

Door Grond Horizontaal Belaste Palen

Analyse case study "Brienenoord Corridor Rotterdam"

ir. J. Bredeveld
ing. A. Feddema
ir. H. Havinga
ir. G. van der Ham
ir. R. van der Mey

Trefwoorden

horizontale gronddeformaties, BRICOR, Rotterdam

Samenvatting

In onderliggend rapport wordt onderzocht in welke mate de verschillende rekenmodellen, die in de dagelijkse praktijk worden toegepast om de mate van de omgevingsbeïnvloeding door een ophoging te voorspellen, het werkelijke grondgedrag dat tijdens en na de uitvoering van de BRICOR-ophoging is gemeten kunnen voorspellen.

In het onderzoek zijn, in volgorde van complexiteit en de daarmee samenhangende hoeveelheid aan benodigde input, de volgende rekenmodellen betrokken: het MSettle isotachen model, de methode IJsseldijk-Loof, de methode van Bourges en Mieussens, de verenmodellen MPile, MHorpole en MSheet en 2D PLAXIS.

In het laatstgenoemde model is het gedrag van de slappe klei- en veenlagen met een aantal verschillende constitutieve modellen beschreven: Soft Soil (SS), Soft Soil Creep (SSC) en Hardening Soil (HS). Met de bovengenoemde modellen is getracht een zo goed mogelijke voorspelling te geven van de waterspanningen, de verticale gronddeformaties, de horizontale gronddeformaties en de paalvormingen tijdens de bouw-, consolidatie- en kruipfase. Overigens kunnen de modellen niet worden gebruikt om alle grootheden te kunnen voorspellen.

De vragen, die op basis van het vergelijken van de voorspellingen door de geselecteerde rekenmodellen met de metingen moeten worden beantwoord, zijn de volgende:

- Wat is de voorspellende waarde van de geselecteerde rekenmodellen voor de waterspanningen, de gronddeformaties en de paalvormingen tijdens de aanleg, na het consolidatieproces en gedurende het kruipproces?
- Hoe gevoelig zijn de voorspellingen voor variaties in parameters?
- Wat is het verschil tussen de voorspelde verticale gronddeformatie op maaiveldniveau met MSettle en met PLAXIS? Oftewel, wat is het effect van de zijdelingse gronddeformatie op de maaiveldzettingen?
- Kunnen de horizontale gronddeformaties met voldoende nauwkeurigheid worden bepaald met behulp van gemeten en/of door MSettle voorspelde zettingen, al dan niet gebruik makend van fitfactoren?
- Welke verklaringen zijn er voor de verschillen tussen de voorspellingen met de rekenmodellen en tussen de voorspellingen en metingen?

Referenties

- ref. (1) "Onderzoek naar gedeformeerde heipalen in wegvak BRICOR", Intron, rapportnr. 96390, opdrachtnr. G706020, 29 november 1996, Sittard;
- ref. (2) "Proefvak BRICOR – Evaluatie en Berekeningen, Eindrapport", GeoDelft, documentcode CO-300992/24, projectcode DTK/300992/R4, 1992-06-09, Delft;
- ref. (3) full manual "PLAXIS 2D Finite Element Code for Soil and Rock Analyses v8", PLAXIS, 2002, Delft;
- ref. (4) "Achtergronden bij numerieke modellering geotechnische constructies, deel 2", CUR-rapport 191, 1997, Gouda;
- ref. (5) "Proefvak BRICOR – Numerieke resultaten", GeoDelft, document CO-300992/25, project DWW-BR-R/300992/R2, 1992-04-02, Delft;
- ref. (6) "Case studie Alblasterdam Noord I – Fase V: PLAXIS simulaties met kruip", GeoDelft, document 379210.20, 19 juni 1998, Delft;
- ref. (7) "Proefvak BRICOR – Meetrapport", GeoDelft, document CO-300992/25, project DWW-BR-R/300992/R1, 1992-04-02, Delft;
- ref. (8) "Proefvak BRICOR – Grafische resultaten", GeoDelft, document CO-300992/25,

- project DWW-BR-R/300992/R3, 1992-04-02, Delft;
- ref. (9) "Proefpalen BRICOR, voorspelling horizontale gronddeformaties", GeoDelft, document CO-372470/5, versie 00, februari 1997, Delft;
- ref. (10) "Embankments on soft clays", S. Leroueil, J.-P. Magnan, F. Tavenas, 1990, London;
- ref. (11) "Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms", API Recommended Practice 2A (RP 2A), 19th edition, American Petroleum Institute, August 1, 1991
- ref. (12) "Grondmechanisch onderzoek Betuweroute, Berekening landhoofdconstructie kunstwerk 40", Grondmechanica Delft, document CO-360760/39, versie 1, oktober 1991;
- ref. (13) "MSheet version 7.7, Design of diaphragm and sheet pile walls", GeoDelft, 2007.

Versie	Auteur	Datum	Review	Goedkeuring
01	Joost Bredeveld	10/2008	Henri Havinga	CUR H408
02	Joost Bredeveld	07/2009	Henri Havinga	CUR H408

Inhoud

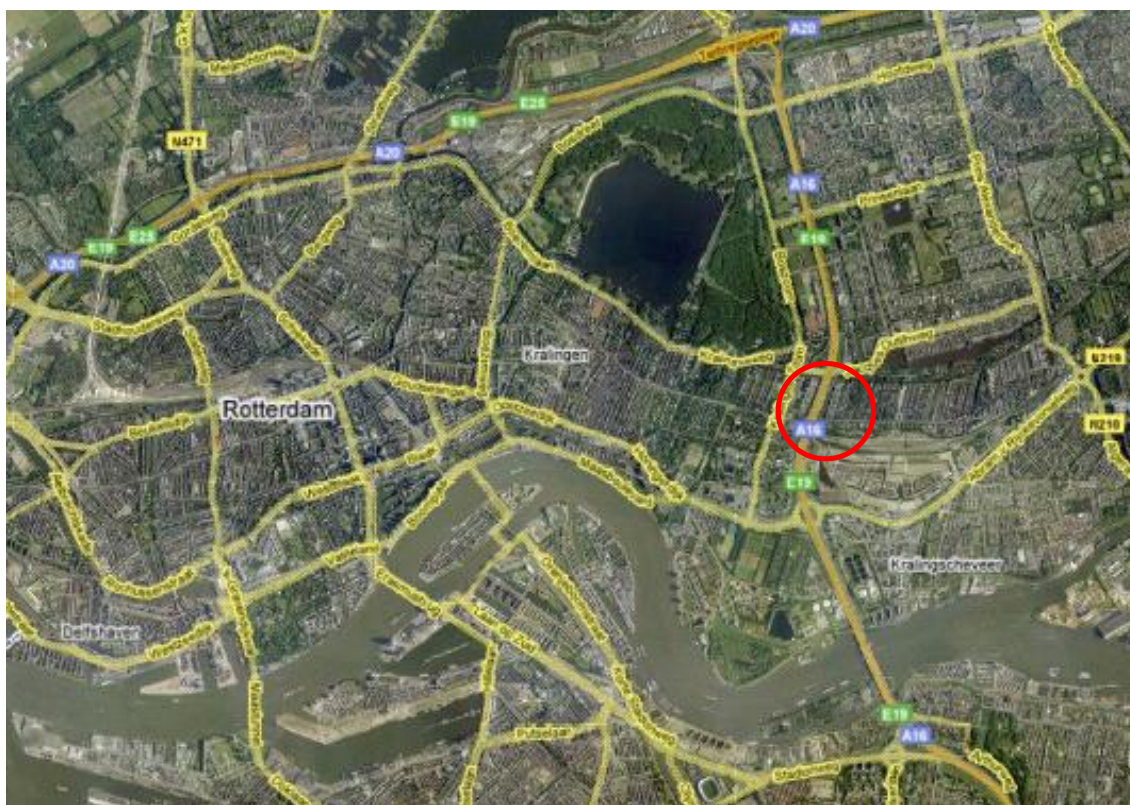
1	Inleiding	1
1.1	Probleembeschrijving	1
1.2	Probleemstelling	2
1.3	Onderzoeksvragen	3
1.4	Leeswijzer	4
2	Uitgangspunten	5
2.1	Locatie Brienenoord Corridor	5
2.2	Grondopbouw en materiaaleigenschappen	6
2.2.1	Numerieke rekenmethoden	6
2.2.2	Analytische rekenmethoden	11
2.3	Grondwaterstand	16
2.4	Uitvoeringsfasering	17
3	Relevante resultaten meetcampagne	19
3.1	Data waarop metingen zijn verricht	19
3.2	Verloop van gemeten stijghoogte in de tijd	20
3.3	Verloop van gemeten maaiveldzakkingen	22
3.4	Verloop van gemeten horizontale gronddeformaties	23
3.5	Verloop van gemeten paaldeformaties	25
4	Verificatie van berekeningsresultaten	29
4.1	Kruipsnelheid aan begin van berekeningen	29
4.2	Invloed kruip op horizontale effectieve spanningen	29
4.3	Invloed meetpunten waterspanningen in PLAXIS-geometrie	31
4.4	Veiligheidsfactor tijdens fasering	32
5	Resultaten numerieke rekenmethoden	35
5.1	Verschillende varianten	35
5.2	Numeriek verloop van berekende stijghoogte	36
5.3	Numeriek verloop van verticale gronddeformaties	37
5.4	Numeriek verloop van horizontale gronddeformaties	38
5.5	Numeriek verloop van paaldeformaties	41
5.5.1	Numeriek verloop paalmomenten	43
5.6	Invloed van numerieke modelleringsaspecten	46
5.6.1	Invloed van kruip	46
5.6.2	Invloed van updated mesh berekening	46
5.6.3	Invloed van initiële horizontale gronddrukcoëfficiënt	47
5.6.4	Invloed van in rekening gebrachte sterkte	47
5.6.5	Invloed van in rekening gebrachte doorlatendheden	48
6	Resultaten analytische rekenmethoden	50
6.1	Analytisch verloop van maaiveldzettingen (MSettle)	50
6.2	Analytisch verloop van horizontale gronddeformaties	52
6.2.1	Methode IJsseldijk-Loof (IJL)	52
6.2.2	Methode Bourges en Mieussens (B&M)	53
6.3	Voorspelling van paalvormingen	56
6.3.1	MPile (MP)	56
6.3.2	MHorpile (MH)	65
6.3.3	MSheet (MS)	71

7	Vergelijking metingen en berekeningen	79
7.1	Kwalitatieve vergelijking	79
7.1.1	Verloop stijghoogte in de tijd	79
7.1.2	Verloop verticale gronddeformatie in de tijd	79
7.1.3	Verloop horizontale gronddeformatie in de tijd	79
7.2	Kwantitatieve vergelijking	80
7.2.1	Verloop stijghoogte in de tijd	80
7.2.2	Verloop van verticale gronddeformaties in de tijd	80
7.2.3	Verloop horizontale gronddeformaties in de tijd	82
7.2.4	Verloop paalvormingen in de tijd	86
8	Conclusies	89
8.1	Samenvatting resultaten	89
8.2	Antwoorden op onderzoeksvragen	90

1 Inleiding

1.1 Probleembeschrijving

In het najaar van 1988 is het BRICOR-proefvak ingericht in het kader van het onderzoek voor het “Bereikbaarheidsplan Randstad”. Destijds was dit proefvak onderdeel van de reconstructie van de Van Brienenoord-corridor (BRICOR). Het bevindt zich ter hoogte van km 13.35 van rijksweg A16 (zie figuur 1-1). Het bevindt zich tussen de kruisende wegen de 's Gravenweg en de Jacques Dutilhweg en is aan de oostzijde van de A16 gelegen.



Figuur 1-1: Locatie van de Brienenoordcorridor (BRICOR) in Rotterdam

Het proefvak maakte deel uit van onderzoeksplan DWW/TAW “Grondconstructies op sterk samendrukbare grond” (nota WB-N-86.124). Tussen eind 1988 en medio 1990 is op deze locatie in lagen een zandophoging aangebracht op een ondergrond bestaande uit slappe klei- en veenlagen met een totale dikte van circa 15 m. Om het consolidatieproces onder de zandophoging te versnellen is verticale drainage toegepast. Verder zijn gedurende het ophogen een prefab betonnen en een stalen paal in de ophoging aangebracht.

Het ophogen heeft tot zowel verticale als horizontale gronddeformaties ter plaatse van en in de directe omgeving van het proefvak geleid. De horizontale gronddeformaties hebben tevens gezorgd voor een horizontale belasting op de palen.

In het najaar van 1988 is begonnen met een uitgebreide meetcampagne aan het proefvak, met het doel: “het vastleggen van praktijkmeetgegevens met betrekking tot de ophoogproblematiek, optredend bij wegverbredingen, teneinde nu en in de toekomst te kunnen dienen als basis voor de toetsing van bestaande en nieuwe rekentechnieken”.

De uitgebreide meetcampagne, waarvan de omvang medio 1991 is beperkt, bestond uit:

- sonderingen en boringen t.b.v. de geotechnische profielen en rekenprofielen;
- laboratoriumproeven t.b.v. de geotechnische rekenparameters voor de grondlagen;
- peilbuis- en waterspanningsmetingen t.b.v. de waterspanningsverdeling;
- horizontale en verticale verplaatsingsmetingen t.b.v. het vervormingsgedrag van de wegverbreding.

De opzet van de meetcampagne en de meetresultaten zijn samengevat in een groot aantal rapporten, waarvan de kenmerken in de literatuurlijst zijn opgenomen.

1.2 Probleemstelling

Door het aanbrengen van een ophoging op een slappe ondergrond, zoals het pakket klei- en veenlagen ter plaatse van het proefvak, zullen de gronddeformaties hieronder vooral verticaal gericht zijn. Naast de ophoging zullen vooral horizontale (elastische of plastische) gronddeformaties optreden. Daarnaast vallen zowel de verticale als horizontale gronddeformatie in twee deformatiecomponenten uiteen, te weten de gronddeformaties ten gevolge van consolidatie en die ten gevolge van kruip.

Voor de horizontale gronddeformaties kunnen een negatieve invloed hebben op de directe omgeving, bijvoorbeeld in (binnen)stedelijk gebied waar bestaande en nieuwe constructies en funderingen zich relatief dicht bij de ophoging bevinden. Denk hierbij aan:

- landhoofden;
- (horizontaal belaste) tunnelbakken, sluizen en aquaducten;
- bebouwing naast dijkverbredingen;
- constructies in een weglichaam en bij wegverbredingen (o.a. portalen en geluidsschermen);
- paalfunderingen naast bouwputten.

Het is daarom van belang de mate van de omgevingsbeïnvloeding en het verloop hiervan in de tijd te kunnen voorspellen, om passende maatregelen te kunnen nemen. Het consolidatieproces kan bijvoorbeeld worden versneld door het pakket slappe lagen voor te belasten of door verticale drainage toe te passen. De gronddeformaties door kruip, die in horizontale zin tot wel 50% van de totale horizontale gronddeformatie kunnen bedragen, kunnen gedeeltelijk worden versneld door het aanbrengen van overhoogte.

Een funderingspaal, die door het pakket slappe lagen heen in het diepe zand is aangebracht, zal door de horizontale gronddeformatie een horizontale gronddruk ondervinden. Dientengevolge wordt deze paal op dwarskracht en buiging belast.

Een maatregel om de horizontale druk vanuit gronddeformaties door consolidatie sterk te reduceren is door de paal te installeren nadat het consolidatieproces is voltooid. Echter, een aanzienlijk deel van het kruiseffect zal plaatsvinden na het installeren van de palen. Daardoor kan de paal door horizontale gronddrukken worden belast en wel zodanig zwaar, dat grote vervormingen en dientengevolge scheurvorming in de paal kunnen optreden. Paalvervormingen kunnen zo groot worden, dat de palen bezwijken.

