Afstudeeronderzoek

# Door grond horizontaal belaste palen

## EINDRAPPORT



Israa Cherqaoui 9383541

Mei 2006



## Samenstelling afstudeercommissie

	Door grond horizontaal belaste palen	
<u>Voorzitter:</u> Prof.ir. A.F. v Geotechniek, Kamer: Tel: E-mail:	an Tol Civiele Techniek en Geowetenschappen, TU Delft 1.18 (Stevin lab1) 015-278 54 78 <u>A.F.vanTol@citg.tudelft.nl</u>	Technische Universiteit Defft
Begeleider: Ing. H.J. Ever Geotechniek, Kamer: Tel: E-mail:	ts Civiele Techniek en Geowetenschappen, TU Delft 1.18 (Stevin lab1) 015-278 54 78 <u>H.J.Everts@citg.tudelft.nl</u>	Technische Universiteit Defft
Dagelijkse be Ir. F.J.M. Hoe Senior project Kamer: Tel: E-mail:	geleider: ofsloot cleider Geotechniek, Fugro Ingenieursbureau B.V A3.05 070-311 13 14 <u>F.Hoefsloot@fugro.nl</u>	TUGRO
Begeleider: Ir. B.F.J. van Specialist Geo Tel: E-mail:	Dijk otechniek, T&E Consult 030-248 62 78 <u>bdijk@teconsult.nl</u>	T&E Consult
Externe begel Dr.ir. R.B.J. E Geotechniek, PLAXIS B.V Tel: E-mail:	<u>eider:</u> Brinkgreve Civiele Techniek en Geowetenschappen, / TU Delft 015-278 33 27 <u>r.brinkgreve@citg.tudelft.nl</u>	PLAXIS Internet of the ball and the second FUDDelftt Technische Universiteit Befft

Afstudeerder: Israa Cherqaoui Westplantsoen 24 B 2613 GL Delft Tel: 06-48787945 E-mail: israa3@hotmail.com / I.Cherqaoui@student.tudelft.nl

i

## Voorwoord

In het kader van de opleiding Civiele Techniek aan de Technische Universiteit Delft dient aan het einde van de Master fase een afstudeeronderzoek uitgevoerd te worden ter afsluiting van de studie. Voor u ligt het eindrapport van mijn afstudeeropdracht, getiteld:

"Door grond horizontaal belaste palen"

Het afstudeerwerk is uitgevoerd bij de sectie Geotechniek van de TU Delft in samenwerking met Fugro Ingenieursbureau B.V te Leidschendam. Daarnaast heeft T&E Consult (het civiele ingenieursbureau van Strukton Groep) te Utrecht het afstudeerwerk ondersteund.

Mijn hartelijke dank gaat naar alle leden van de afstudeercommissie die het verrichten van dit onderzoek mogelijk hebben gemaakt:

- Prof.ir. A.F. van Tol (TU Delft) voor zijn begeleiding en sturing van het onderzoek,
- Ing. H.J. Everts (TU Delft) voor zijn hulp aan het begin van het afstuderen en voor de praktische informatie en handige tips tijdens de vergaderingen,
- Ir. F.J.M. Hoefsloot (Fugro) voor de dagelijkse begeleiding, het beschikbaar stellen van een omvangrijke hoeveelheid literatuur en de continue bereidheid voor het beantwoorden van vragen,
- Ir. B.F.J. van Dijk (T&E Consult) voor zijn begeleiding en voor de nuttige opmerkingen tijdens de vergaderingen,
- Dr.ir. R.B.J. Brinkgreve (TU Delft en Plaxis b.v) voor zijn hulp met het computerprogramma Plaxis en voor de handige tips.

Daarnaast wil ik alle medewerkers van Fugro Ingenieursbureau bedanken voor hun collegialiteit en behulpzaamheid waardoor de afstudeerperiode een buitengewoon leuke en leerzame tijd is geweest. Ik dank vooral Kristina Reinders voor het lezen van mijn stukken, voor de handige opmerkingen en voor het luisteren naar mijn (afstudeer)verhalen en ik dank Wil van Hutten voor de handige tips voor mijn AutoCad-tekeningen. Mijn dank gaat dan ook naar al mijn kamergenoten tijdens mijn afstuderen.

Tot slot wil ik mijn ouders, mijn broertje, alle familieleden, vrienden en collega's hartelijk bedanken voor de onmisbare steun, geduld en motivatie gedurende de gehele studie en tijdens het afstuderen.

Delft, mei 2006

Israa Cherqaoui

## Samenvatting

In met name West-Nederland bestaat de ondiepe ondergrond uit slappe klei- en veenlagen. Indien een bovenbelasting op het maaiveld wordt aangebracht, die niet oneindig uitgestrekt is, ontstaan over relatief korte afstanden in horizontale richting spanningsverschillen in de ondergrond. Als gevolg hiervan treden in minder stevige gronden naast verticale grondverplaatsingen ook belangrijke horizontale grondverplaatsingen op. Bestaande en nieuwe palen in de omgeving ondervinden hierdoor horizontale belastingen waardoor buigende momenten en dwarskrachten in palen ontstaan. De belasting op de paal ontstaat doordat de paal, die stijver is dan de grond, de vervorming van de grond slechts gedeeltelijk volgt. Door deze belastingen kunnen de palen ontoelaatbare scheurvorming vertonen of bezwijken, hetgeen ongewenst is.

De hoofddoelstelling van dit onderzoek is het ontwikkelen van een zo eenvoudig mogelijke standaard rekenmethodiek voor het berekenen van door grond horizontaal belaste palen en het toetsen en valideren daarvan aan de hand van praktijkmetingen.

In het kader van dit onderzoek zijn de methoden die de horizontale grondverplaatsingen en de grond-paal interactie bepalen geëvalueerd.

De horizontale grondvervormingen kunnen bepaald worden aan de hand van de volgende methoden:

- IJsseldijk-Loof tabellen
- 2D EEM (Plaxis)

De grond-paal interactie kan bepaald worden door middel van onderstaande methoden:

- Begemann-DeLeeuw (BL)
- MSheet Single Pile
- 2D EEM (Plaxis)
- 3D EEM (Plaxis)

#### Horizontale grondverplaatsingen:

Aan de hand van een praktijkmeting, de No-Recess proef, heeft een evaluatie van de rekenmethoden plaats gevonden. De Looftabel geeft horizontale grondvervormingen die 45 à 70 % lager zijn dan de metingen en de IJsseldijktabel geeft resultaten die 75 à 125 % hoger zijn. De geometrie van de HW1 baan van de No-Recess proef ziet er axiaalsymmetrisch uit waaruit geconcludeerd kan worden dat de situatie absoluut niet Plane Strain gemodelleerd mag worden en dat de methode IJsseldijk–Loof hier niet geschikt voor is. In Plaxis 2D is gebruik gemaakt van geavanceerde materiaalmodellen; Soft Soil (SS) en Hardening Soil (HS). De invoerparameters zijn aan de hand van samendrukkings- en triaxiaalproeven bepaald. Het verloop van de horizontale grondverplaatsingen zowel bij SS- als HS-model komt over het algemeen goed overeen met de metingen. Uit deze validatie is geconcludeerd dat SS- en HS-model een realistisch beeld kunnen geven van de horizontale grondverplaatsingen mits de berekende zettingen gekalibreerd worden met de gemeten zettingen.

#### Grond-paal interactie:

Aan de hand van een eenvoudig fictief geval zijn de rekenmethodieken met elkaar vergeleken. Als gevolg hiervan kunnen geen absolute uitspraken over de resultaten gedaan worden. De situatie bestaat uit 10 m klei op een zandlaag met een vierkante betonnen paal in het midden. Dit wordt het IJsseldijkgeval genoemd. Voor het Loofgeval geldt een rekstijve bovenlaag (zandlaag) met een dikte van 1 m. Met behulp van een schema met de mogelijke modelcombinaties, zijn verschillende berekeningsvarianten doorgerekend.

De handberekeningsmethode Begemann-DeLeeuw geeft grotere momenten voor het IJsseldijk- en Loofgeval dan andere methoden. De paalverplaatsingen zijn voor het eerste geval groter en voor het tweede geval kleiner. Hierbij dient vermeld te worden dat deze resultaten afhankelijk zijn van de gekozen paalschematisatie. Wil men een snelle en grove indicatie van de momenten en paalverplaatsingen hebben dan is deze methode een optie.

In het programma MSheet Single Pile worden de horizontale grondverplaatsingen aan de paal opgelegd. Deze verplaatsingen zijn eerst bepaald met beide eerder genoemde methoden, namelijk IJsseldijk – Loof tabellen en Plaxis 2D. Vervolgens is in de berekeningen gebruik gemaakt van drie verschillende beddingsconstanten:  $k_{Ménard}$ ,  $k_{BL}$  en  $k_{Plaxis2D}$ . Bovendien zijn de berekeningen met twee verschillende gronddrukcoëfficiënten uitgevoerd:  $\lambda$  Brinch Hansen en  $\lambda$  Standaard.

Uit de berekeningen volgt dat  $k_{Ménard}$  grotere momenten geeft dan  $k_{BL}$  en  $k_{Plaxis2D}$ . Voor het bepalen van  $k_{Plaxis2D}$  wordt aanbevolen om een geavanceerd model te gebruiken (HS-, of SS-model). Het programma MSheet Single Pile heeft als beperking dat "niet-lineaire" beddingsconstanten (P-Y curven) niet ingevoerd kunnen worden.

Indien de horizontale grondverplaatsingen met IJsseldijk – Loof tabellen bepaald worden geeft MSheet grotere momenten zowel met  $k_{Ménard}$  als  $k_{BL}$  in vergelijking met andere MSheetcombinaties en met Plaxis. Met  $k_{Ménard}$  zijn de momenten groter dan met  $k_{BL}$  omdat  $k_{Ménard}$  veel groter is dan  $k_{BL}$ . De paalverplaatsingen zijn groter voor het IJsseldijkgeval en redelijk voor het Loofgeval.

Indien de horizontale grondverplaatsingen uit Plaxis 2D bepaald worden komen de paalverplaatsingen in MSheet redelijk goed overeen. De grootte van de momenten is afhankelijk van de toegepaste beddingsconstante. Met  $k_{Ménard}$  zijn de momenten groter dan met  $k_{Plaxis2D}$  omdat  $k_{Ménard}$  veel groter is dan  $k_{Plaxis2D}$ .

De resultaten van de toegepaste gronddrukcoëfficiënten komen redelijk goed overeen met elkaar.  $\lambda$  Brinch Hansen geeft wat lagere waarden dan  $\lambda$  standaard.

Wil men een benadering voor de momenten en paalverplaatsingen dan is MSheet Single Pile een optie.

Het Eindige-elementenmethode programma Plaxis 2D geeft kleinere momenten en grotere paalverplaatsingen zowel voor het IJsseldijk- als voor het Loofgeval. In Plaxis 2D wordt de paal als een wand geschematiseerd en dat is ongeschikt voor alleenstaande palen.

Uit het EEM Plaxis 3D Foundation volgen kleinere momenten dan uit Begemann-DeLeeuw en MSheet Single Pile. De paalverplaatsingen komen redelijk overeen met MSheet indien de horizontale grondverplaatsingen uit Plaxis 2D bepaald worden. Het programma is gebruiksvriendelijk en biedt veel mogelijkheden. Is men geïnteresseerd in 3D resultaten dan is Plaxis 3D Foundation met een geavanceerd materiaalmodel een optie.

## Inhoudsopgave

SAMENSTEI	LLING AFSTUDEERCOMMISSIE	.I
VOORWOOI	RD	II
SAMENVAT	TINGI	[]
INHOUDSOP	GAVE	V
LIJST VAN F	IGURENV	[]
LIJST VAN I	TABELLENVI	II
TERMEN EN	DEFINITIESI	X
1. INLEID	ING	1
2. PROBL	EEMANALYSE	3
2.1 Prob	LEEMBESCHRIJVING	3
2.2 Prob	LEEMSTELLING	3
2.3 DOEL	STELLING	4
2.4 Plan	VAN AANPAK	4
2.5 Bepei	RKINGEN	5
3. BESCH	RIJVING VERSCHILLENDE METHODIEKEN	6
3.1 Meth	IODEN TER BEPALING VAN DE HORIZONTALE GRONDVERVORMINGEN	6
3.1.1	IJsseldijk – Loof tabellen	6
3.1.2	EEM Plaxis 2D	7
3.1.2.1	Mohr-Coulomb model (MC)	7
3.1.2.3	3 Soft Soil model (SS)	8 8
3.2 Meth	IODEN TER BEPALING VAN DE GROND-PAAL INTERACTIE	9
3.2.1	Begemann-DeLeeuw [1]	9
3.2.2	MSheet Single Pile [39]	0
3.2.2.1	Beddingsconstante k <sub>h</sub>	1
3.2.2.2	2 Gronddrukcoëfficiënten	2
3.2.3	EEM Plaxis 2D	3
3.2.4	EEM Plaxis 3D	4
3.3 Mode	ELCOMBINATIES 1	5
3.3.1	Modelgeometrie en modelparameters	5
3.3.2	Schema modelcombinaties	6

Innoudsopgave	Inhou	dsop	gave
---------------	-------	------	------

	3.4	MEE	GENOMEN CONCLUSIES [40]	
4.	V	ERG	ELIJKING VAN DE METHODEN	21
	4.1	BEG	emann–DeLeeuw	21
	4.2	MSF	IEET SINGLE PILE	
	4. 4.	2.1	$k_{BL}$ en $u_{IJsseldijk-Loof}$ met mechanicaschematisatie $k_{BL}$ en $u_{IJsseldijk-Loof}$ zonder mechanicaschematisatie	
	4.	2.3	$k_{Ménard} en u_{IIsseldijk-Loof}$	
	4.	2.4	$k_{Ménard} en u_{Plaxis2D}$	
	4.	.2.5	$k_{Plaxis2D}$ met schelpfactor en $u_{Plaxis2D}$	30
	4.3	PLAX	KIS 2D	
	4.4	PLAX	kis 3D Foundation	
	4.5	Con	CLUSIES VAN DE VERGELIJKING	
5.	E	VAL	JATIE HORIZONTALE GRONDVERVORMINGEN HW1 NO-RECESS	41
	5.1	Inle	IDING [20]	41
	5.2	Geo	METRIE PROEFVAK HW 1 [20]	
	5.3	PLAX	XIS MODELLERING	47
	5.	3.1	Grondmodellen	49
	5.	.3.2	Soft Soil model	
	5.	3.3	Hardening Soil model	
	5.4	IJSSI	ELDIJK – LOOF TABELLEN	55
	5.	4.1	Loof	55
	5.	.4.2	IJsseldijk	56
	5.5	VER	GELIJKING VAN BEREKENINGEN MET METINGEN	57
	5.6	EVA	LUATIE VAN DE RESULTATEN	59
6.	С	ONC	LUSIES EN AANBEVELINGEN	66
H Pl	AND LAXI	LEID S 2D:	ING VOOK HET BEPALEN VAN DE HOKIZONTALE GRONDVERPLAATS	ingen in 69
L	ITER	ATU	URLIJST	

## Lijst van figuren

Figuur 1-1, Enkele voorbeelden van horizontaal belaste palen	1
Figuur 3-1 Hsseldiikoeval	7
Figuur 3-2 Loofgeval	/
Figuur 3-2, Interactie grand-naal	
Figuur 3-4 Paalschematisatie in Plaxis 2D	14
Figuur 3-5 Modelgeometrie (IIsseldiikgeval)	15
Figuur 3-6 Modelcombinaties	- 15
Figuur 3-7 Horizontale grondverplaatsingen (links) aan de teen van de ophoging (rechts) op 5m afstand va	n de
teen	_ 19
Figuur 4-1, Mechanicaschematisatie (links) IJsseldijk (rechts) Loof	_ 22
Figuur 4-2, Grondpaallijn volgens Begemann-DeLeeuw (IJsseldijkgeval)	_ 22
Figuur 4-3, Brinch Hansen gronddrukcoëfficiënt als functie van de diepte	_ 24
Figuur 4-4, $\sigma$ -u grafiek met $k_{BL}$ , $k_{Ménard}$ en $k_{P-Y}$	_ 28
Figuur 4-5, Dwarsdoorsnede wand met $E = 33,5 \ 10^6 \ kN/m^2$	_ 31
Figuur 4-6, Bovenaanzicht model in Plaxis 3D Foundation	_ 34
Figuur 4-7, Paal- en grondverplaatsingen uit Plaxis 3D Foundation (IJsseldijkgeval)	_ 35
Figuur 4-8, Paalmomenten uit Plaxis 3D Foundation (IJsseldijkgeval)	_ 36
Figuur 4-9, Paal- en grondverplaatsingen uit Plaxis 3D Foundation (Loofgeval)	_ 37
Figuur 4-10, Paalmomenten uit Plaxis 3D Foundation (Loofgeval)	_ 38
Figuur 5-1 Rovenganzicht proefterrein	41
Figuur 5-7, Liaging van de hellingmeetbuizen	1 44
Figur 5-3, HW1 plattegrand met verticale drains	$-\frac{77}{45}$
Figur 5-5, HWI Jangsdoorsnede met hoog en Jaag gedeelte (x-richting)	- <del>-</del> - <u>-</u>
Figur 5-5 HW1 dwarsdoorsnede hoge gardebagn (v-richting)	- <del>4</del> 6
Figuur 5-5, HW1 dwarsdoorsnede lage aardebaan	- <del>4</del> 6
Figuur 5-7, Grondprofielen (dientes t o v NAP)	- 48
Figuur 5-8 Axiaalsymmetrische schematisatie	48
Figure 5-9, Loof geval doorsnede	55
Figuur 5-10. Horizontale grondverplaatsingen uit Plaxis aan de teen (Variant 1)	60
Figuur 5-11 Horizontale grondverplaatsingen uit Plaxis 5 m uit de teen (Variant 1)	61
Figure 5-12. Horizontale grondverplaatsingen uit IJsseldiik-Looftabellen en Plaxis aan de teen (Variant 1)	62
Figuur 5-13, Horizontale grondverplaatsingen uit IJsseldijk-Loof tabellen en Plaxis 5 m uit de teen (Variani	$t_{1}^{-2}$
5 , - 5	63
Figuur 5-14, Horizontale grondverplaatsingen uit Plaxis aan de teen (Variant 2)	64
Figuur 5-15, Horizontale grondverplaatsingen uit Plaxis 5 m uit de teen (Variant 2)	_ 65

