



1

1558/179

laboratorium voor grondmechanica delft
delft soil mechanics laboratory

S.80.063

CONCEPT

Richtlijnen Grondmechanica Rijkswaterstaat

T.O.W.

December 1979

Rijkswaterstaat introduceert richtlijnen grondmechanica

Ir. W. J. Heijnen,

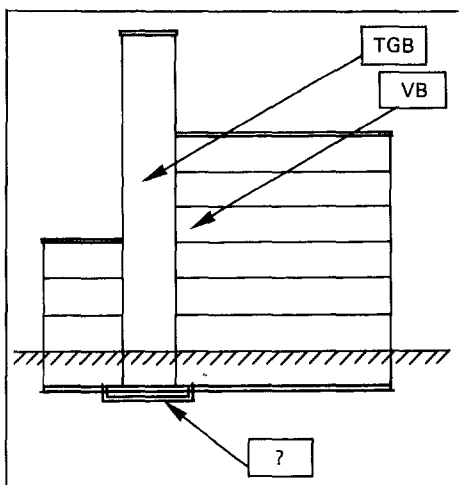
Onderdirecteur bij het Laboratorium voor Grondmechanica

Bij de diverse richtlijnen die er in de bouw zijn is het opvallend dat in de bestaande voorschriften slechts incidenteel artikelen zijn opgenomen, die betrekking hebben op de berekening en uitvoering van funderingen en funderingselementen. Onlangs zijn om in deze lancune te voorzien op verzoek van Rijkswaterstaat richtlijnen opgesteld t.a.v. de grondmechanica. Deze richtlijnen geven ontwerpers en constructeurs de mogelijkheid zich te oriënteren op het gebied van de grondmechanica en geven hen tevens een referentiekader voor het overleg

met de grondmechanica-adviseurs. De concept-richtlijnen zijn dan ook primair opgesteld vanuit het gezichtspunt van de ontwerpers en constructeurs. Verwacht wordt dat eind dit jaar de definitieve versie gereed is. Aan de totstandkoming van de eerste conceptversie is meegewerkt door verschillende instanties van Rijkswaterstaat, door de gemeenten Amsterdam en Rotterdam, door TNO-IBBC en door het Laboratorium voor Grondmechanica. In dit artikel wordt ingegaan op deze conceptversie.

In de steeds gecompliceerder wordende verhoudingen tussen de partijen, die bij het bouwproces zijn betrokken, is het vastleggen van regels voor de toetsing van de belangrijkste elementen bij het ontwerpen en het uitvoeren onontbeerlijk geworden. Dergelijke regels werken over het algemeen bevorderend ten aanzien van het onderling begrip tussen partijen die niet elk voor zich voldoende deskundig zijn op de vele gebieden die in een bouwproces een rol spelen. In de contractuele sfeer zullen regels, vastgelegd in normen, voorschriften en/of richtlijnen, in overeenkomsten tussen partijen als referentie kunnen worden gebruikt. Het belangrijkste doel is dan de verkrijging van een bepaalde vorm van kwaliteitsgarantie. Daarnaast wordt ook bevorderd dat een zekere mate van gelijkwaardigheid wordt verkregen, die noodzakelijk is voor een evenwichtige beoordeling van alternatieve ontwerpen of uitvoeringsmethoden.

Op allerlei terreinen in de maatschappij valt dan ook de tendens waar te nemen tot het vaststellen van officiële voorschriften of richtlijnen zowel nationaal als internationaal. Internationale activiteit vergt ook nationaal inspanning op dit terrein. Deskundigheid en vooral ook autoriteit zijn noodzakelijke voorwaarden gebleken om op internationaal niveau mee te kunnen doen. De situatie in de Nederlandse bouwwereld is zodanig dat uitgebreide voorschriften bestaan voor vrijwel alle onderdelen van de bouwwerken, die zich boven het niveau van de fundering bevinden. Voor het ge-



deelte dat zich beneden deze scheidslijn bevindt, is de situatie nu nog totaal anders. Slechts incidenteel zijn in bestaande voorschriften artikelen opgenomen voor de berekening en de uitvoering van funderingen en funderingselementen. Dit betekent dat zowel de omvang als de aard van het onderzoek van de grondslag voor dezelfde soort bouwwerken van geval tot geval grote verschillen kan vertonen.

Ook bij de interpretatie en berekening worden vaak verschillende methoden toegepast. Over de toe te passen veiligheidscoëfficiënten bestaat geen uniforme mening. Al met al een situatie die van de ontwerper/constructeur van het bouwwerk een bijna blind vertrouwen vraagt ten opzichte van de grondmechanica- of de funderingsadviseur.

Voortkomend uit deze situatie zijn door controlerende instanties eigen toetsingsnormen opgesteld, hetgeen vanzelfsprekend tot conflictsituaties kan leiden, omdat landelijk gezien verschillen voorkomen.

Grondgedrag

Het ontbreken van voorschriften of richtlijnen op het gebied van de grondmechanica houdt verband met het bijzondere karakter van het materiaal grond en de daaruit door de natuur gevormde bodem in vergelijking met de onder gecontroleerde omstandigheden vervaardigde of verkregen andere bouwmaterialen. Het gedrag van grond laat zich niet op eenvoudige wijze eenduidig beschrijven, waarbij dan bovendien nog de moeilijkheid komt van de heterogeniteit van de bodem en de karakterisering daarvan in rekenmodellen voor de voorspelling van het gedrag van funderingsconstructies, grondkerende constructies en grondwerken. Vooral dit laatste aspect laat zich niet goed in regels vatten. Het vraagt een beoordeling door een ervaren deskundige van alle gegevens die van een bepaald bouwterrein ter beschikking staan. Overigens zijn juist in dergelijke gevallen voorschriften of richtlijnen, hoe beperkt ook, gewenst om de niet-deskundige belanghebbende ten minste een minimum aan houvast te geven in deze ingewikkelde materie. Zij dienen immers een beoordeling en vergelijking van de door de deskundige gegeven aanbevelingen te geven.

In sommige landen, zoals bijvoorbeeld Duitsland, is men zeer ver gegaan met de opstelling van richtlijnen en normen. Op het gebied van de grondmechanica en de funderingstechniek is daar zeer veel vastgelegd in de zogenaamde DIN-normen en/of -aanbevelingen. In vele andere landen daarentegen is de situatie vergelijkbaar met die in ons land. Omdat de regeling van de onderlinge verhoudingen tussen de verschillende partijen in de bouw nu eenmaal niet helemaal buiten toetsingscriteria kan,

ling geconstateerd van 3,7 dB(A), in de binnenstad-noord bedroeg deze slechts 1 dB(A). Tenslotte daalde het aantal ongevallen in het verkeerscirculatieplan-gebied met 14%.

Zoals blijkt uit een enquête, onder stads- en regiobewoners gehouden, valt er een toegenomen waardering voor de binnenstad te constateren. Als voornaamste redenen worden hierbij genoemd: het wegvalen van de geluidoverheersing; het wegvalen van het continu voorbij flitsen van auto's; de centrering van de warenmarkt; de invoering van de koopavond; de toevoeging van voetgangersgebieden; het openbaar vervoer karakter en de vormgeving van het Zuiderdiep en tenslotte de bomenaanplant.

Structuurplan Almere en de geluidhinder

Sinds de jaren vijftig vormt Almere een onderdeel van het nationale en regionale ruimtelijke orderingsbeleid. Hierin is de nieuwe stad een belangrijke en omvangrijke taak toebedeeld, zoals de opvang van tienduizenden mensen uit Amsterdam en het Gooi. Op basis hiervan zijn studies verricht naar de ontwikkelingsmogelijkheden van Almere, die als basis gediend hebben voor een aantal regeringsbesluiten, te weten: Almere wordt gebouwd in de zuidwesthoek van Zuidelijk Flevoland; Almere moet in het jaar 2000 minimaal 125 000 en maximaal 250 000 inwoners herbergen; Almere krijgt een meerkernige opzet; de eerste kern van Almere-Haven wordt gesitueerd aan het Gooimeer, tegenover Naarden en Huizen; de tweede kern van Almere-Stad, tevens hoofdkern, moet centraal in het Almere-gebied liggen ten noorden van Almere-Haven.

Het meest kenmerkende van het structuurplan is de meerkernige opbouw. Hierdoor is het mogelijk de kernen afzonderlijk ter hand te nemen en kan een hoge mate van flexibiliteit in de uitvoering worden verkregen. In het merendeel van de gevallen gebeurt de bestrijding van geluidoverlast in Almere op de gebruikelijke wijze door middel van geluidwallen of -schermen, afstand houden of isolatie van woningen. Voor Almere bestond de mogelijkheid om op structuurplanniveau de bestemmingen en infrastructuur zo ten opzichte van elkaar te rangschikken dat bijv. Almere-Stad wat betreft het akoestisch klimaat een zo goed mogelijke start kreeg. Deze structurele aanpak betekent dat bij de uitwerking van de deelgebieden een deel van de geluidhinder buiten de deur is gehouden. Het verkeers- en vervoersbeleid van Almere richt zich sterk op het bevorderen van het voet- en fietsverkeer, het openbaar vervoer en het terugdringen van het autoverkeer. Maatregelen om dit te bereiken zijn o.a. een optimaal netwerk van voet- en fietspaden, een goed gestructureerd openbaar

vervoerstelsel met o.a. vrije banen, hoge bebouwingsdichtheden rond haltes van de spoorlijn en die van het lokale busstelsel en rond centra, en een zo evenwichtig mogelijke spreiding van werkgelegenheid en voorzieningen over de kernen en wijken. Deze laatste maatregelen zijn er vooral op gericht zoveel mogelijk bewoners op voet- en fietsbereik van deze bestemmingen te brengen. Het parkeerbeleid voor de centrumgebieden is een van de belangrijkste stuurmechanismen voor het hierbeschreven taakstellende verkeers- en vervoerbeleid. Het grootschalige randwegenstelsel van stadsautowegen en rijksweg en het veel kleinschaliger wegennet binnen de kern heeft als effect, dat het verkeer over iets grotere afstanden zich voor een belangrijk deel over de randwegen afwikkelt. Dit betekent een aanzienlijke verlaging van de intensiteit van het autoverkeer binnen de kern. Door verschillende ontwerpuitgangspunten te kiezen voor rand- en kernhoofdwegen kan de geluidproductie in belangrijke mate worden beteugeld. Het aandeel van het vrachtverkeer op de hoofd-kernwegen wordt zo laag mogelijk gehouden door de grootste industrieterreinen aan de rand van de kern te situeren, direct ontsloten door randwegen. De doorgaande routes die relatief veel vrachtverkeer verwerken, lopen in deze opzet automatisch via de randwegen. De ontsluitingsstructuur van de woonbuurten is zodanig, dat de buurtwegen niet zwaarder worden belast dan 2500 motorvoertuigen per etmaal.

Bij deze intensiteit zijn volgens de Wet geluidhinder geen geluidwerende maatregelen nodig. De buurtwegen monden uit op het veel zwaarder belaste kernhoofdwegennet. In het plan van Almere-Stad is gestreefd naar zo weinig mogelijk kilometers kernhoofdweg, zodat de lengte waarlangs geluidwerende maatregelen moeten worden getroffen, geminimaliseerd wordt. De randwegen hebben een hogere intensiteit dan de kernhoofdwegen, een hoog aandeel vrachtautoverkeer en een hoge snelheid. Dit laatste betekent dat het bandengeluid maatgevend is en dat het eventueel in de toekomst stiller worden van motoren voor de omgeving van deze wegen weinig soelaas biedt.

Almere en de Wet geluidhinder

Kijken we naar de eerste wijk van Almere-Stad, die als voorbeeld kan dienen voor de andere deelgebieden, dan kunnen we drie bronnen onderscheiden: wegverkeer, treinverkeer en autobusverkeer. Bij de inrichting van deze wijk heeft de Wet geluidhinder een aanwijsbare rol gespeeld. Zo is voor de woningen langs de kernhoofdweg een equivalent geluidniveau van 50+5 dB(A) aangehouden. Als grenswaarde voor het autobusverkeer is voorlopig een waarde van 55+5 dB(A) aangehouden.

Te zijner tijd kan die waarde teruggebracht worden naar 55 dB(A), wanneer stille autobussen zijn ingevoerd. Voor het treinverkeer over de nabijgelegen spoorlijn geldt voorlopig een grenswaarde voor het equivalent geluidniveau overdag van 65 dB(A). Wat betreft het weg- en autobusverkeer is voor verschillende varianten berekend wat de afstand moet zijn tussen de as van de kernhoofdweg en het punt waar het geluidniveau vanwege die weg 50+5 dB(A) bedraagt. Uitgegaan hierbij is van verschillende hoogteliggingen van de weg, verschillende inrichtingen van de omgeving van de weg en verschillende waarnemingshoogten. De voorkeur bleek uit te gaan naar een variant waarbij de kernhoofdweg verdiept wordt aangelegd. Deze variant vraagt een minder brede, onbebouwde strook langs de kernhoofdweg. Wel is deze oplossing strijdig met de belangen van het langzame verkeer, omdat bij ongelijkvloerse kruising nu door de fietser een hoogteverschil van ca. 3 m moet worden overbrugd. Een dergelijke berekening werd ook uitgevoerd voor het geluidniveau dat langs de spoorlijn wordt ontvangen. Op basis van de resultaten van deze berekeningen werden uiteindelijk de aanzetten voor de inrichting van de woonwijken gegeven. Zo heeft deze geluidvriendelijke opzet bijv. geleid tot een bundeling van lawaaimakers. In dit specifieke geval is het gelukt de oost-west lopende ontsluitingsweg voor het noordelijk deel van het woongebied te bundelen met de spoorlijn. De geluidzones voor beide infrastructuurelementen overlappen elkaar flink. De weg ligt lager dan de spoorlijn. De spoorlijn schermt zo de zuidelijk gelegen woonbuurt af van het wegverkeerslawaai. Berekeningen hebben aangetoond dat bij een toegepaste afstand van 50 meter tussen de as van de spoorlijn en de gevels van de woningen ruim voldaan wordt aan de voorlopige normen voor spoorweglawaai. De tussengelegen zone wordt opgevuld met een buurtontsluitingsweg, parkeerterreinen en een hoofd fietspad.

Conclusies

De Wet geluidhinder is een eerste stap op weg naar verbeterde leefbaarheid, met als essentieel bestanddeel de geluidkwaliteit. Als het over verkeerslawaai gaat, zal het wellicht minder gaan om het lawaai-aspect dan om het verkeersaspect; met als centrale vraag: hoe zouden woon- en verblijfsgebieden in feite moeten zijn opgezet, opdat niet alleen voertuigbestuurders doch alle gebruikers kansen hebben om de omgeving optimaal te beleven? De Wet geluidhinder kan worden gezien als de eerste legalisatie van de kwaliteitseisen van de omgeving, waardoor – zo valt te hopen – diverse ontwikkelingen versneld zullen worden, die de verkeersleefbaarheid meer en betere kansen bieden.



CONCEPT

**Richtlijnen
Grondmechanica
Rijkswaterstaat**

T.O.W.

December 1979

INHOUD

Inleiding

Relatieschema constructie type - grondmechanica

Hoofdstuk A

Hoofdstuk B

Hoofdstuk C

Hoofdstuk D

Richtlijnen grondmechanica RWS

1. Inleiding

In Nederland bestaan er ten behoeve van de bouw uitgebreide voorschriften voor dat deel van de constructie dat zich boven de grond bevindt. Voor het gedeelte van de bouwwerken dat zich onder maaiveld bevindt, alsmede voor grondconstructies, is dit echter niet het geval. Slechts incidenteel zijn in Nederlandse voorschriften aanwijzingen opgenomen voor de berekening en de uitvoering van funderingen, ontgravingen, ophogingen, e.d.

Om in deze onevenwichtige situatie verbetering te brengen, is door de Rijkswaterstaat besloten om in het kader van het Toegepast Onderzoek Waterstaat (TOW) richtlijnen op te stellen ten behoeve van het ontwerp en de uitvoering van funderingen, grondkerende constructies en grondwerken.

De toepassing van de vaak zeer geavanceerde berekenings- en ontwerpmethoden maakt het mogelijk om door invoering van goede fysische modellen voor de bouwmaterialen, het gedrag van bouwconstructies met een hoge mate van nauwkeurigheid te voorspellen. De interactie tussen bouwwerk en de funderingsgrondslag is hierbij vanzelfsprekend van essentiële betekenis. Dit betekent, dat naast de gebruikelijke funderingsparameters voor het toelaatbare draagvermogen, ook parameters voor de vervorming moeten worden opgegeven.

Omdat de spanningen in de constructie vooral beïnvloed worden door onderlinge vervormingsverschillen van de funderingselementen is het noodzakelijk ook de mogelijke variatie van de vervormingsparameters zo goed mogelijk te schatten.

Deze ontwikkeling brengt met zich mee, dat de constructeur ook ten aanzien van de opgegeven funderingsparameters en de spreiding hiervan moet kunnen beschikken over een toetsingsmogelijkheid aan vastgelegde procedures en berekeningsmodellen.

Richtlijnen of voorschriften verschaffen de constructeur bovendien de mogelijkheid zich te oriënteren op de aard en de omvang van het grondonderzoek. Hierdoor wordt een gespreksbasis geschapen voor het overleg over de probleemstelling en het daaruit voortvloeiende programma van onderzoek tussen de constructeur en de deskundigen op het gebied van de grondmechanica en funderingstechniek.

Om de hiervoor geschetste uitgangspunten zo goed mogelijk te realiseren, zijn de in deze richtlijnen behandelde onderwerpen samengebracht in een systeem waarvan de ingang wordt gevormd door een indeling van de bouw- werk-typen, variërend van eenvoudige gebouwen tot ingewikkelde bouw- en grondconstructies. Te zijner tijd zal hierbij ook nog een nadere karakterisering van belasting en stijfheid kunnen worden opgenomen. Deze factoren zijn immers eveneens van invloed op de aard en de omvang van het grondonderzoek.

De volgende tabel geeft een indruk van de opzet van het systeem, waarvan het deel dat de grondmechanica-onderwerpen bevat in een later stadium aanzienlijk werd uitgebreid. Op de horizontale lijn van de bouw- werk-typen wordt door middel van een verwijzing in de kolommengroep waarin de grondmechanica-onderwerpen zijn gerangschikt, aangegeven welk aspect van belang is en in welk hoofdstuk de nadere omschrijving is opgenomen.

*Waarom niet?
Of is dat eigenlijk
niet zo bedoeld*

Bij de samenstelling is niet gestreefd naar volledigheid. Ongetwijfeld zullen regelmatig aanvullingen nodig zijn, zowel wat betreft de typering van het bouwwerk als de grondmechanische aspecten. De opgenomen methoden van onderzoek en berekeningsmodellen zijn over het algemeen afgestemd op de in Nederland gangbare en geaccepteerde werkwijzen.

Recente ontwikkelingen op het gebied van de berekeningsmethoden en de daarvoor benodigde gecompliceerde onderzoekmethoden zijn nog onvoldoende geconsolideerd voor opname in de richtlijnen.

Over het algemeen zijn deze methoden op dit moment ook nog te kostbaar voor het grootste deel van de bouw- en grondconstructies.

In de Richtlijnen in hun huidige vorm is de opzet van het grondmechanica-gedeelte aanzienlijk uitgebreid ten opzichte van de eerder getoonde tabel.

Dit is gedaan om de van belang zijnde aspecten van het grondonderzoek ten behoeve van de onderscheiden constructies meer direct herkenbaar en duidelijker verwijsbaar te maken.

De kolommengroep voor de karakterisering van belasting en stijfheid van het bouwwerk ontbreekt nog. Er zal nog verdere studie en onderzoek gedaan worden om geschikte parameters voor deze karakterisering vast te stellen.

Waar mogelijk is in de richtlijnen aangegeven op welke wijze de in de grondmechanica nog gebruikelijke "vaste" veiligheidscoëfficiënten kunnen worden vervangen door een veiligheidsanalyse langs semi-probabilistische weg. Deze werkwijze staat echter nog in de kinderschoenen. Zij dient nog zorgvuldig te worden getoetst ten aanzien van aspecten die verband houden met de, in vergelijking met andere bouwmaterialen, grote heterogeniteit van de bodemmassa. De afweging van de faalkans of bezwijkkans van onderdelen van de fundering tegenover de eventuele schade bieden echter in de toekomst de mogelijkheid om een meer gedifferentieerd systeem van onzekerheidsfactoren te introduceren. Het zal duidelijk zijn, dat dit alleen zinvol kan zijn in een geïntegreerd systeem van bouwwerk, fundering en grondslag. Het falen of bezwijken van de fundering of funderingselementen moet immers worden teruggevoerd naar door de gebruiker aan het gebouw gestelde eisen.

De Richtlijnen moeten niet worden gezien als een studieboek in de grondmechanica of als een recept voor het ontwerpen van funderingen. Beoogd wordt een toetssteen te verschaffen die ontwerpers, constructeurs en controlerende instanties in staat stelt zich een oordeel te vormen over de kwaliteit van de prognoses met betrekking tot het gedrag van de grond en de daaruit afgeleide parameters.

Mede in verband met het toch nog altijd sterk op ervaring stoelende vakgebied van de grondmechanica is het over het algemeen gewenst gespecialiseerde deskundigen in een vroegtijdig stadium nauw te betrekken bij het ontwerp van een fundering of een grondconstructie.

1. Woonhuizen en flats tot 4-hoog
2. Middelhoge gebouwen, kantoren, ziekenhuizen
3. Hoge gebouwen, torenflats, schoorstenen, T. V. -torens
4. Off-shore constructies
5. Pakhuizen
6. Silo's
7. Tanks
8. Bruggen en viadukten
9. Keermuren, damwanden, diepwanden
10. Sluizen en tunnels
11. Rioleringen en pijpleidingen
12. Terreinen i. c. ophogingen
13. (Spoor)wegen en dijken
14. Ingravingen

A. Grondonderzoek

I - oriënterend														II - definitief									
I-1														II-1									
I-2														II-2									
I-1-a														II-1-a									
I-1-b														II-1-b									
I-1-c														II-1-c									
I-1-d														II-1-d									
I-2-a														II-2-a									
I-2-b														II-2-b									
I-2-c														II-2-c									
I-2-d														II-2-d									
I-2-e														II-2-e									
II-1-a-1														II-1-a-2									
II-1-a-2														II-1-a-3									
II-1-a-3														II-1-a-4									
II-1-a-4														II-1-a-5									
II-1-a-5-a														II-1-a-5-b									
II-1-a-5-b														II-1-a-5-c									
II-1-a-5-c														II-1-a-5-d									
II-1-a-5-d														II-1-b-1									
II-1-b-1														II-1-b-2									
II-1-b-2														II-1-b-3									
II-1-b-3														II-1-b-4									
II-1-b-4														II-1-b-5									
II-1-b-5														II-2-a									
II-2-a														II-2-b									
II-2-b														II-2-c									
II-2-c														II-2-d									
II-2-d														II-2-e									
II-2-e														II-2-f									
II-2-f														II-2-g									
II-2-g														II-2-h									
II-2-h														II-2-i									
II-2-i														II-2-j									
II-2-j														II-2-k									
II-2-k														II-2-l									
II-2-l														II-2-m									
II-2-m														II-2-n									
II-2-n														II-2-o									
II-2-o														II-2-p									
II-2-p														II-2-q									
II-2-q														II-2-r									
II-2-r														II-2-s									
II-2-s														II-2-t									
II-2-t														II-2-u									
II-2-u														II-2-v									
II-2-v														II-2-w									
II-2-w														II-2-x									
II-2-x														II-2-y									
II-2-y														II-2-z									
II-2-z														II-2-aa									
II-2-aa														II-2-ab									
II-2-ab														II-2-ac									
II-2-ac														II-2-ad									
II-2-ad														II-2-ae									
II-2-ae														II-2-af									
II-2-af														II-2-ag									
II-2-ag														II-2-ah									
II-2-ah														II-2-ai									
II-2-ai														II-2-aj									
II-2-aj														II-2-ak									
II-2-ak														II-2-al									
II-2-al														II-2-am									
II-2-am														II-2-an									
II-2-an														II-2-ao									
II-2-ao														II-2-ap									
II-2-ap														II-2-aq									
II-2-aq														II-2-ar									
II-2-ar														II-2-as									
II-2-as														II-2-at									
II-2-at														II-2-au									
II-2-au														II-2-av									
II-2-av														II-2-aw									
II-2-aw														II-2-ax									
II-2-ax														II-2-ay									
II-2-ay														II-2-az									
II-2-az														II-2-ba									
II-2-ba														II-2-bb									
II-2-bb														II-2-bc									
II-2-bc														II-2-bd									
II-2-bd														II-2-be									
II-2-be														II-2-bf									
II-2-bf														II-2-bg									
II-2-bg														II-2-bh									
II-2-bh														II-2-bi									
II-2-bi														II-2-bj									
II-2-bj														II-2-bk									
II-2-bk														II-2-bl									
II-2-bl														II-2-bm									
II-2-bm														II-2-bn									
II-2-bn														II-2-bo									
II-2-bo														II-2-bp									
II-2-bp														II-2-bq									
II-2-bq														II-2-br									
II-2-br														II-2-bs									
II-2-bs														II-2-bt									
II-2-bt														II-2-bu									
II-2-bu														II-2-bv									
II-2-bv														II-2-bw									
II-2-bw														II-2-bx									
II-2-bx														II-2-by									
II-2-by														II-2-bz									
II-2-bz														II-2-ca									
II-2-ca														II-2-cb									
II-2-cb														II-2-cc									
II-2-cc														II-2-cd									
II-2-cd														II-2-ce									
II-2-ce														II-2-cf									
II-2-cf														II-2-cg									
II-2-cg														II-2-ch									
II-2-ch														II-2-ci									
II-2-ci														II-2-cj									
II-2-cj														II-2-ck									
II-2-ck														II-2-cl									
II-2-cl														II-2-cm									
II-2-cm														II-2-cn									
II-2-cn														II-2-co									
II-2-co														II-2-cp									
II-2-cp														II-2-cq									
II-2-cq														II-2-cr									
II-2-cr														II-2-cs									
II-2-cs														II-2-ct									
II-2-ct														II-2-cu									
II-2-cu														II-2-cv									
II-2-cv														II-2-cw									
II-2-cw														II-2-cx									
II-2-cx														II-2-cy									
II-2-cy														II-2-cz									
II-2-cz														II-2-da									
II-2-da														II-2-db									
II-2-db														II-2-dc									
II-2-dc														II-2-dd									
II-2-dd														II-2-de									
II-2-de														II-2-df									
II-2-df														II-2-dg									
II-2-dg														II-2-dh									
II-2-dh														II-2-di									
II-2-di														II-2-dj									
II-2-dj														II-2-dk									
II-2-dk														II-2-dl									
II-2-dl														II-2-dm									
II-2-dm														II-2-dn									
II-2-dn														II-2-do									
II-2-do														II-2-dp									
II-2-dp														II-2-dq									
II-2-dq														II-2-dr									
II-2-dr														II-2-ds									
II-2-ds														II-2-dt									
II-2-dt														II-2-du									
II-2-du														II-2-dv									
II-2-dv														II-2-dw									
II-2-dw														II-2-dx									
II-2-dx														II-2-dy									
II-2-dy														II-2-dz									
II-2-dz														II-2-ea									
II-2-ea														II-2-eb									
II-2-eb														II-2-ec									
II-2-ec														II-2-ed									
II-2-ed														II-2-ee									
II-2-ee														II-2-ef									
II-2-ef														II-2-eg									
II-2-eg														II-2-eh									
II-2-eh														II-2-ei									
II-2-ei														II-2-ej									
II-2-ej														II-2-ek									
II-2-ek														II-2-el									
II-2-el														II-2-em									
II-2-em														II-2-en									
II-2-en														II-2-eo									
II-2-eo														II-2-ep									
II-2-ep														II-2-eq									
II-2-eq														II-2-er									
II-2-er														II-2-es									
II-2-es														II-2-et									
II-2-et														II-2-eu									
II-2-eu														II-2-ev									
II-2-ev														II-2-ew									
II-2-ew														II-2-ex									
II-2-ex														II-2-ey									
II-2-ey														II-2-ez									
II-2-ez														II-2-fa									
II-2-fa														II-2-fb									
II-2-fb														II-2-fc									
II-2-fc														II-2-fd									
II-2-fd														II-2-fe									
II-2-fe														II-2-fg									
II-2-fg														II-2-fh									
II-2-fh														II-2-fi									
II-2-fi														II-2-fj									
II-2-fj														II-2-fk									
II-2-fk														II-2-fl									
II-2-fl														II-2-fm									
II-2-fm														II-2-fn									
II-2-fn														II-2-fo									
II-2-fo														II-2-fp									
II-2-fp														II-2-fq									
II-2-fq														II-2-fr									
II-2-fr														II-2-fs									
II-2-fs														II-2-ft									
II-2-ft														II-2-fu									
II-2-fu														II-2-fv									
II-2-fv														II-2-fw									
II-2-fw														II-2-fx									
II-2-fx														II-2-fy									
II-2-fy														II-2-fz									
II-2-fz														II-2-ga									
II-2-ga														II-2-gb									
II-2-gb														II-2-gc									
II-2-gc														II-2-gd									
II-2-gd														II-2-ge									
II-2-ge														II-2-gf									
II-2-gf														II-2-gg									
II-2-gg														II-2-gh									
II-2-gh														II-2-gi									
II-2-gi														II-2-gj									
II-2-gj														II-2-gk									
II-2-gk														II-2-gl									
II-2-gl														II-2-gm									
II-2-gm														II-2-gn									
II-2-gn														II-2-go									
II-2-go														II-2-gp									
II-2-gp														II-2-gq									
II-2-gq														II-2-gr									
II-2-gr														II-2-gs									
II-2-gs														II-2-gt									
II-2-gt														II-2-gu									
II-2-gu														II-2-gv									
II-2-gv														II-2-gw									
II-2-gw														II-2-gx									
II-2-gx														II-2-gy									
II-2-gy														II-2-gz									
II-2-gz														II-2-ha									
II-2-ha														II-2-hb									
II-2-hb														II-2-hc									
II-2-hc														II-2-hd									
II-2-hd														II-2-he									
II-2-he														II-2-hf									
II-2-hf														II-2-hg									
II-2-hg														II-2-hh									
II-2-hh														II-2-hi									
II-2-hi														II-2-hj									
II-2-hj														II-2-hk									
II-2-hk														II-2-hl									
II-2-hl														II-2-hm									
II-2-hm														II-2-hn									
II-2-hn														II-2-ho									
II-2-ho														II-2-hp									
II-2-hp														II-2-hq									
II-2-hq														II-2-hr									
II-2-hr														II-2-hs									
II-2-hs														II-2-ht									
II-2-ht														II-2-hu									
II-2-hu														II-2-hv									
II-2-hv														II-2-hw									
II-2-hw														II-2-hx									
II-2-hx														II-2-hy									
II-2-hy														II-2-hz									
II-2-hz														II-2-ia									
II-2-ia														II-2-ib									
II-2-ib														II-2-ic									
II-2-ic														II-2-id									
II-2-id														II-2-ie									
II-2-ie														II-2-if									
II-2-if														II-2-ig									
II-2-ig														II-2-ih									
II-2-ih														II-2-ii									
II-2-ii														II-2-ij									
II-2-ij														II-2-ik									
II-2-ik														II-2-il									
II-2-il														II-2-im									
II-2-im														II-2-in									
II-2-in														II-2-io									
II-2-io														II-2-ip									
II-2-ip														II-2-iq									
II-2-iq														II-2-ir									
II-2-ir														II-2-is									
II-2-is														II-2-it									
II-2-it														II-2-iu									
II-2-iu														II-2-iv									
II-2-iv														II-2-iw									
II-2-iw														II-2-ix									
II-2-ix														II-2-iy									
II-2-iy														II-2-iz									
II-2-iz														II-2-ja									
II-2-ja														II-2-jb									
II-2-jb														II-2-jc									
II-2-jc														II-2-jd									
II-2-jd														II-2-je									
II-2-je														II-2-jf									
II-2-jf														II-2-jg									
II-2-jg														II-2-jh									
II-2-jh														II-2-ji									
II-2-ji														II-2-ij									
II-2-ij														II-2-ik									
II-2-ik														II-2-il									
II-2-il														II-2-im									
II-2-im														II-2-in									
II-2-in														II-2-io									
II-2-io														II-2-ip									
II-2-ip														II-2-iq									
II-2-iq														II-2-ir									
II-2-ir														II-2-is									
II-2-is														II-2-it									
II-2-it														II-2-iu									
II-2-iu														II-2-iv									
II-2-iv														II-2-iw									
II-2-iw														II-2-ix									
II-2-ix														II-2-iy									
II-2-iy														II-2-iz									
II-2-iz														II-2-ka									
II-2-ka														II-2-kb									
II-2-kb														II-2-kc									
II-2-kc														II-2-kd									
II-2-kd														II-2-ke									
II-2-ke														II-2-kf									
II-2-kf														II-2-kg									
II-2-kg														II-2-kh									
II-2-kh														II-2-ki									
II-2-ki														II-2-kj									
II-2-kj														II-2-kl									
II-2-kl														II-2-km									
II-2-km														II-2-kn									
II-2-kn														II-2-ko									
II-2-ko														II-2-kp									
II-2-kp														II-2-kq									
II-2-kq														II-2-kr									
II-2-kr														II-2-ks									
II-2-ks														II-2-kt									
II-2-kt														II-2-ku									
II-2-ku														II-2-kv									
II-2-kv														II-2-kw									
II-2-kw														II-2-kx									
II-2-kx														II-2-ky									
II-2-ky														II-2-kz									
II-2-kz														II-2-la									
II-2-la														II-2-lb									
II-2-lb														II-2-lc									
II-2-lc														II-2-le									
II-2-le														II-2-lf									
II-2-lf														II-2-lg									
II-2-lg														II-2-lh									
II-2-lh														II-2-li									
II-2-li														II-2-lj									
II-2-lj														II-2-lk									
II-2-lk														II-2-lm									
II-2-lm														II-2-ln									
II-2-ln														II-2-lo									
II-2-lo														II-2-lp									
II-2-lp														II-2-lq									
II-2-lq														II-2-lr									
II-2-lr														II-2-ls									
II-2-ls														II-2-lt									
II-2-lt														II-2-lu									
II-2-lu														II-2-lv									
II-2-lv														II-2-lw									
II-2-lw														II-2-lx									
II-2-lx														II-2-ly									
II-2-ly														II-2-lz									
II-2-lz														II-2-ma									
II-2-ma														II-2-mb									
II-2-mb														II-2-mc									
II-2-mc														II-2-md									
II-2-md														II-2-me									
II-2-me														II-2-mf									
II-2-mf														II-2-mg									
II-2-mg														II-2-mh									
II-2-mh														II-2-mi									
II-2-mi														II-2-mj									
II-2-mj														II-2-mk									
II-2-mk														II-2-ml									
II-2-ml														II-2-mm									
II-2-mm														II-2-mn									
II-2-mn														II-2-mo									
II-2-mo														II-2-mp									
II-2-mp														II-2-mq									
II-2-mq														II-2-mr									
II-2-mr														II-2-ms									
II-2-ms														II-2-mt									
II-2-mt														II-2-mu									
II-2-mu														II-2-mv									
II-2-mv														II-2-mw									
II-2-mw														II-2-mx									
II-2-mx														II-2-my									
II-2-my														II-2-mz									
II-2-mz														II-2-na									
II-2-na														II-2-nb									
II-2-nb														II-2-nc									
II-2-nc														II-2-nd									
II-2-nd														II-2-ne									
II-2-ne														II-2-nf									
II-2-nf														II-2-ng									
II-2-ng														II-2-nh									
II-2-nh														II-2-ni									
II-2-ni																							

1000-4
1000-4
1000-4

1. Woonhuizen en flats tot 4-hoog
2. Middelhoge gebouwen, kantoren, ziekenhuizen
3. Hoge gebouwen, torenflats, schoorstenen, T. V. -torens
4. Off-shore constructies
5. Pakhuizen
6. Silo's
7. Tanks
8. Bruggen en viadukten
9. Keermuren, damwanden, diepwanden
10. Sluizen en tunnels
11. Rioleringen en pijpleidingen
12. Terreinen i. c. ophogingen
13. (Spoor)wegen en dijken
14. Ingravingen

Oct 20 - 1918

100

1. Woonhuizen en flats tot 4-hoog
2. Middelhoge gebouwen, kantoren, ziekenhuizen
3. Hoge gebouwen, torenflats, schoorstenen, T. V. -torens
4. Off-shore constructies
5. Pakhuizen
6. Silo's
7. Tanks
8. Bruggen en viadukten
9. Keermuren, damwanden, diepwanden
10. Sluizen en tunnels
11. Rioleringen en pijpleidingen
12. Terreinen i. c. ophogingen
13. (Spoor)wegen en dijken
14. Ingravingen

C. Terrein- en laboratoriumproeven

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

open kader?

1. Woonhuizen en flats tot 4-hoog
2. Middelhoge gebouwen, kantoren, ziekenhuizen
3. Hoge gebouwen, torenflats, schoorstenen, T. V. -torens
4. Off-shore constructies
5. Pakhuizen
6. Silo's
7. Tanks
8. Bruggen en viadukten
9. Keermuren, damwanden, diepwanden
10. Sluizen en tunnels
11. Rioleringen en pijpleidingen
12. Terreinen i. c. ophogingen
13. (Spoor)wegen en dijken
14. Ingravingen

1. Woonhuizen en flats tot 4-hoog

A. Grondonderzoek

In het algemeen zal er geen voorlopig, naar meteen een definitief terreinonderzoek worden ingesteld. Het is raadzaam, alvorens het terreinwerk uit te laten voeren de resultaten van eventueel in de omgeving uitgevoerd onderzoek te bestuderen.

Indien een fundering op staal tot de mogelijkheden behoort, kunnen middelzware sonderingen worden gemaakt om zo nauwkeurig mogelijke informatie van de conusweerstanden in de toplagen te verkrijgen.

Doorgaans kan volstaan worden met het uitvoeren van sonderingen. Afhankelijk van de (te verwachten) wisselvalligheid van de grondslag kan voor de onderlinge afstand tussen de sonderingen 15 à 25 m worden aangehouden.

B. Spanningen en vervormingen

De funderingsberekeningen kunnen gemaakt worden op basis van de sondeerresultaten. De bij toepassing van een op staal te funderen object benodigde waarden voor de grondparameters worden òf uit gegevens uit de omgeving betrokken òf geschat aan de hand van de sondeerwaarden. De nauwkeurigheid van de schatting hangt in sterke mate af van onder meer de geologische homogeniteit van de grond en de voorhanden zijnde gegevens uit de omgeving.

Het draagvermogen van een fundering op staal kan bepaald worden met behulp van de formule van Prandtl-Buisman.

Bij toepassing van een fundering op palen moet aandacht besteed worden aan mogelijke externe invloeden op de fundering. Afhankelijk van de paalbelasting en de paallengte kunnen houten of prefab betonpalen worden toegepast.

Bij de uitvoering dient bij een fundering op staal aan een aantal aspecten aandacht te worden besteed:

- de grondwaterstand; eventueel te installeren bemaling
- de kwaliteit van een eventueel aangebrachte grondverbetering.

2. Middelhoge gebouwen, kantoren en ziekenhuizen

A. Grondonderzoek

In het voorbereidende stadium kan het nuttig zijn enige sonderingen te laten uitvoeren, mede afhankelijk van de beschikbare gegevens uit de omgeving.

Indien een fundering op staal tot de mogelijkheden behoort, kan een verkennende boring aanvullende informatie verschaffen.

Voor het definitieve ontwerp moet de afstand tussen de te onderzoeken punten, mede afhankelijk van de resultaten van het vooronderzoek, ca 15 à 25 m bedragen.

Bij toepassing van een fundering op in de grond gevormde palen is het aan te bevelen het terreinonderzoek uit te breiden tot bijv. het 1,5-voudige aantal sonderingen dat vereist is voor een fundering op prefab palen. Het verdient aanbeveling tevens een aantal verkenningsboringen te maken.

B. Spanningen en vervormingen

De funderingsberekeningen worden gemaakt op basis van de sondeerresultaten. Geeft de opbouw van de grondslag daartoe aanleiding dan kunnen ongeroerde monsters worden beproefd, bijvoorbeeld ter bepaling van de samendrukkingseigenschappen.

Indien de waarden voor de benodigde grondeigenschappen geschat worden uit de sondeer- en/of boorresultaten moet aandacht worden besteed aan de spreiding in de resultaten.

Het draagvermogen van een fundering op staal kan berekend worden met behulp van de formule Prandtl-Buisman en indien horizontale belastingen optreden met behulp van de methode Meijerhof-De Beer.