Momenteel wordt, vanwege gebrek aan kennis en metingen de volledige horizontale gronddeformatie binnen de ontwerplevensduur (dus inclusief kruip) in rekening gebracht. Hierbij wordt wel een reductie van de elasticiteitsmodulus van het beton in de tijd meegenomen. Deze reductie kan leiden tot een elasticiteitsmodulus na 30 jaar van circa 50% van de oorspronkelijke waarde.

Verder wordt in ontwerpberekeningen aangehouden dat de toename van het paalmoment recht evenredig verloopt met de optredende zettingen. Uit het centrifugeonderzoek door Stewart, zie ref. (10), blijkt dat 70% van het maximale buigende moment in de paal wordt veroorzaakt in de ongedraineerde situatie direct na het gereedkomen van de ophoging. Bij een aanpassingspercentage van 30% heeft het buigende moment in de paal de maximale waarde praktisch bereikt (90 à 100%).

Indien dit juist blijkt, dan zou dit betekenen dat palen beduidend eerder kunnen worden aangebracht. Hierdoor zou de bouwtijd aanzienlijk kunnen worden verkort.

Wanneer zou blijken dat de invloed van de horizontale gronddeformatie (waarop een paal wordt ontworpen) kan worden gereduceerd, dan zou dit tot een substantiële reductie op de afmetingen en/of de voorspanning/wapening van de betonpaal leiden. Verder zou een grote onzekerheid in het funderingsontwerp kunnen worden weggenomen. Deze onzekerheden leiden tot extra ontwerpkosten en ondoorzichtigheid van het ontwerp voor opdrachtgevers.

1.3 Onderzoeksvragen

In onderliggend rapport wordt onderzocht in welke mate de verschillende rekenmodellen, die in de dagelijkse praktijk worden toegepast om de mate van de omgevingsbeïnvloeding door een ophoging te voorspellen, het werkelijke grondgedrag dat tijdens en na de uitvoering van de BRICOR-ophoging is gemeten kunnen voorspellen.

In het onderzoek zijn, in volgorde van complexiteit en de daarmee samenhangende hoeveelheid aan benodigde input, de volgende rekenmodellen betrokken: het MSettle isotachen model, de methode IJsseldijk-Loof, de methode van Bourges en Mieussens, de verenmodellen MPile, MHorpil en MSheet en 2D PLAXIS.

In het laatstgenoemde model is het gedrag van de slappe klei- en veenlagen met een aantal verschillende constitutieve modellen beschreven: Soft Soil (SS), Soft Soil Creep (SSC) en Hardening Soil (HS). Met de bovengenoemde modellen is getracht een zo goed mogelijke voorspelling te geven van de waterspanningen, de verticale gronddeformaties, de horizontale gronddeformaties en de paalvormingen tijdens de bouw-, consolidatie- en kruipfase. Overigens kunnen de modellen niet worden gebruikt om alle grootheden te kunnen voorspellen.

De vragen, die op basis van het vergelijken van de voorspellingen door de geselecteerde rekenmodellen met de metingen moeten worden beantwoord, zijn de volgende:

- Wat is de voorspellende waarde van de geselecteerde rekenmodellen voor de waterspanningen, de gronddeformaties en de paalvormingen tijdens de aanleg, na het consolidatieproces en gedurende het kruipproces?
- Hoe gevoelig zijn de voorspellingen voor variaties in parameters?
- Wat is het verschil tussen de voorspelde verticale gronddeformatie op maaiveldniveau met MSettle en met PLAXIS? Oftewel, wat is het effect van de zijdelingse gronddeformatie op de maaiveldzettingen?
- Kunnen de horizontale gronddeformaties met voldoende nauwkeurigheid worden bepaald met behulp van gemeten en/of door MSettle voorspelde zettingen, al dan niet gebruik makend van fitfactoren?
- Welke verklaringen zijn er voor de verschillen tussen de voorspellingen met de rekenmodellen en tussen de voorspellingen en metingen?

1.4 Leeswijzer

In hoofdstuk 2 worden met de resultaten uit het grondonderzoek de uitgangspunten bepaald op basis waarvan simulaties met het numerieke model PLAXIS, een in Nederland veel gebruikt model op basis van de Eindige Elementen Methode (EEM), en een aantal analytische modellen worden opgezet. Het gaat daarbij onder andere om parametersets voor het modelleren van het grondgedrag.

De PLAXIS-simulatie waarin de belangrijkste fenomenen met betrekking tot het grondgedrag zijn meegenomen, zoals de invloed van kruip, wordt als basis gebruikt om de invloed van een aantal modelparameters te toetsen:

- het aandeel van kruipdeformaties aan berekende totale gronddeformaties;
- de invloed van de modellering van de neutrale gronddrukcoëfficiënt (K_0) op berekende gronddeformaties;
- de invloed van de grootte van de sterkteparameters c' en ϕ' op berekende gronddeformaties;
- de invloed van de doorlatendheid van de grond (k) op berekende gronddeformaties;
- de invloed van het updaten van de geometrie tijdens de berekening (updated mesh).

In hoofdstuk 3 worden de relevante monitoringsresultaten met betrekking tot de grondwaterspanningen, de verticale en horizontale gronddeformaties en de paaldeformaties op een aantal locaties samengevat. Daarbij is gefocust op een aantal tijdstippen waarop zoveel mogelijk monitoringsdata voorhanden is.

Op basis van de uitgangspunten in hoofdstuk 2 zijn vervolgens EEM-simulaties gemaakt, waaruit op deze tijdstippen en dezelfde locaties een voorspelling gereproduceerd van deze aspecten. Voordat in hoofdstuk 5 de numerieke berekeningsresultaten worden gepresenteerd, zijn in hoofdstuk 4 controles van de berekeningen gerapporteerd om te kijken of deze bruikbare voorspellingen opleveren.

In hoofdstuk 6 worden de berekeningsresultaten met analytische modellen gerapporteerd. Voor één locatie ter plaatse van de ophoging wordt een zettingsanalyse met MSettle gepresenteerd. Hier worden ook de analytische voorspelling met de methode IJsseldijk-Loof en de empirische methode van Bourges en Mieussens weergegeven.

Vervolgens worden in hoofdstuk 7 de monitorings- en berekeningsresultaten met elkaar vergeleken. Op basis van deze vergelijking worden tevens conclusies getrokken over de mate van voorspelbaarheid van de stijghoogten, de verticale gronddeformaties en uiteindelijk de horizontale gronddeformaties door de modellen. Daarbij wordt eerst naar de voorspelbaarheid van de aspecten afzonderlijk gekeken, waarna ook de beste overall voorspellende EEM-variant wordt vastgesteld. Met deze PLAXIS-variant wordt vervolgens gekeken naar het verloop van de voorspelde paaldeformaties van beide palen.

In hoofdstuk 8 wordt uiteindelijk een samenvatting van alle resultaten gegeven, waarna op basis van de onderzoeksvragen in hoofdstuk 1 de conclusies over de mate van voorspelbaarheid van de verschillende modellen worden getrokken.

2 Uitgangspunten

2.1 Locatie Brieneoord Corridor

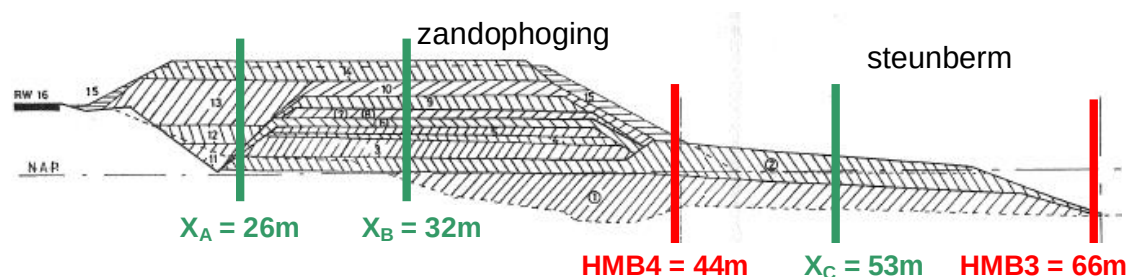
In figuur 2-1 is ingezoomd op de locatie van het proefvak, dat ten oosten van rijksweg A16 tussen de 's Gravenweg en de Jacques Dutilhweg is gelegen.



Figuur 2-1: Locatie van het BRICOR-proefvak aan de oostzijde van rijksweg A16

In bijlage 2 is een bovenaanzicht opgenomen van het BRICOR-proefvak, waarin tevens de locatie van hellingmeetbuis HB3 en HB4 zijn weergegeven. De resultaten van de hellingmeetbuizen worden gebruikt om de berekeningsresultaten uit de modellering te verifiëren.

Bij het behandelen van meet- en berekeningsresultaten van het proefvak zal steeds over een aantal locaties in meetraai B worden gesproken. In figuur 2-2 worden de relevante locaties in raai B gegeven. Naast de locaties van de hellingmeetbuizen (HMB) 3 en 4 worden ook de verticalen A, B en C onderscheiden, waarbij een afstand tot het begin van de horizontale zettingsmeetslang (ZMS) als referentie wordt aangegeven.



Figuur 2-2: Locatie van relevante verticalen in raai B in de PLAXIS-geometrie

In de PLAXIS-geometrie komen de afstanden tot het begin van de zettingsmeetslang in figuur 2-2 overeen met de volgende coördinaten in de PLAXIS-geometrie:

- verticaal A: $X_{EEM} = 26 \text{ m}$ $X_{ZMS} = 42 \text{ m}$
- verticaal B: $X_{EEM} = 32 \text{ m}$ $X_{ZMS} = 36 \text{ m}$
- verticaal C: $X_{EEM} = 53 \text{ m}$ $X_{ZMS} = 15 \text{ m}$
- verticaal HMB3: $X_{EEM} = 66 \text{ m}$ $X_{ZMS} = 2 \text{ m}$
- verticaal HMB4: $X_{EEM} = 44 \text{ m}$ $X_{ZMS} = 24 \text{ m}$

2.2 Grondopbouw en materiaaleigenschappen

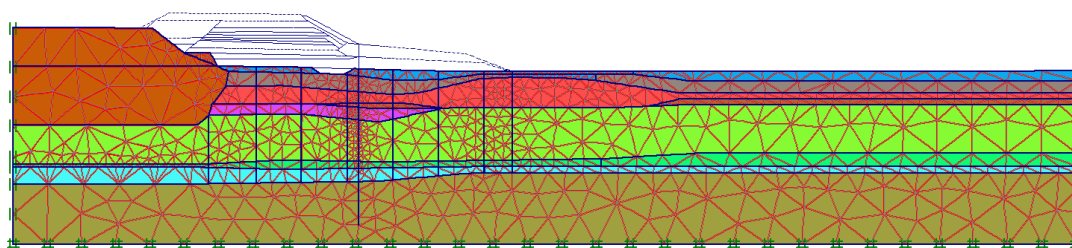
In de berekeningen voor het BRICOR-proefvak is de grondopbouw voor raai B in tabel 2-1 in rekening gebracht, die op basis van tabel 2.1.02 van ref. (2) is bepaald.

niveau van [m t.o.v. MV]	tot [m t.o.v. MV]	grondsoort	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	afkorting
+3,70	-9,20	Cunetzand	17,0	20,0	OA
-1,5 à -2,1	-2,2 à -3,4	Antropogene klei	12,2	12,2	OB
-2,2 à -3,3	-4,0 à -5,2	Hollandveen	10,9	10,9	4A
-4,0 à -5,2	-5,9 à -6,9	Komklei	12,5	12,5	15A
-5,9 à -6,2	-6,6 à -6,9	Hollandveen	10,9	10,9	4B
-6,6 à -6,9	-7,8 à -8,7	Komklei	13,9	13,9	15B
-6,7 à -7,8	-13,0 à -14,0	Gorkum klei	15,5	15,5	16
-13,0 à -14,0	-14,7 à -15,1	Basisveen	11,3	11,3	9
-14,7 à -15,1	-15,6 à -17,0	Kreftenheye klei	16,9	16,9	31
-15,6 à -17,0	e.v.	Pleistoceen zand	17,0	20,0	32

Tabel 2-1: Grondopbouw ter plaatse van raai B in BRICOR-proefvak

2.2.1 Numerieke rekenmethoden

In figuur 2-3 wordt de vertaling van de onderhavige situatie naar PLAXIS weergegeven.



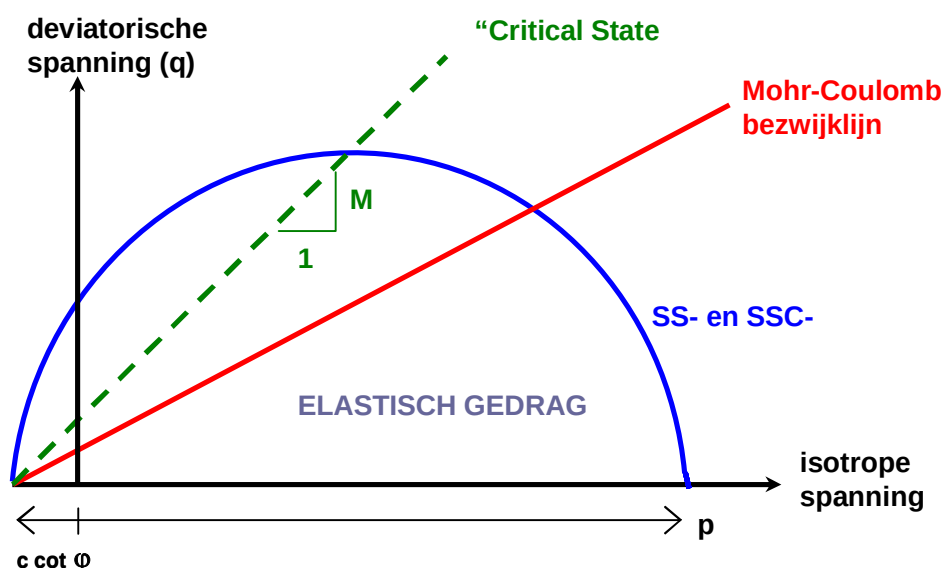
Figuur 2-3: PLAXIS-geometrie voor raai B van BRICOR-proefvak

In het vervolg van deze paragraaf worden twee parametersets gepresenteerd, die in de PLAXIS-simulaties het sterkte- en vervormingsgedrag van de grond beschrijven. Daarbij worden een parameterset zónder en een set mét de invloed van kruip onderscheiden.

