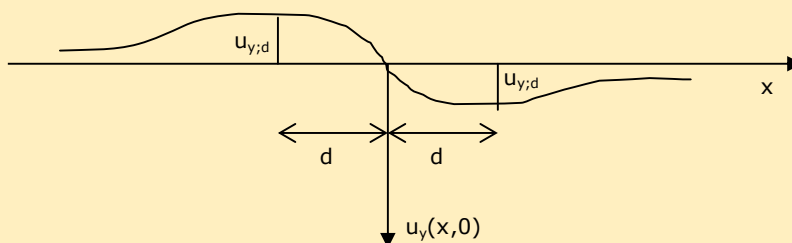
De symbolen van de getekende krommen zijn de oplossing van het probleem volgens Begemann en De Leeuw.

Deze casus is tevens berekend met Plaxis met Elastic model. Uit Figuur 9.3.2 blijkt volgens verwachting dat de oplossingen van beide methoden ongeveer gelijk zijn.

Bij de methode Begemann en De Leeuw is aangenomen dat het volume aan grond constant blijft. Hieruit volgt dat de verticale verplaatsing  $u_y$  in het punt  $(d, y)$  gelijk is aan de absolute waarde van de verticale verplaatsing in het punt  $(-d, y)$ . Deze wiskundige relatie kan worden uitgedrukt als:

$$u_y(d, y) = -u_y(-d, y) \quad (\text{vgl. 9.3.2})$$

De absolute waarde van de verticale verplaatsing in het punt  $(d,0)$  is uitgedrukt als  $u_{y,d}$ . In Figuur 9.3.3 is een schets van het verloop van de verticale verplaatsingen in de grondlaag ( $y = 0$ ) weergegeven.



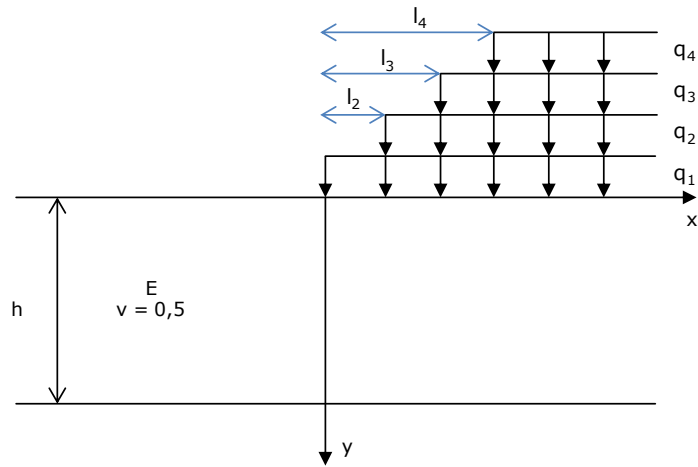
**Figuur: 9.3.3**  
Schets van het verloop van de verticale verplaatsingen op  $y = 0$

De elasticiteitsmodulus  $E$  van de slappe laag is niet eenvoudig te bepalen. Op basis van de berekeningsresultaten van de primaire zetting onder de belasting ( $x/h > 4$ ), kan de elasticiteitsmodulus indicatief worden geschat.

Voor relatief kleine vervormingen is de methode van Begemann en De Leeuw toepasbaar. Plastische vervormingen van de grond kunnen niet worden berekend met deze methode.

### 9.3.3 Superpositie principe

Omdat de methode Begemann en De Leeuw is gebaseerd op de elasticiteitstheorie, kan het superpositie principe worden toegepast voor verschillende belastingen. In Figuur 9.3.4 is een voorbeeld van dit superpositie principe geïllustreerd.



**Figuur: 9.3.4**  
Superpositie principe

De belasting  $q_i$  bevindt zich een afstand  $l_i$  van de  $y$ -as, waarin  $i = 1, \dots, 4$ . De som van alle horizontale verplaatsingen  $u_{x,i}$  ten gevolge van de belasting  $q_i$  is gelijk aan de totale horizontale verplaatsing  $u_x$ .

Voor meerdere samendrukbare lagen is de methode van Begemann en De Leeuw niet geschikt. De samendrukbare lagen kunnen wel zeer globaal worden geschematiseerd door middel van één equivalente elasticiteitsmodulus. De equivalente elasticiteitsmodulus  $E_{eq}$  dient op zorgvuldige manier te worden bepaald, omdat  $E_{eq}$  afhankelijk is van:

- Het verloop van de variaties van de elasticiteitsmodulus in de diepte
- De relatie tussen de elasticiteitsmodulus en de dikte van de lagen
- Abrupte sprongen in grootte van de elasticiteitsmodulus tussen onderliggende lagen.

Het grondgedrag is gemodelleerd op basis van de elasticiteitstheorie om de grootte van de horizontale verplaatsingen te schatten. Voor een betere beschrijving van het grondgedrag dienen de horizontale verplaatsingen te worden bepaald met materiaalmodellen, bijvoorbeeld het Soft Soil Creep model (SSC) waarmee de relatie tussen vervormingen en spanningen, het verschil tussen primaire belasting en ontlasting-herbelasting, de wateroverspanningen, kruip en de overconsolidatiegraad OCR in rekening kunnen worden gebracht.



## 9.4 Consolidatie bij ophogingen

### 9.4.1 Zettingsprognose en zettingseis

Voor het ontwerp van constructies dient een zettingsprognose te worden uitgevoerd, waarbij de belasting op de bestaande grondopbouw is aangebracht. Uit de zettingberekeningen kan een zettingsprognose van de ondergrond onder de constructie worden opgesteld. De voorspelling van de zettingen is sterk afhankelijk van de voorgeschiedenis van de grond. Meestal is dit beschreven in termen van OCR of POP. Hiervoor is vaak aan te raden dat de grondsterkteparameters dienen te worden verkregen uit een grondonderzoek (sonderingen, boringen) en laboratoriumonderzoek (samendrukkingsproef). Anderzijds is het van belang de grondwaterstand en de stijghoogte van zeer doorlatende grondlagen (zand) te bepalen met veldtesten (peilbuizen, waterspanningsmeters).

De nauwkeurigheid van de zettingsprognose hangt af van verschillende factoren (zie CROW [2004]):

- kwaliteit en kwantiteit van het grondonderzoek, het laboratoriumonderzoek en veldtesten
- variatie van de grondopbouw, zowel in verticale als horizontale richting
- opbouwschema, methode van het aanbrengen, ontlasting, grondverbetering, zettingsversnellers (verticale en horizontale drainage)
- rekenmethode, keuze materiaalmodel, invloed van de horizontale deformaties
- methode van de spanningsspreiding (spanningsspreiding in zand is anders dan in veen). De werkelijke spreiding van de optredende toename van de effectieve spanning in de ondergrond is afhankelijk van de stijfheidverschillen van de afzonderlijke lagen. De elasticiteitstheorie van Boussinesq (gebruikelijk voor zettingsberekeningen als een methode van spanningsspreiding) is niet afhankelijk van de stijfheidverschillen van de afzonderlijke lagen
- geohydrologische aspecten (relatie tussen horizontale en verticale doorlatenheid), grondwaterstroming, kwel
- andere mechanismen: squeezen (zijdelingse wegpersing) en doorponsen van slappe lagen, bezwijken (in taluds), opbarsten, piping.

Bij de aanleg van infrastructuur dient te worden voldaan aan de gangbare zettingseisen van de opdrachtgevers. De meest belangrijke zettingseis is de restzettingseis voor het ontwerp van wegen en spoorwegen. Restzetting is gedefinieerd als de optredende zetting in een bepaalde (onderhouds)periode vanaf de oplevering van de verharding of de aanleg van de spoorstaven. Naast de restzetting is het gebruikelijk om ook het zettingsverschil tussen twee locaties te bepalen voor het ontwerp van wegen, in het kader van vlakheid.

De zetting ten gevolge van een ophoging kan worden gekwantificeerd door het begrip eindzetting. Dit is gedefinieerd als de zetting na een arbitrair (of afgesproken) gekozen periode. In Nederland is het gebruikelijk een periode van 10000 dagen (circa 27,4 jaar) toe te passen. Soms worden er perioden van 10, 50 en 100 jaar gehanteerd. De zettingstijd begint eigenlijk op het moment dat de ophoging of de grondverbetering is aangebracht.

In sommige gevallen zijn ook andere mechanismes aanwezig zoals klink van de ophoging en autonome zetting of achtergrondzetting (zetting ten gevolge van voorgaande zetting door vroegere ophoging, inklinking in polders door polderpeilverlaging). Deze mechanismes leveren dan ook een bijdrage aan de totale zetting onder de constructie.

### 9.4.2 Versnelling van het consolidatieproces

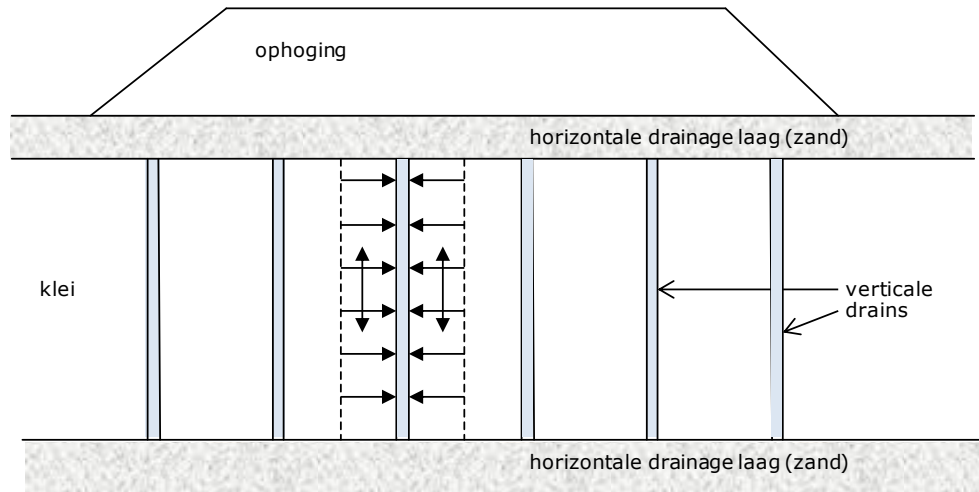
Bij de aanleg van grondconstructies dient het consolidatieproces regelmatig te worden versneld. Uit de consolidatietheorie volgt dat het tijdsverloop van de waterspanningen wordt beïnvloed, wanneer de lengte van het drainage pad  $h_{dr}$  is verkort. Indien de lengte van het drainage pad is gereduceerd tot de helft, is het consolidatieproces gereduceerd tot een kwart van het normale consolidatieproces. Parallel daaraan kan het consolidatieproces tevens wor-

den versneld door de doorlatendheid te vergroten: wanneer de doorlatendheid twee maal groter is, dan verloopt het consolidatieproces twee maal sneller.

### **Verticale drainage**

Het toepassen van verticale drainage is de meest gebruikelijke methode om de consolidatie van zeer slechte doorlatende samendrukbare lagen (klei en veen) te versnellen. Vaak zijn doorlatende strips van kunststof (verticale drains, *wick drains*) in de grond ingebracht om zowel verticale als horizontale waterstroming in de grond te versnellen. In Figuur 9.4.1 is het mechanisme van verticale drains geschematiseerd.

**Figuur: 9.4.1**  
Verticale drains

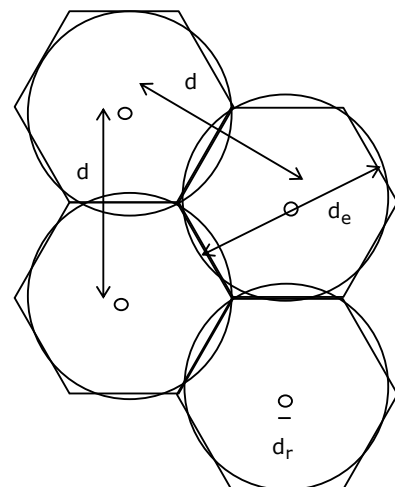


Het principe van de verticale drains is gebaseerd op verkorting van het drainage pad. De verticale drains zijn aan de bovenzijde en de onderzijde verbonden met drainage (zand)lagen. Tussen de verticale drains treedt een versnelling van de horizontale waterstroming op, naar de verticale drains. Van daaruit stromen de wateroverspanningen via de verticale drains naar de horizontale drainage (zand) lagen. Daarom dienen de onderlinge afstanden tussen de verticale drains aanmerkelijk kleiner te zijn dan de dikte van de samendrukbare (klei)laag, om de nuttige effectiviteit van de verticale drains te verkrijgen. Afhankelijk van de doorlatendheid, periode van de bouw, planning, afmetingen van de drain (equivalente diameter), geohydrologische en milieu aspecten wordt de onderlinge afstand tussen de drains bepaald. De verticale drains zijn meestal in de grond geïnstalleerd in een patroon van vierkanten of van gelijkzijdige driehoeken. Het voornaamste doel van het toepassen van verticale drains is de primaire zetting (consolidatie) te versnellen.

### **Radiale consolidatie**

De horizontale waterstroming kan worden gemodelleerd als radiale stroming, wanneer de verticale drains zijn ingebracht in een gelijkzijdige driehoekenpatroon met onderlinge drainafstand  $d$  en met equivalente draindiameter  $d_r$ ; zie Figuur 9.42.

**Figuur: 9.4.2**  
Driehoekig patroon



Een correctie van de onderliggende drainafstand is toegepast om de effectieve equivalente drainafstand  $d_e$  voor de radiale consolidatie te berekenen. Voor een driehoekig patroon is de relatie tussen de werkelijke onderlinge drainafstand en de equivalente drainafstand  $d_e$  uitgedrukt als  $d_e = 1,05d$ . De radiale consolidatietheorie is in 1948 geanalyseerd door Barron. Het uitgangspunt van deze theorie is dat er geen verticale drainage in de samendrukbare (klei)lagen aanwezig is. Dit betekent dat de radiale consolidatie onafhankelijk is van de verticale consolidatie. In werkelijkheid is dit niet volledig correct. Toch is dit een ac-

ceptabele benadering voor bepalen van het tijdsverloop van de wateroverspanningen met het toepassen van verticale drains.

De volgende uitdrukking is geformuleerd voor het bepalen van de gemiddelde radiale consolidatiegraad  $U_r$ , indien alleen radiale drainage van toepassing is:

$$U_r = 1 - \exp\left(\frac{-8T_r}{F(n)}\right) \quad (9.4.1)$$

Hierin is:  $T_r$  - de dimensieloze tijdfactor voor alleen radiale drainage

$$T_r = \frac{c_{vr}t}{d_e^2} \quad (9.4.2)$$

waarbij:  $c_{vr}$  - de consolidatiecoëfficiënt voor de radiale drainage is

$$c_{vr} = \frac{k_h}{m_v \gamma_w} \quad (9.4.3)$$

waarin:  $k_h$  - de doorlatendheidscoëfficiënt in horizontale richting is.

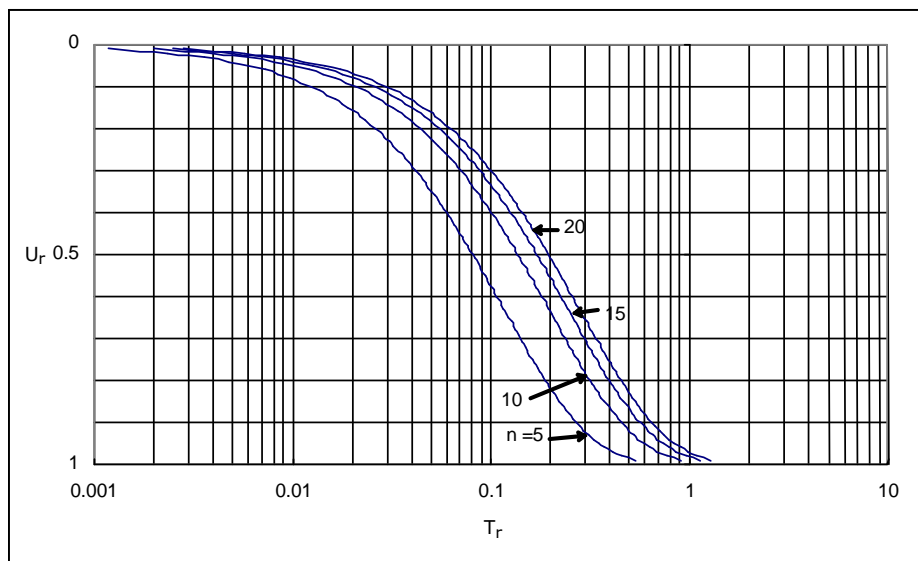
Soms vindt men voor sommige kleigronden dat  $k_h$  1 á 2 maal groter is dan  $k_v$ . Voor veen- gronden is  $k_h$  5 á 10 maal groter dan  $k_v$ , vanwege de gelaagde structuur. De horizontale door- latendheid is groter dan de verticale doorlatendheid.

De hulpfunctie  $F(n)$  is uitgedrukt als:

$$F(n) = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1}\right) \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (9.4.4)$$

waarin:  $n = \frac{d_e}{d_r}$

Voor rechthoekige flexibele kunststof drains is de equivalente diameter  $d_r$  gelijk aan de om- trek van de drain gedeeld door  $n$ . De equivalente onderlinge drainafstand  $d_e$  is gelijk aan 1,05 maal de onderlinge drainafstand  $d$ . In Figuur 9.4.3 is de gemiddelde radiale consolidatiegraad  $U_r$  als functie van de dimensieloze tijdfactor  $T_r$  weergegeven.



**Figuur: 9.4.3**  
Gemiddelde radiale  
consolidatiegraad  $U_r$

Opgemerkt wordt dat het effect van het inbrengen van de drains niet in rekening is gebracht. De invloedzone (smeerzone) is afhankelijk van het draintype. Binnen deze invloedzone is de

doorlatendheid verstoord. Door Barron is in 1948 tevens het effect van de smeerzone behandeld.

Uit Figuur 9.4.3 volgt dat het verloop van de radiale consolidatie sneller gaat, naar mate de onderlinge drainafstand korter is.

In werkelijkheid dissiperen de wateroverspanningen tegelijkertijd in horizontale en verticale richting. Een relatie van de gemiddelde consolidatiegraad  $U_{v;r}$  wanneer verticale en radiale drainage tegelijkertijd optreden, is geformuleerd door Carrillo in 1942 als:

$$U_{v;r} = 1 - (1 - U_v)(1 - U_r) \quad (9.4.5)$$

De effectiviteit van de kunststof strip drains (*wick drains*) heeft invloed op de nauwkeurigheid van het zettingsverloop in de tijd. Door verstoring van de grond rondom de drains bij het inbrengen en door verstopping van de drains, kan de effectiviteit van de verticale drainage worden gereduceerd. Ten gevolge van grote vervormingen, toename van de horizontale gronddruk en infiltratie van fijne deeltjes, kan verstopping van de drains ontstaan. Dit betekent dat water binnen de drains minder goed kan afstromen en dat het consolidatieproces wordt vertraagd.

De gebruikelijke afmetingen van de rechthoekige geprefabriceerde kunststof drains zijn circa 4 inch in lengte en 1/8 inch in breedte. De equivalente diameter  $d_r$  is 0,067 m.

Met het computerprogramma MSettle [2008] kan het tijdzettingsverloop worden berekend bij het toepassen van verticale drains.

#### **Vacuümconsolidatie**

De werking van de vacuümconsolidatie berust op het principe dat het water uit het grondlichaam is geperst door het toepassen van een gedeeltelijk vacuüm of door luchtonderdruk in de bovenste grondlaag. BeauDrain-systeem is een methode gebaseerd op het principe van vacuüm-of luchtdrukconsolidatie. Dit systeem bestaat uit:

- Een combinatie van horizontale en verticale drains in het samendrukbare grondlichaam
- Het creëren van een onderdruk in het grondlichaam

De horizontale drains zijn op vacuümpompen aangesloten, waarmee de luchtdruk wordt verlaagd. Het vacuüm wordt mogelijk gemaakt onder een luchtdicht folie, dat over het maaiveld is aangebracht. Het doel van de vacuümconsolidatie is de verlaging van de waterspanningen en de toename van de korrelspanning van het grondlichaam. Deze onderdruk kan tot 80 kPa oplopen.

#### **9.4.3 Lichte ophoogmaatregelen voor het reduceren van zettingen**

Afhankelijk van de grootte van de zetting en de gewenste levensduur van de constructie, dienen maatregelen te worden genomen tijdens het aanbrengen van een ophoging op samendrukbare lagen. Door het aanbrengen van lichte materialen wordt de toename van de grondspanningen verlaagd, dat wil zeggen een reductie van de zettingen. Het gewenste type van het lichtmateriaal voor de ophoging is afhankelijk van de bodemopbouw, de grondwaterstand, de planning, de acceptatie van schade, bezwijkmechanismen onder en in de bouwconstructie (stabiliteit, draagvermogen, squeezing en ontoelaatbare vervormingen), de kosten, de bouwmethode, het onderhoud, risico's van het aanbrengen en het milieu (verontreiniging van de ondergrond).

Er is op basis van de dichtheid van het materiaal onderscheid gemaakt tussen lichtgewicht ophoogmateriaal en traditionele ophoogmaterialen. Materialen met een dichtheid die kleiner is dan  $1600 \text{ kg/m}^3$ , worden beschouwd als lichte materialen. Materialen met een dichtheid groter dan  $1600 \text{ kg/m}^3$ , worden beschouwd als materialen met een normale dichtheid voor traditionele ophoging.

Een globaal overzicht van gebruikelijke ophoogmaterialen zijn hieronder beschreven.