Bij het ontwerpen van een fundering op palen moet aandacht besteed worden aan eventuele externe factoren die de fundering beïnvloeden.

Voor deze categorie gebouwen worden over het algemeen geen houten palen toegepast vanwege de geringe toelaatbare belasting. In aanmerking komen prefab betonpalen of in de grond gevormde palen, afhankelijk van de optredende belastingen en uitvoeringsmogelijkheden.

Tijdens de uitvoeringsomstandigheden moet aandacht besteed worden aan de invloed van een eventueel geïnstalleerde bemaling; de kwaliteit van een eventueel uit te voeren grondverbetering; de toepassing van geheide, dan wel niet geheide palen.

3. Hoge gebouwen, torenflats, schoorstenen, TV-torens

A. Grondonderzoek

Bij deze categorie gebouwen zal over het algemeen een grote horizontale belasting door de fundering moeten worden opgenomen.

Bij het vooronderzoek is het nuttig sonderingen met kleefmeting te laten maken in verband met de mogelijke toepassing van trekpalen, en een boring te laten uitvoeren met ongeroerde monsters indien een fundering op staal tot de mogelijkheden behoort.

De omvang van het grondonderzoek ten behoeve van het definitief ontwerp wordt aangepast aan de resultaten van het vooronderzoek.

Bij ontwerpen van kelders zijn de wrijvingseigenschappen van de grond van belang voor de berekening van de stabiliteit van de bouwputtaluds of ten behoeve van damwandberekeningen.

De gegevens hiervoor kunnen bepaald worden uit laboratoriumproeven en/of de sondeerresultaten.

B. Spanningen en vervormingen

De funderingsberekeningen worden opgesteld aan de hand van de sondeerresultaten en de gegevens uit boringen en laboratoriumproeven. Voor een fundering op staal kan de methode Meijerhof-De Beer worden gebruikt. Bij de berekening van de zettingen kan de spanningsspreiding bepaald worden met de tabellen van Jürgensson of de kaarten van Newmark.

Gedetailleerde berekeningen kunnen met behulp van de twee-dimensionale konsolidatietheorie met de computer worden gemaakt. De in deze modellen in te voeren waarden voor de grondparameters zijn echter moeilijk binnen nauwe grenzen te geven.

Bij een terrein met wisselvallige grondslag kan voor het dilateren van de bovenbouw rekening worden gehouden met het berekende zettingsverloop in de ondergrond.

Bij toepassing van een fundering op palen komen prefab betonpalen of in de grond te vormen palen in aanmerking.

Voor opmerkingen met betrekking tot de uitvoeringsaspecten wordt verwezen naar het onder 2 genoemde.

4. Offshore-constructies

A. Grondonderzoek

In het voorbereidend stadium van het ontwerp kunnen sonderingen en boringen worden gemaakt. Het verdient aanbeveling de boring zodanig uit te voeren dat er ongeroerde monsters worden verkregen ter bepaling van de noodzakelijke gegevens voor de berekeningen.

Voor het definitieve grondonderzoek kunnen dichtheidsmetingen worden uitgevoerd teneinde een inzicht te verkrijgen in de stabiliteit van de ondergrond onder de erop uitgeoefende belastingen.

Bij toepassing van open buispalen moeten voldoende gegevens met betrekking tot de wrijvingseigenschappen van de grond beschikbaar zijn.

B. Spanningen en vervormingen

De funderingsberekeningen worden opgesteld aan de hand van de sondeer- en boorresultaten, alsmede de resultaten van de laboratoriumbeproevingen. Een fundering op staal kan worden berekend volgens de methoden Brinch-Hansen of Meijerhof-De Beer. Teneinde voldoende draagkracht aan de ondergrond te onttelen, kan het nodig zijn de grondslag te verdichten. Na het uitvoeren van de verdichting moet de kwaliteit van de grondverbetering worden gecontroleerd.

Bij de toepassing van open buispalen moet tijdens het heien worden nagegaan of er propvorming in de buis optreedt. Er is nog te weinig van dit verschijnsel bekend om hierover een voorspelling te kunnen doen.

Bij draagkrachtberekeningen moet de invloed van de golfwerking op de konstruktie en de ondergrond worden beschouwd.

5. Pakhuizen

A. Grondonderzoek

Het grondonderzoek moet worden aangepast aan de in het algemeen zeer grote belastingen die optreden. Voor een fundering op palen wordt verwezen naar hetgeen is vermeld onder 2 en 3.

Bij toepassing van een fundering op staal kan in het voorbereidende stadium een boring met ongeroerde monsters worden gemaakt.

Hieruit kunnen de samendrukkings eigenschappen voldoende nauwkeurig worden bepaald.

B. Spanningen en vervormingen

Indien naast de bebouwing eveneens een grote belasting op het maai-veld wordt uitgeoefend, moet de invloed hiervan op de fundering nader worden onderzocht. De fundering kan horizontaal belast worden door de verhoogde horizontale spanningen in de grond door één-zijdige opslag.

Het vullen en ledigen van opslagruimte heeft een voortdurend be- en ontlasten van de grondslag tot gevolg. De invloed hiervan op de zettingen en het draagvermogen van de fundering moet worden onderzocht.

Na uitvoering van een eventuele grondverbetering moet voldoende controle op de kwaliteit ervan plaatsvinden.

De fundering op staal kan berekend worden met de methode Meijerhof-De Beer.

6. Silo's

Voor silo's geldt in principe hetzelfde als onder 5 Pakhuizen is genoemd. Silo's kunnen onderverdeeld zijn in compartimenten die elk afzonderlijk gevuld en geledigd kunnen worden.

Bij het ontwerp moet rekening gehouden worden met ongelijkmatige en excentrische belasting van de fundering.

De horizontale windbelasting kan een belangrijk aandeel in de totale belasting leveren. Bij uitvoering van het grondonderzoek moet gerekend worden op eventuele toepassing van trekpalen. Sonderingen met het meten van de plaatselijke kleef is daarom aan te bevelen.

De invloed van de wisselende belastingen op de fundering door het vullen en ledigen van de silo's moet in de ontwerpfase worden geanalyseerd.

7. Tanks

A. Grondonderzoek

Voor tanks wordt meestal gekozen voor een fundering op staal, eventueel na uitvoering van een grondverbetering.

Het grondonderzoek kan bestaan uit middelzware sonderingen met eventueel een aantal verkennende boringen.

Het plaatsen van peilbuizen om de grondwaterstand te volgen kan raadzaam zijn in verband met uitvoeringsproblemen of in verband met de stabiliteit van het grondmassief onder de tank.

Bij uitbreiding van een tankpark is over het algemeen voldoende informatie beschikbaar om een oriënterend grondonderzoek achterwege te laten.

B. Spanningen en vervormingen

Voor de berekening van de spanningsverhoging in de ondergrond kunnen de tabellen van Jürgensson en de invloedskaarten van Newmark worden gebruikt. In combinatie met de één dimensionale consolidatietheorie van Terzaghi-Buisman-Koppejan zijn de zettingen voldoende nauwkeurig te berekenen.

Ten gevolge van de belastingspreiding is onderlinge beïnvloeding van de tanks mogelijk, afhankelijk van de onderlinge afstand, het voorkomen van samendrukbaar materiaal en de diepte ervan.

De horizontale belasting door de wind moet bij een fundering op staal worden opgenomen door de wrijving tussen de tankbodem en de funderingsgrondslag.

Bij op palen gefundeerde tankparken kan er trek in de palen optreden. Sonderingen uitgevoerd met een meting van de plaatselijke kleef zijn in dat geval aan te bevelen voor de berekening van de trekpalen.

Bij het plaatsen van meer tanks op één funderingsplaat kan de funderingsplaat excentrisch worden belast als gevolg van het afwisselend vullen en ledigen van de afzonderlijke tanks.

Na het uitvoeren van een grondverbetering moet de kwaliteit ervan gecontroleerd worden.

8. Bruggen en viaducten

A. Grondonderzoek

Het terreinonderzoek wordt meestal meteen als definitief onderzoek uitgevoerd. Indien een fundering op staal tot de mogelijkheden behoort, is het aan te bevelen een goed inzicht te verkrijgen in de mogelijke zettingsverschillen. Daartoe kunnen samendrukkingsproeven op een aantal ongeroerde monsters worden gedaan.

Omdat deze konstrukties over het algemeen gevoelig zijn voor zettingsverschillen is het beter af te gaan op de resultaten van laboratoriumproeven dan de benodigde gegevens te schatten uit de sondeerwaarden.

B. Spanningen en vervormingen

De zettingen bij een fundering op staal kunnen berekend worden met behulp van de eendimensionale konsolidatietheorie van Terzaghi-Buisman-Koppejan.

Het draagvermogen van een funderingselement op staal kan berekend worden met de methode Brinch-Hansen of Meijerhof-De Beer.

Bij een fundering op palen kan gebruik worden gemaakt van prefab betonpalen of in de grond te vormen palen. De aardebaan van het landhoofd kan een horizontale belasting op de funderingspalen uitoefenen. Over het algemeen zal deze belasting minder zijn naarmate het aanbrengen van de palen langer na het aanbrengen van de aardebaan plaatsvindt.

9. Keermuren, damwanden en diepwanden

A. Grondonderzoek

Het grondonderzoek moet onder meer gericht zijn op de bepaling van de waarden van de verschillende voor de berekening van belang zijnde grondparameters.

Ten behoeve van het voorlopig ontwerp kunnen de waarden geschat worden aan de hand van sonderingen en verkennende boringen, bijvoorbeeld Begemann-boringen $\varnothing$ 29 mm. Voor het definitieve ontwerp kunnen boringen worden uitgevoerd met ongeroerde monsters ter bepaling van de volumieke massa ρ , de hoek van inwendige wrijving ϕ en de cohesie c .

Eveneens is de bepaling van de waterspanningen van belang.

Hiertoe kunnen enige peilbuizen en/of waterspanningsmeters worden geplaatst die worden afgelezen vanaf enige tijd vóór de aanvang van de uitvoering.

B. Spanningen en vervormingen

Ten behoeve van het voorontwerp kan een berekening volgens de methode Blum worden opgezet. Voor meer gedetailleerde berekeningen kunnen berekeningen met behulp van de computer worden uitgevoerd. Hierbij wordt de horizontale beddingconstante van de grond als parameter ingevoerd. De bepaling van deze parameter is in veel gevallen nog onvoldoend nauwkeurig mogelijk onder meer door het ontbreken van voldoende proefbelastingen; om een indruk te krijgen van de horizontale beddingsconstanten kunnen pressiometerproeven worden gedaan.

Verschillende fasen van ontgraven en/of aanvullen kunnen met de computer snel worden doorgerekend. De volgorde van ontgraven en/of aanvullen heeft invloed op de uiteindelijke spanningen en vervormingen in de damwand.

Bij de uitvoering moet aandacht besteed worden aan de heibaarheid van het gekozen damwandprofiel. Het kan voorkomen dat het toe te passen profiel niet uit overwegingen van sterkte wordt bepaald, maar met het oog op de heibaarheid.

Indien voor keermuren een grondverbetering noodzakelijk is, is controle op de kwaliteit ervan aan te bevelen.

Een analyse van eventuele grondwaterstroming rondom de konstruktie moet in het ontwerpstadium plaatsvinden.

Behalve een kerende funktie kunnen deze konstrukties ook een dragende funktie hebben. Damwanden en diepwanden ontleen hun draagvermogen hoofdzakelijk aan de wrijving tussen de wand en de grond. Het aandeel van de puntweerstand in het totale draagvermogen is gering.

In hoeverre bij toepassing van stalen damwand gerekend mag worden op propvorming aan de punt is met onvoldoende zekerheid te voorspellen. Er wordt aangeraden bij het ontwerp niet te rekenen op een dergelijke propvorming. Het vertikale draagvermogen van een damwand kan worden vergroot door het opnemen van aan de onderzijde gesloten kokerpalen in de damwand. Het puntdraagvermogen hiervan kan worden berekend als van een geheide prefab betonpaal.

Keermuren, gefundeerd op staal, zijn gevoelig voor ongelijkmatige zettingen. Hierdoor wordt de krachtsverdeling in de konstruktie beïnvloed. Met behulp van dilatatievoegen kunnen zettingsverschillen enigermate worden opgenomen.

10. Sluizen en tunnels

A. Grondonderzoek

Bij het oriënterend grondonderzoek kunnen sonderingen met kleefmeting worden uitgevoerd om van de wrijvingseigenschappen van de grond een indruk te krijgen. Doorgaans zullen deze konstrukties onderworpen worden aan grote opwaartse waterdrukken. Bij een bovenbelasting van grond en/of water kunnen de resulterende belastingen neerwaarts gericht zijn. Zijn de resulterende belastingen in ontwerp-omstandigheden omhoog gericht, dan zijn trekkonstrukties in de vorm van palen, groutankers, onderwaterbeton nodig.

Ter bepaling van de waterspanningen en stijghoogten in het grondmassief kunnen waterspanningsmeters en peilbuizen worden geïnstalleerd. De gegevens hiervan zijn van belang voor de berekeningen. Het verdient aanbeveling bij het grondonderzoek een aantal boringen te maken.

B. Spanningen en vervormingen

Als gevolg van het installeren van een bemaling worden de water- en korrelspanningen in de omgeving gewijzigd. De gevolgen hiervan moeten geanalyseerd worden en tijdens de uitvoering moeten maatregelen getroffen worden om schadelijke invloeden van een bemaling te beperken of te voorkomen.

In de ontwerpomstandigheden kunnen grondwaterstromingen rondom de konstruktie optreden. De kwellengte kan worden vergroot door het opnemen van damwandschermen.

11. Rioleringen en pijpleidingen

A. Grondonderzoek

Oriënterend grondonderzoek kan in het algemeen achterwege blijven. Het grondonderzoek moet zo worden opgezet dat in één fase voldoende gegevens beschikbaar zijn.

De fundering wordt meestal als fundering op staal uitgevoerd. Middels zware sonderingen geven de nauwkeurigste informatie.

B. Spanningen en vervormingen

De dimensionering van dit type constructie wordt in sterke mate beïnvloed door het gedrag van de grond. Het is daarom van belang de voor de zettingsberekening benodigde gegevens zo nauwkeurig mogelijk vast te stellen.

Er zijn berekeningsmodellen beschikbaar, waarbij uitgegaan wordt van het verenmodel van de grond. Hierbij moet zowel de verticale als de horizontale beddingkonstante worden ingevoerd. Er zal nog nader onderzoek moeten worden gedaan om deze parameters voldoende nauwkeurig te bepalen.

Indien een grondverbetering noodzakelijk is, moet de kwaliteit ervan gecontroleerd worden.

Aangezien de kwaliteit van de aanvulgrond van grote invloed is op het vervormingsgedrag van de constructie, is het raadzaam vooraf eisen op te stellen waaraan bijvoorbeeld de conusweerstand van de aanvulgrond moet voldoen. Een voortdurende controle tijdens de uitvoering is dan ook vereist.

Aan kruisingen van leidingen met watergangen en waterkeringen moet uitvoerig aandacht worden besteed. Dienaangaande wordt verwezen naar publikaties ter zake.

12. Terreinen i.c. ophogingen

A. Grondonderzoek

In het kader van het ophogen van terreinen kan het oriënterend grondonderzoek bestaan uit een aantal verkennende sonderingen en boringen om een eerste indruk te krijgen van de optredende zettingen.

Voor het definitieve ontwerp kan het grondonderzoek, afgestemd op de eerder verkregen resultaten, aangevuld worden met het steken van ongeroerde monsters teneinde de zettingen en het zettingsverloop nauwkeuriger te kunnen voorspellen.

Het zettingsproces kan met behulp van zakbaken, peilbuizen en water-spanningsmeters gevolgd worden.

B. Spanningen en vervormingen

Afhankelijk van het gebruik van de opgehoogde terreinen kan een lichte gebouw- of opslagbelasting gefundeerd worden op staal. Zwaardere belastingen zullen een fundering op palen vereisen als de ondergrond van zodanige kwaliteit is dat er te grote zettingsverschillen in de konstrukties optreden bij een fundering op staal. Een onderzoek is nodig naar het optreden van negatieve kleef op de paalfundering en naar eventueel toe te passen methode om de kleef te verminderen.

Alvorens het terrein te bebouwen, kan men het zettingsproces geheel of gedeeltelijk laten optreden, om de zettingen en zettingsverschillen na het bebouwen te beperken.

Het zettingsproces kan versneld worden door de toepassing van o.m. zandpalen, kunststofdrains of andere technieken om het overspannen poriënwater versneld uit de samendrukbare lagen te laten afvloeien.

13. (Spoor)wegen en dijken

A. Grondonderzoek

Om een eerste indruk te krijgen van de opbouw van de grondslag kan een geo-elektrisch onderzoek dienen. Tevens kan een aantal sonderingen gemaakt worden. Men loopt echter het risico dat inhomogeniteiten, zoals b.v. opgevulde krekken, niet worden onderkend. Een aantal verkennende boringen kan het beeld komplementeren. Het grondonderzoek kan, afgestemd op de resultaten van het oriënterend onderzoek, aangevuld worden met een aantal boringen met ongeroerde monsters ter bepaling van de samendrukkingseigenschappen, de doorlatendheid en de wrijvingseigenschappen van de grond.

B. Spanningen en vervormingen

De berekeningen hebben betrekking op zettingen en stabiliteit. Globale berekeningen kunnen worden uitgevoerd met geschatte waarden voor de grondeigenschappen. Voor nauwkeuriger berekeningen zijn de gegevens van laboratoriumonderzoeken aan te bevelen.

De stabiliteit moet zowel in de uitvoeringsfase als in de definitieve toestand voldoende zijn.

Bij het verbreden van bestaande wegen en dijken moet er rekening mee gehouden worden dat de verbreding een eigen zettingsgedrag heeft.

Bij de aansluiting op het bestaande gedeelte kan dat aanleiding zijn tot ongelijkmatige zettingen en scheurvorming in het wegdek.

Het zettingsproces kan worden versneld door het toepassen van bijvoorbeeld zandpalen.

Bij het maken van dijken en/of verbreden ervan moet onderzocht worden of en in welke mate gerekend moet worden op grondwaterstroming.

De verandering in de waterstand voor een rivierdijk kan van lange duur zijn. Dit aspekt moet in de stabiliteitsberekeningen betrokken worden.

Tijdens de uitvoering kan het zettingsverloop gevolgd worden met behulp van zakbaken. Indien wordt opgehoogd in meer slagen kan, bij een homogene ondergrond, het verloop van de waterspanningen gevolgd worden, teneinde de aanpassing van de ondergrond vast te stellen en het tijdstip te bepalen waarop de volgende laag kan worden opgebracht.

14. Ingravingen

A. Grondonderzoek

Ingravingen worden toegepast bij bijvoorbeeld cunetten voor wegen of dijken, voor kanaal of voor zandwinputten.

Het grondonderzoek ten behoeve van ingravingen is gelijk aan dat van onder 13 genoemd.

Als gevolg van ruimteproblemen zullen de oeverbegrenzings van kanalen dikwijls worden uitgevoerd als damwand. De aard en de om- van grondonderzoek moeten erop gericht zijn voor de berekening van van de damwand voldoende gegevens te verkrijgen.

B. Spanningen en vervormingen

De berekeningen hebben betrekking op de stabiliteit van taluds en oeverkonstrukties. Bij zandwinputten moet de stabiliteit van het grondmassief gerelateerd worden aan de dichtheid van het zand en moet onderzoek plaatsvinden naar mogelijke zettingsvloeiing.

In de ontwerpfase moet aandacht besteed worden aan mogelijke grondwaterstromingen.

A. Grondonderzoek

Het grondonderzoek moet zodanig worden opgezet dat een goed beeld wordt verkregen in de variatie van de grondopbouw en de mechanische eigenschappen van de diverse grondlagen.

Er moet naar gestreefd worden inzicht te krijgen in de spreiding van de resultaten van terrein- en laboratoriumonderzoek. De spreiding in de resultaten wordt mede betrokken in de beschouwing over de veiligheid van de constructie.

I. Oriënterend grondonderzoek

Het oriënterend grondonderzoek wordt uitgevoerd vóór of tijdens het voorlopig ontwerp van de constructie. In dit stadium kan een indruk verkregen worden van de mogelijke funderingswijzen en een schatting van de mechanische eigenschappen van de grond. De resultaten van het vooronderzoek kunnen mede het definitief ontwerp bepalen.

Het oriënterend onderzoek bestaat uit:

I.1. Het verkrijgen van informatie.

- a. Het raadplegen van geologische kaarten en beschrijvingen m.b.t. de opbouw van de grondslag;
- b. het raadplegen van waterstaatskaarten en het grondwaterstandenarchief van TNO;
- c. het gebruik maken van de ervaring en de voorschriften welke aanwezig zijn bij de gemeentelijke diensten;
- d. het bestuderen van grondonderzoek dat in de omgeving is uitgevoerd.

I.2. Het verrichten van grondonderzoek.

Het grondonderzoek moet tot een zodanige diepte worden voortgezet dat voldoende informatie wordt verkregen van alle relevante grondformaties. Dit wordt mede bepaald door de aard van de constructie.

Het grondonderzoek kan, mede afhankelijk van de gegevens die volgen uit A.I.1., bestaan uit:

- I.2.a. middelzware sonderingen met plaatselijke kleefmeting. Deze sonderingen kunnen worden gemaakt wanneer de gegevens betreffende de minder vaste ($q_c < 15 \text{ MN/m}^2$) lagen van belang zijn. Uit de verhouding $q_c:q_f$ kan men informatie verkrijgen over de samenstelling van de diverse grondlagen. Zie hiervoor hoofdstuk D
- I.2.b. zware sonderingen met plaatselijke kleefmeting. Indien het van belang is de grondslag te verkennen tot grotere (25 à 40 m) diepten, of wanneer er op geringere diepten grondlagen met een vastheid $> 15 \text{ MN/m}^2$ voorkomen.
- I.2.c. geo-elektrisch onderzoek. Dit onderzoek dient ertoe om een globale indruk te krijgen van de grondopbouw over grotere afstanden, b.v. bij de aanleg van wegen en dijken.
- I.2.d. boringen.

Voor een oriënterend onderzoek kunnen de volgende boringen worden gemaakt: (Voor een nadere beschrijving zie hoofdstuk C).

 - I.2.d.1. lepelboring
 - I.2.d.2. steekboring
 - I.2.d.3. pulsborings
 - I.2.d.4. Begemannboring $\varnothing 29 \text{ mm}$
 - I.2.d.5. Ackermannboring
- I.2.e. een onderzoek naar de grondwaterstand.

Indien te weinig gegevens bekend zijn uit het grondwaterstandenarchief van TNO of als er onvoldoende gegevens van vroeger uitgevoerd onderzoek in de naaste omgeving bekend zijn, kan voor niet-cohesieve gronden een aantal peilbuizen worden geplaatst in combinatie met het maken van een boring.

Het toestromen van het grondwater vergt enige tijd. Bij het aflezen moet hiermee rekening worden gehouden.

De peilbuizen moeten gedurende een lange periode worden afgelezen om de seizoensinvloeden te kunnen kwantificeren.

In cohesieve gronden kunnen waterspanningsmeters worden geplaatst. Om in niet-cohesieve gronden een eventuele stroming van het grondwater te onderkennen, moeten enige peilbuizen geplaatst worden.

II. Definitief grondonderzoek

Wanneer het ontwerp al in een vergevorderd stadium is alvorens grondonderzoek wordt gedaan, zal het oriënterend terreinonderzoek over het algemeen achterwege blijven. Er kan volgens I.1. informatie betreffende de grondslag worden verzameld.

Een definitief grondonderzoek wordt uitgevoerd voor

- II.1. constructies met een fundering in a. de bovenlagen (staal, putten)
b. de diepere lagen (paalfundering);
- II.2. het verkrijgen van gegevens over de ondergrond met betrekking tot constructies zoals dijken, wegen, damwanden.

II.1.a. Constructies met een fundering op staal. Doorgaans zijn de toplagen de belangrijkste.

Het definitief grondonderzoek voor de constructies met een fundering op staal kan bestaan uit:

II.1.a.1. middelzware sonderingen met of zonder plaatselijke kleefmeting. Het onderzoekprogramma wordt afgestemd op de resultaten van een eventueel vooronderzoek.

II.1.a.2. zware sonderingen, als het oriënterend onderzoek daar aanleiding toe geeft, b.v. vóórkomen van vaste tussenlagen.

Met middelzware sonderingen kan door toepassing van een aangepast meetlichaam een nauwkeuriger beeld van de vastheid van de slappe lagen worden verkregen dan met zware sonderingen.

II.1.a.3. boringen.

Afhankelijk van de grondslag die m.b.v. de sonderingen is verkend, kunnen de volgende boormethoden in aanmerking komen:

- | | | |
|---------------------------------------|---|--|
| a) Ackermannboringen | } | zonder ongeroerde monsters |
| b) Begemannboring $\varnothing$ 29 mm | | |
| c) Begemannboring $\varnothing$ 66 mm | } | voor het steken
van ongeroerde monsters |
| en Ackermannboringen | | |

Voor een beschrijving en het toepassingsgebied van de diverse boormethoden, zie hoofdstuk C.

II.1.a.4. grondwaterstand.

De bepaling van de grondwaterstand is van belang voor ondermeer:

- het berekenen van het draagvermogen van een fundering op staal
- de vaststelling van de lengte van houten palen
- de bepaling van de capaciteit van een te installeren bemaling
- de drukverdeling achter een kerende constructie
- de stroming door een grondmassief
- het berekenen van de veiligheid tegen opbarsten van een bouwputbodem.

Voor de vaststelling van de grondwaterstand in de toplagen en ter bepaling van de stijghoogten in de diepere zandige lagen kunnen peilbuizen worden geplaatst. Tevens kan voor de bepaling van de waterspanning in de cohesieve lagen gebruik worden gemaakt van waterspanningsmeters. Voor een beschrijving en het toepassingsgebied van de diverse w.s.m. zie hoofdstuk C.

Voor het ontwerp van de constructie is een aantal eigenschappen van de grond benodigd. De kwantitatieve bepaling van de mechanische eigenschappen gebeurt in het laboratorium. Over het algemeen zijn proeven vereist om de ϕ - en c-waarden vast te stellen, alsmede de samendrukkingseigenschappen en de volumegewichten van de grond.

II.1.a.5. Laboratoriumproeven

Voor een beschrijving van de proeven: zie hoofdstuk C.

a) Bepaling van de samendrukkingseigenschappen:

In het algemeen kan men een tweetal proeven uitvoeren.

1. Samendrukkingproef. Indien op grond van de sonderingen en boringen voor de constructie grote zettingsverschillen zijn te verwachten, zijn t.b.v. een nauwkeurige berekening samendrukkingproeven nodig. Afhankelijk van de variatie in de aangetroffen grondslag dient het aantal proeven te worden vastgesteld.
2. Doorlatendheidsproef. Met deze proef wordt de waterdoorlatendheid van een grondmonster bepaald. Mede met de resultaten van deze proef is een voorspelling te doen over het zettingsverloop van een zettingsgevoelige laag. Het aantal proeven dient in overeenstemming te zijn met de aangetroffen variatie in de grondopbouw.

b) Bepaling van de ϕ - en c-waarden ten behoeve van het stabiliteitsonderzoek van een fundering op staal.

Hiervoor staat een aantal proeven ter beschikking (zie ook: Hoofdstuk C).

1. Schuifproef. Hierbij worden de ϕ - en c-waarden bepaald door een horizontaal schuifvlak te forceren. Deze proef kan vooral bij horizontaal gelaagde monsters goed worden toegepast.
2. Celproef. Afhankelijk van de constructie kan een drietal procedures worden gevolgd ter bepaling van ϕ en c. Zie hoofdstuk C.
3. Triaxiaalproef.

- c) Zowel bij zettings- als bij stabiliteitsberekeningen is het vereist de volumegewichten van de grond te bepalen.
- d) Bij toepassing van een grondverbetering kan de samenstelling van het zand, dat voor de grondverbetering wordt gebruikt, gecontroleerd worden aan de hand van een zeefkromme.

II.1.b. Constructies met een fundering op palen.

Het definitief grondonderzoek voor constructies op palen zal kunnen bestaan uit:

II.1.b.1. middelzware sonderingen met plaatselijke kleefmeting, voor laagbelaste palen, b.v. houten palen.

II.1.b.2. zware sonderingen voor hoogbelaste palen, en in die gevallen waar de middelzware sondering onvoldoende informatie geeft over de opbouw van de grond onder de paalpunt.

De te verkrijgen informatie moet betrekking hebben op de indringingsweerstand van de grond met het oog op een voorspelling van het heiproces en de eventueel daarbij te verwachten moeilijkheden. Voor in de grond gevormde palen is de registratie van de conusweerstand van de slappe lagen van belang in verband met de benodigde horizontale steundruk van de grond voor de verse betonspecie.

Voor deze gevallen kan in de slappe lagen gemeten worden met een middelzwaar meetlichaam. Bij het overschrijden van de capaciteit van de meetapparatuur kan van de middelzware sondering worden overgegaan op een meetlichaam van zware sonderingen.

II.1.b.3. boringen. Over het algemeen zullen geen boringen nodig zijn. Slechts indien teruggangen in conusweerstand zijn gemeten, waarvan de oorzaak kan worden toegeschreven aan samendrukbaar materiaal en/of losgepakt zand, kan men dit d.m.v. een boring onderzoeken, indien er althans een mogelijk basisniveau voor de palen boven de teruggang aanwezig is.

Voor de toepassing van in de grond te maken palen kan de doorlatendheid en de gradering van de funderingszandlaag van belang zijn voor de bepaling van de speciesamenstelling.

II.1.b.4. pressiometerproeven.

Deze proeven kunnen worden genomen indien gegevens gewenst zijn met betrekking tot de horizontale spanningstoestand van de grond. Uit de meetresultaten kunnen waarden voor de horizontale beddingskonstanten van de grond worden afgeleid.

II.1.b.5. grondwaterstand

De grondwaterstand in de top laag en de stijghoogten van het grondwater in de diepere zandlagen kunnen bepaald worden m.b.v. peilbuizen. Indien er een verschil in stijghoogten tussen de verschillende watervoerende lagen bestaat, kan het bij toepassing van verbrede puntpalen vóórkomen dat er een verbinding tussen de diverse lagen ontstaat.

Tijdens het heien kan in fijne zanden wateroverspanning optreden hetgeen een verlaging van de kalender tot gevolg heeft, in afwijking tot wat op grond van de sondering verwacht mag worden. Bij de interpretatie van de kalenders moet met dit verschijnsel rekening worden gehouden. Controle op de stuit kan worden verkregen door naheien.

Bij in de grond te maken palen is het van belang te weten of en in welke mate er een grondwaterstroming optreedt, zodat eventueel maatregelen kunnen worden genomen om uitspoelen van de verse betonspecie in zeer doorlatende grond te voorkomen. Tevens kan het zuur- en zoutgehalte van het grondwater worden bepaald in verband met mogelijke aantasting van de beton en de wapening.

II.1.b.6. laboratoriumproeven.

Doorgaans zullen geen laboratoriumproeven nodig zijn, behalve in die gevallen, waarbij onder het basisniveau samendrukbare lagen worden aangetroffen, die onder de nieuwe belasting kunnen vervormen.

II.2. Het verkrijgen van grondmechanische gegevens met betrekking tot constructies zoals dijken, wegen, damwanden etc.

Voor deze constructies kan het grondonderzoek bestaan uit:

a) middelzware sonderingen met plaatselijke kleefmeting om een nauwkeurige registratie van de vastheid van de slappe lagen te verkrijgen.

b) zware sonderingen.

c) boringen. Van groot belang is het steken van ongeroerde monsters aangezien voor ondermeer de sterkteberekening van een damwand een nauwkeurig inzicht vereist is in de verschillende mechanische eigenschappen van de grond.

Dientengevolge komen die boormethoden in aanmerking, die het steken van ongeroerde monsters mogelijk maken, zoals de Ackermannboring en de brede Begemannboring.

d) grondwater. Naast het plaatsen van peilbuizen dient men de water-spanning in de verschillende slappe lagen met de tijd te kunnen volgen. Naarmate de wateroverspanning (als gevolg van een belastingverhoging) afneemt, zal de horizontale grondspanning verminderen. Bij de ontwerpberekening moeten gegevens met betrekking tot de water(over)spanning voorhanden zijn.

Het plaatsen van waterspanningsmeters is dan vereist. Voor de verschillende typen w.s.m. zie Hoofdstuk C.

e) ter bepaling van de horizontale en verticale beddingconstanten kunnen plaatdrukproeven in het terrein worden gedaan.

Een andere terreinmeting ter bepaling van de horizontale beddingskonstante is de pressiometerproef.

f) dichtheidsmetingen. In het terrein wordt de dichtheid van zandformaties vastgesteld. Deze gegevens worden vergeleken met de resultaten van dichtheidsproeven in het laboratorium. Hieruit kunnen conclusies worden getrokken m.b.t. de zettingsvloeiingsgevoeligheid van de betreffende lagen.

g) lab. proeven hebben betrekking op:

1. samendrukkingseigenschappen;
2. doorlatendheid;
3. ϕ - en c-waarden bepaling;
4. gronddrukcoëfficiënt λ_a , λ_n en λ_p ;
5. beddingsconstanten;
6. verdichtingsmogelijkheid.

II De spanningen en vervormingen rondom een funderingselement

Algemeen

De keuze van het funderingssysteem wordt gedeeltelijk bepaald door de (spreiding in de) grondcondities en deels door de constructie en de uitvoeringsmogelijkheden. De eventuele grondverbetering onder een fundering op staal moet bij de kostenafweging tussen een fundering op staal en een fundering op palen worden betrokken. Elk funderingstype heeft zijn eigen lastzakkingsgedrag onder overigens gelijke grondcondities. Het naast elkaar gebruiken van verschillende funderingsmethoden in één constructie is in principe mogelijk. Aandacht moet worden besteed aan de zettingsverschillen en zettingsnelheid. De zettingsverschillen kunnen zoveel mogelijk beperkt worden door de aanlegdiepte en de funderingsafmeting zodanig te kiezen dat zettingen van de verschillende onderdelen bij benadering aan elkaar gelijk zijn.

Bij het funderingsontwerp dient ervan te worden uitgegaan dat de zettingen en zettingsverschillen beperkt blijven. Deze beperking komt enerzijds voort uit constructieve overwegingen, anderzijds wordt deze eis bepaald door overwegingen die voortkomen uit het gebruik of het functioneren van de constructie.

II- 1. Staalfundering

De aanlegdiepte van een fundering op staal wordt o.a. bepaald door:

- aanwezigheid van een geschikte grondslag;
- mogelijkheden voor en kosten van een eventuele grondverbetering;
- zettingen en zettingsverschillen.

Bij staalfunderingen kan onderscheid worden gemaakt tussen:

- a) Een fundering op stroken en platen. Dit funderingstype kan worden gebruikt wanneer het aanlegniveau niet dieper dan ca 1 à 2 m beneden het maaiveld ligt. Indien de grondslag daar aanleiding toe geeft kan een grondverbetering worden toegepast. Een strokenfundering kan zodanig ontworpen worden dat de zettingen overal zoveel mogelijk gelijk zijn door het aanpassen van de strookbreedte en de aanlegdiepte aan de grondslag.
- b) Een putten- en poerenfundering voor een fundering met een aanlegdiepte groter dan bijv. 1,5 à 2 m. Het is mogelijk grote geconcentreerde lasten via de fundering over te brengen op een draagkrachtige grondslag. Ook dit funderingstype kan worden toegepast in combinatie met een grondverbetering.
- c) Diep gelegen funderingselementen zoals caissons en diepwanden voor grote geconcentreerde belastingen.

II-1.a Invloeden op de spanningen en vervormingen rondom een staalfundering door oorzaken buiten de constructie

Er zijn diverse invloeden aan te wijzen die niet direct bij de constructie betrokken zijn, maar die wel een belangrijk effect kunnen hebben op de spanningen en dus de vervormingen rondom de fundering.

Deze invloeden kunnen optreden zowel tijdens als na de bouw en kunnen tijdelijk als blijvend zijn. Alle mogelijke gevolgen van de invloeden zowel tijdens als na de bouw moet in het ontwerpstadium worden bestudeerd.

Zo valt hierbij te denken aan:

- bemaling. Zowel ten behoeve van de betreffende fundering als in het kader van andere werkzaamheden kan een bronnering zijn aangelegd. Een onderzoek naar het voorkomen en de werking van meer of minder waterdoorlatende lagen is dan vereist.

Het verlagen van de grondwaterspanning heeft een verhoging van de korrelspanning tot gevolg, die aanleiding geeft tot deformaties van samendrukbare lagen. Wanneer deze vervormingen optreden binnen het invloedsgebied van een funderingselement, zal ook de fundering zakken.

Daar waar het aanleggen van kelders grote wateronttrekking noodzakelijk maakt, zullen, indien de wateronttrekking schadelijk is voor bestaande bebouwing reeds bij het ontwerp maatregelen moeten worden voorgesteld om de schade te beperken of te voorkomen.

Eventueel kan overwogen worden het ontwerp te wijzigen.

Indien ten behoeve van de uitvoering van funderingswerkzaamheden de grondwaterstand tijdelijk moet worden verlaagd, moeten de pompen zodanig worden uitgeschakeld na beëindiging van het werk, dat ten gevolge van de grondwaterstroming de funderingsgrondslag niet in kwaliteit achteruit gaat.

- ophogingen rondom de fundering kunnen eveneens aanleiding geven tot ontoelaatbare spanningsverhogingen en dientengevolge horizontale en/of verticale deformaties. De nieuwe spanningstoestand kan worden bepaald met o.a. de formules van Boussinesq, Jürgensson en Newmark.

De zettingen dientengevolge kunnen over het algemeen voldoende nauwkeurig berekend worden aan de hand van de theorie van de eendimensionale consolidatie van Terzaghi. Nauwkeuriger berekeningen kunnen m.b.v. de computer worden uitgevoerd aan de hand van de tweedimensionale consolidatietheorie. De hiervoor benodigde waarden voor de grondparameters E en ν kunnen in het laboratorium worden bepaald, dan wel geschat aan de hand van literatuurgegevens. De met deze methode opgebouwde ervaring is echter nog gering, terwijl de kosten van een dergelijke methode moeten worden afgewogen tegen een grovere, maar in vele gevallen toch voldoende nauwkeurige berekening m.b.v. de ééndimensionale consolidatietheorie.

- ontgravingen, ingravingen, bouwputten.

Tweeërlei zaken moeten hierbij worden beschouwd:

1. het onderzoek naar de stabiliteit van het grondmassief;
2. het onderzoek naar de bezwijkbelasting van de fundering.

ad. 1. De stabiliteit van het grondmassief is mede afhankelijk van de geometrie van het terrein. Ter bepaling van de veiligheid tegen evenwichtsverlies van het grondmassief moeten diverse grondparameters zoals het volumegewicht, en de ϕ - en c -waarden worden bepaald dan wel voldoende nauwkeurig geschat. Het is dikwijls mogelijk m.b.v. een bronnering de stabiliteit van de taluds en de bodem te vergroten door het instellen van een intredend verhang. Dit lukt alleen bij voldoende doorlatende gronden.

ad. 2. De grensbelasting van de fundering. In- en ontgravingen naast een bestaande of te ontwerpen fundering doen de grensbelasting verminderen als gevolg van de vermindering van de (vertikale) spanning naast het aanlegniveau van de fundering. Ook bij het naderen van de grensbelasting zullen er grotere vervormingen optreden, dan die waarbij geen vermindering van de verticale spanning optrad.

- de invloed van trillingen door o.a. heien, op staal gefundeerde trillende machines.
- de verandering van de grondeigenschappen door seizoeninvloeden, bijv. uitdrogen door verlaging van de grondwaterstand, invloed van chemicaliën en warmte.

II-1b De berekening van de grensbelasting van een funderingselement op staal

De berekening wordt uitgevoerd met een aantal relevante grondparameters als ϕ - en c -waarden. Bij de interpretatie van de laboratoriumresultaten of wanneer geschatte waarden worden gebruikt, wordt aanbevolen de gegevens statistisch te bewerken volgens de onder hoofdstuk D genoemde methoden. Het aantal gegevens en de kwaliteit van de monsters spelen in deze methoden een belangrijke rol.

Een fundering op staal wordt doorgaans toegepast bij een grondslag bestaande uit zand, in natuurlijke staat aanwezig dan wel aangebracht als grondverbetering.

Het last-zakkingsdiagram van een funderingselement op zand kan kwalitatief als volgt worden weergegeven.