In beide parametersets worden verschillende PLAXIS-materiaalmodellen en bijbehorende parameters gebruikt, die met de afkortingen HS, SS en SSC worden aangeduid. Deze slaan op respectievelijk het Hardening Soil model, het Soft Soil model en het Soft Soil Creep model waarin de volgende symbolen worden gebruikt:

$\gamma_{\text{unsat}}, \gamma_{\text{sat}}$	: volumiek gewicht onverzadigde, verzadigde grond	[kN/m ³]
$c'_{\text{CEL}}, c'_{\text{TRX}}$	: effectieve cohesie volgens cel- of triaxiaalproeven	[kPa]
$\phi'_{\text{CEL}}, \phi'_{\text{TRX}}$	: effectieve hoek van inwendige wrijving volgens cel- of triaxiaalproeven	[°]
$\delta'_{\text{CEL}}, \delta'_{\text{TRX}}$	: effectieve wandwrijvingshoek volgens cel- of triaxiaalproeven	[°]
$\psi'_{\text{CEL}}, \psi'_{\text{TRX}}$	: effectieve dilatatiehoek volgens cel- of triaxiaalproeven	[°]
$E_{50;\text{ref}}$	: secant stijfheidsmodulus bij referentiespanning	[kN/m ²]
$E_{\text{oed};\text{ref}}$	: oedometerstijfheid bij referentiespanning	[kN/m ²]
$E_{\text{ur};\text{ref}}$	: ontlast-herbelaststijfheid bij referentiespanning	[kN/m ²]
ν_{ur}	: ontlast-herbelast dwarscontractiecoëfficiënt	[-]
$M_{\text{CEL};\text{Jaky}}$	: helling critical state line bij celsterkte en $K_{0;\text{NC};\text{Jaky}}$	[-]
$M_{\text{TRX};\text{default}}$	: helling critical state line bij triaxiaalsterkte en $K_{0;\text{NC};\text{default}}$	[-]
$K_{0;\text{NC};\text{Jaky}}$	: initiële neutrale gronddrukcoëfficiënt volgens vuistregel Jaky	[-]
$K_{0;\text{NC};\text{default}}$	: initiële neutrale gronddrukcoëfficiënt, default-waarde PLAXIS	[-]
m	: mate van spanningsafhankelijkheid	[-]
OCR	: overconsolidatiegraad	[-]
$\lambda^*, \kappa^*, \mu^*$	: gemodificeerde compressie-index, zwelindex, kruipindex	[-]
e_0	: initieel poriëngetal	[-]
$k_{v;d}, k_{h;d}$	: verticale, horizontale doorlatendheid volgens doorlatendheidsproef	[m/dag]
$k_{v;\text{oed}}, k_{h;\text{oed}}$	: verticale en horizontale doorlatendheid volgens oedometerproef	[m/dag]
$k_{v;\text{eq};1,75\text{m};d}$	: equivalente verticale doorlatendheid (incl. drainage hoh 1,75 m)	[m/dag]
$k_{h;\text{eq};2,75\text{m};d}$	: equivalente horizontale doorlatendheid (incl. drainage hoh 2,75 m)	[m/dag]

M is een belangrijke parameter voor het beschrijven van het vervormingsproces binnen het SS- en SSC-model. Het bepaalt de horizontale spanningsverandering ($\Delta\sigma'_h$) als reactie op een spanningsverandering in verticale richting ($\Delta\sigma'_v$). In figuur 2-4 wordt een grafische weergave van de vloeicontour binnen het SS- en SSC-model getoond.



Figuur 2-4: Grafische 2D-weergave van vloeicontour in PLAXIS SS- en SSC-model

De sterkteparameters c' en ϕ' uit ref. (2) zijn gebaseerd op de celproeven, die conform bijlage 1 zijn aangepast aan de situatie geldig bij de BRICOR-ophoging waar grote rekken zijn opgetreden. Ook de Koppejan-vervormingsparameters in ref. (2) zijn niet één-op-één

naar de vervormingsparameters binnen het SS- en SSC-model (λ^* , κ^* , μ^*) omgerekend. Ook de aanpassing van deze parameters wordt in bijlage 1 toegelicht. De vervormingsparameters binnen het HS-model ($E_{50;ref}$, $E_{oed;ref}$ en $E_{ur;ref}$) zijn geschat.

De horizontale en verticale doorlatendheid van grondlagen bij aanvang van de werkzaamheden zijn aan ref. (2) ontleend. Voorafgaand aan het ophogen is er onder de steunberm en ophoging verticale drainage aangebracht om de consolidatie te versnellen. Daarbij is onder de steunberm een werkelijke drainafstand (D) van 1,75 m en onder de ophoging een werkelijke drainafstand van 2,75 m is toegepast. In de modellering wordt de verticale drainage meegenomen door interface-elementen aan te brengen, waardoor een zo realistisch mogelijke wijze van afstromen (in horizontale zin) van de grondwateroverspanningen wordt verkregen. Met de aangehouden drainafstand in de modellering is in bijlage 1 tot equivalente horizontale doorlatendheden per grondlaag gekomen.

Parameterset grondlagen voor PLAXIS-simulaties exclusief kruip

De materiaalparameters van de verschillende grondlagen in PLAXIS exclusief de invloed van kruip en het samendrukken worden in tabel 2-2 weergegeven. In de tabel is de volgorde van de grondlagen overigens niet zoals deze op de locatie is aangetroffen.

	GRONDLAGEN (niet in volgorde van grondopbouw)										
	ophoogzand	OA (cunetzand)	OB (antropogene klei)	4A (Hollandveen, ondiep)	4B (Hollandveen, diep)	9 (Basisveen)	15A (Kolklei, ondiep)	15B (Kolklei, diep)	16 (Gorkumlei)	31 (Kreftenheye klei)	32 (Pleistoceen zand)
model	HS	HS	SS	SS	SS	SS	SS	SS	SS	SS	HS
C'_{TRX}	1,0	1,0	9,6	5,3	5,3	10,8	4,9	2,6	6,8	4,0	1,0
ϕ'_{TRX}	42,7	42,7	38,2	42,1	42,1	38,8	26,7	31,6	25,3	33,4	42,7
ψ'_{TRX}	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$K_{0;NC;Jaky}$	0,349	0,347	0,382	0,330	0,330	0,373	0,551	0,476	0,573	0,450	0,336
$M_{TRX;Jaky}$	-	-	2,01	2,22	2,22	2,04	1,47	1,69	1,40	1,70	-
$E_{50;ref}$	3,0E4	4,0E4	-	-	-	-	-	-	-	-	5,0E4
$E_{oed;ref}$	3,8E4	5,0E4	-	-	-	-	-	-	-	-	5,8E4
$E_{ur;ref}$	17,5E4	20,0E4	-	-	-	-	-	-	-	-	25,0E4
ν_{ur}	0,20-	0,20-	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,20	0,20
OCR	-	-	8,64	5,39	2,13	1,34	2,70	2,53	2,11	1,55	-
λ^*	-	-	0,083	0,185	0,185	0,133	0,154	0,127	0,112	0,086	-
κ^*	-	-	0,012	0,026	0,026	0,020	0,022	0,018	0,016	0,025	-
$k_{v;d}$	1,0	1,0	1,6E-2	1,1E-2	1,1E-2	1,6E-4	3,2E-4	3,2E-4	1,0E-2	1,6E-4	1,0
$k_{h;d}$	1,0	1,0	1,1E-2	5,3E-2	5,3E-2	7,7E-5	9,8E-4	4,6E-3	7,9E-5	7,7E-5	1,0
$k_{v;1,75m;d}$	-	-	1,6E-2	1,1E-2	1,1E-2	1,6E-4	3,2E-4	3,2E-4	1,0E-2	1,6E-4	-
$k_{h;eq;1,75m;d}$	-	-	3,7E-2	1,7E-1	1,7E-1	2,5E-4	3,2E-3	1,5E-2	2,6E-4	2,5E-4	-
$k_{v;2,75m;d}$	-	-	1,6E-2	1,1E-2	1,1E-2	1,6E-4	3,2E-4	3,2E-4	1,0E-2	1,6E-4	-
$k_{h;eq;2,75m;d}$	-	-	1,2E-2	5,9E-2	5,9E-2	8,6E-5	1,1E-3	5,1E-3	8,8E-5	8,6E-5	-

Tabel 2-2: Parameterset PLAXIS-simulaties zonder kruip op basis van ref. (2)

Parameterset grondlagen voor PLAXIS-simulaties inclusief kruip

De sterkte- en vervormingsparameters van de verschillende grondlagen inclusief de invloed van kruip en het samendrukken worden in tabel 2-3 weergegeven, waarbij voor de zandlagen het HS-model en voor de klei- en veenlagen het SS-model wordt gebruikt. In de tabel is de volgorde van de grondlagen overigens niet zoals op de locatie.

	GRONDLAGEN (niet in volgorde van grondopbouw)										
	ophoogzand	OA (cunetzand)	OB (antropogene klei)	4A (Hollandveen, ondiep)	4B (Hollandveen, diep)	9 (Basisveen)	15A (Komklei, ondiep)	15B (Komklei, diep)	16 (Gorkumklei)	31 (Kreftenheye klei)	32 (Pleistoceen zand)
model	HS	HS	SSC	SSC	SSC	SSC	SSC	SSC	SSC	SSC	HS
C' _{CEL}	2,0	2,0	9,6	5,3	5,3	10,8	4,9	2,6	6,8	4,0	1,0
φ' _{CEL}	30,0	30,0	26,2	29,5	29,5	26,7	17,5	21,1	16,5	22,4	30,0
ψ' _{CEL}	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
K _{0,NC;Jaky}	0,500	0,500	0,558	0,508	0,508	0,551	0,699	0,640	0,716	0,619	0,426
M _{CEL;Jaky}	-	-	1,44	1,59	1,59	1,46	1,15	1,22	1,02	1,20	-
C' _{TRX}	1,0	1,0	9,6	5,3	5,3	10,8	4,9	2,6	6,8	4,0	1,0
φ' _{TRX}	42,7 ¹	42,7 ¹	38,2	42,1	42,1	38,8	26,7	31,6	25,3	33,4	42,7
ψ' _{TRX}	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
K _{0,NC;Jaky}	0,350	0,350	0,382	0,330	0,330	0,373	0,551	0,476	0,573	0,450	0,340
M _{TRX;Jaky}	-	-	2,01	2,22	2,22	2,04	1,47	1,69	1,40	1,70	-
K _{0,NC;default}	0,350	0,350	0,517	0,464	0,464	0,508	0,701	0,620	0,725	0,564	0,340
M _{TRX;default}	-	-	1,56	1,73	1,73	1,59	1,06	1,27	1,00	1,35	-
OCR	-	-	8,64	5,39	2,13	1,34	2,70	2,53	2,11	1,55	-
λ*	-	-	0,083	0,185	0,185	0,133	0,154	0,127	0,112	0,086	-
κ*	-	-	0,012	0,026	0,026	0,020	0,022	0,018	0,016	0,025	-
μ*	-	-	0,005	0,011	0,011	0,008	0,009	0,007	0,006	0,004	-
e ₀	0,50	0,50	0,81	1,02	1,02	0,75	0,71	0,70	0,76	0,55	0,50
K _{v;d}	1,0	1,0	1,6E-2	1,1E-2	1,1E-2	1,6E-4	3,2E-4	3,2E-4	1,0E-2	1,6E-4	1,0
K _{h;d}	1,0	1,0	1,1E-2	5,3E-2	5,3E-2	7,7E-5	9,8E-4	4,6E-3	7,9E-5	7,7E-5	1,0
K _{v;1,75m;d}	-	-	1,6E-2	1,1E-2	1,1E-2	1,6E-2	3,2E-4	3,2E-4	1,0E-2	1,6E-4	-
K _{h;eq;1,75m;d}	-	-	3,7E-2	1,7E-1	1,7E-1	2,5E-4	3,2E-3	1,5E-2	2,6E-4	2,5E-4	-
K _{v;2,75m;d}	-	-	1,6E-2	1,1E-2	1,1E-2	1,6E-2	3,2E-4	3,2E-4	1,0E-2	1,6E-4	-
K _{h;eq;2,75m;d}	-	-	1,2E-2	5,9E-2	5,9E-4	8,6E-5	1,1E-3	5,1E-3	8,8E-5	8,6E-5	-
K _{v;oed}	1,0	1,0	7,0E-5	1,4E-4	1,4E-4	5,4E-4	3,2E-4	3,2E-4	5,7E-5	6,4E-5	1,0
K _{h;oed}	1,0	1,0	7,0E-5	2,8E-4	2,8E-4	1,1E-3	3,2E-4	3,2E-4	5,7E-5	6,4E-5	1,0
K _{v;1,75m;oed}	-	-	7,0E-5	1,4E-4	1,4E-4	5,4E-4	3,2E-4	3,2E-4	5,7E-5	6,4E-5	-
K _{h;eq;1,75m;oed}	-	-	2,3E-4	9,1E-4	9,1E-4	3,6E-3	1,1E-3	1,1E-2	1,9E-4	2,1E-4	-
K _{v;2,75m;oed}	-	-	7,0E-5	1,4E-4	1,4E-4	5,4E-4	3,2E-4	3,2E-4	5,7E-5	6,4E-5	-
K _{h;eq;2,75m;oed}	-	-	7,8E-5	3,1E-4	3,1E-4	1,2E-3	3,6E-4	3,6E-4	6,4E-5	7,1E-5	-

¹ hoge waarde om te beschouwen probleem binnen slappe lagenpakket te isoleren

Tabel 2-3: Parameterset PLAXIS-simulaties met kruip op basis van ref. (2), inclusief de invloed van kruip en afname van de doorlatendheid

Voorafgaand aan iedere PLAXIS-simulatie wordt een consolidatiefase met een tijdsduur gelijk aan de zogenaamde initiële kruiptijd doorerekend, waarmee de invloed van de al aanwezige belastingen (zoals eigen gewicht) op de mate van aging worden ingebracht. Uit aanvullende simulaties (zie bijlage 1.2) is bepaald dat hiertoe de kruipparameter (μ^*) in tabel 2-3 moeten worden gecombineerd met een initiële kruiptijd van:

- 1000 dagen indien in de modellering de 'triaxiaalsterkte' wordt aangehouden en
- 1500 dagen indien in de modellering de 'celsterkte' wordt aangehouden.

Parametersets stalen en betonnen paal voor PLAXIS-simulaties

In januari 1989 zijn ter plaatse van de teen op de berm in raai C en raai D respectievelijk een prefab betonpaal en stalen buispaal geïnstalleerd. Beide palen hebben een lengte van 22 m en een paalkop en -punt die zich op NAP +0,5 m respectievelijk NAP -21,5 m bevindt. Conform ref. (1) gelden verder de volgende zaken per paal:

- De stalen paal is een kokerprofiel $\varnothing$ 450 mm met een wanddikte van 15 mm, waarin verstijvingsschotten met een wanddikte van 6 mm op een hart-op-hart-afstand van 1.500 mm zijn aangebracht. Dit heeft tot een buigstijfheid van $1,9 \times 10^5 \text{ kNm}^2$ geleid. In de paal is een kunststof meetbuis opgenomen met een diameter van 70 mm, waarmee de paaldoorbuiging op verschillende tijdstippen is gemeten. Bij een vloeispanning van 360 N/mm^2 volgens ref. (1) bedraagt het vloeimoment van de stalen paal 1.319 kNm.
- De prefab betonpaal $\varnothing$ 450 mm is voorzien van voorspanstaal en wapening (voor paalgegevens zie bijlage 8). In de paal is een kunststof meetbuis opgestort met een diameter van 70 mm, waarmee de paaldoorbuiging op verschillende tijdstippen is gemeten. Volgens opgave van de fabrikant (Schokindustrie te Zwijndrecht) is het bezwijkmoment van de paal 338 kNm en het scheurmoment 121 kNm.

Door Intron is in ref. (1) de toestand van de betonnen paal op 6 juni 1990 en 25 april 1996 voorspeld. Hierbij is module MES/2.5D van het programma FEMMASSE gebruikt. Voor de invoer in deze berekeningen zijn aannames gedaan over de materiaaleigenschappen aan de hand van de gegeven materiaalsamenstelling. Belangrijke parameters in de berekening zijn de betontreksterkte en de hoeveelheid kruip. Hiervoor zijn door Intron gemiddelde waarden aangenomen, waarbij de regels in de op dat moment (1996) geldende versie van NEN 6720 als leidraad zijn genomen.

