RAPPORTAGE betreffende

DOOR GROND HORIZONTAAL BELASTE PALEN BESTAANDE ONTWERPMODELLEN

Opdrachtnummer: 1006-0088-000

Klant:	: CUR Bouw & Infra : Gouda
Opdrachtgever	: GeoDelft Postbus 2600 AB DELFT
Projectleider	: ir. F.J.M. Hoefsloot Principal Consultant
Opgesteld door	: ir. F.J.M. Hoefsloot Principal Consultant

VERSIE	DATUM	OMSCHRIJVING WIJZIGING	PARAAF PROJECTLEIDER
1	15 augustus 2008	Definitief	

FILE: 1006-0088-000.R01 bestaande ontwerpmodellen v3.doc Op deze rapportage zijn de algemene leveringsvoorwaarden van de V.O.T.B. van toepassing die een aansprakelijkheidsbeperking bevatten.

INHOUDSOPGAVE

1.	ALGEMENE TOELICHTING	3
	1.1. Inleiding	3
2.	BESTAANDE ONTWERPMODELLEN	4
	2.1. Inleiding	4
	2.2. Methoden ter bepaling van horizontale grondverplaatsingen	5
	2.2.1. Van IJsseldijk - Loof tabellen	5
	2.2.2. EEM Plaxis 2D	7
	2.2.3. Methode Bourges & Mieussens	9
	2.3. Methoden ter bepaling van de grond-paal interactie	12
	2.3.1. Begemann-De Leeuw	12
	2.4. MSheet Single Pile	14
	2.4.1. Invoer parameter - beddingsconstante k_h	15
	2.4.2. Invoer parameter - gronddrukcoëfficiënt	16
	2.5. MPile voor landhoofden	18
	2.6. Impliciete berekening grond-paal interactie – EEM-methode	21
	2.6.1. EEM Plaxis 2D	21
	2.6.2. EEM Plaxis 3D	22
3.	LITERATUUR	23

BIJLAGEN Blz Tabel Van IJsseldijk, geen rekstijve bovenllaag, horizontale grondvervorming 25 Tabel Van IJsseldijk, geen rekstijve bovenllaag, horizontale grondspanning 26 Tabel Loof, geen rekstijve bovenllaag, horizontale grondvervorming 27 Tabel Loof, geen rekstijve bovenllaag, horizontale grondspanning 28 Overzicht veldmetingen gebruikt door Bourges en Mieussens 29 Memo Methode Begemann - de Leeuw 30 t/m 35 Gronddrukcoëfficiënten volgens Brinch Hansen (1961) 36 en 37

APPENDIX

Begemann H.K.S., De Leeuw E.H.; Horizontal earth Pressure on Foundation Piles as a Result of nearby Soil Fills, Proc. 5th European Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, Vol 1, 1-9; 19

Blz.

1. ALGEMENE TOELICHTING

1.1. Inleiding

Op 25 oktober 2006 ontving Fugro Ingenieursbureau B.V. te Leidschendam van GeoDelft te DELFT, namens CUR Bouw & Infra te GOUDA, de opdracht voor het uitvoeren van een studie en het opstellen van onderdelen voor het CUR-rapport: "Door grond horizontaal belaste palen".

In dit rapport is een overzicht gegeven van de bestaande ontwerpmodellen. De inhoud is voor een belangrijk deel ontleend aan Cherqaoui (2006).

2. BESTAANDE ONTWERPMODELLEN

2.1. Inleiding

In het algemeen is een door grond horizontaal belaste paal een 3-D situatie, die in 1 fase direct met een 3-D EEM-model (zoals PLAXIS 3D Foundation) kan worden gemodelleerd. Deze modellen zijn echter gecompliceerd en pas de laatste jaren eenvoudiger toepasbaar in de adviespraktijk. Een directe berekening is ook mogelijk met PLAXIS 2D. Het betreft hier een benadering, waarbij de paal als een wand wordt gemodelleerd.

Tot voor kort was het gebruikelijk om de analyse te splitsen in 2 fasen:

- 1. Berekening van de horizontale grondverplaatsing, waarbij de invloed van de paal wordt verwaarloosd
- 2. Analyse van de deformaties, dwarskracht en moment in de paal als gevolg van de horizontale verplaatsing van de grond berekend in fase 1.

De berekening van de horizontale verplaatsing van de grond kan worden uitgevoerd volgens de elasticiteitstheorie met de tabellen van Van IJsseldijk - Loof. Als alternatief kan de horizontale grondverplaatsing worden berekend met de methode van Bourges en Mieussens of een 2D-EEM programma, zoals PLAXIS 2D.

Bij fase 2 wordt een berekening uitgevoerd, waarbij de paal als een verend ondersteunde ligger wordt gemodelleerd. In het computerprogramma MSHEET kan een dergelijke berekening worden uitgevoerd.

Hierbij wordt vaak een lineair elastisch-plastische veerkarakteristiek van de grond verondersteld. Deze wordt gekenmerkt door een elastische veerconstante k [kN/m³] en een maximale tegendruk, gekarakteriseerd door de horizontale gronddruk coëfficiënt λ [-]. Waarden voor k kunnen worden afgeleid volgens de methode Menard (1968) en Begemannde Leeuw (1972). Waarden voor λ kunnen worden bepaald volgens Brinch Hansen (1961) en vanuit de λ -waarden voor damwanden, die dan met een zogenaamde "schelpfactor" moeten worden gecorrigeerd.

Daarnaast zijn er grondkarakteristieken ontwikkeld volgens de zogenaamde PY-methode (API, 2000). De PY-methode wordt met name voor offshore stalen buispalen toegepast en wordt hier verder niet toegelicht.

In Figuur 2-1 is een overzicht gegeven van gebruikelijke ontwerpmodellen voor de bepaling van het gedrag van door grond horizontaal belaste palen.

Figuur 2-1 Overzicht van de ontwerpmodellen voor door grond horizontaal belaste palen



In de volgende paragrafen 2.2 t/m 2.6 zal op de verschillende methodieken worden ingegaan. Bij PLAXIS zullen tevens de verschillende constitutieve modellen worden besproken.

2.2. Methoden ter bepaling van horizontale grondverplaatsingen

Voor het bepalen van de horizontale grondvervormingen wordt een drietal methoden gebruikt:

- 1. de Van IJsseldijk Loof tabellen
- 2. Plaxis 2D (EEM).
- 3. methode van Bourges en Mieussens

2.2.1. Van IJsseldijk - Loof tabellen

Het spannings- en vervormingsgedrag van de grond wordt benaderd volgens de elasticiteitstheorie. De spanningen en verplaatsingen in de grond worden berekend bij afwezigheid van de paal. Deze methode gaat uit van de volgende aannamen:

- De slappe laag heeft een lineair elastisch gedrag
- De grond vervormt volumebestendig (dwarscontractiecoëfficiënt v = 0,5)
- De slappe laag is homogeen
- Er heerst een vlakke deformatietoestand (2D)
- De diepe funderingslaag onder de slappe laag is onvervormbaar.

Aan de hand van de tabellen van Van IJsseldijk - Loof kunnen spanningen en verplaatsingen van de grond worden bepaald. De bovenkant van de slappe laag kan gekenmerkt zijn door:

- Vrije verplaatsing: rekslappe toplaag (geval Van IJsseldijk) De slappe laag rust op een ruwe, starre ondergrond en de horizontale grondverplaatsing aan de bovenzijde wordt niet belemmerd. Er is dus geen afdekkende zand- of stijve kleilaag aanwezig.
- 2. Geen horizontale verplaatsing aan de bovenzijde: rekstijve toplaag (geval Loof)

De slappe laag rust op een ruwe, starre ondergrond en de horizontale grondverplaatsing aan de bovenzijde wordt volledig belemmerd door een buigslappe, doch oneindig stijve, perfect aan de slappe laag hechtende toplaag.

In de tabellen worden de grootheden x en y gebruikt. De betekenis hiervan is:

- x horizontale afstand van hart paal tot de ophoging gedeeld door de dikte van de elastische laag
- y diepte van het beschouwde punt gedeeld door de dikte van de elastische laag

Figuur 2-2 Modelering volgens Van IJsseldijk en Loof



De tabellen geven als uitvoer de volgende genormaliseerde grootheden:

$$\frac{\sigma_{xx}}{q}$$
 en $\frac{E}{h \cdot q}u$

- σ_{xx} Horizontale spanning
- q Verticale belasting op elastische laag door de ophoging
- E Elasticiteitsmodulus van de grond
- u Horizontale verplaatsing
- h Dikte elastische laag

Hiermee worden de grondverplaatsing u en de horizontale gronddruk σ_{xx} ter plaatse van de paal berekend. De tabellen van Van IJsseldijk en Loof voor een terrasbelasting zijn gegeven op bijlage (ontleend aan CIAD).

De elasticiteitsmodulus wordt vaak bepaald uit de berekende zetting onder de ophoging met:

$$E = 1,25 \cdot \frac{p \cdot h}{z}$$

- E Elasticiteitsmodulus van de grond
- p Belasting door ophoging

- h Dikte elastische laag
- z zetting van ophoging.

2.2.2. EEM Plaxis 2D

Plaxis is het meest gebruikte eindige-elementenprogramma in het Nederlandse geotechnische werkveld. Spanningsevenwicht en vervorming van de grond en buiggedrag van constructie-elementen worden beschreven door een gekoppeld stelsel van partiële en gewone differentiaal-vergelijkingen. Met Plaxis 2D kunnen betrekkelijk eenvoudig de horizontale grondverplaatsingen worden berekend voor een willekeurige bovenbelasting en bodemopbouw. Afhankelijk van de geometrie, kan in Plaxis 2D plane strain of axiaalsymmetrisch gemodelleerd worden.