- **Traditionele ophoogmaterialen**

Granulaire materialen met een dichtheid groter dan  $1600 \text{ kg/m}^3$  worden vaak toegepast in de wegenbouwconstructie. Deze materialen zijn goedkoper dan lichte materialen. Vanwege de hoge dichtheid is de mate van zettingen groter. Hiervoor dient op de constructie regelmatig onderhoud te worden uitgevoerd. Het aanbrengen van traditionele ophoogmaterialen - op samendrukbare grond die dichtbij bestaande bouwconstructies is gelegen en gefundeerd is op palen - veroorzaakt een toename van de negatieve kleef en de horizontale belasting op de palen. Ten gevolge van de variatie van de grondopbouw zowel in verticale als in horizontale richting en de onnauwkeurigheid van de eigenschappen van de ondergrond, is de kans op schade van de bestaande en/of aangelegde bouwconstructie groter. Enkele traditionele ophoogmaterialen zijn:

- Zand voor ophoging
- Betongranulaat
- Hoogovenslakkenmengsel
- Ongebonden menggranulaat
- Zandcementstabilisatie

- **Licht granulair ophoogmateriaal**

De lagere dichtheid van het materiaal beperkt de toename van de grondspanningen. Dit betekent dat de mate van zettingen kleiner is. De aanlegkosten zijn hoger dan met traditionele ophoogmaterialen. De (onbekende) levensduur van het materiaal en het mogelijk afwijkend materiaalgedrag in de loop der tijd, kunnen extra risico's op schade aan de bouwconstructie tot gevolg hebben. Het verminderen van de belastingen op nabij gelegen bouwconstructies reduceert het risico van schade. De volgende lichte granulaire materialen worden meestal toegepast:

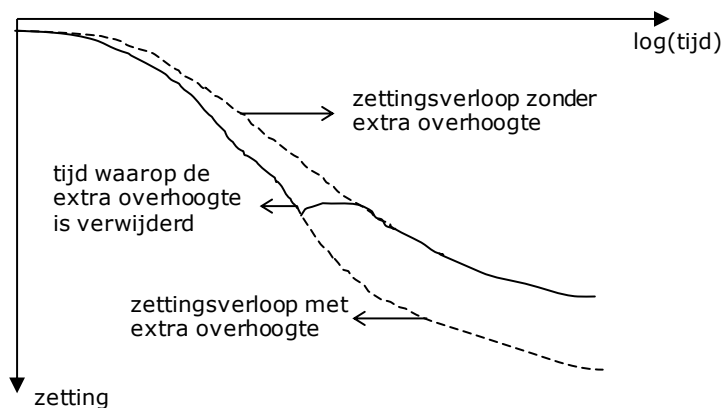
- EPS (geëxpandeerd polystyreen)  
Dit materiaal is één van meest attractieve bouwmaterialen in de grond-, weg- en waterbouw (GWW) sector, vanwege de zeer lage dichtheid (kleiner dan  $40 \text{ kg/m}^3$ ) en de relatieve hoge maximaal korte-duur druksterkte gemeten bij 10% vervorming (licht, maar sterk). De maximale elasticiteit tangensmodulus  $E_t$  kan oplopen tot  $14 \text{ MN/m}^2$ . De bouwconstructie kan worden beschouwd als een zettingsvrije constructie, zodanig dat de onderhoudskosten van de constructie gering zijn. Het EPS dient te worden afgedekt met een folie als bescherming tegen oplosmiddelen (benzine, olie). De aanlegkosten zijn hoog.
- Schuimbeton  
De basiscomponenten van schuimbeton zijn cement, water, schuimmiddel en lucht. Cementlijm wordt vervaardigd van cement en water. Naast cement worden vulstoffen als poederkoolvliegias, [kalk] steenmeel en zand met de cementlijm gemengd. De dichtheid van schuimbeton ligt tussen  $400$  en  $1600 \text{ kg/m}^3$ . De eigenschappen van schuimbeton worden meestal gekenmerkt door de volumieke massa. Bijvoorbeeld: schuimbeton met volumieke massa van  $500 \text{ kg/m}^3$  en elasticiteitsmodulus (druk) na 28 dagen  $E = 650 \text{ MN/m}^2$ . De toename van de grondspanningen is relatief laag, dus geringe zettingen en beïnvloeding van de bestaande, naastliggende constructies. De aanlegkosten zijn hoog. De aanlegperiode is lang, aangezien het schuimbeton moet uitharden.
- Geëxpandeerde kleikorrels  
Een veel toegepaste geëxpandeerde kleikorrel is ARGEX. Dit lichte materiaal is gebakken bij een temperatuur van  $\pm 1100 \text{ }^\circ\text{C}$  en het heeft een onbeperkte levensduur. ARGEX-korrels zijn rond en hebben een stroef oppervlak. Een menging van Argexkorrels en cementmelk dat ze aan elkaar vasthecht is Argex korrelbeton. De volumieke massa ligt tussen  $650$  en  $1200 \text{ kg/m}^3$ . De elasticiteitsmodulus is afhankelijk van de maat van de spanning. Bij 50% van de maximale belasting bedraagt de elasticiteitsmodulus  $E_{50}$  tussen  $3$  en  $5 \text{ MN/m}^2$
- Gevulkaniseerd puimsteen (Bims)  
In Nederland wordt Bims toegepast als lichtgewicht granulair ophoogmateriaal. Dit materiaal bestaat uit natuurlijk vulkanisch gesteente als vaste stof, met water gevulde open poriën en met lucht gevulde gesloten poriën. Enkele typen Bims zijn: Lipari, Yali, Hekla en Korreth. Bims is sterk waterdoorlatend. De dichtheid van Bims bedraagt tussen  $800$  en  $1150 \text{ kg/m}^3$  (nat verdicht gewicht).

#### 9.4.4 Voorbelasting, grondwaterstandverlaging en grondverbetering

Het aanbrengen van een voorbelasting is één van de meest gebruikte methoden om de restzettingen van de constructie te verminderen. Het term voorbelasting is gedefinieerd als een werkwijze, waarbij de belasting en/of een tijdelijke extra belasting vroegtijdig worden aangebracht met de bedoeling de restzetting af te laten nemen. In Figuur (9.4.4) is een schets van het zettingsverloop na het verwijderen van een tijdelijke extra belasting (extra overhoogte) weergegeven.

Op het moment waarop de extra overhoogte is verwijderd, treedt een terugvering van de grond op door het zwellen van de grond.

**Figuur: 9.4.4**  
Zettingsverloop na het verwijderen van extra overhoogte



Als gevolg van het aanbrengen van een extra overhoogte ontstaan grotere zettingen dan de optredende zettingen zonder extra overhoogte. Meestal wordt verwacht dat de restzettingen kunnen worden gereduceerd als extra overhoogte is aangebracht.

Permanente of tijdelijke grondwaterstandsverlagingen tijdens de bouw van een open of gesloten bouwput veroorzaakt meestal een toename van zettingen in de omgeving van de constructie. Dit komt omdat de effectieve spanningen in de ondergrond zijn toegenomen, vanwege het creëren van een effectieve gewichtstoename van de grond boven de nieuwe grondwaterstand. Het verloop van de grondwaterverlaging is afhankelijk van de geohydrologische eigenschappen van de grond.

- Doorlatendheid: zowel horizontale als verticale richting
- Doorlaatvermogen: maat voor het vermogen van een watervoerend pakket om water door te laten
- Hydraulische weerstand: verticale weerstand van een semi-permeabele laag waar de waterstroming voor het merendeel verticaal is
- Spreidingslengte: mate in horizontale richting van de invloed van verandering van de grondwaterstand
- Bergingscapaciteit: kwantificeren hoeveel water van een afgesloten of van een freatisch watervoerend pakket geborgen kan worden bij een verandering van de stijghoogte of de grondwaterstand.

Het doel van een grondverbetering is met name het verwijderen van een deel of van alle samendrukbare grond. Soms dient voor de bouw van een wegconstructie of een dijk een cunet onder de ophoging te worden aangebracht. Buiten het cunet treedt een toename van de effectieve spanning in de ondergrond op, omdat het volumieke gewicht van het materiaal van de grondverbetering groter is dan de bestaande samendrukbare grond. Dit leidt tot extra zettingen naast cunet.

#### 9.4.5 Monitoring

Inzicht in het werkelijke zettingsverloop, zowel tijdens het bouwproces als tijdens de gebruiksfase van de constructie, kan worden verkregen indien de zettingen van de constructie (of buiten het gebied van de constructie) regelmatig worden gemeten. Dit is mogelijk door het uitvoeren van een monitoringsplan. De volgende aspecten spelen een rol bij het interpreteren van het zettingsverloop: kwaliteit, aantal en locatie van de meetresultaten, frequentie en maximale tijdsduur van de metingen, variatie van de grondgesteldheid, fluctuaties van de grondwaterstand en stijghoogte en lengte van de drains.

Voor de start van de bouwwerkzaamheden van de constructie is een zettingsprognose uitgevoerd op basis van het beschikbare grondonderzoek (sonderingen, boring, peilbuizen, laboratorium). De zettingsprognose is bepaald door het toepassen van een berekeningsmethode (Bjerrum of Keverling Buisman- Koppejan) en het kwantificeren van de grondparameters van de bijhorende berekeningsmethode. Hiervoor is vaak onvoldoende informatie beschikbaar om het grondgedrag te beschrijven indien de ondergrond wordt belast. Dit leidt tot relatief grote onnauwkeurigheden (groter dan 30%) van de zettingsprognose. Door het bijsturen van het bouwschema met het gebruik van de meetresultaten, kan de onnauwkeurigheid van de zettingen worden gereduceerd met behulp van een aangepaste zettingsprognose.

Hieronder zijn enkele noodzakelijke metingen genoemd bij de monitoring van de samendrukbare ondergrond:

- nulmeting (referentiemeetpunt);
- inmeting in de breedte, hoogte en lengte van de aangebrachte ophoging;
- zettingen van het bestaande maaiveld en zettingen van diepere lagen;
- metingen van de grondwaterstand en de stijghoogte;
- metingen van de wateroverspanningen in de slecht doorlatende lagen;
- deformatiemetingen van bestaande bouwconstructies (leidingen, wegen, dijken, gebouwen en kunstwerken);
- hellingsmetingen bij een talud;
- te hanteren wachttijden en uitvoeringsfasering;
- beschrijving van het werkelijke grondgedrag.

Indien het verschil tussen de zettingsprognose en de meetresultaten relatief groot en/of onacceptabel is voor de ontwerpconstructie en/of de bestaande constructie, kan de zettingsprognose worden bijgesteld door verandering van de volgende punten:

- afwijkingen tussen de berekende geometrie en de gemeten geometrie;
- aanpassen van de samendrukkingsconstanten en consolidatiecoëfficiënten  $c_v$  en  $c_r$ ;
- variatie van het (onvolkomen) gehanteerde model.

## 9.5 Hydraulische invloeden door erosie

### 9.5.1 Overzicht

Microstabiliteit betreft de stabiliteit van individuele gronddeeltjes of kleinere brokken grond of relatief dunne grondlagen. Bij macrostabiliteit is de aandrijvende kracht het gewicht van de grond en eventuele externe belastingen; bij microstabiliteit is de aandrijvende kracht meestal de (hydrodynamisch) waterdruk. Er zijn een aantal faalmechanismen die onder microstabiliteit geschaard worden, of geschaard zou kunnen worden:

- uitspoeling van grond door uittredend grondwater (hfd. 9.3.2);
- afschuiving van een afdeklaag door een grondwateroverdruk (hfd. 9.3.3);
- afschuiving van een afdeklaag of toplaag door langsstromend water;
- erosie van grond door langsstromend water (hoewel dit meestal niet als microstabiliteit wordt aangeduid).

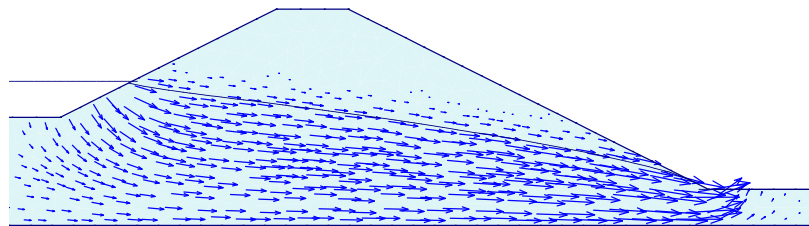
### 9.5.2 Uitspoeling van grond door uittredend grondwater

#### Beschrijving

In figuur 9.5.1 is de grondwaterstroming door een dijk weergegeven. Onderaan het binnendijks talud treedt de freatische lijn uit het talud. Het uittredend grondwater oefent hierbij een kracht uit op de grondkorrels. Als deze kracht groter is dan het gewicht van de korrels dan wel de schuifspanning tussen de korrels, dan zal de grond uitspoelen.

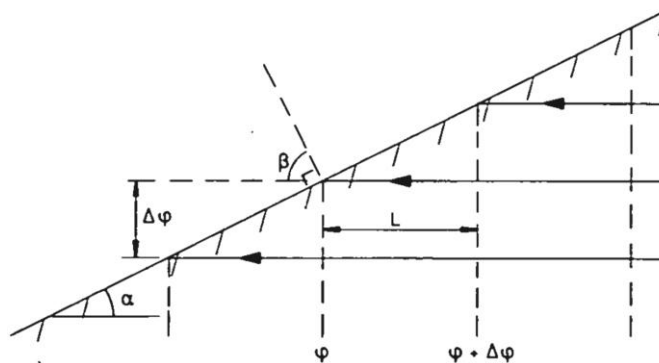
**Figuur: 9.5.1**

Grondwaterstroming door een dijk;  
(bron: ARCADIS)



**Figuur: 9.5.2**

Definitieschets, horizontaal uittredend grondwater;  
(bron: Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken deel 1, TAW, 1986)

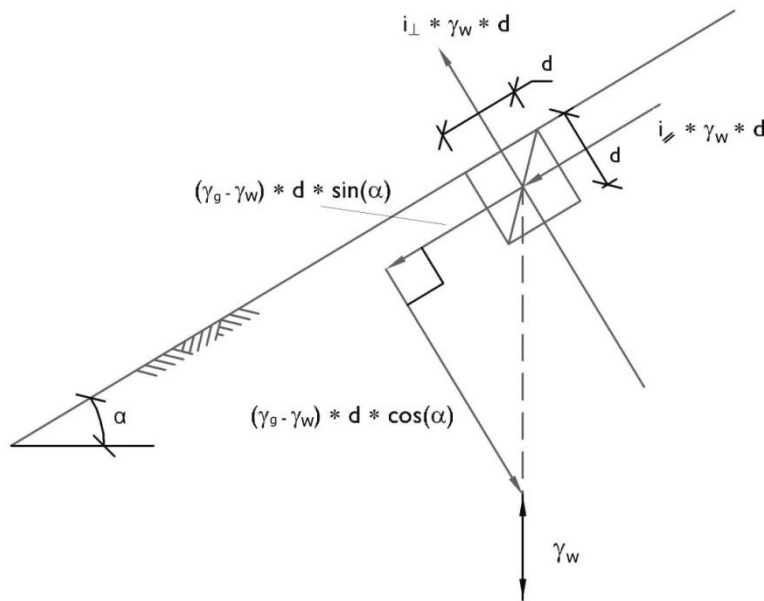


Het verhang  $i$  kan worden bepaald met: 
$$i = \frac{\varphi + \Delta\varphi - \varphi}{L} = \frac{\Delta\varphi}{L}$$

Het evenwicht van de grond wordt separaat bepaald evenwijdig aan het talud en loodrecht op het talud.



**Evenwicht evenwijdig aan het talud**



**Figuur: 9.5.3**  
Grondwaterstroming  
evenwijdig aan het  
talud

De aandrijvende kracht wordt gevormd door de zwaartekracht en de grondwaterstroming:

$$T = (\gamma_g - \gamma_w) d \cdot \sin \alpha + i_{//} \cdot \gamma_w \cdot d \quad (9.5.1)$$

De weerstandbiedende kracht wordt gevormd door de wrijving in de grond, die wordt beperkt door de grondwaterstroming loodrecht op het talud:

$$W = c + \sigma' \cdot \tan \varphi \quad (9.5.2)$$

$$W = c + [(\gamma_g - \gamma_w) d \cos \alpha - i_{\perp} \gamma_w d] \tan \varphi$$

De betekenis van de symbolen is als volgt:

- T - de aandrijvende kracht;
- $\gamma_g; \gamma_w$  - het volumiek gewicht van water en grond;
- d - de dikte van de laag grond die wordt beschouwd, gemeten loodrecht op het talud;
- $\alpha$  - de hoek van het talud (zie figuur 9.5.2);
- $i_{//}$  - het verhang van de grondwaterstroming evenwijdig aan het talud;
- W - de weerstand biedende kracht;
- c - de cohesie van de grond;
- $i_{\perp}$  - het verhang van de grondwaterstroming loodrecht op het talud.

Om te voldoen aan het evenwicht moet gelden:

$$W \geq T \quad \text{of} \quad W/T = SF \geq 1 \quad (9.5.3)$$

Bij de berekening moet rekening gehouden worden met partiële materiaalfactoren voor het volumiek gewicht, de cohesie en de wrijvingshoek. Veelal wordt bovendien nog een modelfactor toegepast gelijk aan 1,1. Dit is een aanvullende veiligheid om onzekerheden te verdisconteren.

De berekening wordt gedaan voor diverse waarden van de laagdikte d, om de kritische laagdikte te bepalen.

Bij verlies aan evenwicht zal een laag grond van het talud schuiven.

De grondwaterstroming kan worden veroorzaakt door kwelwater, zoals in figuur 9.5.1 is aangegeven. Het kan echter ook worden veroorzaakt door infiltratie van water, bijvoorbeeld water dat over de kruin van de dijk stroomt. Als het talud daarbij helemaal verzadigd raakt is de grondwaterstroming uitsluitend evenwijdig aan het talud en ontbreekt de component loodrecht op het talud. De evenwichtsvergelijking voor dit geval is afgeleid door Edelman en Joustra. Bij de watersnoodramp in 1953 zijn veel dijken bezweken door overslaand water, naar verwachting door dit mechanisme.

De *formules 9.5.1 en 9.5.2* kunnen voor enkele bijzondere gevallen vereenvoudigd worden. Bij een stroming horizontaal uit het talud geldt:

$$\begin{aligned}i &= \tan(\alpha) \\i_{//} &= i \cdot \cos(\alpha) \\i_{\perp} &= i \cdot \sin(\alpha)\end{aligned}$$

De *evenwichtsvergelijking 9.5.3* kan hiermee als volgt worden geschreven:

$$SF = \frac{\gamma_g - \frac{\gamma_w}{\cos^2 \alpha}}{\gamma_g} \frac{\tan \varphi}{\tan \alpha} \geq 1 \quad (9.5.4)$$

Als de stroming evenwijdig aan het talud is, dan geldt:

$$\begin{aligned}i &= i_{//} = \sin \alpha \\i_{\perp} &= 0.\end{aligned}$$

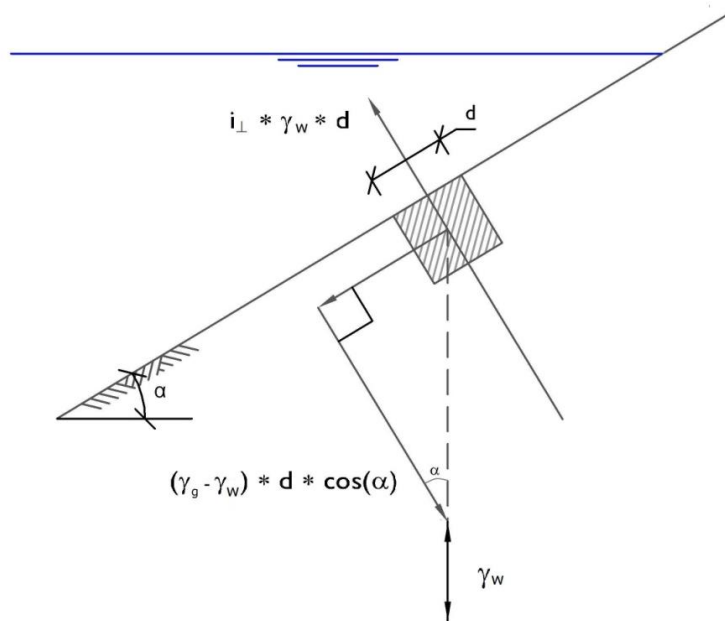
De *evenwichtsvergelijking 9.5.3* kan hiermee als volgt worden geschreven:

$$SF = \frac{\gamma_g - \gamma_w}{\gamma_g} \frac{\tan \varphi}{\tan \alpha} \geq 1 \quad (9.5.5)$$

Bij de *formules 9.5.4 en 9.5.5* is de cohesie  $c$  verwaarloosd, of het betreft grond zonder cohesie.

*Formule 9.5.5* laat zien dat een talud waar water langs afstroomt veel flauwer moet zijn dan de evenwichtshelling van de grond. Uit *formule 9.5.4* is af te lezen, dat een situatie, waarbij grondwater uit het talud stroomt, de stabiliteit nog slechter is.

**Evenwicht loodrecht op het talud**



**Figuur: 9.5.4**  
Grondwaterstroming loodrecht op het talud

Bij de beschouwing van het evenwicht loodrecht op het talud wordt de aandrijvende kracht gevormd door het verhang loodrecht op het talud:

$$T = i_{\perp} \cdot \gamma_w \cdot d \quad (9.5.6)$$

De weerstandbiedende kracht wordt gevormd door de zwaartekracht:

$$W = (\gamma_g - \gamma_w) \cdot d \cdot \cos\alpha \quad (9.5.7)$$

Een grondwaterstroming loodrecht omhoog, bij een horizontaal maaiveld, vormt een bijzonder geval van dit evenwicht. De hellingshoek  $\alpha$  is dan gelijk aan 0. Er geldt dan:

$$W \geq T \rightarrow (\gamma_g - \gamma_w) d \geq i_{\perp} \cdot \gamma_w \cdot d \rightarrow \frac{\gamma_g - \gamma_w}{\gamma_w} \geq i_{\perp} \quad (9.5.8)$$

De term  $(\gamma_g - \gamma_w)/\gamma_w$  is het volumiek gewicht van grond onder water en wordt ook wel met het symbool  $\Delta$  aangeduid. *Formule 9.5.8* zegt dat de grond niet meer in evenwicht is, als het verhang loodrecht omhoog groter is dan het volumiek gewicht van de grond. De korrels zullen met het opborrelende grondwater mee omhoog komen. In dit geval is de korrelspanning gelijk aan 0 en heeft de grond in het geheel geen sterkte meer. Deze toestand wordt wel met de term "drijfzand" aangeduid.

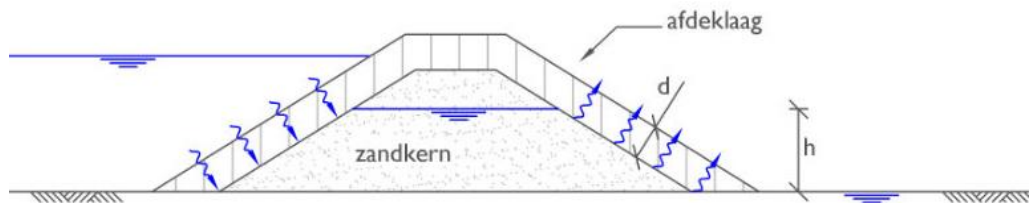
### 9.5.3 Afschuiving van een afdeklaag door een grondwateroverdruk

Bij de beoordeling op microstabiliteit wordt onderscheid gemaakt tussen twee dijktypes. Een zanddijk met een zandige toplaag en een zanddijk met een toplaag van klei. In het eerste geval is het materiaal van de toplaag non-cohesief en bij een hoge grondwaterstand in de dijk kan grond gemakkelijk uitspoelen. In het tweede geval kunnen er als gevolg van een hoge grondwaterstand in de dijk twee bezwijkmechanismen optreden. Bij het ene kan door de hoge waterdruk de kleilaag van het binnentalud worden afgedrukt. Bij het andere zorgt de hoge waterdruk voor een afname in effectieve korrelspanning en dus een afname in schuifweerstand en kan de kleilaag afschuiven. In beide gevallen kan vervolgens net als bij de zanddijk met zandige toplaag zand uit de kern van de dijk wegspoelen.