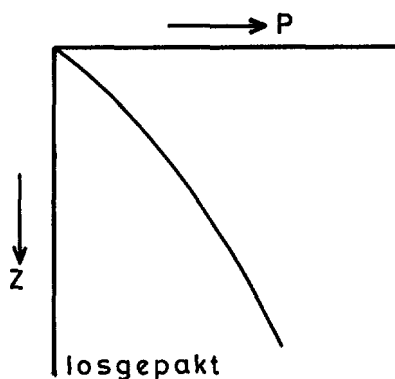


fig. 1

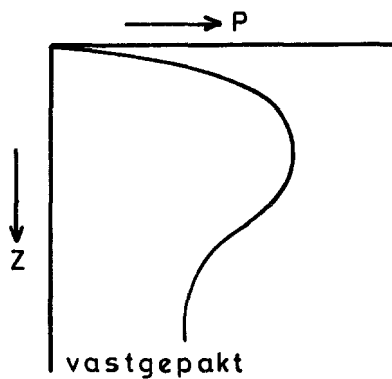


fig. 2

Uit bovenstaande figuren blijkt dat vóór het bereiken van het bezwijkstadium de zettingen kleiner zijn bij vastgepakt dan bij losgepakt zand.

Naarmate het zand in een vastere pakking verkeert, is de ϕ -waarde hoger. Bij zand wordt de cohesie $C = 0$ gesteld.

II 1-b-1. vertikaal

Ter bepaling van de grensbelasting van een funderingselement kan een aantal methoden worden gevolgd. Voor de onder B.I.1. sub a genoemde funderingstypen kan de methode Prandtl-Buisman worden toegepast, mits er geen sprake is van een horizontale belasting op de fundering. Indien de belasting een horizontale component heeft kan de methode Brinch-Hansen of Meijerhof-de Beer worden gebruikt. Funderingstypen genoemd onder B.I.1. sub b en c kunnen eveneens volgens deze methode worden berekend. Laatstgenoemde rekenmethoden brengt het gedrag van de grond gedetailleerder in rekening dan de methode Prandtl-Buisman.

II-1-b-2. horizontaal

Indien de fundering onderworpen is aan een horizontale belasting moet worden nagegaan of de fundering niet schuift of kantelt.

De bepaling van de toelaatbare belasting op het funderingselement kan geschieden volgens de methode Brinck-Hansen of Meyerhof-de Beer, gekombineerd met het vermelde in hoofdstuk D m.b.t. de bepaling van de veiligheidscoëfficiënten. Wanneer een fundering bestaat uit meer funderingselementen moet rekening worden gehouden met de mogelijkheid van onderlinge beïnvloeding. Dit kan tot uiting komen in een verandering van het lastzakingsgedrag t.o.v. een enkel funderingselement. Als gevolg van de belastingspreiding zal onder een funderingselement zetting optreden door het belasten van de omringende elementen.

Doorgaans dient de grondslag beneden het aanlegniveau van de fundering te bestaan uit voldoende (ver)dicht zand. De bezwijkbelasting van een fundering neemt sterk af indien er een grondslag met een relatief geringe conusweerstand aanwezig is ($q_c < 1,0 \text{ à } 1,5 \text{ MN/m}^2$). Het is daarom aan te raden eventueel een grondverbetering toe te passen, waarbij over een diepte van 0,75 à 1 m afhankelijk van de constructie te verdichten zand wordt aangebracht.

Controle op de aanwezigheid van de aangenomen eigenschappen van de grondverbetering en controle tijdens de uitvoering zijn noodzakelijk.

Ten gevolge van de spanningsverhoging worden ook samendrukbare lagen op grotere diepten beïnvloed. Zettingen ten gevolge van het consolidatieproces treden vertraagd op ten opzichte van de indrukking van de zandlaag direct onder de fundering. Bij het uitvoeren van plaatbelastingsproeven moet hiermee rekening worden gehouden.

Over de invloed van een wisselende belasting op de vervormingen onder een funderingselement is kwantitatief nog niet veel bekend.

Als gevolg van mogelijke wateroverspanningen neemt de draagkracht van de grond af. Losgepakt zand kan onder invloed van wisselende belastingen verdichten met als gevolg toenemende deformaties. Dit effect kan worden voorkomen door het zand vóór het belasten voldoende te verdichten.

- II-1-c Het bepalen van de verticale vervormingen van een funderingselement als gevolg van een daarop uitgeoefende verticale centrische belasting:

Om een inzicht te krijgen in de verticale spanningsveranderingen in de grond als gevolg van het aanbrengen van een belasting kan gebruik worden gemaakt van de aanname dat de spanning onder de fundering gelijkmatig of parabolisch verdeeld is. De werkelijke spanningsverdeling is mede afhankelijk van de stijfheid van de funderingsconstructie.

drukverdeling onder
een slappe fundering:



drukverdeling onder
een stijve fundering:



Bij het bepalen van de bijbehorende verticale vervormingen onder een funderingselement kunnen twee gevallen worden onderscheiden:

- a. De funderingsgrondslag bestaat tot een diepte van 3 à 5 keer de funderingsbreedte onder het aanlegniveau uit zand. De verticale vervormingen kunnen worden berekend m.b.v. o.a. een hyperbolisch verband tussen de belasting en de corresponderende vervormingen, indien de grensbelasting en de daarbijbehorende vervorming bekend zijn. Zie Hoofdstuk D.
- b. De vervormingen van samendrukbare lagen beneden het aanlegniveau kunnen gerekend worden met de formule van Terzaghi of Buisman-Koppejan. Zie Hoofdstuk D.
- c. Het bepalen van de vervormingen van een grondmassief met behulp van de eindige-elementen methode, waarbij de E en ν waarden moeten worden bepaald. Deze waarden worden vaak aan de hand van literatuurgegevens geschat of bepaald in het triaxiaal-apparaat.

Indien de afmetingen van het belaste oppervlak groot zijn t.o.v. de diepte van de samendrukbare lagen, kan ter bepaling van het vervormingsgedrag de theorie van de één-dimensionale consolidatie volgens Terzaghi voldoende nauwkeurig worden toegepast.

Wanneer de afmetingen van het belaste oppervlak in dezelfde orde van grootte liggen als, of kleiner zijn dan de diepte en/of de dikte van de samendrukbare lagen, worden de berekeningen uitgevoerd met de twee- of driedimensionale consolidatietheorie. Bij eenzelfde belastingsschema zullen de zettingen, berekend met de eendimensionale theorie over het algemeen kleiner zijn dan de zettingen, berekend met de twee- of driedimensionale theorie.

Bepaling van de horizontale component van de bezwijkbelasting bij een gegeven waarde voor de verticale component.

Deze berekeningen kunnen eveneens worden uitgevoerd met de in Hoofdstuk D aangegeven methoden.

Met behulp van de eindige elementen methode is het mogelijk de spanningen en vervormingen te berekenen rondom het funderings-element.

Naast de bepaling van de verticale en de horizontale component van de bezwijkbelasting moet de stabiliteit tegen schuiven en kantelen worden bepaald.

II-2. Paalfunderingen

Algemeen

De keuze van het type paalfundering is o.a. afhankelijk van de toelaatbare zettingsverschillen in de constructie, de gewenste paalbelasting en de uitvoeringsmogelijkheden. Het kan voorkomen dat de grondslag zich leent voor toepassing van korte palen met een lage paalbelasting of voor lange palen met een hoge paalbelasting. In de kostenafweging moet dan ook de zwaarte van het te gebruiken heimaterieel worden betrokken.

Het ontwerp van de paalfundering:

Het ontwerp van de paalfundering is een integraal onderdeel van het totale ontwerp van de constructie. Bij het ontwerp komen ondermeer de volgende zaken aan de orde:

- de bepaling van het draagvermogen van de paal;
- het palenplan;
- de mogelijke beïnvloeding van de palen onderling.

Bij de berekening van de constructie kunnen de verschillende onderdelen als verensysteem worden ingevoerd. Deze benadering kan ook op de fundering worden toegepast. Van belang is dan de bepaling van de relatie tussen de belasting en de vervorming van de paal. Deze relatie wordt weergegeven door de veer karakteristiek. De veer karakteristiek hangt af van o.m.

- de grondslag;
- de paallengte en paaldwarsafmetingen;
- de materiaaleigenschappen van de paal;
- de wijze van uitvoering;
- het paalsysteem.

Om een inzicht te verkrijgen in de veer karakteristiek zullen proefbelastingen op diverse paalsystemen moeten worden uitgevoerd. Voor geheide prefab betonpalen in West-Nederland kan worden aangehouden:
 $K_{el} \approx 10 \text{ tf/mm.}$

De zetting van een paalfundering is onafhankelijk van de grootte van de grensbelasting. Indien er beneden een diepte van ca 4 D onder de paalpunt samendrukbare lagen voorkomen, zullen deze lagen ten gevolge van de belastingverhoging zetting ondergaan. Het voorkomen van deze lagen heeft echter geen invloed op de berekening van het grens draagvermogen. De te bepalen veer karakteristiek heeft dan ook alleen betrekking op de directe elastische en quasi-elastische indrukking van de grond onder de paalpunt.

Paalgroepen

Wanneer een aantal palen op een onderlinge h.o.h. afstand staat, kleiner dan 3 à 4 D kan men spreken van een paalgroep. Bij belastingen zullen de palen elkaar beïnvloeden. Deze beïnvloeding moet in het ontwerp stadium nader worden geanalyseerd. Onder de paalpunt zal de spanningsverhoging merkbaar zijn als gevolg van de belasting van de nabijstaande palen. De zetting ten gevolge van de eigen belasting zal hierdoor worden vergroot. De grensbelasting van een paalgroep is doorgaans kleiner dan de som van de grens draagvermogens van de afzonderlijke palen, afhankelijk van het aantal palen, de h.o.h. afstand, de verdeling van het draagvermogen in het aandeel van de punt en de wrijving en de mogelijkheid tot verdichten van de funderingszandlaag als gevolg van het aanbrengen van de palen.

Het heien van palen in groepen is zwaarder dan het heien van palen die elkaar niet beïnvloeden. In vastgepakt en/of moeilijk te verdichten zanden moet op zwaar heiwerk worden gerekend bij paalgroepen van meer dan ca 3 x 3 palen.

In losgepakte en/of gemakkelijk te verdichten zand kan het een voordeel zijn grote paalgroepen te heien. Door de toenemende heiverdichting zal een vergroting van het draagvermogen worden gerealiseerd. In hoeverre dit blijvend is, zal nader moeten worden onderzocht. Het is tot nu toe nog niet mogelijk een voorspelling te doen voor de vergroting van het draagvermogen als gevolg van heiverdichting.

Een ander voordeel van palen, geplaatst in groepen, is dat de negatieve kleef per paal aanzienlijk wordt gereduceerd in vergelijking met de alleenstaande paal.

II-2-a Beïnvloeding paalfundering

Er zijn diverse oorzaken waardoor het draagvermogen van een paalfundering wordt beïnvloed. Zoals bijv. ophogingen, ontgravingen en bemaling.

II-2-a-1 Be- of ontlasten

Be- of ontlastingen hebben invloed op de spanningstoestand in de diepere lagen. Deze spanningsveranderingen kunnen directe gevolgen voor het draagvermogen van palen hebben. De invloed kan geregistreerd worden door het maken van controle-sonderingen nadat het heiwerk is uitgevoerd. Vergelijking met de eerder gemaakte sonderingen geeft een indruk van de invloed op de fundering. Indien het niet mogelijk is controle-sonderingen te maken, moet aan de hand van vooraf gemaakte sonderingen een voorspelling worden gedaan omtrent de invloed die een spanningsverandering in de ondergrond op het draagvermogen van de paalfundering kan hebben. Hiertoe kan de vooraf geregistreeerde conusweerstand gewijzigd worden in een bepaalde verhouding tot de wijziging van de verticale spanningstoestand in de grond.

Nadere onderzoekingen met betrekking tot deze problematiek is echter noodzakelijk.

In welke mate de conusweerstand afneemt en hoe het verloop van de afname met de tijd is, is nog onvoldoende bekend. Er is waarschijnlijk ook een verband met de afmeting van de ontgraving en met de trillingen die bijvoorbeeld door het ontgravingsmaterieel worden veroorzaakt. De vermindering van de horizontale grondspanning heeft een vermindering van de conusweerstand, dus van de wrijving tussen de paal en de grond, tot gevolg.

II-2-a-2 Negatieve kleef

Een andere invloed welke op de palen kan worden uitgeoefend is de negatieve kleef: de neerwaarts gerichte wrijving langs de paalschacht als gevolg van de zakking van de grond. Dit verschijnsel kan optreden bij ophogingen op samendrukbare lagen, indien de palen aangebracht worden vóórdat er een einde aan de zakking van het terrein is gekomen, of door herconsolidatie van verknede grond. In bepaalde gevallen kan negatieve kleef worden vermeden, indien het funderingsniveau binnen de samendrukbare laag ligt en de paal t.o.v. de grond meer zakt.

Nagegaan moet worden of de constructie onderworpen kan worden aan de te verwachten zettingen en zettingsverschillen.

Het verdient aanbeveling rekening te houden met verkneding van samendrukbare lagen tijdens het heien en de daaropvolgende herconsolidatie op de negatieve kleef.

Negatieve kleef kan ook optreden als gevolg van een bemaling.

Door de verlaging van de grondwaterspanning wordt de korrelspanning verhoogd met als gevolg samendrukking van de hiervoor gevoelige lagen. Ook hierdoor kan er een neerwaarts gerichte wrijving langs de paal ontstaan.

Het is van groot belang een redelijke indruk te hebben van de grootte van de negatieve kleef, aangezien de grootte van de toelaatbare belasting hiervan afhankelijk is.

Ter bepaling van de negatieve kleef kan een aantal methoden worden gehanteerd. Zie hoofdstuk D.

Aangeraden wordt in een voorkomend geval de diverse methoden, indien mogelijk, naast elkaar te gebruiken en de uitkomsten te vergelijken. Opgemerkt wordt dat de volledige wrijving langs de paal reeds wordt ontwikkeld bij een relatieve verplaatsing van de grond langs de paal van slechts enige cm's.

II-2-a-3 Horizontale belasting op palen

Palen kunnen horizontaal worden belast. Er zijn twee fundamentele belastingstoestanden te onderscheiden welke een geheel eigen invloed op de krachtsverdeling in de paal hebben:

- de palen worden horizontaal belast door een kracht uit de bovenbouw van de constructie. Doorgaans grijpt deze belasting aan op de paalkop;
- de palen worden horizontaal belast door vervormingen in het grondmassief. Deze vervormingen in de grond kunnen ontstaan door een plaatselijk belasten of ontlasten op het maaiveld, dat de palen éézijdig kan belasten. Hierdoor ontstaat een moment in de paal dat een bepaalde waarde niet mag overschrijden.

Horizontale belasting uit de constructie.

Over het algemeen kan dit belastinggeval geschematiseerd worden tot een paal waarbij op een bepaalde hoogte een horizontale puntlast aangrijpt. Het is voor de constructeur belangrijk te weten hoe groot de vervormingen van en de spanningen in de paal zijn.

Bij de berekening kan de paal worden beschouwd als een elastisch ondersteunde ligger, waarbij ervan uitgegaan wordt dat de grond volkomen elastisch vervormt door de paalbelasting. Bij dit rekenmodel moet de horizontale beddingconstante van de grond worden ingevoerd. Voor de bepaling hiervan zie hoofdstuk D.

M.b.v. de theorie van de elastisch ondersteunde ligger kunnen op deze wijze de vervormingen en de spanningen in de paal worden bepaald.

Indien de horizontaal belaste paal over een hoogte van minimaal enige meters niet gesteund wordt, kan de ducdalfberekening volgens Blum worden gehanteerd, die gebaseerd is op een vereenvoudigde aanname van de grondweerstand.

De beddingsconstante is eigenlijk geen "constante", maar afhankelijk van o.m.:

- verplaatsing;
- geometrie van de fundering;
- de paalvorm en -afmetingen;
- de bodemopbouw;
- de tijd: i.v.m. consolidatie van belaste samendrukbare grondlagen.
- karakter van de belasting (dynamisch of statisch)

Een andere rekenmethode die gevolgd kan worden om de maximale horizontale belasting van een paal vast te stellen is gegeven door Brinch Hansen.

Hierbij wordt de paal echter zeer stijf verondersteld.

Horizontale belasting op een paal uitgeoefend door een horizontaal vervormend grondmassief.

Ten gevolge van een ophoging of ingraving, waarvan de afmetingen beperkt zijn zal een samendrukbaar massief niet alleen vertikaal vervormen maar vooral aan de randen ook in horizontale zin.

Deze horizontale vervormingen oefenen op de palen een horizontale belasting uit.

De grondslag die zodanig vervormen kan dat er belangrijke spanningen in de paal kunnen optreden bestaat uit klei en/of veen, doorgaans gekenmerkt door lage conusweerstand.

De horizontale belasting op de palen kan verminderd worden door de aanwezigheid van de ophoging, resp. ingraving zolang mogelijk te nemen alvorens te heien. In de vervormingen van het grondmassief kunnen twee fasen worden onderscheiden:

- de directe vervormingen, die optreden direct na het aanbrengen van de belasting of ingraving. Deze vervormingen treden op voordat er sprake is van consolidatie;
- de vervormingen die het gevolg zijn van de consolidatie van het massief.

Bij de mogelijke vervormingen en spanningen die in en rondom de paal kunnen optreden kunnen er dus in relatie tot het tijdstip van aanbrengen van de paal twee fasen onderscheiden worden:

1. De paal wordt geheid vóórdat de spanningsverandering tot stand komt. De paal ondervindt dan de gevolgen van een tweetal fasen:
 - 1) de instantane vervormingen van het grondmassief;
 - 2) de vervormingen als gevolg van de consolidatie.
2. De paal wordt geheid nadat de instantane vervormingen zijn opgetreden. De op de paal werkende krachten zijn dan het gevolg van de consolidatie.

De richtingen van de vervormingen van beide genoemde processen behoeven niet noodzakelijk aan elkaar gelijk te zijn, maar zijn afhankelijk van de geometrie van de be- of ontlasting van het maaiveld en de geometrie van de fundering.

De spanningen en vervormingen die instantaan optreden kunnen berekend worden m.b.v. o.a. de eindige elementenmethode, uitgaande van een volume-bestendig massief.

De berekening van de spanningen en vervormingen als gevolg van tweedimensionale consolidatie kunnen eveneens m.b.v. computerprogramma's worden berekend.

II-2-b Paalsystemen

Er zijn diverse paalhoofdgroepen te onderscheiden, die alle een eigen toepassingsgebied hebben, en hun eigen uitvoeringsvoorwaarden. Zo zijn er:

- houten palen;
- gewapend betonnen prefab palen en stalen buispalen;
- in de grond gevormde palen, te onderscheiden in:
 - palen die de grond zijdelings verdringen tijdens de fabricage;
 - palen waarbij de grond verwijderd wordt tijdens de paalfabricage.

II-2-b-1 - Houten palen

Het toepassingsgebied van houten palen omvat over het algemeen die funderingsconstructies waarvan de paalbelastingen niet hoger zijn dan ca 10 tf per paal, welke palen zich volledig onder de grondwaterspiegel bevinden. Hiertoe kan eventueel een betonnen oplanger worden gebruikt. De maximaal toelaatbare houtspanning in de richting van de vezel bedraagt ca 6 à 8 N/mm². In de maatgevende doorsnede moet de optredende houtspanning t.g.v. de nuttige belasting en de negatieve kleeft kleiner zijn dan 6 à 8 N/mm². Bij sommige gemeenten wordt van deze waarde afgeweken. Zo wordt in Rotterdam voor de toelaatbare spanning (bij centrische belasting) 12 N/mm² aangehouden. Er wordt dan wel met de maximale waarde van de negatieve kleeft gerekend.

De voordelen van een houten paalfundering zijn:

- 1) De palen staan, gezien de betrekkelijk lage paalbelasting, relatief dicht bij elkaar, zodat de funderingsbalken over het algemeen licht zijn door de kleine overspanningen.
- 2) De palen zijn gemakkelijk te verkorten, of te verlengen met een oplanger.
- 3) Houten palen zijn gemakkelijk te hanteren.
- 4) Eenvoudige heistelling → hogere produktie
- 5) Groot aantal palen → plaatselijk geringer draagvermogen kan worden opgevangen.

Als nadeel kan gelden de lage paalbelasting voor zowel druk als trek.

Met betrekking tot het heien wordt gewezen op afwijkingen in het slagdiagram nadat de oplanger is opgezet.

II-2-b-2 - Gewapend betonnen prefab palen

Bij hogere belastingen (20-150 tf per paal) of grotere paallengten (> 20 m) komen de gewapend betonnen prefab palen in aanmerking. De zwaarte van het blok waarmee de palen op diepte worden geheid is sterk afhankelijk van de grondslag en de dichtheid van het palenveld. Over het algemeen geldt dat er per slag meer energie moet worden toegevoerd naarmate de palen langer zijn, de conusweerstand van de grondslag groter en de h.o.h. afstand van de palen kleiner. Het optreden van grote wateroverspanningen kan dit beeld verstoren.

Het grondonderzoek is hoofdzakelijk gericht op de bepaling van het draagvermogen van de palen in funderingszandlagen en de zettingsgevoeligheid van die lagen.

De voordelen van prefab palen zijn:

- 1) grote toelaatbare druksterkte;
- 2) mogelijkheid tot voorspannen, hetgeen gunstig voor het transport is en de afmetingen
- 3) grote duurzaamheid.
- 4) geringe spreiding in kwaliteit

De nadelen zijn:

- 1) zwaar transport
- 2) wapening gebaseerd op het transport en het hijsen

Bij toepassing van stalen palen is een doelmatige bescherming tegen corrosie vereist.

II-2-b-3 In de grond gevormde palen

Het toepassingsgebied voor deze paaltypen is uitgestrekt. Als voordelen kunnen worden genoemd dat de paallengte gemakkelijk te variëren is, en aan te passen aan de aangetroffen (eventueel wisselvallige) ondergrond; het aanbrengen van paalfunderingen daar waar er geen of weinig heitruïllingen mogen worden veroorzaakt; het aanbrengen van een paalfundering waar slechts een beperkte werkhoogte aanwezig is of het toepassen van palen met zeer grote (200-3000 ton) belasting.

De uitvoering van een fundering met in de grond gemaakte palen vereist doorgaans meer organisatie op het werkterrein.

Het grondonderzoek moet erop gericht zijn gegevens te verkrijgen omtrent de indringingsweerstand van de funderingszandlagen. Tevens is echter van belang hoe groot de steundruk is die de klei- en veenlagen kunnen leveren. Daartoe is een nauwkeurige registratie van de indringingsweerstand benodigd. Aan te raden is daarom de q_c in de slappe lagen te registreren met middelzware apparatuur.

Indien de steundruk naar verwachting te klein is (bijv. $q_c < 0,5 \text{ MN/m}^2$) kan er een stalen casing worden gebruikt.

Er kunnen twee wezenlijk verschillende groepen onderscheiden worden:

1. Palen waarbij de grond verdrongen wordt bij een vervaardiging (Vibro, Franki, de Waal, de Wit, Fundex, Tubex, mortelschroefpaal).

Hierbij kan doorgaans gerekend worden op een goed ontwikkelde mantelwrijving tussen de paalschacht en het zand. Voor wat betreft fabricage moet eveneens in het oog worden gehouden dat een dicht palenveld (h.o.h. $< \sim 3 \text{ à } 4 D$) aanleiding kan geven tot moeilijkheden bij het op diepte brengen van de heibuis.

2. Palen waarbij de grond wordt verwijderd alvorens de paal wordt vervaardigd. De omringende grond zal enigszins ontspannen. Met bentoniet worden de wanden in stand gehouden.

Als gevolg van de wijze van fabricage kan het last-zakkingsgedrag van de paal daardoor aanmerkelijk ongunstiger zijn dan van voornoemde typen indien onder dezelfde omstandigheden dezelfde belasting wordt toegelaten. Het verdient aanbeveling het geboorde gat niet langer dan strikt noodzakelijk is open te laten staan, om de afname van de horizontale grondspanning rondom het boorgat zoveel mogelijk te beperken.

Over het algemeen worden bij in de grond vervaardigde palen hoge eisen gesteld aan de slump van de betonspecie, vooral met het oog op de steundruk in de slappe lagen en het snelle uittreden van overspannen water in de zandige lagen.

Bij te weinig steundruk in de slappe lagen direct onder een zandophoging bestaat de mogelijkheid van insnoering direct onder de topzandlaag en het uitbuiken van het beton in de slappe lagen. De insnoering ontstaat door het niet nazakken van het bovenliggende beton omdat het water snel kan uittreden, zodat in de zandophoging het verhardingsproces betrekkelijk snel begint. Op het maaiveld is aan deze palen niets te zien dat op voornoemd verschijnsel wijst.

In het algemeen verdient het aanbeveling de heivolgorde aan te passen i.v.m. mogelijke beschadiging van de vooraf geheide palen door de gronddeformaties tijdens het heien.

Enige algemene uitvoeringsaspecten bij het heien, dan wel het anderszins op diepte brengen van een paal.

Doorgaans is het aan te raden de heiwerkzaamheden te beginnen bij een sondering, als gevolg waarvan het mogelijk is de relatie tussen de sondering en de heiweerstand te onderkennen (slagdiagrammen). Tussen de sonderingen in kunnen de verkregen slagdiagrammen dienen als beoordeling voor het heiwerk.

Voor de bepaling van het draagvermogen van de palen zijn niet de stuitcijfers of heiformules maatgevend, maar de sonderingen. Alleen op basis hiervan wordt het draagvermogen berekend. De slagdiagrammen dienen er alleen voor het verloop van de grondslag tussen de sonderingen te kunnen volgen.

Het heiblok dient afgestemd te zijn op de grondslag en het paalgewicht. Echter bij sterke verdichting moet soms veel energie worden toegevoerd om de paal op diepte te brengen. In dergelijke omstandigheden kan een zwaarder blok uitkomst bieden.

Hoe het heiblok dient te worden afgestemd op de grondslag en het paalgewicht zal nader onderzocht moeten worden.

Ontgravingen welke worden uitgevoerd rondom reeds geheide palen kunnen horizontale verplaatsing van de palen tot gevolg hebben wanneer de palen éézijdig worden belast, en wanneer de steundruk van de omringende grond te gering is. Om deze ongewenste verplaatsingen te voorkomen kunnen de palen eerst gekoppeld worden alvorens wordt ontgraven of, indien uitvoeringstechnisch mogelijk, kan eerst (gedeeltelijk) ontgraven worden.

Bij het heien kan er enige afwijking in de maatvoering ten opzichte van het palenplan ontstaan. Er moet rekening worden gehouden met het introduceren van buigende momenten door exentrische belasting uit de bovenbouw. Het is aan te bevelen in het bestek een maat op te nemen voor de maximale afwijking van de palen t.o.v. de maatvoering op het palenplan.

II-2-c Het grensdragvermogen van een paal

Het last-zakkingdiagram van op druk belaste palen.

Teneinde te komen tot de vaststelling van het last-zakkingsdiagram van een paal in de gegeven grondslag kunnen vier zaken onderzocht worden:

1. De grensbelasting, te omschrijven als dié belasting waarbij de paal een zakkingssnelheid ondervindt van enige cm's per minuut. Hierbij moet het draagvermogen van de grond gescheiden worden gedacht in het aandeel van de puntweerstand en het aandeel van de wrijving tussen de schacht en de omringende grond. Aangenomen wordt dat de grenspuntspanning optreedt bij een verplaatsing van de paalpunt van 5 à 10 cm. De grenswrijving wordt echter reeds bereikt na een gemiddeld paalkopverplaatsing van 1 à 2 cm voor palen die de grond verdringen, en enige cm's (3 à 7) voor palen waarbij grond wordt verwijderd bij de fabricage.
2. De relatie tussen de grondeigenschappen en de grensbelasting.
3. De bepaling van het last-zakkingsdiagram van een paal, waarbij het draagvermogen gesplitst wordt in het aandeel van de puntweerstand en het aandeel van de schachtwrijving. Aan de hand van proefbelastingen op palen van de verschillende typen is een last-zakkingsdiagram op te stellen waarbij een splitsing is gemaakt tussen het aandeel in het draagvermogen van de punt en het aandeel van de wrijving tussen de paalschacht en het omringende zand.
4. Eventueel de negatieve kleef.

II-2-c-1 De berekening van de grenspuntspanning (puntspanning bij bezwijken)

De bepaling van de grenspuntspanning kan in principe op verschillende manieren worden uitgevoerd, uitgaande van enige karakteristieke grondgegevens. In Nederland worden deze berekeningen uitgevoerd aan de hand van sonderingen. Aan de hand van de sondeergrafiek is door Koppejan aangegeven hoe de grenspuntspanning voor de gehele prefab paal kan worden bepaald. Naast de methode Koppejan wordt ook de methode v.d. Veen gebruikt. Hierbij worden de resultaten van de sonderingen direct gebruikt, en niet de grondeigenschappen die impliciet deze weerstand bepalen. Voor berekeningen: zie hoofdstuk D.

II-2-c-2 De berekening van de grenswrijving (wrijving bij bezwijken)

De berekening van de grenswrijving kan eveneens steunen op diverse uitgangspunten. In Nederland gebruikt men de sondering als uitgangspunt voor de berekening.

In West-Nederland wordt vaak aangenomen dat de wrijving tussen de paal en de grond, die effectief kan worden gemobiliseerd om een deel van de belasting op te nemen, alleen in het zand kan worden gemobiliseerd. Om de wrijving tussen de paal en samendrukbare lagen te mobiliseren is meer verplaatsing nodig dan doorgaans uit constructief oogpunt toelaatbaar is. Bovendien kan op den duur de consolidatie van de slappe lagen, die door de kleef van de paal op de grond belast worden de wrijving minder worden. Om de wrijving opnieuw te mobiliseren in deze slappe lagen is er een aanzienlijke verplaatsing nodig die doorgaans niet door de constructie kan worden opgenomen. Slechts in bepaalde gevallen wordt een paalfundering uitgevoerd als kleefpaalfundering, waarbij gebruik gemaakt wordt van de wrijvings-eigenschappen van de grond.

Het is daarom aan te bevelen de wrijving tussen paal en samendrukbare lagen voor op stuit geheide palen op nul te stellen.

Voor de grenswrijving van een funderingspaal kan worden uitgegaan van de kleefmeting waarbij, afhankelijk van het paaltype een gedeelte als grenswrijving kan optreden. Bij de gemeente Rotterdam wordt de grenswrijving uitsluitend bepaald volgens de slipmethode. Voor de berekening van de grenswrijving: zie hoofdstuk D.

Het vervormingsgedrag van een belaste paal in de tijd

Bij de vaststelling van het draagvermogen van een paal is het gewenst een inzicht te hebben in het gedrag van een belaste paal als functie van de tijd. In principe wordt ervan uitgegaan dat de paal onder de constructie geen doorgaande deformatie mag ondergaan.

II-2-c-3 Toelaatbare paalbelasting

De bepaling van de toelaatbare paalbelasting kan als volgt geschieden:

1. Uit de beschikbare sonderingen wordt de grensbelasting berekend.

Om de gemiddelde sterkte en de spreiding ervan van de geologisch homogene formatie te bepalen kan de methode volgens hoofdstuk D worden gevolgd.

2. Ter bepaling van de rekenwaarde voor de gemiddelde sterkte moet de onder 1. gevonden uitkomst worden gereduceerd om een aantal factoren in rekening te brengen.

a) De geldigheid van de berekeningsmethode: uit proefbelasting is vastgesteld dat de empirische methode Koppejan ter bepaling van de grenspuntspanning zo betrouwbaar is, dat er geen extra reductiecoëfficiënt nodig is. Voor de berekening van de grenswrijving moet nog worden uitgemaakt of, en in welke mate er een reductiecoëfficiënt moet worden ingevoerd

b) De betrouwbaarheid van de in-situ-onderzoekmethoden.

Deze reductiefactoren zullen nog nader moeten worden vastgesteld.

- c) De uitgebreidheid van het grondonderzoek i.c. de onderlinge afstand van de onderzochte punten. Als indicatie kan worden aangehouden dat de punten van onderzoek op een onderlinge afstand van 15 à 25 m zijn gelegen. De optimale afstand is echter sterk afhankelijk van de variatie in bodemopbouw, en de aard van de constructie. Er zal nader moeten worden onderzocht wat het verband is tussen deze reductiefactor en de onderlinge afstand van de onderzoekpunten.
- d) T.a.v. in de grond gevormde palen moet een zgn. fabricagefactor worden ingevoerd teneinde mogelijke verstoringen in de opbouw van de paalschacht in rekening te brengen.
3. Nadat volgens de punten 1. en 2. de rekenwaarde van de gemiddelde sterkte is bepaald, wordt de verhouding γ tussen de gemiddelde sterkte en de gemiddelde belasting bepaald volgens de methode beschreven in hoofdstuk D.
- 4) Bij de bovenbeschreven werkwijze is nog geen rekening gehouden met de vervormingen. Bij de berekende gemiddelde toelaatbare belasting moeten de vervormingen worden bepaald, alsmede de vervormingssnelheid. Enerzijds worden de vervormingen gelimiteerd door grondmechanische eisen t.a.v. vervormingssnelheid; anderzijds wordt door de constructie een beperking aan de vervormingen opgelegd. Om het vervormingscriterium goed te kunnen hanteren is het nodig meer inzicht te krijgen in het last-vervormingsdiagram voor palen van de verschillende systemen. Tot nog toe is hierover nog weinig in detail bekend.

De nu gehanteerde praktijk, bij afwezigheid van een voldoende aantal proefbelastingensresultaten, is, dat alle onder 2) en 4) genoemde zaken worden samengevat in één veiligheidscoëfficiënt afhankelijk van het paaltype. De diensten van Rotterdam hanteren een veiligheidsanalyse die afwijkt van de hier vermelde. Hiervoor wordt verwezen naar de Richtlijnen van Bouwtoezicht Rotterdam

II-2-d Verankeringen die op trek belast worden

Algemeen

Bij een groot aantal constructies moeten verankeringen worden toegepast. Hiertoe kunnen palen, grondankers dan wel groutankers worden toegepast, die op trek worden belast. In de meeste gevallen komt het erop aan de toelaatbare trekkracht te bepalen in de ankers, vooral ook het gedrag onder constante of wisselende belasting met de tijd.

Punten van invloed op de grenstrekkkracht van de verankeringen zijn:

1. De spanningstoestand van de grond. Over het algemeen is niet zoveel bekend over de heersende spanningstoestand in de grond, vooral m.b.t. de horizontale spanningen.
Er wordt aangenomen dat de grenstrekkkracht vermindert naarmate de bovenbelasting afneemt. Dit betekent dat bij het ontwerpen van trekankers rekening moet worden gehouden met eventuele ontgravingen.
2. De belastingstoestand. De grenstrekkkracht is onder constante belasting hoger dan bij herhaalde belastingwisseling van nul → de genoemde belasting. Bij het berekenen van de trekkracht dient hier rekening mee te worden gehouden.
3. De wijze van uitvoering. Indien bij de fabricage van de verankering de grond zijdelings wordt verdrongen, zal dit een gunstige invloed hebben op de grenstrekkkracht. Het pulsen of spoelen van een ruimte zal ontspanning van de grond tot gevolg hebben, met dientengevolge vermindering van de trekkracht.

II-2-d-1 Trekpalen

Doorgaans kan elk paaltype, behalve als drukpaal, eveneens als trekpaal worden gebruikt. De geschiktheid wordt naast factoren van economische aard mede bepaald door de opneembare trekkracht, die hoofdzakelijk bepaald wordt door de wijze van fabricage van de paal.

Het is van groot belang vooraf de belastingtoestand te bepalen, vooral met het oog op eventueel voorkomende wisselingen in de belastingen. In dat geval wordt er een reductiefactor toegepast op de berekende trekkracht. De trekkracht wordt ontleend aan de wrijving tussen de paalschacht en het zand. Er wordt geen rekening gehouden met de bijdrage van de wrijving tussen de paal en samendrukbare lagen, zoals klei en veen. De berekening van de trekpalen kan worden gebaseerd op de resultaten van een sondering of plaatselijke kleefmeting. Er zijn methoden ontwikkeld om uit deze gegevens de grenstrekkkracht van een verticaal staande, op trek belaste, paal te berekenen. Zie Hoofdstuk D.

Er kan worden aangenomen dat de wrijving maximaal ontwikkeld wordt bij een totale verplaatsing van de paalkop van 1 à 2 cm.

Bij grotere verplaatsingen bestaat er de mogelijkheid, mede afhankelijk van de dichtheid van het zand, dat de maximale wrijving afneemt.

Algemeen kan worden gesteld dat de bezwijkbelasting terugloopt naarmate de palen grotere belastingwisselingen ondervinden, zowel van druk naar trek als van nul naar trek; én naarmate de frekwentie van de wisselingen toeneemt.

II-2-3-2 Groutankers

Als alternatief voor trekpalen kunnen groutankers worden toegepast. Evenzo worden deze verankeringen toegepast bij bijv. damwandconstructies. De helling waaronder deze ankers kunnen worden aangebracht kan variëren van 0 tot 90° met de horizontaal. De trekkracht wordt via een stalen staaf overgebracht op een groutlichaam, ter lengte van enige meters. Dit groutlichaam is onder hoge druk gevormd. De uiteindelijke trekkracht wordt geleverd door de wrijving tussen het ankerlichaam en het zand. Het ankerlichaam kan worden gevormd door verdringing van de grond of door het uitspoelen van een boorgat.

De stalen (voorspan) staaft moet doelmatig tegen corroderende invloeden van o.a. het grondwater worden beschermd. Er is tot nog toe geen afdoende berekeningmethode om de grenstrekkkracht van groutankers voldoende nauwkeurig te voorspellen. Doorgaans worden de ankers in het werk op hun deugdelijkheid beproefd. Zie Hoofdstuk D. Het doel van de beproeving is tweeledig:

1. Het bepalen van de bezwijkbelasting en het bepalen van het kracht-vervormingsdiagram (waarbij bij voorkeur de kracht opgevoerd wordt tot bezwijken).
2. Het voorspellen van het vervormingsgedrag in de tijd.

II-2-d-3 Grondankers ((bijzondere) toepassing van een trekpaal)

Het principe van een grondanker is dat de over te brengen belasting naar een diepgelegen ankerplaat wordt gevoerd via een aantal Dywidag staven. De grond boven de ankerplaat is bij de fabricage verdicht.

De trekkracht van een grondanker kan worden geleverd door de grondkegel boven de ankerplaat voor kleine waarden van h/D waarbij h de diepte van de plaat (met diameter D ,) onder het maaiveld is. De tophoek is 2α , waarbij $\alpha = 2/3 \phi$ kan worden aangehouden. Een ander criterium waaraan voldaan moet worden is dat de trekkracht ($\times$ veiligheidscoëfficiënt) de wrijving niet mag overschrijden die de cylinder boven de plaat ondervindt van de omringende grond.

Bij meer ankers onder een constructie is er minder grond per anker beschikbaar om evenwicht te maken met de ankerkracht.

II De spanningen en vervormingen rondom kerende konstrukties

Algemeen

Deze categorie kan onderverdeeld worden in:

- a. niet flexibele, eventueel verankerde konstrukties, gefundeerd op palen of op staal, bijvoorbeeld keermuren, sluizen en tunnels;
- b. flexibele, eventueel verankerde keerwanden van staal, beton of hout, bijvoorbeeld damwanden, diepwanden. Deze konstrukties kunnen gebruikt worden als water- of grondkering of als konstruktie-onderdeel van de onder a genoemde typen als de ondergrond onvoldoende sterk of te doorlatend is voor de typen onder a genoemd.

Ontwerp

Bij de dimensionering van deze konstrukties moeten de spanningen en vervormingen rondom de konstruktie voldoende bekend zijn ten einde de spanningen en vervormingen in de konstruktie te kunnen vaststellen.

Bij de ontwerpberekening moeten aannamen gedaan worden met betrekking tot:

- de keuze van het type konstruktie
- de op de konstruktie werkende krachten
- de waterstanden en -spanningen rondom de konstruktie.
- de in het ontwerp gedane aannamen dienen zo mogelijk tijdens en na de uitvoering van het werk gecontroleerd te worden.

Krachten op de konstruktie

De krachten, die op een kerende konstruktie werken, zijn:

1. het eigen gewicht
2. de bovenbelasting, mede bepaald door het gebruik van het terrein achter de konstruktie
3. de gronddruk tegen de konstruktie
4. horizontale en verticale belastingen uit de bovenbouw, bijvoorbeeld bij bruggen

5. waterspanningen rondom de konstruktie
6. eventueel scheepstoten of andersoortige stootbelastingen.

De waterstanden en -spanningen en de bovenbelasting worden zodanig aangenomen dat de ongunstigste belastingcombinatie optreedt. Indien bekend, kan gewerkt worden met de overschrijdingskans van waterstanden en -spanningen, waaruit de maatgevende toestand wordt bepaald.