Als één dimensie relatief lang is t.o.v. de andere dimensies kan gekozen worden voor plane strain, en als de geometrie cirkelvormig is wordt gekozen voor een axiaalsymmetrisch model. De afmetingen van het model moeten zodanig gekozen worden dat de modelranden geen invloed hebben op de resultaten. Het programma maakt gebruik van mesh-elementen die verfijnd kunnen worden. Deze verfijning is van belang om ter plaatse van belastingen en constructies nauwkeurige resultaten te krijgen. Hoe fijner de mesh hoe nauwkeuriger het resultaat en des te langer de rekentijd is.

Plaxis 2D kent de volgende materiaalmodellen: Lineair Elastisch, Mohr Coulomb, Soft Soil, Hardening Soil (Small Strain), Soft Soil Creep, Jointed Rock en User-Defined soil model. Voor een uitgebreide beschrijving van het programma en de materiaalmodellen wordt verwezen naar Plaxis-handleiding [Brinkgreve et al 2004]. Hieronder volgt een samenvatting van de materiaalmodellen:

A Mohr-Coulomb model (MC)

Het MC-model is een simpel "eerste orde" model voor grond. Dit model kan gebruikt worden als eerste benadering voor een bepaald probleem. Het MC-model wordt gekenmerkt door een overgang van lineair-elastisch naar perfect plastisch gedrag. De overgang wordt bepaald door het Mohr-Coulomb bezwijkcriterium, hetgeen door de sterkteparameters (c' en ϕ ') wordt vastgesteld. Voor elke grondlaag wordt een constante stijfheid (elasticiteitsmodulus E en Poisson ratio v) toegekend.

B Hardening Soil model (HS)

Het HS-model is een geavanceerd model voor grond. Het model heeft de volgende kenmerken:

- Variabele spanningsafhankelijke stijfheid (m)
- Plastische rek ten gevolge van primaire deviatorische belasting (shear hardening)
- Plastische rek ten gevolge van primaire isotrope belasting (compression hardening)
- Herinnering van de voorbelasting (preconsolidatiespanning)
- Onafhankelijke definitie van elastisch gedrag in ontlasting en herbelasting
- Bezwijkgedrag volgens het MC bezwijkcriterium

Het HS-model maakt gebruik van drie spanningsafhankelijke stijfheidsparameters die representatief zijn voor drie spanningspaden. Het spanning-rekgedrag bij een spanningspad door (schuif)belasting, overeenkomstig een gedraineerde triaxiaalproef, is gesimuleerd aan de hand van een hyperbolische functie tussen de deviatorspanning en de axiale rek met als parameter elasticiteitsmodulus E_{50}^{ref} . Het spanning-rekgedrag bij een spanningspad door ééndimensionaal belasten, overeenkomstig een samendrukkingsproef, wordt bepaald door de parameter elasticiteitsmodulus E_{oed}^{ref} . Het spanning-rekgedrag bij een spanningspad door ontlasten wordt bepaald door de parameters elasticiteitsmodulus E_{ur}^{ref} en dwarscontractiecoefficient v_{ur} .

Het HS-model wordt gekenmerkt door twee soorten hardening, namelijk shear hardening en compression hardening, waarmee onderscheid wordt gemaakt in elastische rekken en plastische (blijvende) rekken. Shear hardening in combinatie met de variabele spanningsafhankelijkheid van het stijfheidgedrag maken het model geschikt voor het modelleren van zand, grind en stijve kleisoorten. Met compression hardening is het model echter ook geschikt voor slappere grondsoorten zoals normaal geconsolideerde klei en veen. Het kruipgedrag in de tijd van deze grondsoorten kan niet worden gemodelleerd.

C Hardening Soil Small Strain model (HS Small Strain)

Het Hardening Soil Model is onlangs uitgebreid met een beschrijving van een rekafhankelijke stijfheid. Voor een gedetailleerde beschrijving van het model wordt verwezen naar de PLAXIS-handleiding.

D Soft Soil model (SS)

Het SS-model is een geavanceerd model voor slappe grond. Het is een Cam-Clay model geschikt voor primaire samendrukking van normaal geconsolideerd samendrukbare grondsoorten. Het SS-model heeft de volgende kenmerken:

- Spanningsafhankelijke stijfheid, logaritmische samendrukking
- Onderscheid tussen primaire belasting en ontlasten-herbelasten
- Herinnering van de voorbelasting (voorconsolidatiespanning)
- Bezwijkgedrag volgens het MC bezwijkcriterium

Het SS-model is grotendeels vergelijkbaar met het HS-model mits voor de machtsfactor (m) de waarde 1 wordt gehanteerd. In dit geval is de stijfheid lineair afhankelijk van het spanningsniveau, hetgeen een belangrijk kenmerk is van soft soils. Echter het model heeft geen aparte functie voor shear hardening. Het kruipgedrag in de tijd kan niet worden gemodelleerd met het SS-model. Om rekening te houden met kruip (secundaire samendrukking) kan gebruik gemaakt worden van het Soft Soil Creep model (SSC).

E Soft Soil Creep model (SSC)

Het SSC-model is een uitbreiding van het SS-model. Om rekening te houden met kruip (secundaire samendrukking) kan gebruik gemaakt worden van het Soft Soil Creep model (SSC). In het SSC-model is veel aandacht vereist bij het bepalen van het OCR, en het bepalen van de "gevoelige" parameters M en K_0^{NC} die grote invloed hebben op de (horizontale) verplaatsingen.

2.2.3. Methode Bourges & Mieussens

Horizontale gronddeformaties onder en naast ophogingen zijn moeilijk om nauwkeurig te voorspellen. Er kunnen vaak betere voorspellingen worden verkregen op basis van empirische informatie. Bourges en Mieussens (1979) hebben 32 veldmetingen geanalyseerd (zie bijlage) en een praktische ontwerpmethode opgesteld voor het bepalen van horizontale gronddeformaties die hieronder wordt samengevat.

Bourges en Mieussens zijn tot de conclusie gekomen dat de belangrijke parameters voor het bepalen van horizontale gronddeformaties zijn (Figuur 2-3):

- De verhouding tussen de dikte van de slappe lagen (D) en de gemiddelde breedte van de ophoging (B);
- De verhouding tussen de afstand (X) vanaf de kruin en de lengte van het talud in horizontale richting (L);
- De ongedraineerde schuifsterkte c_u van de grond;
- De verhouding tussen de ongedraineerde schuifsterkte van de toplaag en de klei daaronder (M=c_{us}/c_u).

Figuur 2-3 Paal naast een ophoging en verdeling van horizontale gronddeformaties





(b) Horizontal Movement Distributions with Depth

Opmerking:

in het geval van een steunberm wordt een fictief talud gebruikt dat begint bij de kruin van de ophoging en eindigt bij de teen van de steunberm.

Bourges en Mieussens maken onderscheid tussen drie algemene gevallen van de verdeling van de horizontale gronddeformatie met de diepte. Deze zijn weergegeven in Figuur 2-3. De verdelingen gelden onder en bij de teen van de ophoging (X/L \leq 1,5) en kunnen worden uitgedrukt in de volgende vergelijkingen:

- Curve 1 (Algemene gemiddelde curve):

$$Y = 1,83Z^{3} - 4,69Z^{2} + 2,13 Z + 0,73$$
 (1a)

 Curve 2 (waarbij de stijfheid van de samendrukbare lagen over de diepte redelijk uniform is):

$$Y = 3,42Z^{3} - 6,37Z^{2} + 2,14Z + 0,81$$
 (1b)

 Curve 3 (waarbij de samendrukbare lagen zich enkele meters onder het maaiveld bevinden):

$$Y = -2Z^3 + 1,5Z + 0,5$$
 (1c)

Waarin:

 $\begin{array}{ll} Y & = \mbox{dimensionless} \mbox{factor voor horizontale grondverplaatsing = ρ_h / ρ_{hmax} [-] \\ ρ_h & = \mbox{horizontale grondverplaatsing [-] \\ ρ_{hmax} & = \mbox{maximale horizontale grondverplaatsing [m] \\ $Z = z/D$ & = \mbox{dimensionless} \mbox{dimensionles$

De grootte van de maximale horizontale grondverplaatsing, ρ_{hmax} , is gelijk aan de som van het initiële deel (ρ_i = zetting bij belasting tot de grensspanning) en consolidatie deel (ρ_c) van de zetting. ρ_i , de relatieve positie van het beschouwde punt (X/L) en de stabiliteitsfactor F bepalen de maximale initiële horizontale verplaatsing, waarbij:

$$F = (\pi + 2)C_{uav} / \gamma H$$
⁽²⁾

Waarin:

Cuav	= gemiddelde ongedraineerde schuifsterkte in de slappe (klei)lagen [kPa]
γ	= volumieke massa van de ophoging [kN/m³]
Ĥ	= hoogte van de ophoging [m].

Op basis van de veldmetingen is Figuur 2-4 samengesteld, waarin de de dimensieloze maximale initiële horizontale verplaatsing λ (waarin $\lambda = \rho_{imax}/D$) is uitgezet tegen de stabiliteitsfactor F voor drie verschillende waarden van X/L. Zoals verwacht neemt λ toe als F afneemt, en wordt relatief groot als F in de buurt van bezwijken komt (F \approx 1). Als X/L groter of gelijk is aan 4 wordt aangenomen dat de initiële horizontale verplaatsing verwaarloosbaar is ($\lambda = 0$).