#### Beschrijving

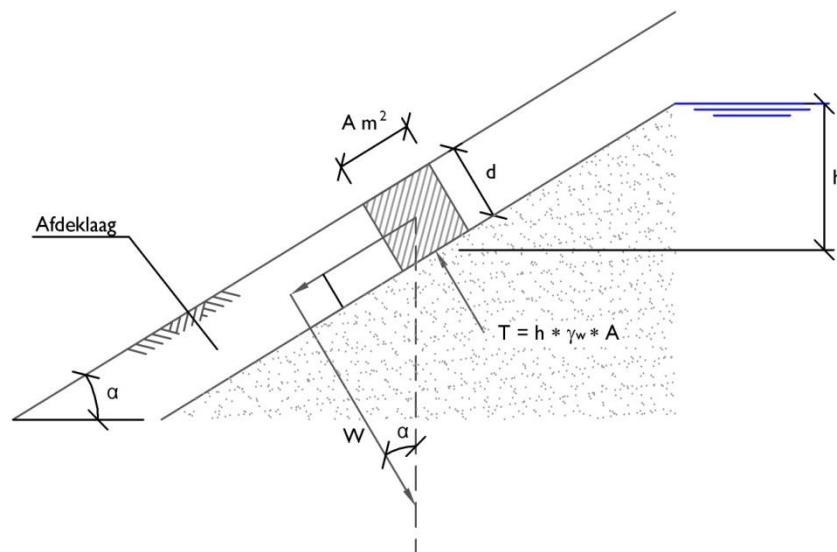
De hiervoor behandelde situaties gelden als de grond in het grondlichaam redelijk uniform is en er zich geen waterdruk opbouwt. In het geval van een talud met een afdeklaag die minder doorlatend is dan de kern van het grondlichaam, kan zich een waterdruk opbouwen onder de toplaag. De wrijving tussen de toplaag en het grondlichaam neemt daardoor af, waardoor de toplaag af kan schuiven. Ook kan de toplaag worden opgedrukt, waarna het grondwater ongehinderd uit het grondlichaam kan stromen en daarbij wellicht grond mee kan spoelen.

**Figuur: 9.5.5**  
Talud met afdeklaag



#### Evenwicht loodrecht op het talud

**Figuur: 9.5.6**  
Evenwicht afdeklaag loodrecht op het talud



De opdrijvende kracht is de grondwaterdruk:

$$T = h \cdot \gamma_w \cdot A \quad (9.5.9)$$

De weerstandbiedende kracht is het gewicht van de grond:

$$W = \gamma_g \cdot d \cdot \cos \alpha \cdot A \quad (9.5.10)$$

Hierin is:

- h - de stijghoogte, op een bepaald punt onder de deklaag
- $\gamma_g; \gamma_w$  - het volumiek gewicht van de grond en water
- d - de dikte van de toplaag, gemeten loodrecht op het talud
- $\alpha$  - de helling van het talud

Er moet weer gelden:  $W \geq T$  en dus:  $\gamma_g \cdot d \cdot \cos \alpha \cdot A \geq h \cdot \gamma_w$

waaruit volgt: 
$$d \geq \frac{h \cdot \gamma_w}{\gamma_g \cdot \cos \alpha} \quad (9.5.11)$$

Bij deze formule wordt geen rekening gehouden met de wrijving aan de onder- en bovenzijde van de grondmoot die wordt opgedrukt.

De formule voor het evenwicht evenwijdig aan het talud, oftewel afschuiven van de toplaag, wordt hier niet behandeld.

#### **Erosie van grond door langsstromend water**

In de gevallen hiervoor was het uitgangspunt kwelwater dat door het grondlichaam stroomt en uit het talud stroomt of onder het talud door de grond afstroomt. Het water kan ook van buitenaf komen door water dat over het grondlichaam heen stroomt of door regenwater. Indien dit infiltreert, dan kan het faalmechanisme zoals met de *formules 9.5.1 en 9.5.2* is beschreven optreden. Het water kan echter ook zonder infiltratie grond meespoelen. Er wordt dan gesproken van erosie. Een veel voorkomend voorbeeld hiervan is erosie door regen bij relatief steile taluds, die niet van een bekleding zijn voorzien, of waar nog geen grasmat op groeit. Een belasting door regen veroorzaakt meestal slechts lokale erosie en zal zelden of nooit tot veiligheidsproblemen leiden. Berekening hiervan is niet goed mogelijk en de erosie zal meestal stoppen nadat een grasmat tot ontwikkeling is gekomen.

#### 9.5.4 Voorbeeld 2: afschuiving door grondwaterstroming

Bij een zandwinning wordt een talud gegraven en men wil weten welke helling het talud maximaal mag hebben, zonder dat er gevaar voor instabiliteit ontstaat. Gegeven is:

$$\begin{aligned}\varphi &= 30 \text{ graden} \\ \gamma_g &= 20 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_w &= 10 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

Verder is bekend dat de waterstand, die in de zandwinning staat, gelijk is aan de grondwaterstand rondom de put. Dit betekent dat er geen grondwaterstroming zal zijn door het talud.

*Bij een onderwatertalud zal gelden:*

Omdat de grondwaterstand binnen en buiten de put gelijk is, betekent dit dat  $i_{//} = i_{\perp} = 0$ . Verder moet gelden:  $W \geq T$ . Uit de formules 9.5.1 en 9.5.2 volgt dan met  $c=0$ :

$$(\gamma_g - \gamma_w) d \cos \alpha \tan \varphi \geq (\gamma_g - \gamma_w) d \cdot \sin \alpha \rightarrow \tan \varphi \geq \tan \alpha \rightarrow \varphi \geq \alpha$$

De taldhelling  $\alpha$  mag dus ten hoogste 30 graden zijn  $\rightarrow$  helling = 1:1,73 (V:H).

Als de grondwaterstand rondom de put wel hoger is dan de waterstand in de put, dan zal een grondwaterstroming naar de put optreden en door het talud stromen. In zo'n geval zal de grondwaterstroming bij het talud uitstromen en geldt  $i_{//} = 0$ . De formules 9.5.1 en 9.5.2 geven in dat geval:

$$\tan(\varphi) \geq \frac{\sin(\alpha)(\gamma_g - \gamma_w)}{(\gamma_g - \gamma_w) \cos(\alpha) - \gamma_w i_{\perp}}$$

$i_{\perp}$  moet door middel van een grondwaterstromingsberekening worden bepaald. Vervolgens kan de hellingshoek  $\alpha$  iteratief worden bepaald. Stel dat berekend is dat  $i_{\perp} = 0,1$ , dan wordt gevonden dat  $\alpha \leq 27$  graden. De hellingshoek moet dus iets flauwer zijn dan de hoek van interne wrijving van het droge zand.

*Bij een bovenwatertalud zal gelden:*

Zonder grondwaterstroming moet de taldhelling ten hoogste gelijk zijn aan de hoek van interne wrijving van het zand, 30 graden.

Als er wel een grondwaterstroming optreedt, dan zal het water horizontaal uit het talud treden. De formule 9.5.4 is dan van toepassing.

$$SF = \frac{\gamma_g - \frac{\gamma_w}{\cos^2 \alpha}}{\gamma_g} \frac{\tan \varphi}{\tan \alpha} \geq 1 \rightarrow \frac{20 - \frac{10}{\cos^2 \alpha}}{20} \frac{\tan 30}{\tan \alpha} \geq 1$$

Deze formule kan middels iteratie worden opgelost en geeft in dit geval:  $\alpha \leq 15$  graden. Dit komt overeen met een helling van 1:3,7 (V:H).

Opmerkingen:

- Als een bovenbelasting op het talud aanwezig is, kunnen ook diepere glijvlakken van belang zijn. Een berekening met de methode Bishop is dan nodig.
- Rond de waterlijn zal belasting door golven plaatsvinden. Hierdoor kan erosie ontstaan. Om dat tegen te gaan, moet een taludbescherming worden aangebracht.

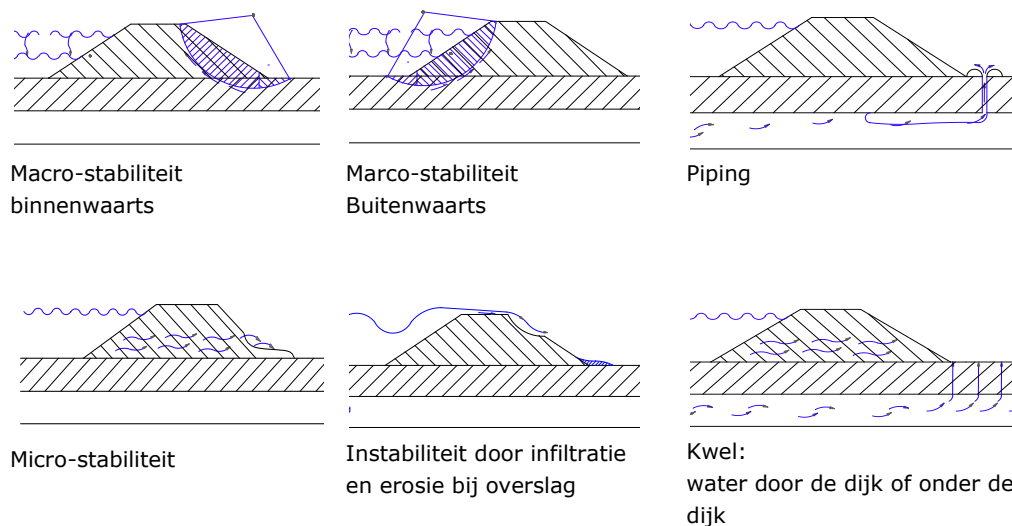
## 9.6 Waterkeringen

### 9.6.1 Overzicht

Ook een waterkering kan bestaan uit een grondconstructie (een dijk) of een harde constructie, of een combinatie daarvan. In dit hoofdstuk wordt uitsluitend ingegaan op grondconstructies. Een dijk is als constructie niet anders dan een talud bij een aardebaan voor een weg of een spoorweg.

De belasting is wel anders: bij een dijk speelt de belasting door water vanzelfsprekend een grote rol, terwijl bij een andere grondconstructie de belasting voornamelijk beperkt blijft tot het eigen gewicht en externe belastingen, zoals verkeersbelastingen. De belasting door water op een dijk beperkt zich niet tot de waterdruk op de dijk. Door grondwaterstromingen zal het water ook een hogere freatische lijn in het dijklichaam en verhoogde waterspanningen onder het dijklichaam tot gevolg hebben.

In figuur 9.6.1 zijn de meest voorkomende geotechnische faalmechanismen bij een dijk weergegeven.



**Figuur: 9.6.1**  
Faalmechanismen bij dijken;  
(bron: ARCADIS)

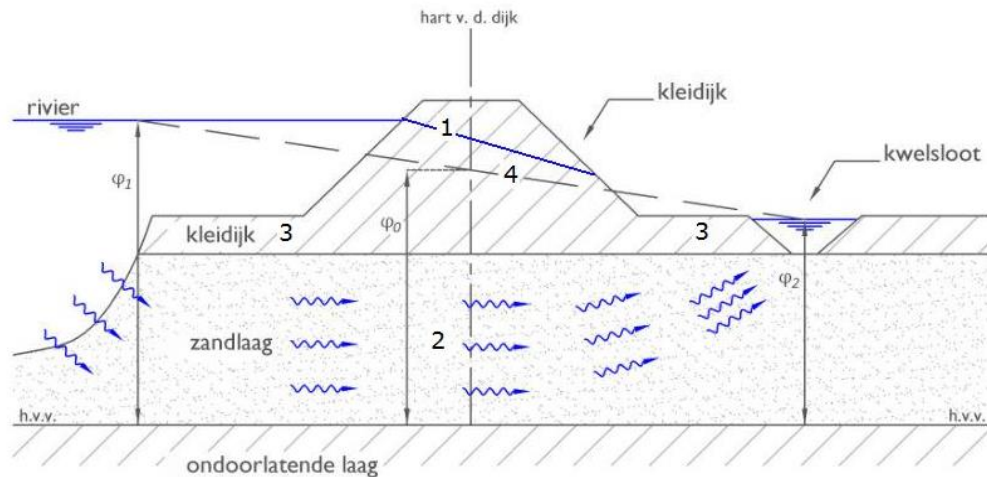
De faalmechanismen "instabiliteit door infiltratie bij overslag" en "micro-instabiliteit" zijn in paragraaf 9.3 behandeld.

Macrostabiliteit is in paragraaf 9.2 behandeld, maar enkele specifieke zaken bij dijken worden in dit hoofdstuk behandeld, evenals de overige mechanismen. Omdat de waterspanningen een belangrijke rol spelen, wordt daar eerst op ingegaan.

### 9.6.2 Waterspanningen bij dijken

Een algemeen beeld van de grondwaterstroming bij dijken is in figuur 9.6.2 gegeven. Het water stroomt door de dijk, waardoor zich een freatische lijn (1) instelt. Het water stroomt eveneens door de watervoerende zandlaag onder de dijk (2) en door de kleilaag binnen- en buitendijks (3). Door deze grondwaterstroming is de stijghoogte in de watervoerende zandlaag binnendijks hoger dan het maaiveld. Dit is weergegeven met de stijghoogtelijn (4).

**Figuur: 9.6.2**  
Grondwaterstroming bij dijken



### Freatische lijn

Voor het bepalen van de freatische lijn (1) zijn geen eenvoudige formules beschikbaar. De freatische lijn kan worden berekend met numerieke grondwaterstromingsmodellen, of de ligging ervan kan worden ingeschat.

### Stijghoogte in de watervoerende zandlaag

De stijghoogte in de watervoerende zandlaag (4) verloopt van de rivierwaterstand buitendijks tot de waterstand in een binnendijkse sloot of waterpartij, als deze aanwezig is. Als binnendijks geen open water aanwezig is, dan zal de stijghoogte op enige afstand van de dijk gelijk worden aan de grondwaterstand.

Het verloop van de stijghoogte is afhankelijk van de volgende factoren:

- het verschil tussen de rivierwaterstand en de binnendijkse waterstand;
- de dikte en doorlatendheid van de watervoerende zandlaag;
- de dikte en doorlatendheid van de kleilaag.

De grondwaterstroming wordt beschreven met de wet van Darcy en de continuïteitsvergelijking.

De wet van Darcy luidt:  $q = k \cdot i \cdot A$

waarin:

- q - het debiet;
- k - de waterdoorlatendheid van de grond;
- i - het verhang, oftewel de verhouding tussen het verschil in stijghoogte en de horizontale afstand tussen 2 punten oftewel de helling van de lijn van de stijghoogte;
- A - doorstroomoppervlakte.

De continuïteitsvergelijking luidt:  $q_{in} = q_{uit}$

Hierin zijn  $q_{in}$  en  $q_{uit}$  het debiet dat in en uit een bepaald gebied of dwarsdoorsnede stroomt. Omdat er geen water verloren kan gaan, moet het debiet dat een gebied instroomt altijd gelijk zijn aan het debiet dat uitstroomt.

Dit zijn vrij eenvoudige formules, maar het berekenen van het verloop van de stijghoogte is toch niet eenvoudig.

Voor een situatie waarin het voorland en het achterland lang zijn, kan de stijghoogte worden berekend met de volgende formules.



Voorland :  $\varphi(x) = \varphi_0 - (\varphi_0 - \varphi_1) e^{(a+x)/\lambda_1}$  (9.6.1.a)

Achterland :  $\varphi(x) = \varphi_3 - (\varphi_2 - \varphi_3) e^{(a-x)/\lambda_3}$  (9.6.1.b)

en:

$$\varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{\lambda_3}{\lambda_1 + L_2 + \lambda_3} \quad (9.6.2.a)$$

$$\varphi_1 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{L_2 + \lambda_3}{\lambda_1 + L_2 + \lambda_3} \quad (9.6.2.b)$$

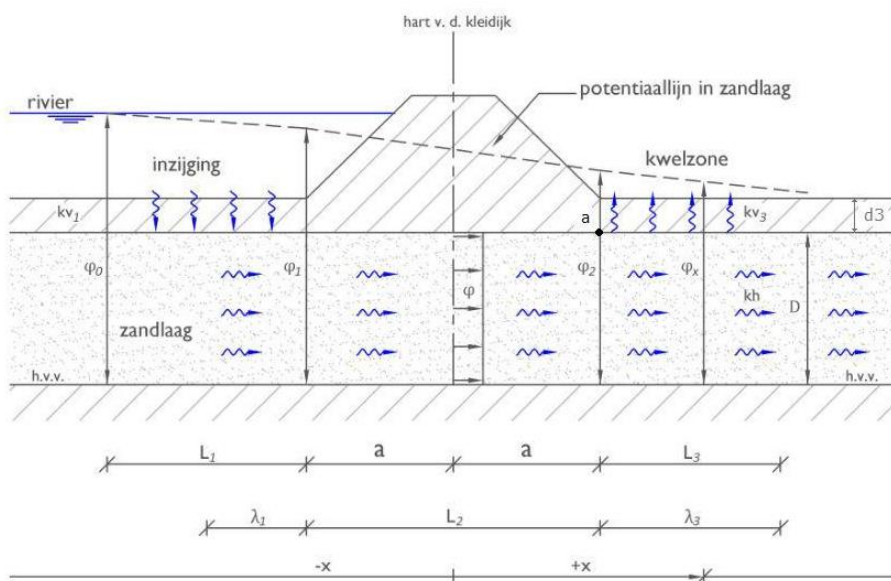
Hierin betekent:

- $\varphi$  - de potentiaal (stijghoogte) in locatie:
  0. de rivier,  $\varphi_0$  is de waterstand op de rivier;
  1. de buitenteen van de dijk;
  2. de binnenteen van de dijk;
  3. binnendijks,  $\varphi_3$  is de binnendijkse waterstand;
- $x$  - de horizontale afstand van de as van de dijk (buitendijks is negatief);
- $a$  - de halve breedte van de dijk;
- $\lambda$  - de spreidingslengte of leklengte, waarvoor geldt:
 
$$\lambda = \sqrt{k D c}$$
 met:
  - $k$  de doorlatendheid van de zandlaag in horizontale richting;
  - $D$  de dikte van de zandlaag;
  - $c$  de hydraulische weerstand van de kleilaag:
 
$$c = d/k_v$$
 , met:
    - $k_v$  de verticale doorlatendheid van de kleilaag;
    - $d$  dikte van de kleilaag.

De indices 1, 2 en 3 worden gebruikt om aan te geven dat het om het buitendijks gebied gaat of om de dijk of het binnendijkse gebied.

De formules 9.6.1 en 9.6.2 kunnen worden gebruikt als  $L/\lambda > 2$ , zowel binnen- als buitendijks.

In figuur 9.6.3 zijn de diverse symbolen weergegeven.



**Figuur: 9.6.3**  
Benamingen en symbolen bij grondwaterstroming

Het debiet onder de dijk wordt berekend met de volgende formule:

$$q = k D \frac{\varphi_0 - \varphi_3}{\lambda_1 + L_2 + \lambda_3} \quad (9.6.3)$$

Dit is weer de formule van Darcy.

### Opbarsten

Als de waterdruk in de watervoerende zandlaag bij de binnenteen groter is dan het gewicht van de kleilaag, dan zal de kleilaag opbarsten.

Voor de in figuur 9.4.3 aangegeven situatie betekent dit, dat de waterdruk aan de bovenzijde van de watervoerende zandlaag bij de binnenteen gelijk is aan:

$$\varphi_{2,a} = \frac{p_{2,a}}{\rho g} + z \quad \rightarrow \quad \frac{p_{2,a}}{\rho g} = \varphi_{2,a} - z$$

$$\rightarrow p_{2,a} = (\varphi_{2,a} - z) \cdot \rho g \quad \text{met} \quad \rho \cdot g = \gamma_w \quad (9.6.4)$$

$$\rightarrow p_{2,a} = (\varphi_{2,a} - z) \cdot \gamma_w$$

Het gewicht van de kleilaag met een laagdikte  $d_3$  en een volumiek gewicht  $\gamma_g$  is gelijk aan:

$$d_3 \cdot \gamma_g$$

De potentiaal die overeenkomt met het gewicht van de kleilaag wordt de grenspotentiaal genoemd. De stijghoogte kan nooit hoger worden dan de grenspotentiaal.

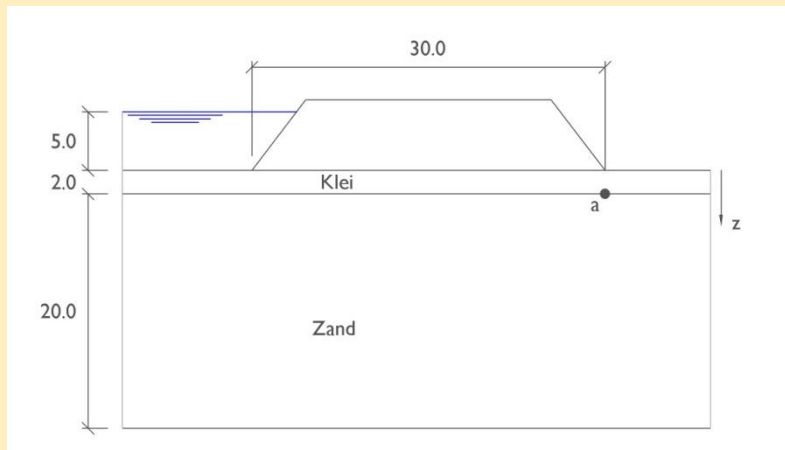
Met een veiligheidsfactor  $n$  kan dit worden geschreven als:

$$d_3 \cdot \gamma_g \geq n \cdot p_{2,a}$$

Voor een evenwicht moet dan gelden:

$$d_3 \geq \frac{n \cdot p_{2,a}}{\gamma_g}$$

### 9.6.3 Voorbeeld 3: waterspanning bij een dijk



**Figuur: 9.6.4**  
Voorbeeld 3

Gegeven is:

- een dijk met een breedte van 30 m;
- op een kleilaag met een dikte van 2 m, een doorlatendheid van 0,01 m/dag en een volumiek gewicht van 18 kN/m<sup>3</sup> die buitendijks, onder de dijk en binnendijks aanwezig is;
- een zandlaag met een dikte van 20 m en een doorlatendheid van 10 m/dag onder de kleilaag;
- een waterstand buitendijks die 5m hoger is dan het binnendijkse maaiveld;
- het volumiek gewicht van water is hier 10 kN/m<sup>3</sup>

Gevraagd:

- de stijghoogte direct binnendijks van de dijk bij punt a;
- de opbarstfactor van de kleilaag, direct binnendijks van de dijk bij punt a.

Uitwerking:

$$\lambda_1 = \lambda_2 = \sqrt{kDc} = \sqrt{10 * 20 * 2 / 0,01} = 200$$

Invullen van *formule 9.4.2.a* geeft de stijghoogte bij de binnenteen:

$$\varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{\lambda_3}{\lambda_1 + L_2 + \lambda_3} = 0 + (5 - 0) * \frac{200}{200 + 30 + 200} = 2,33 + mv$$

Het binnendijkse maaiveldniveau is hier het horizontale vergelijkingsniveau. Aangenomen is dat de grondwaterstand binnendijks, op geruime afstand van de dijk, gelijk is aan het binnendijkse maaiveldniveau.