## Lijst van tabellen

Tabel 3-1. Schelpfactoren	13
Tabel 3-2. Grondparameters	15
Tabel 3-3. Paalparameters	15
Tabel 3-4. Overzicht berekeningen Tim Wouters	20
	_ `
Tabel 4-1. Horizontale grondverplaatsingen uit Usseldiik tabellen	22
Tabel 4-2. Horizontale grondverplaatsingen uit Loof tabellen	22
Tabel 4-3 Regemann-DeLeeuw resultaten	23
Tabel 4-4 Gronddrukcoëfficiënten van het model	23
Tabel 4-5 Invevoerde beddingsconstanten voor het Usseldijkgeval	25
Tabel 4-6 Vergelijking van RI (IIsseldijk) met MSheet k <sub>re</sub> u <u>un</u> en inklemming aan de onderkant	25
Tabel 4-7 Ingevoerde heddingsconstanten voor het Loofgeval	- 25
Tabel 4-8 Vergelijking van RI (Loof) met MSheet k <sub>w</sub> , u ster en inklemming aan heide kanten	25
Tabel 4-9 MSheet resultaten met k <sub>22</sub> en u 2000 rock rocker inklemming aan de onderkant	- 25
Tabel 4.10 MSheet resultaton met k an u zonder inklemming aan beide kanton	- 20
Tabel 4-10, Misheel Tesulialen met KBL en ugrond, Loof 20nder inklemming aan belde kanten	- 20 27
Tabel 4.12 MSheet regultaten voor een Usseldijk geval met ken u	$-\frac{27}{27}$
Tabel 4-12, MSheet resultaten voor een IJsseluijk geval met ken u	$-\frac{27}{27}$
Tabel 4-13, Misheel Tesulidien voor een Looj geval mei K <sub>Ménard</sub> en u <sub>grond,Loof</sub>	- 2/
Tabel 4-14, Beauingsconstante un COK 100	$-\frac{20}{20}$
Tabel 4-15, Horizoniale gronaverplaaisingen uit Plaxis 2D (IJsselaijkgeval)	- 29
Tabel 4-10, MSneet resultaten voor een IJsselaijk geval met k <sub>Ménard</sub> en u <sub>grond, plaxis2D</sub>	- 29 20
Tabel 4-17, Horizontale gronaverplaatsingen uit Plaxis 2D (Loofgeval)	_ 30
I abel 4-18, MSneet resultaten voor een Loof geval met K <sub>Ménard</sub> en u <sub>grond,plaxis2D</sub> Tabel 4-10, Loop	_ 30
Tabel 4-19, Ingevoerde wandelgenschappen in Plaxis 2D	_ 31
Tabel 4-20, Beddingsconstante uit Plaxis 2D (IJsseldijkgeval)	_ 31
Tabel 4-21, MSheet resultaten voor een IJsseldijkgeval met k <sub>plaxis2D</sub> en u <sub>grond,plaxis2D</sub>	_ 31
Tabel 4-22, Beddingsconstante uit Plaxis 2D (Loofgeval)	_ 31
Tabel 4-23, MSheet resultaten voor een Loof geval met k <sub>plaxis2D</sub> en u <sub>grond,plaxis2D</sub>	_ 32
Tabel 4-24, Ingevoerde wandeigenschappen in Plaxis 2D	_ 32
Tabel 4-25, Momenten en paalverplaatsingen uit Plaxis 2D (IJsseldijkgeval)	_ 33
Tabel 4-26, Momenten en paalverplaatsingen uit Plaxis 2D (Loofgeval)	_ 33
Tabel 4-27, Momenten en paalverplaatsingen uit Plaxis 3D Foundation (IJsseldijkgeval)	_ 34
Tabel 4-28, Grondverplaatsingen uit Plaxis 3DF (IJsseldijkgeval)	_ 34
Tabel 4-29, Momenten en paalverplaatsingen uit Plaxis 3D Foundation (Loofgeval)	_ 36
Tabel 4-30, Grondverplaatsingen uit Plaxis 3DF (Loofgeval)	_ 37
Tabel 5-1, Ontwerpkarakteristieken HW1	_ 42
Tabel 5-2, Grondlaagbeschrijving HW1	_ 42
Tabel 5-3, Voorspelde eindzettingen en gemeten zettingen	_ 42
Tabel 5-4, Prognose restzetting	_ 43
Tabel 5-5, Horizontale vervormingen na 853 dagen	_ 43
Tabel 5-6, Grondprofiel hoge aardebaan (dieptes in [m] t.o.v. NAP)	_ 47
Tabel 5-7, MC-model invoerparameters	49
Tabel 5-8, SS-model invoerparameters	49
Tabel 5-9. Verhouding $\lambda^*/\kappa^*$ volgens methode 1 en 2	50
Tabel 5-10. HS-model invoerparameters	52
Tabel 5-11, Bepaling van L <sub>ur</sub> waarden	_ 33
Tabel 5-12, Horizontale grondverplaatsingen bepaald m.b.v. Loof-tabel	_ 56
Tabel 5-13, Horizontale grondverplaatsingen bepaald m.b.v. IJsseldijk-tabel	_ 56
Tabel 5-14, Vergelijking van berekende zettingen met gemeten zettingen (eind consolidatieperiode)	_ 57
Tabel 5-15, Aangepaste invoerparameters van SS- en HS-model voor "Variant 1"	_ 57
Tabel 5-16, Vergelijking van Plaxis resultaten met metingen (eind consolidatieperiode)	_ 58
Tabel 5-17, Vergelijking van IJsseldijk–Loof resultaten met Plaxis en metingen (eind consolidatieperiode) _	_ 58
Tabel 5-18, Relevante gegevens voor verdere berekeningen	_ 58

## Termen en definities

Beddingsconstante	Verhouding belasting of druk / vervorming $k = \frac{\sigma}{\mu}$
BGT	Bruikbaarheidsgrenstoestand, de toestand waarbij de constructie zodanige vervormingen vertoont dat deze niet meer voldoet aan de gebruikerseisen (operationele eisen) of waarbij schade ontstaat, die leidt tot hoge onderhoudskosten
Consolidatieperiode	Periode die nodig is om het overspannen poriënwater ten gevolge van een belastingsverhoging weg te persen. Deze periode is onafhankelijk van de aangebrachte belasting, maar afhankelijk van de consolidatiecoëfficiënt en dikte van de laag
CU (triaxiaalproef)	Geconsolideerd ongedraineerde belastingsproef waarbij een cilindervormig proefstuk aan een axiaalsymmetrische spanningstoestand wordt onderworpen. Deze dient ter bepaling van de parameters die het draagvermogen en het vervormingsgedrag van grond beschrijven
Dilatantie (ψ)	Toename van het volume ten gevolge van hoekverdraaiingen door schuifspanningen in het materiaal (grond)
Dwarscontractiecoëfficiënt	Verhouding tussen horizontale- en verticale rek t.g.v. een spanningsverandering $v = \frac{\varepsilon_{xx}}{\varepsilon_{yy}}$ (coëfficiënt van Poisson)
EEM	Eindige-elementenmethode, een rekenmethode waarmee de sterkte-eigenschappen van een ingewikkelde constructie kunnen worden berekend. De methode is ontwikkeld, omdat analytische rekenmethoden onvoldoende mogelijkheden bieden, of te complexe berekeningen vergen.
Gronddrukcoëfficiënt	De factor waarmee de effectieve verticale korreldruk wordt vermenigvuldigd om de effectieve horizontale korreldruk of grondweerstand te bepalen
'Hardening'	Versteviging van het materiaal ten gevolge van de optredende rek in het materiaal
Hardening Soil (HS)	Het HS-model is een geavanceerd materiaalmodel van Plaxis (EEM) voor grond. Het model is geschikt voor het modelleren van zand, grind en stijve kleisoorten en ook voor slappere grondsoorten zoals normaal geconsolideerde klei en veen
Interfaces	Koppelingselementen die bij de Eindige Elementen Methode worden aangebracht op de overgangen van grond en constructie

Kruip (secundaire zetting)	Een doorgaande zetting in de tijd bij een constante effectieve spanning, nadat de wateroverspanningen tot nul zijn gereduceerd
Mohr-Coulomb (MC)	Het MC-model is een simpel materiaalmodel van Plaxis (EEM) voor grond in het algemeen. Dit model kan gebruikt worden als eerste benadering voor een bepaald probleem
NAP	Normaal Amsterdams Peil, verticale component (hoogte) voor landmeetkundige werkzaamheden binnen Nederland
OCR	Over Consolidatie Ratio, de verhouding tussen de ooit aanwezige hoogste effectieve spanning en de nog aanwezige effectieve verticale spanning $OCR = \frac{\sigma'_{vp}}{\sigma'_{v0}}$
Primaire zetting	Zetting die optreedt tijdens het consolidatieproces (uitpersen van overspannen poriënwater)
Schelpfactor (S)	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
Soft Soil (SS)	Het SS-model is een geavanceerd materiaalmodel van Plaxis (EEM) voor slappe grond. Het model is geschikt voor primaire samendrukking van normaal geconsolideerd kleiige grondsoorten
UGT	Uiterste grenstoestand, de toestand waarbij in de constructie of – in het geval van een geotechnische constructie – in het aangrenzende grondmassief een bezwijkmechanisme tot ontwikkeling is gekomen

Х

## 1. Inleiding

In grote delen van Nederland bestaan de bovenste grondlagen uit sterk samendrukbare grond zoals klei en veen. Indien verticale belastingen op het maaiveld worden aangebracht, die niet oneindig uitgestrekt zijn, ontstaan in weinig draagkrachtige gronden naast verticale verplaatsingen ook horizontale grondverplaatsingen. En indien zich in of nabij een dergelijke ophoging (of ontgraving) op palen gefundeerde constructies bevinden, dan zullen deze palen door de horizontale grondverplaatsingen worden belast. Door de horizontale belasting kunnen momenten en dwarskrachten in de paal ontstaan die tot scheurvorming kunnen leiden, hetgeen ongewenst is. Enkele voorbeelden van door grond horizontaal belaste palen zijn:

- aardebaan van een hooggelegen weg (langs bestaand gebouw of viaduct op palen)
- grondaanvulling achter het landhoofd van een op palen gefundeerd viaduct
- grondbelasting door opslag in een op palen gefundeerde loods
- maar ook eenzijdige ontgraving in plaats van eenzijdige ophoging

In Figuur 1-1 zijn drie voorbeelden gegeven.





De belasting op de paal ontstaat doordat de paal, die stijver is dan de grond, de vervorming van de grond slechts gedeeltelijk zal volgen. De paal houdt de horizontale beweging van de grond gedeeltelijk tegen, waardoor de paal door de grond wordt belast. De oplossing wordt derhalve vaak gezocht in het voorkomen van horizontale drukken door het introduceren van een bepaalde wachttijd tussen het aanbrengen van de bovenbelasting en het heien van de palen, zodat consolidatie van de ondergrond kan optreden. De bovengenoemde wachttijd wordt vaak bekort door het aanbrengen van een verticaal drainagesysteem. Afgezien van de kosten van deze methode (vervroegd aankopen van gronden en vervroegd aanbrengen van ophogingen, verticale drainage enz) is deze methode vaak niet mogelijk, bijvoorbeeld bij het aanbrengen van ophogingen ter plaatse van bestaande bebouwingen.

1

Gezien het grote aantal projecten waarin palen horizontaal worden belast en de onzekerheid die bestaat in de modellering van de grondverplaatsingen en de belastingen op de paal wordt een duidelijke meerwaarde onderscheiden voor een onderzoek naar dit onderwerp.

De opbouw van dit rapport is als volgt: In hoofdstuk 2 wordt de probleem- en doelstelling van het onderzoek gepresenteerd. De verschillende rekenmethodieken worden in hoofdstuk 3 beschreven met een schema van de mogelijke modelcombinaties. In hoofdstuk 4 worden de eerder genoemde combinaties met elkaar vergeleken aan de hand van een eenvoudige situatie. In hoofdstuk 5 worden de methoden die de horizontale grondverplaatsingen bepalen aan de hand van een praktijkmeting geëvalueerd. De belangrijkste conclusies en aanbevelingen uit het onderzoek worden in hoofdstuk 6 behandeld. Tot slot is een handleiding te vinden voor het bepalen van de horizontale grondverplaatsingen in Plaxis 2D. De bijlagen zijn wegens de omvang daarvan afzonderlijk gebundeld en zijn apart te raadplegen.

## 2. Probleemanalyse

## 2.1 Probleembeschrijving

Door grond horizontaal belaste palen komen met name voor in situaties, waarbij in een talud van een ophoging op slappe grond palen worden aangebracht. Ten gevolge van de ophoging zal de slappe grond verticaal zetten en ter plaatse van het talud ook horizontaal verplaatsen. De paal, die door de slappe laag in het diepe zand is aangebracht, ondervindt ten gevolge van de verplaatsing een horizontale kracht, waardoor de paal op dwarskracht en buiging wordt belast. De horizontale grondverplaatsing valt in 2 componenten uiteen:

- Horizontale verplaatsing ten gevolge van consolidatie van de slappe laag
- Horizontale verplaatsing ten gevolge van kruip (secundaire zetting)

Indien deze grondverplaatsing groter is dan 0,1 m moeten de gronddrukken worden beschouwd als een belasting op de palen volgens NEN 6740 [30]. Bij kleinere waarden moeten de effecten van de vervormingen worden geanalyseerd als een interactieproces tussen de paal en de grond.

De verplaatsingen door consolidatie-effecten kunnen worden tegengegaan door de slappe laag voor te belasten of door het aanbrengen van consolidatieversnellende maatregelen (o.a. verticale drainage). De palen worden in dat geval pas aangebracht nadat het consolidatieproces grotendeels is voltooid. De kruipeffecten kunnen tot 50 % van de totale verplaatsing bedragen. Horizontale verplaatsingen door kruip van de grond kunnen gedeeltelijk worden versneld door het aanbrengen van overhoogte, maar een aanzienlijk deel zal plaatsvinden na installatie van de palen. Derhalve kunnen de palen door horizontale drukken worden belast, zodanig dat grote vervormingen en scheurvorming optreden.

Horizontale vervormingen ten gevolge van kruip worden op dezelfde manier als verticale vervormingen beschouwd maar of dat juist is, is een nog onbekend terrein. Met name doordat veldmetingen van horizontale vervormingen over een lange periode ontbreken.

De horizontale grondbelasting zal leiden tot een grotere paalafmeting en een toename van de wapening / voorspanning. Door het onderzoek zou tevens een grote onzekerheid weggenomen kunnen worden in het ontwerp van funderingen. Deze onzekerheden leiden tot extra ontwerpkosten en ondoorzichtigheid van het ontwerp voor opdrachtgevers.

## 2.2 Probleemstelling

In deze paragraaf worden probleemstelling en enkele subproblemen gegeven. Dit zijn aspecten die een rol spelen bij dit onderzoek en waarmee rekening gehouden dient te worden.

• In de praktijk is de berekening van door grond horizontaal belaste palen erg complex omdat de horizontale grondvervormingen en de grond-paal interactie moeilijk te bepalen zijn.

De horizontale grondvervormingen kunnen bepaald worden door middel van 2 methoden:

- IJsseldijk-Loof tabellen
- EEM (Plaxis)

De grond-paal interactie kan bepaald worden door middel van 4 methoden:

- Begemann-DeLeeuw (BL)
- MSheet Single Pile / p-y curven
- 2D EEM (Plaxis)
- 3D EEM (Plaxis)

- De <u>kennisverspreiding</u> gebeurt op diverse manieren. Voorbeelden hiervan zijn; SBR Handboek funderingen, PAO (Post Academisch Onderwijs) en collegedictaten (CT5330 en CT5331). Er is geen standaard rekenmethodiek om te volgen. De methoden geven verschillende resultaten. Er wordt gezocht naar een algemeen aanvaardbare methode.
- De methode <u>Begemann-DeLeeuw</u> geeft een <u>optimistische k-waarde</u> onder bepaalde omstandigheden. Deze waarde bevat geen plasticiteit. Voor een beddingsconstante (k) geeft Begemann-DeLeeuw een lagere waarde dan de methode Ménard.
- De methode op basis van <u>p-y curven</u> (o.a. van Impe & Reese [25]) wordt internationaal veelvuldig toegepast maar in Nederland voor zover bekend <u>nauwelijks</u> voor door grond horizontaal belaste palen.
- Bij de ontkoppelde analyse (één van de bestaande rekenmethoden) worden de vervormingen, dwarskrachten en momenten in de paal in <u>twee stappen</u> berekend.
- Stap 1: berekening van verticale grondverplaatsingen / zettingen van de slappe grond onder de ophoging en vervolgens converteren naar horizontale grondverplaatsingen.
- Stap 2: horizontale grondverplaatsingen in een liggermodel invoeren waaruit de vervormingen, dwarskrachten en momenten in de paal volgen. De paal wordt geschematiseerd als een elastisch ondersteunde ligger.

Er wordt getracht beide stappen in één gekoppelde analyse te berekenen.

### 2.3 Doelstelling

De hoofddoelstelling van dit onderzoek is het ontwikkelen van een zo eenvoudig mogelijke standaard rekenmethodiek voor het berekenen van door grond horizontaal belaste palen en het toetsen en valideren daarvan aan de hand van praktijkmetingen.

Subdoelstellingen zijn als volgt geformuleerd:

- Vergelijking verband gronddruk – relatieve verplaatsing paal-grond ( $\sigma$ -u grafieken) van de volgende modellen:

Begemann-DeLeeuw MSheet Single Pile / Ménard P-Y curven Plaxis 2D/3D (MC / SS / HS)

De vergelijkingen worden voor verschillende bodemprofielen opgesteld

- Beoordelen van de toepasbaarheid van de modellen: aangeven van randvoorwaarden en beperkingen keuze van één of meerdere geschikte modellen
- Narekenen van een praktijkmeting t.b.v. validatie

### 2.4 Plan van aanpak

- Inventarisatie bestaande methoden die bruikbaar zijn voor dit afstudeeronderwerp
- Bestaande modellen vergelijken;

Begemann-DeLeeuw MSheet Single Pile / Ménard – P-Y curven Plaxis 2D Plaxis 3D De vergelijking vindt plaats door middel van een aantal berekeningsvarianten door te rekenen, te vergelijken en te beschouwen:

- horizontale grondverplaatsing paalverplaatsingen momentenlijn paal σ-u grafieken
- Model valideren Berekende horizontale grondvervorming valideren met metingen uit de No-Recess proef
- Conclusies en aanbevelingen

### 2.5 Beperkingen

Door de complexiteit van het probleem is het niet mogelijk alle onzekerheden rond het afstudeeronderwerp op te lossen. Daarom wordt een aantal beperkingen opgelegd:

- Alleen enkele palen (dus geen paalgroepen of schoorpalen)
- Alleen statische belastingen (dus geen dynamische of cyclische belastingen)
- Alleen ophogingen (dus geen ontgravingen)
- Alleen betonnen palen

## 3. Beschrijving verschillende methodieken

In dit hoofdstuk worden bestaande rekenmethodieken behandeld die bruikbaar zijn voor dit afstudeeronderwerp. In paragraaf 3.1 worden de methoden die de horizontale grondverplaatsingen bepalen behandeld en in paragraaf 3.2 komen de methoden die de grondpaalinteractie bepalen aan de orde. In paragraaf 3.3 is een schema weergegeven van de mogelijke modelcombinaties die binnen dit afstudeeronderzoek gevolgd zullen worden. In paragraaf 3.4 zijn conclusies van een eerder uitgevoerd onderzoek samengevat.

## 3.1 Methoden ter bepaling van de horizontale grondvervormingen

Voor het bepalen van de horizontale grondvervormingen wordt een tweetal methoden gebruikt; de IJsseldijk – Loof tabellen en Plaxis 2D (EEM).

#### 3.1.1 IJsseldijk – Loof tabellen

Het spannings- en vervorminggedrag van de grond wordt benaderd volgens de lineaire 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 onbeperkt 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 is onvervormbaar

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

- Vrije verplaatsing: rekslappe toplaag (geval IJsseldijk) De slappe laag rust op een ruwe, starre ondergrond en de horizontale grondverplaatsingen aan de bovenzijde worden niet belemmerd. Er is dus geen afdekkende zand- of stijve kleilaag aanwezig. Zie Figuur 3-1.
- 2. Geen horizontale verplaatsing: rekstijve toplaag (geval **Loof**) De slappe laag rust op een ruwe, starre ondergrond en de horizontale grondverplaatsingen aan de bovenzijde worden volledig belemmerd door een buigslappe, doch oneindig rekstijve, perfect aan de slappe laag hechtende toplaag. Zie Figuur 3-2.

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



De tabellen geven als uitvoer de volgende genormaliseerde grootheden:

 $\frac{\sigma_{xx}}{q} \text{ en } \frac{E}{h \cdot q} u$   $\sigma_{xx} = \text{ Horizontale spanning}$  q = Verticale belasting op elastische laagE = Elasticiteitsmodulus van de grond

u = Horizontale verplaatsing

h = Dikte elastische laag

### 3.1.2 EEM Plaxis 2D

Plaxis is het meest gebruikte Eindige-elementenmethode computerprogramma in het Nederlandse geotechnische werkveld. Spanningsevenwicht en vervorming van de grond en buiggedrag van de 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 axiaalsymmetrische doorsnede. 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 berekening duurt. Plaxis 2D kent de volgende materiaalmodellen: Lineair Elastisch-, Mohr Coulomb-, Soft Soil-, Hardening Soil-, 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 [8]. In het kader van dit afstudeeronderzoek wordt gebruik gemaakt van de volgende materiaalmodellen:

### 3.1.2.1 Mohr-Coulomb model (MC)

Het MC-model is een simpel "eerste orde" model voor grond in het algemeen. 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 MC bezwijkcriterium, hetgeen door de sterkte parameters (c' en  $\phi$ ') wordt vastgesteld. Voor elke grondlaag wordt een constante stijfheid toegekend waardoor de

berekeningen relatief snel worden en een eerste indruk van de vervormingen kan worden verkregen.

#### 3.1.2.2 Hardening Soil model (HS)

Het HS-model is een geavanceerd model voor grond in het algemeen. 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 samendrukking (compression hardening)
- Herinnering van de voorbelasting (voorconsolidatiespanning)
- 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  $E_{50}^{ref}$ . Het spanning-rekgedrag bij een spanningspad door ééndimensionaal belasten, overeenkomstig een samendrukkingsproef, wordt bepaald door de parameter  $E_{oed}^{ref}$ . Het spanning-

rekgedrag bij een spanningspad door ontlasten wordt bepaald door de parameters  $E_{ur}^{ref}$  en  $v_{ur}$ .

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 compressie 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.