Bij de ontwerpberekening dienen voorts onderzocht te worden:

- de horizontale gronddrukverdeling tegen de konstruktie
- de wrijving tussen de konstruktie en de grond
- de stabiliteit van de gehele konstruktie, inclusief een eventuele verankering.

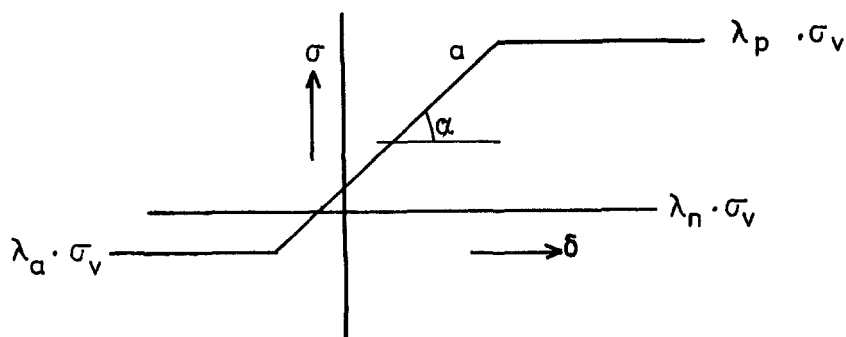
Horizontale gronddrukverdeling

De dimensies van een kerende konstruktie kunnen worden bepaald door uit te gaan van de bezwijktoestand. Hierbij kan, als vereenvoudiging van de werkelijke spannings- en vervormingstoestand worden aangenomen dat aan de éne zijde een volledig aktieve, en aan de andere zijde een volledig passieve gronddruk optreedt. De waarden van de aktieve en de passieve druk zijn afhankelijk van de ϕ -waarden van de grond en worden verkregen door de vertikale korrelspanningen σ_v te vermenigvuldigen met λ_a respektievelijk λ_p .

De klassieke berekening volgens Blum gaat ervan uit dat de aktieve en de passieve gronddruk aanwezig zijn, onafhankelijk van de verplaatsing van de wand.

De moderne methoden om de gronddrukverdeling te bepalen gaan ervan uit dat zowel de aktieve als de passieve druk van nul tot de maximale waarden worden ontwikkeld afhankelijk van de verplaatsing van de damwand.

In onderstaand diagram is deze aanname grafisch weergegeven:



de helling van de lijn a, $\arctg \alpha$ wordt de horizontale beddingkonstante genoemd. Deze waarde geeft dus het verband aan tussen de spanningen en de verplaatsingen, voordat de volledige actieve en passieve toestand is bereikt.

Bij de bepaling van de beddingkonstante moet in aanmerking worden genomen dat deze waarde afhankelijk is van verschillende, deels moeilijk te kwantificeren parameters. In hoofdstuk D staat een aantal methoden aangegeven ter bepaling van de horizontale beddingkonstante. Nadere studie en onderzoek zal nog moeten plaatsvinden om de resultaten van de verschillende methoden meer met elkaar in overeenstemming te brengen.

Bij konstrukties waarbij kan worden aangenomen dat de verplaatsing van de wand bij benadering gelijk is aan nul, treedt aan beide zijden van de konstruktie de neutrale gronddruk op, te verkrijgen door de vertikale korrelspanning σ_v te vermenigvuldigen met de neutrale gronddrukcoëfficiënt $\lambda_0 = 1 - \sin \phi$.

Wandwrijving

De vervorming van de grond ten opzichte van een kerende konstruktie zal wrijving tussen de grond en de konstruktie tot gevolg hebben. Bij aanname van gebogen glijvlakken, optredend in het bezwijkstadium, kan de wrijvingshoek tussen de grond en de wand gesteld worden op $\delta = \phi$, zowel aan de actieve als aan de passieve zijde. Bij die methoden, die uitgaan van rechte glijvlakken, kan worden uitgegaan van $\delta = \frac{2}{3} \phi$.

De wandwrijving is aan de aktieve kant vertikaal naar boven en aan de passieve kant vertikaal naar beneden gericht en speelt dus mee bij de berekening van de bezwijktoestand van de konstruktie.

Bij de bepaling van de wrijving tussen de onderzijde (horizontaal) van een konstruktie en de grond kan voor de wrijvingshoek $\delta = \phi$ worden aangehouden.

Naast de hiervoor beschreven wandwrijving kan er wrijving optreden ten gevolge van andere oorzaken tijdens de gebruiksomstandigheden. Ten gevolge van het zakken van de grond naast de konstruktie als gevolg van bovenbelasting kan een neerwaarts gerichte wrijving (negatieve kleef) optreden.

Een andere vorm van wandwrijving, die kan optreden bij twee bij elkaar geplaatste evenwijdige wanden, is bekend als silowerking. Deze wrijving treedt op bij de opslag van materialen in o.a. silo's of bij grond tussen twee wanden. Bij het zakken van het materiaal blijkt dat de vertikale korrelspanning vanaf een zekere diepte niet meer toeneemt, maar constant blijft.

Het verschil tussen het constante bedrag en de "normale" toename van de korrelspanning wordt opgenomen als vertikale belasting (wrijving) op de wanden.

De grootte van de wrijving hangt mede af van de afstand tussen de wanden. Naarmate de onderlinge afstand groter wordt, wordt de wrijving minder.

Stabiliteit

De stabiliteit van de konstruktie moet voor verschillende gevallen worden onderzocht.

Teneinde de spanningstoestand te berekenen, moeten de gegevens bekend zijn omtrent de ϕ en c -waarden, zowel in volledig aangepaste als in ongeconsolideerde toestand.

Bij de berekening van de stabiliteit moeten de volgende situaties worden onderzocht.

- Voor op staal gefundeerde konstrukties: het schuiven van de konstruktie over de funderingsgrondslag en het kantelen door evenwichtsverlies van de grond onder de konstruktie of door ongelijkmatige zettingen.
- Tevens moeten diepe schuifvlakken worden onderzocht, zowel voor konstrukties op staal als op palen gefundeerd.

In dit verband wordt betreffende het mobiliseren van de passieve grondweerstand opgemerkt:

- a. na het gereedkomen van de konstruktie kan de grond voor de kering (tijdelijk) gedeeltelijk worden verwijderd. Bij het ontwerp moet hiermee rekening worden gehouden;
- b. om de passieve weerstand volledig te mobiliseren, is een grotere verplaatsing nodig dan voor het ontwikkelen van de volledige aktieve druk.

De aanlegdiepte van een konstruktie met een fundering op staal wordt o.a. bepaald door:

- a. diepte van de draagkrachtige laag
- b. vorstvrije diepte
- c. als gevolg van grondwaterstroming mag er geen piping optreden.

Bij een fundering op palen, waarbij over het algemeen een combinatie van vertikale en schoorpalen wordt toegepast, kan ten gevolge van een eenzijdige maaiveldbelasting een horizontale druk op de palen worden uitgeoefend. Onderzocht moet worden of de palen het buigend moment ten gevolge van de horizontale belasting kunnen opnemen.

Bij de berekening van het draagvermogen van de druk- of trekpalen moet de invloed van ontgravingen en/of aanvullingen op het draagvermogen worden onderzocht.

Uitvoering

Ten gevolge van de uitvoeringsmethode en alle hierbij komende activiteiten kan de gronddrukverdeling zoals in de berekening aangenomen, worden verstoord.

- Zo kan als gevolg van heien de horizontale spanning veranderen.
- De volgorde van de werkzaamheden b.v. met betrekking tot ontgraven en aanvullen.
- Het aanspannen van ankers verandert de gronddrukverdeling.
- Temperatuurinvloeden.
- Dynamische verschijnselen.
- Verdichtingswerkzaamheden.

III Spanningen en vervormingen rondom wegen en dijken

III - 1 / Algemeen

Bij de aanleg van wegen en dijken en het ophogen van terreinen wordt de ondergrond belast door grond. Afhankelijk van de functie van de konstruktie (dijk, weg, industrieterrein) kunnen na het gereedkomen belastingen worden toegevoegd die hoog of laag zijn ten opzichte van het eigen gewicht van de konstruktie.

In met water verzadigde lagen zullen door de belastingverhoging wateroverspanningen optreden. De mate van wateroverspanning kan door middel van peilbuizen en waterspanningsmeters worden gemeten en de resultaten zijn van belang voor stabiliteitsberekeningen.

Bij het ontwerp moet een onderscheid gemaakt worden tussen de spanningen en vervormingen die optreden als gevolg van het aanbrengen van de konstruktie en de spanningen die het gevolg zijn van belastingen die in een later stadium zullen optreden.

² III-1 Vervormingen in vertikale richting

Wanneer een belasting op het maaiveld wordt aangebracht, zullen de hiervoor gevoelige lagen samendrukken. Met behulp van de formules van Buisman-Koppejan en de eendimensionale konsolidatietheorie van Terzaghi is het zettingsverloop met de tijd te voorspellen. De voor deze berekeningen benodigde waarden voor de diverse grondparameters kunnen worden verkregen uit de resultaten van laboratoriumproeven op ongeroerde monsters.

Over het algemeen zullen bij wegen en dijken de belastingverhogingen niet zó uitgestrekt zijn dat er sprake is van een eendimensionale toestand. De invloed van een ophoging met eindige afmetingen kan voor wat betreft de uiteindelijke zettingen in rekening worden gebracht met behulp van belastingsspreidingstabellen van Jürgensson. Het zettingsverloop als functie van de tijd kan worden bepaald aan

de hand van rekenmodellen betreffende twee-dimensionale konsolidatie.

Voor de praktijk blijkt echter de ééndimensionale theorie voldoende nauwkeurige uitkomsten op te leveren.

Indien nodig kan een aantal maatregelen worden getroffen om de zettingssnelheid te vergroten; doorgaans kan een verticale drainering in de samendrukbare lagen worden aangebracht in de vorm van zandpalen of kunststofdrains. Voor de berekening hiervan zie hoofdstuk D.

III-2 Vervormingen in horizontale richting

Wanneer belastingen met eindige afmetingen worden aangebracht op samendrukbare lagen, zullen er vervormingen in horizontale richting optreden. Als gevolg van deze vervormingen en van de spanningsverhoging in horizontale richting, kunnen er horizontale belastingen op bijvoorbeeld palen en duikers worden uitgeoefend. Bij verbreding van bestaande (spoor)wegen en dijken kunnen, afhankelijk van de grondslag eveneens horizontale vervormingen in het grondmassief optreden. De berekeningen van horizontale spanningen en vervormingen worden over het algemeen uitgevoerd met behulp van de computer. De rekenmodellen zijn gebaseerd op de toepassing van de eindige elementenmethode.

Hiervoor zijn de waarden voor de grondparameters E en ν nodig. Een juiste bepaling van de E en ν waarden van grond is nog niet goed mogelijk. Met behulp van triaxiaalproeven is hierin wel een inzicht te krijgen. Beide waarden zijn onder meer afhankelijk van de konsolidatiegraad van de grond. De variatie in de waarden van E en ν heeft een grote invloed op de berekende spanningen en vervormingen.

Voor de normale praktijk wordt gerekend met $\nu = 0,5$. Dit heeft een sterke vereenvoudiging in de rekenmodellen tot gevolg, terwijl de aanname over het algemeen aan de veilige kant is. De E -waarde wordt geschat uit de sonderingen.

4
III-3 Stabiliteit

De stabiliteit van de kaden, dijken, terreinophogingen of ingraven worden berekend door het evenwicht te onderzoeken van een grondmassief, aannemende dat er een bepaald glijvlak kan optreden bij evenwichtsverlies. De betreffende grondparameters zijn de hoek van inwendige wrijving ϕ , de kohesie c en het volumegewicht γ . Bij de berekening van de stabiliteit moet worden aangenomen welk gedeelte van de aangebrachte belasting als wateroverspanning en welk gedeelte reeds door het korrelskelet wordt opgenomen.

De aanpassing kan worden berekend aan de hand van gegevens met betrekking tot samendrukkingseigenschappen en doorlatendheid van de grond. Deze waarden voor de aanpassing kunnen in de berekening worden ingevoerd. In het terrein kunnen de aanpassingen worden gevolgd door waterspanningsmeters en peilbuizen.

De stabiliteitsberekeningen moeten worden gemaakt voor twee fasen:

1. de definitieve toestand
2. de uitvoeringstoestand, bij verschillende fasen.

Voor de definitieve toestand kan gerekend worden met de ϕ' en c' waarden bij aanpassing van 100%.

Voor de uitvoeringsfasen: met ϕ' en c' en aanpassingen minder dan 100%, afhankelijk van de berekeningsresultaten van de aanpassingen.

De veiligheidscoëfficiënt is gedefinieerd als dat getal waardoor $\tan \phi$ en c van iedere laag moeten worden gedeeld, opdat de grondmassa juist in evenwicht verkeert.

De veiligheidscoëfficiënt voor de definitieve toestand moet minimaal 1,3 zijn; voor de uitvoeringstoestand is een veiligheidscoëfficiënt van 1,0 à 1,2 voldoende. Bij een veiligheidscoëfficiënt groter dan 1,3 zullen er geen deformaties van het grondmassief optreden. Bij een kleinere veiligheidscoëfficiënt zullen de deformatiesnelheden toenemen.

Bij de stabiliteitsberekeningen is het mogelijk (niet)-hydrostatisch verlopende water(over)spanningen in te voeren.

Naast de stabiliteit van het grondmassief moet ook aandacht worden besteed aan de mikrostabiliteit.

Als gevolg van horizontaal uit taluds uittredend water kan fijn zand worden uitgespoeld. Deze instabiliteitsverschijnselen kunnen mede de inleiding vormen voor het optreden van diepe schuifvlakken.

De wijze van en de werkvolgorde bij de uitvoering kunnen van invloed zijn op mogelijk stabiliteitsverlies. Enige punten die hierbij aan de orde zijn:

- het aanleggen van sloten in relatie tot het ophoogtempo.

Aan te raden is dit in een zo laat mogelijke fase te doen,

- het wijzigen van de (grond)waterstand,
- het dwarsprofiel tijdens de uitvoering.

Het ophoogtempo kan worden gerelateerd aan de optredende aanpassing door controle met waterspanningsmeters. De aanpassing van de diverse lagen wordt doorgaans afgestemd op verticale afstroming van het overspannen poriënwater, dus op een één dimensionale toestand. De afstroming zal echter in de praktijk sneller verlopen door de eindige afmetingen van de belastingen, waardoor meer de twee dimensionale toestand wordt benaderd. Dit verschijnsel bemoeilijkt een juiste voorspelling van het zettingsverloop.

Bij het maken van ingravingen in den natte o.a. ten behoeve van zandwinning is het eveneens van belang de stabiliteit van de onderwatertaluds te onderzoeken. Afhankelijk van de zeefkromme van het zand kunnen tijdens het winproces min of meer grote wateroverspanningen ontstaan, welke voornamelijk in losgepakte fijne zanden optreden, een en ander afhankelijk van de snelheid van het winproces.

Ter voorspelling van de aan te houden taluds kunnen proeven gedaan worden op natte en droge monsters ter bepaling van de kritieke dichtheid.

Aan de hand van de gegevens op deze monsters kunnen stabiliteitsberekeningen worden uitgevoerd.

De kritieke dichtheid wordt bepaald aan droge en aan met water verzadigde monsters. De resultaten geven aanzienlijke verschillen tussen beide methoden. Neder onderzoek zal nodig zijn om meer duidelijkheid op dit gebied te brengen.

De uitvoering van dijkverzwaringen of wegverbredingen worden doorgaans uitgevoerd met klei-perskaden. Deze klei-perskaden zijn slecht doorlatend als gevolg waarvan een afstroming uit het zandstort bemoeilijkt wordt. De afstroming kan bevorderd worden door het aanleggen van drains door de kaden. Afstroming van het water heeft als voordeel dat het aandrijvend moment bij de stabiliteitsberekening snel afneemt waardoor het tempo van ophogen kan worden opgevoerd.

Met betrekking tot ingravingen moet rekening gehouden worden met een ontlasting van de grondslag. Deze ontlasting heeft invloed op de conusweerstand. Indien deze ontgravingen permanent zullen zijn, moet rekening worden gehouden met een afname van de conusweerstand indien deze gemeten zijn vóór het uitvoeren van de ontgraving. Een verlaging van de grondwaterstand heeft een verhoging van de conusweerstand tot gevolg, zolang de verlaging wordt gehandhaafd.

III.5. Uitvoering?
Waarom niet opgenomen?

HOOFDSTUK C

I Terreinproeven

I-1 Sonderingen

Het doel van het uitvoeren van sonderingen is het bepalen van de indringingsweerstand van een conus in de grond. De conusweerstand wordt uitgedrukt in MN/m^2 .

De wrijvings eigenschappen van de grond worden bepaald door meting van de kleef op een mantel die boven de conus is geplaatst.

De wrijvingsweerstand wordt uitgedrukt in MN/m^2 .

Met behulp van sonderingen is het mogelijk:

- een beeld van de indringingsweerstand en de lagenopbouw te verkrijgen
- de homogeniteit van de grondslag te onderzoeken
- een grondsoort-indicatie te verkrijgen door de verhouding conus : kleef
- het draagvermogen van funderingen te berekenen
- de waarden van enige grondparameters te schatten

Er wordt onderscheid gemaakt in mechanische en elektrische sonderingen.

Mechanisch: De kracht op de conus wordt overgebracht door buizen. De druk wordt afgelezen op een op de bovenkant van de buizen geplaatste manometer. Er zijn twee uitvoeringswijzen:

- a. discontinu: de conus wordt uitgedrukt en de buizen worden bij stilstaande conus nagedrukt. De conus wordt dus achtereenvolgens weggedrukt en bij het nadrukken van de stangen gestopt;
- b. continu : de sondeerstangen en de conus worden met constante snelheid weggedrukt.

Een nadeel van de mechanisch uitgevoerde sonderingen is de niet, of slechts bij benadering te kwantificeren wrijving tussen de binnenstangen en de mantelbuizen. Deze wrijving beïnvloedt het meetresultaat.

Elektrisch: De kracht op de conus wordt overgebracht door buizen, maar wordt direkt boven de conus gemeten. Deze sonderingen worden uitgevoerd als continu-sonderingen. Er treedt bijgevolg geen wrijving op tussen binnenstangen en mantelbuizen.

Afhankelijk van de indrukcapaciteit van de apparatuur wordt onderscheid gemaakt tussen:

- a. middelzware sondering: Het meetbereik wordt beperkt tot een maximale indringingsweerstand van 20 à 30 kN. De nauwkeurigheid is vooral bij lage conusweerstand ($< 1 \text{ MN/m}^2$) groter dan bij de hierna te noemen typen. Middelzware sonderingen zijn zowel vanuit de sondeerwagen als met een los apparaat uit te voeren.
- b. zware sondering: De totale indringingsweerstand bedraagt ca 100 à 110 kN, uit te voeren met een los apparaat of vanuit de sondeerwagen. Indien nodig kunnen zowel het los apparaat als de auto worden verankerd om de indringingsweerstand te vergroten tot de maximale waarde van 100 à 110 kN. Dit type sonderingen kan ook per ballastwagen worden uitgevoerd tot een maximale weerstand van 120 à 130 kN. De ballastwagen behoeft niet verankerd te worden, hetgeen ten goede komt aan de produktiesnelheid.
- c. extra zware sonderingen: De totale indringingsweerstand bedraagt 170 à 200 kN, uit te voeren met een te verankeren los apparaat of te verankeren ballastwagen.

Sonderingen op het water kunnen worden uitgevoerd vanaf sondeerpontons.

I-2 Boringen

Met behulp van boringen kan een inzicht worden verkregen in de samenstelling en de eigenschappen van de grond.

De toe te passen boormethode voor het definitieve ontwerp wordt o.m. bepaald door:

- homogeniteit van de ondergrond, zoals gebleken uit het verkennende vooronderzoek;
- de eisen, die het ontwerp aan de ondergrond stelt.

Het doel van het maken van een boring kan van geval tot geval verschillen:

- a. Men wil een globale indruk krijgen van de aard en de samenstelling van de grond op verschillende diepten. Een continu beeld van de grond is niet vereist. In dit geval kan volstaan worden met het nemen van geroerde monsters op de gewenste diepten.
- b. Men wil een meer gedetailleerd en continu beeld van de grondopbouw krijgen in samenhang met de sonderingen.
- c. Behalve een gedetailleerd en continu beeld van de grondopbouw is een aantal ongeroerde monsters vereist ter bepaling van de mechanische eigenschappen.

ad a

Voor dit doel kunnen spitsmuisboringen, puls- en lepelboringen worden uitgevoerd. De met deze boormethoden verkregen monsters zijn geroerd en de grond is vermengd. Een globale bepaling van de volumieke massa is mogelijk. De beschrijving van de grondslag gebeurt op basis van het mengsel in de puls. De nauwkeurigheid van de beschrijving is dus sterk afhankelijk van de uitvoering.

ad b

Voor dit doel kunnen Ackermann-boringen en Begemann-boringen $\emptyset$ 29 mm worden uitgevoerd. De met deze methoden verkregen boringen zijn als onvermengd te beschouwen.

Deze boormethoden geven aanleiding tot belangrijke spannings- en vervormingsveranderingen tijdens het steken.

De met de boringen te verkrijgen grondeigenschappen zijn:

- volumegewicht
- korrelverdelingsdiagram
- Atterbergse grenzen
- humus- en kalkgehalte

ad c

Vooraf met het doel ongeroerde monsters te verkrijgen, kan een Begemann-boring $\varnothing$ 66 mm worden gemaakt. Hiermee wordt één continu gestoken ongeroerd monster van vele meters lengte verkregen.

Tevens kunnen ongeroerde monsters worden verkregen bij puls- en Ackermann-boringen.

I-3 Het bepalen van de grondwaterdrukken in verschillende grondlagen

Bij veel grondmechanische problemen is het van belang de waterdrukken in de ondergrond te meten.

Afhankelijk van de doorlatendheid van de grond en de tijd waarin de drukveranderingen optreden, worden de waterspanningen bepaald met een open peilbuis of met behulp van een gesloten drukmeter.

Indien een filter in een boorgat wordt geplaatst moet het boorgat doelmatig worden afgedicht.

a. Peilbuizen

De werking van een peilbuis bestaat hierin dat via een filter aan de onderzijde water in de buis kan dringen. De buis is aan de bovenkant open zodat de stijghoogte in de buis overeenkomt met de druk van het grondwater in de laag ter plaatse van het filter. Een verandering in de grondwaterdruk wordt aangegeven door een verandering van de waterstand in de buis. Dit betekent dat er water door het filter in- en uit moet stromen. Bij doorlatende gronden zal

de toestroming reeds binnen enkele minuten tot uren hebben plaatsgevonden. De aanpassingstijd van de peilbuis moet uiteraard veel korter zijn dan de tijd waarbinnen de verandering van de grondwaterspanning plaatsvindt.

Peilbuizen kunnen worden weggedrukt met behulp van sondeerapparatuur of ze kunnen worden afgesteld in een boorgat (maximaal 3 filters per boorgat). Bij afstelling van meer dan één peilbuis in een boorgat moet een doelmatige afdichting tussen de filters onderling worden bewerkstelligd.

De aanpassingstijd van een in een boorgat afgesteld filter is korter dan van een weggedrukt filter, omdat:

- het filter niet is dichtgesmeerd bij het passeren van kleilagen
- de filterdiameter groter is
- de filterlengte groter kan zijn

b. Waterspanningsmeters

Dit type meters zijn gesloten systemen. Over het algemeen is de waterverplaatsing nodig om een drukverandering te meten, klein ten opzichte van de open peilbuis. Voor grondlagen met een geringe doorlatendheid worden daarom geen open peilbuizen toegepast.

De volgende typen waterspanningsmeters (wsm) zijn voorhanden:

1. Semi-dynamische wsm: een met water gevulde gesloten buis waarop een manometer is aangebracht. De drukverandering wordt binnen enkele uren tot dagen zichtbaar gemaakt. Snelle waterspanningsveranderingen kunnen met dit type niet worden gevolgd.

De meter is gevoelig voor temperatuursinvloeden.

De nauwkeurigheid bedraagt 0,2 à 0,3 m.w.k.

2. Dynamische wsm

De aanpassingstijd is aanzienlijk korter dan bij de semi-dynamische meter door een geringer waterverbruik. Hierdoor kunnen waterspanningsveranderingen door getij-invloeden, bemalingsinvloeden e.d. worden gevolgd.

Tevens kunnen zeer snelle veranderingen in de waterspanning worden gemeten, zoals bijvoorbeeld de invloed van heitrillingen of grondverdichtingen op de waterspanning; de invloed van mobiele belastingen of cyclische belastingen. Met behulp van de hiermee verkregen gegevens over het waterspanningsverloop kan de stabiliteit van konstrukties onder dergelijke plotseling wisselende omstandigheden worden onderzocht.

I-4 Gronddrukken

De gronddrukken kunnen worden gemeten met speciaal daartoe ontwikkelde opnemers om een inzicht te krijgen in de heersende spannings-toestand en veranderingen daarin. De stijfheid van meters ten opzichte van de stijfheid van de grond heeft invloed op de meetresultaten. De geschiktheid, nauwkeurigheid en terugwinbaarheid bepalen van geval tot geval de toepassing van dergelijke meters.

De nauwkeurigheid van de metingen bedraagt bij een optimale voorbereiding en plaatsing ca 15%.

Pressiometerproeven worden gedaan om een inzicht te krijgen in de spannings-rek relatie van de grond in horizontale richting. Uit deze proeven kunnen waarden voor de horizontale beddingsconstante worden afgeleid.

I-5 Dichtheidsmetingen

Deze metingen worden uitgevoerd ter vaststelling in situ van het poriëngehalte van zandformaties onder de grondwaterstand. In combinatie met laboratoriumproeven kan een inzicht worden verkregen van de zettingsvloeiingsgevoeligheid van de betreffende zandformaties.

II Laboratoriumproeven

De routine beproevingen in het laboratorium worden onderverdeeld naar:

II-1 Samenstelling en klassifikatie van grondsoorten

II-1-a Granulair analyse

Het doel van de proef is het bepalen van het korrelverdelingsdiagram. De proef wordt uitgevoerd bij o.m. het onderzoek naar verdichtingsmogelijkheden van grond; de mate van verwerkbaarheid van de grond bij spuitwerkzaamheden; de kwaliteitsbeoordeling van grond ten behoeve van de wegenbouw en terreinophogingen. De proef kan zowel voor zand als voor klei worden uitgevoerd. Het korrelverdelingsdiagram wordt bepaald aan de hand van de resultaten van de zeefproef en/of de bezinkproef.

De praktische betekenis van de zeefkromme is, dat uit het verloop van de kromme gegevens kunnen worden afgeleid over de fijnheid en de verdeling van het materiaal en er kan een globale indruk worden verkregen omtrent de doorlatendheid.

II-1-b. Chemische analyse

Als aanvulling op de granulair analyse kan met behulp van een chemische analyse het humus- en het kalkgehalte worden bepaald.

II-2 Mechanisch-fysische eigenschappen

II-2-1 Dichtheid

a. Bij kleimonsters kan het soortelijk gewicht, het volumegewicht en het watergehalte worden bepaald, Daarbij worden tevens de konsistentiegrenzen bepaald. Dit gebeurt onder meer om een uitspraak te kunnen doen omtrent de verwerkbaarheid van de klei en om de waterdichtheid van de klei te onderzoeken.

Is het watergehalte lager dan het bij de uitrolgrens behorende dan is de klei niet meer goed te verwerken. Bij een watergehalte

boven het bij de vloeigrens behorende, is de klei evenmin goed te verwerken en te verdichten.

b. Proktorproef op zandmonsters

Het doel van de proef is de bepaling van het watergehalte, waarbij zand een maximaal volumegewicht heeft.

De uitvoering van de proef is gestandaardiseerd. Aan de hand van de proefresultaten kunnen voorschriften afgeleid worden omtrent de mate van verdichting van in het werk aangebracht zand.

c. Maximum-minimum dichtheid

Om een indruk te krijgen over de mogelijkheid tot het verdichten van zand kan de maximale en minimale dichtheid van een monster worden bepaald. De dichtheid wordt uitgedrukt in % poriëngehalte.

II-2-2 Doorlatendheid

De doorlatendheid van grond is onder meer van belang bij de bepaling van de zettingssnelheid van de grond onder invloed van een erop aangebrachte belasting. Een ander gebied waar de doorlatendheid van belang is, is de dimensionering van bemalingsinstallaties. Afhankelijk van de samenstelling van de grond kan de doorlatendheid sterk verschillen.

Bij kohesieve gronden worden de doorlatendheidsproeven uitgevoerd op ongeroerde monsters, verkregen met behulp van een daartoe geschikte boormethode.

Bij niet-kohesieve gronden is het praktisch onmogelijk een ongeroerd monster te steken. Daarom wordt de doorlatendheid bepaald bij diverse dichtheden. Het verband tussen de dichtheid en de logaritmie uit de doorlatendheid is lineair.

De doorlatendheid van grond verschilt in horizontale en verticale richting, bij uitzondering zijn ze in beide richtingen gelijk.

Voor cohesieve gronden worden daarom zowel horizontale als vertikale doorlatendheidsproeven gedaan.

De doorlatendheid kan ook bepaald worden uit de resultaten van de samendrukkingsproeven.

Naast de doorlatendheid kan eveneens de capillaire opstijging worden bepaald. De grootte is van belang bij onder meer het aanleggen van draineringen; het bepalen van de aanleghoogte van wegfunderingen in verband met opvriezen e.d.

De capillaire opstijging in zand is maximaal enige dm's. Bij klei kan dit enige tot 20 à 30 dm bedragen.

II-2-3 Samendrukking

De samendrukkingseigenschappen van de grond worden onderzocht door middel van de beproeving van een 2 cm hoog monster dat wordt onderworpen aan verschillende vertikale bovenbelastingen. In het met water verzadigde monster zal de zetting ten gevolge van de belasting vertraagd optreden afhankelijk van de doorlatendheid van de grond. Bij de proef wordt voor elke bovenbelasting het zettingsverloop met de tijd gevolgd.

Behalve de samendrukkingsconstante C in de formule van Terzaghi-Buisman-Koppejan, is de hydrodynamische periode te bepalen.

De samendrukkingsconstante C is afhankelijk van de belasting, en daarom eigenlijk geen constante. De zettingsberekeningen winnen aan nauwkeurigheid door hiermee rekening te houden.

De spanningstoestand in laboratoriumomstandigheden is één-dimensionaal. In de praktijk zullen echter vooral aan de randen van een belastingverhoging de zettingen sneller optreden dan volgens de 1-dimensionale konsolidatietheorie.

De hydrodynamische periode van zand is zeer kort; naarmate de doorlatendheid van de grond afneemt, zal de afstroming bemoeilijkt worden en de duur van de hydrodynamische periode toenemen.

II-2-4 Wrijvingseigenschappen

Het doel van de bepaling van de wrijvingseigenschappen van de grond is de stabiliteit van een grondmassief te beoordelen, zoals bijvoorbeeld bij:

- stabiliteit van ophogingen
- de gronddruk op grondkerende konstrukties
- draagvermogen van de grond.

Bij deze categoriën spelen de hoek van inwendige wrijving ϕ en de cohesie c als wrijvingseigenschappen een belangrijke rol.

De in de grond aanwezige schuifspanningen zijn afhankelijk van de normaalspanningen. Zolang de schuifspanning kleiner is dan de schuifweerstand zal er geen stabiliteitsverlies optreden.

Ter bepaling van de wrijvingseigenschappen kunnen verschillende proeven worden uitgevoerd waarbij de verticale belasting wordt gevarieerd en de daarbij behorende schuifweerstand wordt gemeten. Het verband tussen de normaalspanning en de schuifweerstand kan worden gegeven door de formule:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \phi + c$$

τ = schuifweerstand

σ = normaalspanning

ϕ = hoek van inwendige wrijving

c = cohesie

cohesie c :

Bij de cohesie c wordt onderscheid gemaakt tussen echte cohesie en schijnbare cohesie, welke onder meer veroorzaakt wordt door capillaire spanningen.

Ter bepaling van de wrijvingseigenschappen kunnen de volgende proeven worden gedaan:

a. De direkte gekonsolideerde schuifproef.

Bij elke bovenbelasting wordt het monster eerst gekonsolideerd alvorens de schuifproef wordt uitgevoerd.

Het schuifvlak is horizontaal georiënteerd. Dit hoeft echter niet de ongunstigste richting te zijn. De waarden die met deze proef worden verkregen, kunnen dus een te gunstig beeld opleveren. Voor veen, waarbij over het algemeen een horizontale gelaagdheid optreedt, kan met behulp van deze proef een goede indicatie van de schuifweerstand worden verkregen.

b. De direkte niet (geheel) gekonsolideerde schuifproef.

Voor het geval er in het geheel nog geen konsolidatie is opgetreden wordt $\phi = 0$ gevonden. Deze toestand komt overeen met het tijdstip direct na het aanbrengen van een belasting. Bij deze toestand wordt tevens de schijnbare kohesie c gevonden.

De schijnbare kohesie kan ook globaal bepaald worden met de Vane test. Met behulp van een gestandaardiseerd apparaat wordt een aantal in de grond gedrukte vinnen getordeerd totdat de grond tussen de vinnen afschuift.

De kracht die hiervoor nodig is, is een maat voor de schijnbare kohesie.

De Vane proef kan ook als terreinproef worden uitgevoerd. De beste resultaten worden verkregen voor klei. Voor veen zijn de gegevens onbetrouwbaar.

Nauwkeuriger proeven voor de vaststelling van de schuifweerstand van de grond worden gedaan op cilindrische monsters.

De voordelen boven de direkte schuifproef zijn onder meer:

- het ongunstigste schuifvlak kan zich vrij ontwikkelen. De richting ervan wordt niet, zoals bij de direkte schuifproef, door de proefprocedure vastgelegd.

- er wordt een beeld verkregen van de algehele spanningstoestand van het monster.

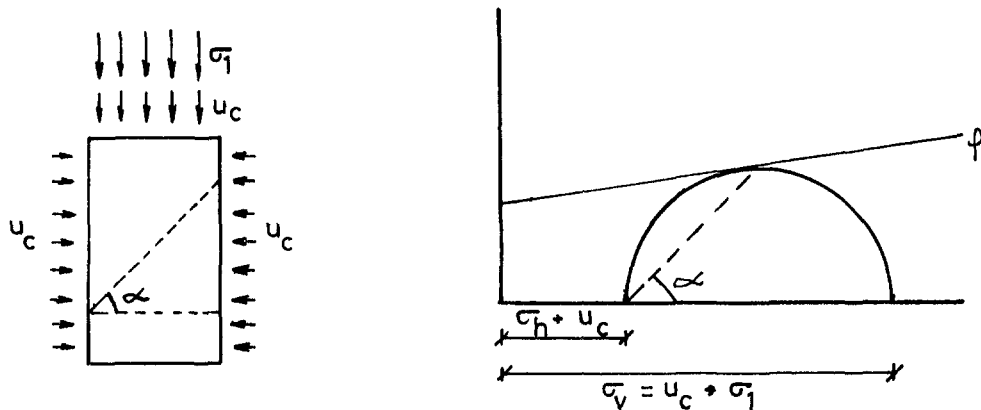
De cilindrische monsters worden vertikaal belast, waarbij het mogelijk is een horizontale steunspanning aan te brengen. De opzet van de beproeving is de spanningskombinatie horizontaal-vertikaal te onderzoeken, waarbij het monster bezwijkt. Door gebruik te maken van de door Mohr ontwikkelde methode om de spanningskombinaties in een diagram te verwerken, kan een inzicht worden verkregen in de wrijvingseigenschappen van het monster.

Proeven op cilindrische monsters zijn:

- vrije prismaproef
- celproef
- triaxiaalproef.

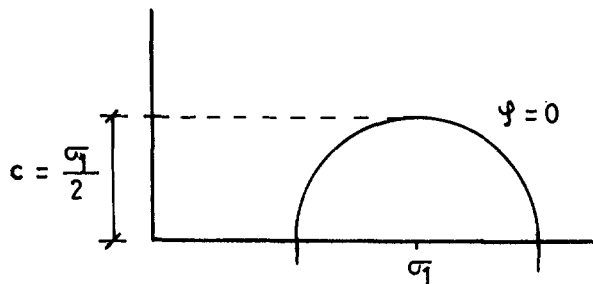
c. Vrije prismaproef.

De vrije prismaproef wordt uitgevoerd op niet-zijdelings gesteunde monsters. De horizontale spanning wordt geleverd door een alzijdige capillaire spanning u_c . Het monster wordt vertikaal belast totdat het bezwijkt.



De plaats van de cirkel op de σ -as ligt echter niet vast omdat $\sigma_h = u_c$ niet in grootte bekend is. Indien de richting van α bekend is, kan een indruk worden verkregen van de hoek van inwendige wrijving.

Bij een vrije prismaproef op zand wordt de geconsolideerde ϕ' gemeten. Bij een proef op een klei- of veenmonster wordt de volledig ongeconsolideerde toestand gemeten: $\phi = 0$. De schijnbare cohesie c bedraagt dan $\frac{\sigma_1}{2}$.



De met behulp van deze proef verkregen waarden voor de wrijvings-eigenschappen kunnen gebruikt worden bij voorlopige berekeningen. De nauwkeurigheid is beperkt, aangezien de spanningstoestand van het monster over het algemeen niet overeenkomt met de spannings-toestand in het terrein. Een voordeel van de vrije prismaproef is dat deze snel en gemakkelijk in het terrein kan worden uitgevoerd.

d. Celproef.

Bij de proeven op cilindrische monsters in het celapparaat worden de monsters horizontaal gesteund door een meet- en regelbare horizontale spanning. Hierbij is het mogelijk op één monster diverse combinaties van horizontale en verticale bezwijkspanningen te onderzoeken.

De gevonden combinaties worden in een Mohr-diagram verwerkt. De raaklijn aan de cirkels geeft de waarden voor de hoek van inwendige wrijving ϕ en de cohesie c .

De proef kan op verschillende wijzen worden uitgevoerd, waarbij het mogelijk is het monster al dan niet te laten konsolideren onder een aangebrachte verticale belastingsverhoging alvorens de proef te doen. Bij volledige konsolidatie worden uit het Mohr-diagram de geconsolideerde ϕ' en c' -waarden verkregen.

Bij de snel uitgevoerde proef wordt niet gewacht totdat het monster volledig is aangepast. Afhankelijk van de mate van konsolidatie worden ϕ en c -waarden gevonden.

Het is gebleken dat de vervormingssnelheid van het monster invloed heeft op de resultaten. Voor zeer nauwkeurige proeven wordt de horizontale bezwijkbelasting pas dan bepaald wanneer de vervormingssnelheid onder de verticale belasting afgenomen is tot een bepaalde waarde.

De resultaten van de snelle proefprocedure, waarbij het monster geen gelegenheid krijgt aan te passen, kunnen gebruikt worden bij de berekeningen voor bijvoorbeeld ophogingen waarbij de uitvoeringsomstandigheden overeenkomen met die van de snelle proef.

De lange termijn stabiliteit kan bepaald worden met behulp van de resultaten van de gekonsolideerde celproefprocedures.

e. Triaxiaalproef.

Bij de celproef heeft het poriënwater de gelegenheid af te stromen via een poreuze steen aan de boven- en onderzijde van het monster. Zelfs bij snelle celproeven zal er een zekere aanpassing optreden tijdens de beproeving.

Een triaxiaalproef is zodanig ingericht dat de afstroming van poriënwater volledig verhinderd kan worden en dat de waterspanningen in het monster gemeten kunnen worden.

Men onderscheidt 3 typen:

- gedraineerde proef.

Het poriënwater kan afstromen. De proef wordt uitgevoerd bij volledige aanpassing van het monster aan de opgebrachte verticale belasting. De proef duurt zeer lang.

- ongeconsolideerde proef.

Bij deze proef wordt de uitstroming van het poriënwater volledig verhinderd. Daardoor ontstaan wateroverspanningen in het monster.

- geconsolideerde ongedraineerde proef.

Het monster is geconsolideerd aan de belasting. Bij het verhogen van de belasting wordt echter het uitstromen verhinderd zodat er wateroverspanningen ontstaan.

De resultaten die verkregen worden met de triaxiaalproef zijn over het algemeen nauwkeuriger dan die verkregen met het celapparaat. Een voordeel van de celproef is echter dat er bij het bezwijken minder vervorming van het monster optreedt, zodat bij één monster meer bezwijkcirkels zijn te bepalen.

D. Berekeningen

Algemeen

Het maken van bouw- en waterbouwkundige constructies zal over het algemeen van invloed zijn op de heersende (stabiele) spannings-toestand in de grond.

De veranderingen van de spanningstoestand in de grond hebben meer of minder grote vervormingen in het grondmassief tot gevolg, die weer spanningen en vervormingen in de constructie opwekken.

