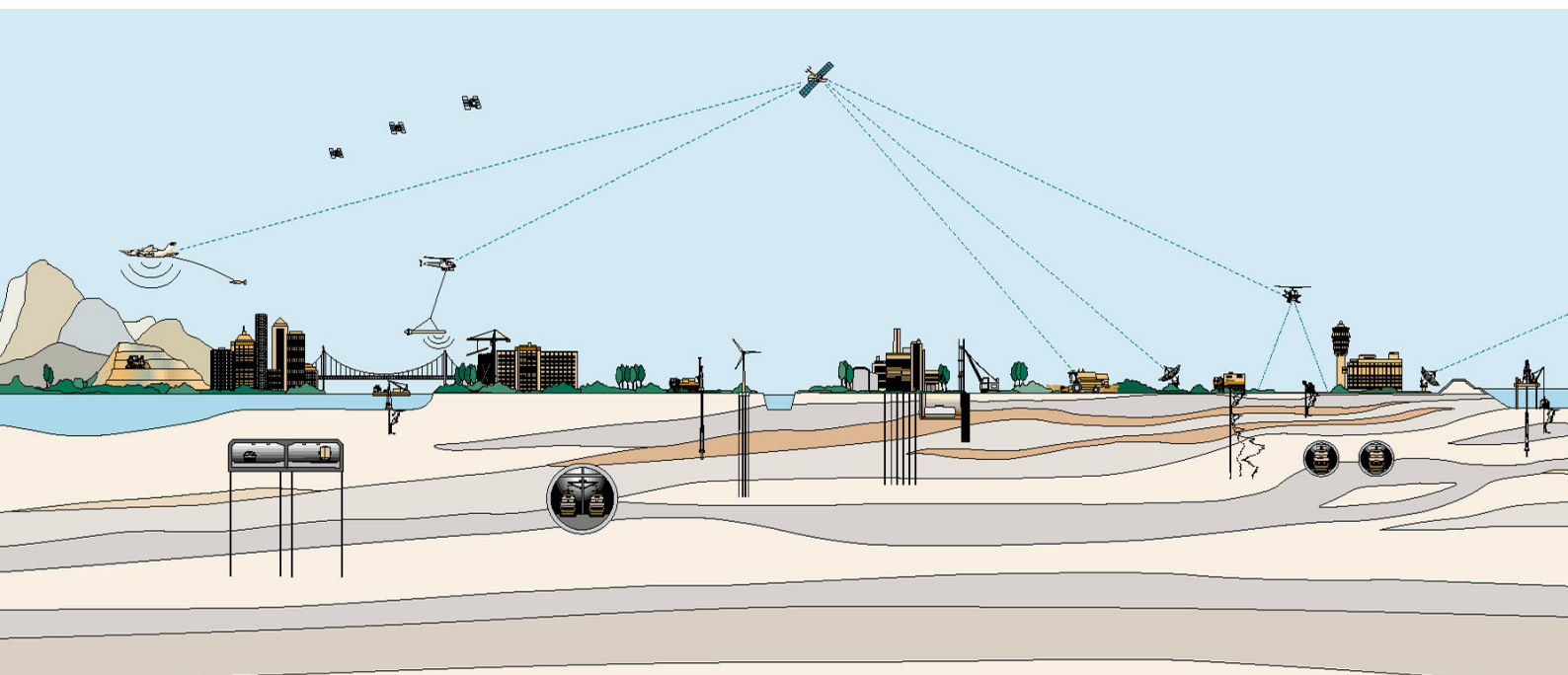


RAPPORT
betreffende

**DOOR GROND HORIZONTAAL BELASTE
PALEN
CASE EUROPABOULEVARD**

Opdrachtnummer: 1006-0088-000



RAPPORT
betreffende

**DOOR GROND HORIZONTAAL BELASTE
PALEN
CASE EUROPABOULEVARD**

Opdrachtnummer: 1006-0088-000

Klant: : CUR Bouw & Infra
: Gouda

Opdrachtgever : GeoDelft
Postbus
2600 AB DELFT

Projectleider : ir. F.J.M. Hoefsloot
Principal Consultant

Opgesteld door : drs. R. Mastebroek
Senior Geotechnisch Adviseur
ir. F.J.M. Hoefsloot
Senior Geotechnisch Adviseur

VERSIE	DATUM	OMSCHRIJVING WIJZIGING	PARAAF PROJECTLEIDER
	21 mei 2008		
	13 augustus 2008	Verfijning mesh en opmerkingen Plaxis b.v. verwerkt	
	13 februari 2009	Tekstuele aanpassingen	
	22 juli 2009	Commentaar Cie verwerkt, Samenvatting toegevoegd	

FILE: 1006-0088-000 R03 Europaboulevard v6.doc Op deze rapportage zijn de algemene leveringsvoorwaarden van de V.O.T.B. van toepassing die een aansprakelijkheidsbeperking bevatten.

INHOUDSOPGAVE	Blz.
1. ALGEMENE TOELICHTING	3
2. CASE EUROPABOULEVARD	4
2.1. Inleiding	4
2.1.1. <i>Grond- en laboratoriumonderzoek</i>	6
2.1.2. <i>Uitvoering bouwwerkzaamheden</i>	6
2.1.3. <i>Proefpalen en uitgevoerde metingen</i>	6
2.2. Meetresultaten	7
2.3. Plaxis-berekeningen	9
2.3.1. <i>Inleiding</i>	9
2.3.2. <i>Stijfheid keermuur op palen</i>	19
2.4. PLAXIS 2D-model en MSheet	20
2.5. Begeman-de Leeuw	21
3. SAMENVATTING CASE EUROPABOULEVARD	25
3.1. Inleiding	25
3.2. Proefpalen en uitgevoerde metingen	27
3.2.1. <i>Uitvoering bouwwerkzaamheden</i>	28
3.3. Meetresultaten	28
3.4. Berekeningen	28
3.4.1. <i>Begemann - de Leeuw</i>	29
3.4.2. <i>PLAXIS 2D - MSheet</i>	29
3.4.3. <i>PLAXIS 2D – “wand”model</i>	30
3.4.4. <i>PLAXIS 3D Foundation</i>	30
3.4.5. <i>PLAXIS 3D Tunnel</i>	31
3.5. Resultaten	33
3.5.1. <i>Begemann - de Leeuw</i>	33
3.5.2. <i>PLAXIS 2D - MSheet</i>	34
3.5.3. <i>PLAXIS 2D – “wand”model</i>	35
3.5.4. <i>PLAXIS 3D Foundation</i>	36
3.5.5. <i>PLAXIS 3D Tunnel</i>	37
3.6. Aanbevelingen	38
4. LITERATUUR	40
BIJLAGEN	Nr.
Horizontale verplaatsing versus diepte hellingmeetbuizen en palen	1
Horizontale verplaatsing hellingmeetbuizen en palen en buigend moment palen versus tijd	2
Buigend moment palen versus diepte	3
Horizontale verplaatsing en buigend moment palen versus diepte	4
Bodemlaagindeling en grondonderzoeksresultaten	5
Bodemlaagindeling en grondparameters PLAXIS 3D-berekening	6
Berekeningsresultaten PLAXIS 3D	7 t/m 9
Plaxis-model aanvullende berekeningen met verfijnd mesh	10
Resultaten Plaxis-model aanvullende berekeningen met verfijnd mesh	11 t/m 13
APPENDIX 1	
Rapport T&E Consult "CUR commissie horizontaal belaste palen, Plaxis 2D en M-sheet berekeningen", versie A 20-04-07	

1. ALGEMENE TOELICHTING

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

In dit rapport is de case van de Europaboulevard opgenomen met betrekking tot validatie van modellen met betrekking tot paal-grondinteractie.

2. CASE EUROPABOULEVARD

2.1. Inleiding

In de periode tussen maart 1978 en september 1978 zijn in Amsterdam direct ten noorden van de kruising van de rijksweg A10 (Figuur 2-1) met de Europaboulevard bouwwerkzaamheden uitgevoerd. De bouwwerkzaamheden bestonden uit het realiseren van viaducten, het heien van prefab betonpalen met daarop L-vormige keermuren. Vervolgens zijn ophogingen bestaande uit zand aangebracht, en de wegen aangelegd.

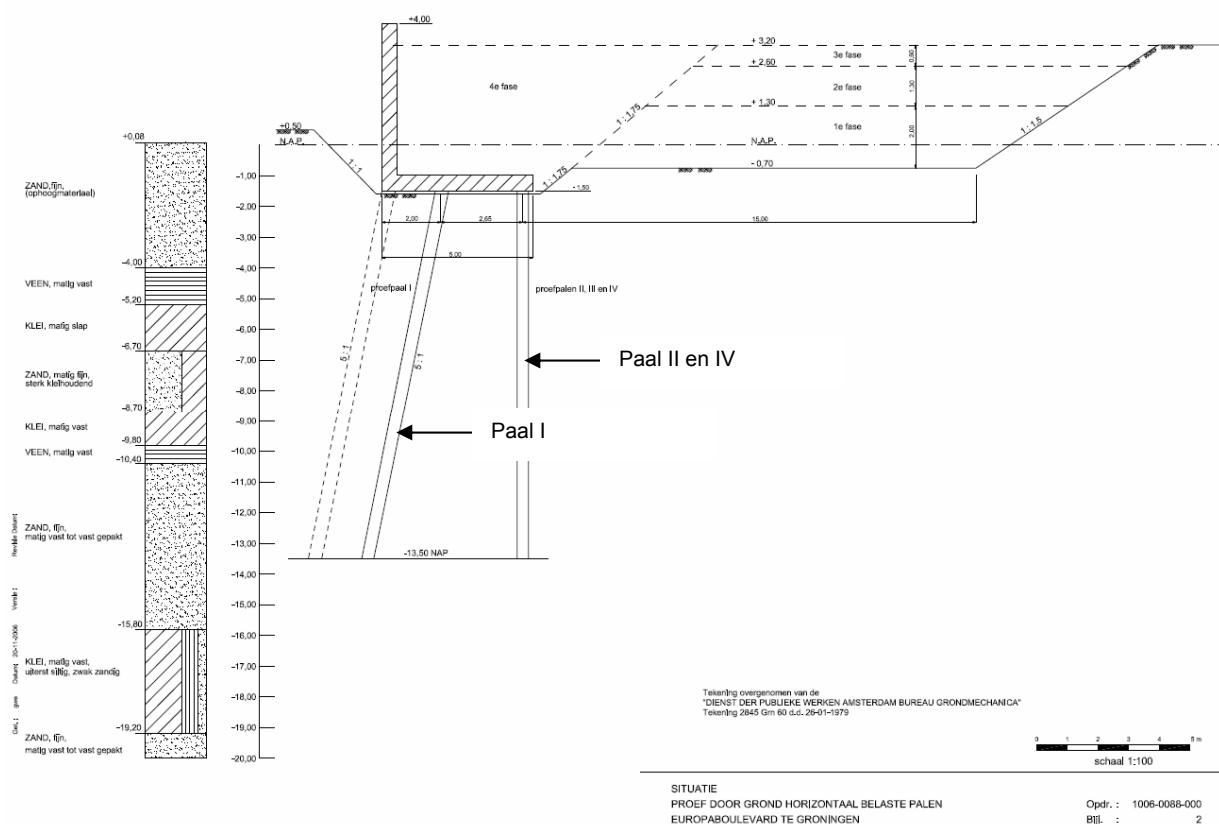


Figuur 2-1 Situatie CIAD/Europaboulevardproef

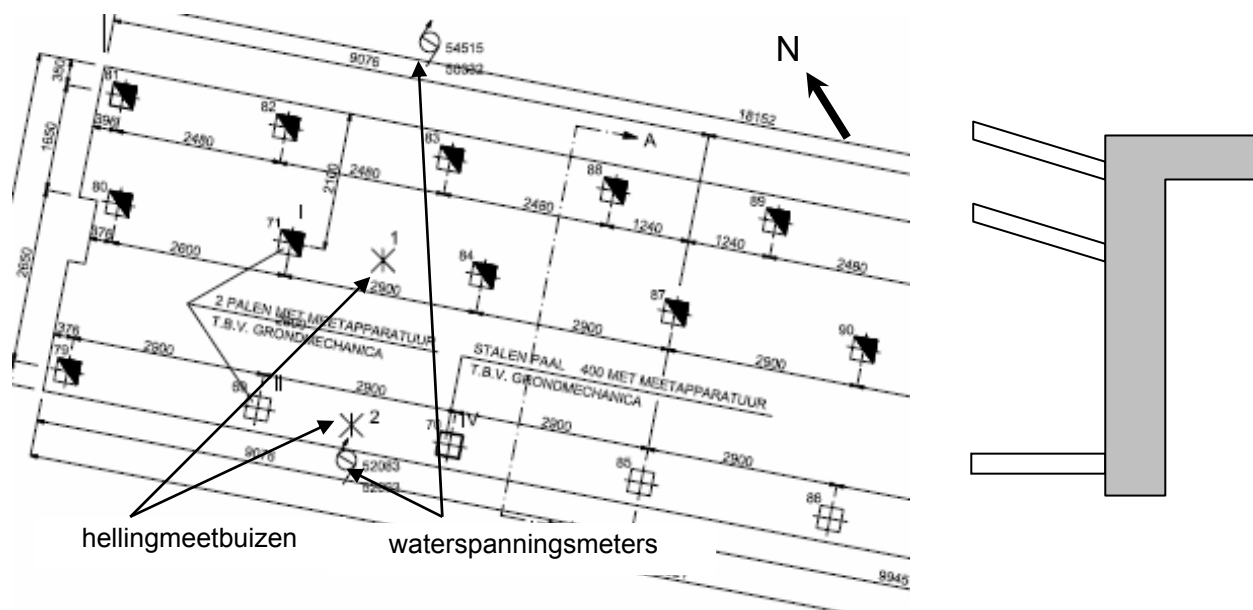
Door de CIAD-projectgroep 'Door grond horizontaal belaste palen' is tijdens en na de uitvoering van de bouwwerkzaamheden een proefproject uitgevoerd. De proef heeft bestaan uit het uitvoeren van diverse metingen (verplaatsings- en rekmetingen) in de grond en aan/in de palen. De door de ophoging veroorzaakte verticale zettingen zullen leiden tot horizontale verplaatsingen van de ondergrond. De palen onder de keermuur worden derhalve door de grond horizontaal belast.

De gehele opzet van en de resultaten van deze proef zijn in detail gerapporteerd in 2 rapporten van het CIAD, te weten 'Eindrapport CIAD projectgroep 'Door grond horizontaal belaste palen II [proef], deel I en II' van april 1980.

Teneinde een indruk te krijgen van de situatie is in Figuur 2-2 een dwarsdoorsnede opgenomen van de proeflocatie. In Figuur 2-3 is een deel van het palenplan overgenomen. Het betreft het deel waarvoor de validatie is uitgevoerd. In deze figuur zijn ook de in de grond ingebrachte meetinstrumenten weergegeven.



Figuur 2-2 Doorsnede keermuur en bodemopbouw



Figuur 2-3 Overzicht geïnstrumenteerde palen en in de grond aangebrachte meetapparatuur

2.1.1. Grond- en laboratoriumonderzoek

Het destijds uitgevoerde grond- en laboratoriumonderzoek heeft bestaan uit:

- Grondonderzoek:
 - 5 sonderingen met kleefmeting (mechanisch, 23 m diep);
 - 1 boring, 12 m diep (4 ongeroerde monsters);
 - 1 freatische (ondiepe) peilbuis.
- Laboratoriumonderzoek:
 - volumieke gewichten en watergehalte;
 - 8 samendrukkingsproeven verticaal;
 - 8 samendrukkingsproeven horizontaal.

Met betrekking tot de samendrukkingsproeven wordt opgemerkt dat alleen de samendrukkingsparameters volgens Koppejan na de grensspanning zijn gepresenteerd, dus alleen C'_p , C'_s en C' . De consolidatiecoëfficiënt is niet bepaald.

Op basis van het uitgevoerde grond- en laboratoriumonderzoek kan de bodemgesteldheid zoals in Figuur 2-2 en bijlage 5 is weergegeven worden geschematiseerd.

2.1.2. Uitvoering bouwwerkzaamheden

De volgorde van de bouwwerkzaamheden is hieronder weergegeven, waarbij is uitgegaan van het gedeelte waarvoor de validatie is uitgevoerd:

14 maart 1978	heien proefpalen vanaf NAP -0,7 m
22 maart 1978	ontgraven tot NAP -1,6 m
30 maart 1978	storten werkvloer (0,1 m dik)
6 april 1978	storten betonvloer (NW-zijde)
29 maart t/m 14 april 1978	fase 1: ophogen tot NAP +1,3 m (in 3 slagen)
11 mei t/m 17 mei 1978	fase 2: ophogen tot NAP +2,6 m (in 2 slagen)
8 en 9 juni 1978	fase 3: ophogen tot NAP +3,2 m (in 1 slag)
30 juni 1978	storten wand (NW-zijde)
28 aug. t/m 13 sept. 1978	fase 4: aanvullen keermuur

2.1.3. Proefpalen en uitgevoerde metingen

Tijdens de proef zijn metingen uitgevoerd aan 4 palen. Het betrof 3 prefab betonpalen en 1 stalen paal:

- 3 prefab betonpalen 400 mm x 400 mm, 2 x te lood, 12,5 m lang (paal II en III (resp. no. 89 en 68) en 1 x schoorstaand 12,85 m lang (paal I, no. 71). Het paalpuntniveau van deze 3 palen bedraagt NAP -13,5 m;
- 1 stalen paal 400 mm x 400 mm, te lood, 12,5 m lang (2 aaneelkaar gelaste U-profielen, wanddikte 8 mm, onderzijde vlakke plaat 30 mm). Dit betreft paal IV (no. 70) met een paalpuntniveau van NAP -13,5 m.

De volgende metingen zijn uitgevoerd:

- rekmetingen palen (snaarrekopnemer);
- hellingmeting in palen (2 richtingen);
- hellingmeting in grond (2-richtingen);
- waterspanningsmetingen in grond op NAP -5 en -8 m.

Ten behoeve van het bepalen van het verloop van de elasticiteitsmodulus van het beton van de prefab betonpalen, t.g.v. kruipverschijnselen, is een dummy geïnstalleerd op het terrein van het

bureau Grondmechanica van de gemeente Amsterdam. Middels het variëren van de voorspankrachten in de dummy is getracht het verloop van de rekken in de proefpalen na te bootsen zodat voor de daadwerkelijke proefpalen de op basis van de gemeten rekken berekende momenten kunnen worden gecorrigeerd.

De hellingmeetbuizen zijn tijdens het ophogen opgelengd en zijn mogelijk ingeklemd in de constructie (in de vloer van de keermuur).

De opgetreden zettingen, ten gevolge van de ophoging, zijn niet gemeten.

2.2. Meetresultaten

De meetresultaten zijn uitvoerig gepresenteerd in de reeds genoemde CIAD rapportages. Voor de validatie wordt gekeken naar de meetresultaten van de in de palen ontstane buigende momenten, de horizontale paal- en grondverplaatsingen. Hiertoe zijn de CIAD-meetresultaten gedigitaliseerd en gepresenteerd op bijlage 1 t/m 4.

De nulmeting van de horizontale grondverplaatsingen heeft plaatsgevonden op 22 februari 1978. Bij de vervolgmeting op 23 maart 1978 is ervan uitgegaan dat de verplaatsing aan de kop gelijk is aan nul; uit de gemeten helling is de horizontale verplaatsing van de onderzijde van de buis bepaald. Bij de verdere vervolgmetingen is er echter vanuit gegaan dat de onderzijde van de hellingmeetbuis plaatsvast is. Tussen de nulmeting en de meting van 23 maart 1978 treedt nogal wat vervorming in de hellingmeetbuizen op hetgeen vreemd lijkt. De eerste aanvulling vond plaats vanaf 29 maart 1978; derhalve is het redelijk om de meting van 23 maart 1978 als nulmeting te beschouwen.

De hellingmetingen van de buizen in de grond (1, 2 en 3) en van de buizen in de geïnstrumenteerde palen (I, II en IV) zijn gegeven op bijlage. Om een indruk te krijgen van het verloop van de horizontale vervorming als functie van de tijd is voor de hellingmeetbuizen de vervorming, op verschillende diepten, als functie van de tijd bepaald en gegeven op bijlage 2.

Het is interessant om na te gaan hoe groot de verplaatsing is op een niveau van NAP -1,5 m. Dit niveau komt overeen met de onderkant van de vloer van de keermuur. Verwacht wordt dat de bijkomende vervorming in de hellingmeetbuizen van paal I, II en IV na het storten van de vloer min of meer gelijk zijn. Uit bijlage 2 blijkt dat deze vervorming van 19 april 1978 tot juli 1979 voor paal I, II en IV respectievelijk 4,8 mm, 7,5 mm en 5,3 mm bedraagt. De overeenstemming tussen deze horizontale vervorming is redelijk goed. Over dezelfde periode laten de hellingmeetbuizen in de grond het volgende vervormingsbeeld zien voor resp. buis 1, 2 en 3; 19,4 mm, 13,2 mm en 28,8 mm. In de betreffende periode verplaatsen de hellingmeetbuizen in de grond op een niveau van NAP -1,5 m aanzienlijk meer dan de betonvloer ter plaatse. Dit kan alleen mogelijk zijn indien de hellingmeetbuizen in een ruime doorvoer in de vloer zitten. In dat geval is het mogelijk dat de grondvervorming op onderkant vloer anders is dan de horizontale vervorming van de vloer zelf.

Op bijlage 3 zijn de momenten in de palen I, II en IV op verschillende tijdstippen gegeven. De gemeten buigende momenten op 22 maart 1978 zijn gering. Om aansluiting te krijgen met het beeld van de vervormingen wordt ook hier de resultaten beschouwd vanaf 22 maart 1978; dit tijdstip wordt dus als nulmeting gekozen.

Op bijlage 4 is het verloop van het buigend moment in de palen gegeven evenals de horizontale vervorming van de palen (allen met 22 maart 1978 als referentie). Bij paal I wordt een klein buigend moment gevonden hetgeen goed overeenstemt met de geringe horizontale vervorming. Bij paal II en IV wordt een aanzienlijk groter buigend moment gevonden evenals de horizontale paalvervorming. Geconcludeerd wordt dat de horizontale vervormingsmetingen van de palen en meting van de buigend momenten in de palen consistent zijn.

Het verloop van het buigend moment op verschillende dieptes in de tijd is tevens op bijlage 2 gegeven.

Het aanvullen van de keerwand heeft geduurd tot 13 september 1978. Een uitgebreide meetronde heeft plaatsgehad op 20 september 1978. Alle bijkomende vervormingen en buigende momenten tussen september 1978 en juli 1979 kunnen dus toegeschreven worden aan tijdsafhankelijke processen waarbij geen onderscheid gemaakt kan worden tussen consolidatie en kruip.

2.3. Plaxis-berekeningen

2.3.1. Inleiding

Ten behoeve van het narekenen van de opgetreden verplaatsingen en buigende momenten is een Plaxis 3D-model opgezet. Er is gekozen voor het rekenprogramma Plaxis omdat dit in Nederland en internationaal een algemeen geaccepteerd en veel gebruikt programma is. Bovendien voorziet het programma in diverse grondmodellen die zijn toegesneden op de Nederlandse bodem.

De na te rekenen situatie kan nagenoeg als 2D worden beschouwd. De bodemopbouw is relatief uniform (varieert alleen in de diepte), de belastingsituatie is uniform in 2 richtingen. Het 3-dimensionale karakter van de berekeningen wordt veroorzaakt door de aanwezigheid van de palen. De grond zal naast verticale verplaatsingen (in één richting) ook horizontaal verplaatsen. De horizontale verplaatsingen kunnen in 2-richtingen optreden, namelijk loodrecht op de palenrijen en evenwijdig aan de palenrijen.

Een ander aspect dat bijdraagt aan het 3D-karakter is het verschil in buigstijfheid van de beschouwde palen, nl. de betonnen paal (paal I en II) en de stalen paal (paal IV).

Voor de berekeningen is gebruik gemaakt van versie 1.6 van Plaxis 3D Foundation.

Inmiddels heeft PLAXIS een versie van 3D Foundation uitgebracht met de "embedded piles"-module. Deze module bevat een aantal voordelen met betrekking tot de modellering van een op palen gefundeerde constructie. Daar waar modeltechnische verbeteringen worden verwacht met de "embedded piles"-module is dit in de tekst aangegeven.

Voor de berekeningen zijn er echter 2 beperkingen van het programma. Dit betreft als eerste het feit dat palen niet als schoorstaande palen kunnen worden gemodelleerd. Een tweede beperking is het niet kunnen invoeren van een interface onder de vloer van de keermuur. De eerste beperking is getracht te ondervangen door de schoorstaande palen te roteren om het punt dat zich halverwege de samendrukbare lagen bevindt (NAP -7,2 m). De paalkop verplaatst zich hierdoor 1,14 m van de ophoging af waardoor de vloer van de keermuur 1,14 m groter is gemodelleerd (met uitzondering van de aanvullende berekeningen met een verfijnd mesh is gerekend met een verplaatsing van de paalkoppen met 0,76 m).