#### 3.1.2.3 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 kleiige 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. Dan is de stijfheid lineair afhankelijk van het spanningsniveau, hetgeen een belangrijk kenmerk is van soft soils. Echter heeft het model geen aparte functie voor friction 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 model Soft Soil Creep (SSC). Het SSC-model heeft als beperkingen 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.

## 3.2 Methoden ter bepaling van de grond-paal interactie

#### 3.2.1 Begemann-DeLeeuw [1]

Begemann-DeLeeuw 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 een elastisch gedrag van de paal en de grond. Dit betekent dat het maximale moment in de paal lager moet zijn dan het vloei- of scheurmoment en dat de evenwichtsfactor van de ophoging nabij de paal hoog genoeg is.

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 vervormende laag
- De verplaatsingen van de bovenkant van de slappe laag kunnen hetzij vrij zijn (rekslappe laag) ofwel overal gelijk nul zijn (rekstijve bovenlaag)
- Afhankelijk van de randvoorwaarden, gedraagt de paalkop zich als vrij / vastgehouden / gedeeltelijk of geheel ingeklemd

Bij deze methode zijn de volgende twee stappen te 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 (EI)<sub>p</sub>, waardoor in de paal spanningen en buigende momenten ontstaan. Via een simplificerende redenering wordt de stijfheid van de paal geïntroduceerd in de uitkomsten van punt 1 en aldus, rekening houdende met de oplegvoorwaarden, worden de momenten berekend. Dat betekent dat de resultaten afhankelijk zijn van de gekozen mechanica-schematisatie.

Na het berekenen van  $\sigma_{xx}$  en u uit IJsseldijk – Loof tabellen, zoals in paragraaf 3.1.1 uitgelegd, wordt bepaald hoe groot de resulterende grondspanning zou zijn op een hypothetische, oneindig stijve paal. Daar moet de grondverplaatsing nul worden en de spanning dubbel zo groot. Hieruit kan een grondlijn getekend worden. Zie Figuur 3-3. In dezelfde figuur wordt het gedrag van de paal ingetekend; de paallijn. Voor een willekeurig gekozen belasting per strekkende meter op de paal, q<sub>p</sub>, berekent men de maximale doorbuiging van de paal;

$$M = \frac{1}{\delta} \frac{q_p l_{eff}^4}{(EI)_p}$$

 $\delta =$  Factor afhankelijk van oplegvoorwaarden

 $q_p$  = Belasting op de paal per strekkende meter

 $(EI)_p = Buigstijfheid van de paal$ 

 $l_{eff} =$  Effectieve paallengte

De effectieve lengte wordt in de praktijk bepaald door:

 $l_{eff} = h + 2,5 \cdot D$  of

$$l_{eff} = h + 1 \,\mathrm{m}$$

h = Dikte slappe laag

De belasting per lengte-eenheid  $q_p$  moet omgerekend worden naar een belasting per oppervlakteeenheid die in de grond op de paal kan aangrijpen. Voor het gemak wordt voor  $q_p$  een eenheidsbelasting gekozen.

 $\sigma_2 = \frac{q_p}{S \cdot D}$   $\sigma_2 = Belasting op de paal per oppervlakte-eenheid$ S = Schelpfactor

De schelpfactor, gebaseerd op ervaringsgetallen (zie Tabel 3-1), wordt ingevoerd om rekening te houden met het feit dat de op de paal aandrukkende grondstrook breder is dan de diameter van de paal.





Met behulp van de coördinaten van het snijpunt van de grond- en paallijn kunnen paalmomenten en paalverplaatsingen bepaald worden. De geldigheid van de paallijn-grondlijn is twijfelachtig bij relatief grote grondverplaatsing of relatief stijve palen. Indien het toepassen van deze methode nog enigszins onduidelijk is, wordt verwezen naar paragraaf 1 van Bijlage 2 waar een voorbeeld is uitgewerkt.

### 3.2.2 MSheet Single Pile [39]

MSheet is een verenmodel gebaseerd op de theorie van de elastisch ondersteunde ligger. Hierbij wordt de grond gemodelleerd als een elastoplastisch medium. De grond wordt geschematiseerd door een groot aantal onafhankelijk van elkaar werkende veren. 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  $\Delta \sigma / \Delta u$ . Het bezwijken van de grond wordt in rekening gebracht door een plastische begrenzing van de veerkarakteristiek. Deze laatste kan in MSheet Single Pile bi-lineair toegepast worden. Deze methode is zo opgezet dat aan de paal een begin-uitbuiging, nl. die van de grond wanneer geen paal aanwezig zou zijn, wordt gegeven. Door zijn eigenstijfheid gaat de paal zich van daaruit strekken; hij veert als het ware iets terug. In deze berekening hoeft geen keuze te worden gemaakt over plaats en type oplegging van het ondereinde van de paal zoals bij methode Begemann-DeLeeuw. 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 bepalen hoe de paal aan de bovenkant geschematiseerd wordt.

#### 3.2.2.1 Beddingsconstante k<sub>h</sub>

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 de verhouding belasting of druk / 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. In het kader van dit onderzoek is de k-waarde op vier verschillende manieren bepaald; Ménard, Begemann-DeLeeuw, P-Ycurven en Plaxis 2D of 3D. In deze paragraaf worden alleen de eerste twee methoden toegelicht. Voor de andere twee methoden wordt verwezen naar Bijlage 2.

1. Begemann-DeLeeuw / CIAD [1][12]:

De CIAD-projectgroep was in 1977 opgericht en 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:

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

Deze bepaling vertoont echter veel gelijkenis met wat in de methode Begemann-DeLeeuw wordt gedaan;  $\frac{2\sigma_{xx}}{u}$  is de helling van de grondlijn, zie Figuur 3-3.

2. Ménard [27]

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

Uit een elasticiteitsmodulus  $E_p$ , bepaald met pressiometerproef volgens Ménard, wordt de horizontale beddingsconstante met de volgende formule bepaald:

$$\frac{1}{k_h} = \frac{1}{E_p} \left[ 1, 3R_0 \left( 2, 65 \frac{R}{R_0} \right)^{\alpha} + \alpha R \right]$$
$$R_0 = 0, 3m \text{ (referentiediameter)}$$
$$R = \frac{D}{2} \text{ (halve paaldiameter)}$$

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

 $\alpha$  en  $\beta$  zijn factoren afhankelijk van de grondsoort.

Met de methode van Ménard wordt rekening gehouden met schelpwerking.

#### 3.2.2.2 Gronddrukcoëfficiënten

De gronddrukcoëfficiënt is de factor waarmee de effectieve verticale korreldruk wordt vermenigvuldigd om de effectieve horizontale korreldruk te bepalen. In MSheet kunnen de gronddrukcoëfficiënten op twee manieren ingevoerd worden. Beide manieren worden gebruikt in de berekeningen.

#### 1. Brinch Hansen (BH) [7]

Deze optie kan in MSheet gewoon aangevinkt worden en de waarden worden automatisch berekend. Met 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 breukvlakken 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  $\varphi$ '-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  $K_a^0$ ,  $K_a^\infty$ ,  $K_c^0$  en  $K_c^\infty$  kunnen tevens uit een grafiek afgelezen worden.

De horizontale passieve korreldruk wordt dan als volgt bepaald:

$$\sigma'_{p} = K_{q} \cdot \sigma_{v}' + K_{c} \cdot c$$
  
 $\sigma_{v}' =$ 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.

2. Standaard [16]

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

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

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

$$\delta = \frac{2}{3}\varphi$$

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

Tabel 3-1, Schelpfactoren

– De grondeigenschappen

In Tabel 3-1 is een overzicht gegeven van de schelpfactoren gebaseerd op ervaring.

Grondsoort	Conusweerstand [MN/m <sup>2</sup> ]	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

De horizontale passieve korreldruk kan als volgt bepaald worden:

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

### 3.2.3 EEM Plaxis 2D

Hier geldt dezelfde beschrijving als onder paragraaf 3.1.2. Het verschil is dat bij deze methode niet alleen de horizontale grondverplaatsingen worden bepaald maar ook de grond-paal interactie, dat betekent 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 S·d. De

berekeningen worden uitgevoerd per strekkende meter. De in te voeren stijfheid per strekkende meter is gelijk aan  $EI_{paal} / S \cdot d$ . Zie Figuur 3-4. Het berekende buigend moment in kNm/m dient vermenigvuldigd te worden met S \cdot d om het buigend moment per paal te krijgen, uitgedrukt in kNm [12].





Hierbij dient vermeld te worden dat in het geval van alleenstaande palen en paalgroepen met een h.o.h afstand groter dan S·d, de grondbelasting op de paal veel groter is dan bij kleine paalafstanden ( $\leq$  S·d).

#### 3.2.4 EEM Plaxis 3D

De Eindige-elementenmethode Plaxis kan worden toegepast voor de oplossing van tweedimensionale en driedimensionale mechanicaproblemen. In deze berekeningen komt het driedimensionale karakter van de situatie tot zijn recht. De berekeningen met Plaxis 2D zijn in feite wandberekeningen. Bij gecompliceerde belastinggevallen kan worden overwogen een analyse met Plaxis 3D uit te voeren. In het kader van dit onderzoek is gebruik gemaakt van Plaxis 3D Tunnel en 3D Foundation. Voor een uitgebreide beschrijving wordt verwezen naar de Plaxis-handleidingen [9][10].

Het programma Plaxis 3D Tunnel kent de volgende materiaalmodellen LE, MC, HS, SSC, en JR en is geschikt voor het analyseren van tunnelprojecten en ook andere geotechnische projecten.

Het programma Plaxis 3D Foundation kent de volgende materiaalmodellen: LE, MC, HS, en SSC en is geschikt voor het analyseren van funderingsconstructies inclusief funderingen op staal en offshore-constructies.

Het Plaxis 3D Foundation programma heeft de volgende kenmerken:

- Tijdsafhankelijk gedrag (consolidatie, kruip)
- Modellering van ophogingen
- Modellering van palen (rond, vierkant, buis)
- Modellering van grond-paalinteractie

Zowel bij Plaxis 3D Tunnel als 3D Foundation is binnen dit onderzoek alleen gebruik gemaakt van het MC-model. De reden is dat deze programma's toegepast zijn voor een eenvoudig, fictieve situatie. Indien een echte situatie nagerekend moet worden, wordt aanbevolen om een geavanceerd model te gebruiken.

### **3.3 Modelcombinaties**

In deze paragraaf wordt een schema gepresenteerd met de mogelijke modelcombinaties van de bovengenoemde methoden. Er wordt een eenvoudige situatie beschouwd om deze methoden met elkaar te vergelijken. De resultaten van Plaxis 3D worden gebruikt als referentie voor de andere berekeningen.

#### **3.3.1** Modelgeometrie en modelparameters

De situatie bestaat uit een kleilaag van 10 m op een zandlaag van 4 m en een vierkante betonnen paal in het midden van het model, zie Figuur 3-5. De grondwaterstand valt samen met het maaiveld. Een belasting wordt aangebracht aan de linkerkant van de betonnen paal. Er wordt gerekend met q =10 kN/m<sup>2</sup>, q =30 kN/m<sup>2</sup> en q =100 kN/m<sup>2</sup>. Voor een Loof geval is de rekstijve bovenlaag 1 m dik.

De berekeningen worden uitgevoerd voor grondeigenschappen met partiële materiaalfactoren gelijk aan 1 (BGT). Voor een UGT berekening kunnen de bijbehorende factoren toegepast worden voor horizontaal belaste palen volgens NEN 6740 [30].



Figuur 3-5, Modelgeometrie (IJsseldijkgeval)

In onderstaande tabellen zijn de gekozen grond- en paalparameters gegeven.

#### Tabel 3-2, Grondparameters

	$\gamma_{\rm d}  [{\rm kN/m^3}]$	$\gamma_n [kN/m^3]$	φ'	E [MPa]	c'	q <sub>c</sub> [MPa]	ν	S
Klei	18	18	22,5	1,4	0	0,7	0,3	1,5
Zand	20	22	35	8,4	-	12	0,3	2

#### Tabel 3-3, Paalparameters

	L [m]	<b>A</b> [m <sup>2</sup> ]	$E [kN/m^2]$	I [m <sup>4</sup> ]	B [m]	ν
Paal Ø350	12	0,35 x 0,35	$33,5\ 10^6$	$1,25.10^{-3}$	0,35	0,2

- $\gamma_d$  = Droge volumieke gewicht
- $\gamma_n$  = Natte volumieke gewicht
- $\varphi'$  = Effectieve hoek van inwendige wrijving
- c' = Cohesie
- $q_c = Conusweerstand$
- v = Dwarscontractiecoëfficiënt
- S = Schelpfactor
- L = Lengte paal
- A = Dwarsoppervlak van de paal
- E = Elasticiteitsmodulus
- I = Traagheidsmoment
- B = Paalbreedte

De bovengenoemde parameters zijn uit een eerder afstudeeronderzoek (zie paragraaf 3.4) overgenomen met de intentie de resultaten later met elkaar te kunnen vergelijken. Het is onbekend hoe deze parameters bepaald zijn. Uiteindelijk zijn andere modelcombinaties doorgerekend waardoor geen resultatenvergelijking plaats heeft gevonden. Hierbij dient vermeld te worden dat de gekozen Elasticiteitsmodulus (E) van de paal aan de hoge kant is voor een  $E_{gescheurd}$ . Deze (hoge) waarde zou gebruikt kunnen worden voor berekeningen op korte termijn. Is men geïnteresseerd in berekeningen op lange termijn dan wordt in de praktijk een  $E_{gescheurd}$  van 1/2 à 1/10 E toegepast.

#### **3.3.2** Schema modelcombinaties

In deze subparagraaf wordt een schema samengesteld uit de eerder genoemde rekenmethodieken. De methoden die de horizontale grondverplaatsingen bepalen worden gecombineerd met de methoden die de grond-paal interactie bepalen. In onderstaand schema zijn de mogelijke modelcombinaties gegeven.

Voor combinatie 1 worden de grondverplaatsingen met behulp van IJsseldijk – Loof tabellen bepaald en de paalmomenten en paalverplaatsingen met Begemann-DeLeeuw.

Voor combinatie 2 zijn volgens het schema tien berekeningsvarianten mogelijk. De paalmomenten en paalverplaatsingen worden met MSheet Single Pile berekend en de horizontale grondverplaatsingen kunnen zowel met IJsseldijk – Loof tabellen als Plaxis 2D bepaald worden. Voor het bepalen van de beddingsconstanten kunnen verschillende methoden gebruikt worden waaronder; Ménard, P-Y curven, Begemann-DeLeeuw en Plaxis 2D of 3D.

Voor het bepalen van de gronddrukcoëfficiënten kan gekozen worden tussen  $\lambda$  van Brinch Hansen en de standaard  $\lambda$ .

Voor combinaties 3 en 4 wordt één methode gebruikt; Plaxis 2D of Plaxis 3D Foundation. Hieruit volgt meteen het resultaat van de paalmomenten en paalverplaatsingen.

3. Beschrijving verschillende methodieken

Israa Cherqaoui

Figuur 3-6, Modelcombinaties



17

Eindrapport

### **3.4** Meegenomen conclusies [40]

In 2002 is een afstudeeronderzoek gedaan naar "Door grond horizontaal belaste palen" door Tim Wouters bij TU Eindhoven in samenwerking met Fugro. In deze paragraaf worden de belangrijkste conclusies uit zijn onderzoek genoemd. In Bijlage 1 is een samenvatting van het rapport gegeven. Opgemerkt wordt dat de vermelde conclusies niet volledig worden gedeeld door de auteur van dit rapport.

Horizontale grondvervormingen kunnen bepaald worden aan de hand van de volgende twee methoden.

1. IJsseldijk-Loof

De horizontale grondverplaatsing wordt bepaald met de tabellen van IJsseldijk-Loof. Deze methode gaat uit van een homogeen (ongelaagd) oneindige halfruimte, waarbij de ophoging bestaat uit een bovenbelasting zonder eigen massa en stijfheid. De bovenkant van de slappe laag kan gekenmerkt zijn door een rekslappe toplaag (IJsseldijk) of een rekstijve toplaag (Loof).

Nadelen van IJsseldijk-Loof methode:

- Lineair elastisch grondgedrag en er wordt geen rekening gehouden met consolidatie en kruipinvloed.

- De schematisatie van de grond bestaat uit één homogeen isotrope laag.
- Volumevaste materiaal; dwarscontractiecoëfficiënt v = 0,5.
- Vlakke vervormingstoestand 2D.
- Uniform gelijkmatig verdeelde belasting.
- In de praktijk is niet duidelijk of er met een rekstijve bovenlaag gerekend moet worden of niet.

De bovengenoemde nadelen van IJsseldijk-Loof methode kunnen door gebruikmaking van Plaxis 2D ondervangen worden.

2. EEM (Plaxis 2D)

Bij Plaxis 2D worden de volgende modellen gebruikt: LE (lineair Elastisch), MC (Mohr-Coulomb) en SSC (Soft Soil Creep). Er wordt gerekend met een v = 0,3. Zie Bijlage 1 voor nadere toelichting.

De bovengenoemde methoden voor het berekenen van de horizontale grondverplaatsingen zijn getoetst aan de metingen uitgevoerd in de NO-RECESS proeftuin.

#### Conclusies:

Uit Figuur 3-7 blijkt dat de grondverplaatsingen onderling niet overeenkomen.

- Bij de IJsseldijk methode worden de verplaatsingen overschat.
- Bij de Loof methode worden de verplaatsingen redelijk benaderd.
- Bij MC-model worden de verplaatsingen overschat. Dit kan liggen aan de spanningsonafhankelijke stijfheid van het model. Een oplossing kan zijn een grote grondlaag op te delen in een aantal kleine lagen met een toenemende stijfheid met de diepte. Een andere oorzaak kan zijn dat het model geen rekening houdt met kruip (tijdsafhankelijkheid).
- Bij SSC-model (in de grafiek"basis"genoemd) zijn de grote horizontale verplaatsingen niet realistisch te noemen. De afwijking kan toegeschreven worden aan de helling van de

cap, beschreven door parameter M;  $M = \frac{6 \sin \phi^*}{3 - \sin \phi^*}$  met  $\phi^* = \phi + 0, 1^\circ$  Deze parameter bepaalt de  $\sigma'_h/\sigma'_v$  verhouding onder één-dimensionale samendrukking  $(=K_0^{NC})$ . De bovenstaande formule voor *M* leidt tot hogere waarden voor  $K_0^{NC}$ . In het SS model is daarentegen de waarde van M gebaseerd op de relatie, waarbij gebruik gemaakt wordt van de formule van Jaky voor de bepaling van  $K_0^{NC} = 1 - \sin \phi$ . Deze geeft over het algemeen hogere waarden voor *M* en lagere waarden voor  $\sigma'_h / \sigma'_v$  bij ééndimensionale samendrukking. In de curve van SSC is de waarde van de  $K_0^{NC}$  door "derden" opgegeven hoog en in de "best fit"curve is de  $K_0^{NC}$  gecorrigeerd waaruit blijkt dat de berekende horizontale verplaatsingen de gemeten verplaatsingen redelijk benaderen. Een lagere waarde voor  $K_0^{NC}$ en een hogere waarde voor *M* worden aanbevolen. Daarnaast is ook de kruipsnelheid in het SSC model erg afhankelijk van de OCR (overconsolidatie ratio). Een geringe toename van de OCR, bijv. van 1,4 naar 1,6,

reduceert de kruipsnelheid en dus de horizontale verplaatsingen.

Algemeen kan geconcludeerd worden dat het SSC-model (voor een ophoging) met "aangepaste" parameters, de horizontale verplaatsingen redelijk de werkelijkheid beschrijft.

Figuur 3-7, Horizontale grondverplaatsingen (links) aan de teen van de ophoging (rechts) op 5m afstand van de teen



Voor het bepalen van grond-paal interactie zijn de volgende vier methoden beschikbaar:

- 1. Handberekeningsmethode volgens methode Begemann-DeLeeuw
- 2. Elastisch ondersteund liggermodel; MSheet
- 3. EEM Plaxis 2D
- 4. EEM Plaxis 3D Tunnel

Er wordt gebruik gemaakt van een model om de bovengenoemde methoden te vergelijken. In onderstaande tabel is een overzicht gegeven van de uitgevoerde berekeningen. In Bijlage 1 zijn de bijbehorende grafieken weergegeven.