Figuur 2-4 Dimensieloze initiële horizontale verplaatsingsfactor λ (Bourges & Mieussens, 1979)

De maximale horizontale verplaatsing op een tijdstip in de consolidatiefase, $\rho_{cmax,t}$, is als volgt gecorreleerd aan de zetting tijdens de consolidatiefase S_c ter plaatse van het midden van de ophoging voor de situatie waarin F ≥1,3 en X/L < 2,25 :

 $\rho_{\text{cmax},t}$ = 0.16 S_c = 0.16 (S_t - S_i) (3)

Waarin:

- S_t = totale zetting op tijdstip t [m]
- S_i = initiële zetting [m]
- S_c = zetting tijdens de consolidatiefase [m]

Afhankelijk van de verhouding D/B wordt het consolidatiedeel van de zetting als volgt vermenigvuldigd met een vergrotingsfactor:

- D/B > 0,6: S_{c;D/B} = 1,2 S_c
- D/B = 0,4: S_{c:D/B} = 1,1 S_c
- D/B < 0,25: S_{c;D/B} = S_c.

Samengevat betekent dit dat de maximale horizontale grondverplaatsing ρ_{hmax} bepaald kan worden uit:

$$\rho_{\text{hmax}} = \lambda.\text{D} + 0.16 \text{ S}_{\text{c;D/B}}$$
(4)

2.3. Methoden ter bepaling van de grond-paal interactie

2.3.1. Begemann-De Leeuw

De methode Begemann-De Leeuw is een vrij eenvoudige handberekeningsmethode voor de bepaling van de momenten en de doorbuiging van horizontaal belaste palen, waarbij de interactie grond-paal in rekening wordt gebracht. De methode veronderstelt elastisch gedrag van de paal en de grond. Impliciet wordt verondersteld dat de evenwichtsfactor van de ophoging nabij de paal hoog genoeg is om te bereiken dat er geen plastische gronddeformaties optreden.

De methode is in beginsel bedoeld voor de volgende laagopbouw en randvoorwaarden voor de paal:

- De paalpunt is in de weerstandbiedende (zand)laag gefundeerd en is ofwel scharnierend opgelegd, ofwel gedeeltelijk of geheel ingeklemd en ondergaat geen horizontale verplaatsing
- Boven deze laag bevindt zich een slappe, verticaal en horizontaal samendrukbare laag
- De verplaatsing van de bovenkant van de slappe laag kan hetzij vrij zijn (rekslappe bovenlaag) ofwel overal gelijk aan nul zijn (rekstijve bovenlaag)
- Afhankelijk van de randvoorwaarden, gedraagt de paalkop zich als vrij, vastgehouden, gedeeltelijk of geheel ingeklemd.

Bij deze methode worden de volgende twee stappen onderscheiden:

- 1. De horizontale spanningen en vervormingen in de slappe lagen ter plaatse van de paal worden berekend alsof de paal niet aanwezig was.
- 2. De paal zal zich trachten te verzetten tegen de grondverplaatsing vanwege de eigen buigstijfheid, waardoor in de paal spanningen en buigende momenten ontstaan. Op basis van een vereenvoudigde redenering wordt de stijfheid van de paal geïntroduceerd, rekening houdend met de oplegvoorwaarden en wordt het buigend moment berekend. Dat betekent dat de resultaten afhankelijk zijn van de gekozen mechanica-schematisatie.

Bij de methode Begemann - de Leeuw wordt een grafiek gemaakt van de paal- en grondlijn en wordt hiervan het snijpunt bepaald. In de commissie is de toe te passen procedure ter discussie geweest (bijlage). Besloten is om onderstaande procedure toe te passen die overigens, wat resultaten betreft, gelijk is aan de procedure volgens SBR Handboek Funderingen.

Na het berekenen van σ_{xx} en u uit de Van IJsseldijk – Loof tabellen, zoals in paragraaf 2.2.1 uitgelegd, wordt bepaald hoe groot de resulterende grondspanning zou zijn op een hypothetische, oneindig stijve wand. Daarbij moet de grondverplaatsing nul worden en de spanning dubbel zo groot. Bij een oneindig stijve paal wordt deze spanning vermenigvuldigd met een schelpfactor (Tabel 2-2-2) en de paalbreedte. De maximale belasting op de paal wordt hiermee:

 $S \cdot D \cdot 2\sigma_{xx}$

- S Schelpfactor
- D Paaldiameter
- σ_{xx} Spanningstoename in de grond bij een vlakke spanningstoestand

Indien de paal oneindig slap is volgt deze de grondvervorming volledig en is de belastingstoename op de paal gelijk aan nul. Uitgaande van een rechtlijnig verloop kan hieruit de grondlijn getekend worden (Figuur 2-5). De grondlijn wordt beschreven door:

$$q_g = 2\sigma_{xx} \cdot S \cdot D \cdot \left(1 - \frac{u}{u_g}\right)$$

q_g belasting uitgeoefend door de grond per strekkende meter paallengte u_a maximale grondverplaatsing uit tabellen Van IJsseldijk - Loof

In dezelfde figuur wordt het gedrag van de paal ingetekend: de paallijn. Voor het verband tussen paalverplaatsing en belasting per strekkende meter geldt:

$$u = \alpha \frac{q_p l^4}{EI_p}$$
 of $q_p = \frac{EI_p}{\alpha \cdot l^4} \cdot u$

u Maximale paalverplaatsing

 α Factor afhankelijk van oplegvoorwaarden

q_p Belasting op de paal per strekkende meter

El_p Buigstijfheid van de paal

I Effectieve paallengte

De effectieve lengte wordt in de praktijk bepaald door:

 $l = h + 2,5 \cdot D$ of

$$l = h + 1 \,\mathrm{m}$$

- H Dikte slappe laag
- D Paaldiameter

Figuur 2-5 Interactie grond-paal



Voor het snijpunt van grond- en paallijn geldt:

$$q = \frac{2 \cdot \sigma_{xx} \cdot S \cdot D}{1 + \frac{\alpha \cdot S \cdot D \cdot l^4}{EI_p} \cdot \frac{2 \cdot \sigma_{xx}}{u_g}} \quad \text{en} \quad u = \frac{2 \cdot \sigma_{xx}}{\frac{EI_p}{\alpha \cdot S \cdot D \cdot l^4} + \frac{2 \cdot \sigma_{xx}}{u_g}}$$

Met behulp van de coördinaten van het snijpunt van de grond- en paallijn en de juiste randvoorwaarden kunnen paalmomenten bepaald worden. Voor het buigend moment geldt:

$$M = \beta \cdot q \cdot l^2$$

- β Factor afhankelijk van oplegvoorwaarden
- q belasting perstrekkende meter bij snijpunt paallijn-grondlijn
- Effectieve paallengte

Het interactiemodel van Begemann – De Leeuw zoals hierboven geschetst gaat uit van de bepaling van grond- en paallijn op een zekere diepte. Over het algemeen wordt de diepte gekozen waarbij de grondverplaatsing uit Van IJsseldijk - Loof maximaal is. Verder bepaalt de gekozen mechanica-schematisatie voor een belangrijk deel het resultaat. Aanbevolen onderwerpen van studie zijn:

- de keuze/bepaling van de schelpfactor
- het rechtlijnig verband van de grondlijn.

2.4. MSheet Single Pile

In het computerprogramma MSheet [Visschedijk 2005] wordt een verenmodel gebruikt volgens de theorie van de verend ondersteunde ligger. Hierbij wordt de grond gemodelleerd als een elastoplastisch medium door middel van een groot aantal onafhankelijk van elkaar werkende veren. De veren zijn loodrecht op de paal aangebracht over de volledige in de grond aanwezige lengte van de paal.

De paal wordt geschematiseerd als een op buiging belaste ligger. De stijfheid van de grond wordt gegeven door de horizontale beddingsconstante k_h die bepaald wordt door de verhouding $\Delta\sigma$ / Δu . Het bezwijken van de grond wordt in rekening gebracht door een plastische begrenzing van de veerkarakteristiek. Deze laatste kan in MSheet Single Pile bilineair toegepast worden. Deze methode is zo opgezet dat aan de paal een begin-uitbuiging wordt gegeven gelijk aan de grondverplaatsing wanneer geen paal aanwezig zou zijn. Door zijn eigen stijfheid gaat de paal zich vanuit die situatie strekken; hij veert als het ware iets terug. Het programma itereert totdat de grondverplaatsing en de paalverplaatsingen gelijk zijn en aan krachtenevenwicht is voldaan.

In deze berekening hoeft geen keuze te worden gemaakt over plaats en type oplegging bij de paalpunt zoals bij de methode Begemann - De Leeuw. Deze wordt door het programma berekend uit de opgegeven grondstijfheid (beddingsconstante). Aan de bovenzijde, waar de paal kan zijn bevestigd aan een constructie, dient wel een aanname te worden gedaan of in overleg met de constructeur bepaald te worden welke randvoorwaarde aan de paalkop wordt opgelegd.

2.4.1. Invoer parameter - beddingsconstante k_h

Bij een elastoplastische berekening wordt verondersteld dat elke grondlaag of een deel van een laag over de hoogte van de paal in het model reageert als een veer met de hiervoor aangegeven veerkarakteristiek. Deze veren zijn aan weerszijden van de paal aanwezig en ongekoppeld verondersteld. De druk, welke door de paal op de grond wordt uitgeoefend, veroorzaakt indrukking van die ondergrond. Naarmate de grond stijver is, wordt deze minder ingedrukt. De beddingsconstante is dus een veerconstante die de stijfheid van de grond uitdrukt.