Met betrekking tot het niet kunnen modelleren van een interface onder de vloer van de keermuur wordt hiervan een geringe invloed verwacht op de berekeningsresultaten. In de berekeningen zal de grond (zand, ca. 2,5 m dikte) direct onder de vloer van de keermuur niet kunnen verplaatsen t.o.v. de constructie. In werkelijkheid zal dit wel het geval zijn waarbij echter de aanwezige palen deze relatieve verplaatsingen waarschijnlijk zullen beperken. Middels het modelleren van een 0,5 m dikke laag grond onder de vloer van de keermuur, met stijfheidseigenschappen die een factor 100 lager zijn dan het oorspronkelijke materiaal en waaraan een hoek van inwendige wrijving van 15 graden is toegekend, is getracht het effect van een interface te modelleren. Dit is gedaan in de aanvullende berekeningen waarbij de mesh is verfijnd.

Met de "embedded piles"-module kunnen wél schoorpalen worden gemodelleerd.

In de berekeningen zijn de volgende berekeningsstappen doorlopen:

1. Generen initiële spanningen (K_0 -methode, maaiveld bedraagt NAP +0,2 m).
2. Ontgraven tot NAP -0,7 m waarbij ter plaatse van de keermuur tot NAP -1,5 m is ontgraven. De gehele keermuur wordt gelijktijdig aangebracht.
3. De palen worden geïnstalleerd.
4. De ophoging, tot NAP +3,2 m, wordt in 1 maal aangebracht, waarbij in de cohesieve lagen met ongedraineerd gedrag is gerekend. In de berekeningen zonder consolidatie (in stap 5) is tijdens het ophogen gedraineerd gerekend (dit betreft 2 berekeningen, nl.: HS-model en SSC-model).

5. In geval van een berekening met het Hardening Soil model waarbij tijdens het ophogen is gerekend met ongedraineerd gedrag is een consolidatiefase toegepast. Met betrekking tot het aanbrengen van de ophoging wordt opgemerkt dat deze in 1 maal is aangebracht en dat de in werkelijkheid gehanteerde fasering niet is gemodelleerd. Hierdoor zijn eventuele effecten van het tijdelijk talud van 1:1,75 (zie Figuur 2-2) niet in de berekeningen meegenomen. De effecten hiervan op de resultaten zullen ons inziens zeer beperkt zijn. De gekozen benadering is voor het doel van de berekeningen een veilige benadering. Bovendien is het modelleren van een talud in de huidige versie van Plaxis 3D Foundation niet direct mogelijk.

2.3.1.1. Het model

De grootte van het model is zodanig gekozen dat naast een goede modellering van de te verwachten 3D-effecten de rekentijden zo klein mogelijk blijven (zo praktisch mogelijk blijven) en dat de randen van het model geen significante invloed hebben op de berekeningsresultaten. De breedte van het model bedraagt 8,7 m, de lengte bedraagt 90 m en de hoogte bedraagt 23,2 m. In Figuur 2-4 is een bovenaanzicht gegeven van de breedte van het model geprojecteerd op het palenplan.

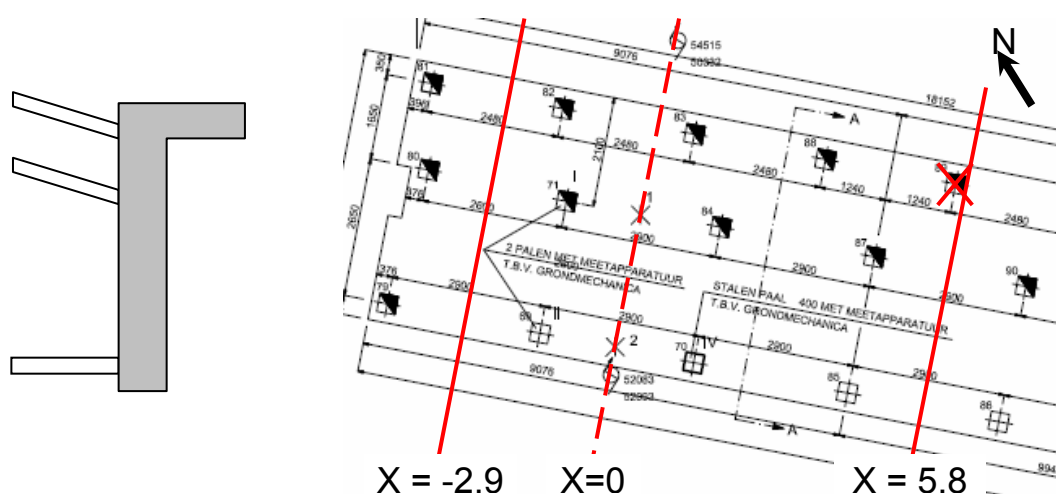
De buitenste randen zijn gekozen halverwege tussen de palen van de eerste twee palenrijen op basis van symmetrieoverwegingen. Omdat de palen in de derde rij (het verst van de ophoging af) iets zijn verschoven t.o.v. de eerste twee rijen is in de derde rij geen sprake symmetrie. Hiervoor was geen andere praktische mogelijkheid. Het modelleren van een groter deel van het palenveld zou leiden tot (te) lange rekentijden. Omdat de palen echter het verst van de ophoging staan en 2 palenrijen voor zich hebben staan wordt verwacht dat dit geen significante invloed zal hebben op de berekeningsresultaten.

Rechtsboven in het palenplan is paalnummer 89 niet in het model opgenomen. Deze paal ligt nl. precies aan de rand van het model. In Plaxis kan geen paal tegen de rand van het model aan worden gemodelleerd. Gezien de locatie van deze paal wordt verwacht dat dit geen significante invloed zal hebben op de resultaten.

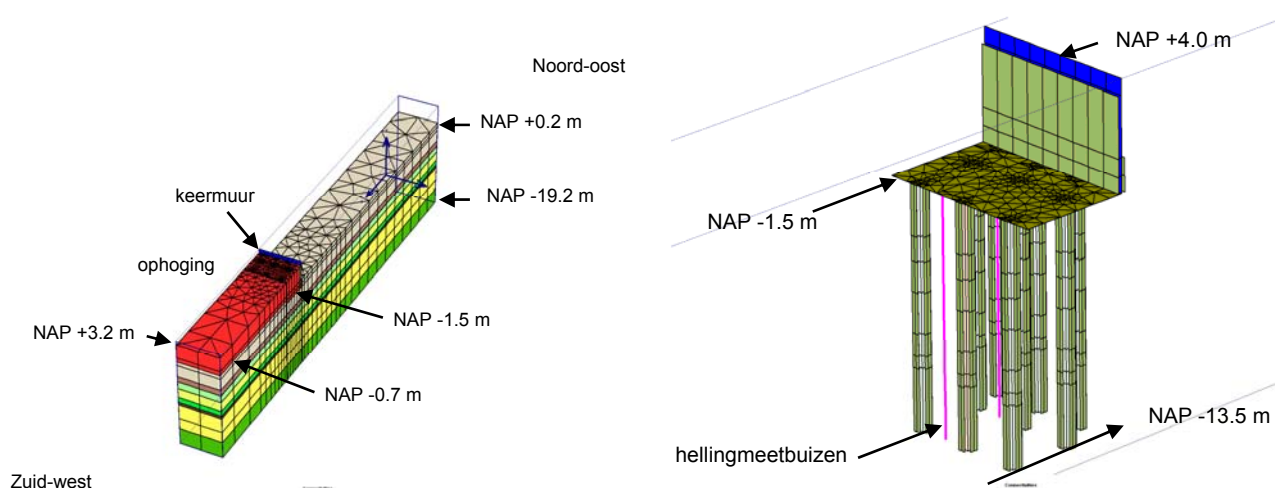
De keermuur is gefundeerd op palen en heeft een zekere stijfheid tegen horizontale en verticale beweging en rotatie. Deze stijfheid wordt in belangrijke mate bepaald door de axiale en laterale stijfheid van de funderingspalen. In het 3D-model wordt juist de laterale stijfheid onderzocht. De axiale stijfheid van de palen wordt echter bepaald door de wijze waarop schachtwrijving en puntdraagvermogen wordt ontwikkeld als functie van de axiale verplaatsing van de palen. Voor grondverdringende palen geeft PLAXIS 3D Foundation mogelijk een onderschatting van de axiale stijfheid van de palen in verband met het ontbreken in het model van opspanning en verdichting ten gevolge van het aanbrengen. Daar staat volgens Paxis tegenover dat de modelering als een volumepaal met interface-elementen last heeft van "locking" van interface-elementen op de hoeken, waardoor de paal zich effectief stijver en sterker gedraagt. Wat het netto effect hiervan is, is op voorhand niet te zeggen. In het geval van de beschouwde keermuur wordt verwacht dat hiermee de horizontale, verticale en rotatiestijfheid van de keermuur wordt onderschat. Dit laatste heeft vermoedelijk tot gevolg dat het berekende inklemmingsmoment in de palen ter plaatse van de verbinding met de keermuur wordt onderschat.

In de oriënterende fase is een variant berekend waarbij horizontale verplaatsing van de keermuur verhinderd is. Deze berekening gaf inderdaad grotere inklemmingsmomenten in de palen. Bij de definitieve berekeningen is ervoor gekozen om de keermuur niet kunstmatig vast te houden.

Opgemerkt wordt dat met de "embedded piles"-module potentieel een betere beschrijving van het axiale gedrag van grondverdringende palen kan worden bereikt. Ervaring met deze module moet uitwijzen of dit inderdaad het geval is.



Figuur 2-4 Bovenaanzicht breedte model



Figuur 2-5 Plaxis-model

2.3.1.2. Grondmodel en -parameters

Voor de berekening moet een keuze gemaakt worden of er gerekend wordt met tijdsafhankelijke effecten zoals consolidatie en kruip. In principe zijn er de volgende mogelijkheden:

- Hardening Soil model; gedraineerd of ongedraineerd
- Soft Soil Creep model; gedraineerd of ongedraineerd, met of zonder kruip

Indien de stabiliteit wordt ontleend aan de grondconstructie wordt aanbevolen om minimaal de ongedraineerde situatie te bepalen en de daarop volgende consolidatieperiode. Bij de Europaboulevard zorgt de keermuur zelf voor de totale stabiliteit en kan beschouwing van de

ongedraineerde situatie achterwege blijven. In een aanvullende berekening is dit uitgangspunt nader onderzocht.

Vaak wordt de volgende procedure toegepast:

- Bepaal de verticale grondvervorming na consolidatie en kruip met een zettingsmodel
- Kies voor de eindige elementenberekening een grondmodel, gedraineerd, zonder kruip, met een zodanige stijfheid dat de verticale grondvervorming gelijk is aan bovengenoemde berekende waarde.
- Bepaal de bijbehorende horizontale grondvervorming met het eindige elementenmodel
- In een 3D-model kan tevens de paal-grond-interactie direct worden meegenomen.

Voor de Europaboulevard was dit de voorgestelde procedure met gebruikmaking van het Hardening Soil model en eventueel het Soft Soil model, dus beide gedraineerd en zonder kruipparameter. Complicerende factor is dat de berekeningsresultaten vergeleken moeten worden met meetresultaten op een zeker moment. Er zijn metingen uitgevoerd gedurende het ophogen en tot 10 maanden na de aanvulling van de keermuur. De consolidatieperiode van de slappe lagen bedraagt ca. 8 maanden. Om een vergelijking te maken met de metingen van september 1978 en juli 1979 wordt in de berekening alleen de primaire vervorming in rekening gebracht; aangenomen wordt dat kruipvervorming in de consolidatiefase gering is.

Daarnaast zijn er bij de de Europaboulevard geen verticale zettingsmetingen uitgevoerd. IJking van de stijfheidsparameters op basis van gemeten zetting is om deze reden niet mogelijk. Om deze reden zijn bodemparameters zo goed mogelijk geschat op basis van het beschikbare grond- en laboratoriumonderzoek (bijlage 5) en zijn de stijfheidsparameters gefit op basis van een handmatig uitgevoerde zettingsberekening. De handmatig berekende primaire zakking bedraagt 0,23 m. Met het HS-model is een zakking berekend van 0,26 m. Het verschil is voldoende klein en rechtvaardigt de gekozen parameters.

Vervolgens zijn 2 berekeningen uitgevoerd waarbij in totaal 3 verschillende grondmodellen zijn gebruikt. Het eerste model betreft het Hardening Soil Model en het tweede betreft het Soft Soil Creep model (alleen voor de cohesieve lagen). Het derde model is het Mohr Coulomb model dat in alle berekeningen voor het ophoogzand is gehanteerd. Het ophoogzand fungeert immers alleen als belasting op de ondergrond. Het gedetailleerd beschrijven van het gedrag van deze grond wordt niet zinvol geacht.

Voor een gedetailleerde beschrijving van de grondmodellen wordt verwezen naar de Plaxis Handleiding. Hierna volgt een korte toelichting op de parameters.

Hardening Soil model

Het Hardening Soil model (HS-model) levert goede prestaties indien sprake is van deviatorische spanningsveranderingen in de ondergrond. Bij de Europaboulevard is daar sprake van omdat vanwege de plaatselijke ophoging een niet uniforme belasting wordt aangebracht. Een beperking van het model is dat het geen tijdsafhankelijk grondgedrag (kruip) kan beschrijven. Dit is voor de Europaboulevard echter geen beperking omdat gekozen is om geen kruip te modelleren omdat daartoe te weinig meetgegevens voorhanden zijn. De ingevoerde parameters zijn afgeleid van de beschikbare parameters waarbij de uit de literatuur genoemde (benaderende) relaties zijn gebruikt en zijn gebaseerd op het fitten van de handmatig berekende verticale verplaatsingen (de primaire zakking). De belangrijkste parameters, de E-moduli, zijn gebaseerd op de in het laboratorium bepaalde primaire samendrukkingsconstante na de grensspanning C'_p . De volgende (benaderende) relaties zijn van toepassing (zie CUR 2003-7):

- $E_{OED} = p^{ref} * C'_p = 100 * C'_p$;
- In zand geldt: $E_{50}^{ref} : E_{OED}^{ref} : E_{UR}^{ref} = 1 : 1 : 4$
- In cohesieve lagen geldt: $E_{50}^{ref} : E_{OED}^{ref} : E_{UR}^{ref} = 2 : 1 : 8$

De overige parameters zijn bepaald o.b.v. ervaring en NEN 6740. Omwille van numerieke redenen is aan de cohesie van de zandlagen een waarde van 1 kPa toegekend. De neutrale gronddrukcoëfficiënt $K_{0,NC}$ is gebaseerd op de algemeen geaccepteerde vuistregel van Jaki: $1 - \sin \varphi$.

Soft Soil Creep model

Tevens is een berekening met het Soft Soil Creep model (SSC-model) uitgevoerd omdat dit een model is dat steeds meer gebruikt wordt in de Nederlandse ingenieurs/advies praktijk. Dit model is gebruikt voor de cohesieve lagen. Voor de zandlagen is wederom het Hardening Soil model gebruikt. Zoals de naam suggereert kan hiermee wel tijdsafhankelijk gedrag worden gemodelleerd. Omdat het Soft Soil model (geen berekening kruip) niet beschikbaar is in Plaxis 3D Foundation is het SSC-model gehanteerd waarbij de kruipparameter (μ) zodanig stijf is gekozen dat geen noemenswaardige kruip wordt berekend. Wel is het noodzakelijk om in het model voor elke berekeningsstap een tijdsduur in te voeren, waarbij voor elke stap gekozen is voor 1 dag. Dit impliceert dat alleen de primaire zetting wordt berekend.

De ingevoerde parameters zijn afgeleid van de beschikbare parameters waarbij de uit de literatuur genoemde (benaderende) relaties zijn gebruikt. De belangrijkste parameters, de samendrukkingsparameters zijn rechtstreeks afgeleid van de E-moduli die in het HS-model zijn gehanteerd. Op basis van deze E-moduli zijn immers de verticale zakkingen gefit. De volgende relaties zijn van toepassing (zie CUR 2003-7):

- $\lambda^* = 100 / E_{OED}$ (primaire samendrukking)
- $\kappa^* = \lambda^*/4$ (ont-/herbelastingsstijfheid)
- $\mu^* = 1E-04$ (geen kruip)

De overige parameters zijn bepaald o.b.v. ervaring en NEN 6740. Omwille van numerieke redenen is aan de cohesie van de zandlagen een waarde van 1 kPa toegekend. De neutrale gronddrukcoëfficiënt K_0 is gebaseerd op de algemeen geaccepteerde vuistregel van Jaki: $1 - \sin \varphi$. Hierbij wordt opgemerkt dat het SSC-model de horizontale verplaatsing overschat indien wordt uitgegaan van de vuistregel van Jaki. In het afstudeerwerk van R. Servais wordt aanbevolen om te rekenen met een K_0^{NC} van 0,4 in de cohesieve lagen (in plaats van 0,6 a 0,7). Een lagere waarde van K_0^{NC} leidt namelijk tot een steilere vloeicontour en daarmee tot kleinere schuifrekken die bepalend zijn voor de horizontale verplaatsingen. Deze aanpassing is niet in de berekeningen verwerkt omdat het in de gebruikte versie van Plaxis 3D Foundation niet mogelijk is de K_0^{NC} aan te passen. Plaxis heeft overigens telefonisch aangegeven dat dit een bug is.

In de berekeningen is voor alle met het SSC-model beschouwde lagen een OCR van 1,3 gehanteerd om de invloed van initiële kruipreksnelheid te beperken (volgens Plaxis gewenst ondanks dat gekozen is voor een uiterst kleine kruipwaarde μ^*).

Alle gehanteerde parameters voor de verschillende grondlagen zijn in bijlage 6 gepresenteerd.

2.3.1.3. Resultaten berekeningen

De berekeningsresultaten zijn grafisch weergegeven in bijlage 7 t/m 9. Hierna volgt een korte beschrijving van de resultaten.

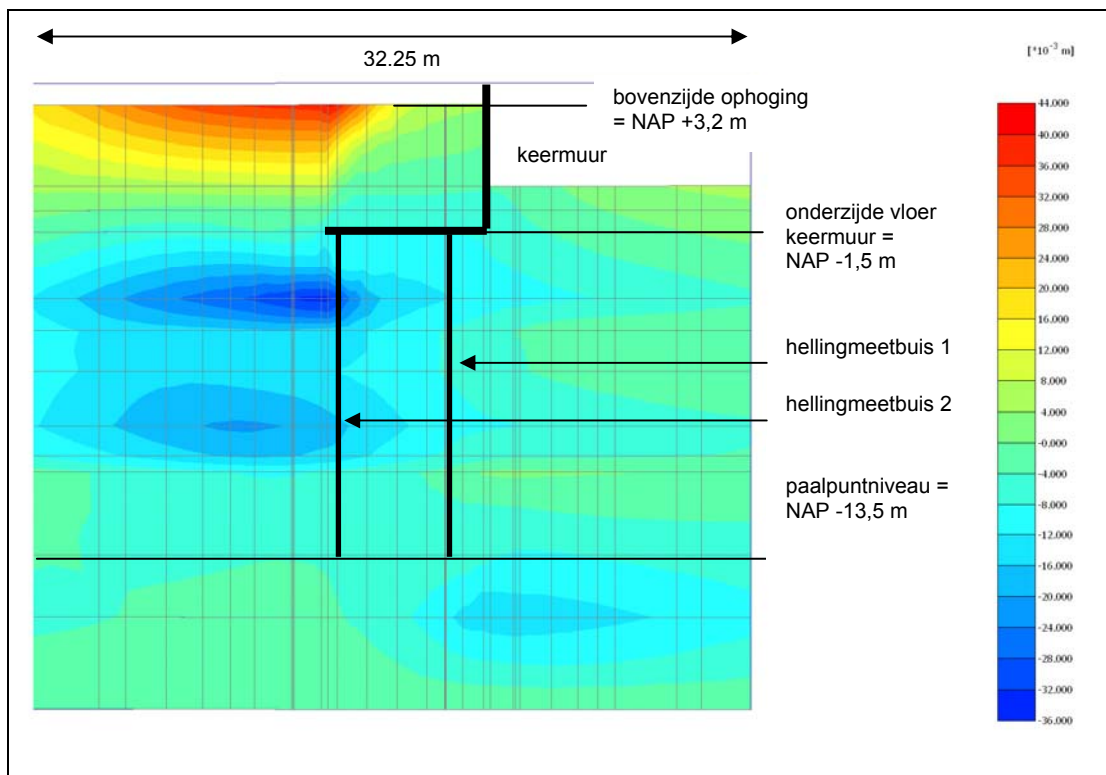
Algemeen

Opvallend is dat ter plaatse van het voetniveau van de hellingmeetbuizen en het paalpuntniveau de gemeten verplaatsingen telkens beduidend kleiner zijn dan de berekende verplaatsingen. Waarschijnlijk wordt dit veroorzaakt door een te kleine gehanteerde stijfheid van de laag op dat niveau of van de eronder gelegen kleilaag. Anderzijds heeft dit te maken met het feit dat er bij de uitwerking van de hellingmetingen vanuit is gegaan dat de verplaatsing aan de onderzijde van de hellingmeetbuizen (vanaf 23 maart 1978) gelijk is aan nul hetgeen in werkelijkheid niet zo hoeft te zijn. In Figuur 2-6 is de horizontale grondvervorming gegeven in een doorsnede over de hellingmeetbuizen (tussen de palen in).

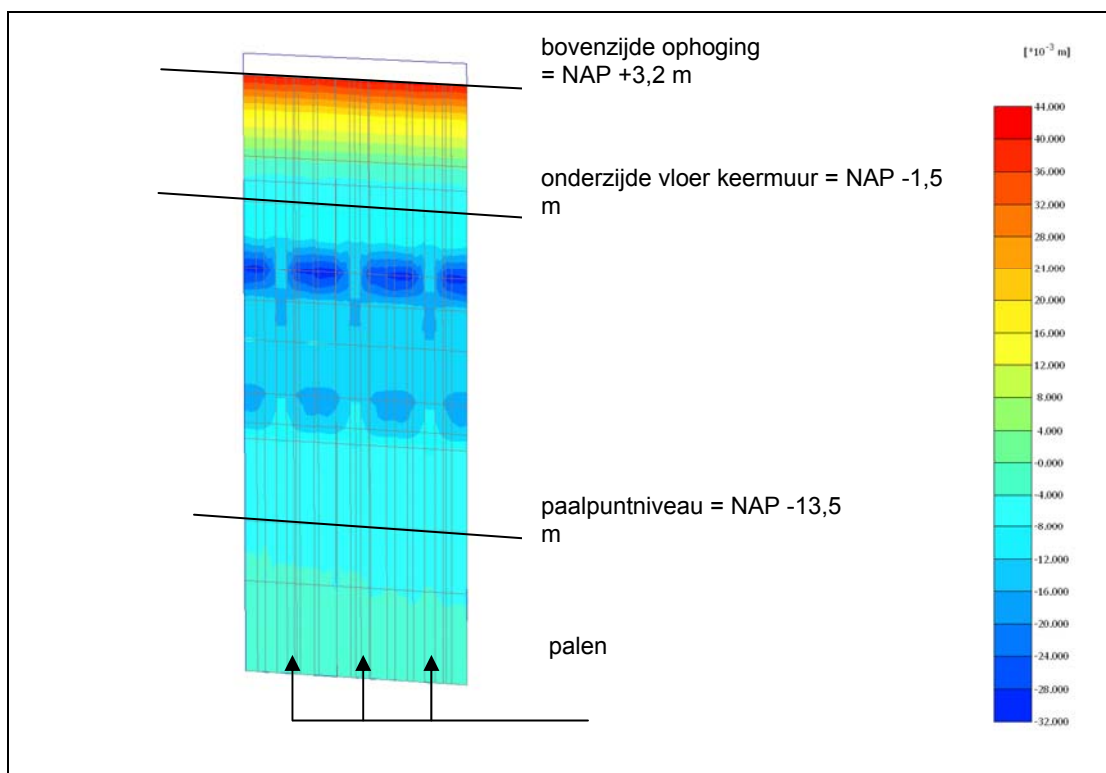
De toepassing van het Hardening Soil model resulteert in onderhavig geval in enigszins grotere horizontale verplaatsing dan het Soft Soil Creep model. De modellen leveren vergelijkbare resultaten in de beschouwde case.

De berekende horizontale verplaatsingen van palen II en IV zijn identiek en groter dan van paal I. Paal I wordt enigszins afgeschermd van de verplaatsende grond door palen in de rij van palen II en IV (dichtstbij de ophoging). Hetzelfde geldt voor hellingmeetbuis 1 waarvoor kleinere horizontale verplaatsingen zijn berekend dan voor hellingmeetbuis 2.