Variant nr.	Horizontale grondverplaatsing	Grond-paalinteractie
1	IJsseldijk-Loof	Begemann-DeLeeuw
2	Plaxis 2D	MSheet met schelpfactor
3	Plaxis 2D	MSheet-wand
4	Plaxis 2D	Plaxis 2D-wand-balk
5	Plaxis 2D	Plaxis 2D-wand-balk-ger.EI
6	Plaxis 2D	Plaxis 2D-wand-volume
7	Plaxis 3D	Plaxis 3D–balk
8	Plaxis 3D	Plaxis 3D–volume

Tabel 3-4, Overzicht berekeningen Tim Wouters

#### **Conclusies:**

De resultaten van de uitgevoerde berekeningen in Plaxis 3D worden gebruikt als referentie voor de andere gebruikte rekenmethodieken.

Voor het bepalen van de grond-paal interactie geeft Begemann-DeLeeuw grote momenten en paalverplaatsingen. Deze methode is erg afhankelijk van de mechanica schematisatie van de paal.

Uit MSheet berekeningen volgen momenten die heel groot zijn. Dit ligt aan de bepaling van de schelpfactor en de beddingsconstante. De waarde van de beddingsconstante is hoog en dient verder onderzocht te worden. Als deze twee parameters bepaald worden door Plaxis 3D dan komen de resultaten overeen met elkaar.

In Plaxis 2D wordt de paal als een wand geschematiseerd en deze benadering is niet reëel omdat de grond niet om de paal heen kan stromen. De wand krijgt de volledige belasting te verwerken en door de lage wandstijfheid zijn de verplaatsingen groot en de momenten klein.

Het verschil in de resultaten tussen een paal gemodelleerd als balkelement en als volumeelement is gering. De voorkeur gaat naar balkelement vanwege de snelle output van de momenten.
# 4. Vergelijking van de methoden

Aan de hand van een eenvoudig model worden de eerder genoemde rekenmethodieken met elkaar vergeleken volgens het schema in paragraaf 3.3.2. De modelgeometrie en modelparameters zijn in paragraaf 3.3.1 gegeven. Onderstaand zijn de modelcombinaties genoemd:

- 1. IJsseldijk Loof tabellen en Begemann–DeLeeuw
- 2. IJsseldijk Loof tabellen of Plaxis 2D in combinatie met MSheet
- 3. Plaxis 2D
- 4. Plaxis 3D Foundation

Alle Plaxis berekeningen zijn voor het gemak met een MC-model uitgevoerd. In dit hoofdstuk worden de resultaten van elke modelcombinatie behandeld. De momenten, paalverplaatsingen en (maximale) grondverplaatsingen worden in tabellen gegeven. Voor uitgebreide berekeningen, het verloop van momenten en paalverplaatsingen en de  $\sigma$ -u grafieken wordt verwezen naar Bijlage 2.

# 4.1 Begemann–DeLeeuw



De slappe laag wordt in vijf sublagen verdeeld. De horizontale grondverplaatsingen en spanningen worden bepaald met behulp van IJsseldijk – Loof tabellen. Voor elk geval is een mechanicaschematisatie voor de paal gekozen, zie Figuur 4-1. Afhankelijk daarvan worden grond-paallijnen getekend voor verschillende bovenbelastingen (q) zoals in Figuur 4-2. De snijpunten van deze lijnen bepalen de paalmomenten en paalverplaatsingen. De beddingsconstante wordt bepaald op verschillende dieptes met de volgende formule:

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





Tabel 4-1. Horizontale	grondverplaatsingen	uit LIsseldiik tabellen
1 aber 4-1, 1101 12011 ale	Si onu vei plaatsingen	un isseruijk tabenen

Diepte	$q = 10 \text{ kN/m}^2$	$q = 30 \text{ kN/m}^2$	$q = 100 \text{ kN/m}^2$
in [m] t.o.v NAP	Ugrond,x [mm]	Ugrond,x [mm]	Ugrond,x [mm]
0	28,6	85,7	286
-2	33,9	102	339
-4	31	93	310
-6	24,6	73,7	246
-8	14,6	43,9	146
-10	0	0	0

Tabel 4-2, Horizontale grondverplaatsingen uit Loof tabellen

Diepte	$q = 10 \text{ kN/m}^2$	$q = 30 \text{ kN/m}^2$	$q = 100 \text{ kN/m}^2$
in [m] t.o.v NAP	Ugrond,x [mm]	Ugrond,x [mm]	Ugrond,x [mm]
0	0	0	0
-2	13,7	41	137
-4	17,5	52,5	175
-6	16,4	49	164
-8	10,9	33	109
-10	0	0	0

Figuur 4-2, Grondpaallijn volgens Begemann-DeLeeuw (IJsseldijkgeval)



Uit Tabel 4-3 is te zien dat het buigend moment en de paalverplaatsing lineair afhankelijk zijn van de grootte van de belasting.

In de praktijk is het vaak onduidelijk of er sprake is van een rekstijve bovenlaag of niet. De momenten zijn nagenoeg gelijk maar de paalverplaatsingen zijn zeer verschillend. Voor het IJsseldijkgeval ligt het (kop)moment aan de onderkant en voor het Loofgeval aan de boven en onderkant van de paal. Het feit dat de momenten nagenoeg gelijk zijn, is voor de dimensionering van palen prettig gezien de onzekerheid in het wel of niet aanwezig zijn van een rekstijve bovenlaag.

	IJsseldijkgeval (zonder rekst	ijve bovenlaag)	Loofgeval (met rekstijve bovenlaag)			
	M <sub>max</sub> [kNm]	u <sub>paal,max</sub> [mm]	M <sub>max</sub> [kNm]	u <sub>paal,max</sub> [mm]		
	(inklemmingsmoment onder)		(inklemmingsmoment			
			boven en onder)			
$q = 10 \text{ kN/m}^2$	41	29,6	41,6	3,8		
$q = 30 \text{ kN/m}^2$	123	89	125	11		
$q = 100 \text{ kN/m}^2$	410	296	416	38		

#### Tabel 4-3, Begemann-DeLeeuw resultaten

# 4.2 MSheet Single Pile

In MSheet Single Pile kunnen verschillende modelcombinaties doorgerekend worden, zie schema in paragraaf 3.3.2. De horizontale grondverplaatsingen kunnen met IJsseldijk – Loof tabellen of Plaxis 2D bepaald worden en de berekeningen kunnen met verschillende beddingsconstanten en gronddrukcoëfficiënten uitgevoerd worden.

Een grondopbouw zonder rekstijve bovenlaag wordt IJsseldijkgeval genoemd en met rekstijve bovenlaag wordt deze Loofgeval genoemd.

De beddingsconstante bepaald met de P-Y curven methode [25] heeft een "niet-lineair" verloop en kan in MSheet niet ingevoerd worden. In Plaxis 3D is getracht een beddingsconstante te bepalen maar dat is niet over de hele diepte gelukt.

De twee bovengenoemde varianten worden hier verder niet behandeld. Voor meer informatie hierover zie Bijlage 2. In deze paragraaf worden vijf combinaties uitgewerkt.

De gronddrukcoëfficiënten zijn in Tabel 4-4 gegeven. De  $\lambda$  Brinch Hansen is afhankelijk van de diepte, zie Figuur 4-3. Deze figuur geldt voor een IJsseldijkgeval en voor de paalbreedte (B) en de effectieve hoek van inwendige wrijving ( $\varphi$ ') bepaald in paragraaf 3.3.1. In onderstaande tabel zijn de waarden in het midden van elke laag gegeven. De  $\lambda$  standaard coëfficiënten zijn constant over de hele laagdikte.

	λ ΒΗ	λ standaard					
	Kq	$\lambda_a^*$	$\lambda_{p}^{*}$	$\lambda_n^*$			
Klei	6,12	0,25	4,94	0,62			
Zand	26,34	0,11	18,3	0,43			

Tabel 4-4, Gronddrukcoëfficiënten van het model



#### Figuur 4-3, Brinch Hansen gronddrukcoëfficiënt als functie van de diepte

# $\label{eq:kbl} 4.2.1 \quad k_{BL} \ en \ u_{IJsseldijk-\ Loof} \ met \ mechanicaschematisatie$



Hier worden berekeningen in MSheet gemaakt met de k-waarden en grondverplaatsingen uit Begemann-DeLeeuw en de bijbehorende mechanicaschematisatie om de resultaten te kunnen vergelijken met Begemann-DeLeeuw zelf.

In Tabel 4-6 en Tabel 4-8 zijn de momenten, paalverplaatsingen en  $U_{grond,max}$  gegeven.

<u>IJsseldijkgeval:</u> (zonder rekstijve bovenlaag)

In Tabel 4-5 is een overzicht gegeven van de ingevoerde beddingsconstanten in MSheet. Deze zijn bepaald voor de slappe laag (verdeeld in vijf sublagen) met IJsseldijk – Loof tabellen. Voor de zandlaag is gebruik gemaakt van een beddingsconstante van Ménard.

Tabel 4-5.	Ingevoerde	beddingsconstanten	voor het	I.Jsseldiikgeval
14001109	ingeroerae	seaangseonstanten	voor mee	100000101jiige (ui

	Kleilaag 1		Kleilaag 1 Kleilaag 2		Kleilaag 3		Kleilaag 4		Kleilaag 5		Zandlaag	
	boven	onder	boven	onder	boven	onder	boven	onder	boven	onder	boven	onder
$k [kN/m^3]$	525	442	442	484	484	611	611	1025	1025	1025	49600	49600

Tabel 4-6. Vergelijking van	BL (IJsseldijk) met MSheet k	. Ugrond Usseldijk en inklemmin	g aan de onderkant
		Ly ••gronu,ijsseluijk ••••	S and at on at many

	$q [kN/m^2]$	10	30	100
	Ugrond, max [mm]	34	102	340
MSheet	M <sub>max</sub>	44	133	447
λ Brinch Hansen	u <sub>paal,max</sub>	38	115	390
MSheet	M <sub>max</sub>	54	160	488
$\lambda$ standaard	u <sub>paal,max</sub>	40	123	409
Begemann-De	M <sub>max</sub>	41	123	410
Leeuw (IJsseldijk)	u <sub>paal,max</sub>	29,6	89	296

Loofgeval: (met rekstijve bovenlaag)

In Tabel 4-7 is een overzicht gegeven van de ingevoerde beddingsconstanten in MSheet. De rekstijve bovenlaag wordt zandlaag 1 in de tabel genoemd.

Tabel 4-7, Ingevoerde beddingsconstante	en voor het Loofgeval
---	-----------------------

	Zand	laag 1	Kleila	aag 1	Kleil	aag 2	Kleila	aag 3	Kleila	nag 4	Kleil	aag 5	Zand	laag 2
	boven	onder	boven	onder	boven	onder	boven	onder	boven	onder	boven	onder	boven	onder
k[kN/m <sup>3</sup> ]	49600	49600	1094	1094	1094	857	857	913	913	1372	1372	1372	49600	49600

	$q [kN/m^2]$	10	30	100
	Ugrond, max [mm]	17,5	52,5	175
λ Brinch Hansen	M <sub>max</sub>	39,2	116	391
	u <sub>paal,max</sub>	4,7	14	47
λ standaard	M <sub>max</sub>	62,8	168	443
	u <sub>paal,max</sub>	7,5	20	53
Begemann-De	M <sub>max</sub>	41,6	125	416
Leeuw (Loof)	u <sub>paal,max</sub>	3,8	11	38

T-L-140	X7 1991	DT (T 6)	4 1 4 6 1 4 1		1-1-1	. 1
1 apel 4-8.	vergeniking v	an BL (LOOI) me	YINDEET KDT.	name a rase en	inklemming aai	i belde kanten
14001 1 09	, er genjining ,		v millioneer maly	Grona,Looi €11	initiation in the second	i bolae maneen

De vergelijking van Begemann-DeLeeuw met MSheet met k-Begemann-DeLeeuw en u<sub>IJsseldijk-Loof</sub> met mechanicaschematisatie leidt tot de volgende conclusies:

 $\lambda$  BH geeft momenten die goed overeenkomen met Begemann-DeLeeuw maar geeft paalverplaatsingen die tot 30 % hoger zijn.

 $\lambda$  standaard geeft in dit geval grotere momenten en paalverplaatsingen in vergelijking met Begemann-DeLeeuw.

## 4.2.2 k<sub>BL</sub> en u<sub>IJsseldijk-Loof</sub> zonder mechanicaschematisatie

In dit geval is geen strakke mechanicaschematisatie gevolgd hetgeen vaak in de praktijk gebeurt. Er hoeft geen keuze te worden gemaakt over plaats en type oplegging van de paal zoals bij de methode Begemann-DeLeeuw. Deze wordt door het programma berekend uit de opgegeven grondstijfheid (beddingsconstante). Deze laatste is eerder bepaald in Tabel 4-5 en Tabel 4-7.

## IJsseldijkgeval: (zonder rekstijve bovenlaag)

	$q [kN/m^2]$	10	30	100
	Ugrond, max [mm]	34	102	340
MSheet	M <sub>max</sub>	22,9	69	233
λ Brinch Hansen	u <sub>paal,max</sub>	39,2	119	407
MSheet	M <sub>max</sub>	30,4	81	254
$\lambda$ standaard	u <sub>paal,max</sub>	40,2	124	423
Begemann-De	M <sub>max</sub>	41	123	410
Leeuw (IJsseldijk)	u <sub>paal.max</sub>	29,6	89	296

#### Tabel 4-9, MSheet resultaten met k<sub>BL</sub> en u<sub>grond,IJsseldijk</sub> zonder inklemming aan de onderkant

Loofgeval: (met rekstijve bovenlaag)

Tabel 4-10, MSheet resultaten met k <sub>BL</sub> en u <sub>grond,Loof</sub> z	zonder inklemming aan beide kanten
--	------------------------------------

	$q [kN/m^2]$	10	30	100
	Ugrond, max [mm]	17,5	52,5	175
MSheet	M <sub>max</sub>	30,5	81	192
λ Brinch Hansen	u <sub>paal,max</sub>	9,3	30	120
MSheet	M <sub>max</sub>	39,9	117	253
λ standaard	u <sub>paal,max</sub>	11,9	36	122
Begemann-De	M <sub>max</sub>	41,6	125	416
Leeuw (Loof)	u <sub>paal,max</sub>	3,8	11	38

De vergelijking van Begemann-DeLeeuw met MSheet met k-<sub>Begemann-DeLeeuw</sub> en u<sub>IJsseldijk-Loof</sub> zonder mechanicaschematisatie leidt tot de volgende conclusies:

 $\lambda$  BH geeft voor beide gevallen kleinere momenten (tot 50 %). De paalverplaatsingen zijn voor het IJsseldijk- en Loofgeval 35 % resp. 200 % hoger in vergelijking met Begemann-DeLeeuw.  $\lambda$  standaard geeft voor beide gevallen kleinere momenten (tot 40 %). De paalverplaatsingen zijn voor het IJsseldijk- en Loofgeval 40 % resp. 200 % groter in vergelijking met Begemann-DeLeeuw.

Hieruit kan ook geconcludeerd worden dat MSheet met reële mechanicaschematisatie kleinere momenten geeft (tot 50 %) dan met opgelegde randvoorwaarden. De paalverplaatsingen zijn (tot 150 %) groter voor het Loofgeval terwijl voor het IJsseldijkgeval komen ze goed overeen. Deze resultaten worden later met  $k_{Ménard}$  en u<sub>IJsseldijk-Loof</sub> vergeleken.

## 4.2.3 k<sub>Ménard</sub> en u<sub>IJsseldijk-Loof</sub>

In deze berekeningsvariant worden de horizontale grondverplaatsingen uit IJsseldijk – Loof tabellen bepaald en de beddingsconstante volgens de methode van Ménard.

26



De beddingsconstante is gebaseerd op een ongedraineerde Elasticiteitsmodulus van Ménard  $(E_p)$  hetgeen tot hoge waarden leidt, zie Tabel 4-11.

Tabel 4-11, Beddingsconstante van Ménard

	k [kN/m <sup>3</sup> ]
Klei	6550
Zand	49600

IJsseldijkgeval: (zonder rekstijve bovenlaag)

	$q [kN/m^2]$	10	30	100
	Ugrond, max [mm]	34	102	340
λ Brinch Hansen	M <sub>max</sub>	30,4	91	303
	u <sub>paal,max</sub>	36,4	116	422
λ standaard	M <sub>max</sub>	39,2	102	305
	u <sub>paal,max</sub>	36,5	118	432

Loofgeval: (met rekstijve bovenlaag)

Tabel 4-13, MSheet resultaten voor een Loof geval met  $k_{M\acute{e}nard}$  en  $u_{grond,Loof}$ 

	$q [kN/m^2]$	10	30	100
	Ugrond, max [mm]	17,5	52,5	175
λ Brinch Hansen	M <sub>max</sub>	53	142	365
	u <sub>paal,max</sub>	15,3	46	154
λ standaard	M <sub>max</sub>	58,7	164	386
	u <sub>paal,max</sub>	16,3	48	157

De resultaten van MSheet met  $k_{M\acute{e}nard}$  en  $u_{IJsseldijk-Loof}$  leiden tot de volgende conclusies:

De resultaten van  $\lambda$  BH en  $\lambda$  standaard komen goed overeen binnen een acceptabele marge. Uit bovenstaande berekeningen kan geconcludeerd worden dat MSheet met k<sub>Ménard</sub> over het algemeen grotere momenten geeft dan met k<sub>BL</sub> omdat k<sub>BL</sub> veel kleiner is dan k<sub>Ménard</sub>. De paalverplaatsingen komen, binnen een marge van 10 %, goed overeen voor het IJsseldijk geval terwijl MSheet voor het Loof geval met  $k_{Ménard}$  grotere paalverplaatsingen geeft lopend tot 65 %.

# Beddingsconstante:

In Figuur 4-4 is een  $\sigma$ - u grafiek getekend met  $k_{BL}$ ,  $k_{Ménard}$  en  $k_{P-Y}$  voor een IJsseldijkgeval op NAP – 3 m. Uit deze grafiek blijkt dat  $k_{BL}$  lineair afhankelijk is van q en veel kleiner is dan  $k_{Ménard}$  en  $k_{P-Y}$ . Voor meer toelichting over de grafiek wordt verwezen naar Bijlage 2.

Voor een indicatieve benadering voor de horizontale beddingsconstante wordt gebruik gemaakt van tabel 3.10 uit CUR 166 [16] (1<sup>e</sup> kolom, slappe klei en losse zand). Op basis van ervaringsgegevens uit de Nederlandse praktijk zijn waarden voor de beddingsconstante bepaald voor een damwand en daarna met een schelpfactor aangepast voor een paal. Zie Tabel 4-14.

#### Tabel 4-14, Beddingsconstante uit CUR 166

	k (damwand) [kN/m <sup>3</sup> ]	S	k (paal) [kN/m <sup>3</sup> ]
Klei	3000	1,5	4500
Zand	20.000	2	40.000

## Figuur 4-4, $\sigma$ -u grafiek met k<sub>BL</sub>, k<sub>Ménard</sub> en k<sub>P-Y</sub>



# 4.2.4 k<sub>Ménard</sub> en u<sub>Plaxis2D</sub>



In deze variant worden de horizontale grondverplaatsingen met Plaxis 2D berekend en de beddingsconstante volgens de methode van Ménard, zie Tabel 4-11. In Bijlage 2 is uitgelegd hoe de grondverplaatsingen in Plaxis 2D bepaald zijn.