De beddingsconstante is het quotiënt van belasting (of druk) en vervorming en is onder meer afhankelijk van:

- De grondsoort
- Het watergehalte
- De spanningshistorie
- Het belaste oppervlak
- De aard van de belasting (kort of langdurend, dynamisch)
- Het vervormingsgedrag van de grond (elastisch of plastisch)

De horizontale beddingsconstante kan op verschillende manieren bepaald worden. Hier worden de methoden Ménard en Begemann - De Leeuw / CIAD beschreven:

A Begemann-DeLeeuw / CIAD

De CIAD-projectgroep (opgericht in 1977) was een onafhankelijke non-profit organisatie, die zich ten doel stelde de computertoepassingen in de ingenieurspraktijk op doelmatige wijze te bewerkstelligen. Het CIAD-rapport stelt voor k als volgt te bepalen in het elastische geval:

$$k = \frac{2 \cdot S \cdot \sigma_{xx}}{u_{orond}}$$

Deze methodiek is gelijk aan de methode Begemann - De Leeuw; $\frac{2 \cdot S \cdot D \cdot \sigma_{xx}}{x}$ is de helling

van de grondlijn (Figuur 2-5).

De parameters σ_{xx} en u volgen uit de Van IJsseldijk - Loof berekening of kunnen worden afgeleid uit PLAXIS 2D.

B Ménard

De Ménard-theorie is gebaseerd op terreinproeven met behulp van een pressiometer. Aan de hand van een empirische formule kan de horizontale beddingsconstante worden benaderd, afhankelijk van de grondsoort, de paaldiameter en de conusweerstand.

Uit een elasticiteitsmodulus E_p , bepaald met de pressiometerproef volgens Ménard of met behulp van een parameter β uit de conusweerstand q_c , wordt de horizontale beddingsconstante met de volgende formule bepaald:

$$\frac{1}{k_{h}} = \frac{1}{3E_{p}} \left[1,3R_{0} \left(2,65\frac{R}{R_{0}} \right)^{\alpha} + \alpha R \right]$$

 $R_0 = 0, 3m$ (referentiestraal)

 $R = \frac{D}{2}$ (straal van de paal)

 $E_p \approx \beta \cdot q_c$ (Elasticiteitsmodulus volgens Ménard)

 α en β zijn factoren afhankelijk van de grondsoort (Tabel 2-1).

Grondsoort	α	β				
Veen	1	3,0				
Klei	2/3	2,0				
Silt	1/2	1,0				
Zand	1/3	0,7				
Grind	1/4	0.5				

Tabel 2-1 Rheologische factoren volgens Ménard

Met de methode van Ménard wordt impliciet rekening gehouden met schelpwerking.

2.4.2. Invoer parameter - gronddrukcoëfficiënt

De gronddrukcoëfficiënt is de factor waarmee de effectieve verticale korreldruk wordt vermenigvuldigd om de maximale effectieve horizontale korreldruk te bepalen. In MSheet kan de gronddrukcoëfficiënt op twee manieren worden ingevoerd:

A Brinch Hansen (BH)

Volgens de methode Brinch Hansen wordt alleen de passieve gronddrukcoëfficiënt berekend, de actieve en neutrale coëfficiënten zijn gelijk aan nul. Brinch Hansen houdt rekening met het feit dat de vorm van glijvlakken in de grond rond een paal niet dezelfde is als bij een stijve damwand, maar afhankelijk is van de diepte en de breedte van de paal. Brinch Hansen onderscheidt K_q voor de ϕ '-term in de gronddruk en K_c voor de cohesieterm. Deze coëfficiënten worden bepaald met de volgende formules:

$$K_{q} = \frac{K_{q}^{0} + K_{q}^{\infty} \cdot \alpha_{q} \frac{D}{B}}{1 + \alpha_{q} \cdot \frac{D}{B}}$$
$$K_{c} = \frac{K_{c}^{0} + K_{c}^{\infty} \cdot \alpha_{c} \frac{D}{B}}{1 + \alpha_{c} \frac{D}{B}}$$
$$\alpha_{q} = \left(\frac{K_{q}^{0}}{K_{q}^{\infty} - K_{q}^{0}}\right) \left(\frac{K_{0} \sin\varphi}{\sin\left(45^{\circ} + \frac{1}{2}\varphi\right)}\right)$$

$$\alpha_{c} = \left(\frac{K_{c}^{0}}{K_{c}^{\infty} - K_{c}^{0}}\right) \cdot 2\sin\left(45^{\circ} + \frac{1}{2}\varphi\right)$$

 $K_0 = 1 - \sin \varphi$

De K_q^0 , K_q^∞ , K_c^0 en K_c^∞ zijn op bijlage gegeven.

De maximale horizontale passieve korreldruk wordt als volgt bepaald:

 $\sigma'_{p} = K_{q} \cdot \sigma_{v}' + K_{c} \cdot c$ σ_{v}' Verticale korrelspanning C Cohesie

In de gronddrukcoëfficiënten, bepaald met Brinch Hansen, is al rekening gehouden met schelpwerking. De schelpfactor is een factor waarmee de breedte van de paal vermenigvuldigd wordt om de breedte te krijgen waarover de belasting uit de grond op de paal werkt.

B Standaard – damwandconstructie met schelpwerking

Bij deze optie worden de gronddrukcoëfficiënten handmatig ingevoerd. De actieve, passieve en neutrale coëfficiënten worden eerst voor een damwand bepaald:

$$\lambda_{a} = \frac{\cos^{2}(\varphi)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi)}{\cos(\delta)}}\right]^{2}}$$

$$\lambda_{p} = \frac{\cos(\varphi)}{\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi)}{\cos(\delta)}}\right]^{2}}$$

$$\lambda_n = 1 - \sin \varphi$$

Voor een ruw wandoppervlak en rechte glijvlakken wordt voor de wandwrijvingshoek vaak aangehouden:

$$\delta = \frac{2}{3}\varphi$$
 (in veen $\delta = 0$)

Daarna worden de coëfficiënten met een schelpfactor (S) als volgt aangepast:

$$\lambda_a^* = \frac{\lambda_a}{S}$$

$$\lambda_p^* = \lambda_p \cdot S$$

 $\lambda_n^* = \lambda_n$

De schelpfactor is afhankelijk van:

- De dwarsafmeting van de paal
- De beschouwde diepte
- De grondeigenschappen

In Tabel 2-2 is een overzicht gegeven van de schelpfactoren gebaseerd op ervaring [bron onbekend].

Grondsoort	Conusweerstand [MN/m ²]	Schelpfactor [-]					
Veen, slap	0,1-0,2	1,2 – 1,5					
Veen, klei	0,2-0,5	1,3 – 1,6					
Klei, uitgedroogd	0,5 – 1,5	1,4 – 1,8					
Silt, leem	0,5 – 1,5	1,5 – 1,8					
Zand, matig vast	1,5 – 4,0	1,7 – 2,0					
Zand, vast	4,0 - 10,0	1,8 – 2,3					
Zand, zeer vast	Meer dan 10,0	2,0 - 2,7					

Tabel 2-2 Schelpfactoren

De horizontale passieve korreldruk kan als volgt bepaald worden:

$$\sigma'_{p} = \lambda_{p}^{*} \cdot \sigma_{v}' + 2c\sqrt{\lambda_{p}^{*}}$$

2.5. MPile voor landhoofden

Het computerprogramma MPILE wordt gebruikt voor het ontwerpen van enkele palen en paalgroepen. In het model zijn alle palen met elkaar verbonden via de "cap". Deze cap, die de bovenconstructie simuleert, heeft een oneindige stijfheid. De verbinding tussen iedere paal en de cap kan volledig scharnierend of volledig ingeklemd zijn. Palen kunnen zowel verticaal staan als een schoorstand hebben en kunnen bestaan uit secties met verschillende eigenschappen.

Belastingen bestaan uit krachten, momenten, verplaatsingen en rotaties die in alle richtingen op de cap kunnen aangrijpen.

De horizontale grondreactie wordt voor een enkele paal bepaald volgens de zogenaamde py curvebenadering, afgeleid door Matlock (1970) and Sullivan et al. (1980), welke is geaccepteerd door de API (2000) en DNV (1977). In deze benadering is de paal gemodelleerd als een ligger die wordt ondersteund door elasto-plastische grondveren. De stijfheid en sterkte van deze grondveren wordt bepaald uit de grondparameters conform de methode uit de API. Op dezelfde manier worden voor axiale belastingen t-z curves gebruikt. Voor paalgroepen kan de paal-grond-paal interactie op een aantal manieren in rekening worden gebracht variërend van de relatief eenvoudige methode Poulos tot een geavanceerde berekening met een ingebouwd eindige elementen programma. Bij deze laatste methode kan tevens de gelaagdheid van de grond in rekening worden gebracht. Bij alle andere interactiemodellen wordt uitgegaan van een homogeen lineair elastisch medium.

In Tabel 2-3 is een overzicht gegeven van de verschillende modellen in MPILE en de bijbehorende mogelijkheden.

	plasticiteit van de grond	gelaagde grond	paal-grond- paal interactie	dynamische belasting	grond- deformaties	maaiveld- belastingen	
Cap model	Ja	Ja	Nee	Nee	Ja	Nee	
Cap-soil- interaction model (Mindlin)	Ja	Ja	Ja ^{*)}	Nee	Nee	Ja	
Cap layered soil interaction model (EEM)	Ja	Ja	Ja	Nee	Nee	Nee	
Dynamics	Ja	Ja	Nee	Ja	Nee	Nee	
Mpile model (Poulos)	Nee	Nee	Ja ^{*)}	Nee	Nee	Nee	
Plasti-Poulos model	Ja	Ja	Ja ^{*)}	Nee	Nee	Nee	

Tabel 2-3 Modellen en mogelijkheden MPILE-modellen

*): het grondsysteem voor de paal-grond-paal interactie bestaat uit één laag.