Het potentiaal onderaan de kleilaag bij de binnenteen is gelijk aan:

$$p_{2,a} = (\varphi_{2,a} - z) \cdot \gamma_w \rightarrow p_{2,a} = (2,33 - (-2)) * 10 = 43,3 kPa$$

De gronddruk onderaan de kleilaag bij de binnenteen is gelijk aan:

$$d * \gamma_{klei} = 2 * 18 = 36 kPa.$$

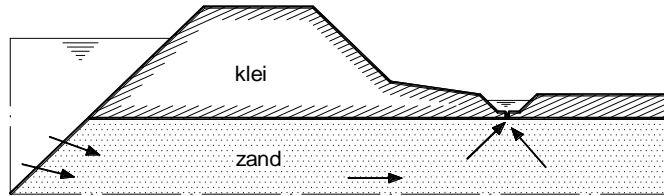
De waterdruk is groter dan de gronddruk en de kleilaag zal dus opbarsten. De opbarstfactor is gelijk aan  $36 / 43,3 = 0,83$ .

### 9.6.4 Piping

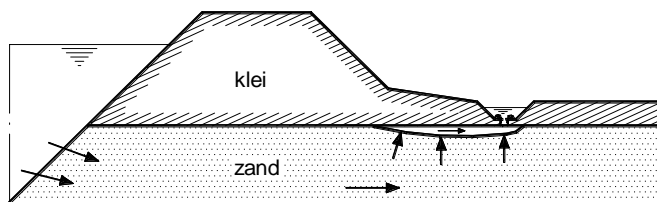
De grondwaterstroming onder de dijk, door de watervoerende zandlaag, kan binnendijks uittreden als de kleilaag opbarst, of als de kleilaag ontbreekt. Er ontstaat dan een wel. Als de grondwaterstroming in de wel sterk genoeg is, dan zal zand meegespoeld worden en rond de wel worden afgezet. Uiteindelijk kan dit leiden tot holtes onder de dijk, waardoor de dijk wordt ondermijnd.

**Figuur: 9.6.4**

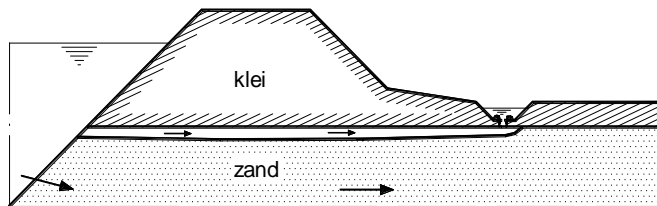
Fasen bij het ontstaan van piping;  
(bron: Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen, TAW, 1999)



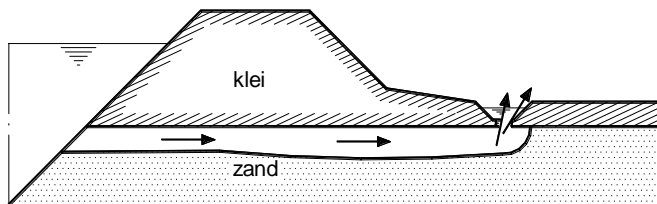
a. opbarsten deklaag



b. welvorming, begin van erosie



c. pipe-vorming door terugschrijdende erosie



d. doorgaande pipe (= piping)

Een veelgebruikte methode om te bepalen of piping op kan treden is de methode van Bligh. De formule van Bligh luidt:

$$L_{\text{kritiek}} = C_{\text{Bligh}} \cdot \Delta h \quad (9.6.4)$$

waarin:

- $L_{\text{kritiek}}$  - de kritieke kwelweglengte
- $C_{\text{Bligh}}$  - de creepfactor volgens Bligh
- $\Delta h$  - het verval, oftewel het verschil in de buiten- en binnendijkse waterstand tussen Het intreedpunt en het uittreedpunt.

Het intreedpunt is het punt waar de grondwaterstroming de zandlaag binnenkomt, bijvoorbeeld het rivierbed. Het uittreedpunt is de locatie waar de wel optreedt, meestal nabij de binnentoe van de dijk of in een binnendijkse sloot.

Er moet gelden:

$$L_{\text{aanwezig}} \geq L_{\text{kritiek}} \quad (9.6.5)$$

$L_{\text{aanwezig}}$  is de aanwezige horizontale kwelweglengte, of de afstand tussen het intreedpunt en het uittreedpunt.

In figuur 9.6.3 is de aanwezige kwelweglengte gelijk aan  $L_1+L_2+L_3$ . Als echter opbarsten optreedt bij de binnentoe dan is de aanwezige kwelweglengte gelijk aan  $L_1+L_2$ .

Als de toevoer van water door de buitendijkse kleilaag groot is, dan moet niet de lengte  $L_1$  worden gebruikt maar de leklengte  $\lambda_1$ .

De creepfactor van Bligh is afhankelijk van de korreldiameter van het zand. In de volgende tabel is de grootte van de creepfactor gegeven bij verschillende korreldiameters.

Zandsoort	Mediane korreldiameter $d_{50}$ [mm]	$C_{\text{Bligh}}$
uiterst fijn zand, silt	< 0,105	
zeer fijn zand	0,105 – 0,150	18
matig fijn zand	0,150 – 0,210	15
matig grof zand	0,210 – 0,300	
zeer/uiterst grof zand	0,300 – 2,000	12
fijn grind	2,000 – 5,600	9
matig grof grind	5,600 – 16,000	
zeer grof grind	> 16	4

**Tabel 9.6.1**  
Creepfactor volgens  
Bligh

Piping treedt alleen op in een zandlaag onder een cohesieve klei- of veenlaag. Als de kleilaag ontbreekt en de dijk is ook uit zand opgebouwd, dan zal geen geconcentreerde uitstroom van water optreden en dus geen wel ontstaan. Bovendien kan dan geen holle ruimte onder de dijk ontstaan. Het grondwater komt in dat geval verspreid aan het maaiveld. Uitspoeling van gronddeeltjes kan nog wel optreden, maar moet worden beoordeeld volgens paragraaf 9.6.2 (microstabiliteit).

#### 9.6.5 Voorbeeld 4: Piping

Gegeven:

- de situatie uit voorbeeld 3
- de korrelgrootte van de zandlaag is gemiddeld 0,2 mm.

Gevraagd: treedt in deze situatie piping op?

#### ***Uitwerking:***

De binnendijkse kleilaag barst op, er kan dus een zandmeevoerende wel ontstaan. De kritieke kwelweglengte is  $15 \cdot 5 = 75$  m.

De aanwezige kwelweglengte is in ieder geval gelijk aan de breedte van de dijk, 30 m, vermeerderd met de breedte van de kleilaag buitendijks. De breedte van de kleilaag buitendijks dient tenminste  $75 - 30 = 45$  m te zijn. In voorbeeld 3 is deze breedte niet gegeven, maar verondersteld wordt dat deze zeer breed is. Formule 9.6.4 is geldig als  $L/\lambda > 2$ . In dit geval wil dat zeggen dat de breedte van de buitendijkse kleilaag tenminste 400 m is. Er zal dus geen piping optreden.

## 9.7 Activeringsvragen

### Vraag 9.7.1

Gegeven is een talud met een hoogte van 5 m en een breedte van 9,5 m. Het talud en de ondergrond zijn opgebouwd uit klei, met  $c = 3 \text{ kN/m}^2$ ,  $\varphi = 24^\circ$ ,  $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ .

De glijcirkel ligt met het middelpunt boven de teen van het talud, op 10 m boven maaiveld en heeft een straal van 15 m.

- Teken de glijcirkel met de bijhorende lamellen met een breedte van 1 m.
- Bereken de stabiliteitsfactor van het talud indien de freatische lijn:
  - onder de ophoging op NAP + 3 m ligt
  - onder het maaiveld gelijk is aan NAP
  - onder het talud verloopt van NAP + 3 m naar NAP.
- Bereken de stabiliteit van het talud met behulp van M-stab.

### Vraag 9.7.2

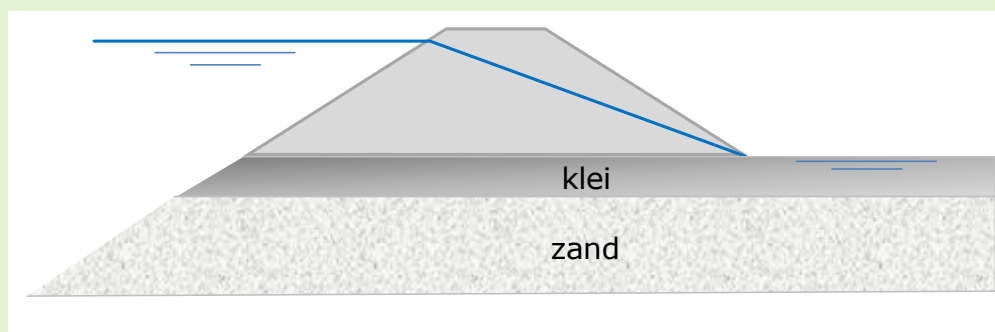
Bepaal met de methode van Bishop de maximale helling waarbij een talud nog stabiel is, indien de helling oneindig lang is. Ga uit van de grondsoort uit de vraag 9.5.1, maar met de cohesie  $c = 0$  en geen freatische lijn.

Tip: de straal van de glijcirkel is oneindig groot.

### Vraag 9.7.3

Gegeven is de volgende situatie (zie figuur 9.7.1):

Een dijk met een breedte van 20 m; onder de dijk en het achterland een kleilaag met een dikte van 2 m, een gewicht van  $17 \text{ kN/m}^3$  en een doorlatendheid van 0,05 m/dag; onder de kleilaag een zandlaag van grof zand met een dikte van 10 m en een doorlatendheid van 10 m/dag; de freatische lijn binnendijks is gelijk aan maaiveld en de potentiaal in de zandlaag is gelijk aan de freatische lijn, op een afstand van 1 km van de dijk; de rivier snijdt direct buitendijks in in de klei en zandlaag; een buitendijkse hoogwaterstand die langdurig aanwezig is en die 4 m hoger is dan het niveau van het binnendijkse maaiveld.



**Figuur 9.7.1**  
Situatieschets

Gevraagd:

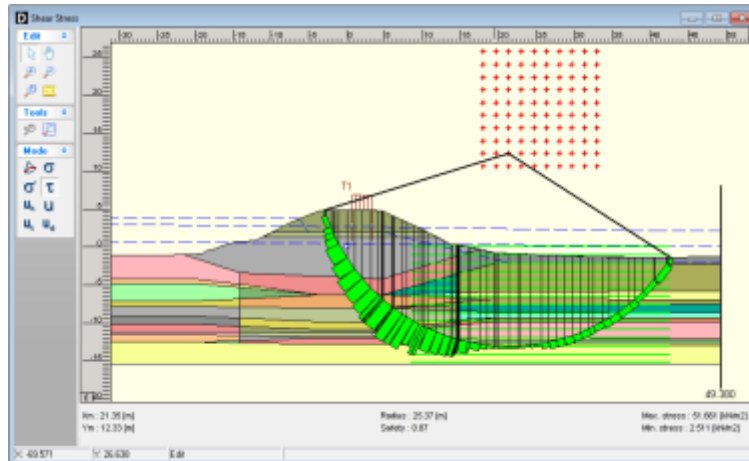
- Bereken de waterspanning in de zandlaag bij de binnenteen van de dijk.
- Barst de kleilaag op?
- Is er gevaar voor piping?
- Hoe groot is het debiet dat door de zandlaag onder de dijk stroomt?

## 9.8 Computertoepassingen

Voor Nederland is de veiligheid en de stabiliteit van de primaire keringen, zoals zee- en rivierdijken essentieel. In totaal bestaan er ca. 3500 km primaire keringen en 10000 km andere ophogingen, waarvan de stabiliteit en veiligheid gecontroleerd dient te worden.

### Algemeen

D-Geo Stability is een voorbeeld van een computerprogramma dat is ontwikkeld voor het ontwerp en de controle op stabiliteit van ophogingen op slappe ondergrond.

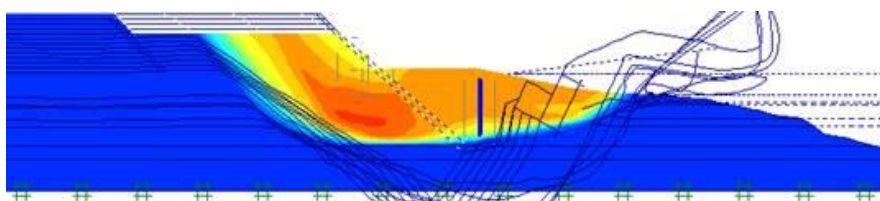


**Figuur: 9.8.1**  
D-Geo Stability  
Bishop glijcirkel met  
schuifspanningen

Andere mogelijkheden zijn eindige elementen programma's (EEM) zoals bijvoorbeeld PLAXIS. Voordeel van een EEM programma is dat automatisch het kritieke bezwijkmechanisme wordt gegeven, ook wanneer de glijdende delen niet cirkelvormig zijn, of als er een heel ander bezwijkmechanisme optreedt zoals opbarsten of squeezing.



**Figuur: 9.8.2**  
Bezijken Ankerweg  
Amsterdam met  
EEM;  
(bron: CRUX Engi-  
neering)



## **9.9 Referenties**

- [9.1] Dictaat CGF1, Elsevier (teksten, figuren, formules)
- [9.2] "Grondmechanica", A. Verruit, 2010 (formules, ideeën)
- [9.3] Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken deel 1, TAW, 1986 (figuren, formules)
- [9.4] Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken, TAW, 2004 (formules)
- [9.5] Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen, TAW, 1999 (figuren)
- [9.6] VTV2006, ministerie van Verkeer en Waterstaat, (figuren)







# **HOOFDSTUK 10**

## **ONTWERPEN VAN KADECONSTRUCTIES**

**READER  
GEOTECHNIEK  
VOOR HET HBO**

**Initiatief:** Werkgroep Waterbouw KIVI afdeling Hoger Onderwijs Techniek  
**Eindredactie:** dr.ir. U. Backhausen & prof. dr.ir. A.E.C. van der Stoel

Het auteursrecht berust bij KIVI, Den Haag. Openbaarmaking en vermenigvuldiging door HBO-instellingen ten behoeve van onderwijsdoeleinden zijn toegestaan onder naamsvermelding van de auteurs.

Stand: september 2013

# HOOFDSTUK 10

## ONTWERPEN VAN KADECONSTRUCTIES

Ing. Jan de Vos (Geomet)

Tekeningen en foto's zijn ontleend aan de publicatie Quay Walls [10.1 & 10.2].

### Inhoudsopgave

<b>10.1</b>	<b>Algemeen</b> .....	3
10.1.1	Ontstaan van havens .....	3
10.1.2	Vormen van kadeconstructies .....	3
<b>10.2</b>	<b>Gewichtsconstructies</b> .....	4
10.2.1	Blokkenmuur .....	4
10.2.2	L-muur .....	5
10.2.3	Caissonwand .....	5
10.2.4	Terre Arméewand .....	5
10.2.5	Cellenwand .....	6
<b>10.3</b>	<b>Grondpenetrerende wandconstructies</b> .....	7
10.3.1	Enkelvoudige wandconstructies .....	7
10.3.2	Samengestelde wandconstructies .....	8
10.3.3	Diepwanden .....	9
10.3.4	Kistdammen .....	10
10.3.5	Verankeringsystemen .....	10
<b>10.4</b>	<b>Grondpenetrerende constructies met ontlastvloer</b> .....	12
10.4.1	Hooggelegen ontlastvloer .....	12
10.4.2	Diepgelegen ontlastvloer .....	13
<b>10.5</b>	<b>Overbouwd talud</b> .....	14
10.5.1	Dek over glooiingconstructie .....	14
10.5.2	Overbouwd talud met kerende wand .....	15
<b>10.6</b>	<b>Eisen voor kademuren</b> .....	16
10.6.1	Belastingen .....	17
10.6.2	Corrosie .....	20
<b>10.7</b>	<b>Ontwerp van kadeconstructies</b> .....	22
10.7.1	Ontlastconstructie .....	22
10.7.2	Lengte tussenplanken .....	24
10.7.3	Aandachtspunten ontwerp voor kademuur met ontlastconstructie .....	24
<b>10.8</b>	<b>Referenties</b> .....	26



## 10.1 Algemeen

Kadeconstructies is een onderwerp waarin zich grote ontwikkelingen hebben voorgedaan gedurende de laatste decennia en waarbij men steeds op zoek blijft naar economische uitvoeringswijzen. Als gevolg van steeds meer verfijnde rekenmethodieken en -programma's, kunnen alternatieven relatief snel en eenvoudig met elkaar worden vergeleken. De literatuur met betrekking tot kadeconstructies is omvangrijk. Voor de opzet van dit hoofdstuk is het uitgebreide 'Handboek Kademuren' van de CUR publicatie 211 als leidraad gebruikt; een aanbeveling voor het verkrijgen van verdere diepgang in dit onderwerp, zie ook literatuur [10.2].

### 10.1.1 Ontstaan van havens

Op het moment dat men zich over water ging verplaatsen, ontstonden er locaties waar schepen afmeerden. Vanaf natuurlijke oevers en aanlegplekken in de oudheid heeft dit zich in de huidige zeehavens ontwikkeld tot bijzondere kadeconstructies met grote waterdiepten voor ontvangst en overslag van massagoederen. De diepgang liep in de laatste decennia op naar 20 à 22 meter, met een toekomstige verwachting van waterdiepten tot 25 meter. Een helder overzicht van de ontwikkeling van de Rotterdamse Haven wordt gegeven in de publicatie 'Kademuren: verleden, heden en toekomst van Gemeentewerken Rotterdam', in 1999 opgesteld door ir. J.G. de Gijt.

Voor zover bekend is de oudste aangelegde haven die van Lothal in India, daterend uit 2400 v. Chr. Ook in het gebied van de Middellandse Zee was er in die periode al scheepvaart vanuit Egypte. Bekende resten van havens in Alexandrië dateren uit 1800 v.Chr.

Ruim voor het begin van onze jaartelling werden wijd verspreid al kaden gebouwd van natuursteen, waarbij de toegang werd gemarkeerd met vuurtorens. De Romeinen gebruikten al een soort beton met als belangrijkste bestanddeel tufsteen met hydraulische eigenschappen, vermengd met kalk en versterkt met breuksteen, waarbij zelfs onder water een goede binding ontstond. Een voorbeeld was de haven van Ostia aan de monding van de Tiber.

In de middeleeuwen waren het de Vikingen die over de zeeën heersten en op vele kaden aanlegden. De Hanzesteden in het westen van Europa vormden een breed verbond van vrije samenwerking in transport over water. In die perioden ontwikkelden zich ook de wijze van overslag van materialen. De havenwerkers kregen ondersteuning van houten kranen, die door tredmolens in beweging werden gebracht. De ontwikkeling van verticale, draagkrachtige kademuren kwam hierdoor op gang.

De ontdekkingsreizen vanaf de 15<sup>e</sup> eeuw leerden dat wereldwijd de ontwikkeling van havens reeds in gang was gezet.

De toenemende grootte van de schepen gaf meer diepgang en vereiste een toename van de kerende hoogte. De gemotoriseerde scheepvaart zorgde voor extra ontgrondingen en een zwaarder ontwerp, evenals de toenemende omvang van opslag op de kaden en achterliggende terreinen.

### 10.1.2 Vormen van kadeconstructies

De diverse kadeconstructies kunnen worden onderverdeeld in een 4-tal basistypen waarbinnen vele varianten van opzet en uitvoering bekend zijn:

- **Gewichtsconstructies**, waarbij de kerende functie wordt verkregen door het gewicht van de constructie zelf.
- **Grondpenetrenderende constructies**, waarbij de kering wordt gevormd door inklemming van de constructie in de grond in combinatie van een verankering van de constructie,

- **Grondkerende constructie met ontlastvloer**, waarbij een deel van de belasting achter de wandconstructie wordt opgevangen met een onderheide plaat. Toegepast kunnen worden hoog of diep gelegen ontlastvloer, waarbij in het eerste geval voornamelijk de maaiveldbelastingen worden opgevangen en in het tweede geval ook een behoorlijk deel van de gronddruk wordt weggenomen (droge deel boven grondwaterstand).
- **Overbouwd talud**, waarbij een steigerconstructie boven een talud is geplaatst en waaraan afgemeerd kan worden. De verticale krachten worden opgenomen door palen die zijn verbonden met de bovenbouw. Voor het opnemen van de horizontale krachten kan een paalblok worden aangebracht of wordt een verankering toegepast.

Hoewel in hoofdstuk 5 voor een deel al aandacht is besteed aan de verschillende constructievormen, worden de specifiek van belang zijnde constructies die geschikt zijn in de huidige havens hieronder beschreven.

## 10.2 Gewichtconstructies

De grondkerende functie bij deze constructie wordt verkregen door het gewicht van de muur en de hierbij opgewekte schuifweerstand in de grond onder de muur. De omvang en het gewicht is zo groot dat kantelen/omvallen niet ontstaat en er ontstaat zoveel schuifspanning in het contactvlak tussen muur en grond dat de constructie niet verschuift (zie hoofdstuk 6). De constructie wordt op staal gefundeerd, als de draagkracht van de ondergrond voldoende is. Voldoet deze draagkracht niet dan wordt een paalfundering geplaatst. Geprefabriceerde gewichtsmuren worden aantrekkelijk als het om grote kadelengten gaat, zodat de hoge eenmalige kosten voor het maken en inrichten van een bouwdok, het maken van de bekistingen, het transport en het plaatsen van de elementen over een groot aantal elementen kan worden afgeschreven.

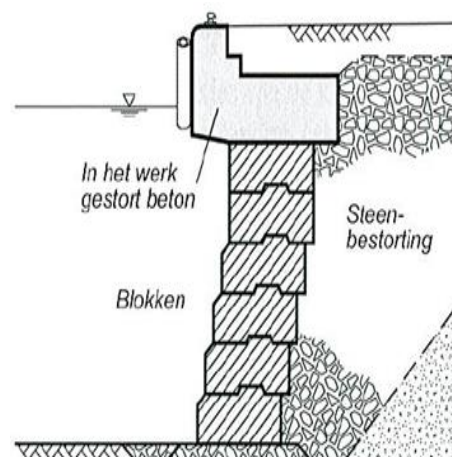
Gewichtconstructies komen in aanmerking in de volgende gevallen:

- De ondergrond is niet geschikt voor een grondpenetrerende constructie omdat deze bijvoorbeeld bestaat uit rots of zeer vast zand.
- De ondergrond heeft voldoende draagkracht.

### 10.2.1 Blokkenmuur

De meest eenvoudige vorm van een gewichtsmuur is de blokkenmuur. Deze is opgebouwd uit op elkaar gestapelde blokken van beton of natuursteen. Ze worden in den natte op een fundering van grind of steenslag geplaatst. De blokken worden afgedekt met een in het werk gestorte deksloof. Voor het aanleggen van een blokkenmuur zijn relatief weinig manuren nodig, maar het kost veel materiaal.

Een blokkenmuur heeft grote horizontale voegen. Hiermee wordt goede drainage verkregen zodat de wateroverdrukken achter de muur beperkt blijven. Daarbij is het wel van belang dat er een goede filterconstructie achter de muur wordt aangelegd om wegspoelen van de grond te voorkomen. De aanvulling vindt meestal plaats met een steenbestorting.