De toestand van de betonnen paal is voorspeld door in de FEMMASSE-simulaties de gemeten vervormingsgeschiedenis van de paal op te leggen. Het resultaat van de voorspellende simulaties was dat de betonnen paal in twee zones scheurvorming moet vertonen. Naast deze berekeningen is ook een schatting gemaakt van het verloop van de stijfheid over de lengte van de paal. Deze stijfheden zijn weergegeven in tabel 2-4, die als invoer in de modellen MPile en MSheet worden gebruikt.

Ter vereenvoudiging wordt in de PLAXIS-simulaties over de gehele lengte van de 'paal' met één waarde voor de buigstijfheid (EI) gerekend. In lijn met bijlage 8 is van een ongescheurde betonstijfheid (E) uitgegaan die, in verband met het kruipproces en op basis van kruipfactoren en -coëfficiënten, wordt gereduceerd. Vervolgens wordt, in verband met scheurvorming, de helft van deze elasticiteitsmodulus aangehouden. Dit leidt uiteindelijk tot een 'rekenwaarde' van de elasticiteitsmodulus van circa $1,1 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ en een buigstijfheid van bijna $3,8 \times 10^4 \text{ kNm}^2$.

N.B. Overigens is de aangehouden waarde van de elasticiteitsmodulus nog geen 30% van de ongescheurde elasticiteitsmodulus van $3,96 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ en deze komt overeen met de gemiddelde waarde in de kolom voor 26 april 1996 in tabel 2-4.

niveau bovenzijde sectie		E _{06/06/1990}	E _{26/04/1996}	EI _{06/06/1990}	EI _{26/04/1996}
[m]	[m NAP]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kNm ²]	[kNm ²]
0	0,50	21.000	20.000	71.761	68.344
1,47	-0,97	17.000	16.000	58.092	54.675
2,93	-2,43	13.000	12.000	44.423	41.006
4,40	-3,90	9.000	7.500	30.755	25.629
5,87	-5,37	6.000	4.500	20.503	15.377
7,33	-6,83	10.000	8.500	34.172	29.046
8,80	-8,30	14.000	13.000	47.841	44.423
10,27	-9,77	18.000	17.000	61.509	58.092
11,73	-11,23	14.000	13.000	47.841	44.423
13,20	-12,70	9.000	8.000	30.755	27.338
14,67	-14,17	6.000	4.500	20.503	15.377
16,13	-15,63	4.000	2.500	13.669	8.543
17,60	-17,10	6.000	4.500	20.503	15.377
19,07	-18,57	12.000	11.000	41.006	37.589
20,53	-20,03	17.000	16.000	58.092	54.675
22,00	-21,50				

Tabel 2-4: Stijfheidsverdeling prefab betonpaal op basis van zie ref. (1)

In de 2D-geometrie wordt de paal met behulp van plaalementen gemodelleerd, wat zich in feite als een damwand gedraagt. De grond kan binnen deze modellering niet om de paal heen stromen. De interface-elementen tussen de grond en de constructie zijn volledig grondwaterdoorlatend gemodelleerd; dit effect treedt bij deze schematisatie overigens alleen op tijdens de consolidatiefasen.

De samenvatting van de eigenschappen van beide palen in tabel 2-5, die zijn ontleend aan de berekeningen in bijlage 1, zijn gebaseerd op de gegevens in ref. (1).

paal	parameter	waarde
prefab betonpaal ∅ 450 mm	rekstijfheid (EA) _{beton}	4,455 · 10 ⁶ [kN/m']
	buigstijfheid (EI) _{beton}	3,797 · 10 ⁴ [kNm ² /m']
	effectief gewicht W _{beton}	4,5 [kN/m/m']
stalen paal ∅ 450 mm	rekstijfheid (EA) _{staal}	5,481 · 10 ⁶ [kN/m']
	weerstandsmoment W _{staal}	4,067 · 10 ⁻³ [m ³ /m']
	buigstijfheid (EI) _{staal}	1,913 · 10 ⁵ [kNm ² /m']
	buigend moment M _{p,staal}	1.465 [kNm/m']
	normaalkracht N _{p,staal}	10.440 [kN/m']
	effectief gewicht W _{staal}	2,0 [kN/m/m']
	vloeispanning σ _{staal}	3,6 · 10 ⁵ [kN/m ²]

Tabel 2-5: Eigenschappen PLAXIS-simulatie voor prefab betonpaal en stalen paal

2.2.2 Analytische rekenmethoden

In dit onderzoek worden de volgende analytische rekenmethoden gebruikt om predicties te geven over het verloop van verticale en horizontale gronddeformaties in de ondergrond:

- zettingsanalyses met MSettle (MZ)
- horizontale gronddeformaties met methode IJsseldijk-Loof (IJL)
- horizontale gronddeformaties methode Bourges en Mieussens (B&M)

Het uiteindelijke doel van het narekenen van de horizontale gronddeformaties in deze case is het voorspellen van het gedrag van de funderingspalen in de teen van de ophoging. Daartoe worden de volgende analytische methoden toegepast:

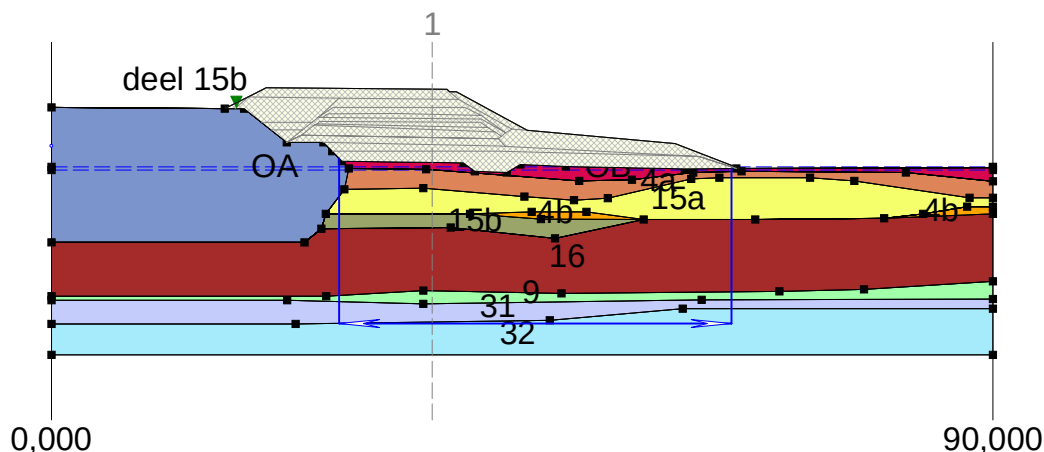
- MPile (MP)
- MHorpile (MH)
- MSheet (MS)

In deze subparagraaf wordt kort ingegaan op de achtergrond van deze analytische methoden en worden de bijbehorende uitgangspunten toegelicht.

Zettingsanalyses met MSettle (MZ)

Voor het uitvoeren van zettingsanalyses wordt gebruik gemaakt van versie 8.0 (build 0.0, 20 februari 2007) van het programma MSettle. Van deze zogenaamde bèta-versie is gebruik gemaakt, omdat hierin per berekeningsstap de belasting wordt gecorrigeerd voor het onderwater zakken van het ophoogmateriaal. In eerdere productversies werd deze correctie gedaan op basis van de eindzetting, waardoor de belasting tijdens het simuleren van het ophoogproces lager was dan in werkelijkheid. Met als gevolg dat zettingen achter bleven. Met de in deze zettingsanalyse gebruikte bèta-versie is dit niet meer het geval.

In figuur 2-5 wordt de gebruikte geometrie getoond, waarbij de berekeningen zich in verticaal 1, op het midden van de ophoging, hebben gefocust. Hier zijn er tijdens het ophogen zakbaakmetingen van de opgetreden maaiveldzakkingen verzameld.



Figuur 2-5: MSettle-geometrie ten behoeve van de zettingsanalyse

In de zettingsanalyses is verder gebruik gemaakt van het **isotachen-model** in combinatie met het consolidatiemodel van Darcy en een rekafhankelijke doorlatendheid. Hiertoe zijn in MSettle de volgende materiaaleigenschappen nog noodzakelijk:

OCR	: overconsolidatiegraad	[-]
C_p	: primaire samendrukkingscoëfficiënt vòòr de grensspanning	[-]
C_s	: secundaire samendrukkingscoëfficiënt vòòr de grensspanning	[-]
C_p'	: primaire samendrukkingscoëfficiënt nà de grensspanning	[-]
C_s'	: secundaire samendrukkingscoëfficiënt nà de grensspanning	[-]

De gebruikte MSettle-parameters worden in tabel 2-6 samengevat.

grond- laag	vervormingsparameters o.b.v. laboratoriumonderzoek				
	OCR	voor grensspanning		na grensspanning	
	[-]	C_p [-]	C_s [-]	C_p' [-]	C_s' [-]
OB	8,64	1500	4400	120	42
OA	nvt	nvt	nvt	nvt	nvt
4A	5,39	2300	2500	5,4	61
15A	2,70	930	1600	6,5	53
4B	2,13	2300	2500	5,4	61
15B	2,53	230	510	7,9	78
16	2,11	120	390	8,9	90
9	1,34	100	370	7,5	57
31	1,55	80	350	11	86
32	nvt	nvt	nvt	nvt	nvt

Tabel 2-6: Input modellering kleigedrag in MSettle op basis van ref. (7)

Horizontale gronddeformaties met methode IJsseldijk-Loof (IJL)

Dit is een in Nederland nog steeds veel gebruikte analytische methode waarbij het pakket slappe lagen worden geschematiseerd tot één laag met een bepaalde stijfheid (E). De methode staat ook wel bekend als de methode De Leeuw. Uitgangspunt bij deze methode is dat de grond volledig ongedraineerd reageert ($\nu = 0,5$). Methode De Leeuw kent een variant mét (Loof) en zónder (IJsseldijk) een rekstijve bovenlaag.

Voor het bepalen van de horizontale gronddeformaties met methode IJsseldijk-Loof (IJL) is gebruik gemaakt van het programma MHorpile. Daarbij is de modellering volgens IJsseldijk toegepast, omdat de bodemopbouw op de beschouwde locatie geen rekstijve bovenlaag bevat. Voor het bepalen van de benodigde grondstijfheid (E) is de zogenaamde methode Betuweroute gebruikt, waarbij wordt aangenomen:

$$E = \frac{1,25 \times \Delta p \times H}{z}$$

waarin:

Δp = belastingverhoging [kPa]

H = dikte van het pakket slappe lagen [m]

z = zetting als gevolg van de bovenbelasting [m]

Horizontale gronddeformaties met methode Bourges en Mieussens (B&M)

Dit is een Franse empirische methode, die is gebaseerd op de analyse van monitorings data van een groot aantal ophogingen in Frankrijk. De methode geeft voor een aantal standaard gevallen de horizontale gronddeformaties, waarbij de grootte afhangt van de primaire samendrukking van de terp voor en na de grensspanning, de stabiliteitsfactor van de terp en de geometrie van de terp (zie bijlage 6 voor een nadere omschrijving). Voor de benodigde stabiliteitsfactor (F) bij methode Bourges en Mieussens geldt:

$$F = \frac{(\pi + 2) \times \bar{c}_u}{p}$$

waarin:

$\bar{c}_u$ = gemiddelde ongedraineerde schuifsterkte [kPa]

p = belasting [kN/m²]

Voor het bepalen van de gemiddelde ongedraineerde schuifsterkte is gebruik gemaakt van de met MSettle berekende effectieve spanning op het beschouwde tijdstip en de volgende correlatie tussen deze parameter en de ongedraineerde schuifsterkte:

$$c_u = 0,22 \times \sigma_v'$$

N.B. Indien de effectieve spanning kleiner is dan de grensspanning (p_0), dan moet de laatstgenoemde worden ingevuld in plaats van de effectieve spanning.

Naast de ongedraineerde schuifsterkte is er voor deze methode een stabiliteitsfactor (F) nodig, die conform bijlage 6 op basis van een correlatie tussen de ongedraineerde schuifsterkte en de effectieve spanning wordt bepaald. Alle benodigde inputparameters voor de verschillende voorspellingsvarianten worden in tabel 2-7 samengevat.

parameter		HMB3 (LAB)	HMB3 (ZBFIT)	HMB4 (LAB)	HMB4 (ZBFIT)
afstand kruin hellingmeetbuis (X)	[m]	27,5	27,5	8,0	8,0
taludlengte (L)	[m]	8,0	8,0	8,0	8,0
verhouding (X/L)	[-]	3,44	3,44	1,00	1,00
dikte samendrukbare laag (D)	[m]	14,5	14,5	17,3 ¹⁾	17,3 ¹⁾
breedte terp halverwege talud (B)	[m]	45,1	45,1	48,1	48,1
verhouding (D/B)	[-]	0,32	0,32	0,36	0,36
initiele (ongedraineerde) zetting S_i	[m]	0,43	0,47	0,43	0,47

¹⁾ dit is de dikte van de slappe lagen plus de dikte van de steunberm

Tabel 2-7: Benodigde parameters en parameterwaarden voor methode B&M

Uit de waarden van (X/L) in verticaal HMB3 volgt, dat voor het bepalen van bewegingsfactor (λ) de curve moet worden gebruikt die geldt voor $3 < (X/L) < 4$. Uit de bijbehorende waarden van (D/B) volgt dat de vergrotingsfactor voor maximale consolidatievervorming (ρ_c) gelijk is aan 5%. Voor het bepalen van bewegingsfactor in verticaal HMB4 moet de curve voor $0 < (X/L) < 2$ moet worden gebruikt. Uit de verhouding (D/B) volgt hier dat de factor voor de maximale consolidatievervorming (ρ_c) gelijk aan 8% moet zijn.

Paalvormingen met MPile (MP)

In het MPile-model worden de ongehinderde horizontale gronddeformaties opgelegd aan de paal, waarbij de grondreacties worden berekend aan de hand van de p-y-curves uit de API. Bij de opgelegde gronddeformaties wordt gebruik gemaakt van de metingen en de predicties met de empirische methode van Bourges en Mieussens.

Paalvormingen met MHorpile (MH)

In het MHorpile-model wordt de paal-grond-interactie voorspeld op basis van de output van de methode IJsseldijk-Loof, waaruit de ongehinderde horizontale gronddeformaties en horizontale spanningsverhoging volgen. In MHorpile worden de benodigde beddingsconstanten van de slappe grondlagen met behulp van de methode Betuweroute (BR) bepaald:

$$k_{BR} = \frac{2 \times S \times \Delta\sigma_{xx}'}{\Delta U_x}$$

waarin:

$\Delta\sigma_{xx}'$	= toename horizontale spanning	[kPa]
S	= schelffactor, standaard wordt een factor 1,5 gehanteerd	[-]
ΔU_x	= toename ongehinderde horizontale gronddeformatie	[m]

Voor de ophooglagen bestaande uit zand wordt een beddingsconstante van 10.000 kN/m³ aangehouden, terwijl voor het Pleistocene zand 100.000 kN/m² is aangenomen.

De beddingsconstanten bepalen tot aan een maximale waarde de belasting op de paal. De begrenzing van de paalbelasting wordt onder meer bepaald door de passieve grond-drukcoëfficiënt (λ_p^*), waarvoor in de slappe lagen standaard een waarde van 2,5 en in de zandlagen een waarde van 5¹ in MHorpil wordt aangehouden.

Paalvormingen met MSheet (MS)

De input voor het MSheet-model, de beddingsconstanten die de paal-grondinteractie in rekening brengen, worden bepaald uit de ongehinderde horizontale gronddeformaties en horizontale spanningsverhoging uit een 2D PLAXIS-simulatie. Ook in dit geval wordt de methode Betuweroute aangehouden, die hierboven is beschreven.