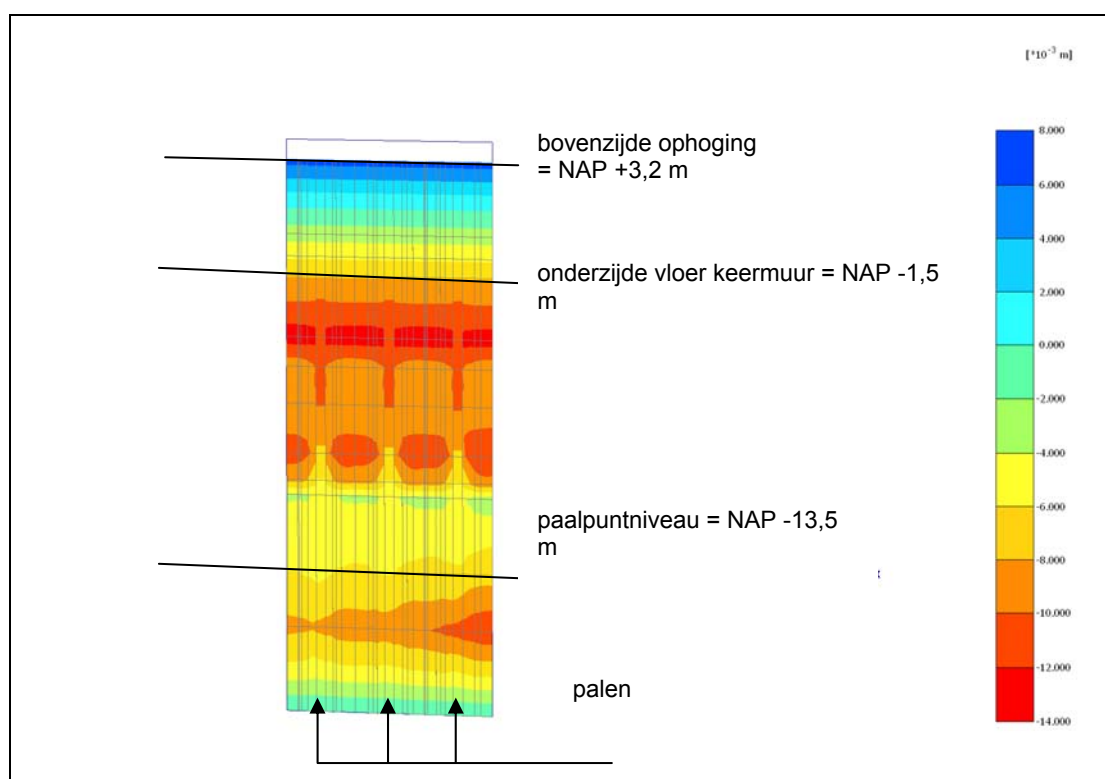
Wanneer ter hoogte van de eerste palenrij (palen II en IV) de horizontale verplaatsing worden beschouwd blijkt dat de palen minder dan de grond verplaatsen, althans op de diepte van de veenlaag (ca. NAP -4 à -5,2 m). Daarentegen blijkt bij een doorsnede door de tweede palenrij (paal I) de palen vrijwel evenveel als de grond verplaatsen op de diepte van de hiervoor genoemde veenlaag. Direct boven het paalpuntniveau blijkt de paal grotere verplaatsingen te ondergaan dan de omringende grond. In Figuur 2-7 is een verticale doorsnede weergegeven ter hoogte van de eerste palenrij. In Figuur 2-8 is een verticale doorsnede gegeven ter hoogte van de tweede palenrij.



Figuur 2-6 Horizontale grondvervorming (doorsnede midden tussen de palen)



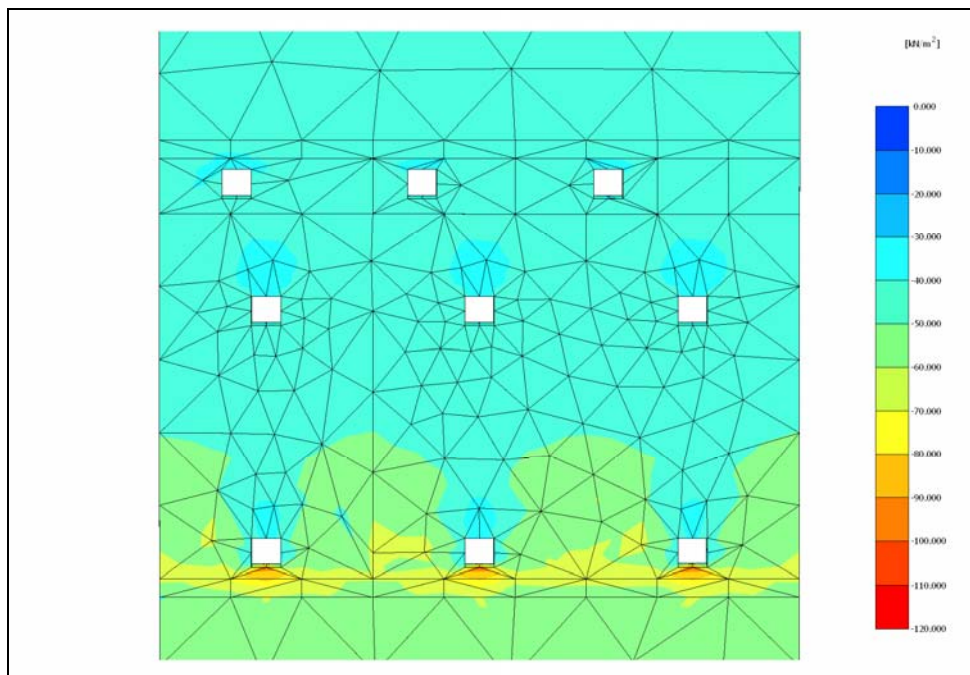
Figuur 2-7 Verticale doorsnede over de volledige hoogte van het model ter plaatse van de eerste palenrij met berekende horizontale verplaatsingen (Hardening Soil Model)



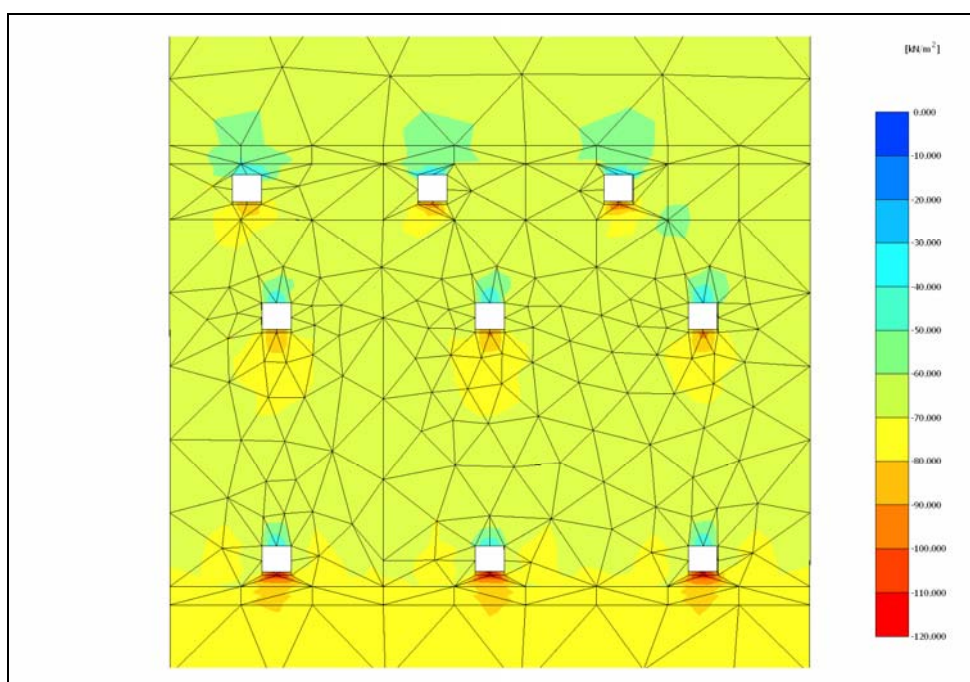
Figuur 2-8 Verticale doorsnede over de volledige hoogte van het model ter plaatse van de tweede palenrij met berekende horizontale verplaatsingen (Hardening Soil Model)

In Figuur 2-9 zijn de horizontale effectieve spanningen weergegeven in de veenlaag tussen NAP -4 m en -5,2 m. Hieruit komt duidelijk naar voren dat direct voor de palen in de eerste palenrij, rij het dichtst bij de ophoging, de horizontale effectieve spanningen aanzienlijk groter zijn dan tussen de palen en op grotere afstand van de palen. Achter de eerste palenrij, dus verder van de ophoging af, zijn de spanningen ook lager maar min of meer constant. Dit kan mede veroorzaakt worden door toename van de verticale grondspanning als gevolg van spanningspreiding door de ophoging achter de keermuur.

In Figuur 2-10 is hetzelfde gedaan voor de kleilaag tussen NAP -8,7 m en -9,8 m. Ook hier is een duidelijke spanningstoename waarneembaar voor de eerste palenrij. Het grote verschil met de hiervoor genoemde veenlaag is echter dat nu ook bij de andere palen aan de voorzijde (zijde ophoging) sprake is van een duidelijke spanningstoename.



Figuur 2-9 Horizontale effectieve spanningen in de veenlaag (tussen NAP -4,0 en -5,2 m) na ophoging



Figuur 2-10 Horizontale effectieve spanningen in de matig vaste kleilaag (tussen NAP -8,7 m en -9,8 m) na ophoging

Met betrekking tot de berekende buigende momenten geldt dat met het Hardening Soil Model de grootste buigende momenten worden gevonden. Wanneer het inklemmingsmoment in de constructie is gemeten is dit telkens een factor 2 à 4 hoger dan de berekende waarde.

Horizontale verplaatsingen hellingmeetbuis 1:

De berekende horizontale verplaatsingen zijn vrijwel over de gehele gemeten hoogte lager dan de gemeten verplaatsingen. De berekening met het Soft Soil Creep model leidt tot de kleinste horizontale verplaatsingen.

Horizontale verplaatsingen hellingmeetbuis 2:

De berekende horizontale verplaatsingen zijn vrijwel over de gehele hoogte lager dan de gemeten verplaatsingen, waarbij bij toepassing van het Soft Soil Creep model de geringste verplaatsingen zijn berekend. De verschillen tussen berekening en meting zijn veelal iets kleiner dan bij hellingmeetbuis 1. Het algehele horizontale verplaatsingsbeeld komt goed overeen met de gemeten waarden.

Horizontale verplaatsingen paal I:

Het berekende verloop in de diepte van de horizontale verplaatsing komt redelijk overeen met de op 10 juli 1979 gemeten verplaatsingen.

Horizontale verplaatsingen paal II:

De berekende verplaatsingen zijn direct onder het paalkopniveau redelijk vergelijkbaar met de metingen van 20 september 1978. De gemeten verplaatsingen van 10 juli 1979 zijn aanzienlijk groter dan de berekende verplaatsingen. Opgemerkt wordt dat de meting van 20 sept. 1978 met name direct boven paalpuntniveau niet betrouwbaar lijkt vanwege tegengestelde verplaatsingsrichtingen.

Horizontale verplaatsingen paal IV:

De berekende verplaatsingen liggen tussen beide eerder genoemde metingen in.

Buigende momenten in de palen:

Voor de palen I en II zijn relatief weinig meetresultaten voorhanden. Voor paal II geldt dat het gemeten maximale veldmoment enigszins lager is dan het berekende buigende moment. Voor paal IV wordt de grootste overeenstemming bereikt tussen de metingen en de berekeningen waarbij het gemeten veldmoment ca. een factor 1,1 à 1,4 groter is.

2.3.1.4. Aanvullende berekeningen

De hierna genoemde aanvullende berekeningen zijn uitgevoerd met Plaxis 3D Foundation versie 2.1.

Geconstateerd is dat de berekeningsresultaten en metingen in absolute waarde niet goed op elkaar aansluiten. Eén van de oorzaken zou kunnen zijn dat de berekeningen gedraineerd zijn uitgevoerd. In werkelijkheid treedt in eerste instantie ongedraineerd gedrag waarna vervorming toeneemt in de consolidatie- en kruipfase. Buiten de opdracht om zijn alsnog berekeningen gemaakt waarbij voor de slappe lagen ongedraineerd gedrag is aangegeven met vervolgens consolidatie.

De resultaten van de deze berekeningen zijn tevens op bijlage 7 t/m 9 gegeven. Bij het ongedraineerd aanbrengen van de ophoging ontstaan vervormingen en buigende momenten. Tijdens de consolidatiefase nemen deze vervolgens toe. Uiteindelijk zijn de eindwaarden van vervormingen en buigende momenten groter dan in de gedraineerde berekening en sluiten veel beter aan op de metingen.

Een tweede optimalisatieslag is gemaakt door de mesh sterk te verfijnen (bijlage 10). De resultaten van deze berekeningen zijn tevens weergegeven in de bijlagen 7 t/m 9 (verfijnde mesh) en in bijlage 11 t/m 13. De meshverfijning resulteert in met name een betere benadering van het inklemmingsmoment van de palen in de ondergrond. De andere resultaten zijn niet significant verbeterd ten opzichte van de ongedraineerde berekeningen inclusief consolidatie.

Geconcludeerd wordt dat de ongedraineerde fase van grote invloed is op het gedraineerde eindresultaat. Aanbevolen wordt om in dit soort gevallen altijd een ongedraineerde berekening met

consolidatie uit te voeren. De verfijning van de mesh daarentegen heeft niet tot een significante verbetering van de resultaten geleid, met uitzondering van het inklemmingsmoment van de palen in de ondergrond. Desalniettemin wordt aanbevolen dergelijke berekeningen met een voldoende fijne mesh uit te voeren.

2.3.2. Stijfheid keermuur op palen

Modellering van de stijfheid van de funderingsconstructie blijft een lastig probleem. Het zou ideaal zijn wanneer de keermuur gemodelleerd kan worden met schoorpalen die een axiaal last-
vervormingsgedrag hebben dat overeenkomt met de werkelijkheid. Bij een statische bepaalde constructie of statisch onbepaald (zoals in dit geval) kan de keermuur reeds horizontale belasting opnemen zonder aanwezigheid van horizontale ondersteuning van de grond. Dit resulteert in een horizontale, verticale verplaatsing en rotatie van de keermuur. De verplaatsingen hierbij liggen in de orde van cm's. Bij aanwezigheid van grond gaan de palen tegen de grond leunen en wordt een deel van de belasting door grond opgenomen. Juist deze interactie is van belang voor het gedrag van de hele constructie en bepaalt de grootte van optredende paalmomenten. Komt hier nog horizontale grondvervorming bij dan wordt de zaak nog gecompliceerder. Alleen bij een volledig correcte modellering van de axiale paalstijfheid kan deze interactie tussen keermuur, palen en grond redelijk worden beschreven. Kunstgrepen bestaande uit uitwendige krachten op de keermuur of randvoorwaarden (b.v. vasthouden van de keermuur) moeten daarom om principiële redenen worden afgewezen. Mogelijk kan een oplossing worden gevonden door de juiste paalconfiguratie toe passen inclusief schoorstanden en de axiale stijfheid van de palen in het model aan te passen aan de werkelijkheid. Dit zou bijvoorbeeld kunnen gebeuren door onder de paalpunt een verende ondersteuning aan te brengen met de juiste stijfheid. In PLAXIS 3D Foundation versie 2 zou dit mogelijk kunnen door toepassing van een "Spring" onder de paalpunt. Deze optie is niet verder onderzocht.

Bij sommige constructies, zoals een meerpaalspoer zonder schoorpalen, wordt de horizontale stijfheid geheel aan de grond ontleend en speelt de axiale stijfheid van de funderingspalen een ondergeschikte rol.

2.4. PLAXIS 2D-model en MSheet

Door T&E Consult is een PLAXIS 2D modelering en een model in MSheet opgesteld. Met beide modellen is een groot aantal varianten berekend.

Voor een volledige toelichting op de gehanteerde modellering en resultaten wordt verwezen naar Appendix 1.

In aanvulling op de analyse van T&E Consult is nog een interessante variant berekend voor de stalen paal IV:

Horizontale grondvervorming uit PLAXIS 2D

Beddingsconstante volgens CIAD / handleiding MSheet:

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

met een schelpfactor S gebaseerd op de h.o.h.-afstand van de palen ($S=7,25$). Praktisch gezien zijn de beddingsconstanten gehanteerd uit Tabel 3 van Appendix 1 met aanpassing van de schelpfactor. Gronddrukcoëfficiënten met een schelpfactor S gebaseerd op de h.o.h.-afstand van de palen ($S=7,25$). Ook hier zijn de beddingsconstanten gehanteerd uit Tabel 3 van Appendix 1 met aanpassing van de schelpfactor. Voor het gemak zijn in alle bodemlagen de volgende gronddrukcoëfficiënten gekozen:

$$\lambda_a^* = 0,05$$

$$\lambda_p^* = 30$$

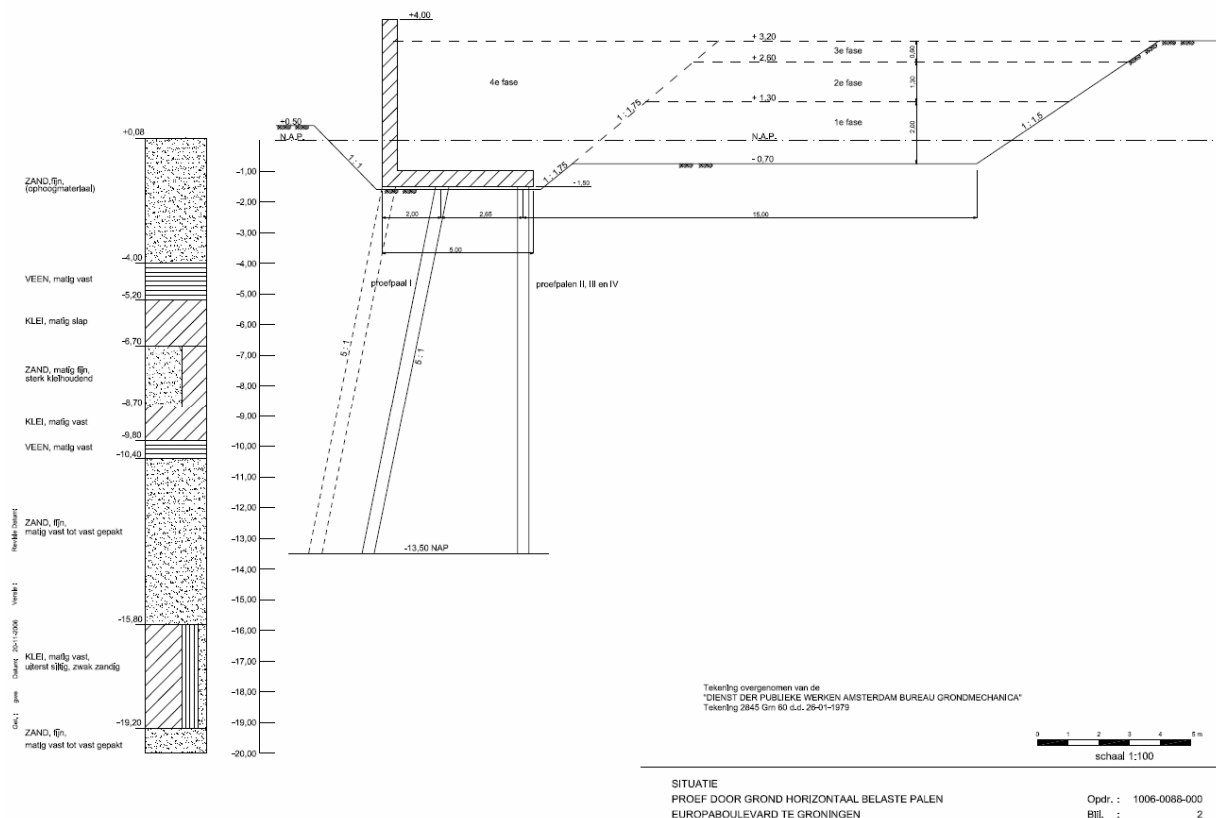
$$\lambda_n^* = \lambda_n$$

Rotatie- en translatievoor met $k_v = 5000$ kN/m; $k_\phi = 1,58 \cdot 10^5$ kNm/rad.

De op deze wijze afgeleide beddingsconstante in de eerste zandlaag beneden NAP -10,4 wordt door de keuze van de schelpfactor extreem hoog. Dit wordt veroorzaakt door de zeer geringe horizontale vervorming in deze laag. De beddingsconstante kan feitelijk niet groter worden dan de waarde volgens Menard; deze waarde uit tabel 3 van Appendix 1 is derhalve gekozen.

2.5. Begeman-de Leeuw

Voor de berekening volgens Begeman-de Leeuw is de procedure uit rapport "Bestaande ontwerpmodellen" gevolgd. De beschouwde situatie is nogmaals in Figuur 2-11 gegeven.



Figuur 2-11 Doorsnede keermuur en bodemopbouw

Het slappe lagenpakket bestaat in dit geval uit 2 delen; de veen-/kleilaag van NAP -4,0 tot -6,7 m en de klei-/veenlaag van NAP -8,7 tot -10,4 m. De 2 meter dikke zandlaag van NAP -6,7 tot -8,7 m wordt tevens tot de slappe lagen gerekend. Dit laatste is een nogal arbitrair uitgangspunt. Zowel het geval Van IJsseldijk als Loof wordt beschouwd.

Allereerst is de elasticiteitsmodulus van de laag bepaald met:

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

E		Elasticiteitsmodulus van de grond
p	$2,7 \cdot 18 = 48,6 \text{ kPa}$	Belasting door ophoging
h	6,4 m	Dikte elastische laag
z	0,092 m	zetting van ophoging (bijdrage lagen volgens bijlage 5)

De horizontale grondvervorming volgens Van IJsseldijk is:

$E = 4226 \text{ kPa}$
 $q = 48,6 \text{ kPa}$
 $h = 6,4 \text{ m}$
 paal 0,35 m uit as $t = x/h = 0,35/2,7 = 0,13$ neem $t = 0$

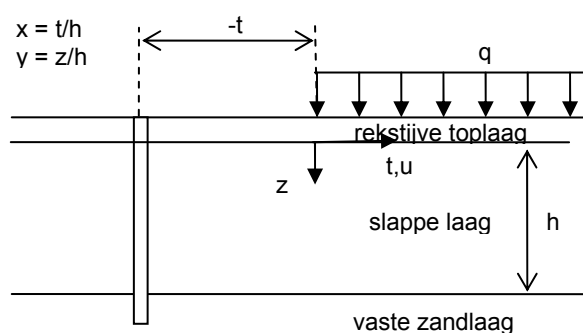
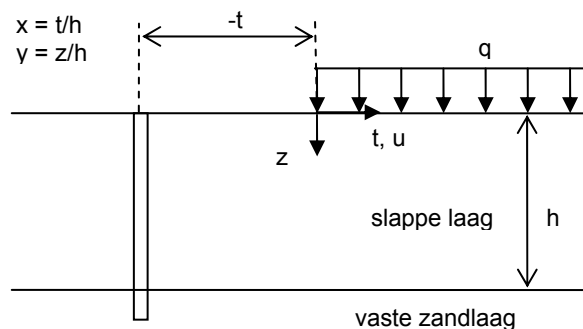
$$\frac{E}{h \cdot q} u = 0,475 \text{ (op } z/h = 0,2\text{): } u_{\max} = 0,035 \text{ m}$$

$$\frac{\sigma_{xx}}{q} = 0,5 \text{ (op } z/h = 0,2\text{): } \sigma_{xx} = 24,3 \text{ kPa}$$

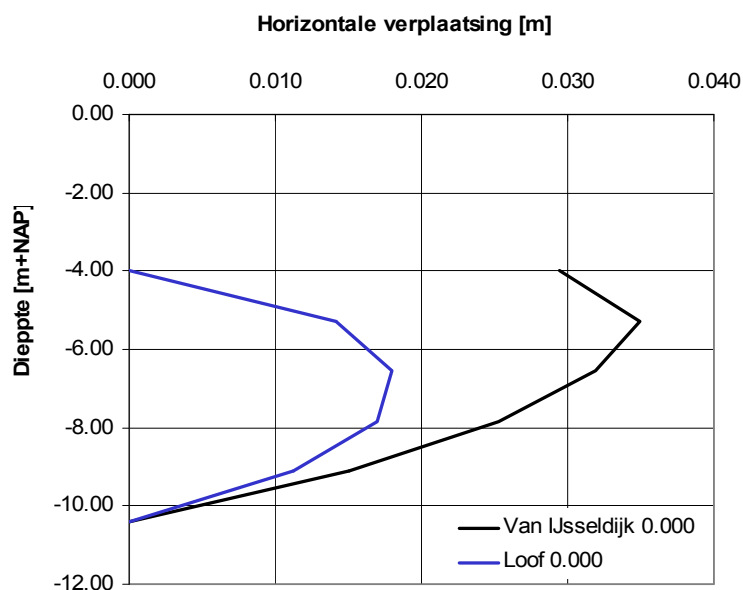
Voor het geval Loof geldt:

$$\frac{E}{h \cdot q} u = 0,245 \text{ (op } z/h = 0,4\text{): } u_{\max} = 0,018 \text{ m}$$

$$\frac{\sigma_{xx}}{q} = 0,5 \text{ (op } z/h = 0,4\text{): } \sigma_{xx} = 24,3 \text{ kPa}$$



De berekende horizontale grondvervorming als functie van de diepte volgens van IJsseldijk en Loof zijn in Figuur 2-12 gegeven.