Voor het berekenen van door grond horizontaal belaste palen met MPILE is praktisch gezien alleen het Cap model geschikt (zie figuur 2). In dit model zijn de palen via de cap aan elkaar gekoppeld, maar er is geen paal-groep-paal interactie. Hierbij kan voor iedere paal een grondprofiel en profiel met gronddeformaties worden opgegeven en wordt de grondweerstand (elasto-plastisch) voor iedere paal bepaald. Op basis van het evenwicht tussen de paalkoppen (onderlinge afstand hiervan veranderd niet door de oneindig stijve cap, maar er zijn wel rotaties en verplaatsingen van de cap mogelijk) wordt het systeem doorgerekend.

Figuur 2-6 Schematische weergave Cap model



2.6. Impliciete berekening grond-paal interactie – EEM-methode

2.6.1. EEM Plaxis 2D

Voor de berekening van het grondgedrag geldt ook hier de beschrijving van paragraaf 2.2.2. Het verschil is dat bij deze methodiek niet alleen de horizontale grondverplaatsingen worden bepaald maar ook de grond-paal interactie, d.w.z. ook de paalmomenten en paalverplaatsingen; de beide stappen zijn geïntegreerd in deze methode. De beperking van dit programma (2D) is dat de paal als een wand gemodelleerd wordt.

Op de paal werkt een hoeveelheid grond met een breedte:

- Bij alleenstaande palen en bij grote hart op hart afstand (S·D \leq a) : S·D
- Bij kleine hart op hart afstand $(S \cdot D \ge a)$: a.

Waabij:

- a hart op harafstand van de palen
- S schelpfactor
- D paaldiameter

De berekening in PLAXIS 2D (plane strain) wordt uitgevoerd per strekkende meter. Veelal is de in te voeren stijfheid per strekkende meter gelijk aan EI_{paal} /minimum van (S·D en a), zie *Figuur 2-7*. Het berekende buigend moment in kNm/m dient vermenigvuldigd te worden met de deler om het buigend moment per paal te krijgen, uitgedrukt in kNm.





2.6.2. EEM Plaxis 3D

Het Eindige-elementen programma Plaxis 3D kan worden toegepast voor de oplossing van driedimensionale grond-constructieproblemen. In een dergelijk model komt het driedimensionale karakter van de grond-paalinteractie goed tot zijn recht. Hierbij kan gebruik gemaakt worden van Plaxis 3D Tunnel en 3D Foundation.

Het programma Plaxis 3D kent de volgende materiaalmodellen:

- Lineair Elastisch (EL)
- Mohr-Coulomb (MC)
- Hardening Soil (HS)
- Soft Soil Creep (SSC)

Het Plaxis 3D programma heeft de volgende kenmerken:

- Tijdsafhankelijk gedrag (consolidatie, kruip)
- Modellering van ophogingen
- Modellering van palen (rond, vierkant, buis); "embedded piles" optie
- Modellering van grond-paalinteractie

Voor een uitgebreide beschrijving wordt verwezen naar de Plaxis-handleidingen.

3. LITERATUUR

American Petroleum Institute (API), Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms, Washington D.C., 2000.

Begemann H.K.S., De Leeuw E.H.; Horizontal earth Pressure on Foundation Piles as a Result of nearby Soil Fills, Proc. 5th European Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, Vol 1, 1-9; 1972

Bourges, F. en Mieussens, C., Déplacements latéraux à proximité des remblais sur sols compressibles, M'ethode de prévision, Bulletin liaison Laboratoire Central des Ponts en Chaussées, 101, mai-juin 1979.

Brinch Hansen, J., The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces,. Geoteknish Institute Bulletin No. 12, Copenhagen, 1961

Brinkgreve R.B.J, Broere W., Waterman D.; Manual PLAXIS 2D Version 8.2; Delft University of Technology & Plaxis b.v.; 2004

Brinkgreve R.B.J, Broere W.; Manual PLAXIS 3D Tunnel Version 2.0; Delft University of Technology & Plaxis b.v.; 2004

Brinkgreve R.B.J, Broere W.; Manual PLAXIS 3D Foundation Version 1.5; Delft University of Technology & Plaxis b.v.; 2004

Cherqaoui I; Door grond horizontaal belaste palen, Afstudeeronderzoek TU Delft, 2006

CIAD I, Eindrapport CIAD-projectgroep; Vereniging CIAD Zoetermeer; 1979

CIAD II, Eindrapport CIAD-projectgroep; Vereniging CIAD Zoetermeer; 1980

De Leeuw E.H., Tabellen ter bepaling van horizontale spanningen en verplaatsingen in een homogene elastische laag van eindige dikte; 1963

DNV, Rules for the design, construction and inspection of offshore structures, 1977

Ménard L. et al; Méthode générale de calcul d'un rideau ou d'un pieu sollicité horizontalement en fonction des résultats pressiométriques; Sols-soils 22-23 VI; 1968

Matlock, H., Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay, 2nd Offshore technology Conference, OTC 1204, Texas, 1970.

Sullivan, W.R., Reese, L.C. and Fenske, C.W., Unified method for analysis of laterally loaded piles in clay, Numerical Methods in Offshore Piling, The Institution of Civil Engineers, London, 1980, pages 135-146.

Visschedijk M.A.T.; MSheet Version 7.1, Design of Diaphragm and Sheet Pile Walls; GeoDelft; 2005

BIJLAGEN

Van IJsseldijk

- Geen rekstijve bovenlaag _
- _
- Terrasbelasting horizontale grondvervorming _
- Tabel met waarden voor $\frac{E}{h \cdot q} \cdot u$ _
- (Tabel I.B.0 Van IJsseldijk, CIAD) _



Ε		y = z/h					
7	$\frac{1}{h \cdot q} \cdot u$	0.00	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00
	-8.00	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	0.000
	-6.00	-0.007	-0.006	-0.005	-0.004	-0.002	0.000
	-5.00	-0.015	-0.014	-0.011	-0.008	-0.004	0.000
	-4.50	-0.022	-0.020	-0.016	-0.012	-0.006	0.000
	-4.00	-0.032	-0.028	-0.024	-0.017	-0.009	0.000
	-3.50	-0.046	-0.041	-0.034	-0.025	-0.013	0.000
	-3.00	-0.066	-0.060	-0.049	-0.035	-0.019	0.000
	-2.50	-0.096	-0.086	-0.071	-0.051	-0.027	0.000
	-2.00	-0.140	-0.125	-0.103	-0.074	-0.039	0.000
	-1.50	-0.203	-0.181	-0.150	-0.109	-0.058	0.000
	-1.00	-0.284	-0.259	-0.224	-0.170	-0.095	0.000
	-0.75	-0.327	-0.307	-0.275	-0.216	-0.124	0.000
	-0.50	-0.364	-0.361	-0.336	-0.270	-0.159	0.000
ч	-0.25	-0.390	-0.425	-0.400	-0.321	-0.191	0.000
= t/	0.00	-0.400	-0.475	-0.434	-0.344	-0.205	0.000
×	0.25	-0.390	-0.425	-0.400	-0.321	-0.191	0.000
	0.50	-0.364	-0.361	-0.336	-0.270	-0.159	0.000
	0.75	-0.327	-0.307	-0.275	-0.216	-0.124	0.000
	1.00	-0.284	-0.259	-0.224	-0.170	-0.095	0.000
	1.50	-0.203	-0.181	-0.150	-0.109	-0.058	0.000
	2.00	-0.140	-0.125	-0.103	-0.074	-0.039	0.000
	2.50	-0.096	-0.086	-0.071	-0.051	-0.027	0.000
	3.00	-0.066	-0.060	-0.049	-0.035	-0.019	0.000
	3.50	-0.046	-0.041	-0.034	-0.025	-0.013	0.000
	4.00	-0.032	-0.028	-0.024	-0.017	-0.009	0.000
	4.50	-0.022	-0.020	-0.016	-0.012	-0.006	0.000
	5.00	-0.015	-0.014	-0.011	-0.008	-0.004	0.000
	6.00	-0.007	-0.006	-0.005	-0.004	-0.002	0.000
	8.00	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	0.000

Van IJsseldijk

- Geen rekstijve bovenlaag _
- _
- Terrasbelasting horizontale grondspanning _
- Tabel met waarden voor $\frac{1}{q}$ $\cdot \sigma_{\scriptscriptstyle xx}$ _
- (Tabel I.B.100 Van IJsseldijk, CIAD) _