En ook nu wordt voor zandlagen een beddingsconstante van 10.000 kN/m³ aangehouden, terwijl voor het Pleistocene zand een waarde van 100.000 kN/m² is aangenomen. Tevens wordt ter begrenzing van de paalbelasting een passieve grond-drukcoëfficiënt in de slappe lagen standaard van 2,5 en in de zandlagen van 5,0 wordt aangehouden.

Naast de beddingsconstanten volgens de methode Betuweroute, wordt tevens een aantal MSheet-varianten doorgerekend met beddingsconstanten volgens Ménard:

$$\frac{1}{k_h} = \frac{1}{3E_m} \times \left(1,3R_0 \times \left(2,65 \times \frac{R}{R_0} \right)^\alpha + \alpha R \right) \text{ als } R \geq R_0$$

$$\frac{1}{k_h} = \frac{2R}{E_m} \times \frac{4 \times 2,65^\alpha + 3\alpha}{18} \text{ als } R < R_0$$

waarin:

- k_h : horizontale grond-drukcoëfficiënt [kN/m³]
- E_m : Ménard pressiometer stijfheid [kN/m²]
- R_0 : 0,3 [m]
- R : straal van de paal [m]
- α : reologische coëfficiënt [-].

De Ménard pressiometerstijfheid (E_m) is op basis van correlaties met de conusweerstand voor sondering B4 bepaald, die ter plaatse van de palen is uitgevoerd:

$$E_m = \beta \times q_c$$

waarin:

- E_m : Ménard pressiometer stijfheid [kN/m²]
- β : factor afhankelijk van grondsoort [-]
- q_c : conusweerstand [kN/m²].

¹ voor het gedeelte van de paal waar de paal niet meer wordt belast door horizontale gronddeformaties of als de paaldeformatie groter is dan de horizontale gronddeformatie ter plaatse ontstaat de situatie die hoort bij de grond-drukcoëfficiënten conform Brinch-Hansen. Voor de funderingszandlaag kan dus worden gekozen voor de methode Brinch-Hansen.

2.3 Grondwaterstand

In paragraaf 4.2 van ref. (9) wordt aangegeven, dat bij deze eerder uitgevoerde, analytische voorspelling van de horizontale gronddeformaties in het BRICOR-proefvak een (freatische) grondwaterstand van NAP -2,10 m is aangehouden. Er is daarbij geen stijghoogteverloop in de diepte of een afwijkende stijghoogte in het Pleistocene zand aangehouden. Voor het bepalen van de freatische grondwaterstand en het verloop van de stijghoogte in de diepte in de te beschouwen raai B is ook met de resultaten van de waterspanningsmeters in ref. (8) rekening gehouden. Hierbij zijn alleen waterspanningsmeters in de raaien B3A, B4 en B5 beschouwd; van de waterspanningsmeter in raai B3 zijn onvoldoende gegevens voorafgaand aan het ophogen voorhanden.

In tabel 2-8 worden de voorhanden zijnde relevante meetresultaten van de waterspanningsmeters uit bijlage 3.1.4 tot en met bijlage 3.1.15 van ref. (8) samengevat. Dit zijn per waterspanningsmeter de metingen tot 100 dagen na 26 augustus 1988, het moment dat alle waterspanningsmeters zijn geïnstalleerd.

Uit het globaal beschouwen van de relevante meetresultaten blijkt dat in alle gevallen juist na het installeren van de waterspanningsmeters een relatief hoge waarde wordt gemeten. Bij het bepalen van de gemiddelde stijghoogte is met dit installatie-effect rekening gehouden door aan de eerste twee metingen een weegfactor 1 en rest van de metingen een weegfactor 2 toe te kennen.

raai	meter	diepte	aantal metingen ¹⁾	maximale stijghoogte ²⁾	minimale stijghoogte	gemiddelde stijghoogte
	[#]	[m NAP]		[m NAP]	[m NAP]	[m NAP]
B3A	1	-5,06	11	-2,06	-2,26	-2,11
	2	-8,13	11	-2,43	-2,73	-2,65
	3	-11,03	11	-1,73	-2,53	-2,42
	4	-14,03	11	-2,53	-2,83	-2,77
B4	1	-5,10	11	-2,50	-2,70	-2,59
	3	-11,02	11	-1,56	-1,86	-1,80
	4	-13,98	11	-2,20	-2,70	-2,64
B5	1	-5,84	5	-2,67	-2,87	-2,77
	2	-8,70	5	-2,62	-2,82	-2,76
	3	-11,64	5	-1,75	-2,75	-2,50
	4	-14,64	5	-2,25	-3,30	-2,94
1) weegfactor voor de eerste 2 metingen en de resterende metingen respectievelijk 1 en 2						
2) alle maximale stijghoogten zijn gemeten juist na het plaatsen van de waterspanningsmeters						

Tabel 2-8: Resultaten waterspanningsmeters ter bepaling van de freatische grondwaterstand en het stijghoogteverloop in de diepte in raai B

Rekening houdende met het aantal metingen en de gemiddelde waarden, die op de verschillende niveau's zijn gemeten, is tot de volgende interpretatie van de meetresultaten wat betreft de gemiddelde stijghoogte gekomen:

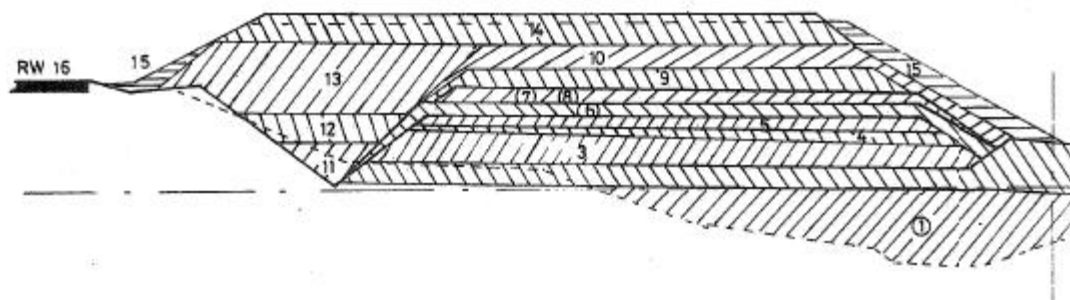
- tussen NAP -5,1 m en NAP -5,8 m geldt een waarde van circa NAP -2,4 m;
- tussen NAP -8,1 m en NAP -8,7 m geldt een waarde van circa NAP -2,7 m;
- tussen NAP -11,0 m en NAP -11,6 m geldt een waarde van circa NAP -2,2 m;
- tussen NAP -14,0 m en NAP -14,6 m geldt een waarde van circa NAP -2,7 m.

Volgens de waterspanningsmetingen uit ref. (8) blijkt er in het Holocene pakket dus sprake te zijn van een grillig stijghoogteverloop in de diepte. In de PLAXIS-simulaties wordt de situatie vereenvoudigd door in het gehele Holocene pakket één stijghoogte aan te houden. Hiervoor wordt het gemiddelde van de stijghoogte volgens de metingen (circa NAP -2,5 m) en het eerder in ref. (9) aangehouden niveau (NAP -2,1 m) aangehouden, wat een freatische grondwaterstand van NAP -2,3 m oplevert.

Verder is in alle PLAXIS-simulaties in de Pleistocene zandlaag hetzelfde stijghoogteniveau als de freatische grondwaterstand aangehouden, aangezien van deze stijghoogte geen metingen voorhanden zijn.

2.4 Uitvoeringsfasering

Op basis van ref. (5), waaraan ook figuur 2-6 is ontleend, en bijlage 2 is de in PLAXIS gesimuleerde uitvoeringsfasering in tabel 2-9 tot stand gekomen. De nummering van de ophoogslagen in tabel 2-9 komt overeen met de nummering in de ophoogfasering zoals die in figuur 2-6 wordt aangegeven.



Figuur 2-6: Ophoogschema van het BRICOR-proefvak in raai B

In tabel 2-9 wijkt echter een aantal fasen af van de nummering in figuur 2-6, namelijk:

- ophoogslag 1a is het deel van ophoogslag 1 in figuur 2-6 tot aan NAP -0,5 m;
- ophoogslag 1b is de rest van ophoogslag 1 in figuur 2-6;
- ophoogslag 2a is het dunne, linker deel van ophoogslag 2 in figuur 2-6;
- ophoogslag 2b is het dikke, rechter deel (steunberm) van ophoogslag 2 in figuur 2-6.

fase	beschrijving	t _{eind} [datum]	t _{duur} [dagen]	t _{eind} [dagen]
1	aanbrengen zandlichaam A16	n.v.t	1	-1.000
2	(initiële kruiptijd)	18-nov-1988	1.000 ^{*)}	0
3	opbrengen slag 1a	19-nov-1988	1	1
4	consolideren slag 1a exclusief drainage	23-nov-1988	4	5
5	consolideren slag 1a inclusief drainage	16-dec-1988	23	28
6	opbrengen slag 1b	17-dec-1988	1	29
7	consolideren slag 1b tot paalinstallatie	18-jan-1989	32	61
8	(paalinstallatie)	19-jan-1989	1	62
9	consolideren slag 1b na paalinstallatie	24-jan-1989	5	67
10	opbrengen slag 2a	25-jan-1989	1	68
11	consolideren slag 2a	14-feb-1989	20	88
12	opbrengen slag 2b (steunberm)	15-feb-1989	1	89
13	consolideren slag 2b (steunberm)	21-mrt-1989	34	123
14	opbrengen slag 3	22-mrt-1989	1	124
15	consolideren slag 3	21-apr-1989	30	154
16	opbrengen ophoogslag 4	22-apr-1989	1	155
17	consolideren na ophoogslag 4	17-mei-1989	25	180
18	opbrengen ophoogslag 5	18-mei-1989	1	181
19	consolideren na ophoogslag 5	12-jun-1989	25	206
20	opbrengen ophoogslag 6	13-jun-1989	1	207
21	consolideren na ophoogslag 6	03-jul-1989	20	227
22	opbrengen ophoogslag 7&8	04-jul-1989	1	228
23	consolideren na ophoogslag 7&8	18-sep-1989	76	304
24	opbrengen ophoogslag 9	19-sep-1989	1	305
25	consolideren na ophoogslag 9	06-nov-1989	48	353
26	opbrengen ophoogslag 10	07-nov-1989	1	354
27	consolideren na ophoogslag 10	01-dec-1989	24	378
28	opbrengen ophoogslag 11	02-dec-1989	1	379
29	consolideren na ophoogslag 11	10-jan-1990	39	418
30	opbrengen ophoogslag 12	11-jan-1990	1	419
31	consolideren na ophoogslag 12	22-jan-1990	11	430
32	opbrengen ophoogslag 13	23-jan-1990	1	431
33	consolideren na ophoogslag 13	21-feb-1990	29	460
34	opbrengen ophoogslag 14	22-feb-1990	1	461
35	consolideren na ophoogslag 14	28-mrt-1990	34	495
36	opbrengen ophoogslag 15	29-mrt-1990	1	496
37	consolideren tot laatste deformatiemeting	31-okt-1991	582	1.078
38	consolideren tot laatste paalmeting	24-apr-1996	1.637	2.715
39	consolideren tot nu	1-aug-2007	4.116	6.831
*) duur initiële kruiptijd bij sterkteparameters uit triaxiaalproeven (zie bijlage 1.2), bij sterkteparameters uit celproeven wordt een initiële kruiptijd van 1.500 dagen aangehouden				

Tabel 2-9: Uitvoeringsfasering PLAXIS van ophoogwerkzaamheden BRICOR-proefvak

3 Relevante resultaten meetcampagne

3.1 Data waarop metingen zijn verricht

In tabel 3-1 wordt een chronologisch overzicht van de metingen vermeld in bijlage 2 (waarbij WSM = waterspanningsmeter, HMB = hellingmeetbuis, ZMS = zettingsmeetslang) die tijdens de gehele BRICOR-meetcampagne aan de ophoging zijn verricht in raai B.

tijdstip	WSM				zakbaken							HMB			ZMS
	B4-3	B4-4	B5-3	B5-4	100	101	102	103	104	117	118	3	4a	4b	
Nov-1988	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1				
Dec-1988	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2		1
Jan-1989	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2				1
Feb-1989	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	1	1		1
Mrt-1989	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	1	1			1
Apr-1989	1	1	1	1										1	
Mei-1989	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2		2	2
Jun-1989	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	1		1	1
Jul-1989	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		1	1
Aug-1989					1	1	1	1	1	1	1	1		1	1
Sep-1989	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		1	1
Okt-1989					2	2	2	2	2	2	2				
Nov-1989	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		1	1
Dec-1989	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		1	1
Jan-1990	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1		1	1
Feb-1990	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		1	
Mrt-1990	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1				
Apr-1990					1	1	1	1	1	1	1	1		1	
Mei-1990					1	1	1	1	1	1	1				
Jun-1990					1	1	1	1	1	1	1	1		1	1
Jul-1990					1	1	1	1	1	1	1				
Aug-1990															
Sep-1990												1		1	1
Okt-1990					1	1	1	1	1	1	1				
Nov-1990					1	1	1	1	1	1	1	1		1	1
Dec-1990					1	1	1	1	1		1			1	
Jan-1991															
Feb-1991					1	1	1	1	1						
Mrt-1991												1		1	
Apr-1991															
Mei-1991					1	1	1	1	1			1		1	
Jun-1991															
Jul-1991															
Aug-1991															
Sep-1991															
Okt-1991	1						1	1	1			1		1	

Tabel 3-1: Meettijdstippen van de verschillende monitoringsinstrumenten

3.2 Verloop van gemeten stijghoogte in de tijd

In paragraaf 2.3 zijn per niveau waarden vermeld voor de stijghoogte voorafgaand aan de ophoofasering, waarbij rekening is gehouden met het aantal voorhanden metingen. Deze variëren tussen NAP -2,1 m tot NAP -2,7 m. Ter vereenvoudiging wordt in onderstaande analyse, waarin stijghoogteveranderingen worden beschouwd, uitgegaan van een initiële stijghoogte gelijk aan NAP -2,3 m.

In bijlage 3-1 wordt het grafische verloop in de tijd van de stijghoogte op verschillende niveaus na aanvang van de ophoofasering in de verticalen B3A, B4 en B5 getoond, die uit metingen met waterspanningsmeters in deze verticalen zijn afgeleid. De meetwaarden van de waterspanningsmeters zijn aan bijlage 3.1.4 tot en met bijlage 3.1.15 van ref. (8) ontleend. De verticalen B3A, B4 en B5 bevinden zich in raai B op respectievelijk de coördinaten X = 61 m, X = 49 m en X = 36 m in de PLAXIS-geometrie. Voor deze locaties in raai B kan eveneens naar bijlage 3 worden verwezen.