Figuur 2-12 Horizontale grondvervorming

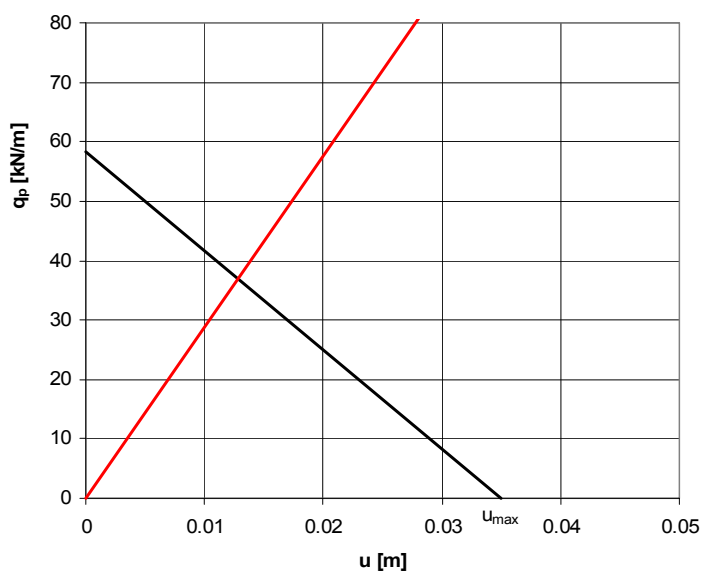
De grondvervorming volgens Van IJsseldijk komt nog het meest overeen met de gemeten horizontale grondvervorming in de hellingmeetbuizen 2 en 3 die in de beschouwde doorsnede staan.

Met bovengenoemde gegevens kunnen de grond- en paallijn worden bepaald volgens Begemann - de Leeuw:

$$\begin{aligned} \text{grondlijn: } q_g &= 2\sigma_{xx} \cdot S \cdot D \cdot \left(1 - \frac{u}{u_g}\right) \\ q_g &= 2 \cdot 24,3 \cdot 3 \cdot 0,4 \cdot \left(1 - \frac{u}{0,035}\right) \quad (\text{met } q \text{ uitgedrukt in kN/m en } u \text{ in m}) \\ q_g &= 58,3 \cdot \left(1 - \frac{u}{0,035}\right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{paallijn: } q_p &= \frac{EI_p}{\alpha \cdot l^4} \cdot u \\ q_p &= 2875 \cdot u \quad (\text{met } q \text{ uitgedrukt in kN/m en } u \text{ in m}) \end{aligned}$$

α	1/384	Factor afhankelijk van oplegvoorwaarden (2 zijdig ingeklemd)
E	17500 MN/m ²	Elasticiteitsmodulus beton incl. reductiefactor 0,5 voor kruip
I_p	0,00213	Traagheidsmoment
l_{eff}	6,4 + 2,0 = 8,4 m	Effectieve paallengte
S	3	Schelpfactor
D	0,40 m	Paalbreedte



Figuur 2-13 Grond- en paallijn volgens Begemann-de Leeuw

Het snijpunt van snijpunt paallijn - grondlijn is:

$$q = 36,9 \text{ kN/m}$$

$$u = 0,013 \text{ m}$$

Het maximaal buigend moment in de paal wordt bepaald met:

$$M = \beta \cdot q \cdot l_{eff}^2$$

Voor een tweezijdig ingeklemde ligger wordt een inklemmingsmoment gevonden van 218 kNm ($\beta = 1/12$) en een veldmoment van 109 kNm ($\beta = 1/24$).

Vergelijking van het maximaal moment met de gemeten waarden in paal II en IV laat een redelijk goede overeenkomst zien. De berekende maximale paalverplaatsing van 13 mm is beduidend kleiner dan de gemeten waarde van 32 en 25 mm voor respectievelijk paal II en IV.

Bij de toepassing van de methode Begemann - de Leeuw moet een groot aantal keuzen worden gemaakt die van grote invloed zijn op het berekeningsresultaat:

- keuze van de dikte van de slappe laag; de sterk kleihoudende, matig fijne Zandlaag is gerekend tot de slappe laag.
- de keuze of wel of geen rekstijve bovenlaag aanwezig is. De zandophoging van NAP -1,5 m (ok vloer) tot NAP -4,0 m zou als rekstijve bovenlaag kunnen werken. Er is gekozen voor een rekslappe bovenlaag omdat dit meer bij de gemeten vervormingen aansluit
- de grootte van de schelpfactor staat ter discussie. Er is bewust voor een relatief grote schelpfactor (3,0) gekozen.
- de mechanicaschematisatie van de paal; in verband met de aanwezigheid van een de zandophoging onder de vloer is gekozen voor een tweezijdige inklemming.
- de diepte waarop grond- en paallijn zijn bepaald. Voor de grondlijn is uitgegaan van de maximale verplaatsing die optreedt op een diepte van 0,2 x de dikte van de slappe lagen. Voor de paallijn is echter het verband bepaald tussen belasting en verplaatsing in het midden van de paal wat overeenkomt met een diepte van 0,5 x de dikte van de slappe lagen.

Geconcludeerd wordt dat er een te groot aantal onzekere aannamen gedaan moeten worden bij deze case dat het voorspellend karakter van de methode Begemann - de Leeuw voor de Europaboulevard zeer gering is.

3. SAMENVATTING CASE EUROPABOULEVARD

3.1. Inleiding

In de periode tussen maart 1978 en september 1978 zijn in Amsterdam direct ten noorden van de kruising van de rijksweg A10 met de Europaboulevard reconstructiewerkzaamheden uitgevoerd. Het werk bestond uit het realiseren van viaducten en onderheide L-vormige keermuren. Vervolgens zijn ophogingen bestaande uit zand aangebracht, en de wegen aangelegd, zie Figuur 2-1.

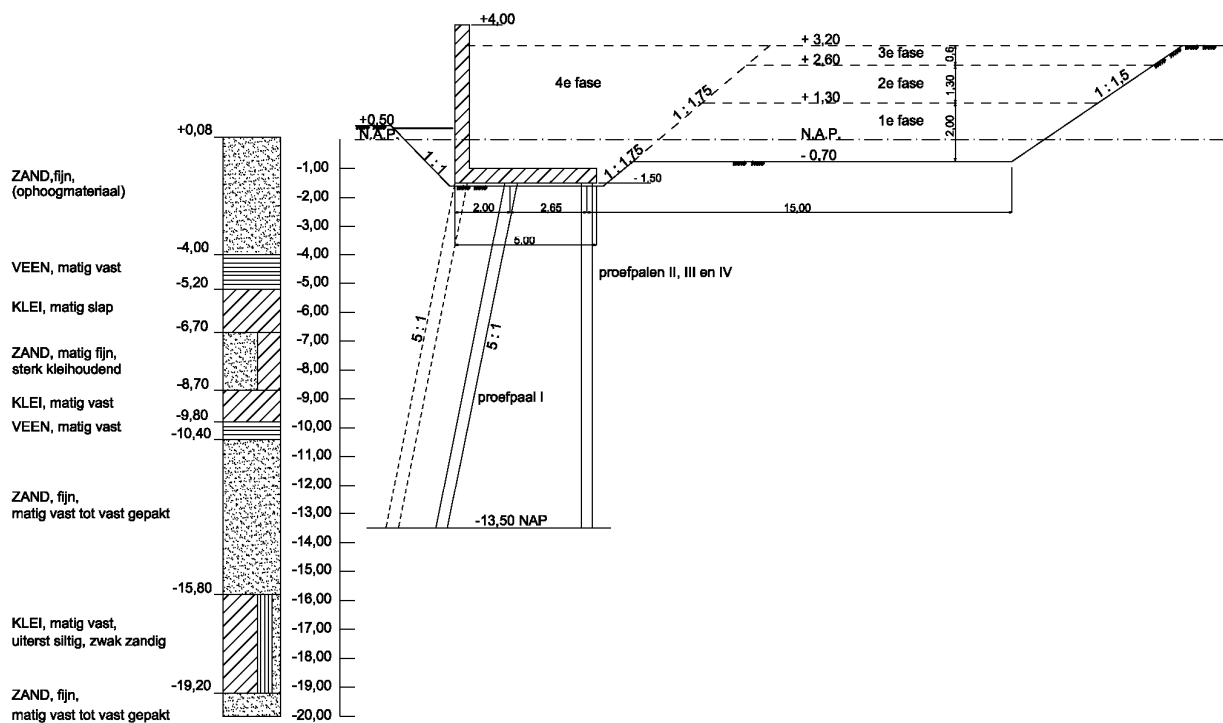


Figuur 3-1 Situatie CIAD/Europaboulevardproef

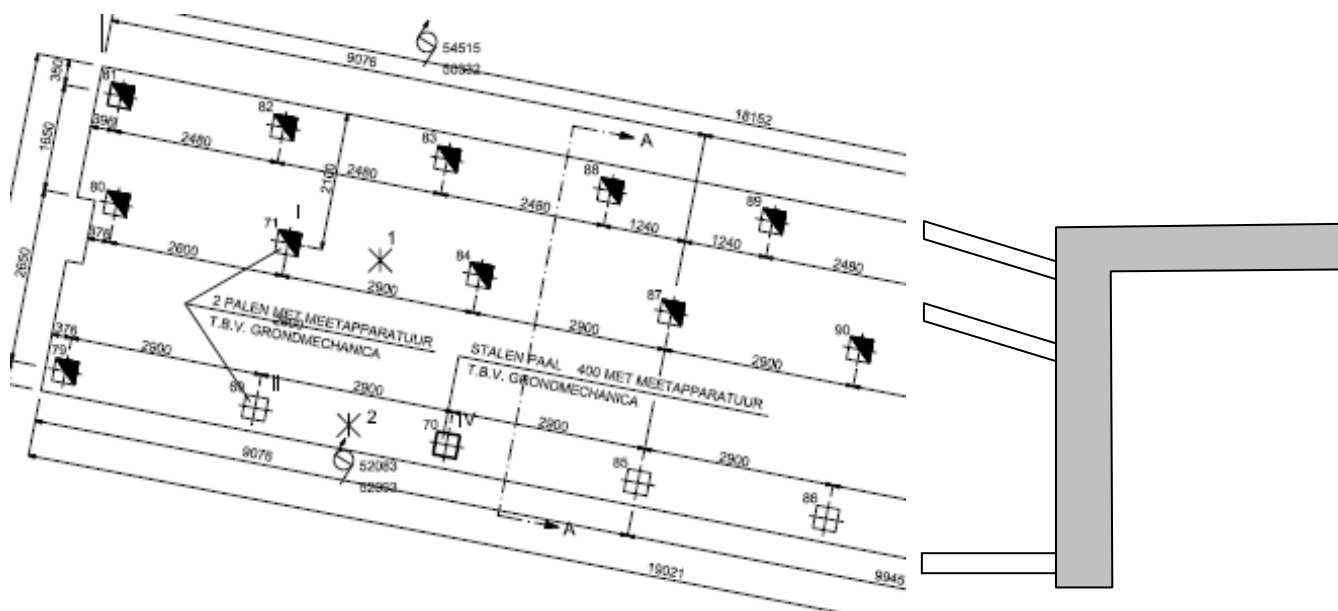
Door de CIAD-projectgroep 'Door grond horizontaal belaste palen' zijn hierbij diverse metingen (verplaatsings- en rekmetingen) in de grond en aan/in de palen uitgevoerd. De door de ophoging veroorzaakte verticale zettingen leiden tot horizontale verplaatsingen van de ondergrond. De palen onder de keerwand worden derhalve door de grond horizontaal belast.

De gehele opzet en de resultaten van deze proef zijn in detail beschreven in de Eindrapporten CIAD projectgroep "Door grond horizontaal belaste palen" van mei 1979 en deel II (Proef) van april 1980.

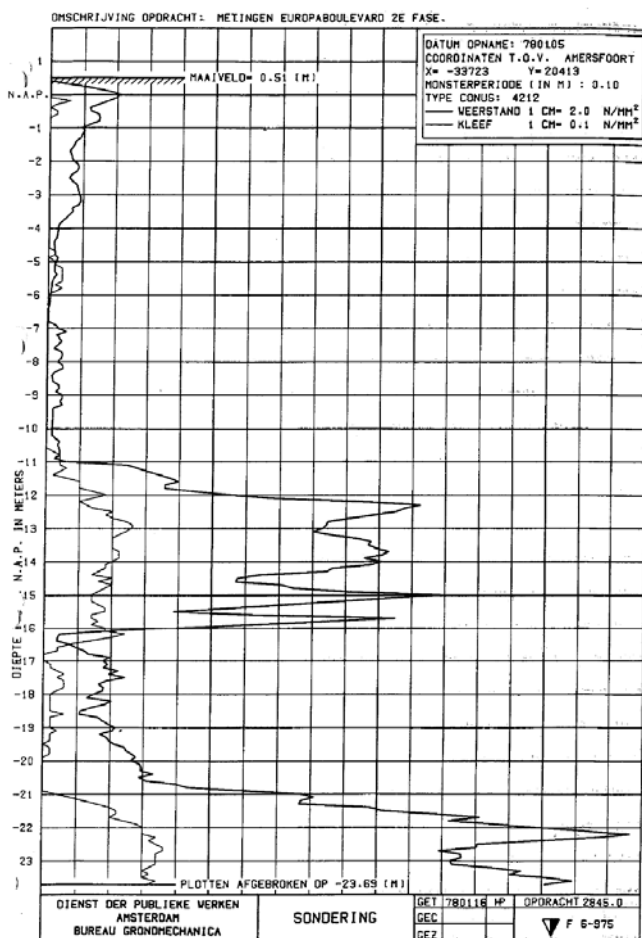
Teneinde een indruk te krijgen van de situatie is in Figuur 2-2 en Figuur 3-3 respectievelijk een dwarsdoorsnede en een plattegrond gegeven. Verder is in Figuur 3-4 een karakteristieke sondering gegeven en is in Tabel 1 de bodemlaagindeling gegeven.



Figuur 3-2 Doorsnede keermuur en bodemopbouw



Figuur 3-3 Plattegrond keermuur en doorsnede



Figuur 3-4 Sondering

Tabel 1; Bodemlaagindeling en algemene parameters

bovenzijde laag [m +NAP]	omschrijving	q_c [MPa]	$\gamma_{droog}/\gamma_{nat}$ [kN/m ³]	cohesie [kPa]	phi [graden]
0,25	Zand, fijn (ophoogmateriaal)	3	18 / 20	1	27,5
-4,0	Veen, matig vast *	0,6	11 / 11	1	20
-5,2	Klei, matig slap *	0,4	17 / 17	5	22,5
-6,7	Zand, matig fijn, sterk kleihoudend *	1	16 / 18	0	30
-8,7	Klei, matig vast *	0,4	14 / 14	5	20
-9,8	Veen, matig vast	0,8	11 / 11	2,5	20
-10,4	Zand, fijn zand, matig vast tot vast gepakt	14	18 / 20	0	32,5
-15,8	Klei, matig vast, uiterst siltig, zwak zandig	1,8	17 / 17	5	22,5
-19,2	Zand, matig vast tot vast gepakt	20	18 / 20	0	35

3.2. Proefpalen en uitgevoerde metingen

Tijdens de proef zijn metingen uitgevoerd aan 4 palen. Hier zal in worden gegaan op de stalen paal nummer IV, 400 mm x 400 mm, te lood, 12,5 m lang (2 aan elkaar gelaste U-

profielen, wanddikte 8 mm, onderzijde vlakke plaat 30 mm), buigstijfheid (EI) is 68250 kNm², paalpuntniveau NAP -13,5 m. In de volgende case wordt nader ingegaan op de prefab betonpalen.

De volgende metingen zijn uitgevoerd:

- rekmetingen palen (snaarreknemer);
- hellingmeting in palen (2 richtingen);
- hellingmeting in grond (2-richtingen);
- waterspanningsmetingen in de grond op NAP -5 en -8 m.

De hellingmeetbuizen zijn tijdens het ophogen opgelengd en zijn mogelijk ingeklemd in de constructie (in de vloer van de keermuur).

De opgetreden zettingen van de grond, ten gevolge van de ophoging, zijn niet gemeten.

3.2.1. Uitvoering bouwwerkzaamheden

De volgorde van de bouwwerkzaamheden is hieronder weergegeven, waarbij is uitgegaan van het gedeelte waarvoor de validatie is uitgevoerd:

14 maart 1978	heien proefpalen vanaf NAP -0,7 m
22 maart 1978	ontgraven tot NAP -1,6 m
30 maart 1978	storten werkvloer (0,1 m dik)
6 april 1978	storten betonvloer (NW-zijde)
29 maart t/m 14 april 1978	fase 1: ophogen tot NAP +1,3 m (in 3 slagen)
11 mei t/m 17 mei 1978	fase 2: ophogen tot NAP +2,6 m (in 2 slagen)
8 en 9 juni 1978	fase 3: ophogen tot NAP +3,2 m (in 1 slag)
30 juni 1978	storten wand (NW-zijde)
28 aug. t/m 13 sept. 1978	fase 4: aanvullen keermuur (en voorzijde)

3.3. Meetresultaten

De meetresultaten zijn uitvoerig gepresenteerd in de reeds genoemde CIAD rapportages. Voor de validatie wordt gekeken naar de meetresultaten van de in de palen ontstane buigende momenten en de horizontale paal- en grondverplaatsingen. De nulmeting van de horizontale grondverplaatsingen heeft plaatsgevonden op 22 februari 1978. Tussen de nulmeting en de meting van 23 maart 1978 treedt nogal wat vervorming in de hellingmeetbuizen op hetgeen vreemd lijkt; de eerste aanvulling vond plaats vanaf 29 maart 1978. Om deze reden is de meting van 23 maart 1978 als nulmeting beschouwd en zijn vervormingen hieraan voorafgaand verwaarloosd.

Het aanvullen van de keerwand heeft geduurd tot 13 september 1978. Een uitgebreide meetronde heeft plaatsgehad op 20 september 1978. Alle bijkomende vervormingen en buigende momenten tussen september 1978 en juli 1979 kunnen dus toegeschreven worden aan tijdsafhankelijke processen waarbij geen onderscheid gemaakt kan worden tussen consolidatie en kruip.

3.4. Berekeningen

Ten behoeve van het narekenen van de opgetreden verplaatsingen en buigende momenten zijn berekeningen met verschillende modellen uitgevoerd. Dit betreft berekeningen met Begemann - de Leeuw, PLAXIS 2D - MSheet, PLAXIS 2D - "wand" model en PLAXIS 3D,

welke vergeleken zijn met de metingen van 5 juli 1979. In deze paragraaf zal kort op de opzet van de verschillende berekeningen worden ingegaan.

3.4.1. Begemann - de Leeuw

Bij de modellering volgens Begemann – de Leeuw is de 2 m dikke zandlaag van NAP -6,7 m tot -8,7 m tot de slappe lagen gerekend, aangezien dit tot het beste resultaat leidde. De elasticiteitsmodulus van de laag is bepaald aan de hand van de berekende zetting volgens Koppejan over de beschouwde periode (september 1978 tot juli 1979) volgens de methode Betuweroute.

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

E	Elasticiteitsmodulus van de grond
p	Belasting door ophoging
h	Dikte elastische laag
z	zetting van ophoging.

Voor het bepalen van de horizontale grondvervormingen is gebruik gemaakt van het geval Van IJsseldijk, wederom omdat dit tot de meest realistische resultaten leidde. Aangenomen is dat de paal tweezijdig is ingeklemd. Voor de schelffactor (S) is een relatief hoge waarde gehanteerd (3,0) wat leidt tot een wat grotere paalverplaatsing en maximaal buigend moment hetgeen dichter in de buurt komt van de meting.

3.4.2. PLAXIS 2D - MSheet

In deze modellering zijn de horizontale grondvervormingen bepaald met PLAXIS 2D. De interactie tussen de grond en paal is bepaald met de MSheet single pile module.

De berekeningen in PLAXIS 2D zijn gedraineerd uitgevoerd zowel met het Hardening Soil (HS) model als het Soft Soil (SS) model.

Indien de stabiliteit wordt ontleend aan de grondconstructie wordt aanbevolen om minimaal de ongedraineerde situatie te bepalen en de daarop volgende consolidatieperiode. Bij de Europaboulevard zorgt de keerwand zelf voor de totale stabiliteit en kan beschouwing van de ongedraineerde situatie mogelijk achterwege blijven.

In MSheet is gevarieerd met de methode om de gronddrukcoëfficiënten te bepalen:

- Gronddrukcoëfficiënt volgens Brinch-Hansen;
- Gronddrukcoëfficiënt 2D met schelffactor

Ook de wijze waarop de beddingsconstante wordt bepaald is gevarieerd:

- Beddingsconstante volgens Menard;
- Beddingsconstante uit PLAXIS. Hier is op elke diepte de berekende spanningsverhoging bij verhinderde verplaatsing gedeeld door de ongehinderde grondverplaatsing en vervolgens vermenigvuldigd met de schelffactor (methode CIAD / handleiding MSheet).

Voor de keuze van de schelffactor zijn 2 varianten onderzocht:

- “standaard” waarden variërend S = 1,4 à 2,0

- gebaseerd op de hart op hart afstand (2,9 m) van de palen; dit leidt tot een model”schelpfactor”
S = 7,25.

De randvoorwaarde aan de paalkop voor de MSheet-berekening is bepaald met een constructief model, waarbij zowel een rotatie- als een translatievoorwaarde is bepaald. In dit model levert de grond geen horizontale weerstand. Daarnaast is met behulp van MSheet de horizontale weerstand van de overige palen onder de poer bepaald uitgaande van een opgelegde belasting op de paalkop. De totale veerstijfheid van de keerwand is bepaald door sommatie van de veerstijfheden van de keerwand zonder grond en de overige palen onder de poer (translatievoorwaarde paalkop is 5000 kN/m).

3.4.3. PLAXIS 2D – “wand”model

In de PLAXIS 2D berekeningen zijn de palen als wand gemodelleerd. De stijfheid van de palen is op de volgende twee manieren gemodelleerd:

- EI-wand is EI_{paal} / SD (S = 1,4 à 2,0);
- EI-wand is $EI_{\text{paal}} / \text{hoh-afstand}$.

Ook in dit model zijn alle berekeningen gedraineerd uitgevoerd.

3.4.4. PLAXIS 3D Foundation

De aanwezigheid van palen zorgt voor een 3D karakter van de situatie. Daarom zijn ook berekeningen met PLAXIS 3D Foundation uitgevoerd.

Aangezien in PLAXIS 3D geen interface onder de vloer van de keermuur kan worden gemodelleerd is hier een 0,5 m dikke laag grond met een zeer lage stijfheid gemodelleerd. Tevens konden in de gehanteerde versie 1.6 en 2.1 geen schoorpalen worden gemodelleerd en zijn volume-elementen voor de palen toegepast. In latere versies van Plaxis 3D Foundation kunnen “embedded piles” worden toegepast met schoorstand.

Voor de berekening moet een keuze gemaakt worden of er gerekend wordt met tijdsafhankelijke effecten zoals consolidatie en kruip. In principe zijn er de volgende mogelijkheden:

- Hardening Soil model; gedraineerd of ongedraineerd
- Soft Soil Creep model; gedraineerd of ongedraineerd, met of zonder kruip

De berekeningen zijn met beide grondmodellen, gedraineerd uitgevoerd. In een aanvullende berekening is tevens het ongedraineerde gedrag met consolidatie onderzocht.