<u>IJsseldijkgeval:</u> (zonder rekstijve bovenlaag)

Tabel 4-15, Horizontal	e grondverplaatsingen	uit Plaxis 2D (IJsseldijkgeval)
------------------------	-----------------------	---------------------------------

Diepte	$q = 10 \text{ kN/m}^2$	$q = 30 \text{ kN/m}^2$	$q = 100 \text{ kN/m}^2$
in [m] t.o.v NAP	Ugrond,x [mm]	Ugrond,x [mm]	Ugrond,x [mm]
0	-1	12	40
-2	8	26	87
-4	11	36	120
-6	11	34	113
-8	9	25	80
-10	2	7	20
-12	1	4	13

Tabel 4-16, MSheet resultaten voo	een IJsseldijk geval met	k <sub>Ménard</sub> en u <sub>grond,plaxis2D</sub>
-----------------------------------	--------------------------	--

	$q [kN/m^2]$	10	30	100
	Ugrond, max [mm]	11	36	120
λ Brinch Hansen	M <sub>max</sub>	26	65	178
	u <sub>paal,max</sub>	10	31	108
$\lambda$ standaard	M <sub>max</sub>	29	73	174
	u <sub>paal,max</sub>	10	33	112

Loofgeval: (met rekstijve bovenlaag)

Diepte	$q = 10 \text{ kN/m}^2$	$q = 30 \text{ kN/m}^2$	$q = 100 \text{ kN/m}^2$
in [m] t.o.v NAP	Ugrond,x [mm]	Ugrond,x [mm]	Ugrond,x [mm]
0	-4	-5	50
-1	5	15	103
-2	9	27	134
-4	12	35	171
-6	12	37	160
-8	11	31	120
-10	6	17	61
-11	2	7	24
-12	2	6	19

 Tabel 4-17, Horizontale grondverplaatsingen uit Plaxis 2D (Loofgeval)

Tabel 4-18, MSheet resultaten voor een Loof geval met k<sub>Ménard</sub> en u<sub>grond,plaxis2D</sub>

	$q [kN/m^2]$	10	30	100
	Ugrond, max [mm]	12	37	171
λ Brinch Hansen	M <sub>max</sub>	29	75	235
	u <sub>paal,max</sub>	11	34	155
λ standaard	M <sub>max</sub>	33	88	262
	u <sub>paal,max</sub>	12	35	156

De resultaten van MSheet met k<sub>Ménard</sub> en u<sub>grond,Plaxis2D</sub> leiden tot de volgende conclusies:

De resultaten van  $\lambda$  BH en  $\lambda$  standaard komen goed overeen binnen een acceptabele marge. Deze resultaten worden met de variant k<sub>Plaxis2D</sub> met schelpfactor en u<sub>grond,plaxis2D</sub> vergeleken.

## 4.2.5 k<sub>Plaxis2D</sub> met schelpfactor en u<sub>Plaxis2D</sub>



Hier wordt een MSheet berekening gemaakt met grondverplaatsingen en beddingsconstanten uit Plaxis 2D. De paal wordt als een wand in Plaxis 2D gemodelleerd met een plane strain model (per strekkende meter). De rekstijfheid (EA) en de buigstijfheid (EI) worden door de paalbreedte (d) verdeeld. Zie Tabel 4-19 voor de ingevoerde parameters.

#### Tabel 4-19, Ingevoerde wandeigenschappen in Plaxis 2D

EA [kN/m]	EI [kNm <sup>2</sup> /m]	d [m]	w [kN/m/m]	v
$1,173.\ 10^7$	$1,197.10^{5}$	0,35	2,1	0,2

## Figuur 4-5, Dwarsdoorsnede wand met $E = 33,5 \ 10^6 \ kN/m^2$



Om de beddingsconstante uit Plaxis 2D te bepalen wordt een horizontaal uniforme grondverplaatsing aan de wand opgelegd lopend van 1 mm tot 100 mm. Er worden punten aan de passieve zijde van de wand gekozen en het verband tussen horizontale spanning en verplaatsing geeft de beddingsconstante;

$$k = \frac{S \cdot \Delta \sigma}{\Delta u}$$

In Bijlage 2 is de bepaling van de beddingsconstante uit Plaxis 2D in detail beschreven.

IJsseldijkgeval: (zonder rekstijve bovenlaag)

#### Tabel 4-20, Beddingsconstante uit Plaxis 2D (IJsseldijkgeval)

	Klei	laag	Zan	dlaag
	boven	onder	boven	onder
$k [kN/m^3]$	210	195	3060	4220

Tabel 4-21, MSheet resultaten voor eer	IJsseldijkgeval met k <sub>plaxis2D</sub> en u <sub>grond,plaxis2D</sub>
--	--

	$q [kN/m^2]$	10	30	100
	Ugrond, max [mm]	11	36	120
λ Brinch Hansen	M <sub>max</sub>	3	7	23
	u <sub>paal,max</sub>	10	34	117
λ standaard	M <sub>max</sub>	5	12	34
	u <sub>paal,max</sub>	9	35	124

Loofgeval: (met rekstijve bovenlaag)

De rekstijve bovenlaag wordt zandlaag 1 in de onderstaande tabel genoemd.

#### Tabel 4-22, Beddingsconstante uit Plaxis 2D (Loofgeval)

	Zand	laag 1	Klei	laag	Zand	laag 2
	boven	onder	boven	onder	boven	onder
k [kN/ m <sup>3</sup> ]	1150	1100	134	312	4110	4350

	$q [kN/m^2]$	10	30	100
	Ugrond, max [mm]	12	37	171
λ Brinch Hansen	M <sub>max</sub>	6	16	52
	u <sub>paal,max</sub>	6	19	134
λ standaard	M <sub>max</sub>	12	31	99
	u <sub>paal,max</sub>	6	20	113

Taber 4-25, Misheet resultaten voor een Loor geval met R <sub>plaxis2</sub> ) en ugrond.plaxis2	Tabel 4-23, MSheet	resultaten voor	een Loof geval met	k <sub>plaxis2D</sub> en u <sub>grond,plaxis2</sub>
---	--------------------	-----------------	--------------------	---

De resultaten van MSheet met  $k_{-Plaxis2D}$  met schelpfactor en  $u_{Plaxis2D}$  leiden tot de volgende conclusies:

 $\lambda$  standaard geeft grotere momenten dan  $\lambda$  BH maar de paalverplaatsingen komen goed overeen met elkaar.

Als gevolg van de lage beddingsconstanten van Plaxis 2D zijn de momenten klein in vergelijking met  $k_{Ménard}$ . De paalverplaatsingen komen, binnen een bandbreedte van ca. 10 %, goed overeen voor het IJsseldijk geval terwijl voor het Loof geval geeft MSheet met  $k_{Ménard}$  grotere paalverplaatsingen lopend tot 45 %.

# 4.3 Plaxis 2D



In Plaxis 2D wordt de paal als een wand gemodelleerd met een plane strain model. Eén van de kenmerken van Plaxis 2D is dat de grondverplaatsingen gelijk zijn aan de wandverplaatsingen. Er is gebruik gemaakt van interfaces in dit model. Dit zijn koppelingselementen die aangebracht worden op de overgang van grond en wand. In Tabel 4-24 zijn de ingevoerde wandparameters gegeven. De rekstijfheid (EA) en de buigstijfheid (EI) worden door de paalbreedte (d) en de schelpfactor (S) verdeeld [12].

#### Tabel 4-24, Ingevoerde wandeigenschappen in Plaxis 2D

EA [kN/m]	EI [kNm²/m]	d [m]	w [kN/m/m]	v	S
$7,817.10^{6}$	$7,976.10^4$	0,35	2,1	0,2	1,5

De berekende paalverplaatsingen kunnen direct afgelezen worden maar het berekende buigend moment in kNm/m dient vermenigvuldigd te worden met S·d (= 0,525 m) om het buigend moment per paal te krijgen, uitgedrukt in kNm.

<u>IJsseldijkgeval:</u> (zonder rekstijve bovenlaag)

Voor een IJsseldijkgeval zijn onderstaande resultaten gevonden.

Tabel 4-25, Momenten en paalverplaatsingen uit Plaxis 2D (IJsseldijkgeval)

	M <sub>max</sub> [kNm]	u <sub>paal,max</sub> [mm]
$q = 10 \text{ kN/m}^2$	$11,36 \text{ kNm/m} \cdot 0,525 \text{ m} = 6$	13
$q = 30 \text{ kN/m}^2$	23,98 kNm/m $\cdot$ 0,525 m = 13	60
$q = 100 \text{ kN/m}^2$	$104,95 \text{ kNm/m} \cdot 0,525 \text{ m} = 55$	374

Loofgeval: (met rekstijve bovenlaag)

Voor een Loofgeval zijn de resultaten in onderstaande tabel gegeven.

Tabel 4-26, Momenten en paalverplaatsingen	uit Plaxis 2D	(Loofgeval)
--	---------------	-------------

	M <sub>max</sub> [kNm]	u <sub>paal,max</sub> [mm]
$q = 10 \text{ kN/m}^2$	22,42 kNm/m $\cdot$ 0,525 m = 12	9
$q = 30 \text{ kN/m}^2$	$50,11 \text{ kNm/m} \cdot 0,525 \text{ m} = 26$	36
$q = 100 \text{ kN/m}^2$	51,17 kNm/m $\cdot$ 0,525 m = 27	273

Opvallend en onduidelijk is de geringe momenttoename in Tabel 4-26 bij  $q = 100 \text{ kN/m}^2$ . In vergelijking met MSheet berekeningen met k-<sub>Plaxis2D</sub> met schelpfactor en u<sub>Plaxis2D</sub> zijn de momenten en paalverplaatsingen van Plaxis 2D in de meeste gevallen groter. Er kan geconcludeerd worden dat de bepaalde k-waarden uit Plaxis 2D aan de lage kant zijn.

Uit bovenstaande resultaten is ook te zien dat de berekende momenten heel klein en de paalverplaatsingen relatief groot zijn in vergelijking met andere methoden. In Plaxis 2D wordt de paal als een wand geschematiseerd hetgeen ongeschikt is voor alleenstaande palen. Zie par.3.2.3.

# 4.4 Plaxis 3D Foundation



In Plaxis 3D Foundation is het model doorgerekend voor verschillende bovenbelastingen (q) met een MC-model. In Figuur 4-6 is een bovenaanzicht van het model gegeven met een lengte van x = 50 m en een breedte van z = 10 m. Aan de linkerkant is de belasting aangebracht en de paal bevindt zich in het midden van het model. Er zijn interfaces toegepast rondom de paal.

#### Figuur 4-6, Bovenaanzicht model in Plaxis 3D Foundation



<u>IJsseldijkgeval:</u> (zonder rekstijve bovenlaag)

Het model is doorgerekend voor  $q = 10 \text{ kN/m}^2$  en  $q = 30 \text{ kN/m}^2$ . Het model bezwijkt voor een q groter dan 45 kN/m<sup>2</sup>. Voor een  $q = 100 \text{ kN/m}^2$  zijn dus geen resultaten beschikbaar.

In Tabel 4-27 zijn momenten en paalverplaatsingen gegeven. Voor het verloop van momenten, paal- en grondverplaatsingen zie Figuur 4-7 en Figuur 4-8.

Tabel 4-27, Momenten en paalverplaatsingen uit Plaxis 3D Foundation (IJsseldijkgeval)

	M <sub>max</sub> [kNm]	u <sub>paal,max</sub> [mm]
$q = 10 \text{ kN/m}^2$	18	10
$q = 30 \text{ kN/m}^2$	30	45

In Tabel 4-28 zijn de horizontale grondverplaatsingen bepaald uit Plaxis 3D Foundation gegeven. Ter vergelijking zijn de grondverplaatsingen bepaald uit Plaxis 2 D tussen haakjes gezet. Het is duidelijk te zien dat er enig verschil is in de bovenste twee meters. De meshopbouw kan een oorzaak hiervan zijn.

Diepte	$q = 10 \text{ kN/m}^2$	$q = 30 \text{ kN/m}^2$
in [m] t.o.v NAP	Ugrond,x [mm]	Ugrond,x [mm]
0	-3 (-1)	17 (12)
-2	7 (8)	29 (26)
-4	12 (11)	37 (36)
-6	11 (11)	35 (34)
-8	8 (9)	25 (25)
-10	2 (2)	7 (7)
-12	1 (1)	4 (4)

Tabel 4-28, Grondverplaatsingen uit Plaxis 3DF (IJsseldijkgeval)





Opvallend is te zien dat het verloop van de horizontale grondverplaatsingen voor een relatief lage q meer op een Loofgeval lijkt dan op een IJsseldijkgeval. De verplaatsingen aan de bovenzijde zijn gelijk aan nul.





Loofgeval: (met rekstijve bovenlaag)

Het model is doorgerekend voor  $q = 10 \text{ kN/m}^2$ ,  $q = 30 \text{ kN/m}^2$  en  $q = 100 \text{ kN/m}^2$ . In Tabel 4-29 zijn momenten en paalverplaatsingen gegeven. Voor het verloop van momenten, paal- en grondverplaatsingen zie Figuur 4-9 en Figuur 4-10.

 Tabel 4-29, Momenten en paalverplaatsingen uit Plaxis 3D Foundation (Loofgeval)

	M <sub>max</sub> [kNm]	u <sub>paal,max</sub> [mm]
$q = 10 \text{ kN/m}^2$	23	11
$q = 30 \text{ kN/m}^2$	54	34
$q = 100 \text{ kN/m}^2$	135	180

In Tabel 4-30 zijn de horizontale grondverplaatsingen bepaald uit Plaxis 3D Foundation gegeven. Ter vergelijking zijn de grondverplaatsingen bepaald uit Plaxis 2 D tussen haakjes gezet.

Diepte	$q = 10 \text{ kN/m}^2$	$q = 30 \text{ kN/m}^2$	$q = 100 \text{ kN/m}^2$
in [m] t.o.v NAP	Ugrond,x [mm]	Ugrond,x [mm]	Ugrond,x [mm]
0	-4 (-4)	-8 (-5)	66 (50)
-1	5 (5)	19 (15)	122 (103)
-2	8 (9)	27 (27)	142 (134)
-4	12 (12)	36 (35)	168 (171)
-6	12 (12)	37 (37)	156 (160)
-8	11 (11)	30 (31)	118 (120)
-10	5 (6)	17 (17)	60 (61)
-11	2 (2)	7 (7)	24 (24)
-12	2 (2)	6 (6)	19 (19)

Tabel 4-30, Grondverplaatsingen uit Plaxis 3DF (Loofgeval)









# 4.5 Conclusies van de vergelijking

In Bijlage 2 zijn grafieken gegeven met momenten en paalverplaatsingen als functie van alle q's waaruit is te zien hoe elke rekenmethodiek presteert ten opzichte van de andere methoden. Aangezien er geen validatie plaats heeft gevonden kunnen geen absolute uitspraken gedaan worden. In deze paragraaf worden de resultaten van alle modelcombinaties met elkaar vergeleken. In onderstaand schema zijn de maximale momenten, paal- en grondverplaatsingen gegeven voor  $q = 30 \text{ kN/m}^2$ .

# *Grondverplaatsingen bepaald met IJsseldijk – Loof tabellen:*

Voor het IJsseldijkgeval (zonder rekstijve bovenlaag) zijn de horizontale grondverplaatsingen uit de tabel groter dan de verplaatsingen uit Plaxis 2D of 3D (zie figuur 31 in Bijlage 2). Als gevolg hiervan zijn de paalverplaatsingen ook groter zowel in combinatie met MSheet als Begemann–DeLeeuw. Voor het Loofgeval (met rekstijve bovenlaag) komen de grondverplaatsingen redelijk goed overeen (zie figuur 31 in Bijlage 2). Indien de paal met opgelegde randvoorwaarden geschematiseerd wordt, zowel bij Begemann–DeLeeuw als MSheet, komen de momenten hoger uit dan bij andere methoden voor beide gevallen. De paalverplaatsingen voor het Loofgeval komen lager uit dan bij andere methoden als gevolg van de vaste randvoorwaarden. Indien de paal met vrije randvoorwaarden geschematiseerd wordt, wat vaak het geval is in de praktijk, kunnen de volgende conclusies getrokken worden: De paalverplaatsingen blijken groter te zijn voor het IJsseldijkgeval en redelijk overeenkomstig voor het Loofgeval. De momenten zijn groter dan bij andere methoden voor beide gevallen zowel voor k<sub>Ménard</sub> als k<sub>BL</sub>. Met k<sub>Ménard</sub> zijn de momenten groter dan met k<sub>BL</sub> omdat k<sub>Ménard</sub> veel groter is dan k<sub>BL</sub>.

## Grondverplaatsingen bepaald met Plaxis 2D/3D:

De horizontale grondverplaatsingen uit Plaxis 2D en 3D zijn ongeveer gelijk aan elkaar (zie Tabel 4-28 en Tabel 4-30). Als gevolg hiervan komen de paalverplaatsingen in MSheet zowel voor het IJsseldijkgeval als Loofgeval redelijk goed overeen. De grootte van de momenten is afhankelijk van de gebruikte beddingsconstante. Voor  $k_{Ménard}$  zijn de momenten groter en voor  $k_{Plaxis2D}$  zijn deze kleiner omdat  $k_{Ménard}$  veel groter is dan  $k_{Plaxis2D}$ .

Uit Plaxis 2D zijn de berekende momenten kleiner dan bij andere methoden. De paalverplaatsingen worden redelijk goed benaderd voor een relatief lage q. Hierbij dient vermeld te worden dat in Plaxis 2D de paal als een wand geschematiseerd wordt hetgeen ongeschikt is voor alleenstaande palen.



Israa Cherqaoui

4. Vergelijking van de methoden

40

Door grond horizontaal belaste palen

Eindrapport

# 5. Evaluatie horizontale grondvervormingen HW1 No-Recess

# 5.1 Inleiding [20]

De No-Recess "New Options for Rapid and Easy Construction of Embankments on Soft Soils" proeftuin betreft een (demonstratie-) onderzoek naar –voor Nederlandse begrippenniet conventionele funderingswijzen voor aardebanen voor rail- en weginfrastructuur.

In deze proef zijn geen palen geïnstalleerd. In het programma van eisen zijn grenzen gesteld aan de bouwtijd en de restzetting:

- Korte bouwtijden: minder dan 1,5 jaar
- Kleine restzettingen: minder dan 3 cm
- Minimalisatie bouwrisico's
- Minimalisatie van het overschot op de grondbalans
- Voldoende stijf gedrag van de baan bij dynamische belastingen
- Minimalisatie schade bij aanleg van (spoor)wegverbredingen

In januari 1998 is gestart met het bouwrijp maken van het No-Recess proefterrein in de Hoeksche Waard. Negen maanden later waren er 5 testbanen gerealiseerd (zie Figuur 5-1):

- Verticale drains met aardebaan (HW1 conventioneel, bedoeld als referentie)
- Gestabiliseerde grondkolommen met aardebaan (HW2)
- Gestabiliseerde grondwanden met aardebaan (HW3)
- Geotextiel ommantelde zandkolommen met aardebaan (HW4)

Houten palen en AuGeo palen met een baan van gestabiliseerde vrijkomende grond(HW5)
 Bij de No-Recess proef zijn uitgebreid metingen uitgevoerd van zettingen, verticale en

horizontale verplaatsingen in de ondergrond, waterspanningsmetingen en gronddrukmetingen. De metingen zijn in juni 2000 gestopt.

## Figuur 5-1, Bovenaanzicht proefterrein



Alle banen hebben de vorm van een oprit met een laag gedeelte van 1 meter boven maaiveld en een hoog gedeelte dat 5 meter boven het maaiveld ligt. Aan het einde van het hoge gedeelte is een denkbeeldige aansluiting op een kunstwerk gedacht met een beoogde restzetting van 0 cm.

In het kader van dit afstudeeronderzoek worden de gemeten horizontale grondverplaatsingen van HW1 gebruikt voor de validatie van de volgende modellen: IJsseldijk-Loof tabellen en Plaxis 2D. Vijf hellingmeters (INCP) zijn toegepast om horizontale deformaties te meten bij de teen en 5 m daar buiten. Fugro Ingenieursbureau heeft opdracht gekregen voor het leveren en installeren van een meetsysteem en het uitvoeren van geotechnische metingen.

# 5.2 Geometrie proefvak HW 1 [20]

## Aardebaan en grondprofiel

De ondergrond bestaat uit een samendrukbare laag van 9 m van klei en veen op het Holocene zandpakket. De ontwerpkarakteristieken zijn vermeld in Tabel 5-1. De aardebaan HW1 is aangelegd door HBW en gedimensioneerd door GeoDelft.

Tabel	5-1.	Ontwerr	okara	kteristi	eken	HW1
1 4001	· .,	One of the			UIIUII	

Variabele	Lage aardebaan	Hoge aardebaan
Zettingscompensatie + overhoogte	1,8m zand gedurende 1jaar	2,5m zand gedurende 1 jaar
Netto ophoging	1 m zand	5 m zand
Verticale drains (h.o.h)	1 m driehoekig grid	1 m driehoekig grid
Max. diepte drain	1 m boven zandlaag	1 m boven zandlaag

De baan is grotendeels volgens het ontwerp gerealiseerd. De verticale drains zijn toegepast tot 3 m buiten de teen van de baan. De toegepaste zettingscompensatie voor de hoge baan is 2,6 m en voor de lage baan 1,2 m. Er is geen overhoogte aangebracht voor de hoge baan, wel voor de lage baan met dikte 0,6 a 0,7 m. Uit ontwerpberekeningen blijkt dat de gestelde restzettingseis van 0,03 m na 2 jaar na aanbrengen van de baan alleen voor de lage ophoging kan worden gehaald.

In Tabel 5-2 is het grondprofiel gegeven volgens een uitgebreid grondonderzoek, zie Bijlage 3. De grondwaterstand is gelijk aan NAP-1,7 m.