De constructie vormt één geheel met de ondergrond en de fundering en moet bij het ontwerpen ook als zodanig worden beschouwd.

Er moet rekening gehouden worden met invloeden van buitenaf op het systeem constructie-grond. De uitvoeringsfase moet bij het ontwerp worden betrokken evenals mogelijke toekomstige veranderingen in of rondom de constructie.

De veranderingen in de spanningstoestand van het grondmassief worden bepaald aan de hand van gegevens met betrekking tot de mechanische eigenschappen van de grond. Deze eigenschappen worden onderzocht door het uitvoeren van terrein- en laboratoriumonderzoek.

Het grondonderzoek moet erop gericht zijn mogelijke inhomogeniteiten in de geologische opbouw van de grondslag te onderkennen zodat een indeling kan worden gemaakt in geologisch en/of grondmechanisch gelijke gebieden.

T.b.v. de berekeningen moeten uit de gegevens van terrein- en laboratoriumonderzoek voor de diverse grondparameters de rekenwaarden worden bepaald: dié waarden waarvan met een betrouwbaarheid van 90 à 95% is aan te nemen dat ze representatief zijn voor de betreffende grondslag.

Bij de vaststelling van de rekenwaarden moeten aan de orde komen:

- 1) De bewerking van de gegevens uit terrein- en laboratoriumonderzoek.
- 2) De toepasbaarheid en de betrouwbaarheid van de rekenmodellen.
- 3) De wijze van terrein- en laboratoriumonderzoek.
- 4) De verhouding tussen de sterkte van de grond en de erop uitgeoefende kracht(en).

I De bewerking van terrein- en laboratoriumgegevens.

Doorgaans heeft men de beschikking over een beperkt aantal gegevens waaruit een representatieve rekenwaarde moet worden afgeleid. Ook al is een grondlaag geologisch homogeen, dan nog zullen de resultaten van beproevingen een zekere spreiding vertonen.

Met behulp van de statistiek kunnen gegevens uit een geologisch "homogene" grondslag worden bewerkt. Wanneer er sprake is van een geologisch weinig homogene grondslag is voorzichtigheid geboden bij de toepassing van statistische modellen. De kans is groot dat de eigenschappen van verschillende materialen onderling worden vergeleken en niet de variabiliteit van een eigenschap van één materiaal.

- I-1. Om de gegevens statistisch te kunnen verwerken moet worden bepaald aan welke verdelingsfunctie wordt voldaan. Onderzoekingen in het buitenland hebben aangetoond dat de meeste direct gemeten parameters een normale of nagenoeg normale verdeling hebben, zoals b.v. de in het triaxiaalapparaat gemeten ϕ - en c-waarden. Indirect gemeten parameters, zoals b.v. de ϕ -waarde uit de conusweerstand door middel van een empirische relatie, voldoen doorgaans veel minder aan het criterium van een normale verdeling.

Voor zover er sprake is van een (nagenoeg) normale verdeling wordt de variabiliteit van de parameters vastgelegd door middel van de standaardafwijking σ of de variatiecoëfficiënt V , waarbij

$V = \frac{\sigma}{\mu}$ en μ de gemiddelde waarde is.

Uit nader onderzoek van in Nederland beschikbare gegevens betreffende de verschillende grondparameters zal een inzicht kunnen worden verkregen in de variatiecoëfficiënt van de diverse grondeigenschappen. Uit buitenlands onderzoek is bekend dat voor een aantal parameters de gemiddelde waarde en de standaarddeviatie functies van de diepte zijn.

Aldus zijn er drie mogelijkheden:

- a) σ en μ zijn beide onafhankelijk van de diepte fig. 1;
- b) μ is afhankelijk en σ onafhankelijk van de diepte fig. 2;
- c) σ en μ zijn beide afhankelijk van de diepte fig. 3.

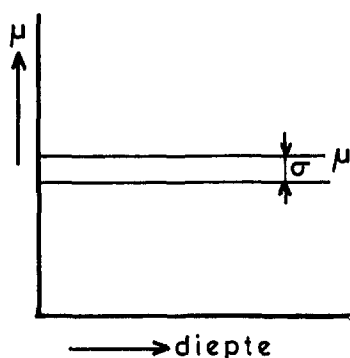


fig. 1.

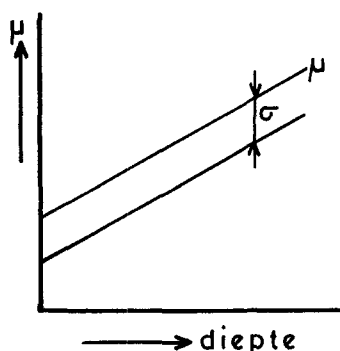


fig. 2.

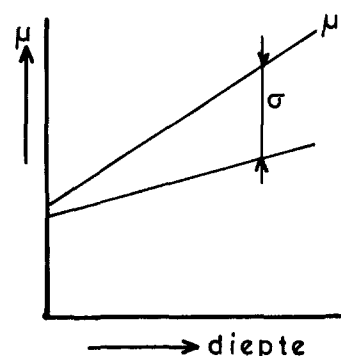


fig. 3.

Indien van een bepaalde grondparameter de variatiecoëfficiënt V bekend is kan voor de variatiecoëfficiënt van het steekproefgemiddelde worden aangehouden:

$$V_m = \frac{V}{\sqrt{n}} \quad \text{waarin } n \text{ het aantal elementen van de steekproef is.}$$

Bij de meeste berekeningsmodellen komen meer grootheden voor die elk een eigen spreidingsgebied hebben. De kans dat de ongunstigste waarden van elk van deze grootheden samenvallen is uiteraard kleiner

dan de onderschrijdingskans van elk van deze grootheden afzonderlijk. De variatiecoëfficiënt van een product is gelijk aan:

$$V_r = \sqrt{V_1^2 + V_2^2 + \dots}$$

De standaardafwijking van een optelling of aftrekking:

$$\sigma_r = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \dots}$$

Door toepassing van deze rekenregels kan de variatiecoëfficiënt of de standaardafwijking voor een samengestelde uitdrukking worden bepaald.

In de berekeningsmodellen komen ook afgeleide functies van grondparameters voor. Zo wordt de hoek van inwendige wrijving ϕ ingevoerd via $\tan \phi$, of als exponentiële functie b.v.: in de draagkrachtfactoren in de formules van Brinch Hansen:

$\Psi = N_q = e^{\pi \tan \phi} \cdot \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$. Wanneer voor de hoek ϕ een spreiding wordt aangenomen kan, afhankelijk van die spreiding en de waarde van ϕ , de spreiding van de afgeleide functies worden bepaald. In de navolgende tabel is voor verschillende waarden van ϕ en voor diverse waarden voor de variatiecoëfficiënt van ϕ , de variatiecoëfficiënt voor Ψ bepaald:

$\Psi = N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \Phi} \cdot \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \Phi/2)$			
	$\Phi = 15^\circ$	$\Phi = 25^\circ$	$\Phi = 35^\circ$
V Φ	V Ψ in %	V Ψ in %	V Ψ in %
10%	14,3	26,8	47,4
20%	21,6	41,9	82,0
30%	29,1	59,0	138,0

Evenzo is voor de gronddrukcoëfficiënten K_A en K_P (Rankine) de variatiecoëfficiënt aan te geven als functie van Φ en V Φ

$$K_A = \operatorname{tg}^2(\pi/4 - \Phi/2)$$

$$K_P = \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \Phi/2)$$

	Φ	V K_A in %	V K_P in %
V $\Phi = 10\%$	15°	5,3	5,2
	25°	9,4	9,5
	35°	14,7	14,9
V $\Phi = 20\%$	15°	10,7	10,7
	25°	19,1	19,4
	35°	29,6	31,6

Bij het vaststellen van de rekenwaarden uit de gegevens van terrein- en laboratoriumproeven is het niet voldoende het steekproefgemiddelde en de variatiecoëfficiënt ervan te kennen. Het komt erop aan het interval te bepalen waarin de gemiddelde waarde met een betrouwbaarheid van 90 à 95% ligt.

De breedte van dit interval is afhankelijk van de variatiecoëfficiënt van de steekproef, het aantal waarnemingen en de gewenste betrouwbaarheid. Voor de "werkelijke" gemiddelde waarde μ voor de betreffende grondparameters geldt dan:

$$\mu = X_m \pm t \cdot \frac{s}{\sqrt{n}}$$

waarin X_m = het steekproefgemiddelde
 S = de steekproefstandaardafwijking
 n = het aantal waarnemingen
 t = een factor afhankelijk van de gewenste betrouwbaarheid en het aantal graden van vrijheid ϕ (= $n-1$ voor een steekproef) zie tabel 1.

De bepaling van het interval voor de gemiddelde waarde μ gebeurt door een tweezijdige toets.

Evenzo kan een interval voor de standaardafwijking worden vastgesteld waarin de werkelijke standaardafwijking ligt met een zekere gewenste betrouwbaarheid:

$$G_1 \cdot S < \sigma_1 < G_2 \cdot S$$

waarin G_1 en G_2 factoren zijn die, evenals t afhankelijk zijn van de gewenste betrouwbaarheid en het aantal graden van vrijheid ϕ en S de steekproefstandaardafwijking is. Het is ook mogelijk indien gewenst de standaardafwijking en het gemiddelde éénzijdig te toetsen zie tabel 2.

Voor de standaardafwijking geldt dan: $\sigma_1 < G_2 \cdot S$

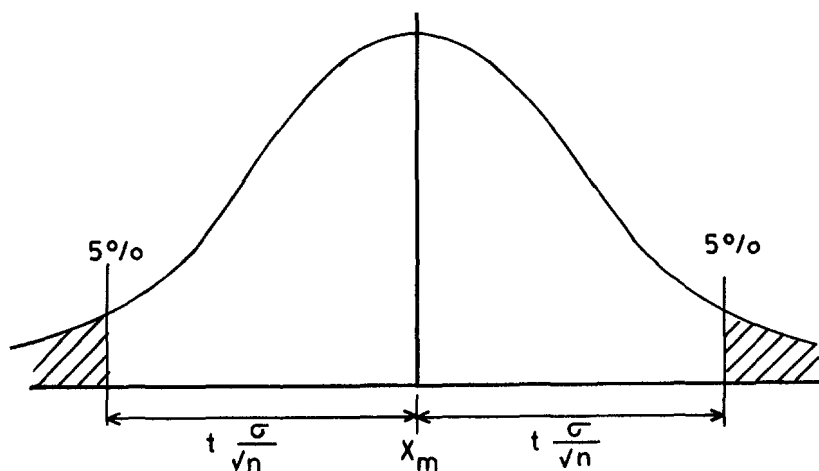
Om de rekenwaarden te bepalen voor de betreffende grondparameters kan als volgt worden gehandeld:

- Bepaal uit de steekproef het 90 à 95% betrouwbaarheidsinterval voor de gemiddelde waarde m.b.v. de formule

$$\mu = X_m \pm t \cdot \frac{S}{\sqrt{n}}$$

waarin: μ = de "werkelijke" gemiddelde waarde
 X_m = steekproefgemiddelde

- S = steekproefstandaardafwijking
n = aantal elementen van de steekproef
t = factor, afhankelijk van de gewenste één of tweezijdige onbetrouwbaarheid en het aantal graden van vrijheid volgens tabel 1.



Als rekenwaarde wordt de ongunstigste waarde aangehouden, dus afhankelijk van het probleem:

$$\mu = x_m + t \frac{S}{\sqrt{n}} \text{ of } \mu = x_m - t \frac{S}{\sqrt{n}}$$

- Bepaal uit de steekproef het 90 à 95% betrouwbaarheidsinterval voor de standaardafwijking S van de steekproef volgens de formule

$$G_1 S < \sigma_1 < G_2 S$$

waarin G_1 en G_2 factoren zijn, afhankelijk van de gewenste (on-) betrouwbaarheid en het aantal graden van vrijheid volgens tabel 2.

Als rekenwaarde kan doorgaans de meest ongunstige waarde, dus $G_2 \cdot S$ worden aangehouden. Het is dan echter meer voor de hand liggend de standaardafwijking ééNZijdig te toetsen volgens: $\sigma_1 < G_2 \cdot S$ waarbij G_2 bepaald wordt m.b.v. tabel 2.

- De rekenwaarde voor de betreffende grondparameter Ψ , waarvan met de gewenste betrouwbaarheid kan worden aangenomen dat dit de gemiddelde waarde voor de betreffende parameter is, bedraagt:

$$\Psi_m = (X_m + t \frac{S}{\sqrt{n}})$$

De rekenwaarde voor de variatiecoëfficiënt bedraagt:

$$V_\Psi = \frac{G_2 \cdot S}{X_m + \frac{t \cdot S}{\sqrt{n}}}$$

Ten opzichte van het steekproefgemiddelde X_m wordt een statistische veiligheidscoëfficiënt ingevoerd:

$$\frac{1}{N_s} = \frac{(X_m + \frac{tS}{\sqrt{n}})}{X_m} = \frac{X_m + \frac{t \cdot X_m \cdot V}{\sqrt{n}}}{X_m} = 1 + \frac{t \cdot V}{\sqrt{n}}$$

$$\frac{1}{N_s} = (1 + \frac{t \cdot V}{\sqrt{n}})$$

waarin: X_m = het steekproefgemiddelde
 S = steekproefstandaardafwijking
 V = steekproefvariatiecoëfficiënt
 t, G_2 = factoren afhankelijk van de gewenste betrouwbaarheid en het aantal graden van vrijheid (= n-1)

NED. MIJ VOOR NIJVERHEID EN HANDEL			KON. INSTITUUT VAN INGENIEURS				
NEDERLANDS NORMALISATIE-INSTITUUT							
onbetrouwbaarheid α							
tweezijdig eenzijdig	0,20 0,10	0,10 0,05	0,05 0,025	0,02 0,01	0,010 0,005	0,002 0,001	0,001 0,0005
ν							
1	3,08	6,31	12,7	31,8	63,7	318	637
2	1,89	2,92	4,30	6,97	9,93	22,3	31,6
3	1,64	2,35	3,18	4,54	5,84	10,2	12,9
4	1,53	2,13	2,78	3,75	4,60	7,17	8,61
5	1,48	2,02	2,57	3,37	4,03	5,89	6,87
6	1,44	1,94	2,45	3,14	3,71	5,21	5,96
7	1,42	1,90	2,37	3,00	3,50	4,79	5,41
8	1,40	1,86	2,31	2,90	3,36	4,50	5,04
9	1,38	1,83	2,26	2,82	3,25	4,30	4,78
10	1,37	1,81	2,23	2,76	3,17	4,14	4,59
11	1,36	1,80	2,20	2,72	3,11	4,03	4,44
12	1,36	1,78	2,18	2,68	3,06	3,93	4,32
13	1,35	1,77	2,16	2,65	3,01	3,85	4,22
14	1,35	1,76	2,15	2,62	2,98	3,79	4,14
15	1,34	1,75	2,13	2,60	2,95	3,73	4,07
16	1,34	1,75	2,12	2,58	2,92	3,69	4,02
17	1,33	1,74	2,11	2,57	2,90	3,65	3,97
18	1,33	1,73	2,10	2,55	2,88	3,61	3,92
19	1,33	1,73	2,09	2,54	2,86	3,58	3,88
20	1,33	1,73	2,09	2,53	2,85	3,55	3,85
21	1,32	1,72	2,08	2,52	2,83	3,53	3,82
22	1,32	1,72	2,07	2,51	2,82	3,51	3,79
23	1,32	1,71	2,07	2,50	2,81	3,49	3,77
24	1,32	1,71	2,06	2,49	2,80	3,47	3,75
25	1,32	1,71	2,06	2,49	2,79	3,45	3,73
26	1,32	1,71	2,06	2,48	2,78	3,44	3,71
27	1,31	1,70	2,05	2,47	2,77	3,42	3,69
28	1,31	1,70	2,05	2,47	2,76	3,41	3,67
29	1,31	1,70	2,05	2,46	2,76	3,40	3,66
30	1,31	1,70	2,04	2,46	2,75	3,39	3,65
35	1,31	1,69	2,03	2,44	2,72	3,34	3,59
40	1,30	1,68	2,02	2,42	2,70	3,31	3,55
60	1,30	1,67	2,00	2,39	2,66	3,23	3,46
120	1,29	1,66	1,98	2,36	2,62	3,16	3,37
200	1,29	1,65	1,97	2,35	2,60	3,13	3,34
∞	1,28	1,65	1,96	2,33	2,58	3,09	3,29

Factoren t voor toetsing en schatting van gemiddelden	NEN 1047 blad 7.1
Table of factor t for testing and estimating of means	december 1967
Auteursrechten voorbehouden	UDC 311.1:519.24

TABEL 1.

NED. MIJ. VOOR NIJVERHEID EN HANDEL

KON. INSTITUUT VAN INGENIEURS

NEDERLANDS NORMALISATIE-INSTITUUT

onbetrouwbaarheid α														
twee- zijdig	0,20		0,10		0,05		0,02		0,01		0,002		0,001	
een- zijdig	0,10		0,05		0,025		0,01		0,005		0,001		0,0005	
ν	G_1	G_2	G_1	G_2	G_1	G_2	G_1	G_2	G_1	G_2	G_1	G_2	G_1	G_2
1	0,61	7,96	0,51	15,9	0,45	31,9	0,39	79,8	0,36	160	0,30	798	0,29	1595
2	0,66	3,08	0,58	4,42	0,52	6,28	0,47	9,97	0,43	14,1	0,38	31,6	0,36	44,7
3	0,69	2,27	0,62	2,92	0,57	3,73	0,51	5,11	0,48	6,47	0,43	11,1	0,41	14,0
4	0,72	1,94	0,65	2,37	0,60	2,87	0,55	3,67	0,52	4,40	0,47	6,64	0,45	7,91
5	0,74	1,76	0,67	2,09	0,62	2,45	0,58	3,00	0,55	3,48	0,49	4,88	0,48	5,63
6	0,75	1,65	0,69	1,92	0,64	2,20	0,60	2,62	0,57	2,98	0,52	3,97	0,50	4,48
7	0,76	1,57	0,71	1,80	0,66	2,04	0,62	2,38	0,59	2,66	0,54	3,42	0,52	3,80
8	0,77	1,51	0,72	1,71	0,68	1,92	0,63	2,20	0,60	2,44	0,55	3,06	0,54	3,36
9	0,78	1,47	0,73	1,65	0,69	1,83	0,64	2,08	0,62	2,28	0,57	2,80	0,55	3,04
10	0,79	1,43	0,74	1,59	0,70	1,75	0,66	1,98	0,63	2,15	0,58	2,60	0,56	2,81
11	0,80	1,40	0,75	1,55	0,71	1,70	0,67	1,90	0,64	2,06	0,59	2,45	0,58	2,63
12	0,80	1,38	0,76	1,52	0,72	1,65	0,68	1,83	0,65	1,98	0,60	2,33	0,59	2,49
13	0,81	1,36	0,76	1,49	0,72	1,61	0,69	1,78	0,66	1,91	0,61	2,23	0,60	2,37
14	0,82	1,34	0,77	1,46	0,73	1,58	0,69	1,73	0,67	1,85	0,62	2,15	0,61	2,28
15	0,82	1,32	0,77	1,44	0,74	1,55	0,70	1,69	0,68	1,81	0,63	2,08	0,61	2,20
20	0,84	1,27	0,80	1,36	0,77	1,44	0,73	1,56	0,71	1,64	0,66	1,84	0,65	1,92
25	0,85	1,23	0,81	1,31	0,78	1,38	0,75	1,47	0,73	1,54	0,69	1,70	0,67	1,77
30	0,86	1,21	0,83	1,27	0,80	1,34	0,77	1,42	0,75	1,48	0,71	1,61	0,69	1,67
40	0,88	1,17	0,85	1,23	0,82	1,28	0,79	1,34	0,77	1,39	0,74	1,49	0,73	1,54
50	0,89	1,15	0,86	1,20	0,84	1,24	0,81	1,30	0,79	1,34	0,76	1,42	0,75	1,46
100	0,92	1,10	0,90	1,13	0,88	1,16	0,86	1,19	0,84	1,22	0,82	1,27	0,81	1,29
200	0,94	1,07	0,92	1,09	0,91	1,11	0,90	1,13	0,89	1,15	0,86	1,18	0,86	1,19
300	0,95	1,06	0,94	1,07	0,93	1,09	0,91	1,10	0,90	1,12	0,89	1,14	0,88	1,15
400	0,96	1,05	0,95	1,06	0,94	1,07	0,92	1,09	0,92	1,10	0,90	1,12	0,89	1,13
500	0,96	1,04	0,95	1,06	0,94	1,07	0,93	1,08	0,92	1,09	0,91	1,11	0,90	1,11

Factoren G_1 en G_2 voor toetsing en schatting van standaardafwijkingen

Table of factors G_1 and G_2 for testing and estimating of standard deviations

NEN 1047

blad 7.2

december 1967

Auteursrechten voorbehouden

UDC 311.1:519.24

TABEL 2

n = aantal elementen van de steekproef
 N_s = statistische veiligheidsfactor

Het + of - teken is afhankelijk van de parameter. Bij o.a. negatieve kleeftberekeningen kan het + teken de ongunstigste toestand opleveren. Doorgaans echter zal het - teken de meest ongunstige situatie geven.

In de uitdrukking voor de statistische veiligheidscoëfficiënt N_s blijkt dat de variatiecoëfficiënt van de steekproef van invloed is.

Bij grondparameters of afgeleide functies ervan zal de statistische veiligheidscoëfficiënt toenemen naarmate de variabiliteit toeneemt.

Op pag. 5 is de tabel gegeven voor N_q en K_A resp. K_p als functie van ϕ . Bij dezelfde variatiecoëfficiënt voor ϕ is de variatiecoëfficiënt voor N_q veel groter dan die voor K_A en K_p . Dit betekent dat bij het ontwerp de statistische veiligheidscoëfficiënt bij o.a. draagkrachtberekeningen veel groter is dan bij gronddrukberekeningen, indien de berekeningen gebaseerd zijn op dezelfde reeks laboratoriumproeven ter bepaling van ϕ . Voor alle rekenmodellen zal moeten worden nagegaan wat de invloed is van de variatiecoëfficiënt van de grondparameters op de variatiecoëfficiënt van de samengestelde uitdrukkingen waarin die parameters voorkomen.

I-2. De toepasbaarheid en de betrouwbaarheid van de rekenmodellen

Over het algemeen zijn de berekeningsmodellen in de grondmechanica schematisaties van de eigenschappen en het gedrag van de grond. Aannamen over homogeniteit, isotropie, elasticiteit en plasticiteit zijn benaderingen van de werkelijkheid om hanteerbare mathematische modellen te kunnen opstellen.

Afhankelijk van het toe te passen model en de aard van het probleem waarvoor het wordt gebruikt moeten de onder B.0.1. bepaalde rekenvoorwaarden worden gereduceerd. Voor berekeningsmodellen, gebaseerd op empirische relaties, zoals b.v. de berekening van de draagkracht van prefab palen uit de sonderingen volgens de methode Koppejan, zal de reductiefactor ~ 1 bedragen. Naarmate de schematisatie van het gedrag van de grond groter wordt, zal de reductiecoëfficiënt eveneens toenemen. Zo zal b.v. de berekening van negatieve kleef op funderingspalen volgens een berekening, gebaseerd op elastisch gedrag van de grond grote afwijkingen van de werkelijkheid geven indien er grote plastische vervormingen van het grondmassief optreden. Voor de verschillende rekenmodellen zal moeten worden uitgemaakt hoe groot de reductiecoëfficiënt is.

I.3. De wijze van terrein- en laboratoriumonderzoek.

Als gevolg van onvolkomenheden en onnauwkeurigheden in het terrein- en laboratoriumwerk zullen de onder D.I.1. en 2. bepaalde rekenwaarden voor de grondparameters moeten worden gereduceerd. De reductiecoëfficiënt is afhankelijk van de wijze van uitvoering van het terreinwerk. Zo zullen ongeroerde monsters van een Bege-mannboring en een Ackermannboring beter van kwaliteit zijn dan monsters welke verkregen worden bij een pulsborings. Dit kwaliteitsverschil kan tot uitdrukking worden gebracht in de reductiecoëfficiënt.

Evenzo kan de kwaliteit van het laboratoriumonderzoek in een reductiefactor tot uitdrukking worden gebracht. De bepaling van de hoek van inwendige wrijving ϕ kan geschieden d.m.v. een snelle celproef of kan o.m. ook gebeuren met een langzame celproef waarbij de vervormingssnelheid van het monster beheerst kan worden. Het zal duidelijk zijn dat bij de laatste ϕ -bepaling een kleinere reductiecoëfficiënt ingevoerd wordt dan bij de ϕ -waarden bepaald met de snelle celproef.

Er zal moeten worden bepaald hoe groot de reductiecoëfficiënt is voor o.a. het sonderen, de verschillende boormethoden, de laboratoriumproeven, de in-situ proeven e.d.

I-4. De uitgebreidheid van het grondonderzoek.

De uitgebreidheid van het onderzoek komt bij de statistische bewerking tot uiting bij het invoeren van de diverse factoren, die afhankelijk zijn van het aantal elementen uit de steekproef. Hierbij is echter het aantal maatgevend en wordt de onderlinge afstand van de monsters of sonderingen in het terrein niet in de beschouwing opgenomen. Wanneer b.v. 20 sonderingen worden uitgevoerd op een onderlinge afstand van ca 20 m, dan zal, bij een geologisch homogene grondslag, de betrouwbaarheid van de gemiddelde sterkte van de betreffende grondslag, groter zijn dan wanneer de onderlinge afstand van de sonderingen b.v. 100 m bedraagt.

Nader zal onderzocht moeten worden hoe de onder D.I.1. t/m 3 bepaalde rekenwaarden moeten worden gereduceerd als functie van de dichtheid van het terreinonderzoek.

Nadat op vorenstaande wijze de rekenwaarde voor het gemiddelde en de variatiecoëfficiënt voor de grondparameters volgens 1 t/m 4 zijn bepaald kunnen deze waarden in het rekenmodel worden ingevoerd. Het rekenmodel kan betrekking hebben op o.a. het draagvermogen van een fundering op staal of op palen, de vaststelling van de gronddrukverdeling achter een kerende constructie; de zettingen onder een weglichaam, de bepaling van negatieve kleef op funderingspalen etc. Afhankelijk van de ingevoerde spreiding van de betrokken grondparameters wordt de uitkomst van de berekening gegeven met een spreidingsinterval.

I-5. Voorbeelden

Voorbeeld 1

Zettingsberekening:

$$Z = \frac{h}{C} \ln \frac{P+\Delta P}{P} \quad \text{voor elke laag}$$

Voor een kleine ΔP geldt: $Z = \frac{h}{C} \cdot \frac{\Delta P}{P}$

Stel 1) de zettingen worden berekend voor n lagen.

2) C-waarden: hiervan wordt het gemiddelde uit een steekproef van 3 aangehouden. De variatiecoëfficiënt van de C-waarde bedraagt ca 0,2. Voor het steekproefgemiddelde geldt een variatiecoëfficiënt gelijk aan $\frac{0,2}{\sqrt{3}} = 0,12$

3) Voor de variatiecoëfficiënt voor de laagdikte en de belasting wordt 0,01 resp. 0,1 aangehouden.

De variatiecoëfficiënt van het product bedraagt:

$$v_R = \sqrt{v_1^2 + v_2^2 + v_3^2 + v_4^2} = \sqrt{0,01^2 + 0,12^2 + 0,1^2 + 0,1^2} = 0,19$$

Met een betrouwbaarheid van b.v. 95% geldt voor de zetting van de betreffende laag:

$$\begin{aligned} Z &= Z_{\text{berekend}} \pm 1,96 \cdot 0,19 \cdot Z_{\text{berekend}} \\ &= Z_{\text{berekend}} (1 \pm 1,96 \cdot 0,19) \end{aligned}$$

Voor een aantal lagen geldt:

$$Z = Z_1 + Z_2 + Z_3 + \dots$$

De standaardafwijking van de totale zetting bedraagt:

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_{Z_1}^2 + \sigma_{Z_2}^2 + \sigma_{Z_3}^2 + \dots}$$

Voor de werkelijke totale zetting kan een 95%-betrouwbaarheidsinterval worden gegeven:

$$Z_w = Z \pm 1,96 \sigma_Z$$

Voorbeeld 2

Berekening draagvermogen van een fundering op staal volgens de formule van Brinch Hansen: (alleen verticale belasting)

$$P = \frac{1}{2} B \cdot \gamma \cdot N_{\gamma} + \gamma \cdot h \cdot N_q + N_c \cdot c$$

waarin: P = bezwijkbelasting
 B = breedte van de funderingsstrook
 γ = volumieke massa
 N_c , N_{γ} en N_q = draagkrachtfactoren
 h = aanlegdiepte t.o.v. maaiveld
 c = cohesie

Uit laboratoriumonderzoek is vastgesteld:

Rekenwaarde volgens D.O.1. t/m 4: $\Phi = 25^{\circ} \pm 2,5^{\circ} \rightarrow V_{\Phi} = 0,10$

Hieruit is af te leiden dat: $V_{N_c} = 0,19$

$$V_{N_q} = 0,27$$

$$V_{N_{\gamma}} = 0,18$$

Stel verder: $V_B = 0$

$$V_{\gamma} = 0,05$$

$$V_h = 0,01$$

$$V_c = 0,2$$

Dan is de variatiecoëfficiënt van de verschillende termen te bepalen:

$$V_I = \sqrt{0^2 + 0,05^2 + 0,18^2} = 0,19 \rightarrow \sigma_I$$

$$V_{II} = \sqrt{0,01^2 + 0,05^2 + 0,27^2} = 0,28 \rightarrow \sigma_{II}$$

$$V_{III} = \sqrt{0,20^2 + 0,19^2} = 0,27 \rightarrow \sigma_{III}$$

Voor de standaardafwijking van de berekende waarde P geldt:

$$\sigma_P = \sqrt{\sigma_I^2 + \sigma_{II}^2 + \sigma_{III}^2}$$

Met een betrouwbaarheid van 95% is voor de berekende P op te geven:

$$P = P_{ber} \pm 1,96 \sigma_P$$

Voorbeeld 3

Op een terrein zijn 20 sonderingen gemaakt. Gevraagd wordt de gemiddelde sterkte met een betrouwbaarheid van 95%. Er wordt van uitgegaan dat de funderingszandlaag geologisch homogeen is.

Uit de 20 sonderingen wordt de grensbelasting berekend.

stel $X_m = 1500 \text{ kN}$

en $S = 100 \text{ kN}$

De gemiddelde sterkte is met een betrouwbaarheid van 95%:

$$\mu = X_m \pm \frac{t \cdot S}{\sqrt{n}}$$

waarin $t = 2,09$ (tabel 1)

$S = 100 \text{ kN}$

$\sqrt{n} = \sqrt{20} \approx 4,5$

$$P = 1500 \pm \frac{2,09 \cdot 100}{4,5} = 1500 \pm 50 \text{ kN.}$$

De rekenwaarde voor de sterkte is dan $1500 - 50 = 1450$ kN.

De standaardafwijking van de gemiddelde waarde bedraagt;

$$\sigma_1 < G_2 \cdot S$$

waarin $G_2 = 1,44$ (tabel 2)

$$\sigma_1 < 1,44 \times 100 \hat{=} 150 \text{ kN}$$

De variatiecoëfficiënt van de sterkte is met een betrouwbaarheid van 95% kleiner dan $\frac{150}{1450} = 0,10$

Opmerking

in voorbeeld 3 is de onderlinge afstand tussen de sonderingen niet in de beschouwing betrokken.

Na het berekenen van de sterkte van de grond zoals wordt gedaan bij o.a. funderings- en stabiliteitsberekeningen wordt de verhouding bepaald tussen de sterkte van de grond en de erop werkende krachten.

- I-6. In vorenstaande is aangegeven hoe de gemiddelde waarde en de spreiding van de sterkte worden bepaald. Aangenomen wordt dat de belasting eveneens een normale verdeling heeft.

De veiligheidscoëfficiënt wordt gedefinieerd als

$$\gamma = \frac{S_m}{B_m}$$

S_m : gemiddelde sterkte

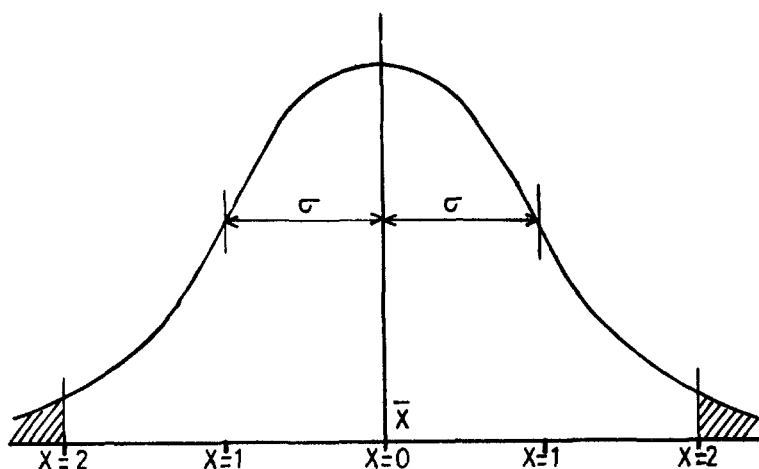
B_m : gemiddelde belasting

De waarde van de veiligheidscoëfficiënt γ is afhankelijk van de bij het ontwerp gekozen kans op bezwijken. De kans op bezwijken wordt bepaald door de schade die wordt veroorzaakt door het bezwijken (een deel van) de constructie. In dit verband wordt voor de bepaling van γ van een onderdeel van de constructie n gedefinieerd als:

$$n = \frac{\text{totale schade}}{\text{prijs van het bezwijken onderdeel}}$$

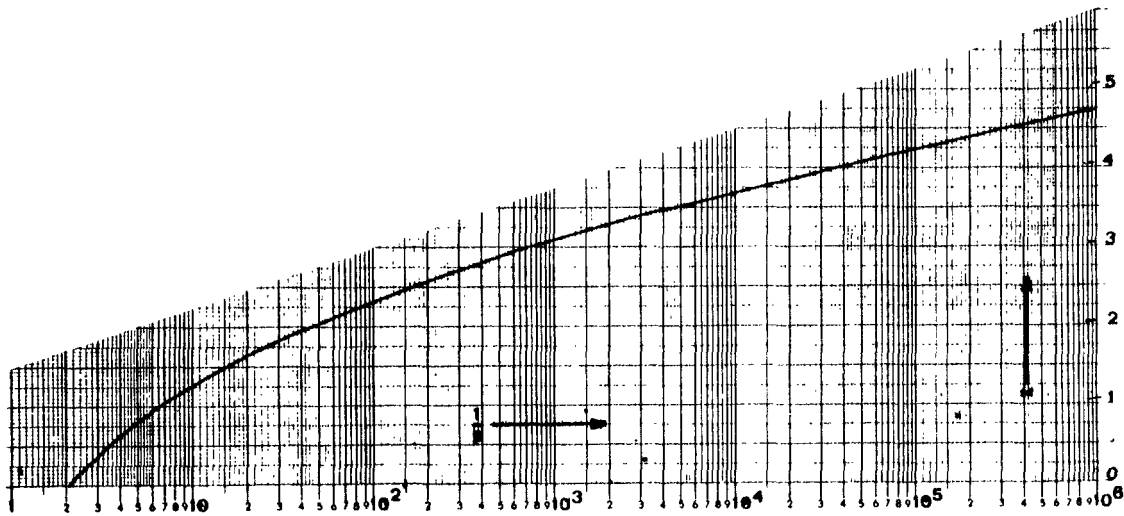
Er is aangetoond dat het ontwerp voor wat betreft de kosten optimaal is wanneer een kans van bezwijken wordt aangehouden van 1:10 n. Indien de sterkte en de belasting een normale verdeling hebben, is de kans op bezwijken, of de kans dat $S-B < 0$, eveneens een normale verdeling.

In formule: de kans op bezwijken $P = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-x^2/2} dx$



Dus P is de kans dat een waarde kleiner is dan $\bar{x} + X \cdot \sigma$.

In de navolgende grafiek is het verband aangegeven tussen de kans P en X .



Voor de standaardafwijking van de sterkte geldt:

$$\sigma_S = \alpha \cdot S_m$$

en voor de belasting $\sigma_B = \beta \cdot S_m$

De verdeling van $(S-B)$ heeft als gemiddelde waarde $S_m - B_m$ en als

$$\text{standaardafwijking } \sigma_{S-B} = \sqrt{\alpha^2 S_m^2 + \beta^2 B_m^2}$$

$$\text{als } S_m = \gamma \cdot B_m \text{ dan wordt } \sigma_{S-B} = B_m \cdot \sqrt{\alpha^2 \gamma^2 + \beta^2}$$

De kans dat $S-B < 0$ ofwel $(S_m - B_m) + X \cdot \sigma_{S-B} < 0$, wordt de kans

$$\text{bepaald door de kans dat } X < \frac{-(S_m - B_m)}{\sigma_{S-B}}$$

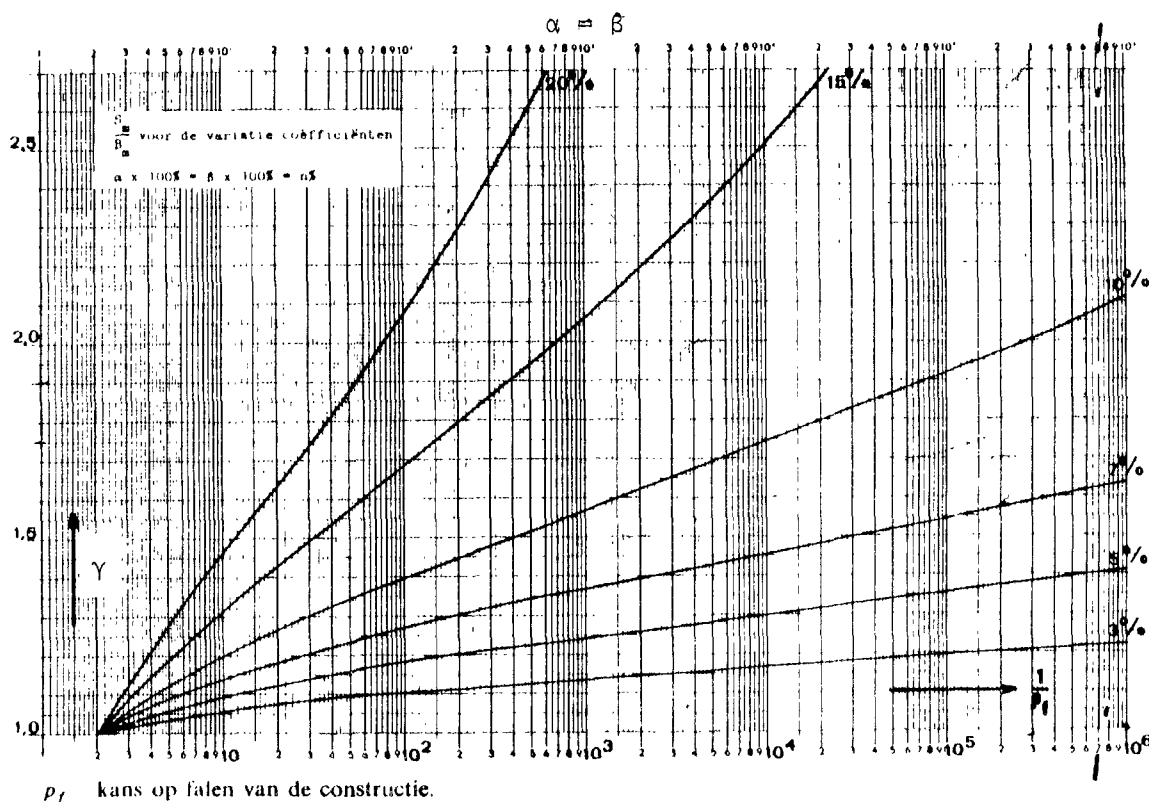
$$\text{of } X < \frac{-(\gamma-1)}{\sqrt{\alpha^2 \gamma^2 + \beta^2}}$$

Uit een kosten en schade-analyse volgt de voor het ontwerp aan te houden kans op bezwijken P . In vorenstaande grafiek is de daarbij behorende waarde van X af te lezen. Wanneer nu de variatiecoëfficiënt α en β bekend zijn dan volgt uit

$$X = \frac{-(\gamma-1)}{\sqrt{\alpha^2 \gamma^2 + \beta^2}}$$

de waarde voor de aan te houden veiligheidscoëfficiënt γ .

In onderstaande grafiek is voor $\alpha = \beta$ γ af te lezen als functie van P .



Voorbeeld

Uit een aantal sonderingen is bepaald dat met een betrouwbaarheid van 95% de gemiddelde sterkte van een geologisch homogene zandlaag voor een fundering op palen 1500 kN per paal bedraagt. De standaardafwijking is bepaald op 150 kN; $\alpha = 0,1$.