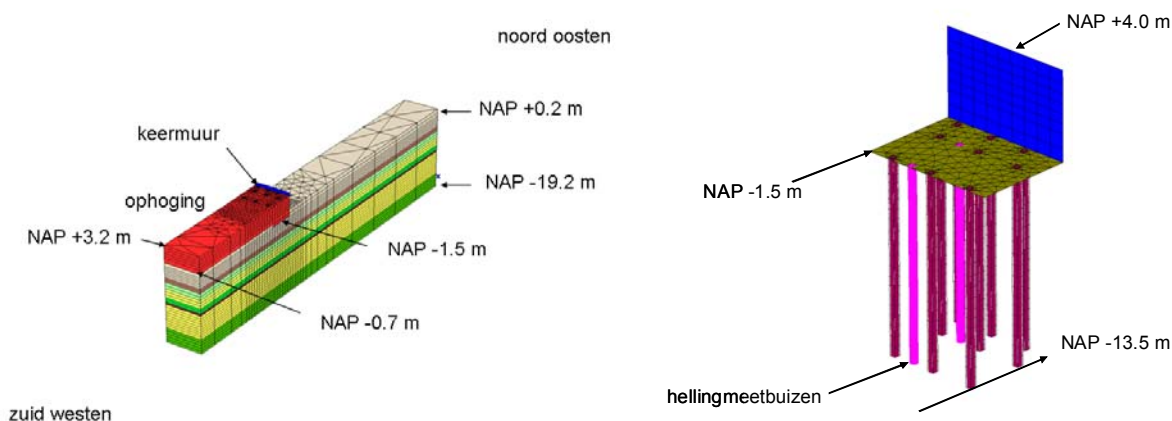
Aangezien geen zettingen gemeten zijn, zijn de stijfheidsparameters geïkht aan de hand van een zettingsberekening met het Koppejan-model en samendrukkingsproeven. Om een vergelijking te maken met de metingen van september 1978 en juli 1979 is in de berekeningen alleen de primaire vervorming in rekening gebracht; aangenomen is dat kruipvervormingen in de consolidatiefase gering is. Voor de modellen zijn de stijfheidsparameters bepaald volgens CUR 2003-7:

- Hardening Soil
 - $E_{\text{OED}} = p^{\text{ref}} * C'_p = 100 * C'_p$;
 - In zand geldt: $E_{50}^{\text{ref}} : E_{\text{OED}}^{\text{ref}} : E_{\text{UR}}^{\text{ref}} = 1 : 1 : 4$
 - In cohesieve lagen geldt: $E_{50}^{\text{ref}} : E_{\text{OED}}^{\text{ref}} : E_{\text{UR}}^{\text{ref}} = 2 : 1 : 8$
- Soft Soil Creep
 - $\lambda^* = 100 / E_{\text{OED}}$ (primaire samendrukking)

- $\kappa^* = \lambda^*/4$ (ont-/herbelastingsstijfheid)
- $\mu^* = 1 \cdot 10^{-4}$ (geen kruip)

De overige parameters zijn bepaald o.b.v. ervaring en NEN 6740. Omwille van numerieke redenen is aan de cohesie van de zandlagen een waarde van 1 kPa toegekend. De neutrale gronddruk coefficient K_0 is gebaseerd op de algemeen geaccepteerde vuistregel van Jaky: $1 - \sin \varphi$. Hierbij wordt opgemerkt dat het SSC-model de horizontale verplaatsing overschat indien wordt uitgegaan van de vuistregel van Jaky. De aanbeveling om te rekenen met een K_0^{NC} van 0,4 in de cohesieve lagen (in plaats van 0,6 à 0,7) is niet in de berekeningen verwerkt omdat het in de gebruikte versie van Plaxis 3D Foundation niet mogelijk is de K_0^{NC} aan te passen.

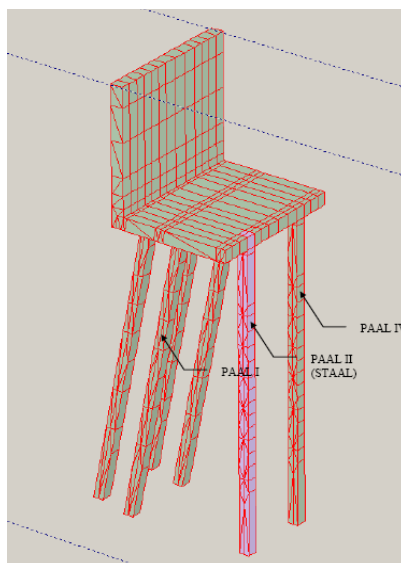
In de berekeningen is voor alle met het SSC-model beschouwde lagen een OCR van 1,3 gehanteerd om de invloed van initiële kruipreksnelheid te beperken (volgens PLAXIS gewenst ondanks dat gekozen is voor een uiterst kleine kruipwaarde μ^*).



Figuur 3-5 Plaxis 3D-model

3.4.5. PLAXIS 3D Tunnel

Aanvullend zijn berekeningen uitgevoerd met PLAXIS 3D tunnel. Belangrijke overwegingen zijn de mogelijkheid om schoorpalen te modelleren en om de fasering van de ophoging mee te nemen. De berekeningen zijn uitgevoerd met het Soft Soil Creepmodel voor de slappe lagen en het Hardening Soilmodel voor zandlagen.



Figuur 3-6 Plaxis 3D-model

Grondparameters

De stijfheidsparameters van het HS model zijn bepaald op basis van bekende relaties met de conusweerstand. De parameters voor het SSC model zijn bepaald op basis van de samendrukkingsproeven uit het CIAD rapport. Met de theorie van Terzaghi is de primaire en secundaire zetting berekend van een uniforme ophoging. Vervolgens zijn de SSC stijfheidsparameters zo gekozen dat deze overeenkomen met de volgende uitgangspunten:

- zettingsverloop in de tijd overeenkomstig een handberekening volgens Terzaghi;
- achtergrondzettingen (kruip in het model, zonder ophogslagen) bedraagt maximaal 1 mm per jaar.
- de verhouding tussen de stijfheidsparameter van het SSC-model conform de handleiding van Plaxis. In de praktijk betekende dit dat er enigszins gesleuteld is aan de verhouding tussen de primaire en secundaire samendrukking. Uit de laboratoriumproeven volgde namelijk een verhouding van 40% primair en 60% secundair. Deze verhouding is in de berekeningen omgekeerd.

Initiële spanningen.

Bij het Soft Soil Creepmodel is de initiële spanningssituatie van groot invloed op de berekende zettingen en de achtergrondzettingen.

De initiële spanningen zijn als volgt aangebracht:

- K_0 -procedure met een horizontaal maaiveld;
- Aanbrengen van het bestaande baanlichaam;
- Fictieve tijdstap van 5000 dagen, zodat de achtergrondzettingen overeenkomen met de gestelde 1mm/jaar;
- Resetten van de verplaatsingen.

Modellering palen

De toegepaste palen zijn grondverdringend, zodat rondom de paal een hoge horizontale korrelspanningen aanwezig zijn. In het model is dit bereikt door een berekeningsstap toe te voegen waarbij het volume van de paalelementen met 10% is vergroot.

De palen zijn gemodelleerd met volume-elementen met een doorsnede van 0,4 x 0,4 m.

Om 'eenvoudig' de momenten te kunnen bepalen is in het hart van palen een beam element aangebracht met een lage stijfheid (1/400 van de werkelijke stijfheid van de paal). Speciale aandacht bij deze modellering verdient de paalkop. Om de paalkopmomenten goed te kunnen bepalen moet de beam doorlopen tot de bovenkant van de vloer.

Ophoging en wand/vloer

- De gefaseerde ophoging is in stappen aangebracht door middel van een "Plastic calculation" met een tijdsinterval van 1 dag;
- Tussen de ophoogslagen is een consolidatieberekening uitgevoerd.
- De vloer is aangebracht door het wijzigen van de grondelementen in betonelementen. Interface-elementen zijn hierbij niet gebruikt;
- De wand is aangebracht door op het juiste moment de elementen van de wand te activeren.

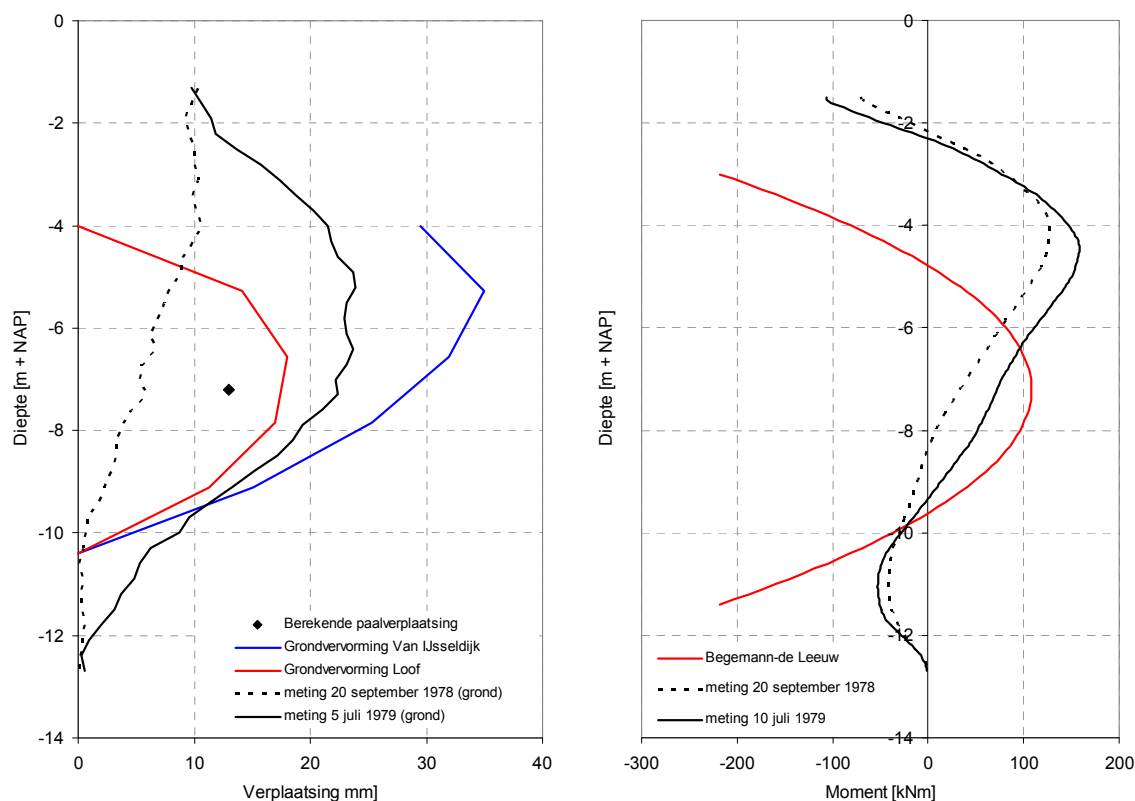
3.5. Resultaten

3.5.1. Begemann - de Leeuw

Vergelijking van het maximaal moment met de gemeten waarden laat een redelijk goede overeenkomst zien. De berekende maximale paalverplaatsing van 13 mm is beduidend kleiner dan de gemeten waarde van 25 mm.

Bij de toepassing van de methode Begemann - de Leeuw moet een groot aantal keuzen worden gemaakt die van grote invloed zijn op het berekeningsresultaat, zoals de keuze van de dikte van de slappe laag, de keuze of wel of geen rekstijve bovenlaag aanwezig is, de grootte van de schelpfactor (er is bewust voor een relatief grote schelpfactor $S = 3,0$ gekozen, de mechanicaschematisatie van de paal en de diepte waarop grond- en paallijn zijn bepaald.

Geconcludeerd wordt dat door de aanwezigheid van een zandige tussenlaag van IJsseldijk - Loof slecht toepasbaar is en het voorspellend karakter van de methode Begemann - de Leeuw voor de Europaboulevard zeer gering is.



Figuur 3-7 Resultaten Begemann - de Leeuw

3.5.2. PLAXIS 2D - MSheet

De Plaxis 2D-berekeningen zijn uitgevoerd om enerzijds de vervormingen zonder palen te berekenen en anderzijds een gecombineerde berekening met MSheet uit te voeren.

Uit de resultaten blijkt dat het HS en SSC model vergelijkbare resultaten geven voor de ongehinderde grondvervormingen. Plaxis 2D overschat deze vervormingen ten opzichte van de meetwaarden. Dit zou kunnen duiden op boogwerking tussen de palen bij de meting waardoor feitelijk geen ongehinderde grondvervorming is gemeten.

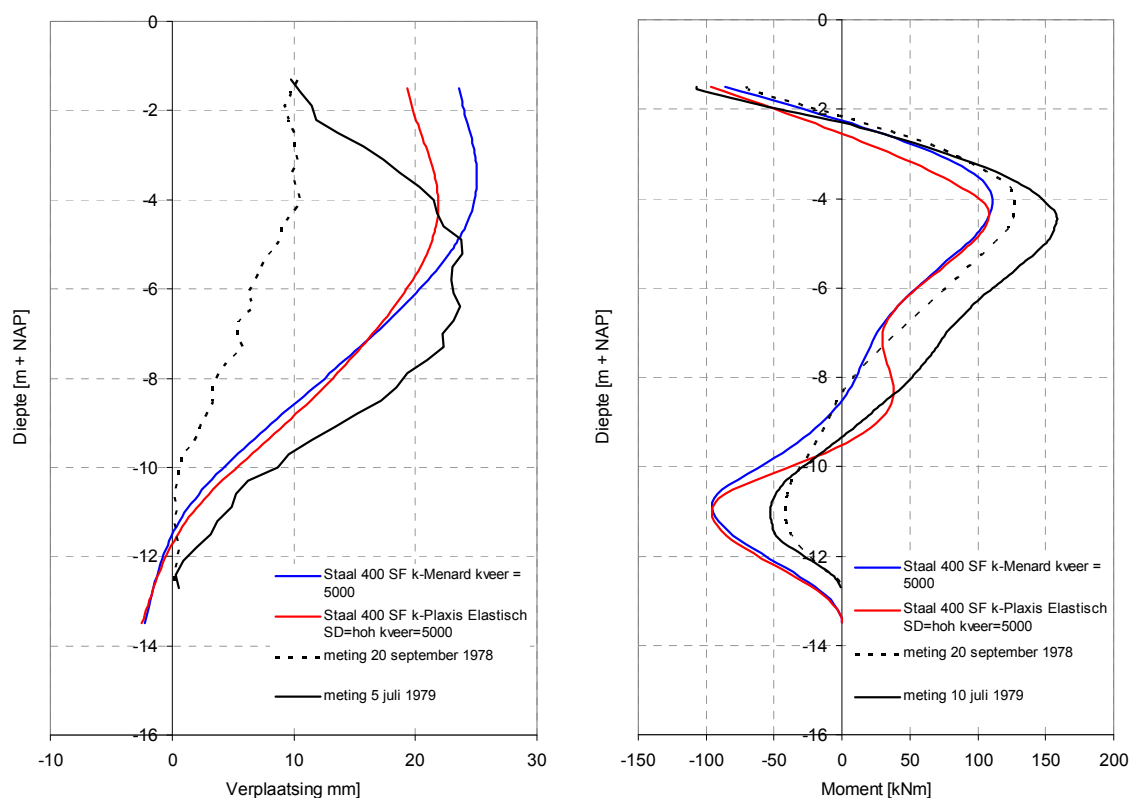
Uit de Plaxis-berekeningen volgt dat de weerstandbiedende lagen in de berekening stijver reageren dan in werkelijkheid.

De berekening met schelfactoren ($S = 1,4$ in de slappe lagen en $S = 2,0$ in de zandlagen), een grondstijfheid volgens de methode Menard en een translatievoor ter plaatse van de paalkop, waarbij ook de weerstand van de grond tegen de andere palen is meegenomen, geeft goede resultaten (Figuur 1-6, blauwe lijn). Het berekende kopmoment is ongeveer gelijk aan de gemeten waarde. De horizontale verplaatsing aan de paalkop is veel groter dan gemeten. Het veldmoment is lager dan de gemeten waarde evenals het inklemmingsmoment bij de paalpunt.

Een alternatieve berekening is uitgevoerd met de k-waarde uit Plaxis (methode CIAD / MSheet-handleiding), actieve, neutrale en 2D passieve gronddrukfactoren (de gehanteerde schelpfactor op de 2D gronddrukfactor is niet van belang omdat deze “plafond”waarde in principe niet wordt bereikt) en met toepassing van een schelpfactor (7,25) die is gebaseerd op de hart op hart-afstand van de palen. Deze berekening geeft in grote lijnen hetzelfde resultaat (Figuur 1-6, rode lijn).

In beide berekeningen is de beddingsconstante in de verschillende grondlagen relatief groot. Bij toepassing van een lagere beddingsconstante worden er echter aanzienlijk lagere buigende momenten berekend die niet overeenkomen met de gemeten waarden.

De bepaling van de translatie- en rotatieveer aan de paalkop is uiterst complex en niet consequent indien de andere palen (de twee schoorpalen) tevens onderhevig zijn aan een opgelegde grondvervorming. Gezien de relatief grote berekende verplaatsing is de gehanteerde veerstijfheid blijkbaar nog te laag.



Figuur 3-8 Resultaten PLAXIS 2D - MSheet

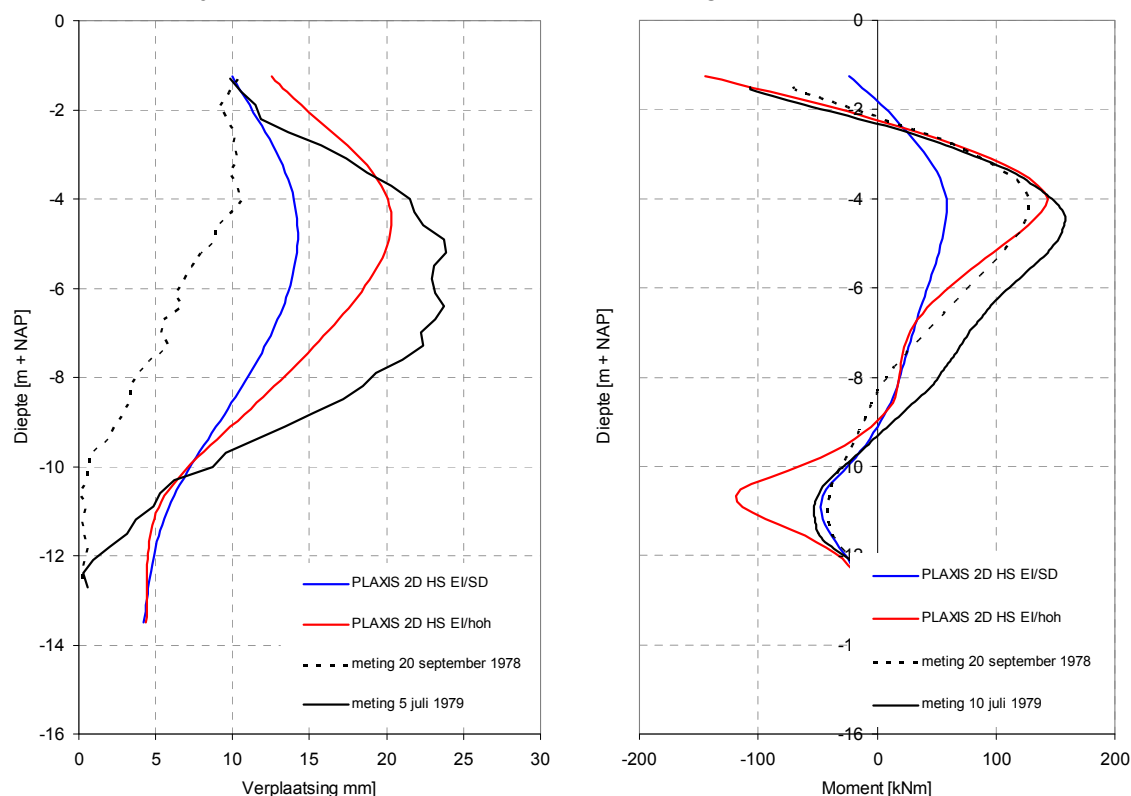
3.5.3. PLAXIS 2D – “wand”model

De berekende maximale uitbuiging en de momenten van de palen in Plaxis, met $EI_{wand} = EI_{paal} / SD$

($S = 1,6$) zijn minder dan de helft van de gemeten waarden. De voorspellende waarde van deze modellering is slecht.

De berekende maximale uitbuiging van de palen in Plaxis, met $EI_{wand} = EI_{paal} / \text{hoh-afstand}$, is iets lager dan gemeten (20 mm t.o.v. 24 mm). Het maximaal berekende moment is ongeveer even groot als het gemeten maximale moment (142 t.o.v. 143 kNm). Het verloop van de momenten in de lagen beneden NAP -5 m wijkt echter wel af van de gemeten waarden. Het lijkt erop dat het grondgedrag hier stijver is gemodelleerd dan in werkelijkheid.

Uit de berekeningen volgt dat de voorspellende waarde van een modellering volgens deze methode de momenten en vervormingen redelijk goed is. Geconcludeerd wordt dat het “wand”model bij deze hart op hart-afstand van 7,25 D goed werkt.



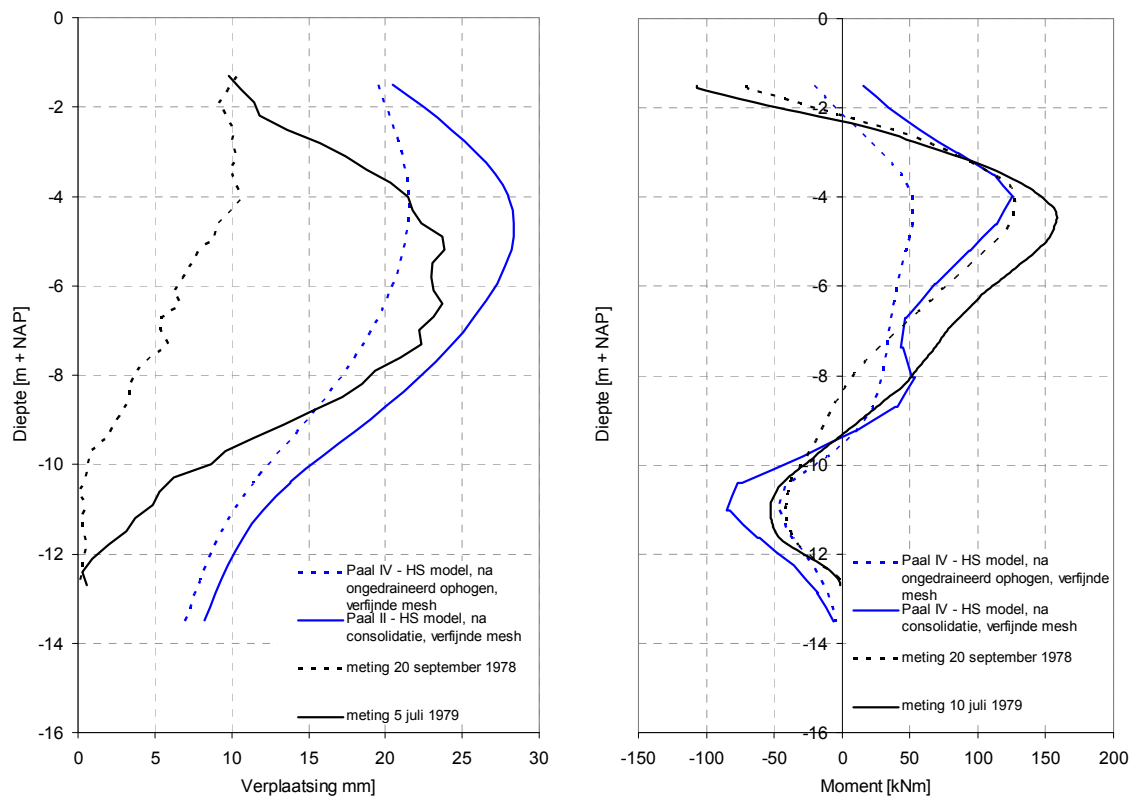
Figuur 3-9 Resultaten PLAXIS 2D – “wand”model

3.5.4. PLAXIS 3D Foundation

De PLAXIS 3D-berekeningen, gedraineerd, onderschatten de maximale horizontale grondvervorming. Hierdoor wordt tevens de maximale paalvervorming en het buigend moment onderschat. Het algehele verplaatsingsbeeld komt goed overeen met de gemeten waarden.

De PLAXIS 3D-berekeningen, ongedraineerd met consolidatie, geven daarentegen horizontale grondvervormingen en buigende momenten die veel dichterbij de metingen komen. De berekende horizontale verplaatsing van de keermuur bedraagt 18 mm ten opzichte van 9 mm gemeten. De keermuurconstructie reageert in werkelijkheid dus iets stijver dan berekend. Gezien de modelleringwijze van de palen is dit geen verwonderlijk resultaat; tenslotte zijn in de berekening geen schoorpalen toegepast. De in werkelijkheid grotere stijfheid sluit goed aan bij de gemeten grotere buigende momenten.