Grondsoort	Diepte in [m] t.o.v. NAP	
	volgens uitgebreid onderzoek	
Klei (siltig)	-0,8 tot -1,9	
Zand	-1,0 tot -2,8	
Veen	-1,8 tot -6,8	
Klei (organisch)	-5,0 tot -8,5	
Veen	-8,0 tot -9,7	
Zand	-9,5	

Tabel 5-2, Grondlaagbeschrijving HW1

# Zettingen

De voorspelling van de eindzetting na 30 jaren is opgenomen in Tabel 5-3.

Tabel 5-3, Voorspelde eindzettingen en gemeten zettingen

Positie	Voorspelde eindzetting hoge baan	Voorspelde eindzetting lage baan	Meting na 800 dagen hoge baan [m]
	[m]	[m]	
Midden van de baan	2,6	1,2	2,09
Kruinlijn langstalud	2,5	1,1	2,05
Midden van het langstalud	1,9	0,8	-
Teen van het langstalud	0,5	0,4	0,24
2 m uit de teen langstalud	0,2	0,1	-
5 m uit de teen langstalud	0,1	0,1	-

Verwacht werd dat 80 % van de eindzetting van de hoge baan na 6 maanden zou worden bereikt. Dat is ter plaatse van het midden van de hoge baan; 2,1 m.

De zakbaken (SETP) zijn geplaatst om de verticale verplaatsingen van het oorspronkelijke maaiveld te meten. De hoge baan is in 130 dagen op een hoogte van 7,4 m gebracht.

250 Dagen na start ophogen is een zetting gemeten van 1,95 m midden onder de baan (zie Bijlage 6, SETP 1-7). Op 800 dagen is de gemeten zetting 2,09 m onder de hoge baan.

Ter plaatse van de kruinlijn van de hoge baan is na 800 dagen een zetting gemeten van 2,05 m (SETP 1-4). Aan de teen is dat 0,24 m (SETP 1-6).

De lage baan is in 100 dagen op een hoogte van 2,6 m gebracht. 400 Dagen na start ophogen is een zetting gemeten van 0,6 m (SETP 1-14).

De gemeten zettingen zijn onder de hoge baan 10 - 20 % minder dan de voorspelde zettingen; onder de lage baan is dat verschil een stuk groter. In het No-Recess rapport is aangegeven dat er een werkvloer aangebracht was voordat de metingen waren gestart. Door deze werkvloer zijn niet gemeten zettingen opgetreden, naar verwachting in de orde van 0,1 m. Met de gemeten zettingen is op basis van ervaring een prognose gemaakt van de restzettingen, deze is vermeld in Tabel 5-4.

#### Tabel 5-4, Prognose restzetting

Tijdsperiode na aanvang ophoging	Restzetting hoge baan [m]	Restzetting lage baan [m]
300 – 10.000 dagen	0,20 - 0,29	0,05 - 0,11
600 – 10.000 dagen	0,11 - 0,20	0,03 - 0,09
700 – 10.000 dagen	0,10-0,19	0,02 - 0,08

## Horizontale grondverplaatsingen

In Tabel 5-5 zijn de horizontale vervormingen gegeven naast de hoge baan na 853 dagen vanaf start ophogen. Gezocht is naar de maximale horizontale vervorming. De diepte waarop deze is gemeten is in de tabel opgenomen. In Figuur 5-2 is de ligging van de hellingmeetbuizen gegeven. De meetbuis (1-3) was buiten gebruik en is verder niet beschouwd.

In Bijlage 8 zijn de horizontale grondverplaatsingen van de hoge aardebaan gegeven als functie van de tijd. In de meeste metingen nemen de horizontale vervormingen consequent toe in de tijd. Dat betekent dat bij sommige metingen de vervormingen afnemen in de tijd (variërend tussen 1 à 10 mm), dit kan liggen aan meetafwijkingen. Zie Bijlage 12.

Positie	Diepte t.o.v. NAP [m]	Horizontale verplaatsing [mm]
4 m uit koptalud (1-1)	-4,3	92
Teen koptalud (1-2)	-4,8	250
Teen langstalud (1-4)	-4,3	306
5 m uit langstalud (1-5)	-3,6	173

Tabel 5-5, Horizontale vervormingen na 853 dagen





De wateroverspanningen ten gevolge van de ophoging zijn voor een groot deel verdwenen op ca. 400 dagen na start ophogen (zie Bijlage 5). Dit betekent dat het primaire deel van de zettingen dan vrijwel is opgetreden en dat alleen nog secundaire zettingen te verwachten zijn. In Bijlage 5 is ook te zien dat de wateroverspanning tussen 400 en 800 dagen weer toeneemt. Dit kan veroorzaakt worden door schuifvervormingen aangezien de zettingen niet te veel toenemen in deze periode.

In Figuur 5-3 staat een plattegrond van HW1 met de gebruikte meetinstrumenten en in de onderstaande figuren zijn langs- en dwarsdoorsneden gegeven van de hoge en lage aardebaan.

5.No-Recess validatie

Israa Cherqaoui

Figuur 5-3, HW1 plattegrond met verticale drains











46

# 5.3 Plaxis modellering

In de berekeningen wordt de hoge aardebaan gemodelleerd waar de hellingmeetbuizen geïnstalleerd zijn, zie Figuur 5-2). Deze wordt met een *axiaalsymmetrische* schematisering gemodelleerd (zie Figuur 5-8) met Soft Soil en Hardening Soil modellen. Voor het model is een straal van 80 m gekozen gelijk aan 9 keer de dikte van de slappe lagen (ca. 9 m). De onderkant van het model wordt op 5 m onder het slappe lagenpakket in de zandlaag gekozen. In het model wordt gekeken naar de "eindsituatie" d.w.z dat de berekeningen gedraineerd worden uitgevoerd. Er worden geen drains geïnstalleerd en de permeabiliteit van de bodemlagen is niet van toepassing ( $k_x = k_y = 0$  m/dag). Met "eindsituatie" wordt bedoeld eind van de consolidatieperiode. Zoals in paragraaf 5.2 vermeld, zijn de wateroverspanningen voor een groot deel verdwenen na 400 dagen.

Het grondprofiel wordt bepaald volgens sonderingen DKMP 1-1 t/m 1-3 in Bijlage 3. Deze laatste zijn op de hoge aardebaan uitgevoerd (zie Bijlage 4). In Bijlage 8 is te zien dat de horizontale grondverplaatsingen bij INCP 1-2 aan het maaiveld veel kleiner (zelfs negatief) zijn dan bij INCP 1-4. De oorzaak kan liggen aan de dikte van de topzandlaag. Er worden dus twee varianten voor het grondprofiel aangenomen; "Variant 1" met een dikte van de bovenzandlaag van 0,6 m en "variant 2" met een dikte van 1 m (zie Tabel 5-6 en Figuur 5-7). De berekeningen met "Variant 1"worden vergeleken met metingen uit INCP 1-4 en 1-5, en met "Variant 2" met metingen uit INCP 1-1 en 1-2.

Grondsoort	Variant 1	Variant 2
Klei (siltig)	-0,8	-0,8
Zand	-1,1	-1,1
Veen (1)	-1,7	-2,1
Klei (organisch)	-6,4	-6,4
Veen (2)	-8,3	-8,3
Zand	-9,5	-9,5

Tabel 5-6	Grandprofiel	hoge aardebaan	(dientes in [m	ltov NAP)
1 aber 3-0,	Gronuproner	noge aaruevaan	(unepies in [in	$\mathbf{J}$ $\mathbf{L}$

De consolidatieperiode is ingeschat met behulp van de methode Casagrande [14][29], zie Bijlage 7. Deze bedraagt ca.400 dagen met een zetting van 2,03 m voor "variant 1", bepaald uit SETP 1-7 in Bijlage 6.

Indien de berekende zettingen goed overeen komen met de gemeten zettingen, kan aangenomen worden dat de berekende horizontale grondvervormingen vergeleken kunnen worden met de gemeten horizontale grondvervormingen. In dit geval (eind consolidatieperiode) worden de berekeningen met metingen op dag 403 vergeleken.

Voor "variant 2" wordt dezelfde consolidatieperiode aangenomen met een zetting gelijk aan 1,95 m (SETP 1-3).

Gezien de grote mate van vervorming wordt een UPDATED MESH gebruikt om de situatie beter te modelleren. Zonder UM treedt er overigens een soort bezwijkmechanisme op. De UM-procedure heeft een stabiliserende werking op het rekenproces. Updated-water-pressureprocedure is ook toegepast om onderwaterzakken te simuleren.





Figuur 5-8, Axiaalsymmetrische schematisatie



# 5.3.1 Grondmodellen

De validatie is uitgevoerd in 2 varianten voor het grondmodel in de slappe klei- en veenlagen; het Soft Soil-model (SS) en het Hardening Soil-model (HS). Voor modelbeschrijvingen zie paragraaf 3.1.2.

De zandophoging wordt gemodelleerd met Mohr Coulomb (MC) met een toenemende stijfheid met de diepte. Gebleken is dat toepassing van het MC-model voor de zandophoging leidt tot een stabieler rekenproces. De diepe zandlaag is gemodelleerd met het HS-model. Dit leidt tot de volgende varianten:

Soft Soil-variant

- Zandophoging MC-model
- Slappe lagen SS-model
- Diepe zandlagen HS-model

Hardening Soil-variant

- Zandophoging MC-model
- Slappe lagen HS-model
- Diepe zandlagen HS-model

In paragraaf 5.3.2 en 5.3.3 is een toelichting gegeven op de keuze van de parameters.

# 5.3.2 Soft Soil model

In Tabel 5-8 zijn de invoerparameters gegeven van het Soft Soil model (SS), de zandlagen worden met Hardening Soil (HS) gemodelleerd en de invoerparameters staan in Tabel 5-10. De zandophoging wordt gemodelleerd met Mohr Coulomb (MC) met een toenemende stijfheid met de diepte, zie Tabel 5-7. De ophoging wordt in fasen gebracht.

Grondsoort	Mat. model	γ <sub>d</sub> [kN/ m <sup>3</sup> ]	$\gamma_n$ [kN/ m <sup>3</sup> ]	E <sub>ref</sub> [kN/ m <sup>2</sup> ]	ν	c <sub>ref</sub> [kN/ m <sup>2</sup> ]	φ' [°]	Ψ [°]	E <sub>incr</sub> [kN/m <sup>2</sup> /m]	y <sub>ref</sub> [m]
Zandophoging	MC	18	20	5000	0,3	1	32,5	2,5	1000	7

Grondsoort	Materiaal	γ <sub>d</sub>	γn	λ*	ĸ	λ*/κ*	c'	φ'	Ψ	$v_{ur}$	$K^{NC}$
	model	$[kN/m^3]$	$[kN/m^3]$				$[kN/m^2]$	[°]	[°]		
Klei (toplaag)	SS	15	15	0,1	0,033	3	1	22,5	0	0,15	0,617
Zand	HS	18	20	-	-	-	1	32,5	2,5	0,2	0,463
Veen (1)	SS	11,2	11,2	0,20	0,08	2,4	3,7	17,9	0	0,15	0,693
Klei (organisch)	SS	13,9	13,9	0,15	0,09	1,7	0,6	22,3	0	0,15	0,621
Veen (2)	SS	12,2	12,2	0,22	0,07	3,2	5,5	19,3	0	0,15	0,669
Zand (bodemlaag)	HS	19	21	-	-	-	1	34	4	0,2	0,441

De grondparameters van de slappe lagen (m.u.v de toplaag) zijn bepaald aan de hand van de uitgevoerde triaxiaal- en samendrukkingsproeven. Voor elke parameter is een gemiddelde waarde uit de proefverzameling berekend. Uit triaxiaalproeven (CU) volgen c' en  $\varphi'$  en uit samendrukkingsproeven  $\lambda^*$  en  $\kappa^*$ . In Bijlage 9 is een overzicht van de proefresultaten gegeven. Het volumieke gewicht is zowel bij triaxiaal- als samendrukkingsproeven bepaald. Ook hiervan is een gemiddelde waarde berekend.

Voor het bepalen van  $\lambda^*$  en  $\kappa^*$  zijn twee methodes gehanteerd.

- 1.  $\lambda^* = \frac{1}{C_p}$  en  $\kappa^* \approx \frac{2}{C_p}$  [8] (met Koppejan parameters)
- 2.  $\lambda^* = b$  en  $\kappa^* \approx 2a$  [14] [17](met a-b-c isotachenmodel parameters [23])
- $\lambda^*$  = Samendrukkingsindex, bepaalt de stijfheid van het materiaal bij primaire belasting
- $\kappa^*$  = Zwellingsindex, bepaalt de stijfheid van het materiaal bij ontlasting en herbelasting (elastisch gedrag)

Volgens de Plaxis-handleiding geldt de verhouding  $\frac{\lambda^*}{\kappa^*} = 3 - 7$  voor een Soft Soil-model. Er wordt gekozen voor methode 2 omdat de parameterbepaling voor het isotachenmodel

theoretisch beter aansluit op het Soft Soil-model in combinatie met de Updated-Mesh-

procedure [14] [17]. Tevens geeft deze methode een betere verhouding van  $\frac{\lambda^*}{\kappa^*}$  dan methode

1, zie Tabel 5-9.

Tabel 5-9, Verhouding  $\lambda^*\!/\kappa^*$  volgens methode 1 en 2

Grondsoort	$\lambda^*/\kappa^*(1)$	$\lambda^*/\kappa^*$ (2)
Veen (1)	1,6	2,4
Klei (organisch)	1,1	1,7
Veen (2)	2	3,2

De parameters van de andere grondlagen (ophoging, zandlagen en klei toplaag) zijn m.b.v tabel 1 NEN 6740-2005, Plaxis-handleiding en sonderingen bepaald. Voor de kleilaag (toplaag) is gekozen voor slap, zwak zandige klei en voor de zandlaag schoon matig vast zand.

Voor de dilatantiehoek ( $\psi$ ) is gekozen:

- $\psi = 0$  voor klei en veen
- $\psi = \varphi 30^\circ$  voor zand

De waarde van de dwarscontractiecoëfficiënt ( $v_{ur}$ ) ligt volgens Plaxis-handleiding tussen 0,1 en 0,2. Voor een SS-model is een waarde van 0,15 gebruikelijk.

De waarde van  $K_0^{NC}$  wordt bepaald met de formule van Jaky :  $K_0^{NC} = 1 - \sin \varphi$ 

De berekeningen zijn uitgevoerd met een OCR =1,0.

Voor het grondprofiel van "variant 1" zijn de volgende resultaten gevonden:

Max. zetting	Max. horizontale grondverpl. aan de	Max. horizontale grondverpl. 5 m uit de
[m]	teen [mm]	teen [mm]
2,49	323 op NAP – 5,4 m	113 op NAP – 4,9 m



Deformed Mesh Extreme total displacement 2,49 m (displacements at true scale)

Voor het grondprofiel van "variant 2" zijn de volgende resultaten gevonden:

Max. zetting	Max. horizontale grondverpl. aan de	Max. horizontale grondverpl. 5 m uit de					
[m]	teen [mm]	teen [mm]					
2,21	282 op NAP – 5,2 m	103 op NAP – 5,1 m					



Deformed Mesh Extreme total displacement 2,22 m (displacements at true scale)

# 5.3.3 Hardening Soil model

In Tabel 5-10 zijn de invoerparameters gegeven van het HS-model. De zandophoging wordt gemodelleerd met MC met een toenemende stijfheid met de diepte, zie Tabel 5-7.

Grondsoort	γ <sub>d</sub> [kN/ m <sup>3</sup> ]	$\frac{\gamma_n}{[kN/m^3]}$	E <sup>ref</sup> [kN/ m <sup>2</sup> ]	$E_{oed}^{ref}$ [kN/ m <sup>2</sup> ]	$\frac{E_{ur}^{ref}}{[\mathbf{kN/m}^2]}$	m	c <sub>ref</sub> [kN/ m <sup>2</sup> ]	φ' [°]	Ψ [°]	Vur	p <sup>ref</sup> [kN/ m <sup>2</sup> ]	$K_0^{NC}$
Klei (toplaag)	15	15	2000	1000	6.000	1	1	22,5	0	0,2	100	0,617
Zand	18	20	30.000	30.000	90.000	1⁄2	1	32,5	2,5	0,2	100	0,463
Veen (1)	11,2	11,2	600	499	1440	1	3,7	17,9	0	0,2	100	0,693
Klei (organisch)	13,9	13,9	1150	646	2300	1	0,6	22,3	0	0,2	100	0,621
Veen (2)	12,2	12,2	900	458	2880	1	5,5	19,3	0	0,2	100	0,669
Zand (bodemlaag)	19	21	35.000	35.000	105.000	1⁄2	1	34	4	0,2	100	0,441

Tabel 5-10, HS-model invoerparameters

De grondparameters van de slappe lagen (m.u.v de toplaag) zijn bepaald aan de hand van de uitgevoerde triaxiaal- en samendrukkingsproeven. Voor elke parameter is een gemiddelde waarde uit de proefverzameling berekend. Uit triaxiaalproeven (CU) worden c',  $\varphi$ ',  $E_{50:undr}$  en

 $E_{50}^{ref}$  bepaald en uit samendrukkingsproeven  $E_{oed}^{ref}$ . In Bijlage 9 is een overzicht van de proefresultaten gegeven. De parameters van de andere grondlagen (ophoging, zandlagen en klei toplaag) zijn m.b.v tabel 1 NEN 6740-2005, Plaxis-handleiding en sonderingen bepaald. Voor de kleilaag (toplaag) is gekozen voor slap, zwak zandige klei en voor de zandlaag schoon matig vast zand.

De  $E_{oed}^{ref}$  waarden worden bepaald met:

$$E_{oed}^{ref} = \frac{p^{ref}}{\lambda^*}$$

In het HS-model geldt  $E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma_1}{P^{ref}}\right)^m$  met m = 1 voor klei- en veenlagen.

De  $E_{50}^{ref}$  waarden worden als volgt bepaald:

Uit tabel 28 van de CUR-rapport 2003-7 [18] is het volgende verband gegeven tussen  $E_{50;undr}$  en  $E_{50;u}$ :

$$E_{50;dr} = \frac{(1+\nu)}{(1+\nu_{undr})} E_{50;undr} = f \cdot E_{50;undr}$$

De keuze van de factor f is moeilijk en de waarden uit de CUR-rapport 2003-7 lopen uiteen; 0,25 < f < 0,7. Er wordt in dit geval aangenomen dat f = 0,3.

Volgens de Plaxis-handleiding geldt de volgende formule voor een standaard gedraineerde triaxiaalproef waaruit de  $E_{50}^{ref}$  bepaald kan worden:

$$E_{50;dr} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi' + \sigma_3 \sin \varphi'}{c \cos \varphi' + p^{ref} \sin \varphi'} \right)^m$$

Om aan betere waarden van  $E_{50;d}$  te komen kunnen deze momenteel in de nieuwe versie van Plaxis 2D, versie 8.3, eenvoudig bepaald worden uit (CD) triaxiaalproeven.

Voor de klei- en veenlagen zijn de volgende verhoudingen over het algemeen waargenomen: (vuistregel)

De  $E_{50}^{ref} \approx 2 E_{oed}^{ref}$  en  $E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}$ . De verhouding  $\frac{E_{ur}^{ref}}{E_{50}^{ref}}$  wordt bij voorkeur gelijk gesteld aan de verhouding  $\frac{\lambda^*}{\kappa^*}$  in Tabel 5-8.

Door het programma Plaxis wordt de volgende verhouding gesuggereerd  $\frac{E_{ur}^{ref}}{E_{so}^{ref}} \ge 2$ ; dit

betekent dat voor de kleilaag (organisch) deze verhouding gelijk wordt gesteld aan 2 i.p.v. 1,7 (zie Tabel 5-11).

Tabel 5-11, Bepaling van  $E_{ur}^{ref}$  waarden

Grondsoort	$\frac{E_{ur}^{ref}}{E_{50}^{ref}}$
Veen (1)	2,4
Klei (organisch)	2
Veen (2)	3,2

Uit de proefresultaten volgt voor veen  $E_{50}^{ref} \approx 5E_{oed}^{ref}$  en voor klei  $E_{50}^{ref} \approx 13E_{oed}^{ref}$ . Deze verhoudingen zijn veel groter dan die in de bovengenoemde vuistregel. Vanwege rekenproces redenen van het programma Plaxis kunnen de verhoudingen uit de proefresultaten tussen  $E_{50}^{ref}$  en  $E_{oed}^{ref}$  niet gehandhaafd worden. Uit het programma Plaxis wordt de volgende marge

gesuggereerd voor deze verhouding  $1,1 \le \frac{E_{50}^{ref}}{E_{oed}^{ref}} \le 2$ .