De variatiecoëfficiënt van de belasting $\beta = 0,1$

Stel dat bij bezwijken van één paal een schade aan het gebouw ontstaat van f 200.000,--. Neem aan dat de kosten van het bezweken onderdeel, dus een gedeelte van de fundering f 2.000,-- bedragen.

Dan is $n = 100$. De fundering wordt ontworpen op een bezwijkkans van 1:1000. Uit de grafiek op pag. 17 volgt voor x : bij $P = 1:10^3$: $x \approx 3$.

$$\text{Voor } \gamma \text{ geldt dan: } -3 = \frac{-(\gamma-1)}{\sqrt{0,1^2 \gamma^2 + 0,1^2}}$$

Uit de grafiek op pag. 18 is af te lezen voor $\alpha=\beta= 0,1$ en $P = 1:10^3$ dat $\gamma \approx 1,55$.

De maximaal toelaatbare paalbelasting bedraagt $\frac{1500}{1,55} \approx \underline{970 \text{ kN}}$.

Een aspect dat in voorgaande beschouwing niet aan de orde is gekomen, is de grootte van de vervormingen die bij de berekende toelaatbare spanningstoestand hoort. De uitkomsten van de statistische berekeningen moeten altijd getoetst worden aan het vervormingskriterium. Dit geldt zowel voor funderingsberekeningen als stabiliteitsberekeningen van grondlichamen.

Nader onderzoek zal moeten uitwijzen hoe groot de minimale waarde van γ behoort te zijn om te voorkomen dat de vervormingen zo groot worden dat er schade ontstaat. Uiteraard is de opneembare vervorming afhankelijk van de aard van de constructie.

II. Het draagvermogen van een fundering op staal

Algemeen

Het draagvermogen van een funderingselement wordt bepaald door de volgende factoren.

1. De mechanische eigenschappen van de ondergrond, zoals ϕ en c waarden.
2. De grondwaterstand.
3. De afmetingen van het funderingselement.
4. De bovenbelasting naast het funderingselement t.o.v. het aanlegniveau van de fundering.
5. De diepte van het aanlegniveau onder het maaiveld.
6. De richting waaronder de belasting aangrijpt, alsmede de excentriciteit van de belasting.

Er zijn diverse methoden ter bepaling van het grensdragvermogen van een funderingselement, die bovenstaande factoren kwantitatief in rekening brengen.

In Nederland wordt een fundering op staal doorgaans uitgevoerd op een ondergrond van zand, van nature aanwezig, dan wel in de vorm van een grondverbetering aangebracht.

Bij de bepaling van de zakking van een funderingselement moet rekening worden gehouden met het voorkomen van samendrukbaar materiaal op grotere diepte onder de fundering. Afhankelijk van de afmetingen van het funderingselement en de grootte van de belasting kunnen deze lagen door de spanningverhoging in de grond worden beïnvloed.

De grondslag direkt onder de fundering bestaat over het algemeen uit matig vast tot vastgepakt zand. Uit proeven is gebleken dat bij vast gepakt zand praktisch geen inleiding tot bezwijken plaatsvindt. Bij een minder vaste pakking treden er veel grotere deformaties op alvorens de fundering bezwijkt. Een en ander geeft er aanleiding toe bij vast gepakte zanden een kleiner deel van de bezwijk belasting toe te laten dan bij lossere gepakte zanden onder dezelfde omstandigheden.

De methode Prandtl-Buisman

II-1 De methode kan worden gebruikt ter bepaling van het grens-draagvermogen van een lange strookfundering, vertikaal en centriscn belast.

De algemene formule luidt:

$$P_{ev} = V_c \cdot C + V_b \cdot P_b + V_g \cdot \gamma \cdot b \quad (1)$$

waarin P_{ev} = de bezwijkspanning

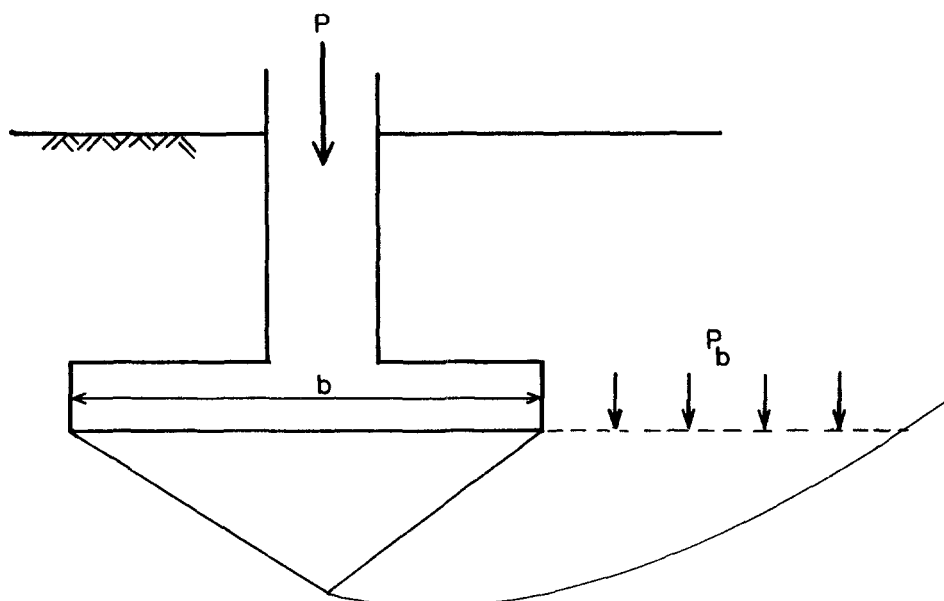
C = de cohesie van de grond

P_b = de bovenbelasting t.o.v. het aanlegniveau

γ = het volumegewicht van de wig grond onder het aanlegniveau

b = de funderingsbreedte

V_c, V_b, V_g = draagkrachtfactoren afhankelijk van de hoek van inwendige wrijving ϕ .

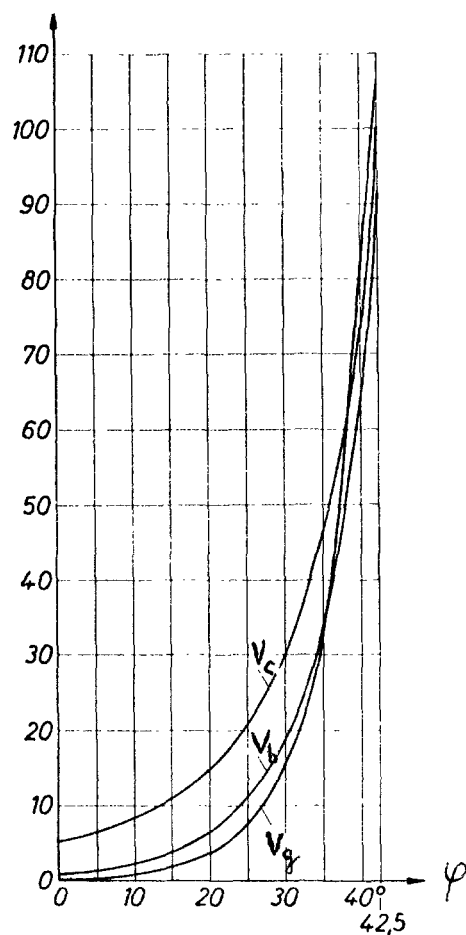


De term $V_c \cdot C$ geeft het aandeel weer van de cohesie in het schuifvlak.

De term $V_b \cdot P_b$ het aandeel van de bovenbelasting, terwijl $V_g \cdot \gamma \cdot b$ het aandeel tot de grensspanning aangeeft van het gewicht van de afschuivende grondmoot.

De grondwaterstand heeft invloed op het volumegewicht. Voor de grond onder water moet dus $\gamma - 1$ worden genomen. Zowel de tweede als de derde term in formule (1) worden dus door de grondwaterstand beïnvloed.

In onderstaande grafiek zijn de draagkrachtfactoren V_c' , V_b en V_g weergegeven als functie van de hoek ϕ .



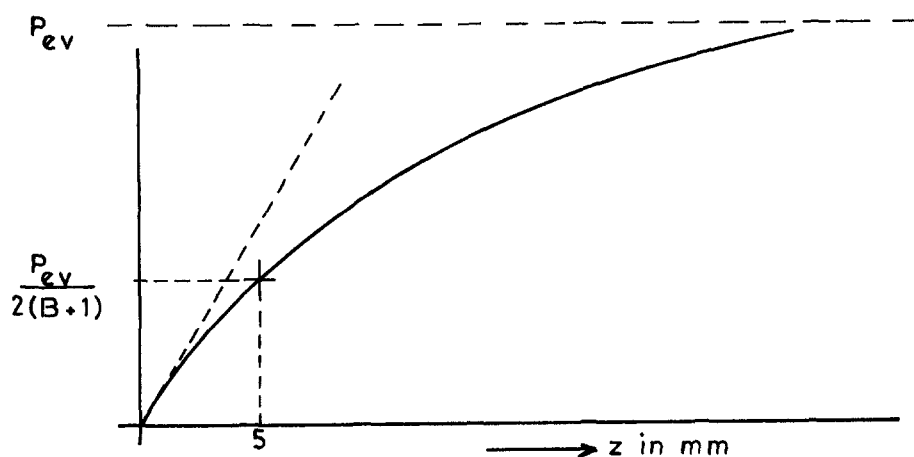
Het evenwichtsdraagvermogen van rechthoekige funderings-
elementen kan gesteld worden op 1,3 x het evenwichtsdraag-
vermogen van een strookfundering.

Toelaatbare funderingsdruk:

Om de toelaatbare funderingsdruk te bepalen is het onder-
meer van belang een indruk te hebben van het last-zettings-
diagram van de fundering.

Voor een fundering op vast gepakt zand (verdicht) kan het last zettingsdiagram beschreven worden door o.a. de König Hyperbool. Indien door de belastingverhoging geen samendrukbare lagen worden beïnvloed wordt aangenomen dat er een zakking optreedt van 5 mm bij een belasting die gelijk is aan $P_1 = \frac{P_{ev}}{2(B+1)}$ waarbij B de funderingsbreedte is ($\leq B \leq$).

In het traject van 0 tot P, is de deformatie nagenoeg elastisch.



De formule voor de König Hyperbool is : $z = \frac{\alpha \cdot P}{P_{ev} - P}$
 waarbij geldt dat $z = 5 \text{ mm}$ van $P = \frac{P_{ev}}{2(B+1)}$.

Bij gelijkmatige grondslag en/of daarvoor geschikte constructies kan de veiligheidscoëfficiënt verlaagd worden. Echter bij variaties in de funderingsdruk zullen de variaties in de zettingsverschillen groter zijn dan bij een hogere veiligheidscoëfficiënt.

II-2 De methode Meyerhof-de Beer

Deze methode ter bepaling van het evenwichtsdraagvermogen van een strookfundering kan worden toegepast voor

1. vertikaal, centrisc belaste elementen
2. scheef, centrisc belaste elementen
3. scheef, excentrisc belaste elementen.

ad 1 De algemene formule luidt:

$$P_v = V_c \cdot c + P_b \cdot V_b + V_g \cdot \gamma \cdot b$$

voor zand is $c = 0$

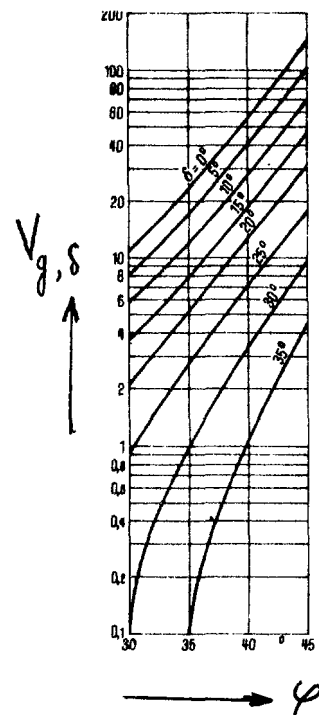
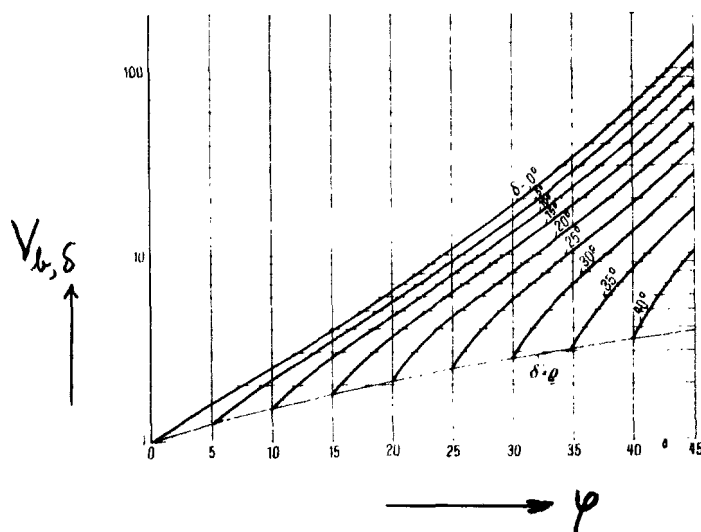
ad 2 De algemene formule luidt:

$$P_v = V_{c,\delta} \cdot c + P_b \cdot V_{b,\delta} + \gamma \cdot b \cdot V_{g,\delta}$$

waarin P_v : bezwijkbelasting
 c : cohesie (voor zand is $c = 0$)
 P_b : bovenbelasting t.o.v. het aanlegniveau
 γ : volumegewicht van de grond
 b : breedte van de fundering
 $V_g; V_b$: draagkrachtfactoren, afhankelijk
 $V_{g,\delta}; V_{b,\delta}$ van ϕ
 δ : hoek t.o.v. de vertikaal waaronder de
 belasting aangrijpt

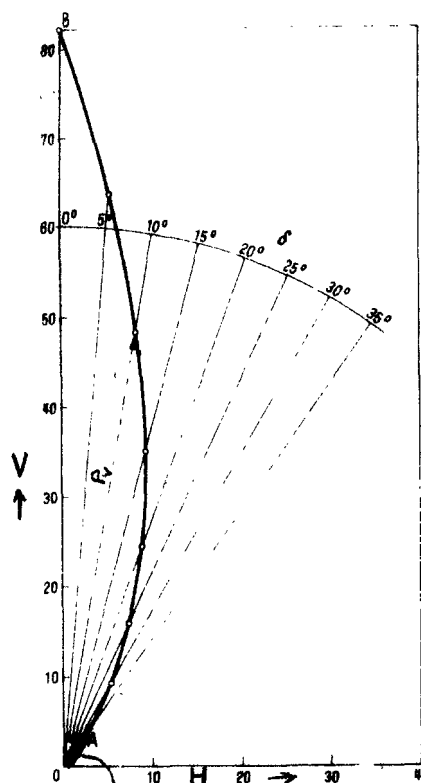
De term $V_c \cdot c$ is voor zand $= 0$. Het aandeel van de bovenbelasting t.o.v. het aanlegniveau wordt gegeven door de tweede term, terwijl de derde term het aandeel van het gewicht van de afschuivende grondmoot vertegenwoordigt.

$$\rightarrow P_v = P_b \cdot V_{b,\delta} + \gamma_b V_{g,\delta}$$



Bij het uitvoeren van een berekening voor een concreet geval is voor de verschillende waarden van δ het verband op te stellen tussen de verticale en de horizontale komponent van de resulterende bezwijkbelasting P_V .

In nevenstaande grafiek is een dergelijk verband aangegeven.



Uit deze grafiek is tevens af te leiden dat een geringe afwijking van de resulterende belasting uit de vertikaal reeds een belangrijke afname van de resulterende bezwijkbelasting tot gevolg kan hebben. Bij zuiver als vertikaal belast berekende funderingselementen kan een toevallige, geringe horizontale belasting op de fundering de veiligheid reeds belangrijk doen afnemen.

ad.3 Scheef, excentrisch belaste funderingselementen.

De algemene formule luidt: ($c = 0$)

$$P_v : 2 u (P_b \cdot V_b \cdot x_{b,\delta} + V_g \cdot x_{g,\delta})$$

waarin P_v : de totale bezwijkbelasting van het funderingselement

u : $\frac{b}{2} - e$ waarin b : breedte van de strook
 e : excentriciteit van de belasting

δ : hoek t.o.v. de vertikaal waaronder de belasting aangrijpt

V_b, V_g : draagkrachtfactoren, afhankelijk van ϕ , zie grafieken onder ad 1 en ad 2.

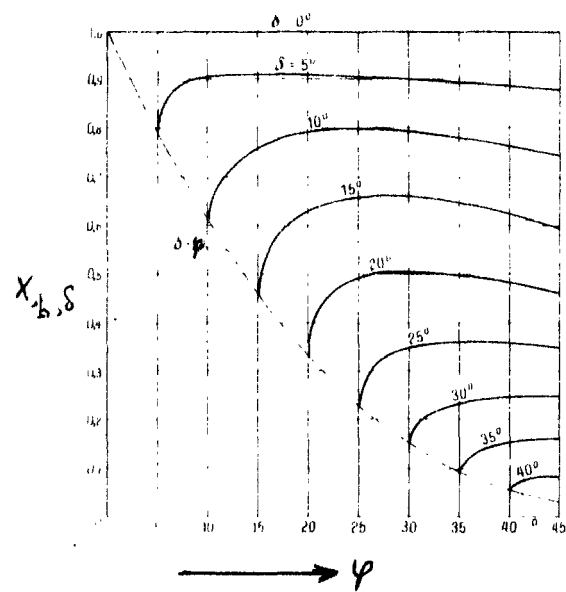
$x_{b,\delta}, x_{g,\delta}$: hellingfactoren, afhankelijk van ϕ, δ en e

γ : volumegewicht

In de formule wordt (naar Brinch Hansen) het volgende verband aangenomen:

$$x_{g,\delta} \approx x_{b,\delta}^2$$

In navolgende grafiek is de hellingfaktor $x_{b,\delta}$ weergegeven.



II-3 Methode Brinch-Hansen

Deze methode ter bepaling van het evenwichtsdraagvermogen van een rechthoekig funderingselement kan worden toegepast voor:

1. vertikaal, centrisch belaste elementen
2. scheef , centrisch belaste elementen
3. scheef , excentrisch belaste elementen

De algemene formule luidt:

$$\frac{V}{A} = \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c$$

waarin:

V_v : vertikale komponent van de bezwijkbelasting in kN

γ : volumieke massa in kN/m³

q : bovenbelasting op het funderingsnivo in kN/m²

c : kohesie in kN/m²; voor zand $c = 0$

N_{γ}, N_q, N_c : draagvermogenfactoren (functie van ϕ)

s_{γ}, s_q, s_c : vormfactoren

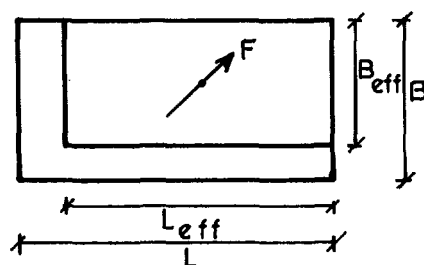
d_{γ}, d_q, d_c : dieptefactoren

i_{γ}, i_q, i_c : hellingfactoren

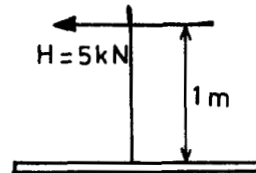
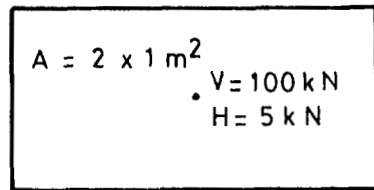
A : effectieve funderingsoppervlak

De funderingsdruk wordt gelijkmatig verdeeld verondersteld over het effectieve oppervlak. Het effectieve oppervlak wordt als volgt bepaald:

- bij centrisch belaste oppervlakken is het effectieve oppervlak gelijk aan $B \times L$, waarin B en L respektievelijk de breedte en de lengte van het funderingselement zijn;
- bij excentrisch belaste oppervlakken is het effectieve oppervlak gelijk aan $B_{eff} \times L_{eff}$, waarbij het oppervlak B_{eff} en L_{eff} centrisch belast worden. B_{eff} en L_{eff} volgen uit symmetrie-overwegingen, indien de plaat horizontaal centrisch wordt belast:



Bij zowel vertikaal als horizontale excentrische belasting moet de horizontale excentriciteit in rekening worden gebracht, bijvoorbeeld:



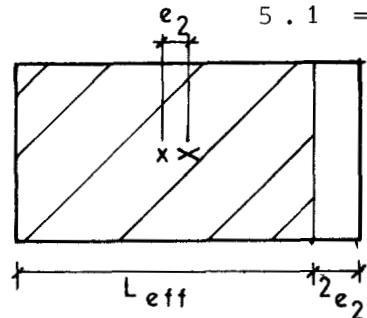
vertikale component : centrische belasting

horizontale component: excentrische belasting

bepaling B_{eff} en L_{eff} :

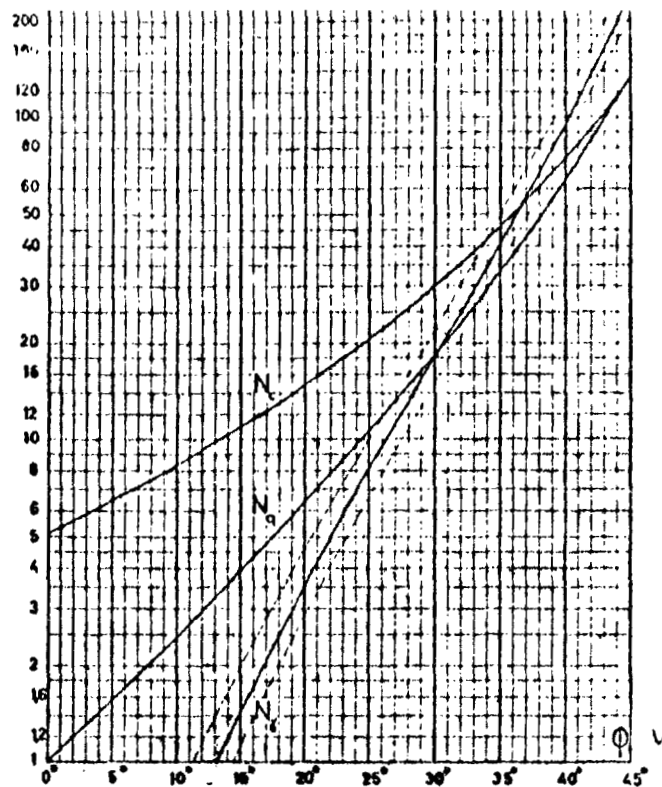
$$H \cdot c_1 = V \cdot c_2$$

$$5 \cdot 1 = 100 \cdot e_2 \quad e_2 = 0,05 \text{ m}$$



Bepaling van de factoren uit de formule:

N_Y , N_Q en N_C worden bepaald met behulp van onderstaande grafiek:



i_γ, i_q en i_c :

$$i_q = [1 - 0,5 H: (v + A \cdot c \cotg \phi)]^5$$

$$i_\gamma = [1 - 0,7 H: (v + A \cdot c \cotg \phi)]^5$$

$$i_c = [0,5 - 0,5 \sqrt{1 - H/A \cdot c}]$$

waarin H: horizontale komponent van de belasting

V: vertikale komponent van de belasting

A: effectief oppervlak

c: kohesie

ϕ : hoek van inwendige wrijving

s_γ, s_q en s_c :

$$\left. \begin{aligned} s_q &= 1 + \sin \phi \cdot \frac{B}{L} \\ s_\gamma &= 1 - 0,4 B/L \\ s_c &= 0,2 B/L \end{aligned} \right\} \text{ voor } \underline{\text{vertikale}} \text{ belasting van de fundering}$$

Voor een scheefbelaste konstruktie gelden de formules:

$$s_q = 1 + \sin \phi \cdot B \cdot i_q/L$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 (B \cdot i_{\gamma B}/L) \quad \} \text{ horizontale komponent//korte zijde } B$$

$$s_c = 0,2 \cdot i_c B/L$$

òf:

$$s_q = 1 + \sin \phi \cdot L \cdot i_q/B$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 (L \cdot i_{\gamma L}/B) \quad \} \text{ horizontale komponent//lange zijde } L$$

$$s_c = 0,2 \cdot i_c L/B$$

d_γ, d_q en d_c :

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi (1 - \sin \phi)^2 \cdot D/B \text{ voor } D \leq B$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi (1 - \sin \phi)^2 \cdot \operatorname{arctg} D/B \text{ voor } D > B$$

$$d_c = 0,4 \operatorname{arctg} D/B$$

De algemene draagkrachtformule:

Voor een scheef, excentrisch belaste fundering, met horizontale componenten zowel langs de korte als de lange zijde:

$$\frac{V}{A} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} \gamma \cdot N_{\gamma} \cdot B \cdot s_{\gamma B} \cdot d_{\gamma s} \cdot i_{\gamma B} + q \cdot N_q \cdot s_{qB} \cdot d_{qB} \cdot i_{qB} + c N_c \cdot d_{cB} \cdot i_{cB} \cdot s_{cB} \\ \frac{1}{2} \gamma \cdot N_{\gamma} \cdot L \cdot s_{\gamma L} \cdot d_{\gamma L} \cdot i_{\gamma L} + q \cdot N_q \cdot s_{qL} \cdot d_{qL} \cdot i_{qL} + c N_c \cdot d_{cL} \cdot i_{cL} \cdot s_{cL} \end{array} \right.$$

Voor de γ -term:

- 1) bovenste als $Bi_{\gamma B} < Li_{\gamma L}$
- 2) onderste als $Li_{\gamma L} < Bi_{\gamma B}$

voor de q -term: altijd de term met de kleinste waarde

voor de c -term: idem

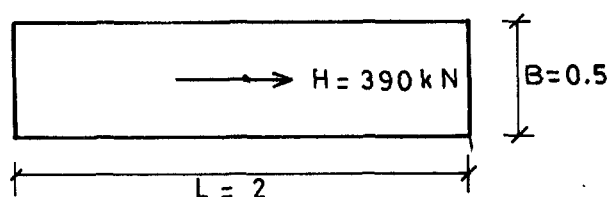
v o o r b e e l d :

plaat: $B \times L = 0,5 \times 2 \text{ m}^2$

funderingsgrondslag: verdicht zand: $\phi = 47^\circ \rightarrow N_{\gamma} = 300$ en $N_q \approx 190$

$D = 0,5 \text{ m}$ en $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$; $c = 0$

horizontale belasting $H_L = 390 \text{ kN}$ evenwijdig aan de lange zijde L



Hoe groot is de verticale bezwijkcomponent?

$$H_L = 390 \text{ kN}$$

$$H_B = 0 \rightarrow d_{qB} = 1,12$$

$$s_{qB} = 1,18$$

$$i_{\gamma B} = i_{qB} = 1 \rightarrow Bi_{\gamma B} = 0,5$$

$$d_{qB} \cdot s_{qB} \cdot i_{qB} = 1,12 \cdot 1,18 \cdot 1 = 1,32$$

Voor de andere richting:

$$d_{qL} = 1 + 2 \cdot 1,07 (1 - 0,732)^2 \cdot 0,5/2,0 = 1,04$$

$$i_{\gamma L} = (1 - 0,7 \cdot 39/108)^5 = 0,235 \quad Li_{\gamma L} = 0,47$$

$$i_{qL} = (1 - 0,5 \cdot 39/108)^5 = 0,370 \quad Li_{qL} = 0,74$$

Omdat $Bi_{\gamma B} > Li_{\gamma L}$: moet in de γ -term van de draagkrachtformule

$Li_{\gamma L} \approx 0,47$ worden gesubstitueerd.

$$s_{\gamma L} = 1 - 0,4 \cdot 0,47/0,5 = 0,625$$

$$s_{qL} = 1 + 0,732 \cdot 0,74/0,5 = 2,09$$

$$d_{qL} \cdot s_{qL} \cdot i_{qL} = 1,04 \cdot 2,09 \cdot 0,370 = 0,805$$

Omdat $d_{qL} \cdot s_{qL} \cdot i_{qL} < d_{qB} \cdot s_{qB} \cdot i_{qB}$ moeten de eerste termen worden aangehouden in de draagkrachtformule.

$$\text{Dus: } \frac{Q}{A} = \frac{1}{2} \gamma N_{\gamma} \cdot Li_{\gamma L} \cdot s_{\gamma L} \cdot d_L + q \cdot N_q \cdot Li_{qL} \cdot s_{qL} \cdot d_{qL}$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 300 \cdot 2 \cdot 0,235 \cdot 0,625 \cdot 1 + (0,5 \cdot 10) \cdot 190 \cdot$$

$$0,370 \cdot 2,09 \cdot 1,04 \approx 1140 \text{ kN}$$

=====

III Draagvermogen van een drukpaal

Het draagvermogen van een drukpaal wordt bepaald door twee factoren:

- a) het aandeel van de punt
- b) het aandeel van de schachtwrijving

Bij het vaststellen van het draagvermogen moet eventuele negatieve kleef in de berekening worden betrokken.

Er wordt uitgegaan van de grens-puntbelasting en de grens-schachtwrijving.

Ter bepaling van de grens-puntbelasting kunnen de methode Koppejan (4D,8D) of v/dVeen (1.5D,375D) worden gebruikt. Deze methoden zijn ontwikkeld voor geheide palen. De grens-puntbelasting wordt berekend uit de sonderingen welke worden gemaakt vóór het heien van de palen.

Als bijdrage aan het draagvermogen wordt de wrijving tussen de paalschacht en de omringende grond beschouwd. Hierbij moet rekening worden gehouden met het mogelijk optreden van negatieve kleef. Bij de berekening van de positieve wrijving kan worden uitgegaan van de plaatselijke kleefmeting. Voor elk paaltype is er een correlatiefactor tussen de paalvorm en de gemeten plaatselijke kleef.

De zgn. paalfactor is mede afhankelijk van de grondsoort. De grondsoort indicatie volgens Begemann kan worden gebruikt. Deze methode kan worden toegepast voor normaalgeconsolideerde gronden, waarbij de conusweerstand en de plaatselijke kleefmeting uitgevoerd zijn met de mechanische kleefmantelconus. In onderstaande grafiek is de paalfactor af te leiden voor prefab palen als functie van de verhouding conus/kleef en de paalvorm.

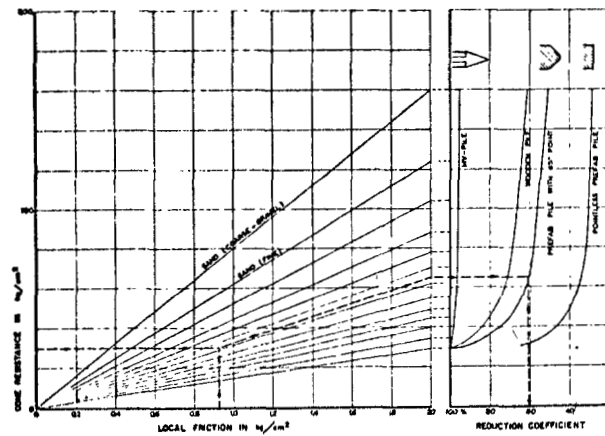


FIG. 1. Reduction curves for calculating friction along tension piles.

In de normaal gekonsolideerde holocene en pleistocene zanden be-
draagt de verhouding conusweerstand: plaatselijke kleef 50 à 60.

Nu is:

$$W_{\text{pos}} = (\text{gemeten kleef}) \times \text{paalfactor} \times \text{omtrek} \times \text{lengte}$$

lengte = lengte waarover positieve kleef wordt gemeten.

Een andere methode ter bepaling van de positieve kleef is de slip-
methode. Hierbij wordt uitgegaan van de wrijving tussen de paal en
de grond, waarbij volledige slip van de grond langs de paal optreedt.
De wrijving wordt berekend met de formule

$$W = A \{ \sigma_v \cdot k \cdot \text{tg} \phi \}$$

waarin k , de coëfficiënt van de horizontale gronddruk, mede afhangt
van de mate waarin de grond wordt verdringen tijdens het inbrengen
van de paal.

Bij de vaststelling van het draagvermogen van palen zijn nu
beide grensbelastingen bekend. Er moet naar gestreefd worden de
ontwikkeling van zowel de punt- als het wrijvings-grensdraagver-
mogen als functie van de verplaatsing te leren kennen. Het $P-\delta$
diagram van de paal is dan eveneens gesplitst in het aandeel van
de punt en de wrijving. Het $P-\delta$ diagram van een paal hangt af van
ondermeer:

- a) de paalafmetingen
- b) de lengte waarover de wrijving wordt ontwikkeld
- c) de verhouding aandeel punt : aandeel wrijving in het draagvermogen

Teneinde een meer algemene formule op te stellen voor het draagvermogen van palen, gebaseerd op sonderingen zullen de proefbelastingsresultaten beschouwd moeten worden op diverse palen van elk paaltype, uitgevoerd in diverse geologisch verschillende gebieden van Nederland.

Voorgesteld wordt uit te gaan van de methoden welke ontwikkeld zijn door vdVeen en vWeele ter interpretatie van proefbelastingsresultaten. Als algemene formule voor het draagvermogen van punt en wrijving kan worden uitgegaan van

$$Z = \alpha \log \frac{P_{gr}}{P_{gr} - P}$$

$$W = W_{max} \cdot \beta \left(1 + \log \frac{Z \cdot 100}{D} \right)$$

D = paaldiameter

P_{gr} = grensbelasting volgens Koppejan of v/d Veen

W_{max} = maximale wrijving

Z = Kopzakking

De koëfficiënten α en β zijn afhankelijk van het paaltype evenals de waarde voor P_{gr} en W_{max} .

Voor de toelaatbare belasting moet worden aangehouden dat er in ieder geval geen doorgaande zettingen zullen optreden in de loop van de tijd.

Uit proefbelastingsresultaten is tevens een inzicht te verkrijgen in de waarden van de veerconstanten van de grond onder de paalpunt. Bij de bepaling van de materiaalspanningen moet uitgegaan worden van de maximale waarde van de negatieve kleef.

III-1 Houten palen

Uitgegaan wordt van taps toelopende palen (verjonging ca 1 cm per m). Deze palen worden doorgaans toegepast, indien ze geheel onder de grondwaterstand komen te staan.

De maximaal toelaatbare belasting wordt doorgaans afgeleid uit de maximaal toelaatbare druk op het hout rekening houdend met eventueel mogelijke excentrische belasting. Als maximum belasting op houten palen wordt 10 à 15 tf aangehouden.

Om de toelaatbare puntbelasting te vinden wordt de grensbelasting gedeeld door een veiligheidsfaktor $n = 1,5$. De bijdrage van de positieve wrijving wordt berekend aan de hand van sonderingen. Uitgegaan wordt van een gemiddelde grenswrijving van 16 à 20°/oo x gemiddelde conusweerstand. De paalfactor volgens Begemann bedraagt volgens de grafiek op pag. 35 minimaal 0,6. Dientengevolge kan voor de positieve wrijving in daarvoor in aanmerking komende zandlagen ca 5°/oo x de gemiddelde conusweerstand worden aangehouden incl. veiligheid. Een alternatieve berekening kan worden gemaakt door uit te gaan van volledige slip van de grond langs de paal.

De wrijving is dan: $W = o \times l \times \sigma_v \cdot k \cdot \text{tg} \phi$

waarin o = paalomtrek

l = dikte van de zandlaag

σ_v = gemiddelde verticale korrelspanning

k = gronddruk koëfficiënt (zie pag. 45.).

De paalkopzakking onder de toelaatbare belasting bedraagt ca 1 à 1,5% van de paaldiameter. Betreffende het verloop van het punt- en wrijvingsdraagvermogen als functie van de kopverplaatsing zijn niet voldoende gegevens voorhanden.

III-2 Prefab betonpalen en stalen palen

a) Prefab betonpalen

Het draagvermogen van geheide prefab betonpalen is te onderscheiden in het aandeel van de punt en de wrijving.

1) punt

Het grensdragvermogen wordt berekend m.b.v. de methode Koppejan of methode v/d Veen. Hierbij is uitgegaan van het heien van de palen, hetgeen een zekere verbetering van de grondslag rondom de paal tot gevolg kan hebben.

Een andere wijze van aanbrengen van de paal zoals bv. trillen kan minder verdichting tot gevolg hebben dan bij het heien van de paal. Een en ander kan tot gevolg hebben dat de grens-punt-spanning lager is dan de volgens de methode Koppejan berekende spanning.

De toelaatbare puntbelasting wordt verkregen door de grens-puntbelasting te delen door een veiligheidsfactor. De bijdrage van de positieve wrijving in de daarvoor in aanmerking komende zandlagen kan gesteld worden op:

$$W = \frac{(\text{gemeten plaatselijke kleef}) \times \text{paalfactor} \times \text{omtrek} \times \text{lengte}}{\text{veiligheidsfactor}}$$

De plaatselijke kleef wordt, indien niet gemeten, gesteld op 1/50 à 1/60 voor de (gemiddelde) conusweerstand. De paalfactor voor geheide prefab palen is over het algemeen gelijk aan 0,3 in de funderingszandlagen.

Een andere methode voor de wrijving is de slipmethode met aangepaste k-waarde afhankelijk van de mate van grondverdringing (pag. 45).

Er kan naar gestreefd worden te achterhalen hoe de ontwikkeling van de wrijving als functie van de paalkopverplaatsing optreedt. Een en ander kan mogelijkerwijs resulteren in wijziging van het tot nu toe gehanteerde percentage van de gemiddelde conusweerstand voor de toelaatbare wrijving.

b) Stalen palen

Bij stalen palen kan onderscheid gemaakt worden tussen palen welke een gesloten punt hebben, en bij het op diepte brengen dus de grond zijdelings verdringen en palen met een open punt die hun draagvermogen ontleen aan wrijving.

1) Stalen palen met gesloten punt. De berekening van het punt-grensdraagvermogen verloopt analoog aan de berekening voor de geheide prefab palen. Ook bij dit paaltype is de methode Koppejan toepasbaar. De toelaatbare wrijving wordt gesteld op 2^o/oo van de gemiddelde conusweerstand.

2) Stalen palen met open punt.

Deze palen worden veelvuldig toegepast bij offshore-konstrukties. Er zijn twee mogelijkheden:

a) er is een mogelijkheid om op propvorming te rekenen

De prop kan zich tijdens het heien onder in de buis vormen. In hoeverre er gerekend kan worden op propvorming kan niet van te voren gezegd worden. Het is noodzakelijk enige meters in vaste zand te heien. De paalfactoren uit de grafiek van Begemann kunnen ook hier worden toegepast ter bepaling van de wrijving. De grenswrijving kan bepaald worden uit de plaatselijke kleefmetingen. Proefbelastingen op open buispalen zullen nader inzicht moeten verschaffen over de berekening van de wrijving en eventueel het draagvermogen van de prop. Berekening volgens slipmethode, k-waarde afhankelijk van de mate van grondverdringing, zie hoofdstuk D.

In samenhangende gronden kan naast de plaatselijke kleefmeting een berekening via de schuifsterkte van de grond worden opgezet. De waarde voor de schuifsterkte kan verkregen worden uit celproeven.

III-3 In de grond gevormde palen

Bij de berekening van het draagvermogen van in de grond gevormde palen worden twee categorieën onderscheiden:

- a) palen welke tijdens de fabricage de grond verdringen
- b) palen waarbij tijdens de fabricage de grond wordt verwijderd alvorens de paal te vormen.

ad. a) Er kan gestreefd worden de algemene formules die op pag. 19 zijn vastgesteld voor de berekening van de paalbelasting ook op deze categorie toe te passen. Het is dan evenwel nodig te beschikken over proefbelastingen op palen van diverse typen in geologisch verschillende gebieden.

Voorlopig kan worden uitgegaan van de berekening van de grenspuntspanning volgens de methode Koppejan. Afhankelijk van het paalttype en de fabrikagewijze kan een veiligheidsfaktor worden toegepast welke, mede in samenhang met de bovenbouw variëren kan van $n = 2$ tot $n = 4$ à $4,5$.

de wrijving

Bij de ontwikkeling van de wrijving moet onderscheid gemaakt worden tussen casing palen en palen waarbij de betonschacht rechtstreeks in kontakt wordt gebracht met de omringende grond. Over het gedeelte van de palen waarvan een casing wordt toegepast wordt, weinig of geen kleef in rekening gebracht. Voor dat gedeelte van de paal waarover de betonschacht in kontakt is getracht met het omringende zand, kan getracht worden de formule van pag. 41 toe te passen. Afhankelijk van de conus-kleefverhouding kan een zeker promillage van de gemiddelde conusweerstand als toelaatbare wrijving worden aangehouden mede afhankelijk van de toelaatbare paalkopverplaatsing. De ontwikkeling van de wrijving als functie van de verplaatsing kan worden vastgesteld aan de hand van proefbelastingsresultaten. De toelaatbare wrijving kan eveneens berekend worden volgens de slipmethode (pag. 45).