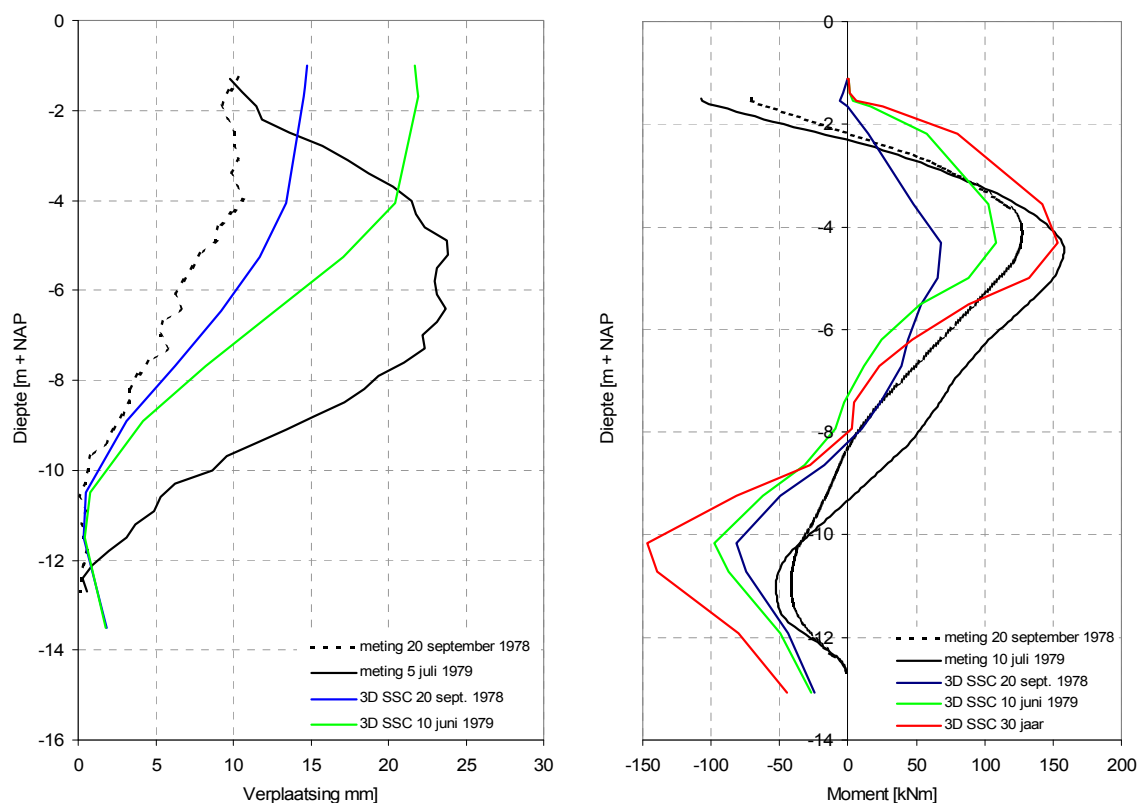
De toepassing van het Hardening Soil model resulteert in onderhavig geval in enigszins grotere horizontale verplaatsing dan het Soft Soil Creep model. De modellen leveren vergelijkbare resultaten in de beschouwde case.



Figuur 3-10 Resultaten PLAXIS 3D Foundation

3.5.5. PLAXIS 3D Tunnel

De resultaten van de berekening met PLAXIS 3D Tunnel met voor de slappe lagen het Soft Soil Creep-model zijn in Figuur 3-10 gegeven. Geconcludeerd wordt dat de orde van grootte van de berekende buigende momenten aardig overeenkomen met de gemeten waarden. Dit geldt in mindere mate voor de verplaatsing en met name voor de verdeling van de paalvervorming over de hoogte van de paal.



Figuur 3-11 Resultaten PLAXIS 3D Tunnel SSC

3.6. Aanbevelingen

Geconcludeerd wordt dat door de aanwezigheid van een zandige tussenlaag van IJsseldijk - Loof slecht toepasbaar is en het voorspellend karakter van de methode Begemann - de Leeuw voor de Europaboulevard zeer gering is.

De PLAXIS 2D-berekening, gedraineerd, waarbij de model"schelpfactor" is gebaseerd op de hart op hart-afstand van de palen geeft redelijke resultaten. In deze berekening is een relatief grote model"schelpfactor" gehanteerd van 7,25. Toepassing van een schelpfactor op basis van de hart op hart-afstand blijkt in deze case goed te werken. Indien blijkt dat dergelijk hoge waarden van de model"schelpfactor" reëel zijn betekent dit dat in praktijkgevallen voor soortgelijke palenrijen PLAXIS 2D-analyses toegepast kunnen worden mits de belastinggeometrie een 2-dimensionaal karakter heeft.

Ook de combinatie van PLAXIS 2D en de MSheet single pile module geeft goede resultaten. Dit geldt zowel voor:

- Beddingsconstante volgens Menard en gronddrukfactoren λ_a , λ_n , en λ_p met schelpfactor $S = 1,4$ in de slappe lagen en $S = 2,0$ in de zandlagen
- Beddingsconstante volgens CIAD/handleiding MSheet en gronddrukfactoren λ_a , λ_n , en λ_p beide met schelpfactor $S = 7,25$.

Beide methoden hanteren relatief hoge waarden voor de beddingsconstante. In geen van beide berekeningen wordt de maximale passieve gronddruk bereikt en speelt de maximale

gronddrukfactor dus geen enkele rol. In het laatste geval is dit gezien de bepalingwijze van de beddingsconstante te verwachten. In het eerste geval is dit het gevolg van de relatief geringe opgelegde horizontale grondvervorming.

Uit theoretisch oogpunt wordt de voorkeur gegeven aan bepaling van de beddingsconstante volgens CIAD/handleiding MSheet.

Opgemerkt moet worden dat de bepaling van de translatie- en rotatieveer aan de paalkop uiterst complex is en niet consequent indien de andere palen (de twee schoorpalen) tevens onderhevig zijn aan een opgelegde grondvervorming.

De PLAXIS 3D-berekening met ongedraineerd gedrag gevolgd door een consolidatieberekening geeft resultaten die redelijk goed overeen komen met het gemeten gedrag. Directe berekening met gedraineerde parameters geeft, bij ophogingen waarbij geen hoge stabiliteitsfactor aanwezig is, over het algemeen een onderschatting van de horizontale grondvervorming en buigende momenten in de palen. Een dergelijke werkwijze wordt om deze reden afgeraden. Er is geen duidelijke voorkeur voor de keuze van ofwel PLAXIS 3D Foundation of 3D Tunnel. Beide pakketten kunnen niet alle gewenste aspecten modelleren. Het nieuwere 3 D Foundation pakket met de "embedded pile" module vormt waarschijnlijk een belangrijke verbetering ten opzichte van de in de case gehanteerde 3D Foudation versie 1.6 en 2.1.

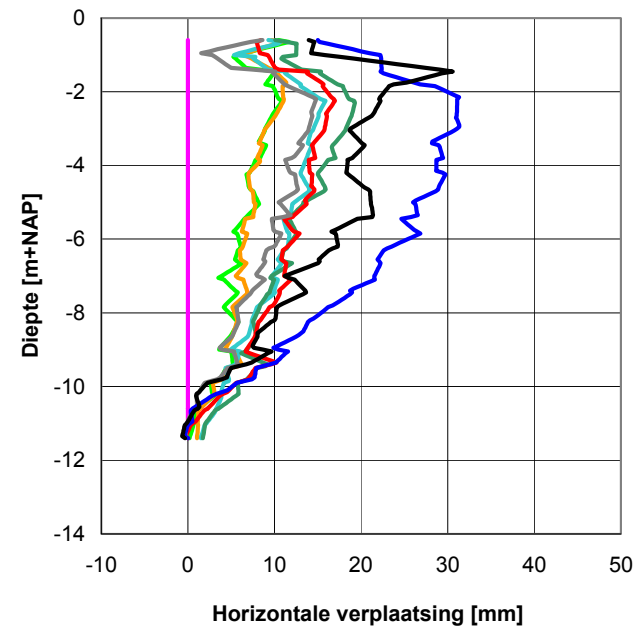
4. LITERATUUR

CUR 2003-7, Bepaling geotechnische parameters

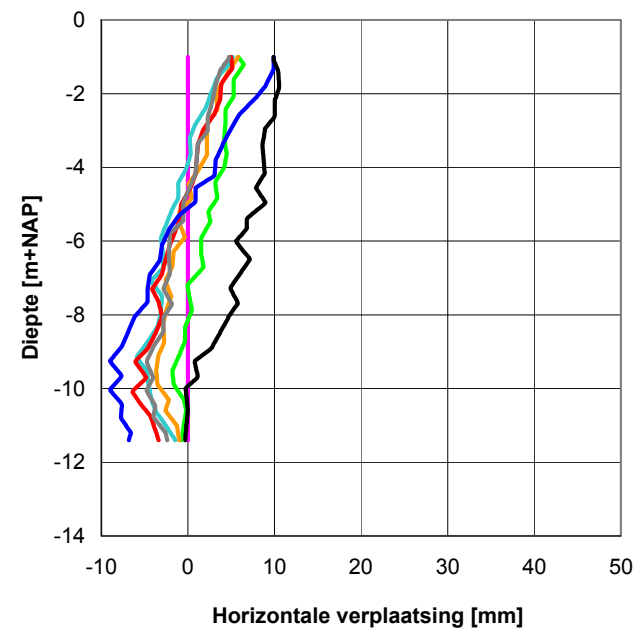
Servais, R., Plaxis Soft Soil Creep: de toepassing van een isotroop kruipmodel op de anisotrope ondergrond, Afstudeerwerk TU-Delft, oktober 2006

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

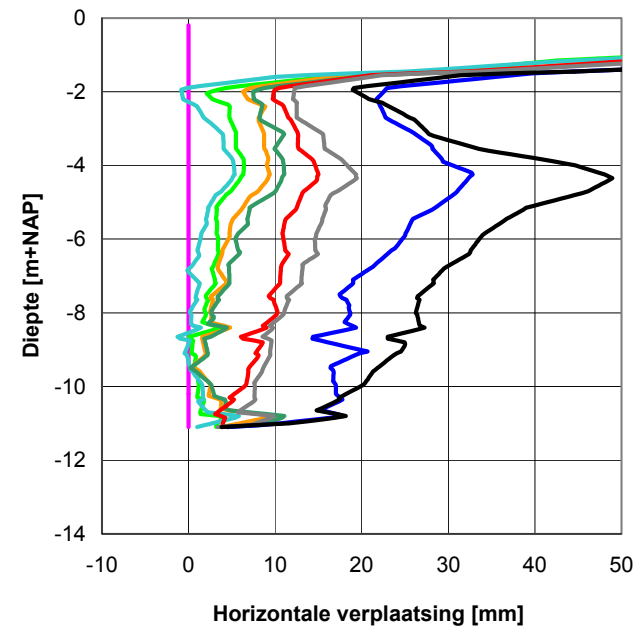
CIAD II, Eindrapport CIAD-projectgroep; Vereniging CIAD Zoetermeer; 1980



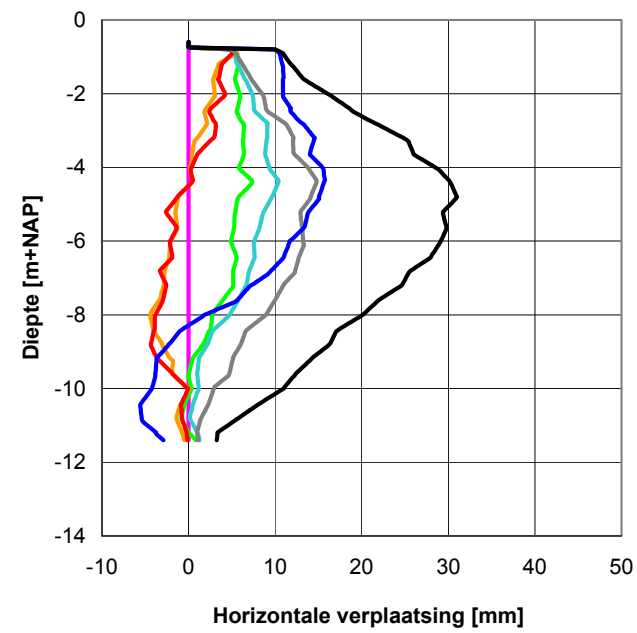
1



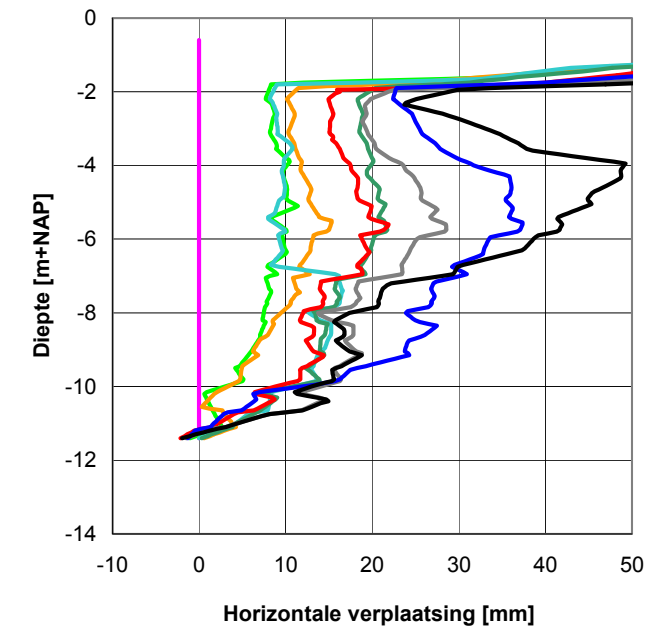
paal I



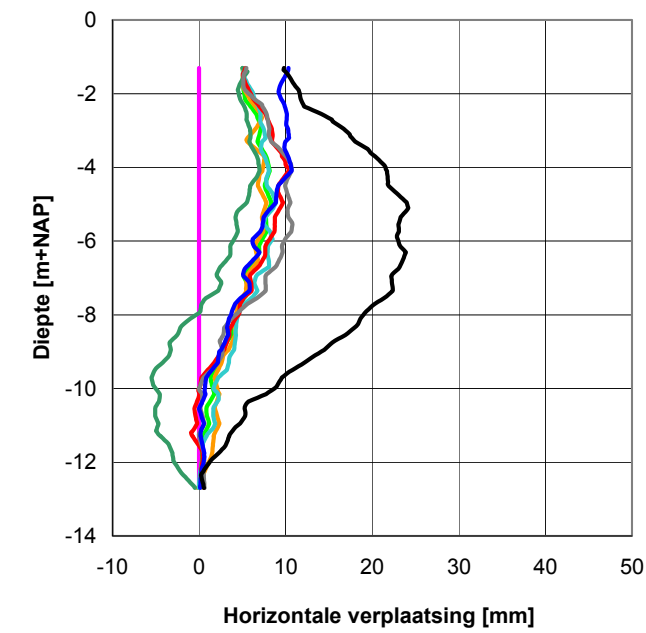
2



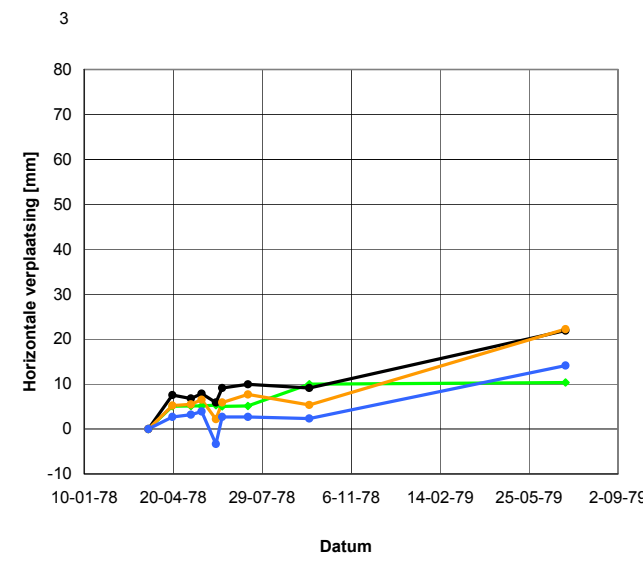
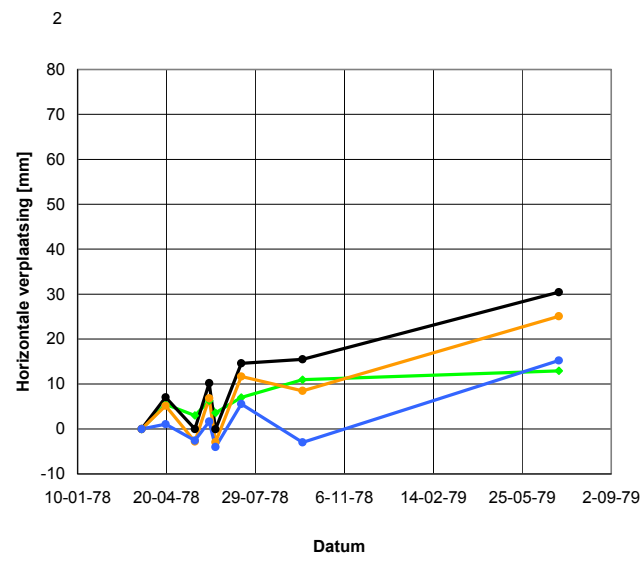
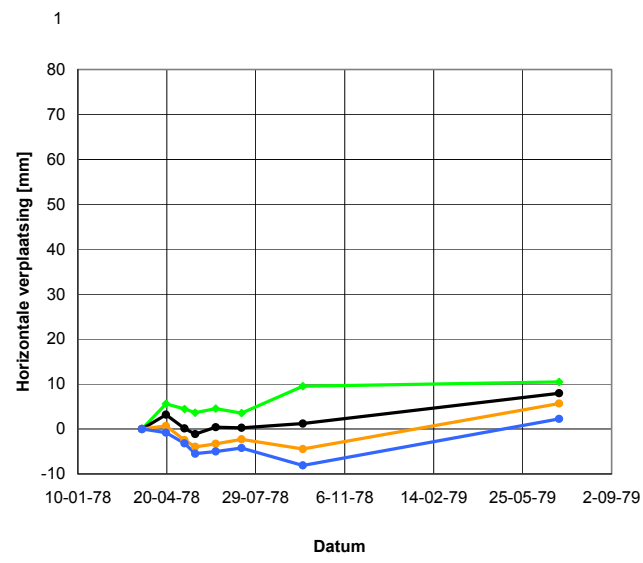
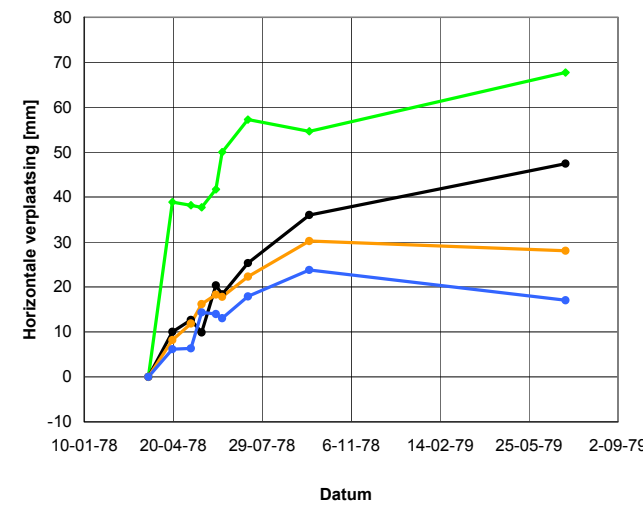
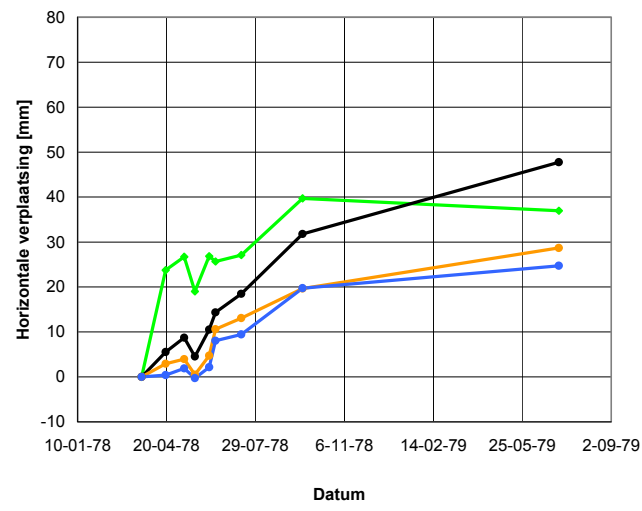
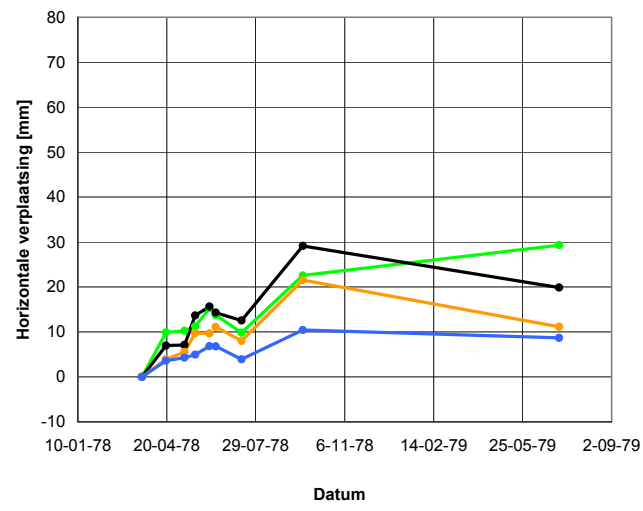
Paal II



3



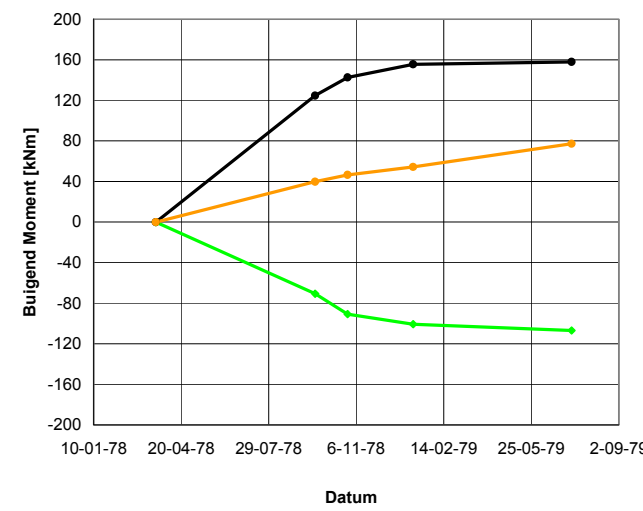
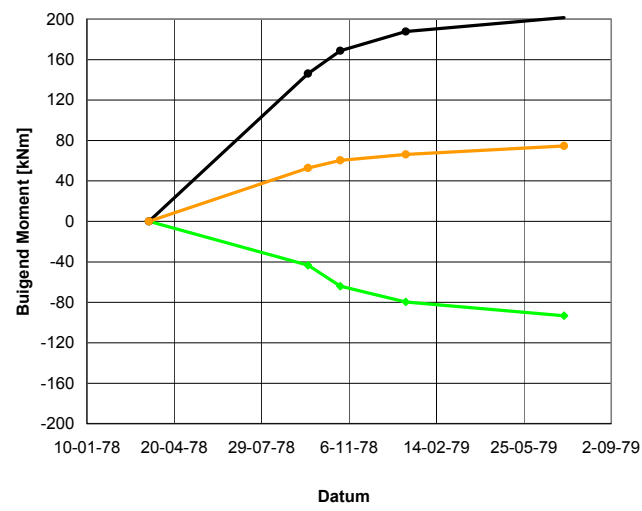
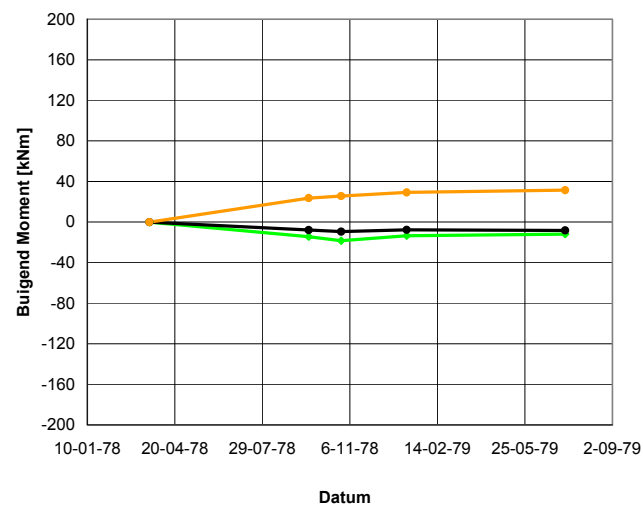
Paal IV