In dit geval wordt prioriteit aan de parameter  $E_{oed}^{ref}$  gegeven. Getracht is de  $E_{oed}^{ref}$  waarde vast te houden (zoals in Bijlage 9 bepaald) en de  $E_{50}^{ref}$  te verlagen. Zie Tabel 5-10 voor de invoerwaarden.

Er zijn triaxiaalproeven in Plaxis gesimuleerd om na te gaan of de bepaalde  $E_{50}^{ref}$  waarden in Bijlage 9 correct zijn. Uit deze proeven wordt de  $E_{50;undr}$  bepaald en vergeleken met de waarden in Bijlage 9. In Bijlage 13 zijn de q'- -  $\varepsilon_1$  grafieken weergegeven voor een klei- en een veenmonster. Hieruit is te concluderen dat de  $E_{50}^{ref}$  zoals bepaald in Bijlage 9 betere resultaten geeft maar vanwege de beperking van het programma wordt de prioriteit aan  $E_{oed}^{ref}$ gegeven en wordt  $E_{50}^{ref}$  verlaagd zoals eerder vermeld.

In de Plaxis-handleiding is aangegeven dat voor zandlagen volgende verhoudingen over het algemeen zijn waargenomen: (vuistregel) De  $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$  en  $E_{wr}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}$ .

Voor slappe grond wordt een waarde van m = 1 aanbevolen en voor zand m = 0,5.

Voor de dilatantiehoek ( $\psi$ ) is gekozen:

- $\psi = 0$  voor klei en veen
- $\psi = \varphi 30^\circ$  voor zand

Voor de dwarscontractiecoëfficiënt ( $v_{ur}$ ) wordt in de Plaxis-handleiding een waarde van 0,2 voorgesteld.

De waarde van  $K_0^{NC}$  wordt bepaald met de formule van Jaky :  $K_0^{NC} = 1 - \sin \varphi$ 

De berekeningen zijn uitgevoerd met een OCR =1,0.

Voor het grondprofiel van "variant 1" zijn de volgende resultaten gevonden:

Max. zetting [m]	Max. horizontale grondverpl. aan de teen [mm]	Max. horizontale grondverpl. 5 m uit de teen [mm]
2,47	378 op NAP – 5,8 m	155 op NAP – 5,0 m





Voor het grondprofiel van "variant 2" zijn de volgende resultaten gevonden:

Max. zetting	Max. horizontale grondverpl. aan de	Max. horizontale grondverpl. 5 m uit de	
լայ	teen [mm]	teen[mm]	
2,20	275 op NAP – 6,7 m	127 op NAP – 5,0 m	



Deformed Mesh Extreme total displacement 2,20 m (displacements at true scale)

# 5.4 IJsseldijk – Loof tabellen

Meestal is het niet duidelijk of het een IJsseldijk of een Loof geval betreft en dit heeft consequenties voor de resultaten. De beschouwde situatie lijkt meer op een Loof geval met de aanwezigheid van de zandlaag. Hieronder worden de beperkingen van deze methode genoemd:

- Lineair elastisch grondgedrag
- De slappe grondlagen worden geschematiseerd als één homogeen isotrope laag
- De dwarscontractiecoëfficiënt (v) is 0,5 (volumevast materiaal)
- Uniform gelijkmatig verdeelde bovenbelasting.

Deze methode wordt alleen voor het grondprofiel met "Variant 1" toegepast. Er wordt eerst een Loof geval uitgewerkt en daarna worden voor een IJsseldijk geval alleen de resultaten gepresenteerd.

# 5.4.1 Loof

Voor de rekstijve bovenlaag wordt de eerste kleilaag (toplaag) en de zandlaag genomen. Deze heeft een dikte van 0,9 m voor een grondprofiel van variant 1. De dikte van de slappe grondlaag is 7,8 m. Om gebruik te maken van de Loof-tabel wordt de doorsnede als volgt geschematiseerd (Figuur 5-9).





A = aan de teen van de ophoging.

B = 5 m uit de teen.

$\mathbf{x} = \mathbf{t} / \mathbf{h}$	1	2	3	4
Α	2 / 7,8	6 / 7,8	10 / 7,8	13,5 / 7,8
В	7 / 7,8	11 / 7,8	15 / 7,8	18,5 / 7,8
$q [kN/m^2]$	36	36	36	27

De elasticiteitsmodulus van de slappe lagen wordt volgens de volgende formule bepaald [2]:

 $E = 1,25 \frac{p \cdot h}{z} = 1,25 \frac{135 \cdot 7,8}{2,13} = 618 \text{ kN/m}^2$   $p = \gamma_{zand} \cdot h_{ophoging} = 18 \cdot 7,5 = 135 \text{ kN/m}^2 \text{ (belasting)}$  h = 7,8 m (slappe laagdikte) z = 2,13 m (gemeten zetting), zie uitleg bij Tabel 5-14

Om de berekende horizontale grondverplaatsingen later met de metingen te kunnen vergelijken is in bovenstaande formule de eindzetting (2,13 m) ingevuld. In Tabel 5-12 zijn de horizontale grondverplaatsingen gegeven voor een terrasbelasting. De volledige uitwerking is gegeven in Bijlage 10.

Diepte in [m] t.o.v NAP	y (Loof tabel)	Hor. grondverpl. aan de teen [mm]	Hor. grondverpl. 5 m uit de teen [mm]
-1,7	0	0	0
-3,26	0,2	105	31
-4,82	0,4	160	51
-6,38	0,6	162	52
-7,94	0,8	108	35
-9,5	1	0	0

Tabel 5-12, Horizontale grondverplaatsingen bepaald m.b.v. Loof-tabel

Uit bovenstaande tabel is te zien dat de horizontale grondverplaatsingen onderschat worden met Loof tabellen in vergelijking tot de metingen.

# 5.4.2 IJsseldijk

Op een vergelijkbare wijze is het IJsseldijk geval uitgewerkt. De dikte van de slappe grondlaag is gelijk aan 8,7 m. In Tabel 5-13 zijn de resultaten gepresenteerd voor een terrasbelasting. De volledige uitwerking is gegeven in Bijlage 11.

Diepte in [m] t.o.v NAP	y (IJsseldijk tabel)	Hor. grondverpl. aan de teen [mm]	Hor. grondverpl. 5 m uit de teen [mm]
-0,8	0	515	378
-2,54	0,2	507	345
-4,28	0,4	456	296
-6,02	0,6	356	223
-7,76	0,8	205	123
-9,5	1	0	0

Tabel 5-13, Horizontale grondverplaatsingen bepaald m.b.v. IJsseldijk-tabel

Uit bovenstaande tabel is te zien dat de horizontale grondverplaatsingen overschat worden met IJsseldijk tabellen in vergelijking tot de metingen.
## 5.5 Vergelijking van berekeningen met metingen

In Tabel 5-14 zijn de (geschatte) zettingen, eind consolidatieperiode op dag 400, naast de berekende zettingen met SS- en HS-model gegeven. Een werkvloer was aangebracht voordat de metingen gestart waren. Hierdoor zijn niet gemeten zettingen opgetreden, geschat in de orde van 0,1 m. Deze waarde wordt opgeteld bij de zettingen bepaald in paragraaf 5.3.

Tabel 5-14, Vergelijking van berekende zettingen met gemeten zettingen (eind consolidatieperiode)

	Zetting
	[m]
Variant 1 (meting)	2,13
SS 1	2,49
HS 1	2,47
Variant 2 (meting)	2,05
SS 2	2,21
HS 2	2,20

Uit Tabel 5-14 is te zien dat de berekende zettingen van "Variant 1" en "Variant 2" met 16 % resp. 8 % groter zijn dan de metingen. Een verklaring voor het verschil tussen de metingen en de berekeningen kan liggen aan de spreiding van de parameters. Aangenomen kan worden dat de berekende horizontale grondverplaatsingen ook 8 à 16 % overschat zijn.

Om de berekende horizontale grondverplaatsingen met de metingen te kunnen vergelijken worden de stijfheidsparameters (E,  $\lambda^*$  en  $\kappa^*$ ) van "Variant 1" en "Variant 2" met de factoren 1,16 resp.1,08 aangepast. De E-moduli van HS-model worden vermenigvuldigd met de bijbehorende factor en de  $\lambda^*$  en  $\kappa^*$  van SS-model worden gedeeld door de factor. In Tabel 5-15 zijn de (aangepaste) invoerparameters van "Variant 1"gegeven. Op dezelfde manier worden de parameters van "Variant 2" bepaald.

Grondsoort	SS-model			HS-model	
	$\lambda^*$	κ*	$E_{50}^{\it ref}$	$E_{oed}^{ref}$	$E_{ur}^{ref}$
	[-]	[-]	$[kN/m^2]$	$[kN/m^2]$	$[kN/m^2]$
Klei (toplaag)	0,086	0,028	2330	1164	6990
Zand	-	-	35.000	35.000	105.000
Veen (1)	0,172	0,069	700	580	1680
Klei (organisch)	0,129	0,077	1340	754	2680
Veen (2)	0,189	0,060	1050	533	3360
Zand (bodemlaag)	-	-	40.000	40.000	120.000

Tabel 5-15, Aangepaste invoerparameters van SS- en HS-model voor "Variant 1"

In Tabel 5-16 zijn de (aangepaste) berekeningen en de metingen gegeven. De berekende zettingen zijn nagenoeg gelijk aan de metingen, binnen een marge van 2 à 5 %.

In paragraaf 5.6 zijn grafieken gegeven van de metingen en de berekende horizontale grondverplaatsingen over de hele diepte.

	Zetting	Max. hor. grondverpl. aan	Afwijking	Max. hor. grondverpl. 5 m	Afwijking
	[m]	de teen [mm]	%	uit de teen [mm]	%
Variant 1	2,13	<b>293</b> op NAP –3,7 m	-	<b>167</b> op NAP –3,6 m	-
SS 1	2,24	298 op NAP –5,3 m	+ 2	108 op NAP –4,9 m	- 35
HS 1	2,24	349 op NAP –5,8 m	+ 19	143 op NAP –5,0 m	- 14
Variant 2	2,05	<b>244</b> op NAP –4,8 m	-	<b>84</b> op NAP –4,3 m	-
SS 2	2,10	267 op NAP –5,4 m	+ 9	99 op NAP –5,1 m	+ 18
HS 2	2,10	262 op NAP –6,8 m	+ 7	123 op NAP –5,1 m	+ 46

Tabel 5-16, Vergelijking van Plaxis resultaten met metingen (eind consolidatieperiode)

In Tabel 5-17 worden de resultaten van IJsseldijk–Loof tabellen met Plaxis-berekeningen en met de metingen vergeleken. Hierbij dient vermeld te worden dat in Plaxis Plane Strain is gemodelleerd, zodanig dat de resultaten met IJsseldijk–Loof tabellen vergeleken kunnen worden.

Tabel 5-17,	Vergelijking va	ın IJsseldijk–L	oof resultaten n	net Plaxis en 1	metingen (ein	d consolidatieperiode)
-------------	-----------------	-----------------	------------------	-----------------	---------------	------------------------

	Zetting	tting Max. hor. grondverpl. aan		Max. hor. grondverpl. 5 m	Afwijking
	[m]	de teen [mm]	%	uit de teen [mm]	%
Variant 1	2,13	<b>293</b> op NAP –3,7 m	-	<b>167</b> op NAP –3,6 m	-
SS 1 (Pl.Strain)	2,24	468 op NAP –3,8 m	+ 60	221 op NAP –3,5 m	+ 32
HS 1 (Pl.Strain)	2,24	550 op NAP –5,9 m	+ 88	312 op NAP –3,4 m	+ 87
Loof		162 op NAP –6,4 m	- 45	52 op NAP –6,4 m	- 69
IJsseldijk		515 op NAP –0,8 m	+ 76	378 op NAP –0,8 m	+126

In Tabel 5-18 zijn relevante waarden gegeven van zettingen en horizontale grondverplaatsingen op verschillende periodes. De bovenstaande berekeningen zijn gedaan voor de eerste rij van deze tabel; einde consolidatie periode. In de tweede rij staan de gegevens van de laatste meting op dag 853 en in de derde rij zijn zettingen en horizontale grondverplaatsingen op dag 10.000 geëxtrapoleerd, zie Bijlage 6 en Bijlage 12. Opvallend is dat de verhouding, op verschillende periodes, van de horizontale en verticale verplaatsingen gelijk blijft.

Er zouden extra berekeningen gedaan kunnen worden voor de laatste twee rijen.

- Voor de laatste metingen op dag 853 gelden de volgende verhoudingen t.o.v. einde consolidatieperiode:
- Zettingen  $\rightarrow 3\%$ Hor.grondverpl.  $\rightarrow 7\%$
- Voor de extrapolatie op dag 10.000 gelden de volgende verhoudingen t.o.v. einde consolidatieperiode:

Zettingen  $\rightarrow 12\%$ Hor.grondverpl.  $\rightarrow 19\%$ 

Om deze berekeningen te kunnen uitvoeren moeten de stijfheidparameters aangepast worden t.o.v. einde consolidatieperiode met de verhoudingen 3 en 12 % zoals eerder gedaan in Tabel 5-15.

Tabel 5-18, Relevante gegevens voor	r verdere berekeningen
-------------------------------------	------------------------

	Dag	Zetting [m]	Max. hor. verpl [mm]	Verhouding [%] Zetting/max.hor.verpl
Einde consolidatie	400	2,13	285	13,4
Laatste meting	853	2,19	306	14
Extrapolatie dag 10.000	10.000	2,38	340	14

### 5.6 Evaluatie van de resultaten

#### Plaxis

De stijfheidsparameters van de materiaalmodellen SS en HS zijn aan de hand van de uitgevoerde triaxiaal- en samendrukkingsproeven bepaald. Hierbij dient vermeld te worden dat de invoerparameters geen kruip bevatten. De Plaxis-berekeningen zijn met de metingen op dag 400 (eind consolidatieperiode) vergeleken. Eind van deze periode is een deel van de kruip ook opgetreden. Dat betekent dat de metingen, met kruip, vergeleken worden met berekeningen zonder kruip. Het is van tevoren bekend dat de berekende grondverplaatsingen enigszins onderschat worden.

De resultaten van Plaxis, met een axiaalsymmetrisch model, worden met de metingen vergeleken. Het SS-model geeft in drie gevallen een overschatting van de maximale horizontale grondverplaatsingen tussen 2 en 18 %. Voor het geval van "Variant 1", 5 m uit de teen, geeft dit integendeel een onderschatting van 35 %.

Het HS-model geeft in drie gevallen een overschatting tussen 7 en 46 %. Ook hier geldt een onderschatting van "Variant 1", 5 m uit de teen, met 14 %.

Een reden waarom HS-model grotere horizontale grondverplaatsingen geeft dan SS-model kan liggen aan de (hogere) waarde van de dwarscontractiecoëfficiënt ( $v_{ur}$ ). Er wordt aanbevolen om de berekeningen van HS-model met een  $v_{ur}$  van 0,15 uit te voeren en de resultaten daarvan te evalueren.

Uit bovengenoemde afwijkingen blijkt dat in drie gevallen van de vier SS-model betere resultaten geeft dan HS-model. Onduidelijk is echter waarom bij " variant 1" 5 m uit de teen, de maximale horizontale grondvervormingen onderschat worden. In dit geval geeft HS-model betere resultaten.

De bovengenoemde afwijkingspercentages gelden alleen voor de maximale grondvervormingen. Het verloop van de horizontale grondverplaatsingen zowel bij SS- als HS-model komt over het algemeen goed overeen met de metingen. In de beschouwde situatie geeft SS-model een beter verloop dan HS.

"Variant 2" (grondprofiel met een dikkere zandlaag) geeft betere resultaten dan "Variant 1", waarschijnlijk lijkt deze meer op de werkelijkheid. In Bijlage 3 is ook te zien dat in twee van de drie sonderingen de zandlaag wat dikker is.

Hieruit kan geconcludeerd worden dat SS- en HS-model een realistisch beeld kunnen geven van de horizontale grondverplaatsingen mits de berekende zettingen gekalibreerd worden met de gemeten zettingen.

#### IJsseldijk–Loof tabellen

De resultaten van IJsseldijk–Loof tabellen worden aan de metingen getoetst. Om deze resultaten ook met Plaxis te kunnen vergelijken wordt het model plane strain gesimuleerd. Bij de methode IJsseldijk–Loof is de gemeten zetting in de formule van E-modulus ingevuld, dat betekent dat de berekende horizontale vervormingen rechtstreeks vergeleken kunnen worden met de metingen.

Looftabel geeft resultaten die 45 à 70 % lager zijn dan de metingen en IJsseldijktabel geeft waarden die 75 à 125 % hoger zijn. Zoals in paragraaf 5.4 vermeld, lijkt de beschouwde situatie meer op een Loofgeval. Aan de resultaten is te zien dat Loof beter scoort dan IJsseldijk en het verloop van de horizontale grondvervormingen is beter.

De resultaten van Plaxis met een plane strain model zijn aanzienlijk groter dan met een axiaal symmetrisch model. Hieruit kan geconcludeerd worden dat de beschouwde situatie absoluut niet Plane Strain gemodelleerd mag worden en dat de methode IJsseldijk–Loof hier niet geschikt voor is.

Voor een grondprofiel van "variant 1"







Figuur 5-11, Horizontale grondverplaatsingen uit Plaxis 5 m uit de teen (Variant 1)



#### Figuur 5-12, Horizontale grondverplaatsingen uit IJsseldijk-Looftabellen en Plaxis aan de teen (Variant 1)



Figuur 5-13, Horizontale grondverplaatsingen uit IJsseldijk-Loof tabellen en Plaxis 5 m uit de teen (Variant 1)

Voor een grondprofiel van "variant 2"



Figuur 5-14, Horizontale grondverplaatsingen uit Plaxis aan de teen (Variant 2)



Figuur 5-15, Horizontale grondverplaatsingen uit Plaxis 5 m uit de teen (Variant 2)

# 6. Conclusies en aanbevelingen

Indien verticale belastingen op het maaiveld worden aangebracht ontstaan in weinig draagkrachtige gronden naast verticale verplaatsingen ook horizontale grondverplaatsingen. Bestaande en nieuwe palen in de omgeving ondervinden hierdoor horizontale belastingen. In het kader van dit onderzoek is naar de horizontale grondverplaatsingen en naar de grond-paal interactie gekeken. Dit heeft tot onderstaande conclusies en aanbevelingen geleid.

#### Horizontale grondverplaatsingen:

De horizontale grondverplaatsingen kunnen bepaald worden aan de hand van verschillende methoden. Hiervoor zijn twee methoden gebruikt, namelijk de IJsseldijk – Loof tabellen en EEM Plaxis 2D. Er wordt van uitgegaan dat Plaxis 2D de beste resultaten geeft mits gebruik wordt gemaakt van een geavanceerd materiaalmodel. Aan de hand van de praktijkmeting "No-Recess", waarin geen paal geïnstalleerd is geweest, heeft een evaluatie van deze twee methoden plaats gevonden.