**Figuur 10.2.1**  
Blokkenmuur  
(bron: Handboek  
Kademuren [10.1])

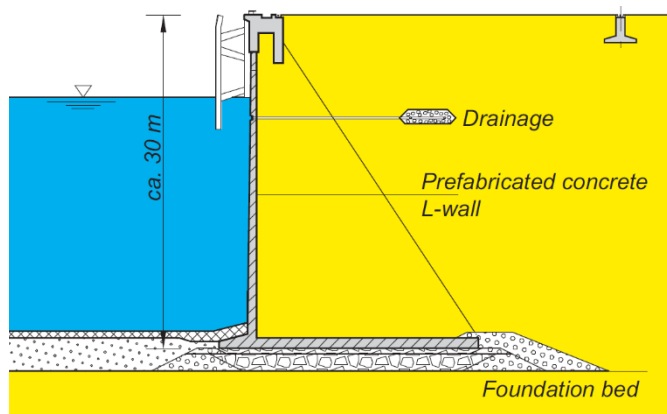


### 10.2.2 L-muur

De stabiliteit van een L-muur wordt verkregen doordat het gewicht van de betonconstructie samen met de grondmassa op de vloerplaat zorgen voor een tegenwerkend moment ten opzichte van de horizontale gronddruk. De schuifspanningen onder de vloerplaat gaan het horizontaal verschuiven tegen. Deze constructievorm wordt interessant als de ondergrond niet voldoende draagkracht heeft voor een blokkenmuur en als er bespaard moet worden op de materiaalkosten.

Bij de uitvoering van een L-muur op land is er een relatief grote bouwput en bemaling nodig om het werk te realiseren.

Voor het uitvoeren van een kade op het water is het belangrijk dat er een goede fundering is aangelegd voor de te plaatsen keermuur. De grote geprefabriceerde elementen worden met zwaar hijsmateriaal op de locatie geplaatst.



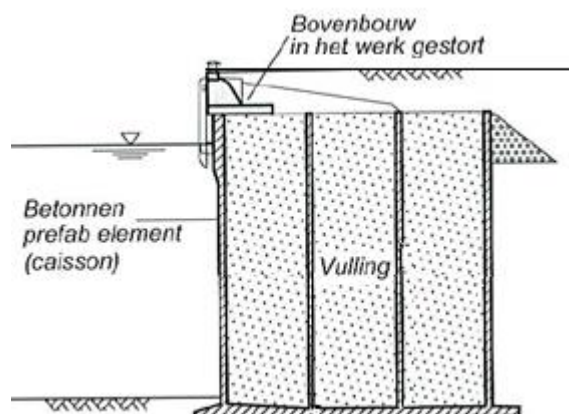
**Figuur 10.2.2**  
Prefab betonnen  
L-muur  
(bron: Quay Walls  
[10.2])

Specifiek voor de L-muren is de relatief slanke constructie. De verticale voegen tussen de elementen vragen om extra aandacht, teneinde uitspoeling van grond tegen te gaan.

### 10.2.3 Caissonwand

Caissons zijn grote, uit cellen opgebouwde holle betonnen elementen. Ze worden in een bouwput, op een drijvende bak of een synchrolift gebouwd. Vandaar worden ze drijvend naar de definitieve locatie vervoerd, om vervolgens afgezonken te worden op een draagkrachtige ondergrond. Dit betekent dat eventueel aanwezige slappe lagen onder het funderingsniveau van te voren verwijderd en vervangen moeten worden door een draagkrachtig materiaal. Vervolgens worden de caissons gevuld met grond of ander materiaal om voldoende massa te krijgen, waarmee de horizontale gronddrukken kunnen worden weerstaan. De bovenkant van de caissons reikt doorgaans tot boven hoogwaterpeil, zodat na de grondaanvulling de bovenbouw van de kademuur in den droge kan worden afgewerkt.

De caisson is zuinig in materiaalgebruik, maar is wel arbeidsintensief. Geprefabriceerde caissons worden vooral gebruikt voor grote havenwerken met een repeterend karakter. Er is echter wel een bouwput, bak of scheepshelling van enige omvang nodig om de caissons te bouwen en gereed te maken voor transport. Verder is een verbinding over water nodig en voldoende wateroppervlak om de caissons te kunnen plaatsen.



**Figuur 10.2.3**  
Caisson  
(bron: Handboek  
Kademuren [10.1])

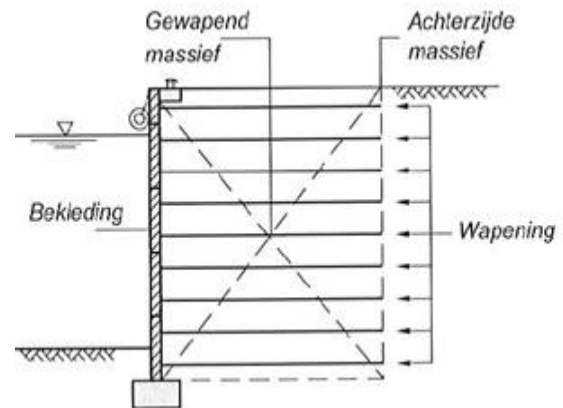
### 10.2.4 Terre Arméewand

Terre armée betekent gewapende grond. Dit type wordt gebruikt om wanden met een kleine constructiehoogte en geringe belastingen te stabiliseren. In de grond worden trekelementen aangebracht, bijvoorbeeld stalen strippen, stalen pennen en polymeer wapeningsvormen, zoals geogrids en geotextielen. Het primaire mechanisme van de spanningsoverdracht tussen wapening en grond is de wrijving tussen de contactoppervlakken. Bij toepassing van grids

ontstaat extra weerstand, doordat de gronddeeltjes in de openingen van het grid worden opgesloten. Bij stalen strippen kan de weerstand verhoogd worden door er dwarsribben op te walsen.

De horizontale trekelementen worden verbonden aan verticale bekledingspanelen, die meestal bestaan uit geprefabriceerde betonnen elementen. Tijdens het opheven van het terrein worden de bekledingspanelen en de strippen laagsgewijs geplaatst totdat de gewenste hoogte is bereikt. Bij terre armée constructies is de afdichting van de voegen een kritisch punt.

Terre armée constructies zijn weliswaar goedkoop, maar ze zijn alleen geschikt voor kleine kerende hoogtes zonder schroefstralen en golfaanval.



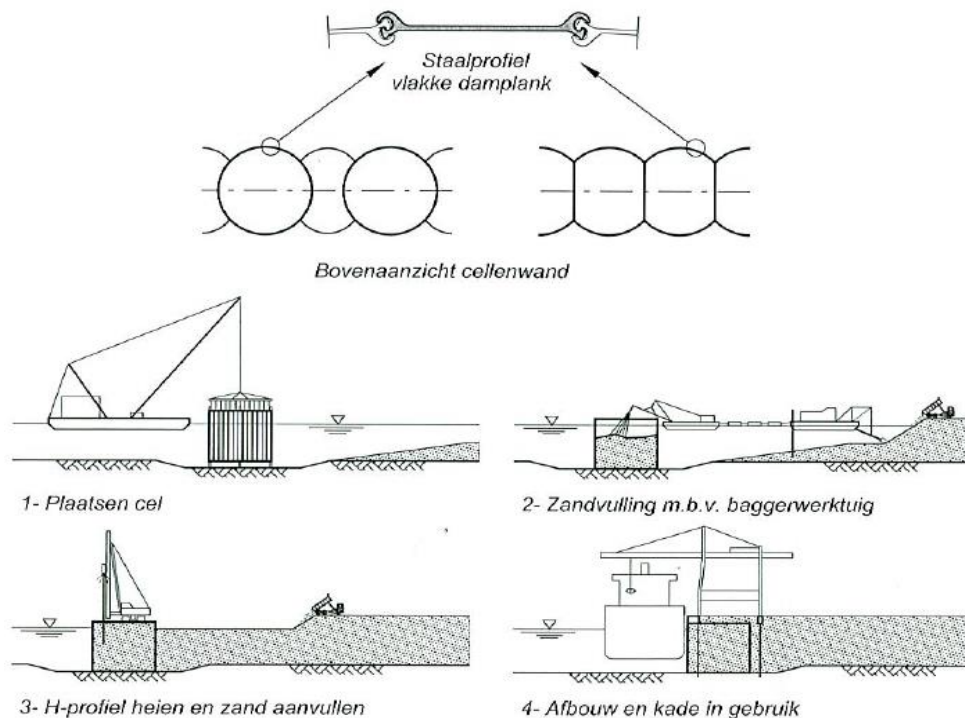
**Figuur 10.2.4**  
Terre Armée  
(bron: Handboek  
Kademuren [10.1])

### 10.2.5 Cellenwand

De cellenwand wordt gevormd door vlakke damplanken tot cirkelvormige of deels cirkelvormige cellen te heien. De cellen worden onderling verbonden. Cellenwanden hebben in het algemeen geen of een zeer beperkte penetratie onder de havenbodem, zodat deze constructies ingedeeld zijn bij de gewichtsconstructies. De afzonderlijke cellen worden in den droge gemaakt en later (bij-)gevuld met zand of ander materiaal (zie figuur 10.2.5). De cellenwand bestaat dus uit grond die bijeengehouden wordt door een stalen ring van platte damwandprofielen, waarin alleen trekspanningen optreden. Eventuele kraanbanen dienen los van de constructie te worden onderheid.

Voor dit type wand is relatief weinig materiaal nodig en het grondwerk is beperkt. Bij aanvaringen kunnen de wanden echter, omdat ze betrekkelijk dun zijn, kapot gestoten worden. Hierdoor lopen de cellen leeg, zodat instabiliteit kan ontstaan. Ook het ontstaan van corrosie verdient de nodige aandacht te krijgen, vooral in een agressief (zeewater) milieu.

**Figuur 10.2.5**  
Cellenwand  
(bron: Handboek  
Kademuren [10.1])



### 10.3 Grondpenetrerende wandconstructies

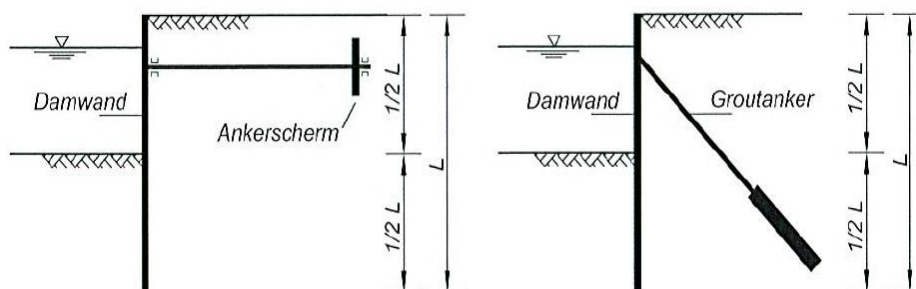
Deze constructies ontleen de grondkerende functie en stabiliteit aan de inklemming in de ondergrond, gecombineerd met een verankering van de wand in de grond. Gezien de huidige diepgang van havens worden onverankerde constructies niet of nauwelijks meer toegepast.

Deze constructies worden vooral toegepast als de ondergrond weinig draagkrachtig is, maar wel goed penetreerbaar is. De constructies bestaan uit op zichzelf staande verticale elementen (damwanden), die diep in de ondergrond worden aangebracht en in de regel zijn voorzien van een verankering met ankers of ankerpalen.

De damwandplanken worden onderling gekoppeld door een slotconstructie. De bovenbouw (deksloof) koppelt de verticale elementen en wordt afgewerkt met constructies om schepen af te meren (bolders e.d.). Meestal worden fenders of een remmingwerk aangebracht om kade en schip te beschermen tegen schade bij het afmeren. Ook de waterbodem voor de grondkerende constructie zal vaak beschermd moeten worden tegen ontgrondingen door schroefstralen van afmerende schepen. Drainage is nodig voor de afvoer van hemelwater en ter beperking van de wateroverdrukken achter de constructie. Soms worden kraanbanen geïntegreerd met de bovenconstructie voor het ondersteunen van de rails.

Grondpenetrerende constructies vormen op economische gronden het meest toegepaste constructietype. De belangrijkste eis is, dat de constructie tot voldoende diepte in de ondergrond aangebracht kan worden.

Er bestaan diverse wandsystemen die gecombineerd worden met een verankering. De keuze van het type verankering hangt af van de optredende belastingen en de omgevingsfactoren.



**Figuur 10.3.1**  
Verankerde constructies  
(bron: Handboek  
Kademuren [10.1])

Bij onverankerde constructies worden de gronddrukken door de liggerwerking van de damwandprofielen naar de ondergrond afgevoerd. De damwand gedraagt zich dan als een uitkragende, elastisch in de grond ingeklemde ligger. Aan de onderzijde wordt de voor het evenwicht noodzakelijke steundruk gemobiliseerd door de passieve gronddruk. Aan de bovenzijde wordt een gording of deksloof aangebracht.

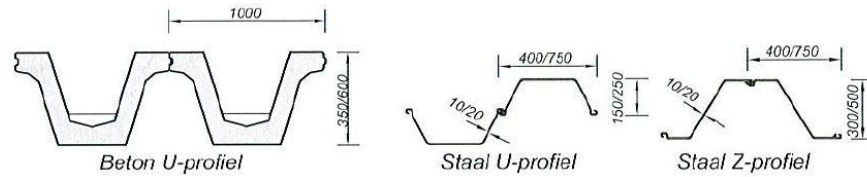
Voor grotere kerende hoogtes is een verankering aan de bovenzijde nodig om de horizontale krachten op te nemen. De verankerde wandconstructie gedraagt zich in principe als een ligger op twee ondersteuning: aan de onderzijde de grond en aan de bovenzijde het anker. De ondersteuning aan de onderzijde in de grond kan vrij opgelegd zijn of geheel of gedeeltelijk ingeklemd (zie hoofdstuk 8). De verankering is het bovensteunpunt.

#### 10.3.1 Enkelvoudige wandconstructies

Voor kadeconstructies wordt in principe uitgegaan van profielvormige damwanden, uitgevoerd in beton en staal. De verticale elementen worden onderling verbonden door middel van een slotconstructie of een messing- en groefverbinding. Ter plaatse van het slot is de damwand niet altijd waterdicht. De profielvormige damwanden hebben een groot weerstandsmoment.

De elementen worden doormiddel van heien, trillen of drukken ingebracht, eventueel in combinatie met spuiten, fluïderen of voorboren.

**Figuur 10.3.2**  
Vormen van damwandprofielen  
(bron: Handboek  
Kademuren [10.1])

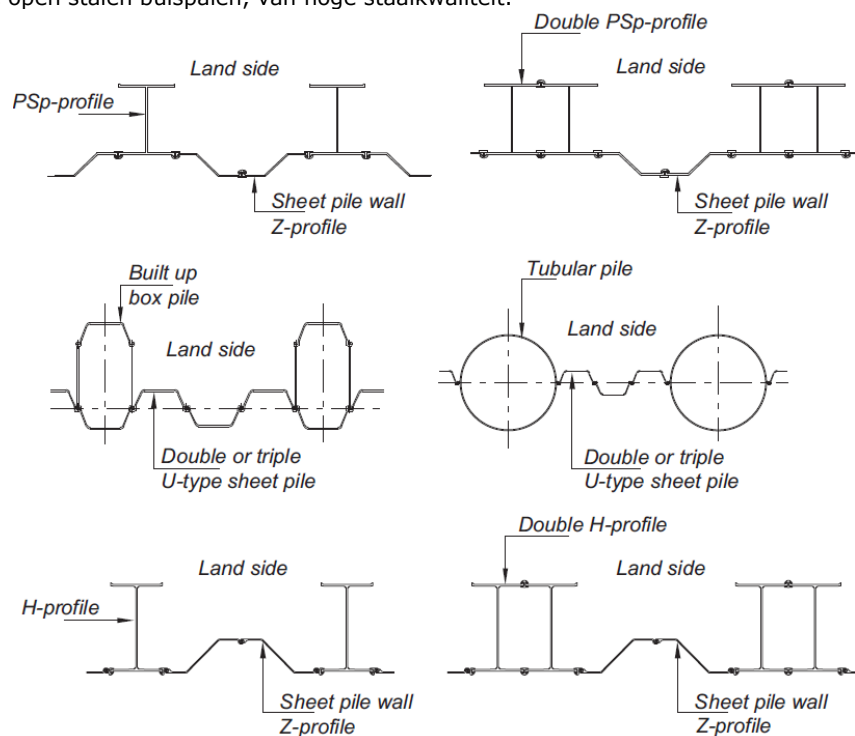


Om dubbele en drievoudige stalen damwandplanken te krijgen worden deze aan elkaar verbonden door middel van vastponsen of een kettinglas. Stalen damwanden zijn geschikt voor kademuren met een redelijk grote kerende hoogte en forse belastingen. Zijn er nog zwaardere constructies nodig, dan kunnen die bestaan uit samengestelde wanden.

### 10.3.2 Samengestelde wandconstructies

Voor kademuren met een grote kerende hoogte en aanzienlijke belastingen zijn zware constructies nodig, die kunnen bestaan uit diverse soorten samengestelde wanden. In de loop der jaren zijn deze ontwikkeld van aan elkaar gekoppelde damwandprofielen tot de op dit moment meest gebruikte vorm van een samengestelde wand, de zogenaamde combiwand bestaande uit ronde buispalen met tussenliggende damwandprofielen. Sinds 1980 wordt in Nederland deze combinatie veelvuldig toegepast. Bij dit systeem zijn de primaire elementen ronde open stalen buispalen, van hoge staalkwaliteit.

**Figuur 10.3.3**  
Vormen van samengestelde wanden  
(bron: Quay Walls  
[10.2])



In figuur 10.3.3 wordt een aantal voorbeelden van samengestelde wanden getoond. Die wanden bestaan uit zware primaire elementen, die op vaste afstanden van elkaar diep in de ondergrond worden aangebracht en die de krachten overbrengen naar ondergrond en verankering. Na het plaatsen van de primaire elementen wordt daartussen een afdichting van aan elkaar gelaste standaard damwandprofielen aangebracht. Deze tussenplanken kunnen korter zijn, omdat de gronddruk door gewelfwerking wordt overgebracht naar de primaire elementen.

Het aantal tussenplanken bepaalt mede de sterkte van de samengestelde wand. Indien Z-profielen worden gebruikt, is er altijd een even aantal planken nodig.

Buispalen zijn constructief en economisch aantrekkelijker dan bijvoorbeeld een kokerconstructie. Het werd mogelijk om deze buispalen toe te passen toen damwandsloten op de buispalen gelast konden worden. Een andere mogelijkheid is om de primaire elementen samen te stellen uit op elkaar gelaste buissecties, met een wanddikte die aan de momentenverdeling is aangepast.

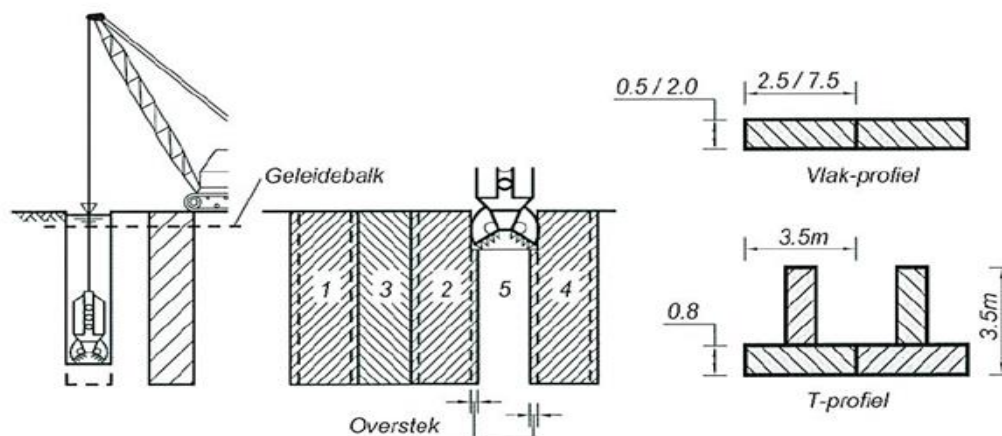
Buispalen hebben een groot verticaal draagvermogen en kunnen betrekkelijk eenvoudig door vaste zandlagen getrild en geheid worden. De dimensie van de tussenplanken wordt niet alleen bepaald door de belastingen, maar ook door de krachten tijdens intrillen en heien. Scheefstand van de buispalen verhoogt het risico van het uit het slot lopen van de tussenplanken bij het inbrengen daarvan.

### 10.3.3 Diepwanden

Een diepwand is een in-situ gemaakte gewapend betonnen wand. Deze constructie werd in Frankrijk en Italië ontwikkeld. Op de plaats waar de kademuur moet komen, wordt een diepe en smalle sleuf gegraven. Om inzakken van de sleufwand te voorkomen, wordt de sleuf tijdens het ontgraven gevuld met een steunvloeistof, de bentonietspoeling. Bentoniet is een natuurlijk, kleiachtig materiaal met plastische en waterdichte eigenschappen en een soortelijke massa groter dan water.

De stabiliteit van de sleufwand wordt enerzijds verkregen door de steundruk van de bentonietspoeling en anderzijds door de gewelfwerking in de grond en de vorming van een hard, ondoorlatend laagje bentoniet op de sleufwand, ter plaatse van het contactvlak tussen grond en steunvloeistof. Indien mogelijk wordt het niveau van de steunvloeistof hoger gekozen dan de grondwaterstand; dit om extra overdruk en stabiliteit te verkrijgen.

Als voldoende diepte is bereikt worden de voegmallen en de wapeningskorven geplaatst. Daarna wordt het beton met de contractormethode gestort. Gelijktijdig wordt de bentonietspoeling verdrongen; dit kan worden hergebruikt.



**Figuur 10.3.4**

Uitvoering diepwand  
(bron: Handboek  
Kademuren [10.1])

De diepwandsecties worden niet aansluitend gegraven, omdat het nog niet verharde beton in de juist gevulde sleuf gesteund dient te blijven. De tussenliggende secties kunnen na de verhardingstijd van tenminste één dag worden ontgraven.

De dikte van de wand varieert tussen de 1,0 m en 2,0 m, de paneelbreedte varieert van 2,50 m tot 7,20 m. De panelen zijn meestal vlak, maar ook een samengesteld T-profiel is mogelijk. De bovenbouw wordt verder in den droge uitgevoerd.