Paal I

Paal II

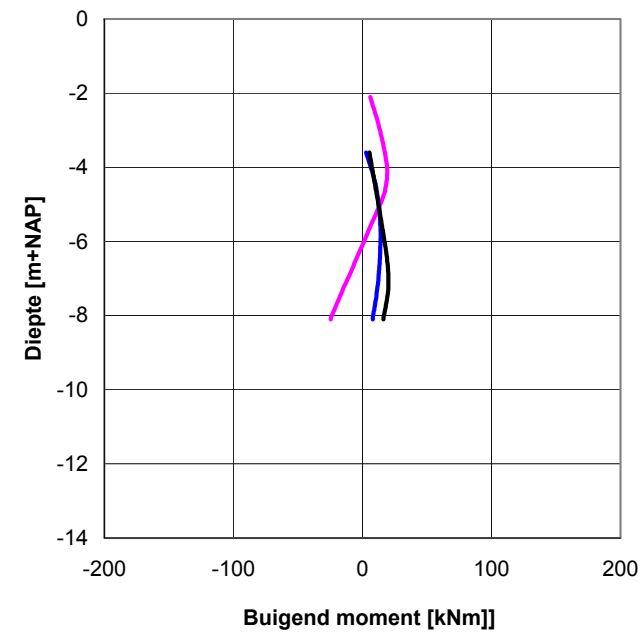
Paal IV



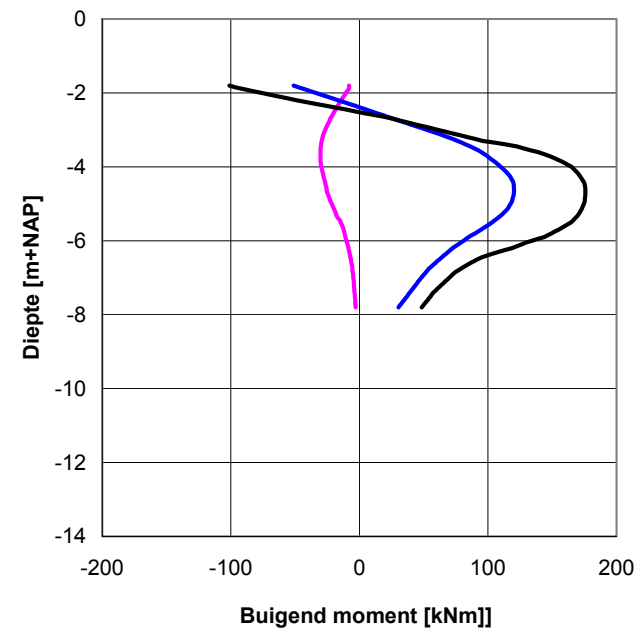
Paal I

Paal II

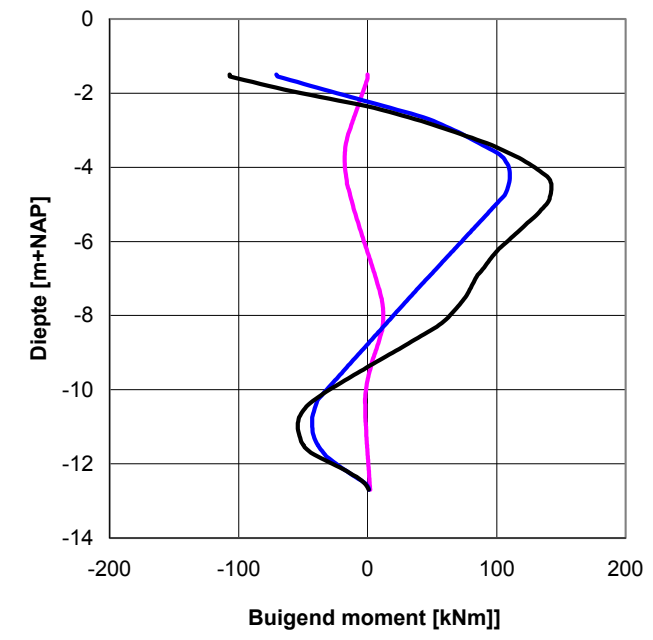
Paal IV



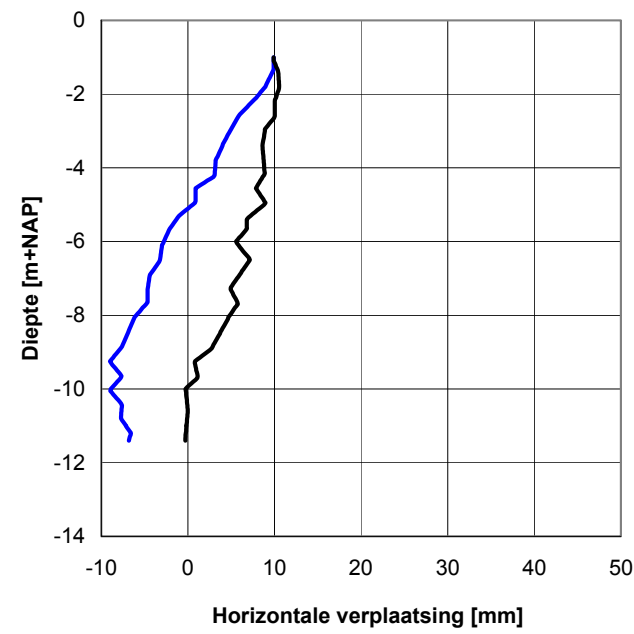
paal I



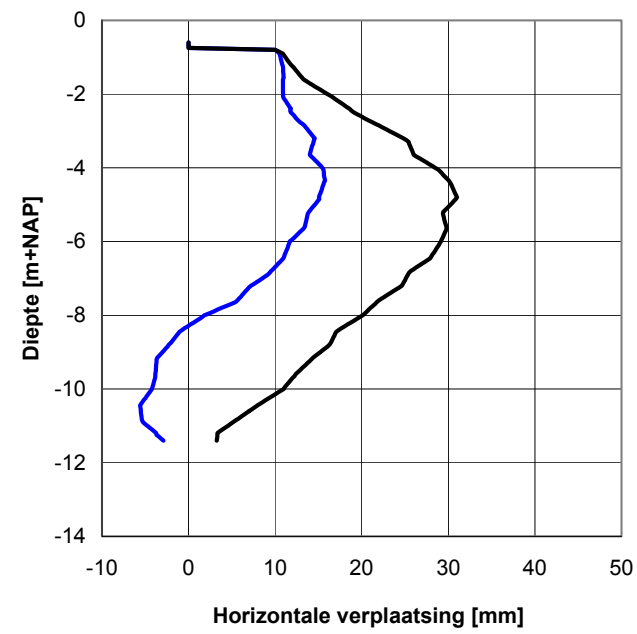
Paal II



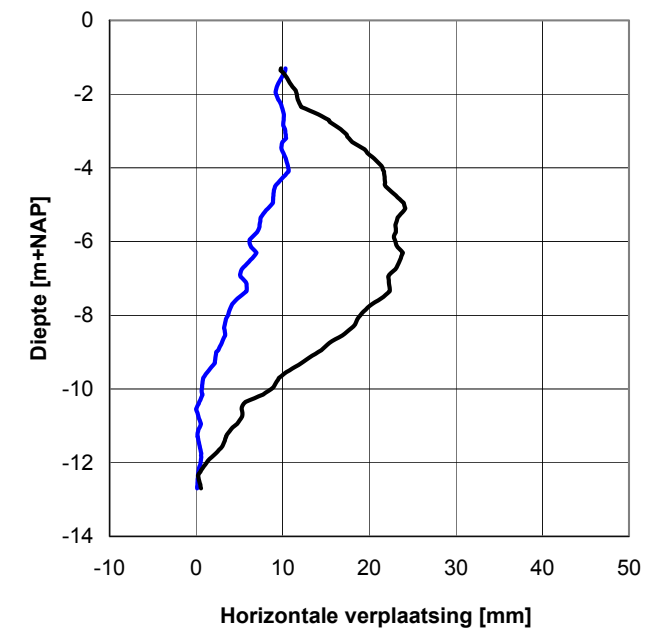
Paal IV



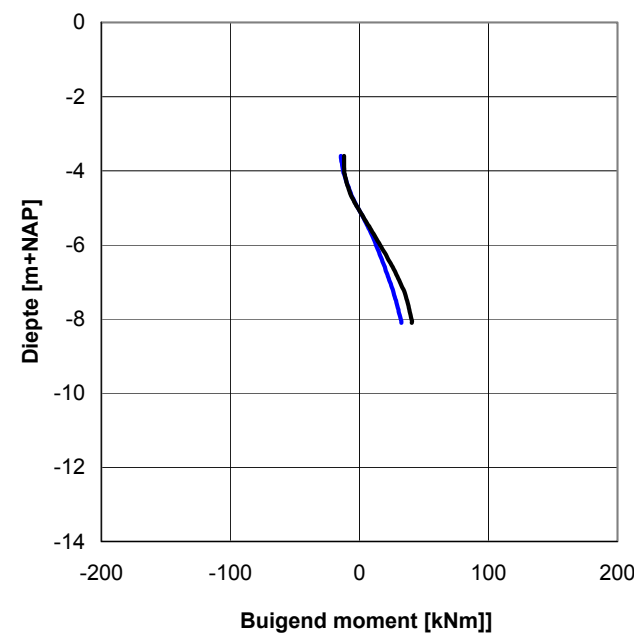
paal I



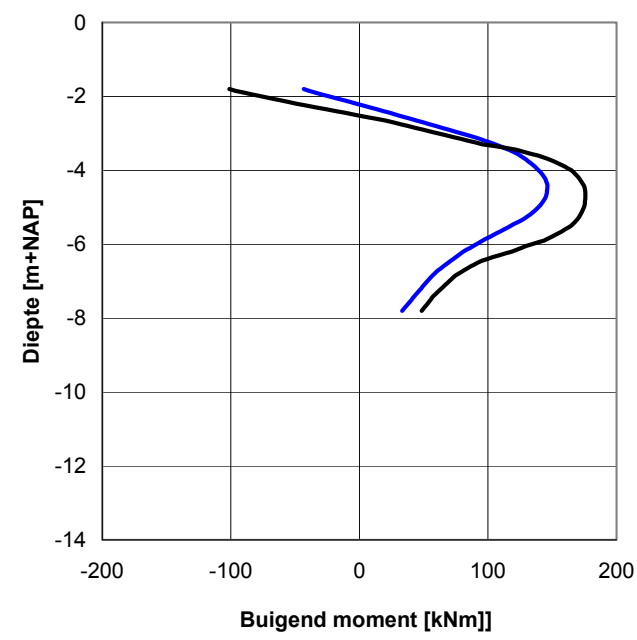
Paal II



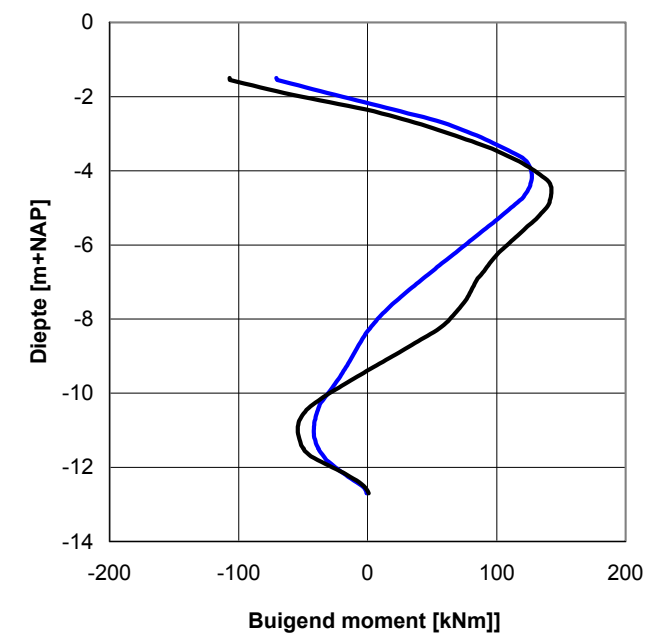
Paal IV



paal I



Paal II



Paal IV

1006-0088-000
CUR-commissie "Door grond horizontaal belaste palen"

Opgesteld door Rimmelt Mastebroek, d.d. 20 nov. 2006
Aangepast door Bas van Dijk, d.d. 30 nov. 2006
Herzien door Rimmelt Mastebroek, d.d. 23 okt. 2007

Gegevens afkomstig van en afgeleid van CIAD-rapportage's Deel I en II 'Door grond horizontaal belaste palen', d.d. april 1980
Dit betreft een proef aan de Europaboulevard te Amsterdam

Grondlagenopbouw en parameters
Sonderingen F6-975 t/m 979 en boring F6-194 zijn van toepassing

Maatgevende bodemopbouw: sondering F6-977 (bij boring F6-194)

gws = ca. NAP -1,4 m (peilbuis in boring F6-102)
h eerste zandlaag = ca. NAP -4,1 m (??)

Representatieve waarden
zie p. 2845 67-5

zie deels p. 2845 67-6 en 7

Pressiometerproeven (zie CIAD rapport II)

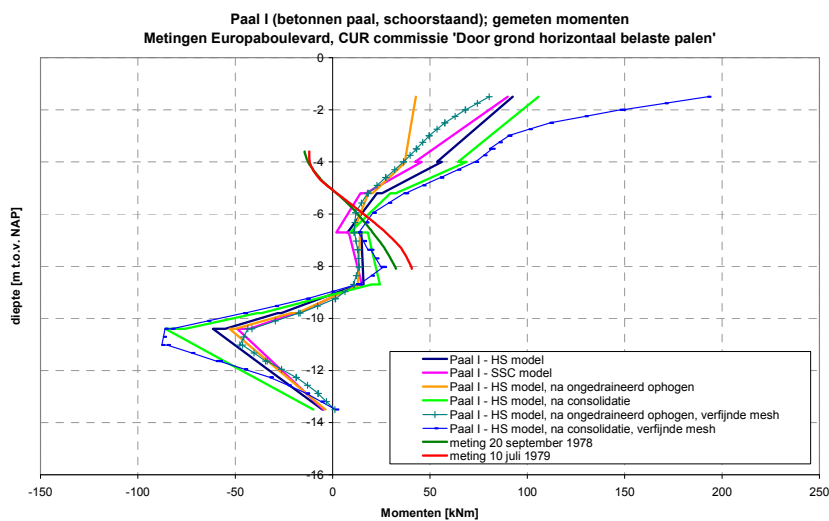
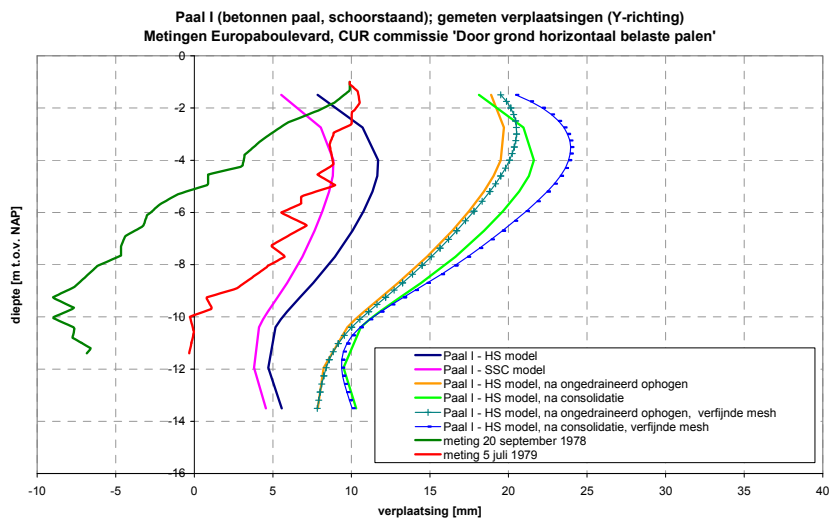
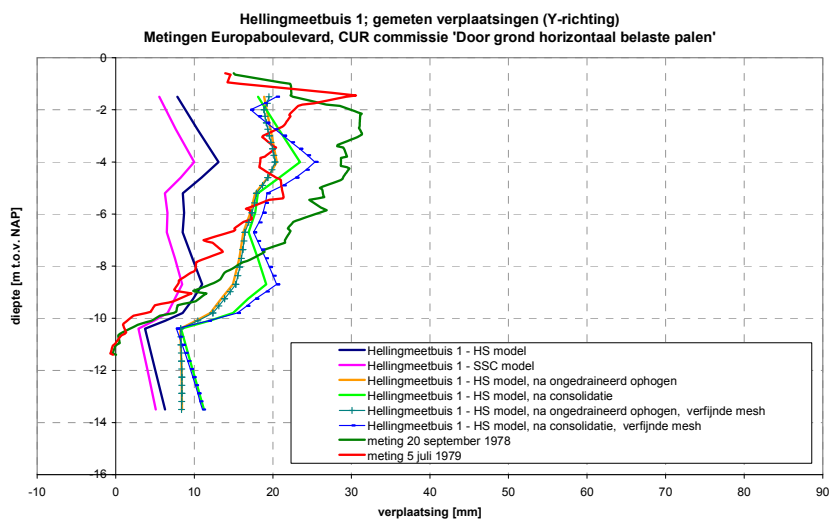
gemiddeld maaiveldniveau
t.p.v. de sonderingen =
NAP +0,25 m
dus ophoging = (3,2 - 0,25)
* 17 = 50,2 kPa

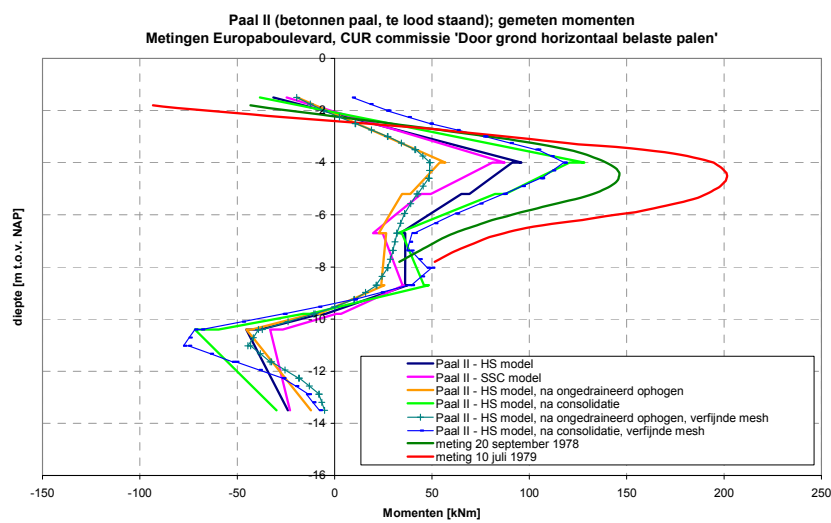
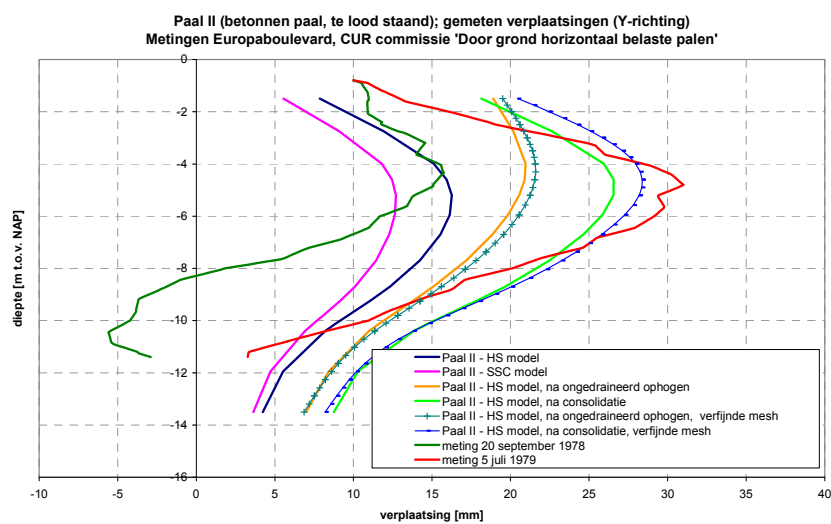
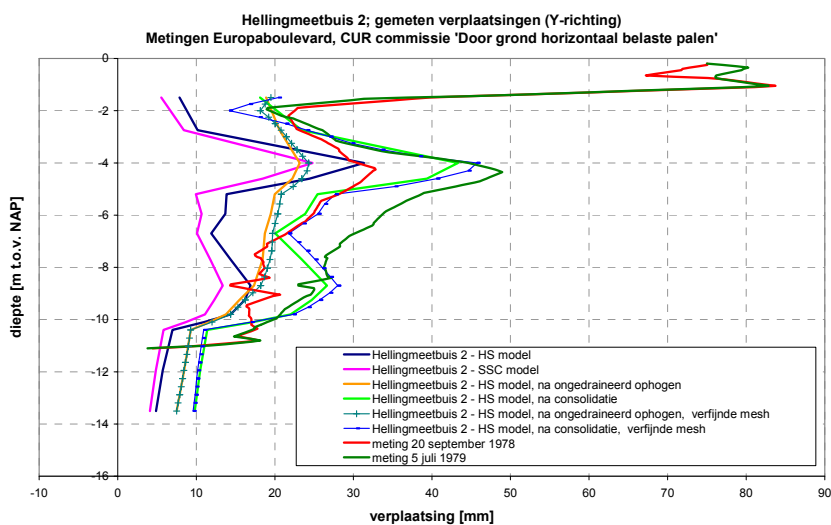
bovenzijde laag [m t.o.v. NAP]	omschrijving	laagnr	midden laag [m NAP]	$\sigma'_{v,midden}$ [kPa]	q_c [Mpa]	$\gamma_{droog}/\gamma_{nat}$ [kN/m ³]	cohesie [kPa]	phi [graden]	verticaal			horizontaal			paal 400mm x 400mm				primaire zetting			
									C'_p [-]	C'_s [-]	C' [-]	C'_p [-]	C'_s [-]	C' [-]	E_m [MN/m ²]	alpha [-]	E [MN/m ²]	k_{Menard} [MN/m ³]	$\Delta\sigma$ [kPa]	dh [m]		
0.25	Zand, fijn (ophoogmateriaal)	1	-1.88	35	3	18 / 20	1	27.5	200.0	-	200.0											
-4	Veen, matig vast *	2	-4.60	56	0.6	11 / 11	1	20	11.9	29.9	4.9	13.2	38.5	5.8	2	1	2.0	6.8	50.2	0.019		
-5.2	Klei, matig slap *	3	-5.95	62	0.4	17 / 17	5	22.5	31.3	90.9	14.2	37.0	125.0	17.4	1	0.67	1.5	4.6	50.2	0.064		
-6.7	Zand, matig fijn, sterk kleihoudend *	4	-7.70	75	1	16 / 18	0.1	30	95.0	500.0	51.2	182.0	500.0	77.8	2.4	0.5	4.8	13.9	50.2	0.028		
-8.7	Klei, matig vast *	5	-9.25	86	0.4	14 / 14	5	20	20.2	46.5	7.5	31.8	60.6	10.3	3.5	0.67	5.2	16.1	50.2	0.011		
-9.8	Veen, matig vast	6	-10.10	88	0.8	11 / 11	2.5	20	10.0	40.0	5.0								50.2	0.025		
-10.4	Zand, fijn zand, matig vast tot vast gepakt	7	-13.10	115	14	18 / 20	0.1	32.5	600.0	-	600.0								50.2	0.027		
-15.8	Klei, matig vast, uiterst siltig, zwak zandig	8	-17.50	154	1.8	17 / 17	5	22.5	20.0	240.0	15.0								50.2	0.003		
-19.2	Zand, matig vast tot vast gepakt	9																	50.2	0.048		
	totaal					onderzijde model																0.23

* zie rapportage CIAD, rapport I, p 2845 67-5, t/m 7
- overige parameters geschat o.b.v. ervaring en NEN6740 tabel 1
- parameters aangepast vanwege verhouding E-modulli en meer realistische waarden dan NEN 6740

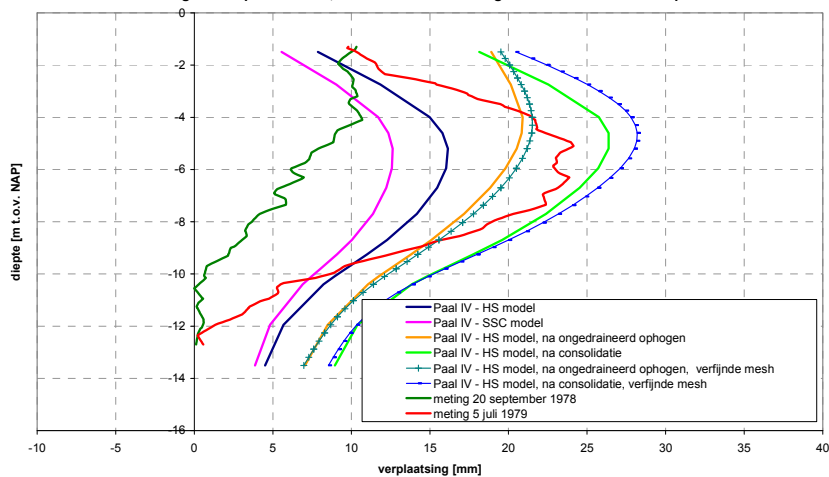
Hardening Soil Model															
bovenzijde laag	omschrijving	$\sigma'_{v,midden}$	q_c	Y_{droog}/Y_{nat}	cohesie	phi	psi	v_{UR}	$K_{0,NC}$	p^{ref}	m	E	E_{50}^{ref}	E_{OED}^{ref}	E_{UR}^{ref}
[m t.o.v. NAP]		[kPa]	[Mpa]	[kN/m3]	[kPa]	[graden]	[graden]	[-]	[-]	[kPa]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
0.25	1 ophoogzand fijn	35	3	18 / 20	1	30	0	0.15	0.50	100.00	0.5	13030	20000	20000	80000
-4	2 hollandveen	56	0.6	11 / 11	1	20	0	0.15	0.66	100.00	1	2000	2380	1190	9520
-5.2	3 Oude Zeeklei	62	0.4	17 / 17	5	22.5	0	0.15	0.62	100.00	1	1493	6260	3130	25040
-6.7	4 wadzand (kleihoudend)	75	1	16 / 18	0.1	30	0	0.15	0.50	100.00	0.5	4800	9500	9500	38000
-8.7	5 Hydrobiaklei (matig vast)	86	0.4	14 / 14	5	20	0	0.15	0.66	100.00	1	5224	4040	2020	16160
-9.8	6 Basisveen	88	0.8	11 / 11	2.5	20	0	0.15	0.66	100.00	1	2600	2000	1000	8000
-10.4	7 Eerste zandlaag	115	14	18 / 20	0.1	32.5	2.5	0.15	0.46	100.00	0.5	75000	60000	60000	240000
-15.8	8 Zandhoudende kleilaag	154	1.8	17 / 17	5	22.5	0	0.15	0.62	100.00	1	7500	4000	2000	16000
-19.2	Zand, matig vast tot vast gepakt	onderzijde model													
Opmerkingen:															
- $E_{OED}^{ref} = p^{ref} * Cp' = 100 * Cp'$															
- v_{UR} gekozen voor 0.15															
- verhouding $E_{50}^{ref} / E_{oed}^{ref} / E_{ur}^{ref}$ bij zand: 1 / 1 / 4 (zie CUR 2003 - 7)															
- verhouding $E_{50}^{ref} / E_{oed}^{ref} / E_{ur}^{ref}$ bij klei/veen: 2 / 1 / 8 (zie CUR 2003 - 7 en PAO cursusmap Experienced Plaxis users)															
- ϕ' van klei en veen wat hoger gemaakt dan gegevens uit de NEN 6740															
- voor ophoogzand is een cohesie van 1 kPa aangehouden om de berekening wat makkelijker te laten verlopen.															
- voor de grondwaterstand is NAP -1,4 m aangehouden in alle lagen.															