- De Looftabel geeft horizontale grondverplaatsingen die 45 à 70 % lager zijn dan de metingen en de IJsseldijktabel geeft waarden die 75 à 125 % hoger zijn. Er dient wel vermeld te worden dat de beschouwde situatie meer op een Loofgeval lijkt. Echter is naar de resultaten van IJsseldijk gekeken omdat het meestal niet duidelijk is of het een IJsseldijk- of een Loofgeval betreft hetgeen grote consequenties kan hebben voor de resultaten. Bovendien is het bepalen van een E-modulus voor de slappe lagen moeilijk. De geometrie van de HW1 baan van de No-Recess proef ziet er axiaalsymmetrisch uit waaruit geconcludeerd kan worden dat de situatie absoluut niet Plane Strain gemodelleerd mag worden en dat de methode IJsseldijk–Loof hier niet geschikt voor is.
- In Plaxis 2D is gebruik gemaakt van de materiaalmodellen Soft Soil en Hardening Soil. De invoerparameters zijn aan de hand van samendrukkings- en triaxiaalproeven bepaald. Deze parameters bevatten geen kruip. De Plaxis-berekeningen zijn met de metingen op dag 400 (eind consolidatieperiode) vergeleken. Eind van deze periode is een deel van de kruip ook opgetreden. Dat betekent dat de metingen, met kruip, vergeleken worden met berekeningen zonder kruip. Het is van tevoren bekend dat de berekende grondverplaatsingen enigszins onderschat worden. In eerste instantie worden de berekende zettingen met de gemeten zettingen gekalibreerd. De berekeningen zijn 8 à 16 % hoger uitgekomen. Een verklaring voor dit verschil kan liggen aan de spreiding van de bepaalde parameters. Vervolgens wordt aangenomen dat de berekende horizontale grondvervormingen vergeleken kunnen worden met de metingen De stijfheidsparameters (E,  $\lambda^*$  en  $\kappa^*$ ) zijn met de bijbehorende factor aangepast hetgeen tot bevredigende resultaten heeft geleid. Het verloop van de horizontale grondverplaatsingen zowel bij SS- als HS-model komt over het algemeen goed overeen met de metingen. In de beschouwde situatie geeft SS- ietwat betere resultaten dan HS-model. Dit komt vermoedelijk door de hoge waarde van de dwarscontractiecoëfficiënt (vur) in het HSmodel. Er wordt aanbevolen om HS-model berekeningen uit te voeren met een  $v_{ur}$  gelijk aan 0,15 om de invloed hiervan te onderzoeken. Een andere reden zou kunnen liggen aan de beperking van het HS-model. De stijfheidsparameters van de slappe grond kunnen niet altijd correct ingevoerd worden. Uit deze validatie kan geconcludeerd worden dat SS- en HS-model een realistisch beeld kunnen geven van de horizontale grondverplaatsingen mits de berekende zettingen gekalibreerd worden met de gemeten zettingen. Bij een predictie kan de berekende zetting in Plaxis gefit worden aan de

resultaten van zettingsberekeningen uitgevoerd met b.v. Koppejan. Er wordt aanbevolen om het aandeel van de kruip te verdisconteren in de primaire samendrukkingsparameters.

#### Grond-paal interactie:

Er zijn vier methoden gebruikt om de grond-paal interactie te onderzoeken; Begemann-DeLeeuw, MSheet Single Pile, EEM Plaxis 2D en 3D Foundation. Aan de hand van een fictieve situatie, gegeven in Figuur 3-5 zijn deze methoden met elkaar vergeleken. Er worden twee gevallen doorgerekend; het IJsseldijkgeval (zonder rekstijve bovenlaag) en het Loofgeval (met rekstijve bovenlaag). In Plaxis-berekeningen is gebruik gemaakt van het materiaalmodel Mohr-Coulomb. Een schema van modelcombinaties is bij de berekeningen gevoegd, zie Figuur 3-6. Aangezien er geen validatie plaats heeft gevonden kunnen geen absolute uitspraken gedaan worden. In Bijlage 2 zijn grafieken gegeven met daarin aangegeven hoe elke rekenmethodiek t.o.v. de andere presteert.

#### - Begemann-DeLeeuw

Deze methode geeft grotere momenten voor het IJsseldijk- en Loofgeval dan andere methoden. De paalverplaatsingen zijn voor het eerste geval relatief groter en voor het tweede geval kleiner. Hierbij dient vermeld te worden dat deze resultaten afhankelijk zijn van de gekozen paalschematisatie. Wil men een snelle en grove indicatie van de momenten en paalverplaatsingen hebben dan is deze methode een optie.

- MSheet Single Pile

De horizontale grondverplaatsingen dienen eerst bepaald te worden met één van de eerder genoemde methoden. Voor het Loofgeval komen de grondverplaatsingen redelijk goed overeen met Plaxis 2D en voor het IJsseldijkgeval geeft de IJsseldijktabel grotere waarden dan Plaxis 2D. Deze grondverplaatsingen worden in MSheet Single Pile aan de paal opgelegd.

In de berekeningen is gebruik gemaakt van drie verschillende beddingsconstanten:  $k_{Ménard}$ ,  $k_{BL}$  en  $k_{Plaxis2D}$ .  $k_{Ménard}$  geeft grotere momenten dan  $k_{BL}$  en  $k_{Plaxis2D}$ . Voor het bepalen van  $k_{Plaxis2D}$  wordt aanbevolen om een geavanceerd model te gebruiken (HS-, of SS-model).

Het programma MSheet Single Pile heeft als beperking dat "niet-lineaire" beddingsconstanten (P-Y curven) niet ingevoerd kunnen worden. Berekeningen met P-Y curven zijn derhalve buiten beschouwing gebleven.

Indien de horizontale grondverplaatsingen met IJsseldijk – Loof tabellen bepaald worden geeft MSheet grotere momenten zowel met  $k_{Ménard}$  als  $k_{BL}$  in vergelijking met andere MSheetcombinaties en met Plaxis. Met  $k_{Ménard}$  zijn de momenten groter dan met  $k_{BL}$  omdat  $k_{Ménard}$  veel groter is dan  $k_{BL}$ . De paalverplaatsingen zijn groter voor het IJsseldijkgeval en redelijk overeenkomstig met andere methoden voor het Loofgeval. De paal dient aan de onderkant met vrije randvoorwaarden geschematiseerd te worden. In overleg met de constructeur kan bepaald worden hoe de paal aan de bovenkant geschematiseerd wordt, anders kan een aanname gedaan worden.

Indien de horizontale grondverplaatsingen uit Plaxis 2D bepaald worden komen de paalverplaatsingen in MSheet redelijk goed overeen. De grootte van de momenten is afhankelijk van de toegepaste beddingsconstante. Met  $k_{Ménard}$  zijn de momenten groter dan met  $k_{Plaxis2D}$  omdat  $k_{Ménard}$  veel groter is dan  $k_{Plaxis2D}$ .

De resultaten van de toegepaste gronddrukcoëfficiënten komen redelijk goed overeen met elkaar.  $\lambda$  Brinch Hansen geeft wat lagere waarden dan  $\lambda$  standaard.

Wil men een benadering voor de momenten en paalverplaatsingen hebben dan is MSheet Single Pile een optie.

– EEM Plaxis 2D

Dit programma geeft kleinere momenten zowel voor het IJsseldijk- als voor het Loofgeval in vergelijking met andere methoden. De paalverplaatsingen komen hoger uit dan met rekenmethodieken waarin de grondverplaatsingen uit Plaxis 2D/3D bepaald worden. In Plaxis 2D wordt de paal als een wand geschematiseerd en dat is ongeschikt voor alleenstaande palen, zie ook paragraaf 3.2.3. Voor een paalgroep met h.o.h afstand kleiner dan S·d zou het mogelijk zijn om goede resultaten te krijgen met  $EI_{invoer} = EI_{paal} / h.o.h afstand. Het berekende buigend moment in kNm/m dient vermenigvuldigd te worden met S·d om het buigend moment per paal te krijgen, uitgedrukt in kNm.$ 

- EEM Plaxis 3D Foundation

De momenten zijn duidelijk lager dan bij andere methoden (behalve Plaxis2D). De paalverplaatsingen komen redelijk overeen met MSheet indien de horizontale grondverplaatsingen uit Plaxis 2D bepaald worden. Hierbij dient vermeld te worden dat de berekeningen met een MC-model uitgevoerd zijn. Dit model heeft de volgende beperkingen; de constante grondstijfheid die tot onnauwkeurig vervormingsgedrag kan leiden en de twijfelachtige verhouding van de horizontale / verticale verplaatsingen. Er wordt aanbevolen geavanceerde materiaalmodellen te gebruiken om betere resultaten te krijgen.

Het programma biedt veel mogelijkheden voor 3D berekeningen en is gebruiksvriendelijk. Is men geïnteresseerd in 3D resultaten dan is Plaxis 3D Foundation met een geavanceerd materiaalmodel een optie.

Gezien het resultaat dat de horizontale grondverplaatsingen van de No-Recess proef op een zeer nauwkeurige manier nagerekend zijn, wordt sterk aanbevolen de grond-paal interactie ook aan de hand van een praktijkmeting te valideren. Dit zou kunnen aan de hand van de CIAD-metingen [12][13] waarvan goede documentatie beschikbaar is.

#### Handleiding voor het bepalen van de horizontale grondverplaatsingen in Plaxis 2D:

In deze paragraaf worden de stappen genoemd die gevolgd dienen te worden om de horizontale grondverplaatsingen, als gevolg van een ophoging, in Plaxis 2D te bepalen. Afhankelijk van de geometrie, kan plane strain of axiaalsymmetrisch gemodelleerd worden. De afmetingen van het model moeten zodanig gekozen worden dat de modelranden geen invloed hebben op de resultaten. Voor het bepalen van de benodigde grondparameters voor de materiaalmodellen in EEM-berekeningen zijn voornamelijk voor de hogere orde materiaalmodellen geen richtlijnen. Voor de bepaling van de modelparameters voor materiaalmodellen geavanceerde zijn veelal specifieke proeven (triaxiaalen samendrukkingproeven) nodig en dient tevens een omrekening plaats te vinden van proefresultaat naar modelparameter. Veelal zijn niet alle proeven voorhanden of bestaan er geen directe relaties en is het gebruik van correlaties nodig; het uitvoeren van additionele laboratoriumproeven is dan ook aan te bevelen. Alle in een EEM-berekening te gebruiken sterkte- en stijfheidsparameters betreffen effectieve waarden. Parameters die met ongedraineerde laboratoriumproeven zijn bepaald moeten omgerekend worden naar effectieve gedraineerde parameters.

De zandlagen worden met HS-model gemodelleerd en de slappe klei- en veenlagen kunnen zowel met HS- als SS-model. De (zand)ophoging wordt gemodelleerd met MC-model met een toenemende stijfheid met de diepte. Dit laatste leidt tot een stabieler rekenproces.

Een Updated-Mesh-procedure wordt aanbevolen indien er sprake is van grote mate van vervorming om de situatie beter te modelleren. De UM-procedure heeft een stabiliserende werking op het rekenproces. Aanbevolen wordt om de Updated-water-pressure-procedure toe te passen om onderwaterzakken te simuleren.

De parameter  $K_0^{NC}$  wordt bepaald met de formule van Jaky :  $K_0^{NC} = 1 - \sin \varphi$  en de berekeningen worden uitgevoerd met een OCR =1,0.

#### Soft Soil model:

Uit de triaxiaalproeven volgen c' en  $\varphi'$  en uit de samendrukkingsproeven  $\lambda^*$  en  $\kappa^*$ . Volgens de Plaxis-handleiding geldt de verhouding  $\frac{\lambda^*}{\kappa^*} = 3 - 7$  voor een Soft Soil-model. De parameters  $\lambda^*$  en  $\kappa^*$  kunnen op basis van de abc-isotachenmodel parameters bepaald worden;  $\lambda^* = b$  en  $\kappa^* \approx 2a$ . De parameterbepaling voor het isotachenmodel sluit theoretisch goed aan op het Soft Soil-model in combinatie met de Updated-Mesh-procedure. In de bepaalde parameters  $\lambda^*$  en  $\kappa^*$  wordt geen rekening gehouden met kruip. Dat betekent dat de berekeningen de werkelijkheid onderschatten. Is men geïnteresseerd in het kruipgedrag op een bepaald tijdstip dan dient het aandeel daarvan bepaald te worden en in de parameters te worden verdisconteerd. De parameters  $\lambda^*$  en  $\kappa^*$  worden met het bepaalde percentage verhoogd om de grond slapper te krijgen.

De waarde van de dwarscontractiecoëfficiënt ( $v_{ur}$ ) ligt tussen 0,1 en 0,2. Voor een SS-model is een waarde van 0,15 gebruikelijk.

#### Hardening Soil model:

Uit de triaxiaalproeven worden c',  $\varphi$ 'en  $E_{50;undr}$  of  $E_{50;d}$  bepaald en uit de samendrukkingsproeven  $E_{oed}^{ref}$ .

De  $E_{oed}^{ref}$  waarden voor slappe grond wordt bepaald met:  $E_{oed}^{ref} = \frac{p^{ref}}{\lambda^*}$  en voor zandlagen geldt:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma_1}{P^{ref}}\right)^m \text{met } m = 0,5.$$

De  $E_{50}^{ref}$  waarden worden als volgt bepaald:

Volgens de Plaxis-handleiding geldt de volgende formule voor een standaard gedraineerde triaxiaalproef:

$$E_{50;dr} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi' + \sigma_3 \sin \varphi'}{c \cos \varphi' + p^{ref} \sin \varphi'} \right)^m$$

Om aan correcte waarden van  $E_{50;d}$  te komen kunnen deze in de nieuwe versie van Plaxis 2D, versie 8.3, eenvoudig bepaald worden.

Het model kan met de verhouding  $E_{50}^{ref} / E_{oed}^{ref}$  mogelijk niet goed mee omgaan. In een dergelijke situatie wordt de maatgevende parameter vastgehouden en de minder maatgevende parameter verhoogd of verlaagd.  $E_{oed}^{ref}$  is maatgevend in situaties van primaire samendrukking (compressie) en  $E_{50}^{ref}$  is maatgevend in situaties waarbij voornamelijk deviatorische spanningsontwikkeling optreedt (stabiliteitsproblemen).

Voor klei- en veenlagen wordt uit programma Plaxis de volgende marge gesuggereerd voor de verhouding  $1,1 \le \frac{E_{50}^{ref}}{E_{oed}^{ref}} \le 2$ . Als vuistregel geldt voor klei- en veenlagen  $E_{50}^{ref} \approx 2 E_{oed}^{ref}$  en voor zandlagen  $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$ .

De verhouding  $\frac{E_{ur}^{ref}}{E_{50}^{ref}}$  voor de klei- en veenlagen wordt bij voorkeur gelijk gesteld aan de verhouding  $\frac{\lambda^*}{\kappa^*}$  van het Soft Soil model anders geldt als vuistregel  $E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}$ . Deze laatste

verhouding geldt ook voor zandlagen.

Door het programma Plaxis wordt de volgende verhouding gesuggereerd  $\frac{E_{ur}^{ref}}{E_{50}^{ref}} \ge 2$ .

Voor de dwarscontractiecoëfficiënt ( $v_{ur}$ ) wordt in de Plaxis-handleiding een waarde van 0,2 voorgesteld.

# Literatuurlijst

Nr	Naam	Jaar	Titel	Bron
[1]	Begemann-De Leeuw	?	Beschrijving methoden Bege- mann-DeLeeuw en numerieke Methode in 2 stappen	Grondmechanica Delft
[2]	Betuweroute	1994	Door grond zijdelings belaste	GeoDelft
[3]	Bijnagte J.L.	?	Aan de kop lateraal belaste palen en paalgroepen	Presentatie PAO palencursus
[4]	Bijnagte J.L. Van der Graaf H. Luger H.J.	2005 .J.	Het berekenen van horizontaal belaste paalgroepen	Geotechniek, 9 <sup>e</sup> jaargang nummer 4 oktober 2005 pp 36-40
[5]	Bransby M.F. Springman S.	1999	Selection of load-transfer functions for passive lateral Loading of pile groups	Computers and Geotechnics 24, pp 155-184
[6]	Briaud J.L.		Simple approach for lateral loads on piles	Journal of geotechnical and geo- environmental engineering october 1997 pp 958-964
[7]	Brinch Hansen J. Christensen N.H.	. 1961	The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces	Bulletin nr.12 Geoteknisk Institut DGI
[8]	Brinkgreve R.B.J Broere W. Waterman D.	J 2004	Manual PLAXIS 2D Version 8.2	Delft University of Technology & Plaxis b.v.
[9]	Brinkgreve R.B.J Broere W.	J 2004	Manual PLAXIS 3D Tunnel Version 2.0	Delft University of Technology & Plaxis b.v.
[10]	Brinkgreve R.B.J Broere W.	J 2006	Manual PLAXIS 3D Foundation Version 1.5	Delft University of Technology & Plaxis b.v.
[11]	Cherqaoui I.	2005	Door grond horizontaal	Werkplan afstudeeronderzoek TU Delft
[12]	CIAD I	1979	Findrapport CIAD-projectgroen	vereniging CIAD Zoetermeer
[12]	CIAD II	1980	Findrapport CIAD-projectgroep	vereniging CIAD Zoetermeer
[14]	CUR 101	2004	Aanbeveling CUR 101 Uitvoering en interpretatie	Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, Gouda
[15]	CUR 162	1993	Construeren met grond	Civieltechnisch Centrum Uitvoering
[16]	CUR 166	2005	Damwandconstructies 4 <sup>e</sup>	Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, Gouda
[17]	CUR 191	1997	Achtergronden bij numerieke modellering van geotechnische constructies, deel 2	Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, Gouda
[18]	CUR-rapport	2003-7	Bepaling geotechnische parameters	Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, Gouda
[19]	Evaluatie No-Recess	1999	Testbanen Hoeksche Waard	RWS Directie Zuid-Holland Projectorganisatie HSL Zuid
[20]	Evaluatie No-Recess	2001	Testbanen Hoeksche Waard	RWS Directie Zuid-Holland Projectorganisatie HSL Zuid
[21]	Everts H.J. Havinga H R	2000	Horizontaal belaste heipalen	Geotechniek april 2000 pp 44-49, GeoDelft
[22]	Goh A.T.C. Teh C.I. Wong K.S.	1997	Analysis of piles subjected to embankment induced lateral soil movements	Journal of geotechnical and geo- environmental engineering september 1997 pp 792-801
[23]	Den Haan E.J.	1994	Vertical compression of soils (samendrukking van grond)	PhD thesis Delft University of Technology
[24]	Hoefsloot F.J.M Kringos N.	2003	Berekeningsmethodiek "Door grond horizontaal belaste palen"	Fugro, Intern rapport

[25]	Van Impe & Reese	2001	Single piles and pile groups under lateral loading	A.A.Balkema, Rotterdam
[26]	De Leeuw E.H.	1963	Tabellen ter bepaling van hori- zontale spanningen en verplaat- singen in een homogene elastische laag van eindige dikte	
[27]	Ménard L. et al	1968	Méthode générale de calcul d'un rideau ou d'un pieu sollicité hori- zontalement en fonction des résultats pressiométriques	Sols-soils 22-23 VI
[28]	Narasimha Rao S Mallikarjuna Rao	S. ? o K.	Asimplified method of calcu- lating the lateral load capacity	Paper Ground Engineering, UK
[20]	NEN 5118	1991	Geotechniek	Nederlands Normalisatie
[27]		1771	Bepaling van de ééndimensionale samendrukkingseigenschappen van de grond.	Instituut, Delft
[30]	NEN 6740	2005	Geotechniek	Nederlands Normalisatie
			TGB 1990 Basiseisen en belastingen	Instituut, Delft
[31]	No-Recess	1998	Measurement results Test embankment HW1	Fugro rapport
[32]	NVN 6724 (nl)	2001	Voorschriften beton In de grond gevormde funderings- elementen van beton of mortel	Nederlands Normalisatie Instituut, Delft
[33]	Pan J.L. Goh A.T.C. Wong K.S. Selby A.R	2002	Three-dimensional analysis of single pile response to lateral soil movements	Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., 26 pp 747-758
[34]	SBR	2005	Handboek "Funderingen" Deel A	Stichting Bouwresearch
[35]	Stewart D.P.	1992	Lateral loading of piled bridge abutments due to embankement construction	PhD thesis, University of Western Australia, Department of Civil and Environmental Engineering
[36]	Stewart D.P. Jewell R.J. Randolph M.F.	1994	Design of piled bridge abutments on soft clay for loading from lateral soil movements	Géotechnique 44, nr.2 pp 277-296
[37]	Tol van A.F.	2001	Funderingstechniek en ondergronds bouwen	Dictaat CT 5330 TU Delft
[38]	Verruijt A.	1999	Grondmechanica	Delft University Press
[39]	Visschedijk M.A.T	2005	MSheet Version 7.1 Design of Diaphragm and Sheet Pile Walls	GeoDelft
[40]	Wouters T.	2002	Door grond horizontaal belaste palen	Afstudeeronderzoek TU Eindhoven

#### Bijlagen

- **Bijlage 1, Samenvatting afstudeerrapport Tim Wouters**
- Bijlage 2, Methodenvergelijking
- Bijlage 3, Sonderingen en grondboringen HW1
- Bijlage 4, Locatie sonderingen in het hoge gedeelte
- Bijlage 5, Aanleghoogte, maaiveldzakking, wateroverspanning en grondwaterstand
- Bijlage 6, HW1 maaiveldzakking als functie van log-tijd
- Bijlage 7, Methode Casagrande
- Bijlage 8, HW1 horizontale verplaatsing hoge aardebaan als functie van de tijd
- **Bijlage 9, Parameterbepaling**
- Bijlage 10, Loof geval
- Bijlage 11, IJsseldijk geval
- Bijlage 12, Horizontale grondverplaatsingen als functie van log-tijd op NAP 4,3 m
- Bijlage 13, Plaxis-triaxiaalproeven