In tabel 3-2 en tabel 3-3 worden gemeten stijghoogten op een aantal tijdstippen samengevat. Daarin wordt met de naam van de aanwezige grondlaag verwezen naar een deel van de ondergrond waarin de betreffende waterspanningsmeter zich bevindt.

datum	stijghoogte per locatie waterspanningsmeter (WSM)				
	[m NAP]				
	WSM B3A-1 (Kom)	WSM B3A-2 (Gorkum H)	WSM B4-1 (Kom)	WSM B5-1 (Kom)	WSM B5-2 (Gorkum H)
26-aug-88	-2,05	-2,65	-2,50	-2,65	-2,60
14-feb-89	-0,95	-1,15	+1,10	±0	-0,25
17-mei-89	-1,15	-0,80	+0,90	±0	+1,50
16-jan-90	-1,37	-1,57	-0,20	n/a	+0,32
31-okt-91	-1,80	-1,40	-0,80	n/a	n/a

Kom = Komklei, Gorkum H = Gorkumklei hoog, n/a = geen meting

Tabel 3-2: Verloop gemeten stijghoogten in ondiep gelegen waterspanningsmeters in raai B in de tijd (inclusief zakkingscorrectie waterspanningsmeter)

datum	stijghoogte per locatie waterspanningsmeter (WSM)					
	[m NAP]					
	WSM B3A-3 (Gorkum L)	WSM B3A-4 (Basis)	WSM B4-3 (Gorkum L)	WSM B4-4 (Basis)	WSM B5-3 (Gorkum L)	WSM B5-4 (Basis)
26-aug-88	-1,75	-2,55	-1,55	-2,20	-1,75	-2,25
14-feb-89	+0,30	-0,50	+1,66	+0,95	+0,70	-0,03
17-mei-89	+0,80	+0,50	+1,93	+1,41	+1,86	+0,92
16-jan-90	+0,30	+0,07	+1,18	+1,47	+2,57	+1,85
31-okt-91	-0,25	-1,05	-0,07	n/a	n/a	n/a

Gorkum L = Gorkumklei laag, Basis = Basisveen, n/a = geen meting

Tabel 3-3: Verloop gemeten stijghoogten in de diep gelegen waterspanningsmeters in raai B in de tijd (inclusief zakkingscorrectie waterspanningsmeter)

Uit de resultaten in tabel 3-2, tabel 3-3 en bijlage 3-1 blijkt dat de maximale stijghoogte in achtereenvolgens verticaal B3A (in teen steunberm), B4 (onder de steunberm) en B5 (onder de ophoging) na respectievelijk 300 dagen, 600 dagen en 600 dagen is opgetreden. Daarbij wordt opgemerkt dat in verticaal B3A en verticaal B5 sprake is van één

maximum, waarnaar de stijghoogte oploopt en vervolgens weer daalt. In verticaal B4 wordt al na 300 dagen een stijghoogte gemeten die het maximum benaderd. De bovenstaande bevindingen stroken met de uitvoeringsfasering, zoals die ter plaatse van raai B in de ophoging is toegepast. Op de genoemde tijdstippen is op de betreffende locaties het hoogste niveau van de steunberm dan wel zandophoging bereikt.

Per beschouwde verticaal zijn in tabel 3-4 de gecorrigeerde stijghoogten en stijghoogteveranderingen vastgesteld, waarbij de correctie slaat op het reduceren van de verhoging van de waterspanning in verband met de zetting van de waterspanningsmeter zelf. De Kom/Holland-waarden representeren de waterspanningsmeters 1 en 2 in de verticalen, terwijl de Gorkum-waarden op de meters 3 en 4 van toepassing zijn.

		gemeten stijghoogte en stijghoogteveranderingen in de verschillende grondlagen en op verschillende niveau's			
		Komklei (wspm 1)	Gorkum H (wspm 2)	Gorkum L (wspm 3)	Basisveen (wspm 4)
B3A	$\Phi_{\max}$	NAP -0,75 m	NAP -0,65 m	NAP +1,10 m	NAP +0,80 m
	$\Delta\Phi_{\max}$	+1,30 m	+2,00 m	+2,85 m	+3,35 m
	$\Phi_{1000 \text{ dagen}}$	NAP -1,70 m	NAP -1,50 m	NAP +0,05 m	NAP -0,45 m
	$\Delta\Phi_{1000 \text{ dagen}}$	+0,35 m	+1,15 m	+1,80 m	+2,10 m
B4	$\Phi_{\max}$	NAP +1,10 m	n/a	NAP +2,05 m	NAP +2,35 m
	$\Delta\Phi_{\max}$	+3,60	n/a	+3,60 m	+4,55 m
	$\Phi_{1000 \text{ dagen}}$	NAP -0,70 m	n/a	NAP +0,05 m	NAP +0,35 m
	$\Delta\Phi_{1000 \text{ dagen}}$	+1,80 m	n/a	+1,60 m	+2,55 m
B5	$\Phi_{\max}$	NAP +0,10 m	NAP +2,00 m	NAP +3,50 m	NAP +2,70 m
	$\Delta\Phi_{\max}$	+2,75 m	+4,60 m	+5,25 m	+4,95 m
	$\Phi_{1000 \text{ dagen}}$	n/a	NAP	NAP +2,70 m	NAP +1,95 m
	$\Delta\Phi_{1000 \text{ dagen}}$	n/a	+2,60 m	+4,45 m	+4,20 m
Kom = Komklei, Gorkum H = Gorkumklei hoog, Gorkum L = Gorkumklei laag, Basis = Basisveen n/a = geen meting					

Tabel 3-4: Gemeten stijghoogte en stijghoogteveranderingen

In alle verticalen wordt dus de hoogste maximale stijghoogte onderin het Holocene pakket gemeten, dat wil zeggen in de Gorkum klei op NAP -11 m. In de daarboven gelegen, en tevens relatief slecht doorlatende Komklei- en Hollandveenlagen (tussen circa NAP -2 m en NAP -9 m) treedt een kleinere verhoging van de stijghoogte op. Dit heeft mogelijk te maken met de aangebrachte verticale drainage, die op het hogere niveau efficiënter werkt. Overigens hebben verhogingen van de stijghoogte wel bij benadering hetzelfde tijdsinterval nodig om af te stromen.

In de verticalen B3A en B5 is in de diepst gelegen waterspanningsmeters in de Gorkum-kleilaag (dus de meters 4) een stijghoogte gemeten die gedurende het gehele ophoogproces ca. 0,75 m lager is dan de iets hoger geïnstalleerde meters 3. Zeer waarschijnlijk heeft dit te maken met de kleinere afstand van de diepst aangebrachte meters tot het goed afwaterende Pleistocene zand, waardoor wateroverspanningen onderin de laag eerder kunnen afstromen.

In verticaal B4 heeft gedurende de periode tussen begin november 1989 (dag 500) en eind mei 1990 (dag 750) de diepst gelegen waterspanningsmeter B4-4 in de Gorkum-kleilaag juist een hogere stijghoogte laten zien dan de hoger gelegen B4-3. Hiervoor is geen logische verklaring gevonden.

Uit bijlage 3-1 blijkt dat het gebied met de grootste veranderingen in stijghoogten, en waar deze veranderingen gedurende de langste tijd aanwezig blijven, zich vooral ter plaatse van de verticalen B4 en B5 bevindt. Ook is te zien dat deze veranderingen zich in het onderste deel van het pakket Holocene, slappe grondlagen concentreren. Hier bevinden zich de waterspanningsmeters 3 en 4 in elke verticaal. Uit efficiëntieoverwegingen wordt er daarom voor gekozen alleen deze waterspanningsmeters in verticaal B4 en verticaal B5 te betrekken in het analyseren van de PLAXIS-simulaties.

3.3 Verloop van gemeten maaiveldzakkingen

In tabel 3-5 wordt de gemeten verticale maaiveldzakking op een aantal tijdstippen en op een aantal locaties in raai B samengevat. Hierbij dient te worden vermeld dat de metingen van 16 januari 1990 zijn gecorrigeerd door te interpoleren tussen de daarvoor en daarna uitgevoerde meting. De ruwe data gaf aan dat het maaiveld ineens over bijna de gehele raai omhoog zou zijn gekomen, wat gezien de doorgaande ophoofasering minder waarschijnlijk wordt geacht. In bijlage 3-2 en tabel 3-5 worden daarom twee grafieken voor deze meetdatum weergegeven.

datum	verticale gronddeformatie per verticaal volgens ZMS en zakbaken [m]									
	verticaal A (X = 26 m)		verticaal B (X = 32 m)		verticaal HMB4 (X = 44 m)		verticaal C (X = 53 m)		verticaal HMB3 (X = 66 m)	
	ZMS	ZB117	ZMS	ZB101	ZMS	ZB102	ZMS	ZB*	ZMS	ZB104
26-aug-88	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
25-nov-88	n/a	0	n/a	0	n/a	0	n/a	0	n/a	0
20-dec-88	0	-0,01	0	-0,07	0	-0,07	0	-0,03	0	0
15-feb-89	-0,07	-0,08	-0,18	-0,50	-0,49	-0,56	-0,59	-0,45	-0,07	0
18-mei-89	-0,20	-0,26	-0,46	-0,99	-0,94	-1,03	-0,86	-0,75	-0,22	-0,04
16-jan-90**	-0,59	-0,73	-1,03	-1,70	-1,61	-1,59	-1,14	-1,07	-0,40	-0,07
6-nov-90	-0,87	-0,97	-1,38	-2,07	-2,01	-1,97	-1,27	-1,27	-0,47	-0,10
31-okt-91	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	-2,16	n/a	n/a	n/a	-0,11
ZMS = horizontale zettingsmeetslang, ZB = zakbaken, n/a = geen meting										
* op basis van metingen ZB102 en ZB118										
** op basis van de interpolatie tussen de meetwaarden ZMS op 7 december 1989 en 14 juni 1990										

Tabel 3-5: Verloop van gemeten verticale zakkingen in raai B in de tijd

Uit de meetresultaten in tabel 3-5 en bijlage 3-2 dat in eerste instantie de grootste maaiveldzakking optreedt ter plaatse van de steunberm, dus tussen verticaal HMB4 (X=44 m) en HMB3 (X = 66 m, het begin van de zettingmeetslang). Dit strookt met de uitvoeringsfasering, waarin eerst de steunberm en vervolgens pas de ophoging is aangebracht. De gemeten vorm van de meetresultaten ziet er ook logisch uit. Ter plaatse van de ophoging is de grootste hoeveelheid zand aangebracht, waardoor hier ook de grootste gemeten maaiveldzetting is opgetreden.

Onder de ophoging trad pas begin mei 1989 een grotere gemeten maaiveldzetting op dan onder de steunberm. Dit is in overeenstemming met de uitvoeringsfasering, daar vanaf dat moment de hoeveelheid opgebracht zand ter plaatse van de ophoging groter was dan de hoeveelheid die ter plaatse van de steunberm al was aangebracht.

Uiteindelijk is, volgens zettingsmeetslang en zakbakens, op 6 november 1990 onder de ophoging en steunberm een maximale maaiveldzetting van 2,10 m respectievelijk 1,25 m opgetreden. In werkelijkheid zullen deze zettingen groter zijn geweest; de nulmeting heeft na aanvang van de ophoogwerkzaamheden plaatsgevonden of de meetapparatuur is na aanvang van het ophogen is aangebracht.

Aan het einde van het ophogen begin april 1990, circa 580 dagen na aanvang, was er onder de ophoging en onder de steunberm sprake van gemeten maaiveldzettingen in de orde van grootte van respectievelijk 1,75 m en 1,20 m. Dat komt overeen met circa 75% en 95% van de gemeten maximale maaiveldzettingen.

3.4 Verloop van gemeten horizontale gronddeformaties

Uit de meetresultaten in tabel 3-6, tabel 3-7 en bijlage 3-3 blijkt dat de vorm van het verloop van de horizontale gronddeformaties in de verticalen HMB3 en HMB4 redelijk overeenkomt. Wel treedt in verticaal HMB4 de gemeten maximale horizontale deformatie op een dieper gelegen niveau (ca. NAP -5 m) op dan in verticaal HMB3 (ca. NAP -3 m). Dat is ook aannemelijk: uitgaande van constant elastisch gedrag, zal de situatie met een grote ophoging tot een dieper niveau invloed uitoefenen op een zelfde ondergrond waarop een kleine ophoging wordt aangebracht.

datum	horizontale gronddeformatie in verticaal X = 66 m volgens metingen met hellingmeetbuis HMB3 [mm]				
	op niveau NAP -2 m	op niveau NAP -3 m	op niveau NAP -6 m	op niveau NAP -11 m	op niveau NAP -14 m
26-aug-88	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
8-dec-88	0	0	0	0	0
23-feb-89	+85	+103	+70	+37	+15
25-mei-89	+180	+203	+130	+74	+33
16-jan-90	+307	+335	+219	+140	+55
6-nov-90	+384	+416	+281	+186	+61
31-okt-91	+409	+444	+307	+211	+71

Tabel 3-6: Verloop gemeten horizontale gronddeformaties in verticaal HMB3 in de tijd

In verticaal HMB3 is op 31 oktober 1991 de grootste horizontale gronddeformatie à 0,45 m gemeten, waarvan ruim 0,35 m en dus bijna 80% al tijdens de ophoogwerkzaamheden tot 5 april 1990 was opgetreden. In dezelfde verticaal werd toen op maaiveldniveau een horizontale gronddeformatie van ruim 0,40 m is opgetreden, waarvan bijna 0,35 m en dus bijna 90% al tijdens de ophoogwerkzaamheden had plaatsgevonden.

In verticaal HMB4 was er 31 oktober 1991 sprake van een gemeten maximale gronddeformatie van 0,75 m waarvan circa 0,60 m (en daarmee dus 80%) al op 5 april 1990 was opgetreden. Op maaiveldniveau is in april 1990 een horizontale gronddeformatie van ruim 0,35 m gemeten, wat neerkomt op circa 80% van de maximale horizontale gronddeformatie van 0,45 m die op maaiveldniveau werd op 31 oktober 1990 werd gemeten.

datum	horizontale gronddeformatie in verticaal X = 44 m volgens metingen met hellingmeetbuis HMB4 [mm]				
	op niveau NAP	op niveau NAP -3 m	op niveau NAP -5 m	op niveau NAP -10 m	op niveau NAP -14 m
26-aug-88	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
8-dec-88	0	0	0	0	0
23-feb-89	+109	+97	+76	+33	+5
25-mei-89	+223	+243	+209	+90	+21
16-jan-90	+353	+487	+511	+249	+56
6-nov-90	+495	+681	+698	+363	+64
31-okt-91	+443*	+672*	+759	+428	+129
* Tot een diepte van ca. NAP -5 m treedt na 6 november 1990 een afname van de horizontale gronddeformatie op, die mogelijk het gevolg is geweest van het verwijderen van ophoogmateriaal (overhoogte). Een andere mogelijke oorzaak is dat de bovenzijde van verticaal HMB4 zich links van het middelpunt van de afschuiving bevond. Onder NAP -5 m treedt namelijk wel een doorgaande horizontale gronddeformatie op.					

Tabel 3-7: Verloop gemeten horizontale gronddeformaties in verticaal HMB4 in de tijd

Horizontale gronddeformaties t.b.v. paalstijfheden

Bij het voorspellen van de vervormingen van de stalen prefab betonnen paal op basis van gemeten horizontale gronddeformaties in paragraaf 6.3 wordt naar 2 afwijkende tijdstippen in de gehele fasering in bijlage 2 gekeken:

- de meting op 6 juni 1990 waarop de laatste meting waarbij de waterspanningen, grondverplaatsingen en paalverplaatsingen zijn geregistreerd.
- de meting op 26 april 1996 waarop de laatste meting aan beide palen is opgenomen (de betonnen paal is tussen 11 en 12 juni 1996 verwijderd).

De moeilijkheid in de analyse in paragraaf 6.3 op deze tijdstippen is dat bij de nulmeting van de paaldeformaties, op 19 januari 1989, geen horizontale deformatiemetingen van de grond zijn opgenomen. In bijlage 7 wordt beschreven hoe het verloop van de horizontale gronddeformatie op het tijdstip van de nulmeting aan de palen toch is afgeleid uit de beschikbare gegevens.