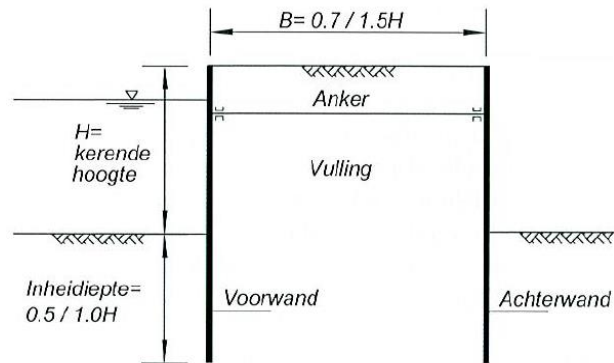
De wand heeft uit oogpunt van schachtwrijving een grote draagkracht en is stijf, dus de vervormingen zijn gering. Een bezwaar is echter dat de breedte van de panelen beperkt is. Dat kan problemen opleveren met de afdichting van de voegen tussen de panelen. Vooral in een omgeving met getij of bemaling is er derhalve extra aandacht nodig voor de waterdichtheid van het systeem. Een ander belangrijk aandachtspunt is een goede dekking van de wapening. In het buitenland is veel ervaring met deze wanden, die zelfs tot 120 meter diep zijn gebouwd.

### 10.3.4 Kistdammen

Een kistdam bestaat uit twee damwanden waartussen een grondmassief is opgesloten. Door die damwanden worden de horizontale en verticale belastingen naar de ondergrond overgebracht. De voor- en achterwand zijn veelal verbonden met één of meer ankers. De kistdam ontleent zijn grondkerende functie aan de schuifweerstand en het gewicht van de grond in de kistdam. De wanden zijn zo dicht bij elkaar geplaatst dat de actieve zone van de voorwand en de passieve zone van de achterwand elkaar overlappen. Daardoor kan de achterwand niet als een normale verankeringswand worden beschouwd, maar wordt aangenomen dat de wanden met de tussenliggende grond als één geheel werken.

**Figuur 10.3.5**  
Principe kistdam  
(bron: Handboek  
Kademuren [10.1])

De kistdam wordt meestal uitgevoerd in stalen damwandprofielen. Deze worden door heien of trillen de grond ingebracht. Als alle damwandprofielen de grond zijn ingebracht, worden ze gekoppeld door middel van staven. Deze staven worden aan de gording bevestigd. De overige ruimte tussen de damwanden wordt met grond aangevuld.



Een kistdam is een op zichzelf staande constructie waarmee grote verschillen in hoogte kunnen worden opgevangen. Vrij grote vervormingen kunnen optreden, omdat de sterkte wordt ontleend aan de mobilisatie van schuifweerstand in het tussenliggende materiaal.

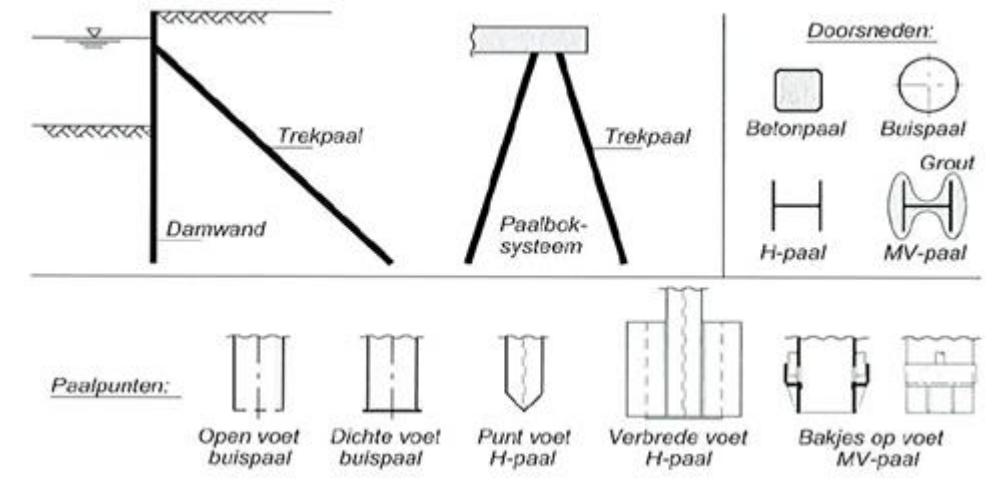
### 10.3.5 Verankeringsystemen

De verankering functioneert als bovensteunpunt. De verankering bestaat uit een ankerstang met een verankeringslichaam aan het einde, die samen de ankerkracht overbrengen naar de grond achter de damwand. Voor de verankering kan de ontwerper kiezen uit een scala van mogelijkheden. Horizontale verankering en ankers met groutlichaam zijn beschreven in hoofdstuk 5 en hoofdstuk 8. Voor kadeconstructies wordt veelal uitgegaan van trekpalen en paalboksystemen.

Er zijn gesloten palen, stalen H-palen, open stalen buispalen en MV-palen. Bij alle types wordt de trekkracht middels schachtwrijving overgebracht. Bij MV-palen wordt de opneembare kracht aanzienlijk vergroot door een groutlaag rondom de paal.

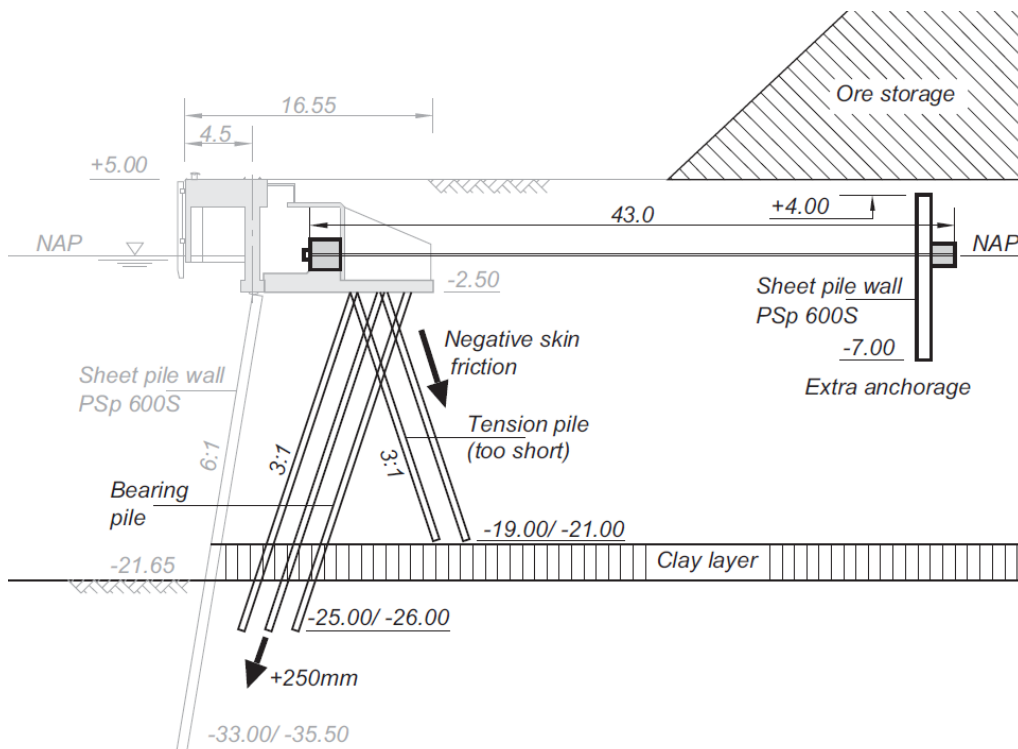
- Gesloten of grondverdringende trekpaal  
Hiertoe behoren betonpalen en geheide of geschroefde stalen buispalen met gesloten voet. De trekkracht wordt opgenomen door de wandwrijving.
- H-palen  
De trekkracht wordt opgenomen door de wrijving tussen grond en staalprofiel, waarbij veelal de omhullende als omtrek wordt genomen.
- Open stalen buispalen  
Aan de binnenzijde van de paal ontstaat tijdens het heien een verdichting van de verdrongen grond. Bij grote penetraties in vaste lagen wordt in de paal een plug gevormd. Uit experimenten met buispalen is gebleken dat aan de binnenzijde van de paal in de plug boogwerking optreedt onder invloed van een passieve spanningstoestand. Voor inwendige wrijving dient dan het effectief gewicht van de grond te worden aangehouden

- MV-palen (Müller Verfahren).  
Dit type wordt sinds 1984 veelvuldig toegepast. De palen worden gevormd door tijdens het heien van een stalen profiel een grotlaag rondom de paal aan te brengen, met behulp van een voetplaat of opgelaste bak aan de paalpunt.



**Figuur 10.3.6**  
Trekpalen  
(bron: Handboek  
Kademuren [10.1])

In figuur 10.3.7 is een mogelijke verankering van een kadeconstructie te zien.



**Figuur 10.3.7**  
Verankering  
(bron: Quay Walls  
[10.2])

## 10.4 Grondpenetrerende constructies met ontlastvloer

De constructie bestaat uit een dragende en grondkerende damwand aan de waterzijde en een funderingssysteem van trek- en drukpalen aan de landzijde. De ontlastconstructie brengt een horizontale koppeling tot stand tussen damwand en trek- en drukpalen. De ontlastvloer kan op verschillende hoogtes worden aangelegd.

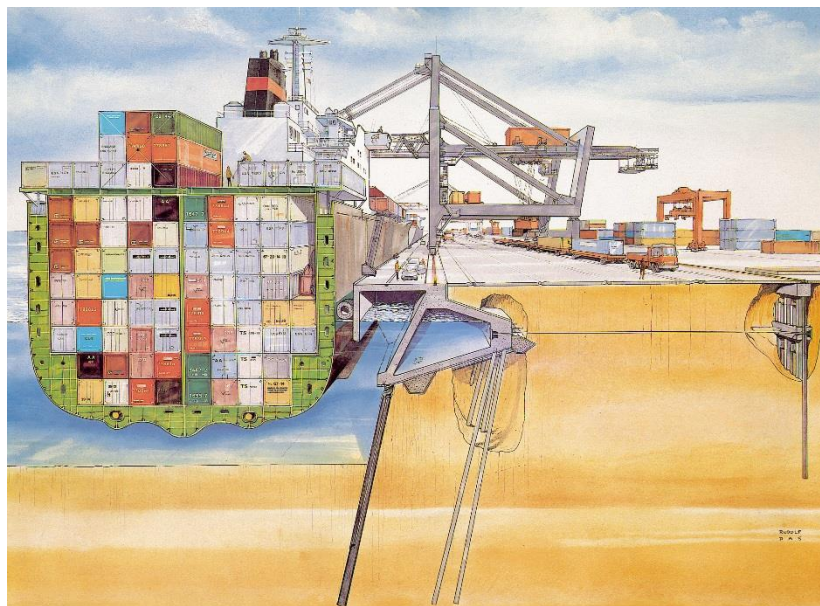
Bij dit type kademuur wordt de horizontale belasting op de damwand sterk gereduceerd door de aanwezigheid van een ontlastvloer.

Deze constructies worden voornamelijk toegepast in de volgende gevallen:

- grote kerende hoogte;
- hoge terreinbelastingen;
- hoge eisen aan toegelaten vervormingen (vanwege vaste kraanbaan);
- de damwand wordt zo lang dat deze niet meer met beschikbaar materieel kan worden aangebracht of economisch niet meer interessant is.

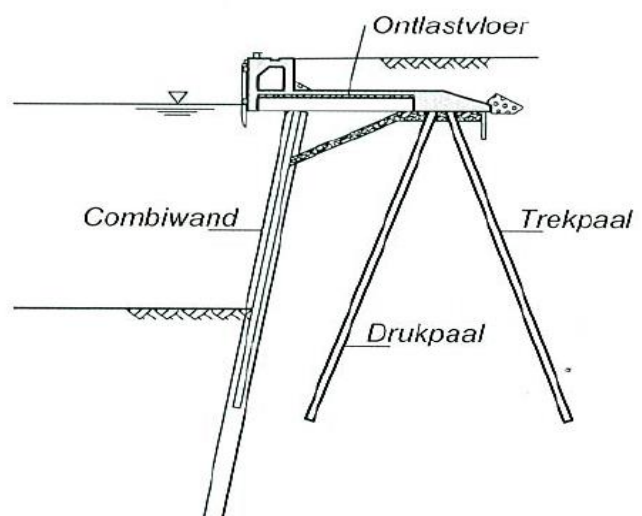
**Figuur 10.4.1**

Ontlastvloer Maas-  
vlakte  
(bron: Quay Walls  
[10.2])



### 10.4.1 Hooggelegen ontlastvloer

De bovenbelasting op het terrein alsook een deel van de ontlastvloer wordt opgenomen door een systeem met trek- en drukpalen (de zogenaamde paalbokken). De horizontale belasting van de grond op de kerende wand wordt hierdoor gereduceerd, zodat de meer eenvoudige keerconstructies kunnen worden toegepast. De trek- en drukpalen worden schoor onder de bovenbouw geheid. De hooggelegen ontlastvloer ligt meestal boven de laagwaterlijn, zodat deze boven een talud in tijwerk kan worden gebouwd. Vaak worden prefab elementen gebruikt. De damwand kan zijn opgebouwd uit een gecombineerde damwand of diepwand. Deze draagt de



**Figuur 10.4.2**

Hooggelegen ontlast-  
vloer  
(bron: Handboek  
Kademuren [10.1])



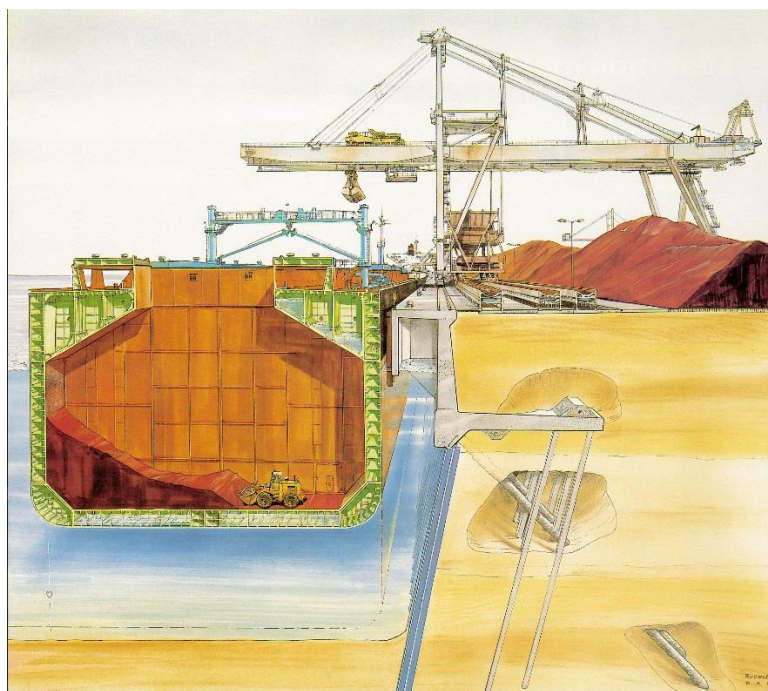
voorkraanbaan en de frontwand waarop de fenders zijn aangebracht. De bovenbouw is achterwaarts verlengd door middel van een ontlastvloer en brengt de horizontale krachten over naar de schoor geheide trek- en drukpalen. Afhankelijk van de pootafstand van de kraan wordt de achterste kraanrail opgenomen in de kadeconstructie, of wordt deze apart gefundeerd.

Onder de ontlastvloer kan de grond in flauw talud worden aangebracht of tot onderzijde vloer aanwezig zijn. De lengte van de vloer naar achteren bepaalt de grootte van de reductie op de horizontaal druk tegen de wand, ten gevolge van belasting op het terrein en gronddruk achter de vloer.

#### 10.4.2 Diepgelegen ontlastvloer

Voor kademuuren met een (zeer) grote kerende hoogte is de constructie met een ontlastvloer verder ontwikkeld. De ontlastvloer wordt zo diep geplaatst dat problemen met betrekking tot de sterkte van de wand en het inbrengen ervan, worden voorkomen of tot een minimum beperkt. De vloer is opgelegd op de funderingselementen: aan de waterzijde op een kerende en dragende damwandconstructie en aan de landzijde op één of twee rijen prefab betonnen drukpalen en een rij trekpalen. Door toepassing van gietstalen zadels tussen ontlastvloer en damwand wordt een scharnier gecreëerd. Niet alleen de palen maar ook de kerende wand kan onder een hellingshoek worden geplaatst. Verder wordt de bovenzijde van de damwand meestal precies onder de kraanbaan aan de waterzijde geplaatst, zodat de hoge kraanbelastingen direct via de damwand aan de ondergrond kunnen worden afgedragen.

Bij zware belastingen en een diepgelegen ontlastvloer kan het palenveld zo dicht worden dat het als een scherm gaat werken. Hierdoor neemt de werking van de ontlastvloer af, wat leidt tot ongewenste vervormingen. Ook kan het dichte palenveld leiden tot extra verdichting in de ondergrond, waardoor de palen moeilijk op diepte kunnen worden gebracht.



**Figuur 10.4.3**  
Constructie met diepgelegen ontlastvloer  
(bron: Quay Walls [10.2])

Bij zeer grote kerende hoogtes kan de uiteindelijke stabiliteit van de kademuur verzekerd worden door een rij M.V. palen (stalen trekpalen met grout injectie). Deze M.V. palen (M.V. staat voor Müller Verfahren) worden onder een helling van circa  $45^\circ$  geheid, om de resterende horizontale ankerkracht en de horizontale gronddrukken uit de bovenbouw op te nemen. Een representatieve waarde voor de maximale trekkracht die met deze palen kan worden opgenomen is 3000 kN.

## 10.5 Overbouwd talud

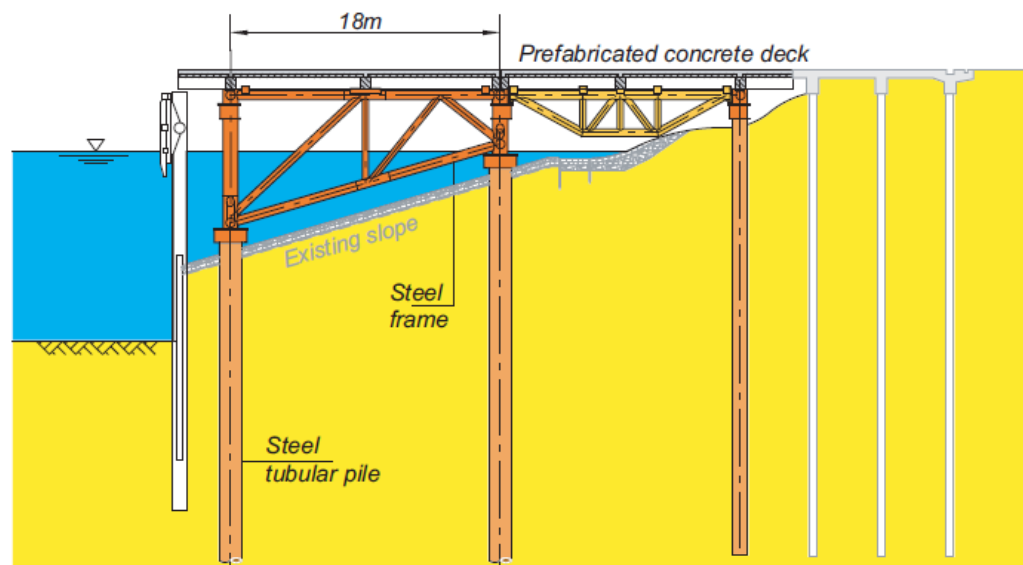
Deze constructie onderscheidt zich van alle andere constructietypes doordat het hoogteverschil niet overwonnen wordt door een vrijwel verticale wand, maar door een talud. De constructie bestaat uit een al of niet verankerd horizontaal dek, aansluitend op de wal. Het dek is gefundeerd op verticale palen, die eventueel schoor kunnen worden geheid. Onder het dek wordt de grond afgewerkt met een glooiingconstructie, die bestand moet zijn tegen stroming en golfaanval.

De waterzijde van de constructie wordt afgewerkt met aan- en afmeervoorzieningen zoals reeds bij de vorige constructievormen werd aangegeven.

De constructie heeft het karakter van een steiger, evenwijdig aan het talud. Zij wordt vooral toegepast bij:

- een uitvoering in den natte;
- voldoende ruimte in de rivier;
- een relatief slechte ondergrond;
- bestaande verdedigde taluds;
- aardbevingsgevoelige gebieden.

Men vindt deze constructies over de hele wereld. Bij de keuze van constructie en het materiaal moet er rekening worden gehouden met het feit dat onderkant dek en talud moeilijk toegankelijk zijn voor onderhoud. Bovendien is de constructie slecht bestand tegen extreme belastingen, zoals aanvaringen.



**Figuur 10.5.1**  
Staalconstructie met  
betonelementen  
(bron: Quay Walls  
[10.2])

### 10.5.1 Dek over glooiingconstructie

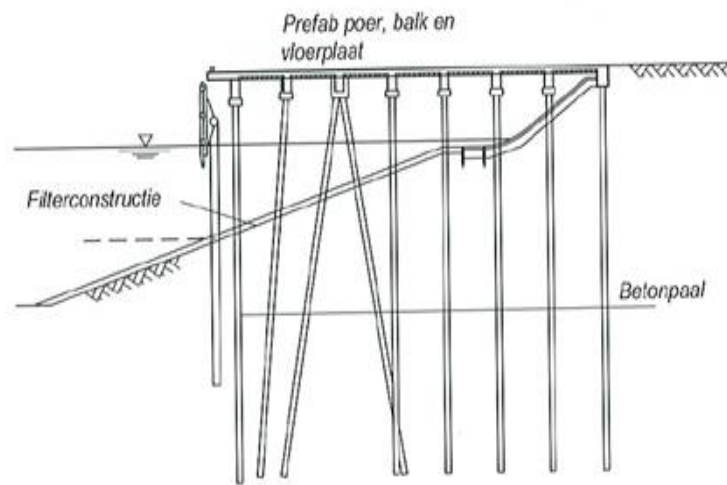
De basisvorm is een steigerachtige constructie die over het talud wordt gebouwd, zodat een zettingsvrij aanlegterrein ontstaat. De verticale krachten worden opgenomen door palen die zijn gekoppeld door de bovenbouw. Om de horizontale krachten op te nemen, wordt veelal een paaljuk aangebracht. Hiertoe kunnen ook een aantal palen schoor worden geheid. De steiger-constructie wordt zoveel mogelijk in prefab beton uitgevoerd, ter beperking van de kosten, verhoging van de kwaliteit en verkorting van de bouwtijd.

De glooiing onder het dek wordt verdedigd met een filterconstructie. Niet alleen het talud onder de kade moet zwaar verdedigd worden, maar ook de onderzijde van het dek als er sprake is van golfklappen tegen onderkant dek. De verbinding van dek en fundering moet een trekvlaste verbinding zijn, wat bij prefab elementen extra aandacht verdient.

De basisvorm is een steigerachtige constructie die over het talud wordt gebouwd, zodat een zettingsvrij aanlegterrein ontstaat. De verticale krachten worden opgenomen door palen die zijn gekoppeld door de bovenbouw. Om de horizontale krachten op te nemen, wordt veelal een paaljuk aangebracht. Hiertoe kunnen ook een aantal palen schoor worden geheid.