Algemeen wordt gevonden dat de wrijving van een in de grond gevormde paal volgens het grondverdringend systeem beter is dan de wrijving van een geheide gladde prefab paal. De uitvoering heeft overigens ook invloed op de kwaliteit van de paal met betrekking tot het draagvermogen.

- ad. b) In de grond gevormde paal waar bij het fabriceren de grond wordt verwijderd.

Door deze wijze van fabriceren wordt de omringende grond ontspannen. Een en ander heeft tot gevolg dat het draagvermogen aanzienlijk minder is dan dat van palen die de grond verbeteren door verdringing.

Essentieel voor deze paalsystemen is dat zowel de grens-puntspanning als de grenswrijving lager zijn dan voornoemde paalsystemen bij grondverdringing. Bovendien is er een grotere verplaatsing nodig om de grenswaarden te bereiken.

Indien boorpalen worden toegepast volgens het procedé waarbij het boorgat tijdelijk in stand wordt gehouden met een steunvloeistof kunnen de volgende formules gehanteerd worden ter bepaling van het draagvermogen:

$$Z = \alpha \log \frac{P_{gr}}{P_{gr} - P}$$

$$W = W_{max} \cdot \beta \left(1 + \log \frac{100Z}{D} \right)$$

waarin: α = 10 à 15

β = 0,5

P_{gr} = 0,5 . $P_{koppejan}$

W_{max} = 6 à 7^o/oo van de gemiddelde conusweerstand

Z = paalkopzakking

D = paaldiameter

Deze formules geven de paalbelasting, gescheiden in het aandeel van de punt en de wrijving als functie van de kopverplaatsing.

Voor andere paalsystemen die de grond verwijderen alvorens de paal te vormen kan gezocht worden naar een soortgelijk verband tussen de kopverplaatsing en de ontwikkeling van punt en wrijvingsdraagvermogen.

Naast de benadering van de wrijving uit de gemeten sondeerwaarden bestaat een methode de wrijving vast te stellen uitgaande van de vloeistofdruk van de aangebrachte beton. De horizontale spanning (vloeistofdruk- eventuele waterdruk) aan de schacht wordt vermenigvuldigd met een faktor $\text{tg } \phi$ om de maximale wrijving langs de schacht te berekenen.

$$\text{Dus } W_{\text{max}} = \sigma_h \times \text{tg } \phi \times O \times l.$$

Deze methode kan gehanteerd worden indien blijvend gerekend kan worden op de aangenomen horizontale spanning. Om de maximale wrijving te kunnen bepalen moet er voldoende kennis bestaan over de in de ongestoorde bodem heersende horizontale spanning. Bij het boren van een gat kan de horizontale spanning afnemen, waardoor een juist inzicht met betrekking tot de heersende horizontale spanning moeilijk wordt. Een methode om in het terrein nadere gegevens te krijgen over de horizontale spanning is de pressiometerproef. In een boorgat wordt de horizontale spanning van de grond bepaald.

III-4 Paalgroepen

Het effect van paalgroepen op het draagvermogen van de enkele paal:

Het aanbrengen van een paal in de grond, indien de grond verdrongen wordt, zal een zekere zijdelingse invloed hebben. Deze invloed is na een afstand van 2 à 4 D niet meer merkbaar.

Indien een aantal palen dicht bij elkaar wordt geheid zullen enkele palen worden geheid in een extra verbeterde grondslag.

Voor zover zand aanwezig is kan dit worden verdicht en/of horizontaal worden opgespannen, afhankelijk van de gradatie van het zand.

E.e.a. kan een hoger draagvermogen van de palen tot gevolg hebben.

Indien alle palen belast worden zullen ze echter elkaar ook beïnvloeden hetgeen resulteert in een grotere zakking per paal.

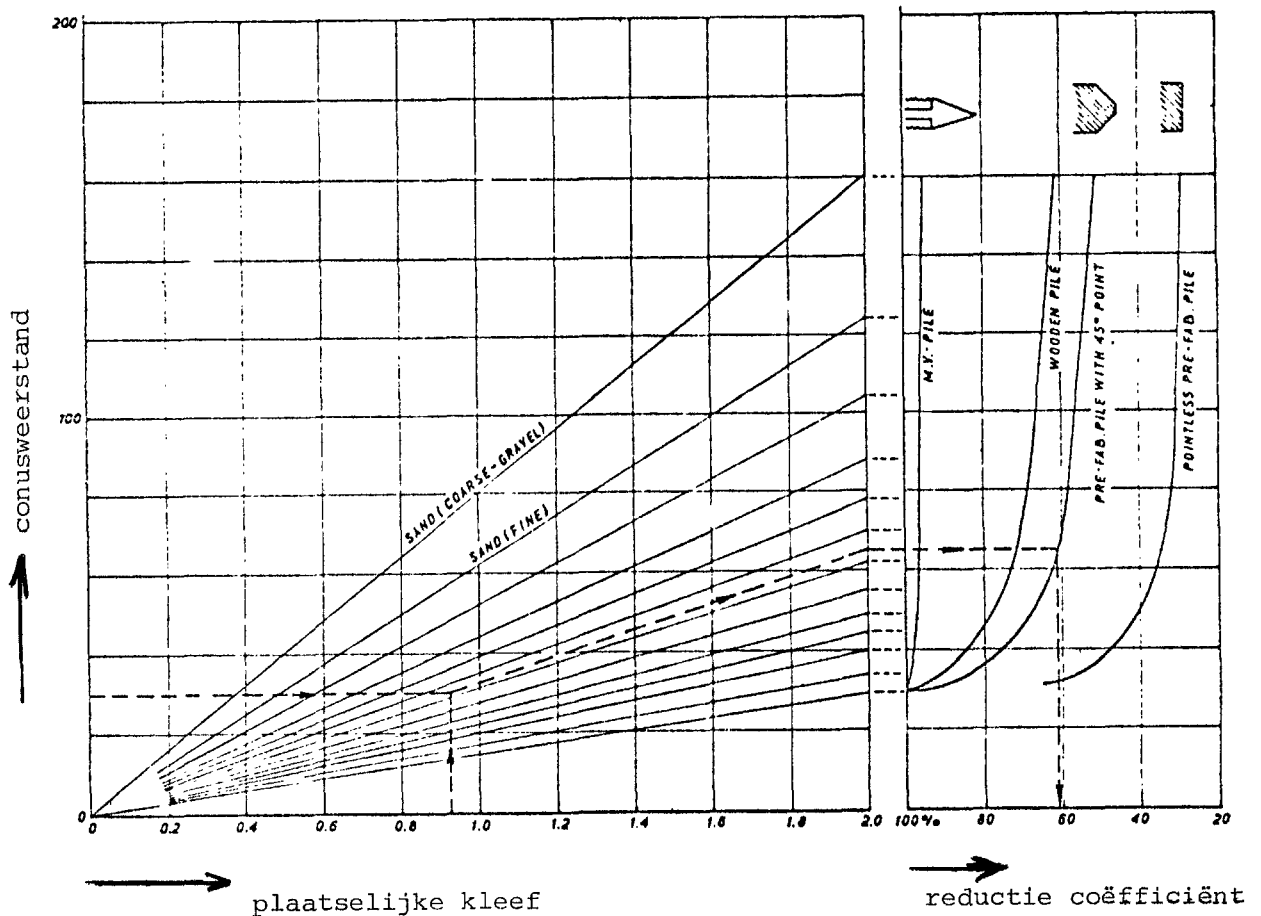
De verbetering van de grond is o.m. afhankelijk van de mogelijkheid tot verdichten, tevens zal er horizontale opspanning plaatsvinden. E.e.a. kan gemeten worden door het uitvoeren van sonderingen.

In welke mate voor een gedeelte van de palen gerekend mag worden met de verbetering van de grondslag als gevolg van het heiproces is vooraf moeilijk voorspelbaar. Proefbelastingen op palen in een palenveld, gekombineerd met het uitvoeren van sonderingen in verschillende stadia kunnen inzicht geven in de mate van verbetering.

Voor de praktijk is het mogelijk een deel van de palen te heien, vervolgens sonderingen te maken en daarmee voor het resterende gedeelte van de palen het advies te baseren op de sonderingen, gemaakt in de verbeterde zone.

IV Draagvermogen van een trekpaal

Ter bepaling van de grenstrekkkracht van een paal kan worden uitgegaan van een sondering met plaatselijke kleefmeting (mechanisch). Uit de resultaten van deze metingen is door Begemann een methode ontwikkeld om de grenstrekkkracht te bepalen. De plaatselijke kleefmeting wordt gekoppeld aan de grenstrekkkracht via een paalfactor volgens onderstaande figuur.



Voor een vrijstaande paal wordt de grenstrekkkracht berekend volgens de formule:

$$T = 0 (v_1 + av_2 + v_3) \times f$$

waarbij v_1 = bijdrage aan de wrijving uit het bovenste $\frac{1}{4}$ deel van de paal
 v_2 = bijdrage aan de wrijving uit het middelste $\frac{1}{2}$ deel van de paal
 v_3 = bijdrage aan de wrijving uit het onderste $\frac{1}{4}$ deel van de paal
 a = reductiefactor, afhankelijk van eventuele belastingwisselingen
 f = paalfactor volgens Begemann

Bij de berekening van de trekkracht moet onderscheid worden gemaakt tussen palen die worden belast van

- a) trek → grote trek $a = 0,9$
- b) 0 → trek $a = 0,5$
- c) trek → druk $a = 0,3$

Hoe groter de variatie is in belasting van druk → trek des te geringer wordt de opneembare trekkracht.

Bij de berekening van de trekkracht wordt uitgegaan van de wrijving tussen de paal en het zand.

De toelaatbare trekkracht wordt verkregen door toepassing van een veiligheidscoëfficiënt welke gelijk gesteld wordt aan 2 à 3. Aan de hand van proefbelastingen op palen kan men een inzicht krijgen in de paalfactor alsmede het last-rijzingsdiagram. Tevens kan de veiligheidscoëfficiënt gerelateerd worden aan de verplaatsing van de paal. Bovendien kan de invloed van de belastingwisselingen worden onderzocht.

De berekening van de trekkracht kan ook worden opgesteld via een beschouwing van de horizontale spanning in de grond. Er moeten voldoende gegevens voorhanden zijn om de horizontale spanning te bepalen. E.e.a. kan eventueel geschieden m.b.v. de pressiometer. In normaal gekonsolideerde zanden, welke vooral in West en Zuid-West Nederland worden aangetroffen kan de verhouding tussen de verticale en de horizontale spanningen gerelateerd worden aan de hoek van inwendige wrijving ϕ .

Gesteld kan worden:

$$T = A (\sigma_v \times K) \operatorname{tg} \delta$$

δ = wrijvingshoek tussen paal en zand = ϕ

K = gronddrukcoëfficiënt voor palen

Voor palen met weinig grondverdringing

veel grondverdringing

$$K = \frac{1}{1 + 2 \operatorname{tg}^2 \phi}$$

$$K = 1$$

σ_v = vertikale korrelspanning

K = gronddrukcoëfficiënt welke het verband aangeeft tussen de
vertikale en de horizontale spanning

A = paalomtrek x lengte

Er moet rekening gehouden worden met minder ontwikkeling van de draagkracht in kwalitatief slechte zandlagen bij geringe deformaties en op afname van de trekkracht bij grote deformaties bij kwalitatief goede zanden.

De toelaatbare trekkracht welke met deze methode berekend wordt, wordt verkregen door de grenstrekkkracht te delen door een veiligheidsfactor $n = 2$ à 3 .

De grenstrekkkrachten welke berekend zijn volgens voornoemde methoden gelden voor de enkele paal. Een tweede criterium van de grenstrekkkracht is de kegelvormige grondmoot welke aan de paal kan hangen. Deze kegelvormige grondmoot heeft een tophoek van ca. 90° . Indien meer palen bij elkaar staan zullen de grondkegels elkaar overlappen, per paal is dan slechts een evenredig deel van het grondmassief beschikbaar. Voor die palen waarbij de grondkegel zich volledig kan ontwikkelen wordt gesproken van een enkele paal.

Uit voornoemde criteria wordt de laagste grenstrekkkracht als maatgevend aangehouden.

Aan te houden veiligheidscoëfficiënt ca. 2.

V Groutankers

Het is tot nu toe niet mogelijk de opneembare trekkracht van groutankers te berekenen. Uit proefbelastingen is gebleken dat er een positieve correlatie bestaat tussen de bezwijk-trekkracht van een anker en de conusweerstand. Deze correlatie kan echter tot nog toe niet omgezet worden in voor de praktijk hanteerbare ontwerpregels.

Het is evenwel mogelijk criteria op te stellen waaraan het anker na fabricage moet voldoen bij een test.

In de praktijk wordt een anker, in het stadium van het voorontwerp, proefbelast, waaruit een waarde voor de toelaatbare trekkracht voor het ontwerp wordt afgeleid.

Indien vóór het ontwerpstadium één of meer ankers worden proefbelast, is het aan te bevelen de ankers te belasten tot bezwijken.

Na uitvoering van de groutankers in het werk kan een aantal gecontroleerd worden door middel van de controleproef, vergelijkbaar met de vooraf uitgevoerde geschiktheidsproeven. De resultaten van de controleproef worden vergeleken met die van de geschiktheidsproef.

De proefbelasting van een groutanker

Geschiktheidsproef:

Bij het proefbelasten van een anker wordt de belasting trapsgewijs opgevoerd tot bezwijken. Bij elke belasting, die gedurende enige tijd constant wordt gehouden en waarbij vervolgens enige malen wordt gewisseld van die belasting naar nul, wordt op een aantal tijdstippen de verplaatsing van het staafeinde in de richting van het anker gemeten.

De belastingtrappen worden gekozen door bijvoorbeeld trappen van 100 kN te nemen. Na 1, 2, 5, 10, 15 en 25 minuten wordt de verplaatsing van het staafeinde afgelezen. Na de periode van konstante belasting wordt enige malen gewisseld tot nul, waarbij de verplaatsing van het staafeinde wordt gevolgd.

Uit de resultaten van de proefbelasting kunnen de volgende gegevens worden afgeleid:

- a) de kruipmaat m_c wordt bij elke konstante belastingperiode bepaald

$$m_c = \frac{u_2 - u_1}{\log t_2/t_1} \text{ mm}$$

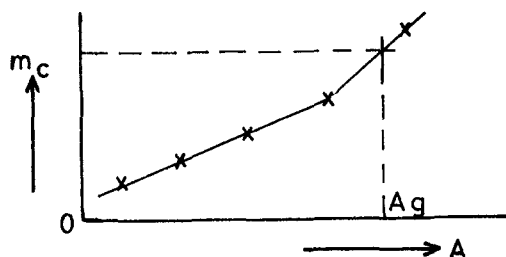
waarin:

t_1 en t_2 : tijdstippen in de konstante belastingperiode

$t = 0$ komt overeen met het tijdstip van aanbrengen van die betreffende belasting

u_1 en u_2 : de bij t_1 en t_2 behorende verplaatsing van het staafeind in de richting van het anker

De kruipmaat kan als functie van de belasting in grafiek worden gezet.



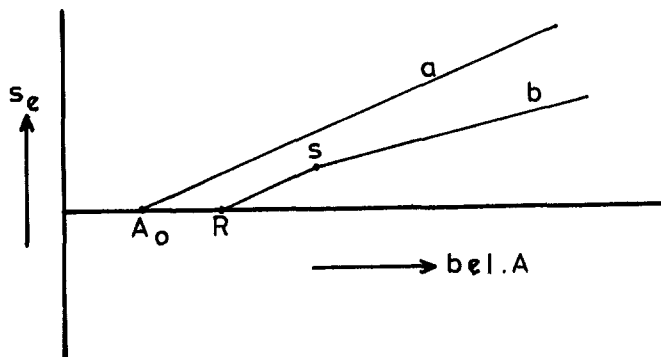
Voor zand kan worden aangehouden, dat de bezwijkbelasting praktisch bereikt is bij een kruipmaat $m_c = 1 \text{ mm}$.

- b) Ter beoordeling van de juiste vrije staaflengte en de kwaliteit van het ankerlichaam wordt uit de proefbelastinggegevens de elastische vervorming van de staaf en het ankerlichaam bepaald. Dit wordt gedaan op grond van de gegevens van de belastingwisselingen.

Voor elke belasting moet de elastische vervorming liggen tussen twee grenswaarden, berekend met behulp van de theoretische staaflengte en ankerlichaamlengte.

Als de elastische vervorming tussen beide grenswaarden ligt, wordt verondersteld dat de uitvoering van het anker juist is geweest.

In grafiek zijn de grenswaarden als volgt voor te stellen:



de grenslijnen a en b kunnen in formule worden uitgedrukt:

$$\text{grenslijn a: } s_e = \frac{A - A_o}{E \cdot F_e} \left(l_{vs} + \frac{l_v}{2} \right)$$

grenslijn b: voor $A \geq 0,75 A_g + A_o$:

$$s_e = 0,8 \frac{A - A_o}{E \cdot F_e} l_{vs}$$

voor $A < 0,75 A_g + A_o$: door lijnstukken $A_o R_s$

waarbij:

	belasting-as
R	$0,15 A_g + A_o$
S	$0,75 A_g + A_o$

hierin is:

s_e : elastische vervorming

A : belasting op het staafeinde

A_o : uitgangsbelaasting, b.v. 50 kN. Vanaf dit belasting "nulpunt" worden de verplaatsingen gemeten

l_{vs} : vrije staaflengte van het staal

l_v : lengte van het ankerlichaam

E : elasticiteitsmodulus van het staal

F_c : staaldoorsnede

A_g : bezwijkbelasting

Ter bepaling van de ontwerpankerkracht worden twee criteria beschouwd:

1. op de bezwijkbelasting A_g wordt een veiligheidscoëfficiënt $n = 1,75$ toegepast.

De toelaatbare belasting A_z is dan:

$$A_{z_1} = \frac{A_g}{1,75}$$

2. op die belasting A_c waarvoor door extrapolatie een kruipmaat $m_c = 1 \text{ mm}$ is gevonden, wordt de veiligheidscoëfficiënt $n = 1,5$ toegepast, zodat:

$$A_{z_2} = \frac{A_c}{1,5}$$

De kleinste van beide bedragen levert de ontwerp-ankerbelasting op.

Na het plaatsen van de ankers wordt een controle op de deugdelijkheid uitgevoerd. Een aantal ankers wordt in enkele trappen beproefd tot het 1,5-voudige van de ontwerpbelasting en alle ankers worden in enkele stappen beproefd tot het 1,2-voudige van de ontwerpbelasting.

De beproevingsprocedure is overigens gelijk aan die van de geschiktheidsproef. De resultaten zowel wat betreft de elastische vervormingen als het kruipgedrag mogen niet belangrijk afwijken van de resultaten van de geschiktheidsproef.

VI Negatieve kleeft

Negatieve kleeft op funderingspalen treedt op wanneer de grond langs de paal een neerwaarts gerichte kracht uitgeoefend als gevolg van het zakken van de grond door konsolidatie na het opbrengen van een belasting of het verlagen van de grondwaterstand of oorzaken anderszins welke zakking van de grond tot gevolg hebben. De negatieve kleeft kan zich tot de maximale waarde ontwikkelen bij een relatieve verplaatsing van de grond t.o.v. de paalschacht van enige cm's bij geheide palen tot ca 1 cm bij in de grond gevormde palen. De neerwaarts gerichte wrijving op de paal zal zich gedurende het zakkingsverloop ontwikkelen tot de maximale waarde. De negatieve kleeft vormt zo een reële belasting op de paal die moet worden opgeteld bij de ontwerpbelasting uit de konstruktie.

Voor de negatieve kleeft zijn de verschillende benaderende berekeningen op te stellen. (Voor een algemeen aanvaarde methode ter voorspelling van de negatieve kleeft is vooralsnog geen sprake.)

- a) volgens Begemann
- b) volgens Zeevaart-de Beer
- c) volgens de horizontale grondspanning.

Daarnaast zijn er verschillende methoden welke gebaseerd zijn op het gebruik van geavanceerde rekentechnieken m.b.v. de eindige elementen methode.

a) Methode Begemann

Het uitgangspunt bij de methode Begemann betreft de negatieve kleeft op een alleenstaande paal welke met de punt op een stijve ondergrond staat. De negatieve kleeft wordt veroorzaakt door de wrijving van een samendrukbare laag welke aan zakking onderhevig is. Indien deze zakking veroorzaakt wordt door een opgebrachte zandlaag wordt ook de bijdrage aan de negatieve kleeft van de (zand)ophoging berekend. De berekening van de negatieve kleeft verloopt analoog aan die van de trekpaalberekening.

Volgens Begemann is de maximale waarde van de negatieve kleef gelijk aan 75 à 80% van de maximale trekkracht. De negatieve kleef wordt tot maximale waarde gemobiliseerd bij een zakking van het ongestoorde maaiveld van 1 à 1,5 cm. Mogelijk moeten deze waarden gedifferentieerd worden naar de wijze van paalfabrikage. Naar verwachting zal rondom geheide palen de grond een grotere zakking moeten ondergaan. Voor de paalfactoren wordt de grafiek op pag. 44 aangehouden.

b) Methode Zeevaert-de Beer

De hier gepresenteerde versie van deze methode kan gebruikt worden met inachtneming van de volgende voorwaarden:

- a. geldig voor palen in een palenveld
- b. geldig voor een één- of tweelagen systeem

De aanwezigheid van de paal is er de oorzaak van dat direct naast de paal een vermindering van de korrelspanning optreedt, wanneer de grond t.o.v. de paal zakt. De grond blijft a.h.w. hangen aan de paal. De schuifkracht op de paal wordt gerelateerd aan de verminderde korrelspanning. Deze kan berekend worden met de formule:

$$\sigma_{kvmp} = \frac{\gamma_{eff}}{m} (1 - e^{-mz}) + p_o \cdot e^{-mz}$$

waarin:

σ_{kvmp} = verminderde korrelspanning naast de paal

γ_{eff} = effectieve volumegewicht van de grond

$$m = \frac{U}{A} \cdot (1 - \sin \phi) \operatorname{tg} \phi$$

u = paalomtrek

A = invloedsoppervlak = (h.o.h.)_{x-richting} * (h.o.h.)_{y-richting}

z = laagdikte

p_o = effectieve bovenbelasting op een laag

De negatieve kleef bedraagt nu:

$$n.k. = A (\sigma_{kvzp} - \sigma_{kvmp})$$

waarin:

σ_{kvzp} = verticale korrelspanning zonder palen.

Het verschil tussen σ_{kvzp} en σ_{kvmp} moet genomen worden op een diepte

waar $\sigma_{kvmp} = \sigma_{kvo}$

waarin:

σ_{kvo} = verticale korrelspanning voor het aanbrengen van de negatieve kleef veroorzakende belasting.

c.) Volgens de direkte berekening van de wrijving op de paalschacht

De negatieve kleef bedraagt voor een t.o.v. de paal zakkende laag:

$$n.k. = l.U \{ (1 - \sin \Phi) \cdot \operatorname{tg} \Phi \} \bar{\sigma}_{vk}$$

waarin:

l = dikte van de t.o.v. paal zakkende laag

U = paalomtrek

Φ = hoek van inwendige wrijving

$\bar{\sigma}_{vk}$ = gemiddelde vertikale korrelspanning in de beschouwde laag.

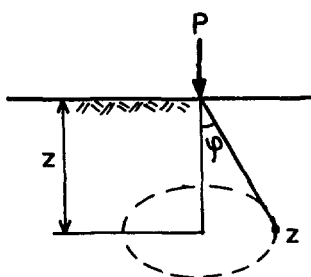
Zowel bij de methode b als bij c is de coëfficiënt voor de horizontale gronddruk aangenomen op $(1 - \sin \Phi)$. Bij horizontale opspanning b.v. ten gevolge van het heien kan deze faktor vooral in zand oplopen tot enige malen $(1 - \sin \Phi)$.

VII Spanningsspreiding en vertikale vervormingen

Om de vertikale vervormingen als gevolg van een verandering in de spanningstoestand te berekenen, moet de spanningsverandering in de ondergrond ten gevolge van een be- of ontlasting worden berekend. Voor een gelijkmatig verdeelde, uitgestrekte belastingverhoging is de spanningsverhoging in de ondergrond gelijk aan die gelijkmatig verdeelde spanningsverhoging ten gevolge van het aanbrengen van een belasting.

In het algemeen echter zullen de aangebrachte belastingen eindige afmetingen hebben, waardoor in de regel spanningsspreiding in de ondergrond optreedt.

Het uitgangspunt voor de berekening van de spanningsspreiding is de formule van Boussinesq voor de vertikale spanning in een punt van het grondmassief als gevolg van een puntlast op het maaiveld.



$$\sigma_z = \frac{3}{2} \frac{P}{\pi z^2} \cos^5 \phi$$

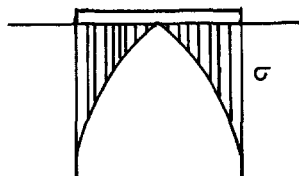
De spanningsverhoging in een bepaald punt als gevolg van verschillende tegelijkertijd werkende belastingen kan worden bepaald door middel van superpositie. Op deze wijze kan een gelijkmatig verdeelde belasting van bepaalde afmetingen vervangen worden door een groot aantal puntlasten.

De spanningsverhoging voor een aantal vormen van bovenbelasting is in de volgende grafieken weergegeven. Zie volgende pagina's.

De gelijkmatige drukverdeling, voor een slappe funderingsplaat, is als volgt voor te stellen

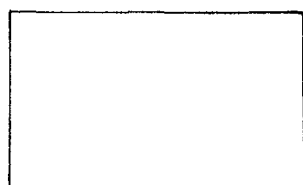


Voor een stijve fundering geldt een parabolische drukverdeling:



De spanningsverandering die optreedt in de ondergrond als gevolg van ophogingen of ingravingen, kan berekend worden met behulp van de tabellen van De Leeuw of Jürgensson. Navolgend zijn voor enige gevallen tabellen opgenomen. Volgende pagina's.

Een andere methode ter bepaling van de spanningsverandering kan geschieden met behulp van de invloedskaarten van Newmark. Volgende pag. Toelichting op het gebruik van de invloedskaarten van Newmark:



* y

Stel: In een punt y moet op een diepte z de invloed van de spanningsverhoging σ worden bepaald.

De diepte z moet nu overeenkomen met de schaal die vermeld is op de kaart.

Dus : $\overline{AB} = z \rightarrow$ schaal.

Het belastingoppervlak $B \times L$ wordt op deze schaal getekend evenals de positie van y. De op transparant papier getekende situatie wordt zodanig op de kaart gelegd, dat y samenvalt met het middelpunt van de concentrische cirkels.

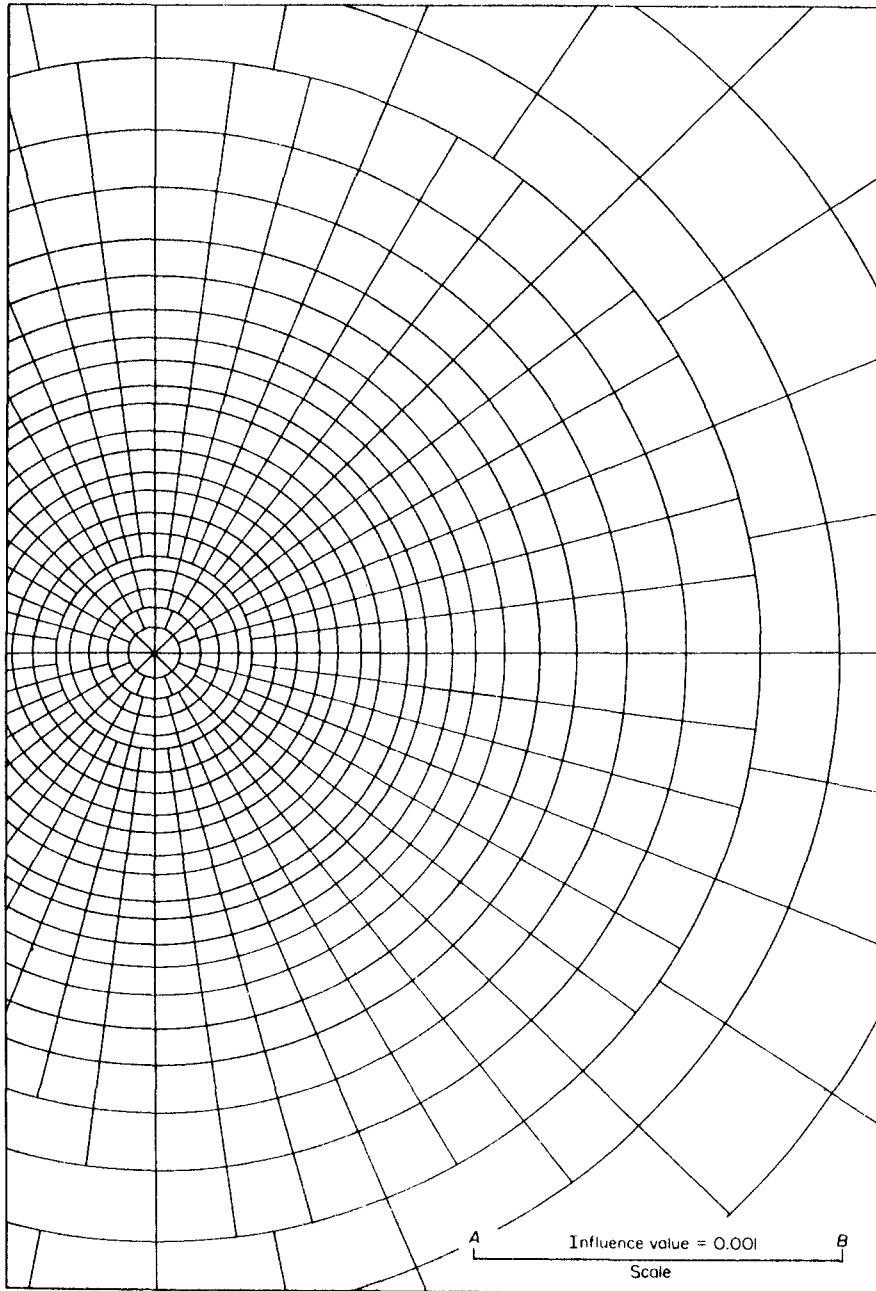
Het aantal vakjes dat door $B \times L$ wordt ingesloten is een maat voor de spanningsverhoging in y.

Stel: totaal aantal vakjes in $B \times L$: a

Dan is: $\Delta\sigma_y = \frac{a}{1000} \cdot \sigma$

Het berekenen van de verticale vervormingen

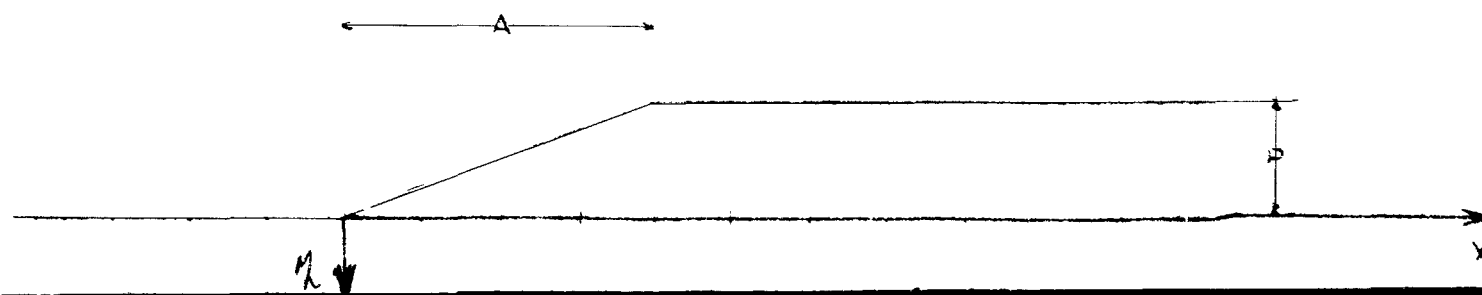
De zettingsberekening wordt over het algemeen uitgevoerd voor één of meer vertikalen, waarbij over de opbouw en de mechanische eigenschappen van de ondergrond voldoende gegevens bekend moeten zijn. De zettingen kunnen berekend worden met de formule van Buisman-Koppejan. De hydrodynamische vertraging met behulp van de theorie van Terzaghi.



NEWMARK.

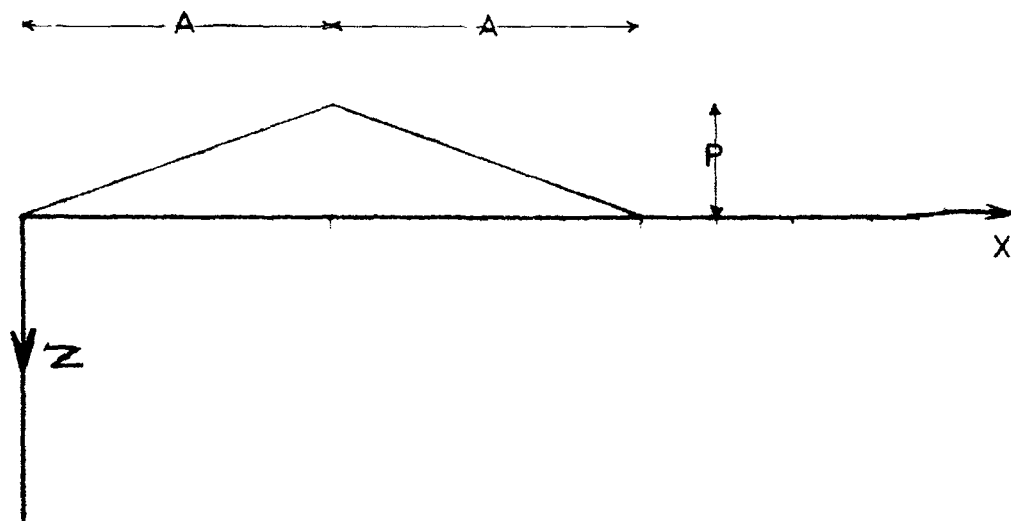
TALON + ONE INDIGE HALF-BEELASTING
 MAASWIJDTE HORIZONTAAL = A/ 4
 MAASWIJDTE VERTIKAAL = A/ 4
 WAARDEN SIGMA Z/P

X/A	-1.000	-0.750	-0.500	-0.250	0.000	0.250	0.500	0.750	1.000	1.250	1.500	1.750	2.000
Z/A													
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.250	0.500	0.750	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.250	0.001	0.002	0.005	0.016	0.078	0.264	0.500	0.736	0.922	0.984	0.995	0.998	0.999
0.500	0.008	0.015	0.029	0.063	0.148	0.302	0.500	0.698	0.852	0.937	0.971	0.985	0.992
0.750	0.024	0.038	0.065	0.116	0.205	0.338	0.500	0.662	0.795	0.884	0.935	0.962	0.976
1.000	0.045	0.068	0.105	0.163	0.250	0.366	0.500	0.634	0.750	0.837	0.895	0.932	0.955
1.250	0.070	0.100	0.142	0.203	0.285	0.387	0.500	0.613	0.715	0.797	0.858	0.900	0.935
1.500	0.097	0.130	0.176	0.237	0.313	0.402	0.500	0.598	0.687	0.763	0.824	0.870	0.903
1.750	0.123	0.159	0.206	0.265	0.335	0.415	0.500	0.585	0.665	0.735	0.794	0.841	0.877
2.000	0.148	0.185	0.232	0.288	0.352	0.424	0.500	0.576	0.648	0.712	0.768	0.815	0.852
2.250	0.171	0.209	0.254	0.307	0.367	0.432	0.500	0.568	0.633	0.693	0.746	0.791	0.829
2.500	0.192	0.229	0.273	0.323	0.379	0.438	0.500	0.562	0.621	0.677	0.727	0.771	0.809
2.750	0.211	0.248	0.295	0.337	0.389	0.444	0.500	0.556	0.611	0.663	0.710	0.752	0.789
3.000	0.228	0.264	0.305	0.350	0.398	0.448	0.500	0.552	0.602	0.650	0.695	0.736	0.772
3.250	0.244	0.279	0.318	0.360	0.405	0.452	0.500	0.548	0.595	0.640	0.682	0.721	0.756
3.500	0.258	0.292	0.329	0.369	0.411	0.455	0.500	0.545	0.589	0.631	0.671	0.708	0.742
3.750	0.271	0.304	0.339	0.377	0.417	0.458	0.500	0.542	0.583	0.623	0.661	0.696	0.729
4.000	0.283	0.315	0.348	0.384	0.422	0.461	0.500	0.539	0.578	0.616	0.652	0.685	0.717
4.250	0.294	0.324	0.357	0.391	0.426	0.463	0.500	0.537	0.574	0.609	0.643	0.676	0.708
4.500	0.303	0.333	0.364	0.397	0.433	0.465	0.500	0.535	0.570	0.603	0.636	0.667	0.697
4.750	0.312	0.341	0.371	0.402	0.434	0.467	0.500	0.533	0.566	0.598	0.629	0.659	0.688
5.000	0.321	0.349	0.377	0.407	0.437	0.468	0.500	0.532	0.563	0.593	0.623	0.652	0.680



CASE: EENZIJDIGE DRIEHOEKIGE BELASTING
 MAASVERHOUTE HORIZONTAAL α/λ 4
 MAASVERHOUTE VERTIKAAL α/λ 4
 WAARDE Σ SIGMA Z/P

X/λ	1.000	1.250	1.500	1.750	2.000	2.250	2.500	2.750	3.000	3.250	3.500	3.750	4.000
Z/λ													
0.000	0.000	0.750	0.500	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.250	0.644	0.720	0.495	0.262	0.077	0.015	0.005	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000
0.500	0.755	0.634	0.471	0.288	0.139	0.058	0.025	0.012	0.007	0.004	0.002	0.001	0.001
0.750	0.590	0.546	0.435	0.300	0.181	0.100	0.054	0.031	0.018	0.011	0.007	0.004	0.003
1.000	0.500	0.471	0.395	0.298	0.205	0.132	0.082	0.052	0.033	0.022	0.015	0.010	0.007
1.250	0.430	0.410	0.358	0.287	0.215	0.153	0.105	0.072	0.049	0.034	0.024	0.017	0.013
1.500	0.374	0.361	0.324	0.272	0.216	0.164	0.121	0.088	0.064	0.046	0.034	0.025	0.019
1.750	0.330	0.321	0.294	0.255	0.212	0.169	0.132	0.101	0.076	0.058	0.044	0.033	0.026
2.000	0.295	0.288	0.268	0.239	0.205	0.170	0.138	0.109	0.086	0.067	0.053	0.041	0.033
2.250	0.266	0.261	0.246	0.223	0.196	0.168	0.140	0.115	0.093	0.075	0.061	0.049	0.039
2.500	0.242	0.236	0.227	0.209	0.187	0.164	0.140	0.118	0.099	0.081	0.067	0.055	0.045
2.750	0.222	0.219	0.210	0.196	0.178	0.159	0.139	0.120	0.102	0.086	0.072	0.060	0.050
3.000	0.205	0.202	0.195	0.184	0.170	0.153	0.136	0.120	0.104	0.089	0.076	0.065	0.055
3.250	0.190	0.188	0.182	0.173	0.161	0.146	0.133	0.119	0.104	0.091	0.079	0.068	0.059
3.500	0.177	0.176	0.171	0.163	0.153	0.142	0.130	0.117	0.104	0.092	0.081	0.071	0.062
3.750	0.166	0.165	0.161	0.154	0.146	0.136	0.126	0.115	0.103	0.093	0.082	0.073	0.064



Deze berekeningsmethodiek geldt voor ééndimensionale konsolidatie dus eigenlijk voor een horizontaal uitgestrekte belastingverhoging. Bij een belastingverhoging van relatief (t.o.v. de laagdikte) kleine afmetingen treedt er tweedimensionale konsolidatie op. Alvorens het zettingsproces volgens Buisman-Koppejan-Terzaghi optreedt, vindt er een volumebestendige vervorming van het massief plaats, direkt na het aanbrengen van de belasting, zonder dat er consolidatie optreedt. Na deze instantane vervormingen begint het konsolidatieproces.

De instantane vervormingen kunnen berekend worden met behulp van computerprogramma's, waarbij de grondparameters E en ν moeten worden ingevoerd. In hetzelfde programma kan het tweedimensionale zettingsproces gevolgd worden.

In de praktijk zullen echter de meeste berekeningen uitgevoerd worden met verwaarlozing van de instantane vervormingen en met behulp van de ééndimensionale konsolidatietheorie.