In tabel 3-8 zijn de gecorrigeerde horizontale gronddeformaties weergegeven voor de tijdstippen 6 juni 1990 en 25 april 1996, waarop de metingen aan de palen met de simulaties worden vergeleken. Als extra tijdstip is 26 november 2007 toegevoegd, waarvoor de metingen uit de recent uitgevoerde meting aan de stalen paal zijn afgeleid.

diepte [m NAP]	ongehinderde horizontale gronddeformatie vanaf paalinstallatie [mm]						
	6-jun-90	25-apr-96 ¹	26-nov-07 ¹	[m NAP]	6-jun-90	25-apr-96 ¹	26-nov-07 ¹
0,5	359	434	472	-9,0	357	523	569
0,0	367	433	471	-9,5	339	500	544
-0,5	386	483	525	-10,0	321	470	512
-1,0	420	529	575	-10,5	309	470	512
-1,5	458	575	626	-11,0	263	430	468
-2,0	499	607	660	-11,5	222	364	396
-2,5	510	670	729	-12,0	187	305	332
-3,0	527	705	767	-12,5	161	256	279
-3,5	562	707	769	-13,0	134	225	245
-4,0	590	746	812	-13,5	105	187	204
-4,5	598	797	867	-14,0	79	146	159
-5,0	597	818	890	-14,5	56	106	116
-5,5	578	821	893	-15,0	45	52	56
-6,0	542	808	879	-15,5	34	50	54
-6,5	506	756	822	-16,0	18	43	46
-7,0	469	707	769	-16,5	4	19	21
-7,5	437	659	717	-17,0	-2	4	5
-8,0	400	617	671	-17,5	-1	0	0
-8,5	374	561	611	-18,0	-1	0	0

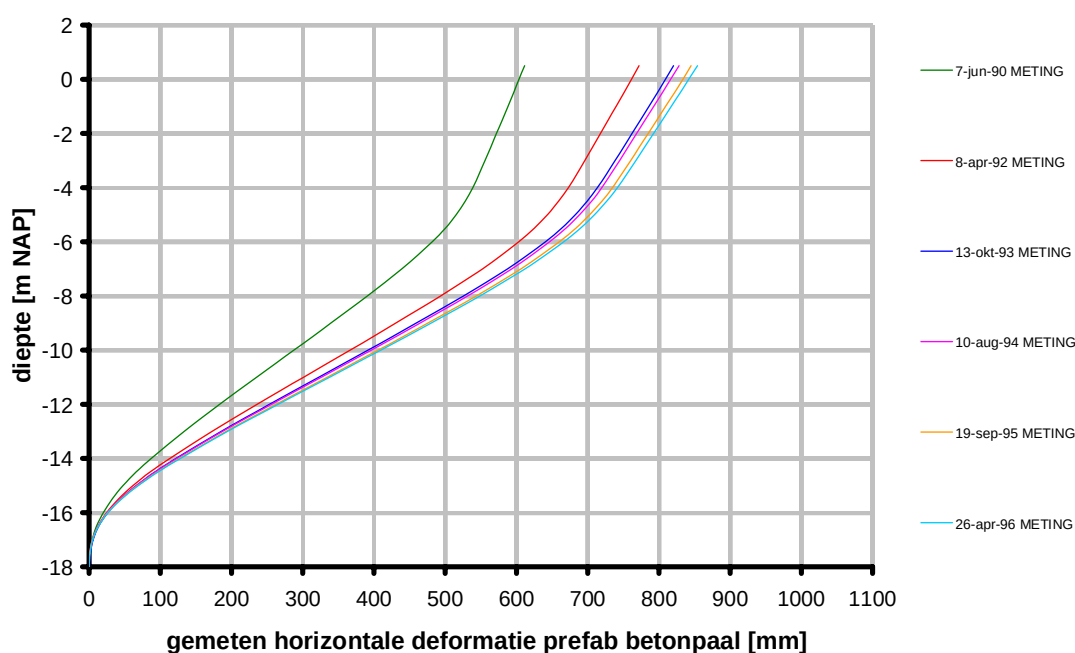
1

deformaties 6 juni 1990 gemeten, 25 april 1996 en 26 november 2007 teruggerekend (zie bijlage 7)

Tabel 3-8: Ongehinderde horizontale gronddeformaties na paalinstallatie gemeten op 6-jun-90, teruggerekend o.b.v. paaldeformaties op 25-apr-96 en 27-nov-07

3.5 Verloop van gemeten paaldeformaties

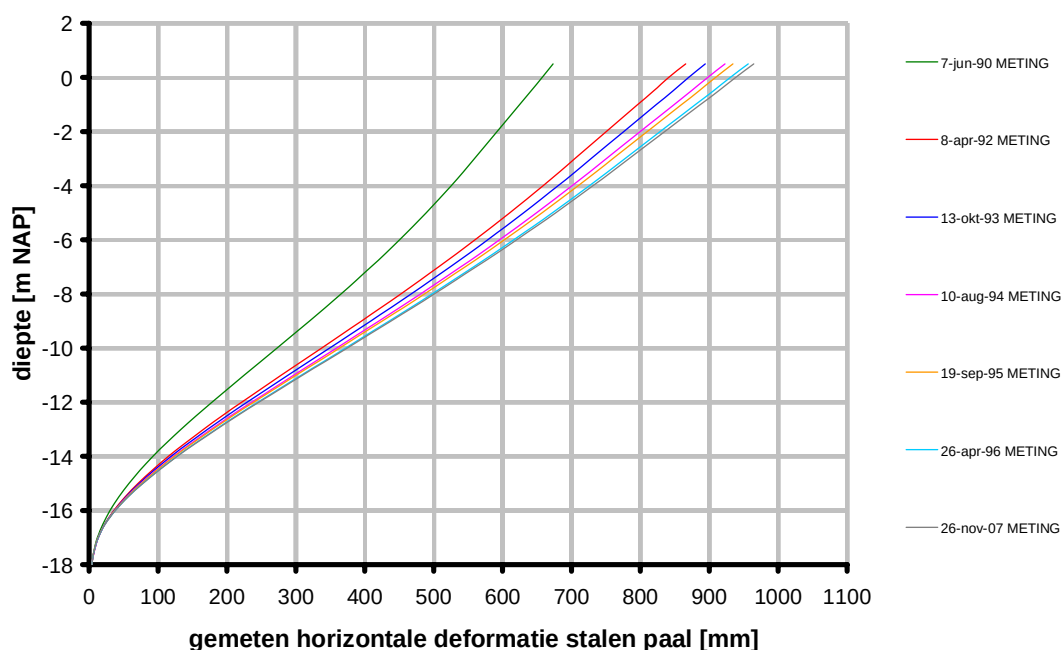
In figuur 3-1 en figuur 3-2 wordt het verloop in de tijd van de paalvervormingen voor de prefab betonpaal respectievelijk de stalen paal gevisualiseerd.



Figuur 3-1: Verloop in de tijd van gemeten vervormingen prefab betonpaal in raai B

De gemeten vervorming van de betonpaal in figuur 3-1 kenmerkt zich door, bij benadering, drie lineaire lijnstukken welke op NAP -6 m en NAP -15 m door gebogen stukken worden verbonden tot één paal. Rond deze niveaus ligt de overgang tussen (NAP -6 m) de kleilagen 15A en 15B, met bij de paal daartussen veenlaag 4B, en (rond NAP -15 m) het slappe pakket en de stijve Pleistocene zandlaag.

Ter plaatse van de overgangen werd de prefab betonpaal het zwaarst belast. De hoogte van het resulterende buigende moment was dusdanig, dat de betonnen paal plaatselijk is gaan scheuren. Dit heeft tot het plaatselijk afnemen van de buigstijfheid geleid, waardoor op de plekken een grotere vervorming (kromming) is ontstaan.



Figuur 3-2: Verloop in de tijd van gemeten vervormingen van stalen paal in raai B

De gemeten vervormingsprofielen van de stalen paal kenmerken zich door, bij benadering, twee lineaire lijnstukken welke op het NAP -15 m door een gebogen stuk wordt verbonden tot één paal. Dit in tegenstelling tot de prefab betonpaal, waarin er sprake was van twee in plaats van één overgangsllocatie. Ter plaatse van deze enige overgangsllocatie, waar dus het grootste buigende moment is opgetreden, ligt de overgang tussen het slappe Holocene pakket en de stijve Pleistocene zandlaag.

In tabel 3-9 en tabel 3-10 wordt een aantal van deze metingen samengevat van de paalvervorming op een aantal niveaus in de ondergrond van de prefab betonpaal respectievelijk de stalen paal.

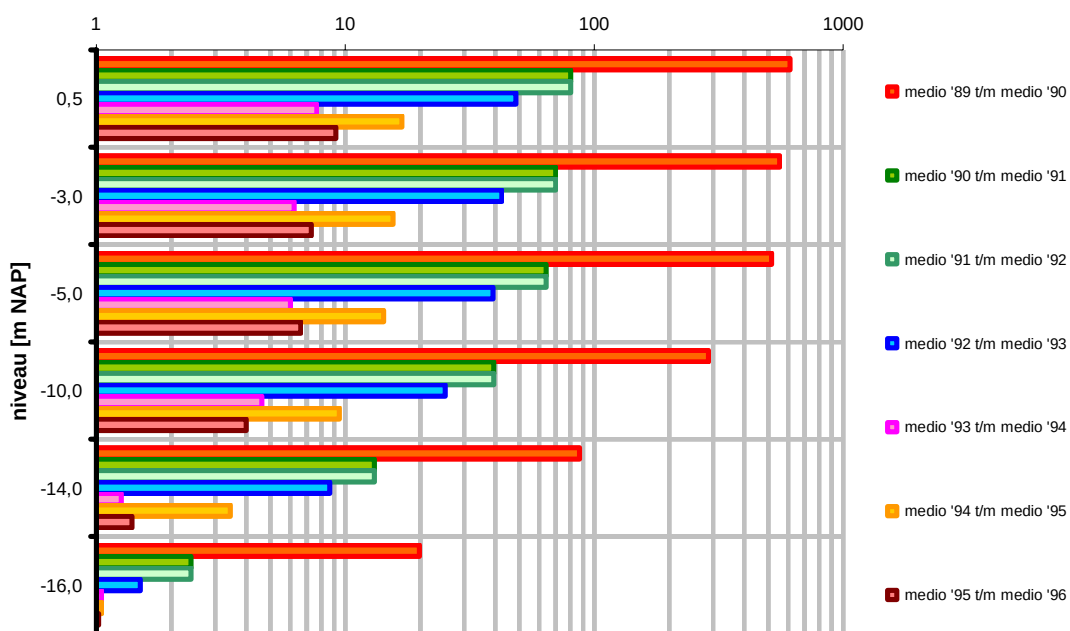
datum	gemeten paalvervormingen in prefab betonpaal in raai B [mm]					
	op niveau NAP +0,5 m	op niveau NAP -3 m	op niveau NAP -5 m	op niveau NAP -10 m	op niveau NAP -14 m	op niveau NAP -16 m
27-jan-89	0	0	0	0	0	0
7-jun-90	611	556	515	288	87	20
8-apr-92	772	696	644	366	113	25
13-okt-93	821	739	683	392	122	26
10-aug-94	828	745	689	396	123	25
19-sep-95	845	760	703	406	127	26
26-apr-96	854	768	710	410	128	26

Tabel 3-9: Numerieke samenvatting gemeten vervormingen prefab betonpaal in raai B

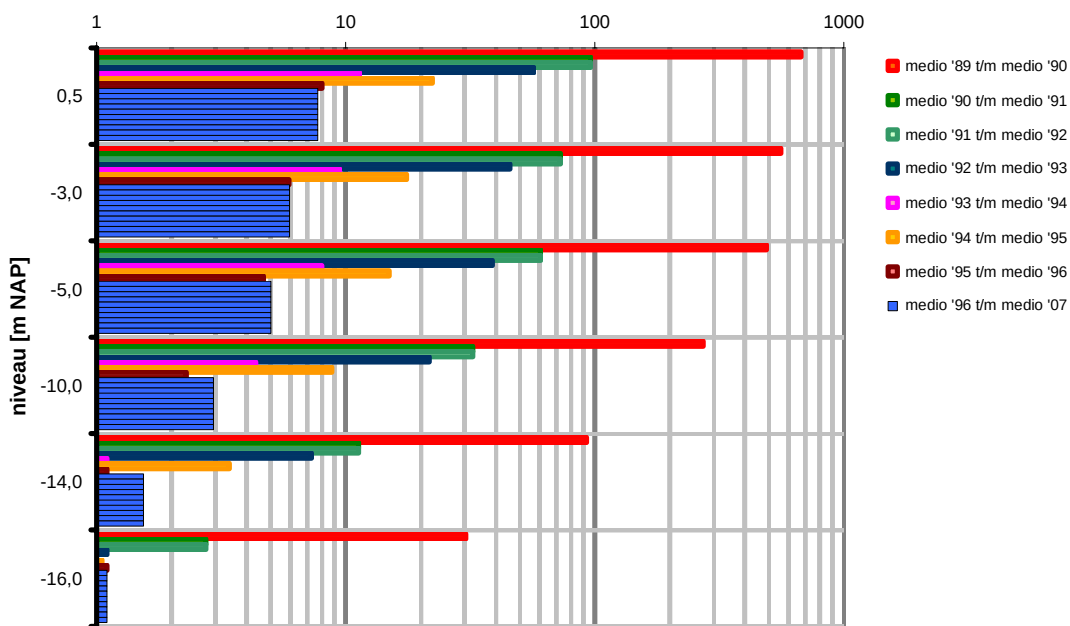
datum	gemeten paalvervormingen in stalen paal in raai B [mm]					
	op niveau NAP +0,5 m	op niveau NAP -3 m	op niveau NAP -5 m	op niveau NAP -10 m	op niveau NAP -14 m	op niveau NAP -16 m
27-jan-89	0	0	0	0	0	0
7-jun-90	673	559	489	273	93	30
8-apr-92	866	705	610	337	115	36
13-okt-93	923	751	649	359	122	37
10-aug-94	934	760	657	363	124	37
19-sep-95	956	778	672	372	127	38
26-apr-96	965	784	677	374	128	38
26-nov-07	1049	849	732	407	145	47

Tabel 3-10: Verloop in de tijd van gemeten vervormingen stalen paal in raai B

In figuur 3-3 en figuur 3-4, waarin het verloop van de gemiddelde vervormingstoename per jaar van beide palen op een aantal niveaus wordt weergegeven, is te zien dat er de eerste jaren op alle beschouwde dieptes de gemiddelde toename sterk afneemt. Pas in de loop van 1996 is er sprake van een stabilisering in het vervormingsproces. Bij de stalen paal wordt deze constatering (mogelijk ten onrechte) versterkt doordat er alleen in 1996 en 2007 metingen zijn uitgevoerd waartussen een gemiddelde toename is berekend.



Figuur 3-3: Gemiddelde vervormingstoename van de prefab betonpaal in raai B van medio 1989 tot en met medio 1996 (vervorming op logaritmische schaal)



Figuur 3-4: Gemiddelde vervormingstoename van stalen paal in raai B van medio 1989 tot en met medio 2007 (vervorming op logaritmische schaal)

4 Verificatie van berekeningsresultaten

4.1 Kruipsnelheid aan begin van berekeningen

In de simulaties, waarin de invloed van kruip buiten beschouwing blijft, wordt voorafgaand aan de fasering geen consolidatiefase gemodelleerd. In de meeste simulaties wordt echter wel kruip meegenomen. Deze consolidatiefase is dan nodig om aan het begin van de eigenlijke fasering de overeenkomstige initiële kruipsnelheid te kunnen simuleren. Er zijn aanvullende PLAXIS-analyses uitgevoerd om dat te realiseren, waarvan de resultaten in bijlage 1 worden gepresenteerd.

Uitgangspunt bij de aanvullende simulaties was het gegeven dat de 'achtergrondzetting' ter plaatse van de woonwijken aan weerszijden van rijksweg A16 circa 10 mm per jaar is. Dit is namelijk door het ingenieursbureau van Gemeentewerken Rotterdam met metingen vastgesteld. De achtergrondzetting is echter in de situatie met een 'gebruikelijke' zand-ophoging gemeten. In de onderhavige situatie is deze zandlaag er niet.