De steiger-constructie wordt zoveel mogelijk in prefab beton uitgevoerd ter beperking van de kosten, verhoging van de kwaliteit en verkorting van de bouwtijd. De glooiing onder het dek wordt verdedigd met een filterconstructie. Niet

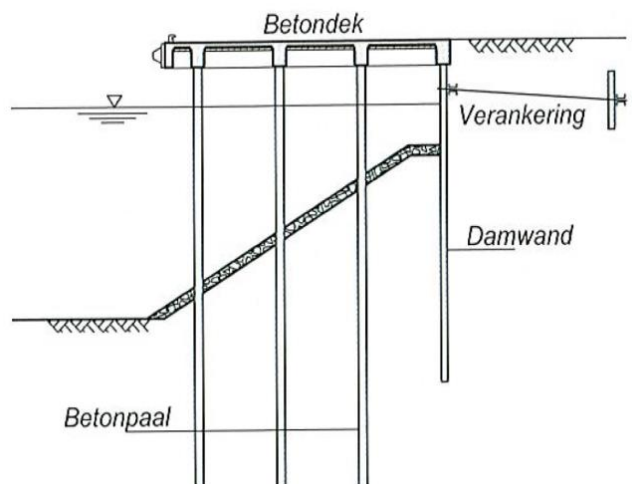
alleen het talud onder de kade moet zwaar verdedigd worden, maar ook de onderzijde van het dek als er sprake is van golfklappen tegen onderkant dek. De verbinding van dek en fundering moet een trekvaste verbinding zijn, wat bij prefab elementen extra aandacht verdient.



**Figuur 10.5.2**  
dek over glooiing  
constructie  
(bron: Handboek  
Kademuren [10.1])

### 10.5.2 Overbouwd talud met kerende wand

Ter beperking van de bovenbouw kan ter plaatse van het bovenste deel van de glooiing een korte verticale en verankerde damwand worden aangebracht; zie figuur 10.5.3. Bescherming van de oeverconstructie dient zorgvuldig te worden opgezet teneinde uitspoeling tegen te gaan.



**Figuur 10.5.3**  
Overbouwd talud met  
wand  
(bron: Handboek  
Kademuren [10.1])

## 10.6 Eisen voor kademuren

De realisatie van een kademuur is een proces van planvorming, ontwerp en uitvoering, waarin vele keuzen moeten worden gemaakt en vele beslissingen moeten worden genomen.

De meest markante keuze is misschien nog wel het vastleggen van de wensen en eisen van de opdrachtgever, omdat daarmee de vereiste functie van de kademuur wordt vastgelegd. Het Programma van Eisen is de basis voor de ontwikkeling van varianten. Het ontwerpproces verloopt in fasen tot en met een voorontwerp van kansrijke varianten. De meest optimale variant wordt nader uitgewerkt en vervolgens gerealiseerd. Van belang zijn de volgende aspecten:

1. Functionele voorwaarden ten aanzien van het overslaan van de goederen .
2. Randvoorwaarden die ter plaatse gelden, zoals bestaande situatie, natuurlijke en geotechnische omstandigheden, topografie, hydrologie, meteorologie, milieu aspecten, verstoringen in de ondergrond, aanwezige obstakels zoals kabels, leidingen, zinkers e.d .
3. Nautische functie en uitgangspunten, zoals nuttige lengte aanlegplaats, scheepstypen, typen van hoofd- en boegschroeven, afmetingen en kerende hoogte, eventuele gewenste opzet van constructie.
4. Dragende functie, met gegevens van goederen, kranen en voertuigen, gegevens en voorzieningen kraanbaan, gebruiksfunctie en voorwaarden.
5. Beschermende functie met afmeervoorzieningen, diepte havenbodem, bodembescherming, oeverbescherming, onderhoudseisen en beheersaspecten.
6. Diversen zoals nutsvoorzieningen, verlichting, afwatering, markeringen.

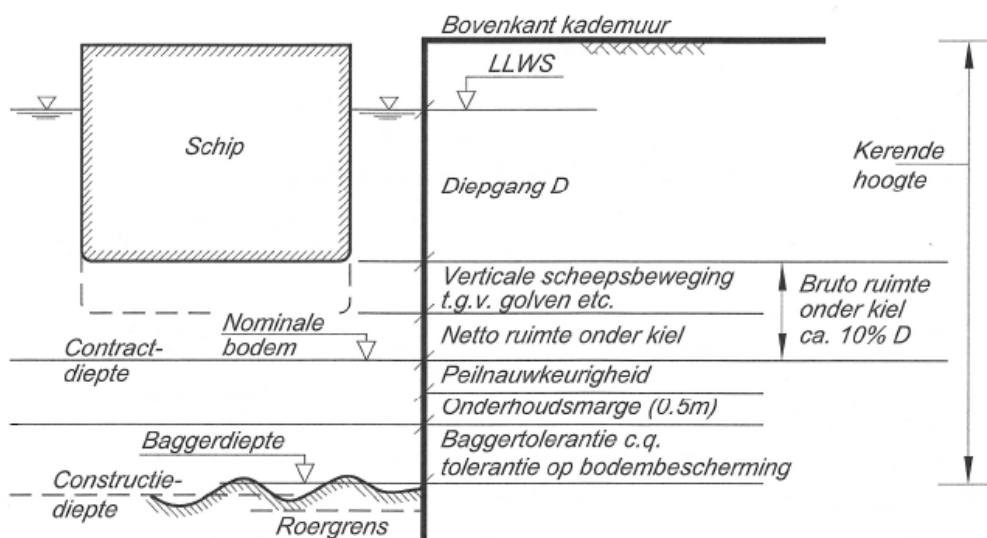
Aan de hand van voorgaande aspecten kan voor de benodigde kerende hoogte een constructie van de kademuur worden opgezet.

Voor de waterdiepte moet worden uitgegaan van de waterstand van 'laag laagwater spring (LLWS)'. Daarnaast is de benodigde diepte afhankelijk van de diepgang van het afgeladen schip, de verticale beweging ten gevolge van golven, slagzij, trim en de benodigde vrije ruimte onder het vlak van het schip. Als vuistregel wordt voor de benodigde vrije ruimte onder het schip 10% van de maximale diepgang aangehouden.

De benodigde contractdiepte, de diepte die te allen tijde gegarandeerd wordt, komt dan neer op het niveau van LLWS minus 1,1 x de maximale diepgang.

**Figuur 10.6.1**

Invloedsfactoren bij contract en constructiediepte  
(bron: Handboek Kademuren [10.1])



Voor de constructiediepte is verder rekening te houden met onderhoudsmarges, toleranties baggerwerk en bestorting. Een extra kerende hoogte van 1,5 tot 2 meter ten opzichte van de contractdiepte is bij waterdiepten van 20 meter gebruikelijk. Verder is het raadzaam tevens toekomstige ontwikkelingen in de scheepvaart voor het betreffende gebied in het ontwerp mee te nemen. Verdieping van eenmaal in gebruik zijnde havens geeft veelal forse technische

problemen. Ontgrondingen door boeg- hekschroeven kunnen plaatselijk tot ontgrondingskuilen leiden, wat vooral bij het bepalen van de lengte van de tussenwanden van belang is om instabiliteit door piping te voorkomen. Figuur 10.6.1 brengt de verschillende factoren in beeld.

Bij het ontwerp is ook de roergrens van belang. Dat is de diepte tot waar het baggermaterieel de grond geroerd heeft om de gewenste diepte te maken. Bij het baggeren treedt mors op, daarom dient er dieper gebaggerd te worden dan noodzakelijk. Door het dieper roeren is de cohesie van de grond verstoord en wordt de passieve weerstand verminderd. De baggertolerantie is mede afhankelijk van de diepte en het baggermaterieel. Onderstaande tabel 10.6.1 geeft een richtlijn die is afgeleid op basis van EAU 1996, artikel 6.7.3

Waterdiepte [m]	Onderhoudsmarge [m]	Minimum toleranties [m]	Totaal aan te houden diepte onder contractdiepte [m]
5	0,5	0,2	0,7
10	0,5	0,3	0,8
15	0,5	0,4	0,9
20	0,5	0,5	1,0
25	0,5	0,7	1,2

*Tussenliggende waarden kunnen rechtlijnig geïnterpoleerd worden.*

Bij het bepalen van de constructiediepte is het belangrijk dat de toekomstige ontwikkeling in de scheepvaart goed in beeld is gebracht. In sommige sectoren neemt de diepgang van de schepen sterk toe. Als na verloop van tijd blijkt dat een kademuur verdiept moet worden, heeft dit nogal wat consequenties. Verdiepen met behoud van dezelfde afmeerlijn is niet altijd mogelijk. Als noodmaatregel dient dan overgestapt te worden naar een voorbouwkade. Dit kan technische problemen geven en de kade is tijdens de aanpassing buiten bedrijf. Het is daarom beter om bij het ontwerp rekening te houden met een toekomstige verdieping.

Bij het afmeren en wegvaren kunnen door de schroefbewegingen (boeg- en hekschroeven) van de schepen ontgrondingskuilen ontstaan nabij de fundering van de kademuur. Bij het bepalen van de lengte van de tussenplanken in de combiwand en bij het bepalen van de constructiediepte moet met het ontstaan van ontgrondingskuilen rekening gehouden worden. In zand- en niet cohesieve kleigronden met lage ongedraineerde schuifsterkte, kunnen ontgrondingskuilen van enkele meters diep ontstaan en kan de stabiliteit van de kade afnemen.

Bescherming van de kademuren met fenders moet voorkomen dat tijdens het afmeren de scheepshuid de kade en opbouwconstructies kan raken en beschadigen. Met betrekking tot de deformaties van de kade dient er rekening te worden gehouden met :

- zettingen ten gevolge van aanvullingen of ophogingen;
- benodigde verplaatsingen voor het ontwikkelen van de weerstand van de grond;
- met doorbuiging van de constructie.

Bewegingen van 50 mm tot 100 mm zijn niet uitzonderlijk en in principe voor de constructie acceptabel. Voor de ligging van de kraanbaan kan een te groot verschil in deformatie van voor- en achterrail problemen veroorzaken. De baan dient bij voorkeur na de gehele realisatie van de kadeconstructie te worden aangelegd. Aan te raden is om voor een nastelbare rail te kiezen.

### 10.6.1 Belastingen

In het Programma van Eisen moeten de representatieve of karakteristieke belastingen vast gelegd worden. In verband met de combinatie van belastingen is het ook van belang te weten welke situatie leidt tot extreme belastingen. De belastingen worden vaak opgegeven door de

**Tabel 10.6.1**  
Onderhoudsmarge  
voor toleranties bag-  
gerwerk

gebruiker. Indien de belastingen nog niet bekend zijn kunnen onderstaande gegevens als richtlijn dienen.

#### Containers

Het maximale gewicht van een container is 30 ton (300 kN). Een 40 voets container heeft de afmeting van (40 x 8 x 8 voet), in meters 12,19 x 2,44 x 2,44. Ongeveer 17% van de containers is onbeladen. Het frequent voorkomende gewicht van een geladen container is 240 kN (10% van het aantal containers). Hierbij maakt het niet veel uit of het een 40 of 20 voets container is.

Voor de plaatsing van een container op het kadedek liggen de geconcentreerde lasten ter plaatse van de hoeken (175 x 160 mm<sup>2</sup>). Gerekend kan worden met een gelijkmatig verdeelde belasting, die afhankelijk is van het aantal gestapelde containers. Bij hogere stapeling is de kans klein dat alle containers het maximale gewicht hebben.

1 laag	15 kN/m <sup>2</sup>
2 lagen	25 kN/m <sup>2</sup>
3 lagen	30 kN/m <sup>2</sup>
4 lagen	40 kN/m <sup>2</sup>
5 lagen	50 kN/m <sup>2</sup>

De containers worden met enige tussenruimte van elkaar opgeslagen. Wordt er gewerkt met straddle carriers dan zijn er rijpaden tussen de containers nodig. De tussenruimten reduceren de gelijkmatig verdeelde belasting.

#### Massagoederen

Bij de opslag van massagoed achter de kade, moeten er afspraken worden gemaakt ten aanzien van de afstand tot voorkant kade en de hoogte van de bergen massagoed. In de tabel 10.6.2 wordt het soortelijk gewicht van de meest voorkomende massagoederen en de mogelijke taludhelling aangegeven. Daarmee kan de terreinbelasting achter de kade worden bepaald.

**Tabel 10.6.2**  
Massagoederen

Materiaal	Soortelijk gewicht [kN/m <sup>3</sup> ]	Hoek van inwendige wrijving $\phi$ in [°]
<b>Ertsen</b>		
IJzer	22,4 - 30	35 - 40
Koper	25,6	38 - 45
Aluminium (bauxiet)	14	28 (droog) / 50 (nat)
Zink	15 - 17,9	38
Lood	25,6 - 27,6	35 - 40
Magnesium	15	35
<b>Cokes</b>	3,6 - 5,1	37
<b>Kolen</b>	7,2 - 9	30 - 45
<b>Cement</b>	12	25
<b>Grind</b>	16 (droog) / 20 (nat)	40
<b>Zand</b>	17 - 18 (droog) / 20 (nat)	30 - 40
<b>Hoogovenslak (granulair)</b>	11	25
<b>Schroot</b>	10 - 16	35
<b>Vuilnis</b>	5,6	10 - 40
<b>Zout</b>	9	45
<b>Sojabonen</b>	8,2	35 - 60

### Kraanbelastingen

Onderstaande tabel geeft een inventarisatie van de kraanbelastingen van de bestaande containerkranen in de Rotterdamse haven. Indien de gebruiker nog geen definitieve belastingen op kan geven, kunnen onderstaande waarden als richtlijn worden gebruikt.

Spoorafstand	Hefvermogen waterzijde bij een vlucht van	Hefvermogen landzijde bij een vlucht van	Eigen gewicht [kN]	Max. wielbelasting waterzijde [kN]	Max. wielbelasting landzijde [kN]	Wielafstand [m]
15,24 m	410 kN – 36 m	410 kN – 13 m	5150	293	274	1,75
15,24 m	500 kN – 38 m	500 kN – 12 m	8100	474	433	1,20
20,00 m	500 kN – 43 m	500 kN – 16 m	9770	568	542	1,00
30,48 m	500 kN – 40 m	500 kN – 18 m	8970	408	609	1,24
35,00 m	670 kN – 52 m	670 kN – 25 m	12122	691	691	1,05
48,00 m	450 kN – 30 m	450 kN – 20 m	7350	420	383	1,50

**Tabel 10.6.3**  
Containerkranen met 8 wielen per poot

Bij Maersk zijn containerkranen met een spoorbreedte van 35 m geplaatst, die geschikt zijn voor de toekomstige generatie containerschepen van 22 containers breed. De maximale wielbelasting hiervan bedraagt 910 kN, 8 wielen h.o.h. 1,05 m. Bij de verticale belasting moet een horizontale wind- en rembelasting opgenomen worden, die ligt tussen de 10 à 15% van de verticale belasting. Indien er een pendelpoot aan de landzijde gemaakt is, dan wordt de horizontale belasting alleen aan de waterzijde afgedragen. Tabel 10.6.4 kan gebruikt worden als indicatie voor de kraanbelastingen van andere overslagmiddelen.

Kraantype (merk)	Hijsvermogen [kN]	Bereik a/d waterzijde [m]	Spoor breedte [m]	Max. vert. belasting [kN]	Max. wielbelasting [kN]	Aantal wielen	Wielafstand [m]
Lichte stukgoed kraan (Figuee)	25 50	38 19	8,85	375	188	2	0,90
Pallet losbrug (Croese)	80	21	8,85	1.194	279	4	1,20/ 1,50/ 1,20
Zware multi purpose kraan (Figuee)	450	45	8,85	2.369	296	8	1,84
Zware multi purpose kraan (Liebherr)	450	40	15,24	2.790	465	6	1,50
Grijper lostoren (Hoogovens)	320	42	20	7.000	875	8	1,43
Grijper lostoren (kolen/ erts)		45	24	12.483	1.560	8	1,57
Grijperlosbrug (kolen/erts)		45	50-70	12.235	1.529	8	1,57
Zware mobiele kraan (Gottwald HMK 280)	300 600	40 32		hoeklast 2.722		8 stem- pels (2 per hoek)	hoekaf- stand 10 x 10
Zware mobiele kraan (Nelcon N-300-LHO bij containeroverslag)	400 670	46,20 25 m		max. hoeklast 2.445		8 stem- pels (2 per hoek)	hoekaf- stand 15 x 11,90

**Tabel 10.6.4**  
Het hijsvermogen is inclusief gewicht haak, grijper of spreader.

### Containercarriers

Voor het transport van containers op het terrein achter de kade worden, afhankelijk van de bedrijfsvoering, straddle carriers, reach stackers of automatisch gestuurde voertuigen gebruikt. Tabel 10.6.5 geeft een opzet voor de belastingen die hiermee gemoeid zijn. Voor de directe belasting op het kadedek is de as- en wielbelasting belangrijk. Om met belastingspreading rekening te kunnen houden, is de wielconfiguratie van belang; zie Maritime works recommendations ROM 0.2-90. Voor de belasting uit deze voertuigen op het terrein achter de kade kan met een gelijkmatig verdeelde belasting gerekend worden. Meestal valt deze belasting binnen de opgegeven terreinbelasting voor het opslaan van containers.

**Figuur 10.6.2**  
Containercarriers.  
(bron: Wikipedia)



Straddle carrier

Reach stacker

Automatic guided vehicle

**Tabel 10.6.5**  
Belastingen door  
container carriers.

Omschrijving	Asbelasting in [kN]	Maximale wielbelasting in [kN]	Gemiddelde wielbelasting in [kN]
Lichte reach stacker	320	110	80
Middelmatige reach stacker	900		
Zware reach stacker	1050	325	265
Vorkheftruck 4 ton	90	55	45
Vorkheftruck 16 ton		92	75
Vorkheftruck 37 ton	850	255	215
Automatisch gestuurd voertuig (AGV) CT 40	290	160	145
Automatisch gestuurd voertuig (AGV) CT 60	400	220	200
Terminal Tractor		65	50
Terminal Chassis		30	25
Multi-trailer system		65	45
Straddle carrier 3 hoog	340	170	110
Straddle carrier 4 hoog	320	160	90

### 10.6.2 Corrosie

Voor de dimensionering van de damwand speelt corrosie een zeer belangrijke rol. Corrosie treedt voornamelijk op aan de waterzijde van de damwand. Aan de grondzijde is, mits er geen uitwisseling van zuurstofrijk water optreedt, de corrosie beperkt en veelal te verwaarlozen. Ter plaatse van grindkoffers is aantasting door corrosie echter wel een reële bedreiging. De diverse typen corrosie kunnen in het bijzonder in een zeewatermilieu tot aanzienlijke aan-



tasting van de stalen damwand leiden. Ook plaatselijke milieu- of gebruiksomstandigheden hebben een belangrijke invloed op de corrosiesnelheid, zoals de invloed van verontreinigingen en het effect van schroefstralen.

Een dominante factor is de verticale positionering van de damwand ten opzichte van de hoog- en laagwaterstanden. In de literatuur worden 4 tot 6 zones onderscheiden met significant verschillende snelheden van corrosie, namelijk de atmosferische zone, spatzone, getijde-, laagwater-, onderwater- en bodemzone. De eerste en de laatste zone hebben slechts een beperkte aantasting terwijl de spat-, getijde- en laagwaterzone in sterke mate aan aantasting bloot staan, met als uiterste 0,25 tot 0,4 mm/jaar

Bij kadeontwerpen kan de corrosieproblematiek sterk worden beperkt door het aanlegniveau van de stalen damwand met enige marge onder het laagwaterniveau te kiezen.

Het is duidelijk dat bij de dimensionering van de damwand veel aandacht moet worden besteed aan het verschijnsel van corrosie, om tijdens de gehele levensduur aan de eisen ten aanzien van veiligheid en bruikbaarheid te kunnen blijven voldoen. Naast algemene corrosie is er lokale corrosie mogelijk. Algemene corrosie gaat uit van een gemiddeld optredende aantasting. De corrosiesnelheden zijn hierbij redelijk in te schatten. De gegevens over algemene corrosie kunnen worden gebruikt voor de toetsing van de sterkte- en stijfheidseisen van de damwand en worden in hoofdzaak betrokken op de hoofdelementen. Lokale corrosie betreft corrosie die zich op ongunstige plaatsen kan concentreren en waarbij zeer hoge corrosiesnelheden kunnen optreden. Het voorspellen van dit type corrosiesnelheid is zeer moeilijk. Corrosiemetingen aan damwanden in vergelijkbare omstandigheden kunnen belangrijke informatie verschaffen. Het ontstaan van gaten in de hoofdelementen en in de tussenplanken is onaanvaardbaar, omdat met name bij een zandige bodem de grondichtheid in het geding komt.

Mogelijke corrosie beschermende maatregelen zijn:

- toepassen van een corrosietoeslag, extra dikte van het staal;
- toepassen van een coating;
- toepassen van een passieve of actieve kathodische bescherming;
- combinatie van methoden.

Opgemerkt wordt dat een kathodische bescherming alleen werkt op onder water staande delen van de damwand. Deze delen zijn dan volledig beschermd. In de getijzone werkt een kathodische bescherming een beperkt deel van de tijd en biedt veelal onvoldoende bescherming tegen cohesie.

De snelheid waarmee algemene corrosie zich voltrekt, is daarnaast nog van andere factoren afhankelijk. Een voorbeeld is de invloed van verontreinigingen op het ontstaan van een corrosiever milieu. De beschermende werking van het oxide dat zich op het oppervlak vormt is dan minder. In vervuilde havens kan men hierdoor een toename van de aantastingsnelheid verwachten. Ook het ontstaan van biologische aangroei op het staal heeft invloed. Aanvankelijk kan hierdoor de corrosiesnelheid worden beperkt, omdat de aangroei een barrière vormt voor de toevoer van zuurstof. Maar, het ontstaan van zuurstofloze condities - rottingsprocessen en daardoor  $H_2S$  onder de biologische aangroei aan het metaaloppervlak - zal eveneens de beschermende werking ervan verminderen. Het netto effect zal meestal zijn dat biologische aangroei de aantasting versnelt.

Behalve de besproken milieufactoren is ook de kwaliteit van het gebruikte staal van belang. Met name het type, de grootte en het aantal verontreinigingen in het staal zijn hierbij bepalend. Schonere staalsoorten zijn in staat een beter beschermend oxide op te bouwen, waardoor een wat lagere algemene corrosiesnelheid ontstaat. Het effect van legeringselementen op de algemene corrosiesnelheid van staal in zeewater is gering.

Er dienen daarom maatregelen te worden genomen om wanden te beschermen. In de praktijk blijkt dat een combinatie van ongunstige factoren leidt tot voortijdige problemen door corrosie. De keuze van het gewenste beschermingsniveau dient te worden gemaakt op basis van de gewenste levensduur, de te kiezen onderhoudsstrategie en een risico- en kostenanalyse.

## 10.7 Ontwerp van kadeconstructies

Het ontwerp van kademuren is een combinatie van de aspecten die bij de beschouwing van keerconstructies en paalfunderingen aan bod zijn gekomen. De combinatie kent echter wel aandachtspunten met betrekking tot onderlinge invloed van de draagkracht, zowel horizontaal als verticaal. Voorts vergt het door de grote kerende hoogten een robuuste opzet, mede gelet op de onzekerheden die zich na verloop van tijd kunnen opbouwen. Ervaring bij de bouw van kademuren speelt een belangrijke rol in het ontwerp, zoals aanbrengen van (paal)funderingen en kerende constructies.