1		y = z/h					
	$-q \cdot \sigma_{_{xx}}$	0.00	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00
	-8.00	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0.000
	-6.00	0.007	0.007	0.006	0.004	0.003	0.001
	-5.00	0.015	0.014	0.012	0.009	0.007	0.004
	-4.50	0.022	0.020	0.017	0.013	0.009	0.004
	-4.00	0.031	0.028	0.024	0.019	0.013	0.006
	-3.50	0.045	0.041	0.035	0.028	0.020	0.011
	-3.00	0.065	0.060	0.051	0.041	0.028	0.015
	-2.50	0.096	0.087	0.074	0.058	0.040	0.020
	-2.00	0.141	0.125	0.106	0.083	0.056	0.027
	-1.50	0.196	0.176	0.155	0.126	0.085	0.034
	-1.00	0.231	0.234	0.235	0.212	0.152	0.050
	-0.75	0.219	0.266	0.297	0.283	0.216	0.084
	-0.50	0.175	0.314	0.380	0.371	0.304	0.162
	-0.25	0.098	0.417	0.472	0.454	0.404	0.304
Ę	-0.01	0.004	0.502	0.500	0.499	0.496	0.492
=	0.00		0.500	0.500	0.500	0.500	0.500
×	0.01	0.996	0.498	0.500	0.501	0.504	0.508
	0.25	0.902	0.583	0.528	0.546	0.596	0.696
	0.50	0.825	0.686	0.620	0.629	0.696	0.838
	0.75	0.781	0.734	0.703	0.717	0.784	0.916
	1.00	0.769	0.766	0.765	0.788	0.848	0.950
	1.50	0.804	0.824	0.845	0.874	0.915	0.966
	2.00	0.859	0.875	0.894	0.917	0.944	0.973
	2.50	0.904	0.913	0.926	0.942	0.960	0.980
	3.00	0.935	0.940	0.949	0.959	0.972	0.985
	3.50	0.955	0.959	0.965	0.972	0.980	0.989
	4.00	0.969	0.972	0.976	0.981	0.987	0.994
	4.50	0.978	0.980	0.983	0.987	0.991	0.996
	5.00	0.985	0.986	0.988	0.991	0.993	0.996
	6.00	0.933	0.993	0.994	0.996	0.997	0.999
	8.00	0.998	0.998	0.999	0.999	0.999	1.000

Loof

- Rekstijve bovenlaag _
- _
- Terrasbelasting horizontale grondvervorming _
- Tabel met waarden voor $\frac{\tilde{E}}{h \cdot q} \cdot u$ _
- (Tabel II.B.0 Loof, CIAD) _



$\frac{E}{h \cdot q} \cdot u$		y = z/h						
		0.00	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	
	-4.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	-3.00	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.000	
	-2.00	0.000	-0.002	-0.004	-0.003	-0.002	0.000	
	-1.50	0.000	-0.012	-0.019	-0.019	-0.012	0.000	
	-1.25	0.000	-0.022	-0.036	-0.037	-0.024	0.000	
	-1.00	0.000	-0.038	-0.063	-0.066	-0.044	0.000	
	-0.75	0.000	-0.062	-0.101	-0.106	-0.072	0.000	
	-0.50	0.000	-0.096	-0.154	-0.158	-0.107	0.000	
ų	-0.25	0.000	-0.147	-0.213	-0.208	-0.140	0.000	
= t/	0.00	0.000	-0.192	-0.245	-0.230	-0.153	0.000	
×	0.25	0.000	-0.147	-0.213	-0.208	-0.140	0.000	
	0.50	0.000	-0.096	-0.154	-0.158	-0.107	0.000	
	0.75	0.000	-0.062	-0.101	-0.106	-0.072	0.000	
	1.00	0.000	-0.038	-0.063	-0.066	-0.044	0.000	
	1.25	0.000	-0.022	-0.036	-0.037	-0.024	0.000	
	1.50	0.000	-0.012	-0.019	-0.019	-0.012	0.000	
	2.00	0.000	-0.002	-0.004	-0.003	-0.002	0.000	
	3.00	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.000	
	4.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

Loof

- Rekstijve bovenlaag _
- _
- Terrasbelasting horizontale grondspanning _
- Tabel met waarden voor $\frac{1}{2}$ σ_{xx} _ q
- (Tabel II.B.100 Loof, CIAD) _



1		y = z/h					
-	$\frac{1}{q} \cdot \sigma_{_{xx}}$	0.00	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00
	-4.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-3.00	0.000	0.000	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001
	-2.00	0.000	-0.005	0.007	0.005	-0.002	-0.012
	-1.50	0.000	-0.023	0.037	0.035	0.015	-0.022
	-1.25	0.000	-0.042	0.069	0.070	0.039	-0.023
	-1.00	0.000	-0.072	0.120	0.127	0.085	-0.011
	-0.75	0.000	-0.121	0.198	0.212	0.159	0.029
	-0.50	0.000	-0.203	0.307	0.320	0.262	0.120
	-0.25	0.000	-0.356	0.433	0.426	0.382	0.281
ų	-0.01	0.000	0.499	0.499	0.498	0.495	0.491
= t/	0.00		0.500	0.500	0.500	0.500	0.500
×	0.01	1.000	0.501	0.501	0.502	0.505	0.509
	0.25	1.000	0.644	0.567	0.574	0.618	0.719
	0.50	1.000	0.797	0.693	0.680	0.738	0.880
	0.75	1.000	0.879	0.802	0.788	0.841	0.971
	1.00	1.000	0.928	0.880	0.873	0.915	1.011
	1.25	1.000	0.958	0.931	0.930	0.961	1.023
	1.50	1.000	0.977	0.963	0.965	0.985	1.022
	2.00	1.000	0.995	0.993	0.995	1.002	1.012
	3.00	1.000	1.000	1.001	1.001	1.001	1.001
	4.00	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

Overzicht veldn	netingen gebr	uikt door Bourges	en Mieussens

TABLEAU I. - Paramètres caractérisant les différents points de mesure et les courbes de déplacements latéraux « immédiats »