De uitkomsten zijn in de meeste gevallen voldoende betrouwbaar.

De algemene zettingsformule van Buisman-Koppejan, waarbij het konsolidatie-effekt nog niet in rekening is gebracht, luidt:

$$z = h \left(\frac{1}{C_p} + \frac{1}{C_s} \log t \right) \ln \frac{p_t + \Delta p}{p_t}$$

waarin:

z : zetting in m

h : laagdikte in m

$\frac{1}{C_p}, \frac{1}{C_s}$: samendrukkingsconstanten, afgeleid uit een samendrukkingsproef, dimensieloos

t : tijd in dagen na het aanbrengen van de belasting

p_t : oorspronkelijke spanning in kN/m^2

Δp : spanningsverhoging in kN/m^2

Om de hydrodynamische vertraging in rekening te brengen, moet de hydrodynamische periode bepaald worden:

$$t_e = \frac{1}{2} h^2 \cdot m_v/k \cdot \gamma_w$$

waarin: t_e : hydrodynamische periode in sekonden

h : laagdikte in m

k : doorlatendheid in m/s

m_v : konsolidatiecoëfficiënt in kN/m^2

γ_w : volumegewicht van water in kN/m^3

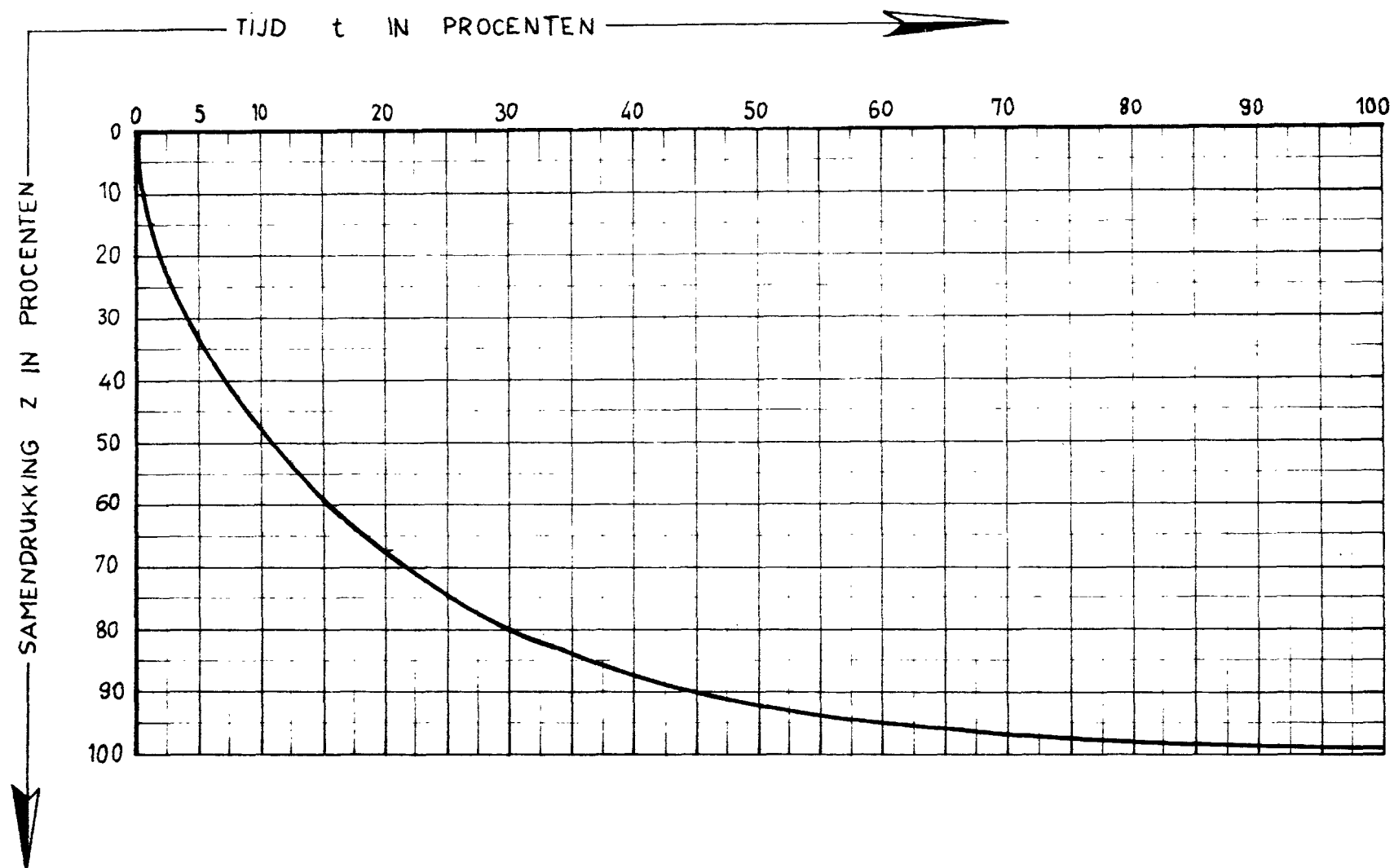
Deze formule geldt voor tweezijdige afstroming.

Voor éénzijdige afstroming wordt h vervangen door $2h$.

De faktor α/k wordt bepaald uit de resultaten van de doorlatendheidsproeven. Theoretisch moet deze waarde konstant zijn en onafhankelijk van de belasting. In de praktijk blijkt dit echter lang niet altijd het geval te zijn.

Na het vaststellen van de hydrodynamische periode kan met behulp van de volgende grafiek van Terzaghi het zettingsverloop gedurende de hydrodynamische periode worden bepaald. Als functie van de tijd is daaruit af te lezen welk gedeelte van de uiteindelijke zetting op een bepaald tijdstip is opgetreden.

Grafiek Terzaghi: zie volgende pagina.



VIII Beddingkonstanten

Vertikale beddingkonstante k_v

Een eenvoudig model van de grond kan worden opgezet door de grond voor te stellen als een systeem van veren, die wel of niet onderling gekoppeld zijn en waarbij de spanningen en vervormingen in lineair verband tot elkaar staan.

Het verband tussen spanningen en vervormingen kan dan worden weergegeven door de beddingkonstante, gedefinieerd als de spanning, nodig voor een indrukking van b.v. 1 mm of 1 cm,

$$\text{dus : } k_v = \frac{\sigma}{z} \text{ N/mm}^3$$

de bepaling van de beddingkonstante, gebaseerd op een grof model van de grond, geeft enige komplikaties.

1. Als gevolg van de plastische vervormingen van de grond bij belastingen, zal de terugvering na ontlasten minder zijn dan de indrukking bij belasten.
2. Uit plaatdrukproeven gedaan ter bepaling van de verticale beddingkonstanten is een afhankelijkheid gebleken van de plaatdiameter.

Voor de ideaal elastisch medium kan het volgende verband tussen spanning en vervorming worden opgesteld.

$$z = \frac{\sigma(1-\nu^2)}{2 r E}$$

waarin: z = zakking in mm
 ν = dwarscontractiecoëfficiënt van Poisson
 r = halve plaatdiameter in mm
 E = elasticiteitsmodulus van de grond in N/mm^2

voor zand is $\nu \approx 1/3$

dan volgt uit voorgaande formule:

$$k = \frac{\sigma}{z} = \frac{2E}{\pi(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{r} \rightarrow k \approx \frac{1.5 E}{d}$$

De beddingkonstante is dus omgekeerd evenredig met de plaatdiameter.

Bij toenemende plaatdiameter zal de beddingkonstante afnemen.

Uit proeven blijkt echter dat de afname van de beddingconstante niet zo sterk is als bovenstaand verband tussen k en d aangeeft.

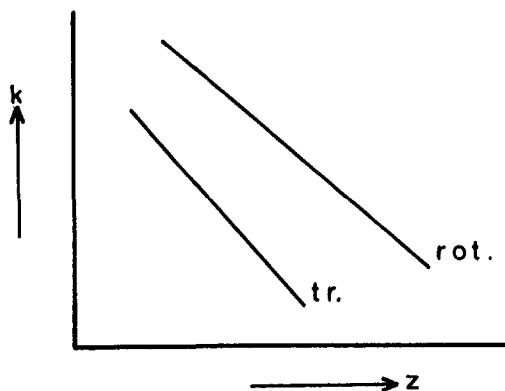
Eén van de oorzaken hiervan is, dat de elasticiteitsmodulus E niet konstant is over de diepte. Wordt een lineair met de diepte toenemende E verondersteld, dan kan worden aangetoond dat k onafhankelijk van d is, als de belastingtoename klein is t.o.v. de heersende spanningstoestand in de grond. Het werkelijke verband tussen k en d zal dan ook moeilijk in een algemene formule kunnen worden samengevat.

Voor funderingen op staal wordt aangeraden de zettingen onder de funderingsplaat te berekenen met de samendrukkingswet van Terzaghi-Buisman. De samendrukkingskonstante C van de zandlaag moet hierbij bekend zijn. Uit deze berekening is de verticale beddingkonstante k te bepalen. Over het algemeen zal blijken dat de beddingconstante omgekeerd evenredig maar niet lineair is met de plaatdiameter. De invloed van samendrukbare lagen op grotere diepten moet eveneens op de grootte van de beddingconstante worden betrokken.

De bepaling van de samendrukkingsconstante C van zand zal nader onderzocht moeten worden. Voorlopig kan voor normaal geconsolideerde gronden voor zand worden aangehouden:

$$C = 2 \text{ à } 2,5 \quad \text{waarin: } \bar{q}_c \text{ de gemiddelde conusweerstand is.}$$

Funderingsplaten die behalve door een verticale belasting ($\rightarrow$ translatie) ook door een moment ($\rightarrow$ rotatie) worden belast, zullen over het algemeen een hogere beddingconstante hebben. Kwalitatief is dit als volgt weer te geven:



Globaal kan gesteld worden dat

$$k_r = 2 k_t$$

Funderingen op palen

De beddingconstante van een paal kan gedefinieerd worden als:

$$k_v = \frac{\sigma}{\delta}$$

waarin: $\sigma = F/A \quad \text{kN/m}^2$

F : paalbelasting in kN

A : paaldoorsnede in m^2

δ : paalkopzakking in m t.g.v. F

De beddingconstante voor een paal is o.m. afhankelijk van:

1. de paallengte
2. de verdeling van de paalbelasting over de wrijving en de puntweerstand
3. het paaltype dus o.a. de eigenschappen van de materialen (staal, beton, hout)
4. de wijze van aanbrengen van de paal.

Als richtlijn kan worden aangehouden dat de beddingkonstante van grondverdringende paalsystemen hoger is dan bij paalsystemen waarbij de grond verwijderd wordt bij vervaardiging van de palen.

Voor geheide prefab betonpalen, zoals deze vaak in West-Nederland worden toegepast, kan worden aangehouden: $k_v = 100 \text{ kN/mm}$. (k_v is hier dus uitgedrukt in een belasting per mm indrukking).

Paalgroepen

Bij elkaar geplaatste palen zullen elkaar beïnvloeden met als gevolg grotere zakkingen dan bij de enkele palen onder gelijke belasting.

De beddingkonstante neemt dus af.

Afhankelijk van de hoeveelheid palen, de h.o.h. afstand en de belastingkondities kan de waarde van k_v afnemen tot ca 25 à 50% van de k_v van de enkele paal onder gelijke belasting.

Nadere studie en onderzoek zal nodig zijn voor een nauwkeurige bepaling van de verticale beddingkonstante.

Horizontale beddingkonstante

De horizontale beddingkonstante is nodig voor o.m. berekeningen van damwanden en diepwanden, (stalen buis) palen.

Een eenduidige bepaling van de horizontale beddingkonstante is voornog niet te geven.

k_h kan bepaald worden door proeven.

Uit de litteratuur wordt een tweetal methoden gegeven, waarvan nader zal moeten worden uitgemaakt wat de betrouwbaarheid van de resultaten is.

Methode 1: Terzaghi

Zand

k_h wordt recht evenredig met de diepte en omgekeerd evenredig met de breedte d van het konstruktiedeel verondersteld.

$$k_h = l_h \cdot \frac{z}{d}$$

In onderstaande tabel is l_h nader uitgewerkt.

		D_r		
		15-35%	35-65%	65-85%
droog of vochtige zone	l_h	800	2.560	6.400
	l_h'	40.000	64.000	96.000
zand onder water	l_h	512	1.600	4.160
	l_h'	24.000	38.400	57.600

l_h in kN/m^3

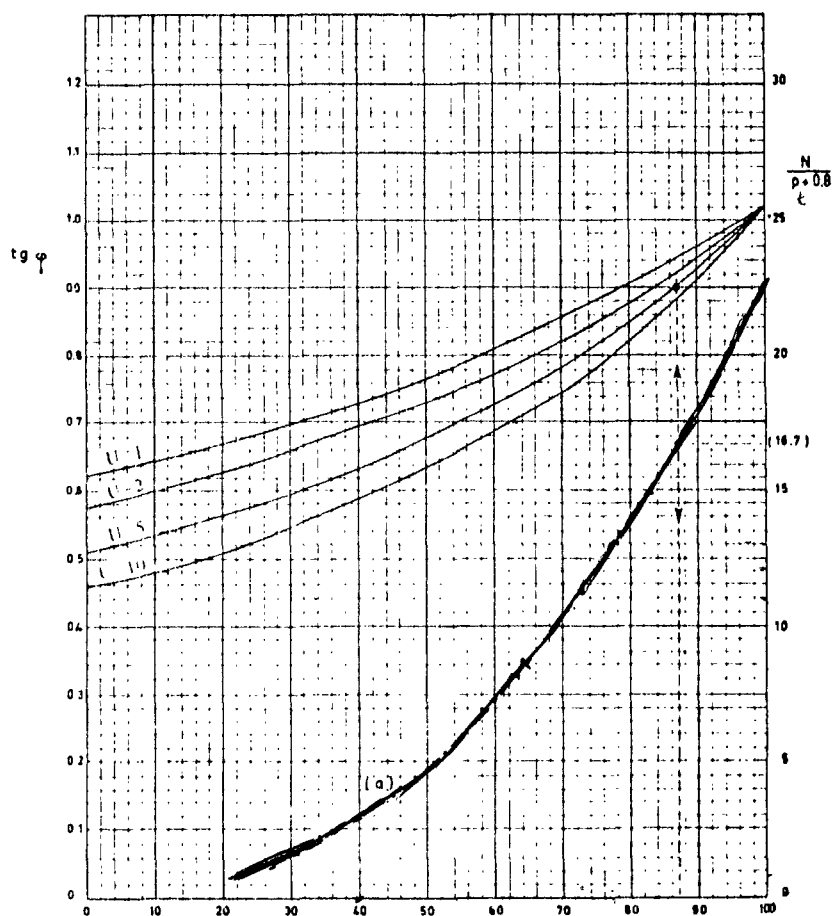
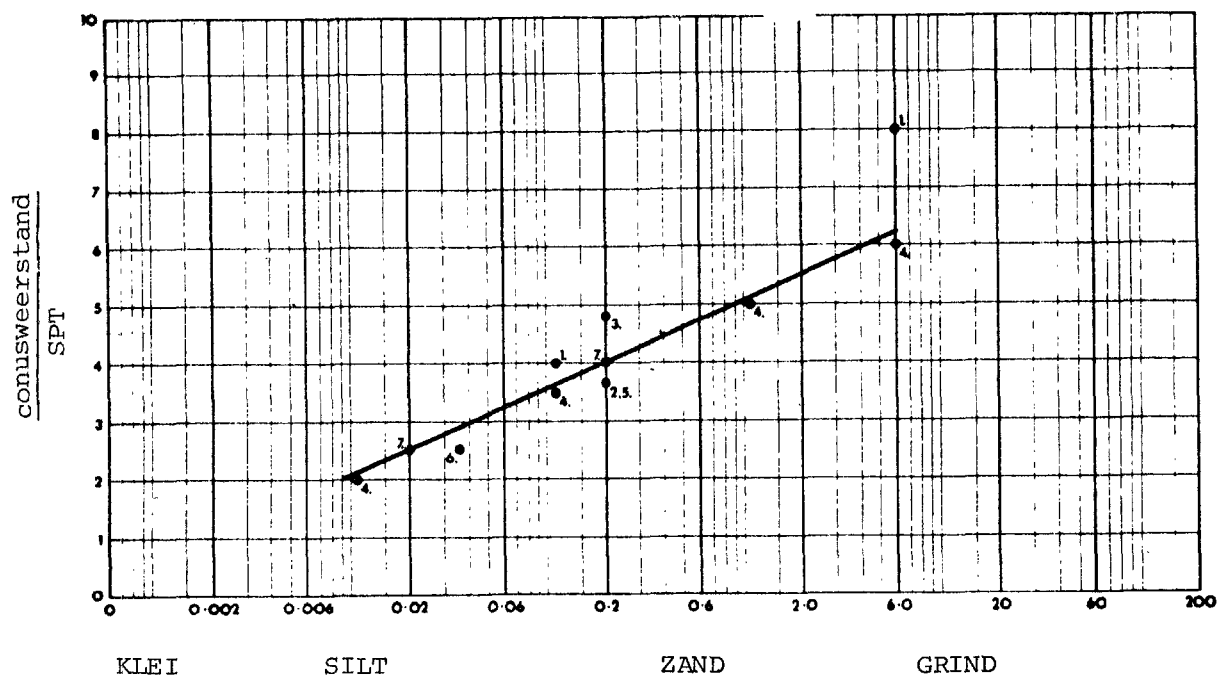
l_h' heeft betrekking op het onderste deel van de passieve zone van een ingeklemde damwand.

De bepaling van D_r , de relatieve dichtheid, uit de conusweerstand kan geschieden met de grafiek van Schmertmann. Deze grafiek dient met enige terughoudendheid gehanteerd te worden en geeft globale waarden, pag 68.

Klei

k_h is constant met de diepte en omgekeerd evenredig met de breedte. In onderstaande tabel is $\bar{k}_h$ aangegeven voor een plaat met afmetingen $0,3 \times 0,3 \text{ m}^2$.

	consistentie van de klei		
	stijf	zeer stijf	hard
k_h in kN/m^3	16.000 - 37.000	32.000 - 64.000	> 64.000



N.B. $p_t + 0,8$ in
 kgf/cm^2

N uit bovenstaand
diagram

→ D_r relatieve dichtheid in %

Voor een damwand volgt k_h uit onderstaande formules:

- vrij opgelegde damwand; passieve zone:

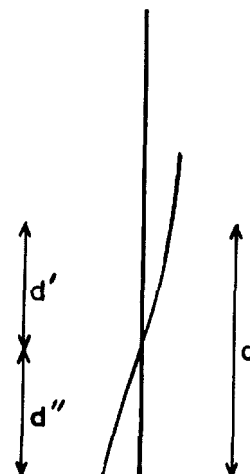
$$k_h = \frac{k_h'}{4,5 d}$$

- ingeklemde damwand, bovenste deel passieve zone

$$k_h = \frac{k_h'}{4,5 d'}$$

- onderste deel van de passieve zone

$$k_h = \frac{k_h'}{4,5 d''}$$



Methode 2: Ménard

Zand

Op basis van pressiometerproeven stelt Menard de volgende formules voor:

$$\text{voor damwanden: } \frac{1}{k_h} = \frac{1}{E_p} \left[\left(\frac{\alpha \cdot a}{2} \right)^2 + 13 (0,09 a)^\alpha \right]$$

waarin: k_h : horizontale beddingkonstante

E_p : Pressiometermodulus $\approx 0,6$ à $0,8$ x conusweerstand

a = inheidiepte voor vrij opgelegde damwand; en de afstand vanaf het maaiveld aan de passieve zijde tot aan het draaipunt $\approx 2/3 d$ voor ingeklemde damwand

α : coëfficiënt afhankelijk van de grondsoort

	veen	klei	silt	zand	grind
α	1	2/3	1/2	1/3	1/4

klei: voor damwanden

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{E_p} \left[\frac{\alpha \cdot a}{2} + 13 (0,09 a)^\alpha \right]$$

waarin: $E_p \approx q_c$ (gemiddelde conusweerstand)

Voor een paal is de horizontale beddingkonstante volgens Menard:

$$\frac{1}{k_h} = \frac{1}{3 E_p} \left[(1,3 R_o (2,65 \frac{R}{R_o})^\alpha + \alpha R \right]$$

waarin: k_h = horizontale beddingkonstante
 E_p = pressiometermodulus
 R_o = referentielengte $\approx 0,3$ m
 R = halve breedte van de paal
 α = coëfficiënt afhankelijk van de grondsoort

Volgens Toornend kan voor de horizontale beddingconstante van een paal van 1 m diameter geschreven worden:

$$k_h \approx 4\% \cdot \bar{q}_c \left(\frac{k \text{ in kN/m}^3}{q_c \text{ in kN/m}^2} \right)$$

Deze formule geldt alleen voor zand.

Er zal nader onderzocht moeten worden in hoeverre de formule

$$k_{h2}' = k_{h1}^* \cdot \frac{d_1}{d_2} \text{ betrouwbaar is.}$$

waarin: k_{h2} : horizontale beddingkonstante voor een paal met diameter d_2

k_{h1}^* : horizontale beddingkonstante voor een paal met diameter $d_1 = 1$ m

IX De bepaling van de ϕ -waarde uit de sondering

Voor normaal geconsolideerde zandformaties kan de ϕ -waarde uit de sondering globaal worden bepaald. Hierbij wordt uitgegaan van de formule:

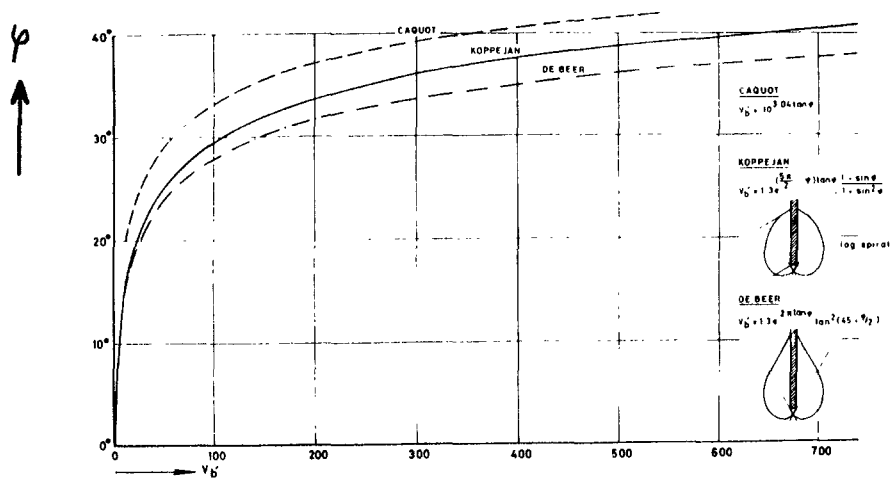
$$V_b' = \frac{\bar{q}_c}{p_t}$$

waarin: $\bar{q}_c$ = gemiddelde conusweerstand in MN/m²

p_t = gemiddelde terreinspanning in MN/m²

Door Koppejan, de Beer en Caquot is V_b' bepaald als functie van ϕ . In navolgende grafiek is ϕ te bepalen als functie van V_b' .

Bij draagkrachtberekeningen is het aan te bevelen voor ϕ het gemiddelde van de laagste twee waarden aan te houden.



X Vertikale drainage

Een van de toepassingen van verticale drainage is het versnellen van het zettingsproces van een samendrukbaar pakket. Ten gevolge van de aangebrachte belasting zal het overspannen poriënwater vertikaal afstromen. Door het aanbrengen van verticale drains op een zekere onderlinge afstand zal er tevens tegelijkertijd horizontale afstroming plaatsvinden. Hierdoor wordt het zettingsproces versneld.

Het verloop van het zettingsproces in de hydrodynamische periode kan worden berekend. In onderstaande berekeningswijze is de seculaire zetting niet in beschouwing genomen.

Het effect van verticale drains op de zettingssnelheid:

1. bereken het zettingsverloop zonder verticale drains;
2. bereken het zettingsverloop zonder verticale afstroming, maar alleen horizontale afstroming naar de drains;
3. combineer de effecten van 1. en 2.

ad 1:

Voor de verticale consolidatie geldt algemeen:

$$T_v = \frac{C_{vv}}{(1/2)h}^2 \cdot t$$

waarin:

T_v = dimensieloze tijdfactor

C_{vv} = verticale consolidatiecoëfficiënt = $\frac{k_v}{m_v \cdot \gamma_w}$ cm²/s

k_v = verticale doorlatendheid in cm/s

m_v = samendrukkingscoëfficiënt in cm²/N = $\frac{z}{h \cdot \Delta p}$

z = zetting van een laag onder een belastingverhoging Δp . cm

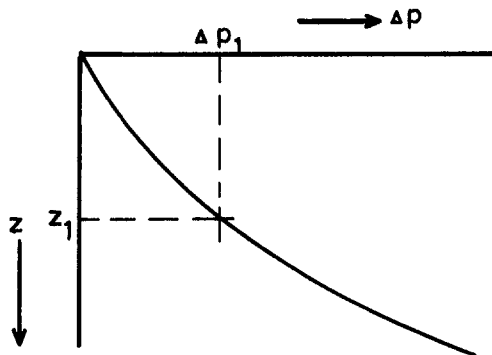
Δp = spanningsverhoging op de betreffende laag

h = laagdikte cm

γ_w = soortelijk gewicht van water in N/cm³

t = tijd

k_v wordt bepaald met behulp van de doorlatendheidsproef. Tevens kan met de resultaten van deze proef C_{vv} worden bepaald volgens onderstaande grafiek:



Bij de doorlatendheidsproef kan bij de diverse waarden van Δp de zakking van het monster worden bepaald. Deze waarden worden uitgezet in de grafiek. Voor een bepaalde Δp_1 is nu m_v te bepalen volgens:

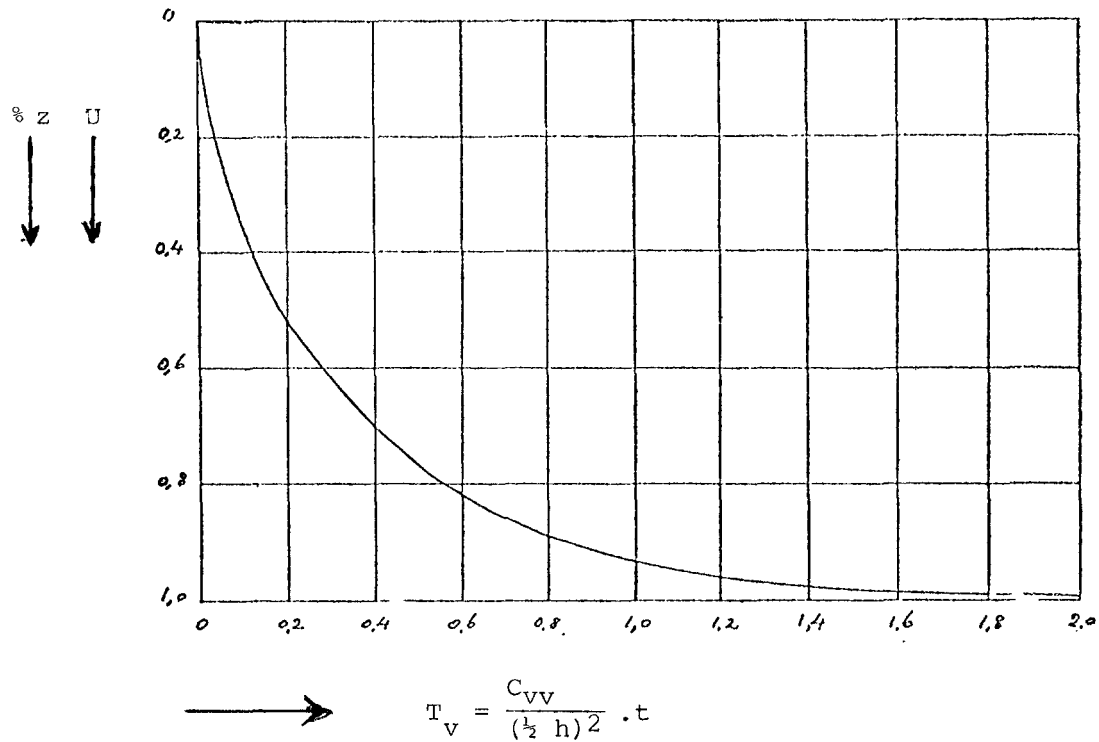
$$m_v = \frac{z_1}{(h-z_1) \cdot \Delta p_1}$$

C_{vv} wordt vervolgens verkregen door: $C_{vv} = \frac{k_v \text{ (bij } \Delta p_1)}{m_v} \gamma_w$

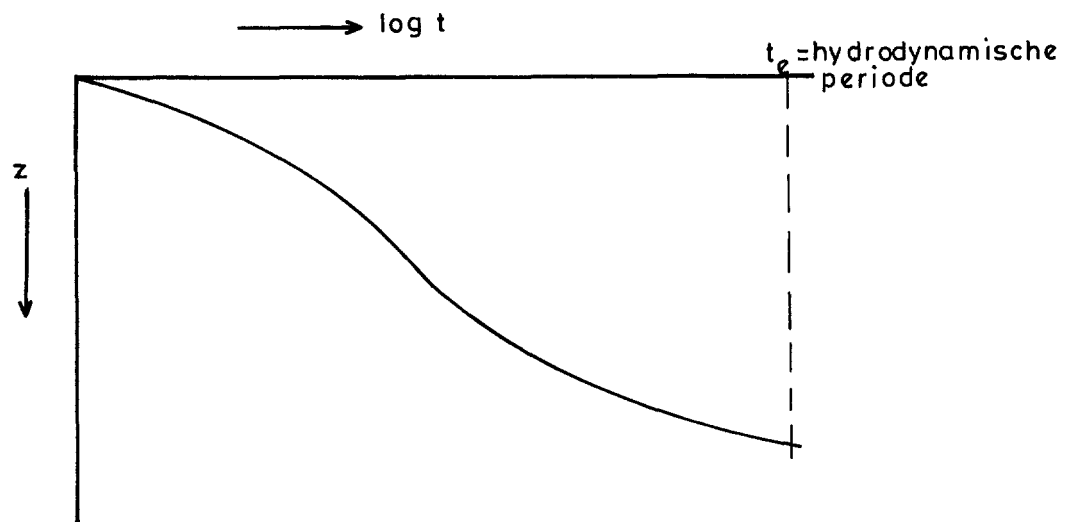
Indien geen gegevens van doorlatendheidsproeven voorhanden zijn kunnen gegevens uit de omgeving of de in onderstaande tabel vermelde waarden van C_{vv} als indicatie worden aangehouden:

grondsoort	$\frac{C_{vv}}{\gamma_w}$ in cm^2/sec
zand	$10^2 \text{ à } 10^4$
klei	$10^6 \text{ à } 10^8$
veen	$10^4 \text{ à } 10^6$

Het verband tussen de dimensieloze tijdfaktor T_v en de consolidatiegraad U is in onderstaande figuur weergegeven. Voor de consolidatiegraad U kan met voldoende nauwkeurige benadering het % zakking worden gelezen.



Voor de diverse waarden van T_v is het verloop van de zetting in de tijd te berekenen.



ad 2:

Voor de horizontale afstroming geldt een analoge formule:

$$T_h = \frac{C_{vh}}{d_e^2} \cdot t$$

waarin:

T_h = dimensieloze tijdfactor

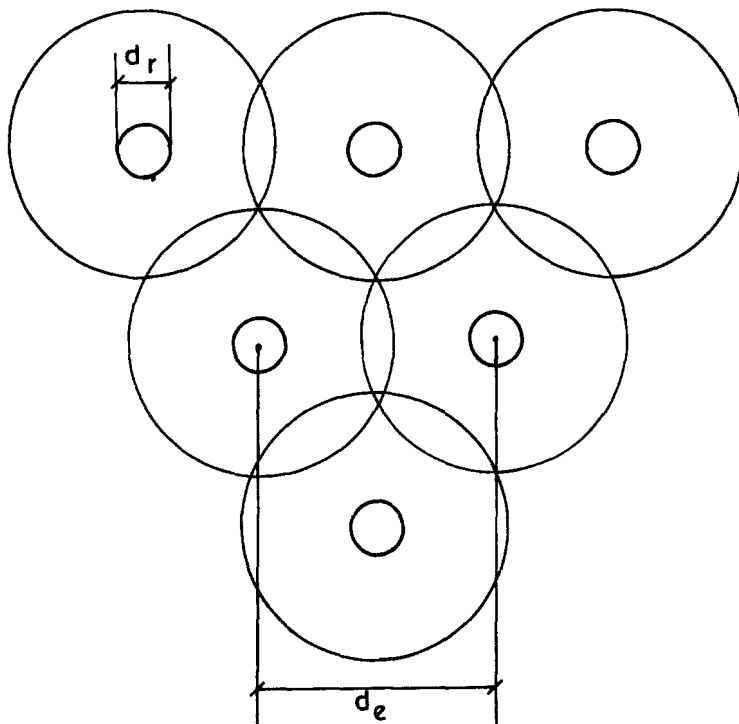
C_{vh} = horizontale consolidatiecoëfficiënt = $\frac{k_{hor}}{m_v} \gamma_w$

m_v = zie onder 1)

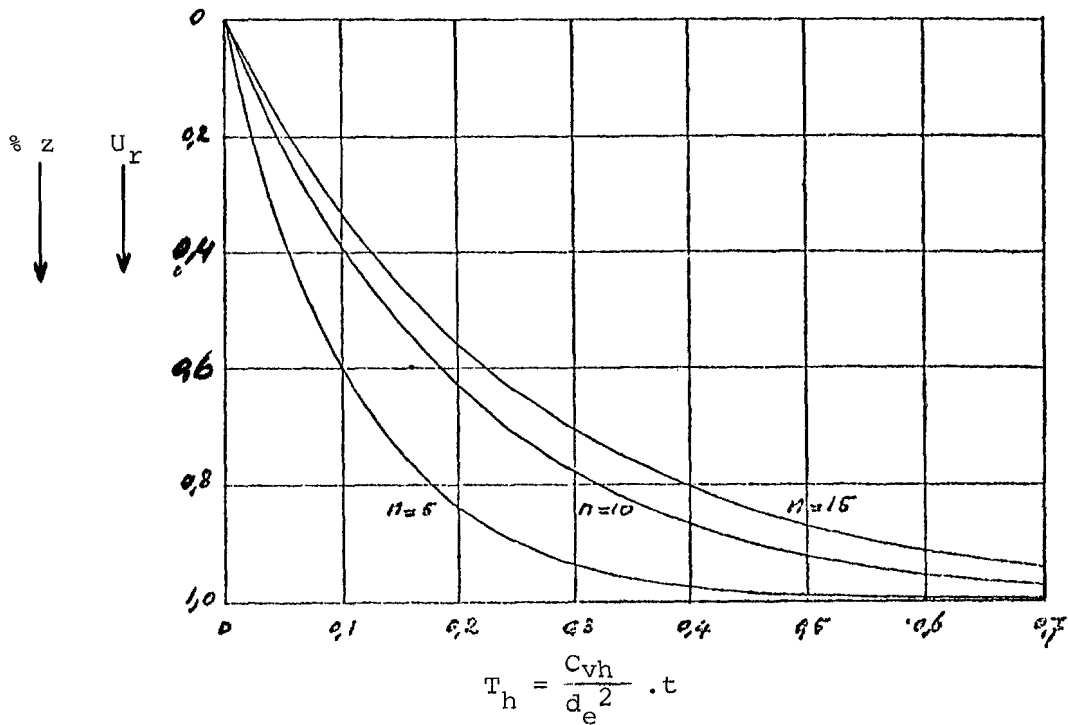
k_{hor} = horizontale doorlatendheid in cm/s

d_e = invloedssfeer van de drain (zie onderstaande figuur)

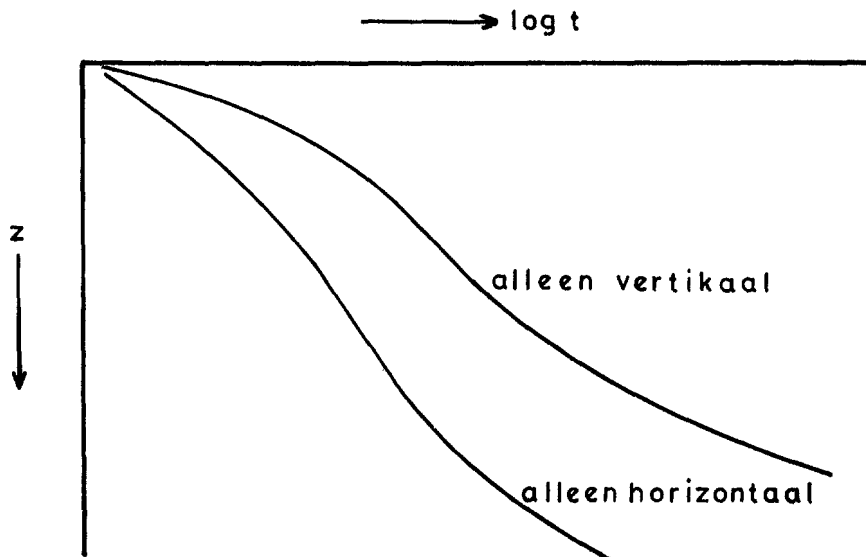
De afstroomsnelheid van het overspannen poriënwater is tevens afhankelijk van de omtrek van de drain. Hierbij wordt gedefinieerd $n = \frac{d_e}{d_r}$



In onderstaande grafiek is het verband aangegeven tussen T_h en de zetting als functie van n .



Voor een bepaald drainstroomien is m.b.v. deze grafiek het verband tussen de tijd en de zakking weer te geven

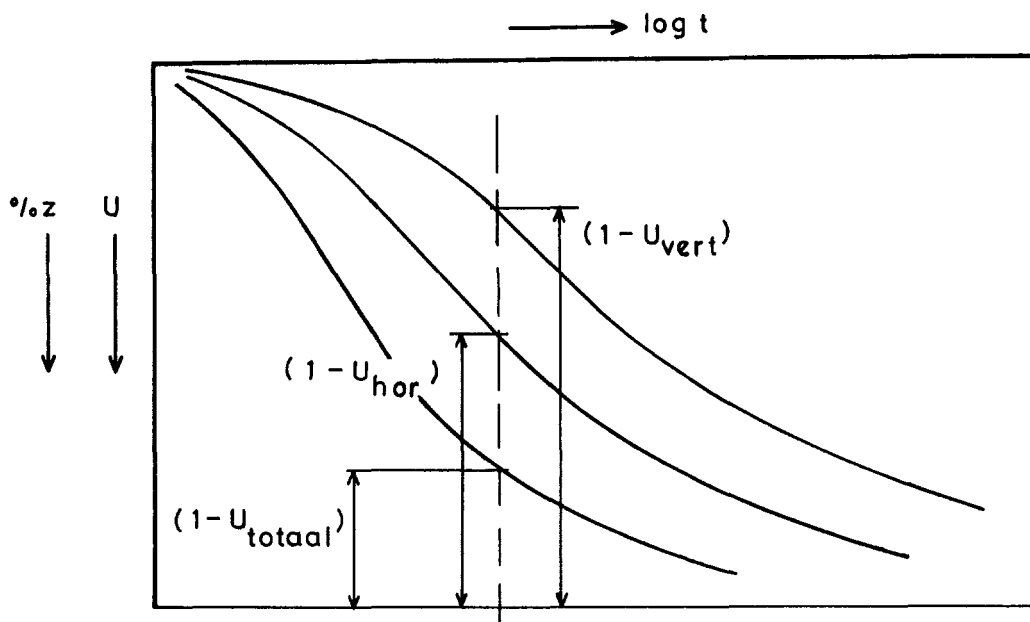


ad 3:

Voor de combinatie tussen horizontale en verticale afstroming geldt:

$$(1 - U_{\text{totaal}}) = (1 - U_{\text{hor}}) \cdot (1 - U_{\text{vert}})$$

Dit levert voor het effect van verticale drains de volgende grafiek op:



N.B.:

De zetting (van één laag) kan worden berekend met de formule

$$z = h \left(\frac{1}{c_p} + \frac{1}{c_s} \log t \right) \ln \frac{p_t + \Delta p}{p_t}$$

De in bovenstaande beschouwing aan te houden eindzetting (van de hydrodynamische periode) bedraagt:

$$z = h \left(\frac{1}{c_p} + \frac{1}{c_s} \log t_e \right) \ln \frac{p_t + \Delta p}{p_t}$$

waarbij $t_e = \left(\frac{1}{2} h \right)^2 \cdot \frac{m_v \cdot \gamma_w}{k_v} \cdot T_v$

waarbij $T_v = 2$

$$\rightarrow t_e = \frac{1}{2} h^2 \cdot \frac{m_v \cdot \gamma_w}{k_v}$$