Soft Soil Creep Model												
bovenzijde laag	omschrijving	$\sigma'_{v,midden}$	q_c	Y_{droog}/Y_{nat}	cohesie	phi	psi	λ^*	κ^*	λ^*/κ^*	v_{UR}	$K_{0,NC}$
[m t.o.v. NAP]		[kPa]	[Mpa]	[kN/m3]	[kPa]	[graden]	[graden]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.25	1 ophoogzand fijn	35	3	18 / 20	1	27.5	0	zie hardening soil				
-4	2 hollandveen	56	0.6	11 / 11	1	20	0	0.0840	0.0210	4.0	0.15	0.66
-5.2	3 Oude Zeeklei	62	0.4	17 / 17	5	22.5	0	0.0319	0.0080	4.0	0.15	0.62
-6.7	4 wadzand (kleihoudend)	75	1	16 / 18	0.1	30	0	zie hardening soil				
-8.7	5 Hydrobiaklei (matig vast)	86	0.4	14 / 14	5	20	0	0.0495	0.0124	4.0	0.15	0.66
-9.8	6 Basisveen	88	0.8	11 / 11	2.5	20	0	0.1000	0.0250	4.0	0.15	0.66
-10.4	7 Eerste zandlaag	115	14	18 / 20	0.1	32.5	2.5	zie hardening soil				
-15.8	8 Zandhoudende kleilaag	154	1.8	17 / 17	5	22.5	0	0.0500	0.0125	4.0	0.15	0.62
-19.2	Zand, matig vast tot vast gepakt	onderzijde model										
Opmerkingen:												
- In zand cohesie om numerieke redenen invoeren als c = 1 kPa												
- λ^* gebaseerd op relatie $\lambda^* = 100 / E_{oed,ref}$												
- κ^* gebaseerd op relatie $\kappa^* = \lambda^* / 4$												
- μ^* op 1e-04 aangenomen (er wordt dan nauwelijks kruip berekend)												
- v_{UR} gekozen voor 'default'-waarde												
- $K_{0,NC} = 1 - \sin(\phi)$												
- voor zandlagen Hardening soil model toepassen												

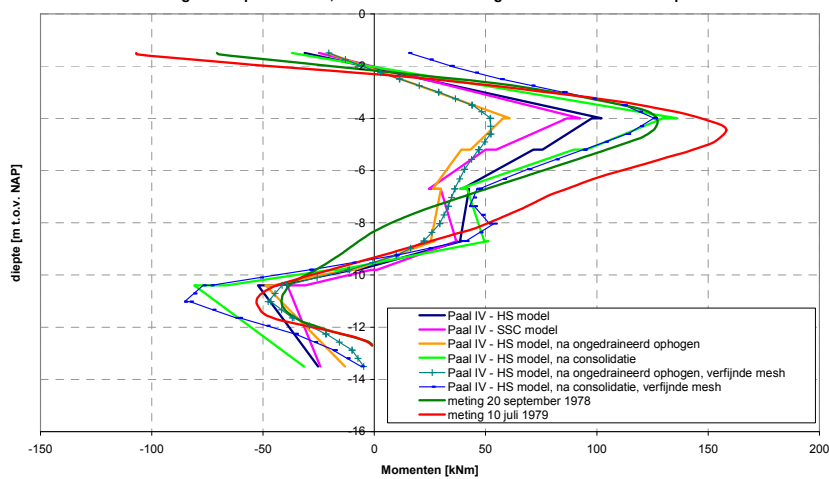


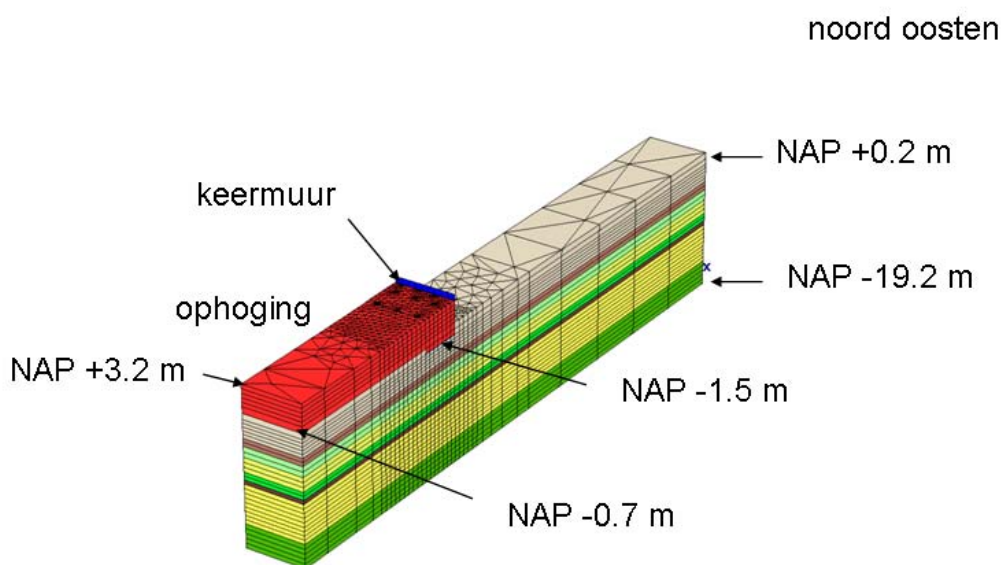


Paal IV (stalen paal, te lood staand); gemeten verplaatsingen (Y-richting)
 Metingen Europaboulevard, CUR commissie 'Door grond horizontaal belaste palen'



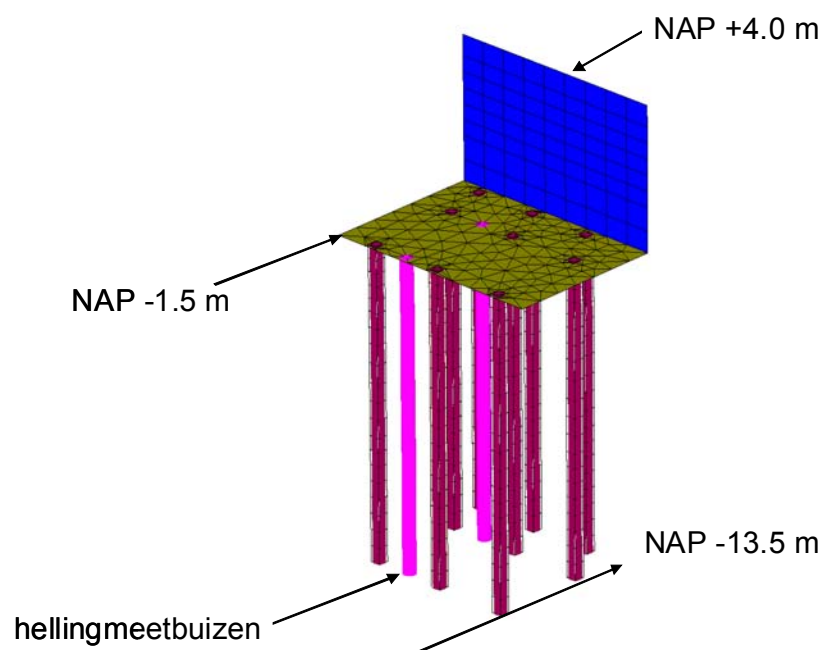
Paal IV (stalen paal, te lood staand); gemeten momenten
 Metingen Europaboulevard, CUR commissie 'Door grond horizontaal belaste palen'



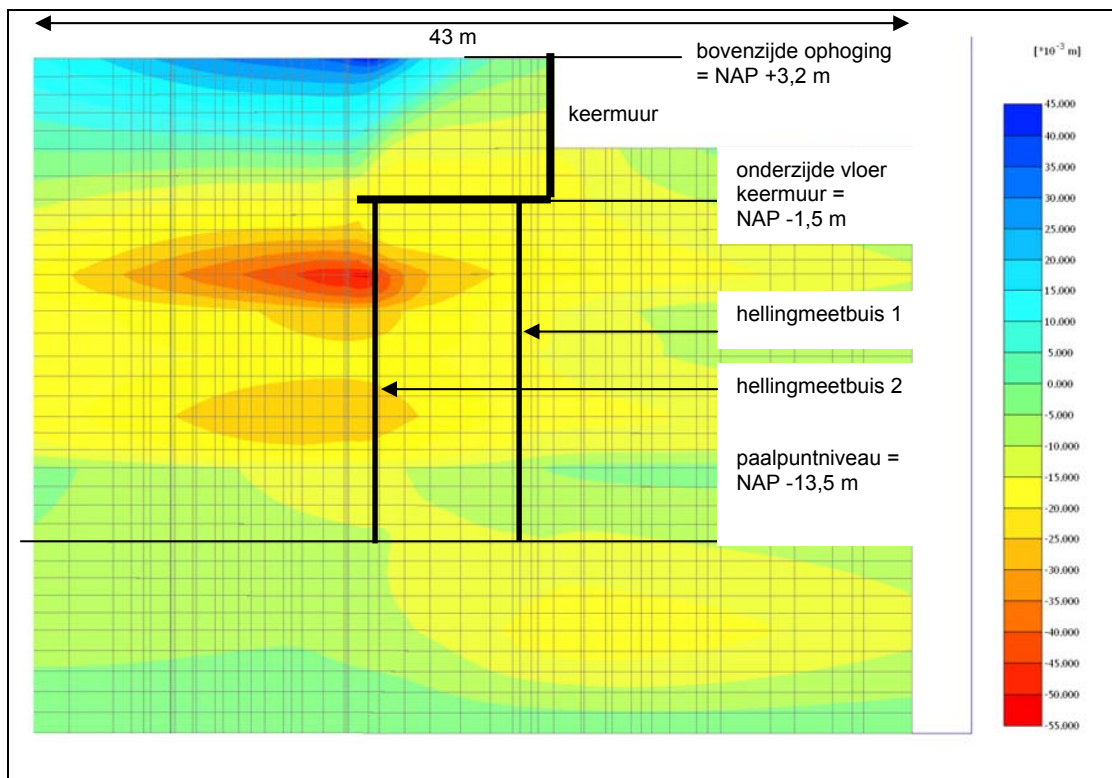


zuid westen

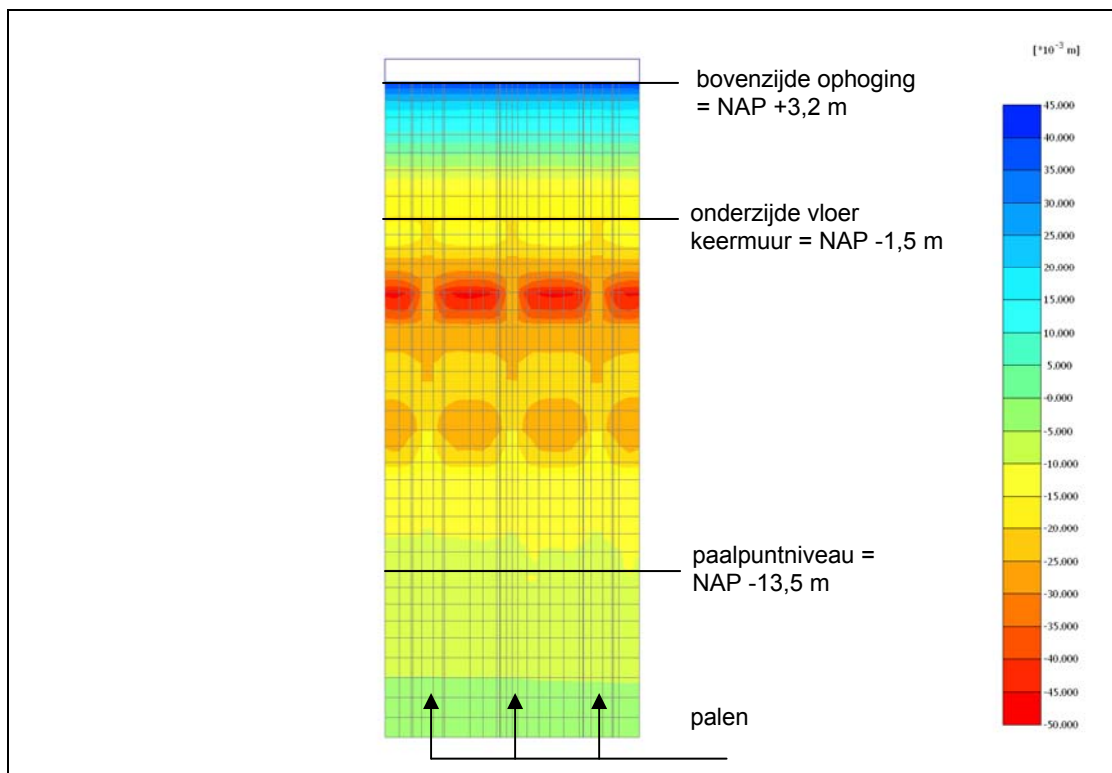
Figuur Plaxis-model, aanvullende berekeningen met verfijnde mesh



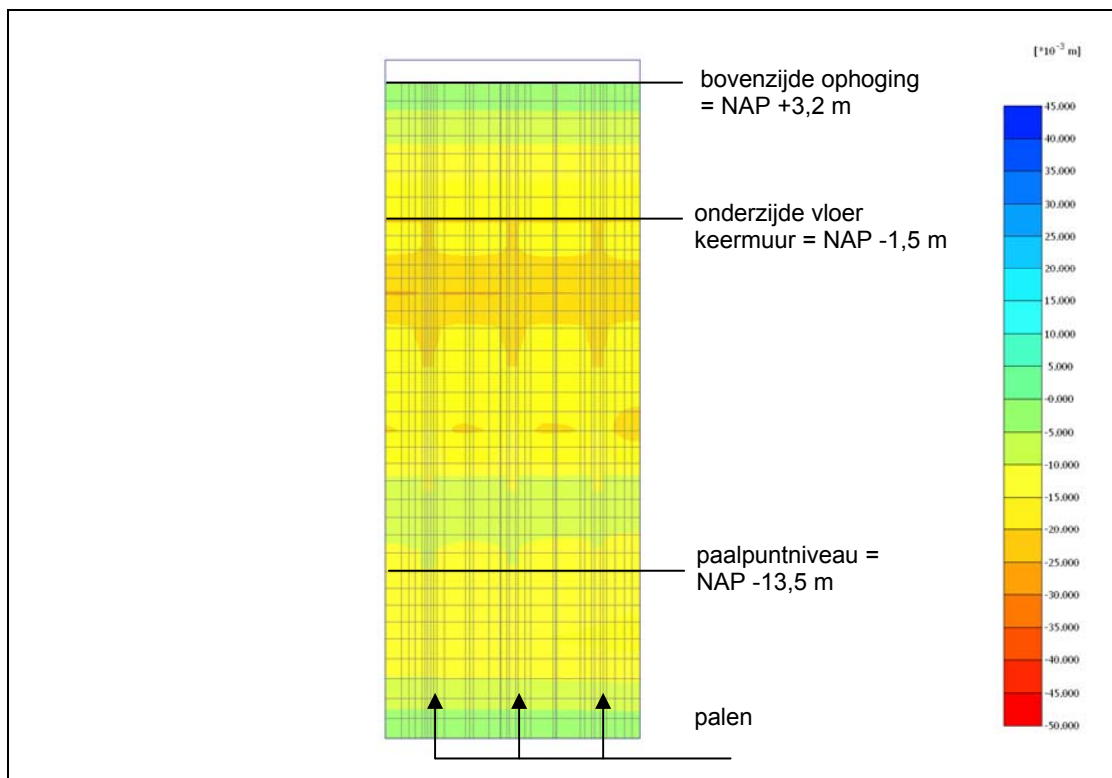
Figuur Plaxis-model (keermuur met palen en hellingmeetbuizen), aanvullende berekeningen met verfijnde mesh



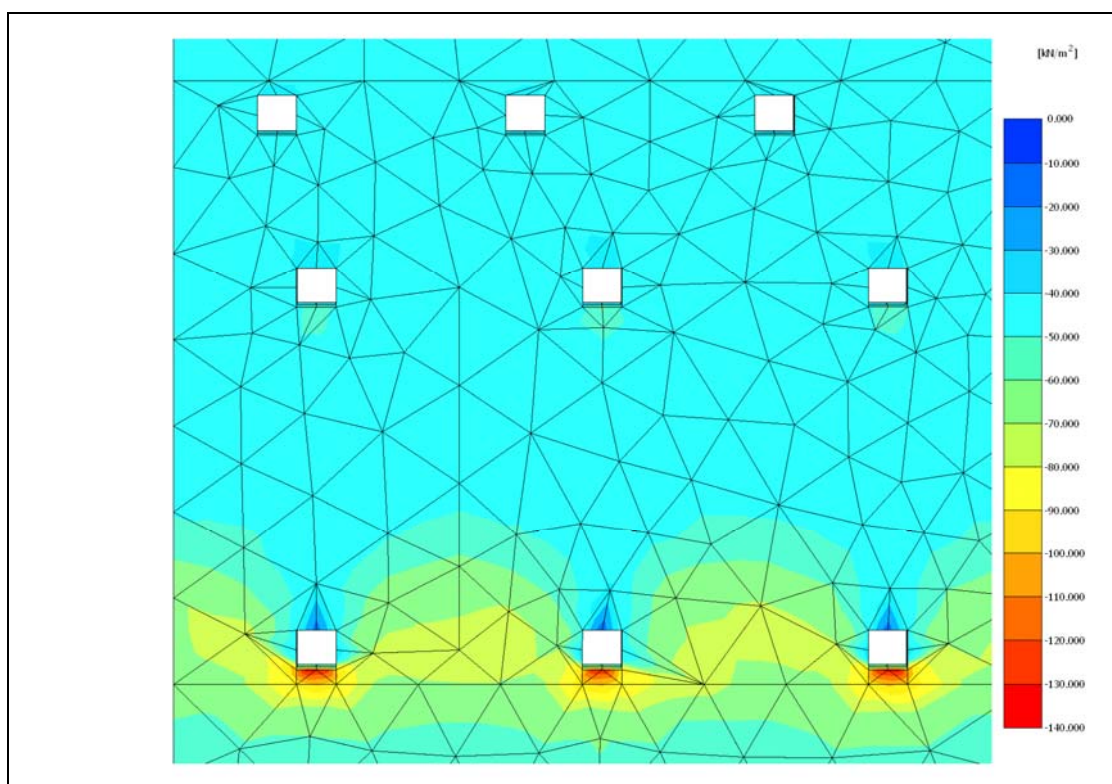
Figuur Horizontale grondvervorming na consolidatie, verfijnde mesh (doorsnede midden tussen de palen)



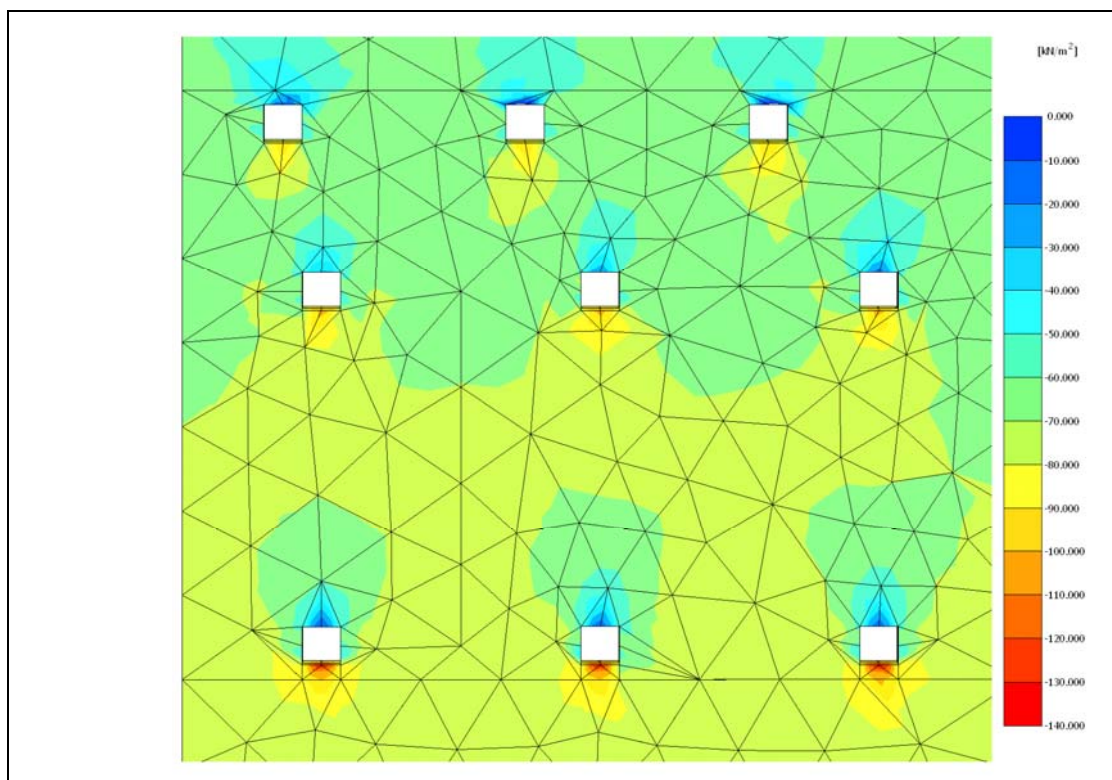
Figuur Verticale doorsnede over de volledige hoogte van het model ter plaatse van de eerste palenrij met berekende horizontale verplaatsingen na consolidatie, verfijnde mesh (Hardening Soil Model)



Figuur Verticale doorsnede over de volledige hoogte van het model ter plaatse van de tweede palenrij met berekende horizontale verplaatsingen na consolidatie, verfijnde mesh (Hardening Soil Model)



Figuur Horizontale effectieve spanningen in de veenlaag (tussen NAP -4,0 en -5,2 m) na ophoging en consolidatie, verfijnde mesh



Figuur Horizontale effectieve spanningen in de matig vaste kleilaag (tussen NAP -8,7 m en - 9,8 m) na ophoging en consolidatie, verfijnde mesh