N° d'ordre point de meaure	Site	Indinamètre	H (m)	8 (m)	D (m)	$\frac{D}{B}$	x L	e. IkPal	1	c IkPai	м	iom)	2 ₀₀₅	(cm)	Z,	Υ,	λ = gmm.g (%) D
1	Narbonne (LPC, 1973)	12	7,00 8,00 10,00	888	14 14 14	000	1,35 1,30 1,25	36,7 36,7 36,7	1,30 1,14 0,91	49 49 49	1,34 1,34 1,34	3,2 8,5 11,8	7,5 7,5 7	1,3 5,3 8	0,54 0,54 0,5	0,41 0,62 0,68	0,23 0,61 0,84
2		l3	3,50 8,00 10,00	888	14 14 14	0 0 0	3,15 1,95 1,75	38,7 36,7 36,7	2,60 1,14 0,91	49 49 49	1,34 1,34 1,34	1,8 6,4 8	000	1,8 6,4 8	0 0 0	1 1	0,13 0,46 0,57
3		I4	4,50 8,00 10,00		14 14 14	000	1,55 1,30 1,25	36,7 36,7 36,7	2,03 1,14 0,91	899 9	1,34 1,34 1,34	2,2 10,2 16,5	3,5 3,5 4,9	2 9,6 15,4	0,25 0,25 0,35	0,91 0,94 0,93	0,16 0,73 1,18
4		4	6,00 8,00 10,00	:	54 14 14	0000	1,40 1,30 1,25	36,7 36,7 36,7	1,52 1,14 0,91	42 42 43	1,34 1,34 1,34	1,4 14,2 16	5,6 0 0	0,6 14,2 16	0,43 0 0	0,43 1 1	0,10 1,01 1,14
5	St-Nazaire (Levilain et al., 1975)	5	.6,15	36	6,5	0,18	1	47	1,96	95	1,17	2,05	4	1,2	0,62	0,59	0,32
6	Provins [Bigot et al., 1977]	4	3,80 6,80	36 30	15 15	0,42 0,50	;	44 44	2,98 1,66	40 40	0,91 0,91	4 18,2	6	1,2 7,2	0,4 0,4	0,3 0,4	0,27 1,21
7	Caen 1** phase	Cl ₁	3,60	75	8	0,11	1,75	28	2	25	0,89	6,2	2,5	3,1	0,31	0,5	0,78
8	Caen 2º phase (Vautnain, 1975)	CI,	7,60 9,0	69 66	8	0,12 0,12	1,35 1,30	44,5 44,5	1,66 1,41	44,5 44,5	;	31 41,6	4	18,5 24,6	0,5 0,5	0,6 0,59	3,98 5,20
9	Lanaster (LPC, 1973)	π,	2,65 3,75 4,00	888	8,5 8,5 8,5	000	1 1 1	15,5 15,5 15,5	1,67 1,18 1,11	17 17 17	1,10 1,10 1,10	5,2 16,3 30,4	1	5 14,4 28,4	0.12 0.12 0.12	0,96 0,88 0,93	0,61 1,92 3,58
10		п,	2,65 3,75 4,00	888	8,5 8,5 8,5	0 0	3,5 2,8 2,7	15,5 15,5 15,5	1,67 1,18 1,11	17 17 17	1,10 1,10 1,10	1,8 3,8 5,8	0	1,8 3,8 5,8	0 0 0	1 1 1 1	0,21 0,45 0,68
11	Cubzac A IMicussens et al., 1974 ;Vogien, 1975 ; Biondeau et al., 19771	4	1,50 2,50 3,50 4,00 4,50	41 36 32,5 31 29	9,5 9,5 9,5 9,5 9,5	0,23 0,26 0,29 0,30 0,32	1 1 1 1	28 28 28 28 28 28	4,57 2,74 1,96 1,71 1,62	40 40 40 40	1,43 1,43 1,43 1,43 1,43	1,8 2,6 4,0 6,2 12,4	1,5 2,4 2,1 2,4 2,7	1,5 2 3 4,1 9,4	0,16 0,25 0,22 0,25 0,26 0,28	0,83 0,77 0,75 0,66 0,76	0,19 0,17 0,42 0,05 1,31
12	Cubesc A	i _s	1,50 2,50 3,50 4,00 4,50	41 36 32,5 31 29	9,5 9,5 9,6 9,6 9,6	0,23 0,26 0,29 0,30 0,32	3,20 2,30 1,95 1,85 1,75	28 28 28 28 28 28	4,57 2,74 1,96 1,71 1,52	40 40 40 40 40	1,43 1,43 1,43 1,43 1,43	0,8 1,1 3 3,9 7,9	2,4 2,4 0,9 0,6 0,3	0,35 0,9 2,8 3,7 7,8	0,25 0,25 0,09 0,06 0,03	0,44 0,82 0,93 0,95 0,99	0,08 0,12 0,12 0,41 0,41
13	Cubizo B (Dang et al., 1977)	l,	2,30	20,5	9	0,43	0	24	2,5	40	1,67	1,4	4	0,2	0.44	0,14	0,16
14	IMagnan et al., 1978(151	1,20 2,30	22,1 20,5	9	0,40 0,43	1	24 24	4.9 2,5	40 40	1,67 1,67	1,5 2,5	5,5 5	0 0	0,61 0,56	0	0,17 0,28
15		I _{IS}	2,30	20,5	9	0,43	2,15	24	2,5	40	1,67	1.3	0	1,3	0	1	0,14
16	Arles (Brigando et al., 1976)	I _L	2,00 4,80 5,20	40 36 36	10 10 10	0,25 0,28 0,28	1 1	30 30 30	3.5 1,48 1,35	20 20 20	0,67 0,67 0,67	0.7 8.2 12,9	8 2,5 2,5	-0,2 5,5 12,7	0,80 0,25 0,25	0,29 0,89 0,98	0,07 0,62 1,29
17		ι,	2.00 4,80 5,20	40 36 36	10 10 10	0.25 0,28 0,28	2.3 2,3 2,3	30 30 30	3.5 1,46 1,35	20 20 20	0.67 0,67 0,67	0.9 1,8 3	0000	0.9 1,8 3	000	!	0.09 0,18 0,3
18	Paizvas avec drains 1* phase LPC, 1973)	ł,	4,00	54	25,7	0,48	1	29	2,26	15	0,52	13,2	4	10,5	0,16	.0,80	0,61
19		1.	4,00	54	25,7	0,48	2,25	29	2,26	75	0.52	5	0	5	0	1	0,19
20		l _z	4,00	54	25,7	0,48	1,5	29	2,26	.15	0,52	3,5	4.5	1	0,18	0,29	0,14
21	Palavas avec drains 2º phase (idem)	l ₃	7,50	43,90	25,70	0,59	'	39	1,55	31	0,79	6,5	6	5	0,23	0.77	0,25
22		l ₂	7,50	43,50	25,7	0,69	1,3	39	1,55	31	0,79	.9	-8	7,5	0,23	0,83	0,35
23	Palavas sans drain 1º phase - §idemi	4,	4,00	54	25,7	.0,48	1	28	2,18	15	0,54	14	4,5	6	0,18	0,43	0,54
24		4	4,00	54	25,7	0,48	1,5	28	2,18	15	0.54	13	0	13	0	1	0,51
25		I,	4,00	54	25,7	0,48	2,25	28	2,18	16	0,54	8	0	8	0	1	0,31
26	Palavas sans drain 2º phase (idam)	is.	7,25	44	25,7	0,59	1,00	34	1,37	45	1,35	17,5	9	14	0.35	0,80	0168
27		12	7,25	44	25,7	0,69	1,3	34	1,37	46	1,35	17	0	17	0	1	0,66
28		I ₅	7,25	44	25,7	0,59	1,70	34	1,37	45	1,35	17	0	17	0	1	0,66
29	Palawas Le Lez (LR Touloues, 1971)	1	6,30		27,5	0	0,16	22	1,05	18	0,82	7,6	O	7,6	0	1	0,28
30	St-Alben B (Quebec) (Tavenos et al., 1974 ; Vu Kim Chu, 1978 ; Lerouell et al., 1978)	81,	2,70 3,30	13 12	13,70 13,70	1,05 1,14	1	19 19	1,88 1,54	40	2,11 2,11	2.7 5.4	1,3 1,8	2,3 3,4	0,09 0,13	0,85 0,63	0,20 0,39
31	St-Alban C (Duébeci jidem)	Cla	2,50 3,30	18 16	13,70 13,70	0,77 0,86	1	19 19	2,03 1,54	40 40	2,11 2,11	0,75 4	0 1,20	0,75 1,2	0 0,09	1 0,96	0,05 0,10
32	St-Alben D (idem)	Dig	2,40 3,30	25,5 22	13,70 13,70	0,54 0,62	1	19 19	2,12 1,54	40 40	2,11 2,11	0,2 0,8	0	0,2? 0,8?	0	12	0.01 0.08

Memo Methode Begemann - de Leeuw

In paragraaf 2.3.1 is de methode van Begemann - de Leeuw beschreven voor paalgrondinteractie. Over de interpretatie van de methode bestaat discussie.

Begemann en de Leeuw hebben de methodiek beschreven in een paper in 1972. (zie bijlage). Hoewel het artikel op sommige punten suggereert dat het over een alleenstaande paal gaat het voorbeeld over een palenrij. Verder geven Begemann en de Leeuw onderaan pagina 8 duidelijk aan dat het probleem van een alleenstaande paal nog niet is uitgewerkt.

In het CIAD-rapport (methode LGM Delft) en het SBR handboek Funderingen is beschreven hoe de methodiek van Begemann - de Leeuw toegepast wordt voor een alleenstaande paal. Beide beschrijvingen verschillen in de toepassing van de schelpfactor bij een alleenstaande paal. Hierna wordt een korte beschouwing gegeven van beide methodieken evenals een alternatieve presentatie van paallijn - grondlijn. Voor de detailuitwerking en formules wordt verwezen naar het voorbeeld op bijlage. Hier zijn 3 methodieken nader uitgewerkt:

- CIAD-rapport (methode LGM Delft)
- SBR handboek Funderingen
- Alternatieve presentatie paallijn grondlijn

De voorbeeldberekening is gelijk aan het voorbeeld uit het CIAD-rapport blz IV-7 t/m IV-9.

CIAD-rapport (methode LGM Delft)

De grafiek grondlijn - paallijn hanteert voor de verticale as spannningen. De grondlijn snijdt de verticale as bij een spanning van $2 \cdot \sigma_{xx}$. De grond- en paallijn worden als volgt beschreven:

$$\sigma_{g}(\mathbf{u}) \coloneqq \left(1 - \frac{\mathbf{u}}{\mathbf{u}_{g}}\right) \cdot 2 \cdot \sigma_{xx}$$
$$\sigma_{p}(\mathbf{u}) \coloneqq \frac{\mathrm{EI}_{p}}{\alpha \cdot \mathrm{D} \cdot \mathrm{I}^{4}} \cdot \mathrm{u}$$

Na bepaling van het snijpunt wordt de belasting op de paal bepaald door vermenigvuldiging met S·D. De spanning op de paal is hiermee feitelijk met een factor S vergroot en voldoet dus niet meer aan het snijpunt. Dit komt duidelijk tot uitdrukking bij de bepaling van de maximale uitbuiging van de paal. Deze is uiteindelijk niet meer gelijk aan de waarde bij het snijpunt.

SBR handboek Funderingen

In SBR handboek Funderingen worden tevens spanningen op de verticale as van de grafiek gegeven. Bij de bepaling van de grondlijn wordt echter wel rekening gehouden met de invloed van de schelpfactor. De grond- en paallijn worden als volgt beschreven:

$$\sigma_{g}(u) := \left(1 - \frac{u}{u_{g}}\right) \cdot 2 \cdot \sigma_{xx}$$
$$\sigma_{p}(u) := \frac{EI_{p}}{\alpha \cdot S \cdot D \cdot l^{4}} \cdot u$$

Na bepaling van het snijpunt wordt de belasting op de paal bepaald door vermenigvuldiging met S·D. Ook hier is de spanning op de paal feitelijk met een factor S vergroot en heeft de spanning voor de grondlijn in de grafiek betrekking op de grondspanning bij een oneindig stijve wand. De uit de belasting op de paal berekende maximale verplaatsing van de paal komt echter wel overeen met het snijpunt. Het SBR handboek Funderingen model gaat wel consequent om met de schelpfactor echter de beschrijving blinkt niet uit in helderheid.

Alternatieve presentatie paallijn - grondlijn

De grafiek paallijn - grondlijn wordt opgesteld met op de verticale as de belasting per strekkende meter op de paal en op de horizontale as de grond- en paalverplaatsing. Voor de grondlijn geldt dat deze de horizontale as snijdt bij de ongehinderde grondverplaatsing. De grondlijn snijdt de verticale as bij $2 \cdot \sigma_{xx} \cdot S \cdot D$. Voor de grondlijn geldt:

$$q_{g}(u) \coloneqq \left(1 - \frac{u}{u_{g}}\right) \cdot 2 \cdot \sigma_{xx} \cdot S \cdot D$$

De paallijn gaat uit van het eenvoudige verband tussen een gelijkmatig verdeelde belasting per strekkende meter

$$q_p(u) := \frac{EI_p}{\alpha \cdot l^4} \cdot u$$

Deling van beide formules door S·D geeft de formules volgens SBR handboek Funderingen. Zoals blijkt uit het voorbeeld zijn de uiteindelijke resultaten identiek aan de methodiek volgens SBR handboek Funderingen.

Conclusie

De methodiek volgens het CIAD-rapport (methode LGM Delft) brengt de schelpfactor niet consequent in rekening. Het originele artikel van Begemann - de Leeuw geeft aan dat de methodiek nog niet uitgewerkt is voor alleenstaande palen.