Het mag duidelijk zijn dat er groot verschil is tussen een zeehaven en een binnenhaven.

Kenmerkende typen van grondkerende kademuren zijn:

- Enkelvoudig verankerde damwand voor binnenhaven met beperkt kerende hoogte.
- Kademuur met ontlastconstructie en dragende damwand voor grotere diepgang.

Voorafgaand aan het ontwerp dienen met alle partijen de functionele eisen, waaraan de kademuur moet voldoen, te worden vastgelegd in een programma van eisen. Het ontwerpproces verloopt stapsgewijs waarbij meerdere concepten tegen elkaar worden afgewogen. Robuustheid, gevoeligheid voor calamiteiten en overbelastingen, alsmede duurzaamheid en het verwachte vervormingsgedrag zijn belangrijke punten.

In dit hoofdstuk wordt ingegaan op de aandachtspunten bij de opzet voor de kademuren met diep gelegen ontlastconstructies. De ondiepe kadeconstructies volgen dezelfde principes, waarbij de uitvoering van de vloerconstructie eenvoudiger is te realiseren.

### 10.7.1 Ontlastconstructie

Zoals het woord al aangeeft wordt de druk op de keerconstructie verminderd door een dragende vloer aan te brengen, ondersteund door palen. De breedte van de vloerconstructie is hierbij van groot belang. Des te breder de vloerconstructie is, des te dieper het begin van de invloed van de bovenbelasting op de (dam)wandconstructie is. In figuur 10.7.1 is schematisch het verloop aangegeven.

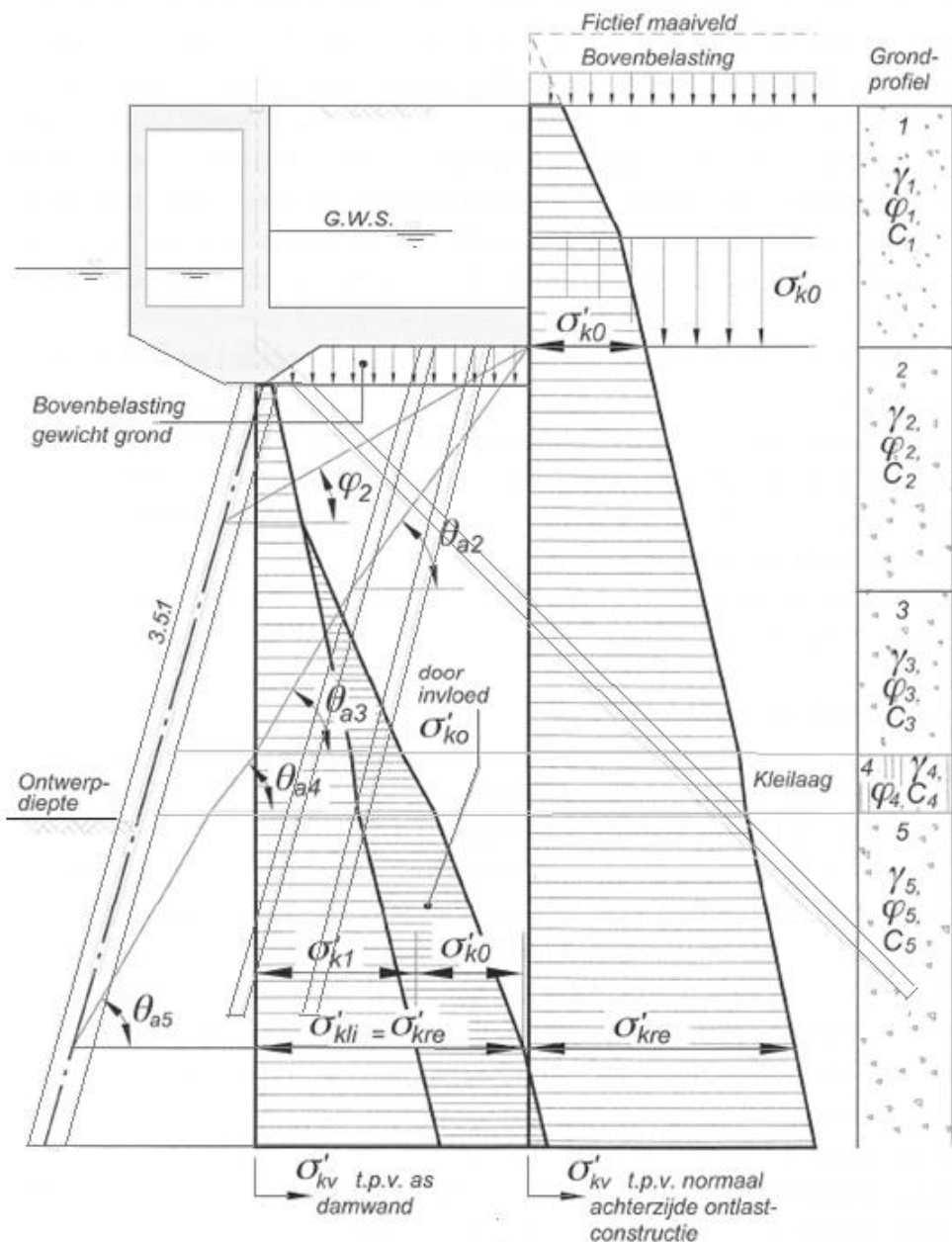
De belasting van grond en bovenbelasting achter de vloer gaat vanaf onderkant constructie spreiden, zodanig dat pas op een diepte waar de wrijvingshoek  $\varphi$  de kerende wand raakt de belasting tegen de constructie aanvangt. Op dit punt is de druk nog nul.

De volledige invloed geldt vanaf het punt waar de samengestelde lijn, opgebouwd uit de verschillende actieve glijvlakken  $\theta_a$ , dit doet. Deze hoek is afhankelijk van de inwendige wrijvingshoek  $\varphi$ , de wandwrijvingshoek  $\delta$ , een eventuele helling van het maaiveld  $\beta$  en de helling van de damwand  $\alpha$ . Indien deze niet gelijk zijn aan nul dan geldt:

$$\tan \theta_a = \frac{1 + \frac{1}{\cos \alpha} \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cdot \sin(\varphi - \beta)} \cdot \sin \varphi}}{\tan \alpha + \frac{1}{\cos \alpha} \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cdot \sin(\varphi - \beta)} \cdot \cos \varphi}}$$

De uitwerking van de berekeningsopzet is aangegeven in figuur 10.7.1. Eenvoudig voor te stellen is dat als de breedte van de ontlastvloer toeneemt, de druk op de keerconstructie afneemt. Men kan zelfs bereiken dat de start van de druk achter de constructie pas op de ontwerpdiepte van de haven aanvangt. De afweging hierbij is de kosten van de keerconstructie ten opzichte van de verlenging van de ontlastvloer.

Overigens moet gecontroleerd worden of de schuifspanningen, die zich in het grondmassief onder de ontlastconstructie ontwikkelen, voldoende groot zijn om de ontlastende werking te kunnen waarmaken. Bij aanwezigheid van een slappe kleilaag of bij toepassing van een stijve damwand kan het schuifspanningsniveau in de kleilaag ontoereikend zijn. Dit kan ook veroorzaakt worden door wateroverspanningen.



**Figuur 10.7.1**  
Invloed belasting op  
kadeconstructie  
(bron: Handboek  
Kademuren [10.1])

De controle houdt in dat het horizontale evenwicht wordt beschouwd van het grondmassief boven de kleilaag dat zich tussen de damwand en de verticaal achter de ontlastvloer bevindt. Hierbij wordt voor de bepaling van de stabiliserende schuifkrachten uitgegaan van de eigenschappen van de kleilaag op het grensvlak.

De keuze voor een dieper gelegen ontlastconstructie heeft als belangrijkste effect dat de lengte van de damwand wordt verkort. De krachtsverdeling van de damwand kan daarmee tot elk gewenst niveau worden gereduceerd. Deze reductie wordt bereikt door een vermindering van de systeemplengte van de damwand en door vermindering van de actieve gronddrukken door de ontlastende werking van de vloer.

Naast besparingen op het materiaalgebruik wordt de damwandlengte ook beperkt vanwege de heikbaarheid van de damwand en de andere funderingselementen. Dit laatste komt vooral aan de orde bij kademuren met een zeer grote kerende hoogte. Bij toepassing van een gecombineerd damwandsysteem is de lengte van de tussenplank meestal het knelpunt. Teneinde de kans op slotopeningen op een acceptabel niveau te brengen is het soms nodig de lengte van de tussenplanken te beperken.

### 10.7.2 Lengte tussenplanken

Tussenplanken kunnen in het algemeen belangrijk korter worden gehouden dan de hoofdelementen. Minimaal wordt de tussenplank doorgezet tot het niveau van het belastingnulpunt, het punt waar de gronddrukken van de actieve en passieve zijde aan elkaar gelijk zijn. Een maatgevende voorwaarde bij het vaststellen van de lengte van de tussenplank is, dat de damwand grond dicht moet zijn en dat er onder geen beding interne erosie mag optreden. Desondanks blijkt dit bij kade- en damwandconstructies regelmatig op te treden. Daarvoor zijn diverse oorzaken aan te wijzen zoals te korte tussenplanken, het optreden van plaatselijke bodemverdiepingen als gevolg van de inwerking van schroefstralen, de aanwezigheid van slotopeningen of combinaties hiervan.

Een belangrijk mechanisme dat bij fijnkorrelige, niet-cohesieve grondlagen een rol speelt is dat hierdoor interne erosie, piping of hydraulische grondbreuk kan optreden. Hierbij ontstaat, parallel met de getijbeweging en de daarop reagerende grondwaterstand, een grondtransport van achter de damwand naar de voorzijde van de damwand. Uiteindelijk zal dit leiden tot grote holle ruimten achter de damwand en onder de ontlastvloer, met als mogelijk effect het plaatselijk bezwijken van kade-elementen.

Bij het bepalen van de lengte van de tussenplank gelden de volgende uitgangspunten:

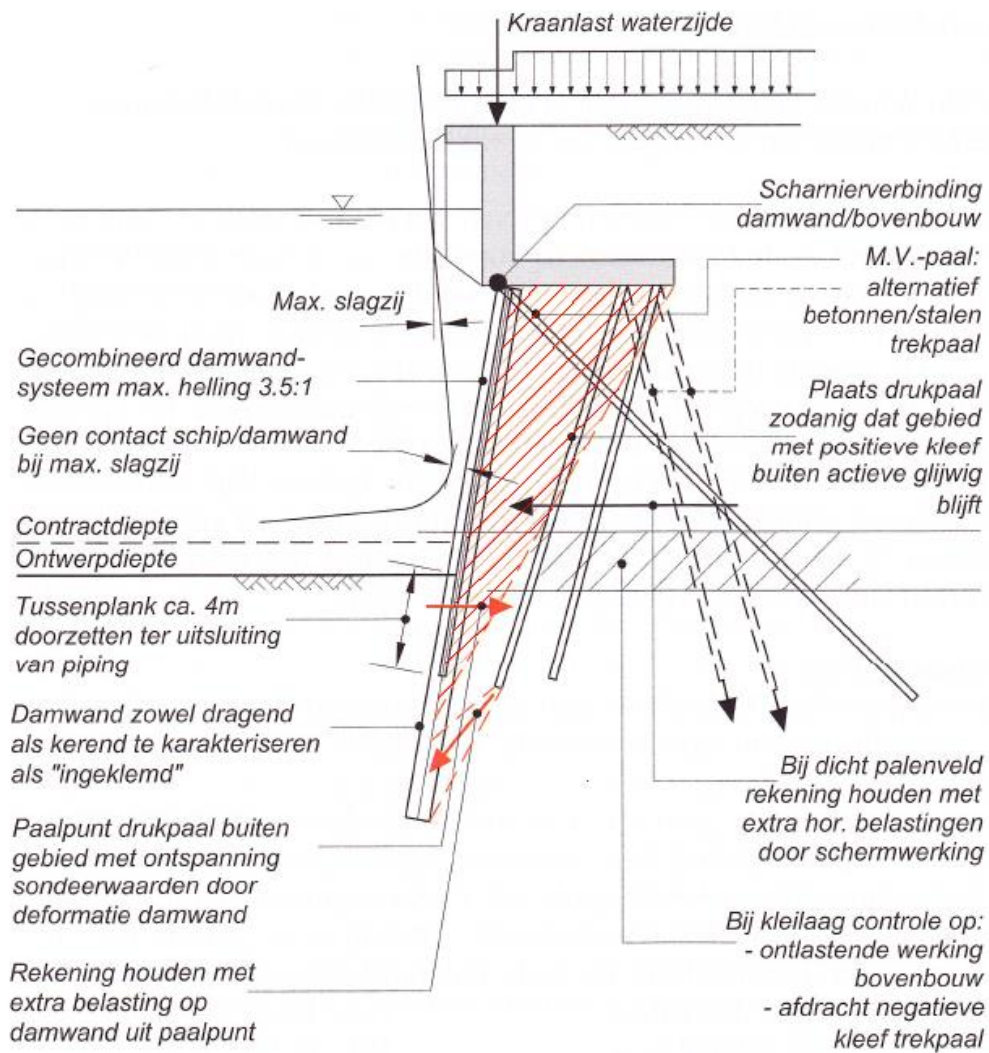
- onderzijde van de tussenplank moet minimaal gelijk zijn aan het belastingnulpunt;
- controle op piping en hydraulische grondbreuk voor zeer extreme belastingsituaties;
- gelet op mogelijke uitvoeringsfouten een extra marge van 0,5 m aan te houden op het ontwerpniveau onderzijde tussenplank.

Tijdens de uitvoering is een intensieve controle op mogelijke slotopeningen nodig door het toepassen van slotverkliekers, en tijdens het gebruik door via periodieke peilingen onderzoek te doen naar verdiepingen van de bodem nabij de kadeconstructie. Bij grote verdiepingen geldt dat het nodig is het vrijgekomen gebied van de damwand te inspecteren op slotopeningen en deze te herstellen. Ook het aanvullen en zonodig aanbrengen van een bodembescherming is mogelijk nodig.

### 10.7.3 Aandachtspunten ontwerp voor kademuur met ontlastconstructie

In Figuur 10.7.2 zijn de belangrijkste aspecten van het ontwerpen aangegeven. De punten spreken voor zich.

Het raadplegen van het 'Handboek kademuren' wordt aanbevolen voor het verkrijgen van verder inzicht in de materie en een goed ontwerp.



**Figuur 10.7.2**  
 Ontwerpaspecten  
 kadeconstructie  
 (bron: Handboek  
 Kademuren [10.1])

## 10.8 Referenties

- [10.1] CUR publicatie 211: Handboek kademuren; versie voor 2013
- [10.2] Publicatie Quay Walls, Second Edition, publ. C211E, ISBN 978-1-138-00023-0. Een uitgave van CRC Press-Balkema/SBRCURnet, januari 2014. Bestellen: [www.sbrcurnet.nl](http://www.sbrcurnet.nl).
- [10.3] Publicatie 'Kademuren: Verleden, heden en toekomst van Gemeentewerken Rotterdam', door ir. J.G. de Gijt, 1999







Tabel 2.b — Karakteristieke waarden van grondeigenschappen

Grondsoort		Karakteristieke waarde <sup>a</sup> van grondeigenschap												
Hoofd-naam	Bijmengsel	Consistentie <sup>b</sup>	$\gamma^c$ kN/m <sup>3</sup>	$\chi_{int}$ kN/m <sup>3</sup>	$q_p^{d,g}$ MPa	$C_p^{g}$	$C_s'$	$C_v/(1 + e_v)^g$ [-]	$C_{\alpha}^f$ [-]	$C_{sw}/(1 + e_w)^g$ [-]	$E_{100}^{g,h}$ MPa	$\phi'^g$ Graden	$c^f$ kPa	$c_u$ kPa
Grind	Zwak siltig	Los	17	19	15	500	$\infty$	0,0046	0	0,0015	45	32,5	0	
	Matig	Matig	18	20	25	1000	$\infty$	0,0023	0	0,0008	75	35,0	0	n.v.t.
	Vast	Vast	19	20	30	1200	$\infty$	0,0019	0	0,0006	90	37,5	0	
Zand	Sterk siltig	Los	18	20	10	400	$\infty$	0,0058	0	0,0019	30	30,0	0	
	Matig	Matig	19	21	15	600	$\infty$	0,0038	0	0,0013	45	32,5	0	n.v.t.
	Vast	Vast	20	21	25	1000	$\infty$	0,0023	0	0,0008	75	35,0	0	
Leem <sup>e</sup>	Schoon	Los	17	19	5	200	$\infty$	0,0115	0	0,0038	15	30,0	0	
	Matig	Matig	18	20	15	600	$\infty$	0,0038	0	0,0013	45	32,5	0	n.v.t.
	Vast	Vast	19	20	25	1000	$\infty$	0,0023	0	0,0008	75	35,0	0	
Klei	Zwak zandig	Zwak siltig, kleilig	18	19	12	450	$\infty$	0,0051	0	0,0017	35	27,0	0	n.v.t.
	Matig	Sterk siltig, kleilig	18	19	8	200	$\infty$	0,0115	0	0,0038	15	25,0	0	n.v.t.
	Vast	Slap	19	19	1	25	650	0,0920	0,0037	0,0307	2	27,5	0	50
Veen	Niet voorbelast	Matig	20	20	2	45	1300	0,0511	0,0020	0,0170	3	27,5	1	100
	Matig voorbelast	Vast	21	22	3	70	1900	0,0329	0,0013	0,0110	5	27,5	2,5	200
	Vast	Sterk zandig	19	20	2	45	1300	0,0511	0,0020	0,0170	3	27,5	0	100
Variatiecoëfficiënt v	Schoon	Slap	14	14	0,5	7	80	0,3286	0,0131	0,1095	1	17,5	0	25
	Matig	Matig	17	17	1,0	15	160	0,1533	0,0061	0,0511	2	17,5	5	50
	Vast	Vast	19	19	2,0	25	320	0,0920	0,0037	0,0307	4	17,5	13	100
-	Zwak zandig	Slap	15	15	0,7	10	110	0,2300	0,0092	0,0767	1,5	22,5	0	40
	Matig	Matig	18	18	1,5	20	240	0,1150	0,0046	0,0383	3	22,5	5	80
	Vast	Vast	20	21	2,5	30	400	0,0767	0,0031	0,0256	5	22,5	13	120
-	Sterk zandig	Slap	18	18	1,0	25	1680	0,0920	0,0037	0,0307	2	27,5	0	10
	Organisch	Matig	13	13	0,2	7,5	30	0,3067	0,0153	0,1022	0,5	15,0	0	10
	Matig	Matig	15	15	0,5	10	40	0,2300	0,0115	0,0767	1,0	15,0	0	25
-	Niet voorbelast	Slap	10	10	0,1	5	20	0,4600	0,0230	0,1533	0,2	0,5	1	2,5
	Matig voorbelast	Matig	12	12	0,2	7,5	30	0,3067	0,0153	0,1022	0,5	1,0	2,5	5
	Vast	Vast	12	12	0,2	7,5	30	0,3067	0,0153	0,1022	0,5	1,0	2,5	5
-			0,05			0,25			0,10			0,20		

Zie vervolg

Tabel 2.b (einde)

a	De tabel geeft van de desbetreffende grondsoort de lage, respectievelijk de hoge karakteristieke waarde van gemiddelden. Binnen een gebied, gedefinieerd door de rij van het bijmengsel en de kolom van de parameter (een cel), geldt: — als een verhoging van de waarde van een van de grondeigenschappen tot een ongunstiger situatie leidt dan de toepassing van de in de tabel gepresenteerde lagere karakteristieke waarde, moet de rechtenwaarde op dezelfde regel zijn gebruikt. Is er rechts geen waarde vermeld, dan moet de waarde er rechtsonder zijn toegepast; OPMERKING Dit is bijvoorbeeld het geval bij negatieve kleeft op een paal waar een hogere waarde van $\phi'$ , $c'$ en $c_u$ ook een hogere waarde van de negatieve kleeft oplevert. — voor $C_c/(1+e_0)$ , $C_a$ en $C_{sw}/(1+e_0)$ zijn in de tabel de hoge karakteristieke gemiddelde waarden vermeld.
b	Los: $0 < R_n < 0,33$ Matig: $0,33 \leq R_n \leq 0,67$ Vast: $0,67 < R_n < 1,00$
c	De $\gamma$ -waarden zijn van toepassing bij een natuurlijk vochtgehalte.
d	De hier gegeven $q_c$ -waarden (conusweerstand) behoren beschouwd te worden als ingang in de tabel en mogen niet in de berekeningen worden gebruikt.
e	De waarden hebben betrekking op verzadigde leem.
f	De $C_c$ -waarden zijn geldig voor een spanningverhogingstraject van ten hoogste 100 %.
g	Voor grind, zand en in beperkte mate ook voor leem en sterk zandige klei zijn $q_c$ , $E_{100}$ , $\phi'$ en de samendrukkingsparameters $C'_p$ , $C_c/(1+e_0)$ en $C_{sw}/(1+e_0)$ genormeerd voor een effectieve verticale grondspanning $\sigma'_v$ van 100 kPa. Om voor de in het terrein gemeten waarden van $q_c$ een juiste ingang in de tabel te krijgen, moeten deze waarden zijn geconverteerd naar het niveau van de effectieve verticale grondspanning $\sigma'_v$ van 100 kPa. In dat kader moet de formule $q_{c,terrein} = q_{c,tabel} \times C_{qc}$ worden gebruikt, waarbij $C_{qc}$ moet zijn ontleend aan $C_{qc} = (100/\sigma'_v)^{0,67}$ . Voor de hoek van inwendige wrijving $\phi'$ en de cohesie $c'$ geldt dat deze afhankelijk zijn van de consistentie van de grond. Dit betekent dat deze conversie ook nodig is voor $\phi'$ en $c'$ . Als $q_{c,tabel}$ groter wordt dan de in de tabel gegeven waarde geldt de onderste regel voor de desbetreffende grondsoort.
h	De elasticiteitsmodulus bij belastingsherhalingen mag zijn aangenomen als zijnde driemaal de aangegeven waarde.

**VOORBEELD** In schoon zand op een diepte van 5 m onder water is gemeten:  $q_{c,terrein} = 9$  MPa en  $\sigma'_v = 50$  kPa. Uit de formule voor  $C_{qc}$  volgt dan  $C_{qc} = 2^{0,67} = 1,6$ . Volgens de formule voor  $q_{c,tabel}$  geldt dan in dit voorbeeld  $q_{c,tabel} = 9 \times 1,6 = 14,4$  MPa. Dit betekent dat  $E = 45$  MPa,  $\phi = 32,5$  graden,  $C_p = 600$ ,  $C_c/(1+e_0) = 0,0038$  en  $C_{sw}/(1+e_0) = 0,0013$ .