De methodiek beschreven in SBR handboek Funderingen gaat wel consequent om met de schelpfactor. De voorkeur gaat uit naar een presentatie van de grafiek van de paallijn - grondlijn met op de verticale as de belasting per strekkende meter paal in plaats van spanningen.

Literatuur

Begemann H.K.S., De Leeuw E.H.; Horizontal earth Pressure on Foundation Piles as a Result of nearby Soil Fills, Proc. 5th European Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, Vol 1, 1-9; 1972

Voorbeeldberekening op basis van CIAD-rapport blz IV-7 t/m IV-9

paaleigenschappenD := $0.4 \cdot m$ E
b := $3 \cdot 10^7 \cdot kPa$ I := $\frac{1}{12} \cdot D^4$ EI
p := E
b \cdot IEI
p = $6.4 \cdot 10^4 \cdot kN \cdot m^2$ schelpfactorS := 1.5liggereigenschappen1 := $10.5 \cdot m$ $\alpha := \frac{1}{185}$ grondgedragu
g := $0.152 \cdot m$ σ_{xx} := $26.6 \, kPa$

Methode CIAD (snijlijn op basis van spanningen)

grondlijn

$$\sigma_{g}(u) := \left(1 - \frac{u}{u_{g}}\right) \cdot 2 \cdot \sigma_{xx}$$

paallijn

 $\sigma_{p}(u) := \frac{EI_{p}}{\alpha \cdot D \cdot l^{4}} \cdot u$

u :=0.. 1



Snijpunt paallijn - grondlijn

$$\sigma := \frac{2 \cdot \sigma_{XX}}{1 + \frac{\alpha \cdot D \cdot l^4}{EI_p} \cdot \frac{2 \cdot \sigma_{XX}}{u_g}} \qquad \sigma = 46.5 \text{ekPa}$$
$$u := \frac{2 \cdot \sigma_{XX}}{\frac{EI_p}{\alpha \cdot D \cdot l^4} + \frac{2 \cdot \sigma_{XX}}{u_g}} \qquad u = 0.019 \text{ m}$$

Controle grondspanning en paalspanning op snijpunt

 $\sigma_{g}(u) = 46.5$ %Pa $\sigma_{p}(u) = 46.5$ %Pa

Maximaal moment en verplaatsing paal

 $q_{p} := S \cdot D \cdot \sigma \qquad q_{p} = 27.9 \cdot \frac{kN}{m}$ $M_{B} := \frac{1}{8} \cdot q_{p} \cdot l^{2} \qquad M_{B} = 384.6 \cdot kN \cdot m$ $M_{veld} := \frac{9}{128} \cdot q_{p} \cdot l^{2} \qquad M_{veld} = 216.3 \cdot kN \cdot m$ $u_{max} := \frac{\alpha \cdot q_{p} \cdot l^{4}}{EI_{p}} \qquad u_{max} = 0.029 \, m$

Methode SBR-Funderingen (snijlijn op basis van spanningen)

grondlijn

$$\sigma_{g}(\mathbf{u}) \coloneqq \left(1 - \frac{\mathbf{u}}{\mathbf{u}_{g}}\right) \cdot 2 \cdot \sigma_{\mathbf{x}\mathbf{x}}$$

EL

paallijn

$$\sigma_{\mathbf{p}}(\mathbf{u}) := \frac{\mathrm{EI}_{\mathbf{p}}}{\alpha \cdot \mathrm{S} \cdot \mathrm{D} \cdot \mathrm{I}^{4}} \cdot \mathrm{u}$$

u := 0.. 1



Snijpunt paallijn - grondlijn

$$\sigma := \frac{2 \cdot \sigma_{XX}}{1 + \frac{\alpha \cdot S \cdot D \cdot I^4}{EI_p} \cdot \frac{2 \cdot \sigma_{XX}}{u_g}} \qquad \sigma = 43.8^{\circ} k P a$$
$$u := \frac{2 \cdot \sigma_{XX}}{\frac{EI_p}{\alpha \cdot S \cdot D \cdot I^4} + \frac{2 \cdot \sigma_{XX}}{u_g}} \qquad u = 0.027 \, m$$

Controle grondspanning en paalspanning op snijpunt

$$\sigma_{g}(u) = 43.8$$
 kPa
 $\sigma_{p}(u) = 43.8$ kPa

Maximaal moment en verplaatsing paal

$$q_{p} := S \cdot D \cdot \sigma \qquad q_{p} = 26.3 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$M_{B} := \frac{1}{8} \cdot q_{p} \cdot l^{2} \qquad M_{B} = 361.9 \cdot kN \cdot m$$

$$M_{veld} := \frac{9}{128} \cdot q_{p} \cdot l^{2} \qquad M_{veld} = 203.6 \cdot kN \cdot m$$

$$u_{max} := \frac{\alpha \cdot q_{p} \cdot l^{4}}{EI_{p}} \qquad u_{max} = 0.027 \, m$$

Alternatieve methode presentatie paallijn - grondlijn

grondlijn

$$g(\mathbf{u}) := \left(1 - \frac{\mathbf{u}}{\mathbf{u}g}\right) \cdot 2 \cdot \sigma_{\mathbf{X}\mathbf{X}} \cdot \mathbf{S} \cdot \mathbf{D}$$

paallijn

$$q_{g}(u) := \left(1 - \frac{1}{u_{g}}\right)^{1/2} \cdot u$$
$$q_{p}(u) := \frac{EIp}{u} \cdot u$$

$$q_{g}(u) := \left(1 - \frac{u}{u_{g}}\right) \cdot 2 \cdot \sigma$$
$$q_{p}(u) := \frac{EIp}{4} \cdot u$$

$$q_{p}(u) := \frac{EI_{p}}{\alpha \cdot l^{4}} \cdot u$$

 $\frac{\frac{q_{g}(u)}{\frac{kN}{m}}}{\frac{q_{p}(u)}{\frac{kN}{m}}}$

- - -

60 50

40

30 20

10

0

0

Snijpunt paallijn - grondlijn

 $q := \frac{2 \cdot \sigma_{xx} S \cdot D}{1 + \frac{\alpha \cdot S \cdot D \cdot l^4}{EI_p} \cdot \frac{2 \cdot \sigma_{xx}}{u_g}}$

 $u := \frac{2 \cdot \sigma_{xx}}{\frac{EI_p}{\alpha \cdot S \cdot D \cdot I^4} + \frac{2 \cdot \sigma_{xx}}{u_g}}$

 $q_g(u) = 26.3 \frac{kN}{m}$

 $q_p(u) = 26.3 \frac{kN}{m}$

 $q_p := q$

 $M_{B} := \frac{1}{8} \cdot q_{p} \cdot l^{2}$

0.1

u m

0.05

0.15

 $q = 26.3 \frac{kN}{m}$

 $u = 0.027 \, m$

 $q_p = 26.3 \frac{kN}{m}$

M _B = 361.9•kN·m

0.2

$$M_{\text{veld}} := \frac{9}{128} \cdot q_p \cdot l^2 \qquad M_{\text{veld}} = 203.6 \text{ekN} \cdot m$$
$$u_{\text{max}} := \frac{\alpha \cdot q_p \cdot l^4}{El_p} \qquad u_{\text{max}} = 0.027 \text{ m}$$

Maximaal moment en verplaatsing paal

Controle grondspanning en paalspanning op snijpunt

Gronddrukcoëfficiënten volgens Brinch Hansen (1961)

$$K_q^0 = e^{(\frac{1}{2}\pi+\varphi)\tan\varphi} \cos\varphi \tan(45^\circ + \frac{1}{2}\varphi) - e^{-(\frac{1}{2}\pi-\varphi)\tan\varphi} \cos\varphi \tan(45^\circ - \frac{1}{2}\varphi)$$

$$K_c^0 = \left[e^{(\frac{1}{2}\pi+\varphi)\tan\varphi} \cos\varphi \tan(45^\circ + \frac{1}{2}\varphi) - 1 \right] \cot\varphi$$

$$K_c^\infty = N_c d_c^\infty$$

$$N_c = \left[e^{\pi\tan\varphi} \tan^2(45^\circ + \frac{1}{2}\varphi) - 1 \right] \cot\varphi$$

$$d_c^\infty = 1.58 + 4.09 \tan^4\varphi$$

$$K_q^\infty = K_c^\infty \cdot K_0 \tan\varphi = N_c d_c^\infty K_0 \tan\varphi$$

$$K_0 = 1 - \sin\varphi$$

Op bijlage zijn de K-factoren grafisch en numeriek uitgewerkt



Gronddrukcoëfficiënten volgens Brinch Hansen (1961)

φ	K_q^0	K_q°	K_{c}^{0}	K_c°
1E-07	0.0	0.0	2.6	8.1
2.5	0.2	0.4	2.7	9.1
5.0	0.5	0.8	2.9	10.3
7.5	0.7	1.3	3.1	11.6
10.0	1.0	1.9	3.4	13.2
12.5	1.2	2.6	3.6	15.2
15.0	1.5	3.5	3.9	17.6
17.5	1.9	4.5	4.3	20.6
20.0	2.3	5.9	4.7	24.5
22.5	2.7	7.6	5.1	29.7
25.0	3.3	9.9	5.6	36.7
27.5	3.9	13.1	6.2	46.7
30.0	4.8	17.7	7.0	61.3
32.5	5.8	24.6	7.9	83.4
35.0	7.0	35.3	8.9	118.2
37.5	8.7	52.6	10.3	175.1
40.0	10.9	81.4	11.9	271.7
42.5	13.8	131.6	14.1	442.8
45.0	17.9	222.3	17.0	759.1

APPENDIX