Er zijn in de aanvullende berekeningen dan ook twee situaties beschouwd, te weten de situatie zónder en de situatie mét een zandlaag van 1 m dikte. In beide situaties is het zandcunet van rijksweg A16 niet gemodelleerd. Verder is ook het verschil beschouwd tussen het verloop van de kruipsnelheid indien de sterkteparameter aan de celproeven worden ontleend en die indien de sterkte vanuit de celproeven naar een triaxiaalsterkte zijn omgerekend. Op basis van bijlage 1 is de meest realistische combinatie bepaald van de initiële kruiptijd (de tijd die voorafgaand aan de eigenlijke modellering van de ophoging wordt aangehouden) en de parameter μ^* per grondlaag.

Als in een simulatie de triaxiaalsterkte wordt gebruikt, dan dient een initiële kruiptijd van 1000 dagen te worden aangehouden. En als de celsterkte in simulaties wordt gebruikt in de modellering, dan wordt een initiële kruiptijd van 1500 dagen toegepast.

In de PLAXIS-simulaties voor de werkelijke situatie, waarin wel kruip wordt meegenomen, wordt de over de gehele lengte van de geometrie gecontroleerd of de initiële kruipsnelheid van 10 mm/jaar (zie figuur b1-2 in bijlage 1) wordt bereikt. In tabel 4-1 worden de resultaten van deze controle samengevat.

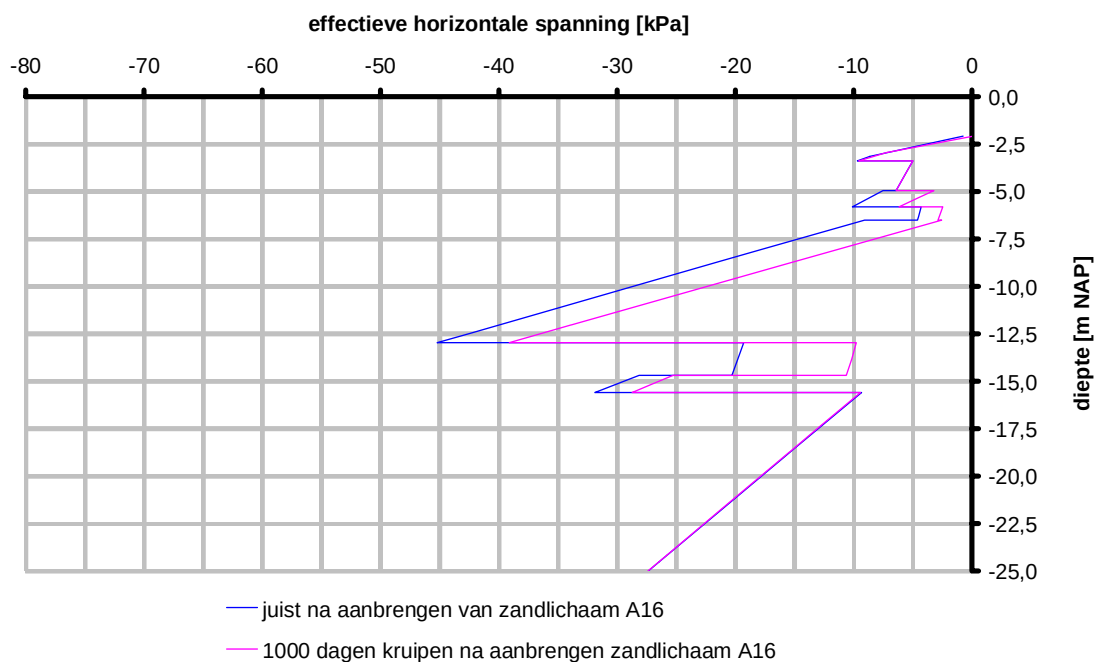
	initiële kruiptijd d [dagen]	$V_{cr;B}$ [mm/jaar]	$V_{cr;HB4}$ [mm/jaar]	$V_{cr;C}$ [mm/jaar]
PLAXIS X-coördinaat		32	46	53
triaxiaalsterkte grond	1.000	14	7	7
celsterkte grond	1.500	12	12	12

Tabel 4-1: Samenvatting numerieke resultaten over de berekende kruipsnelheid

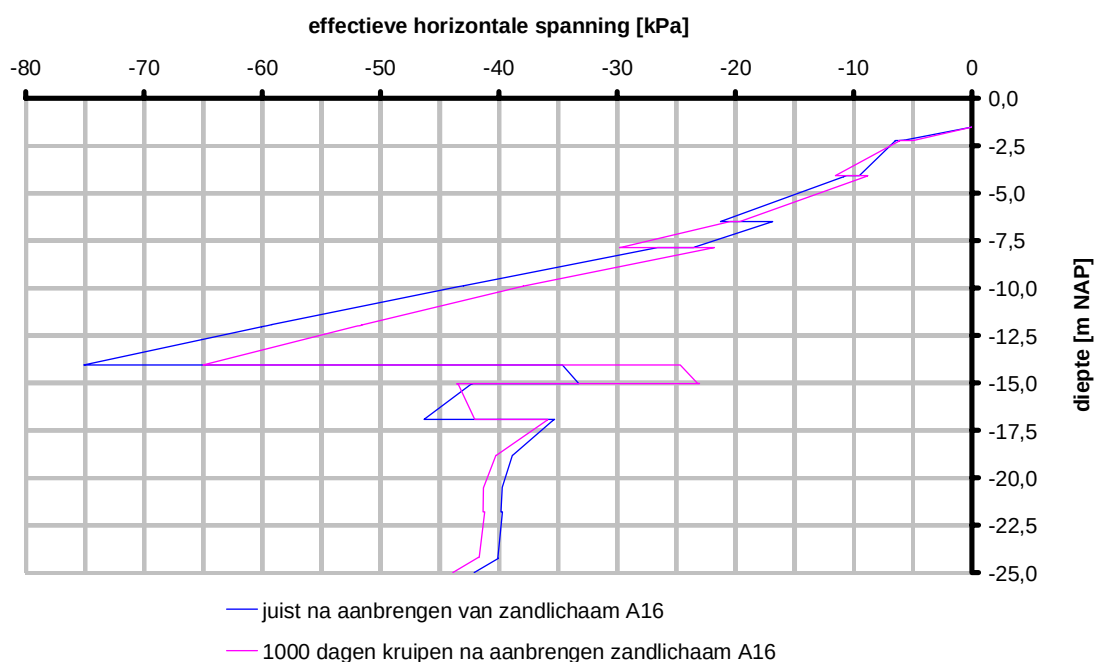
Uit de resultaten blijkt dat bij beide 'vertalingen' van de grondsterkte de gemeten initiële kruipsnelheid van 10 mm/jaar terugkomt in de berekeningsresultaten.

4.2 Invloed kruip op horizontale effectieve spanningen

In het maagdelijke deel van het beschouwde terrein, het uiterst rechts gelegen deel van de geometrie, kan de kruip leiden tot het afnemen van de horizontale effectieve spanningen in de ondergrond. In de onderstaande figuur 4-1, figuur 4-2 en tabel 4-2 worden op deze locatie de situatie voorafgaand en na het kruipen beschouwd. Gezien het grote verschil (door de gemeten hoge OCR-waarden) tussen het overgeconsolideerde en het normaal geconsolideerde situatie, is het laatstgenoemde niet in beide figuren meegenomen.



Figuur 4-1: Verandering horizontale korrelspanning in maagdelijk terrein door kruip



Figuur 4-2: Verandering horizontale korrelspanning nabij ophoging door kruip

Op basis van bovenstaande resultaten en de resultaten in tabel 4-2 wordt geconcludeerd dat het kruipproces wel degelijk een significant effect heeft op de spanningstoestand in de ondergrond in het maagdelijke terrein.

maagdelijk terrein (X = 130 m)				nabij de ophoging (X = 32 m)			
bk laag	laag	$\Delta\sigma'_{h,gem}$	$\Delta\sigma'_{h,gem}$	bk laag	laag	$\Delta\sigma'_{h,gem}$	$\Delta\sigma'_{h,gem}$
[m NAP]		[kPa]	[%]	[m NAP]		[kPa]	[%]
-2,10	OB	+0,5	+9	-1,50	OB	+0,2	+5
-3,40	4A	0,0	0	-2,25	4A	-0,8	-10
-4,95	15A	+4,1	+47	-4,05	15A	+1,7	+11
-5,80	4B	+1,8	+40	-6,50	15B	-4,9	-24
-6,50	16	+6,3	+23	-7,85	16	+7,4	+15
-12,95	9	+9,6	+48	-14,10	9	+10,0	+30
-14,70	31	+3,0	+10	-15,00	31	+7,3	+18
-15,60	32	n.v.t.	n.v.t.	-16,90	32	n.v.t.	n.v.t.

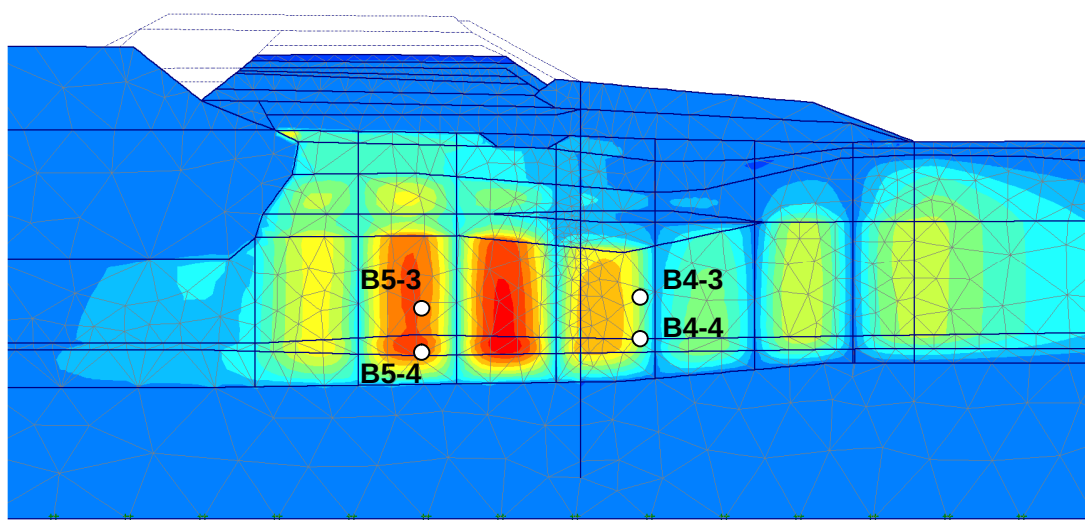
Tabel 4-2: Samenvatting van veranderingen in de berekende horizontale korrelspanning door kruip (positieve waarde van verandering = afname korrelspanning)

In de grondlagen 4B ($c' = 5,3$ kPa), 15A ($c' = 4,9$ kPa) en met name 9 ($c' = 10,8$ kPa) vindt conform tabel 4-2 een significante reductie van de horizontale korrelspanningen plaats. Dit illustreert waar het gebruik van het SSC-model in combinatie met hoge waarden voor de cohesie toe kan leiden. Zeker bij lage spanningsniveaus (grondlagen 4B en 15A) bestaat de kans dat, indien significante afnames van de isotrope spanning (p') en toenames van de deviatorische spanning (q') optreden, spanningscombinaties links van de positieve q' -as in figuur 2-4 terecht komen. Over het algemeen wordt ervan uitgegaan dat negatieve isotrope spanningen, oftewel trekspanningen, in de grond niet kunnen optreden.

Nabij de ophoging, waarbij deze een toename van de verticale en dus ook horizontale korrelspanningen veroorzaakt, treedt in een aantal lagen nog steeds een afname van de horizontale korrelspanning op. Deze is echter relatief gezien veel minder groot.

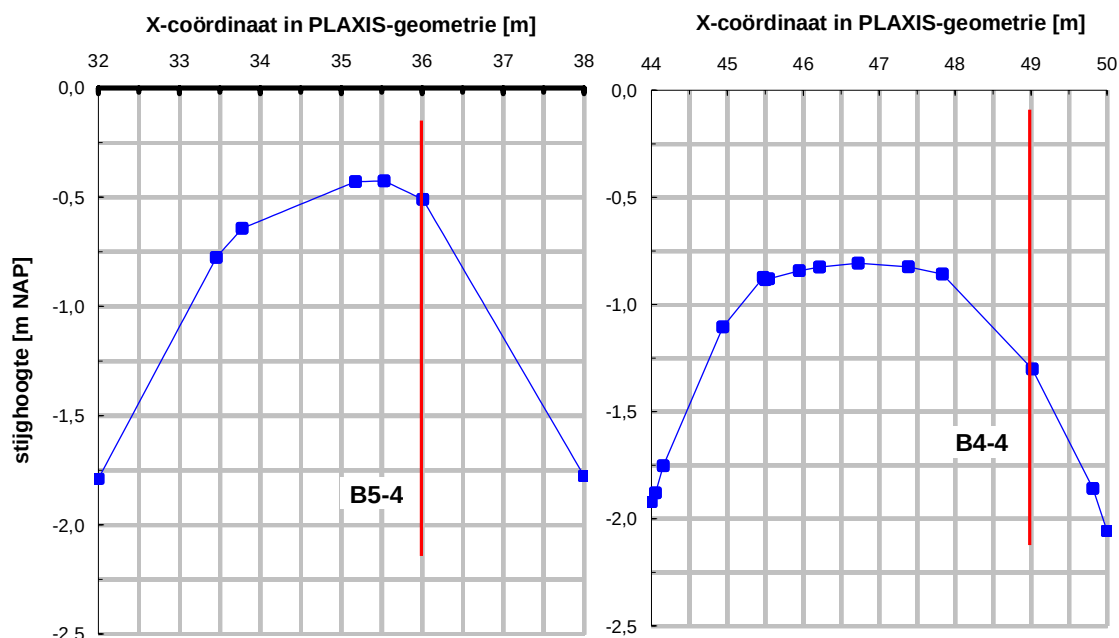
4.3 Invloed meetpunten waterspanningen in PLAXIS-geometrie

In figuur 4-3 worden de locaties van de beschouwde waterspanningsmeters in de PLAXIS-geometrie aangegeven. Deze locaties zijn van belang bij het interpreteren van resultaten. Dit wordt verduidelijkt in figuur 4-4, waarin het stijghoogteverloop in een horizontale doorsnede tussen 2 verticale drains in het model is gemaakt.



Figuur 4-3: Locatie van beschouwde punten waar water(over)spanningen zijn gemeten

Uit figuur 4-4 blijkt dat de locatie van waterspanningsmeters B5-3 en B5-4 relatief ver ligt van de verticale drainage in het model; er wordt een soort maximale stijghoogte bepaald. De waterspanningsmeters B4-3 en B4-4 liggen dicht bij de verticale drainage in de buurt; dit is meer een soort gemiddelde stijghoogte in het model.



Figuur 4-4: Invloed locatie van beschouwde punten in de geometrie op de resultaten

Model-technisch gezien is het lastig in PLAXIS de consolidatie-versnellende verticale drainage op een meer werkelijkheidsgetrouwe wijze mee te modelleren. Dit heeft wel tot gevolg dat op basis van figuur 4-4 moet worden geconcludeerd, dat het geen zin heeft om de gemeten en berekende waterspanningen met elkaar te vergelijken. Dit zou alleen zin hebben indien de gemodelleerde verticale drains precies op de locaties zouden worden aangenomen waar ze in werkelijkheid ook zitten.

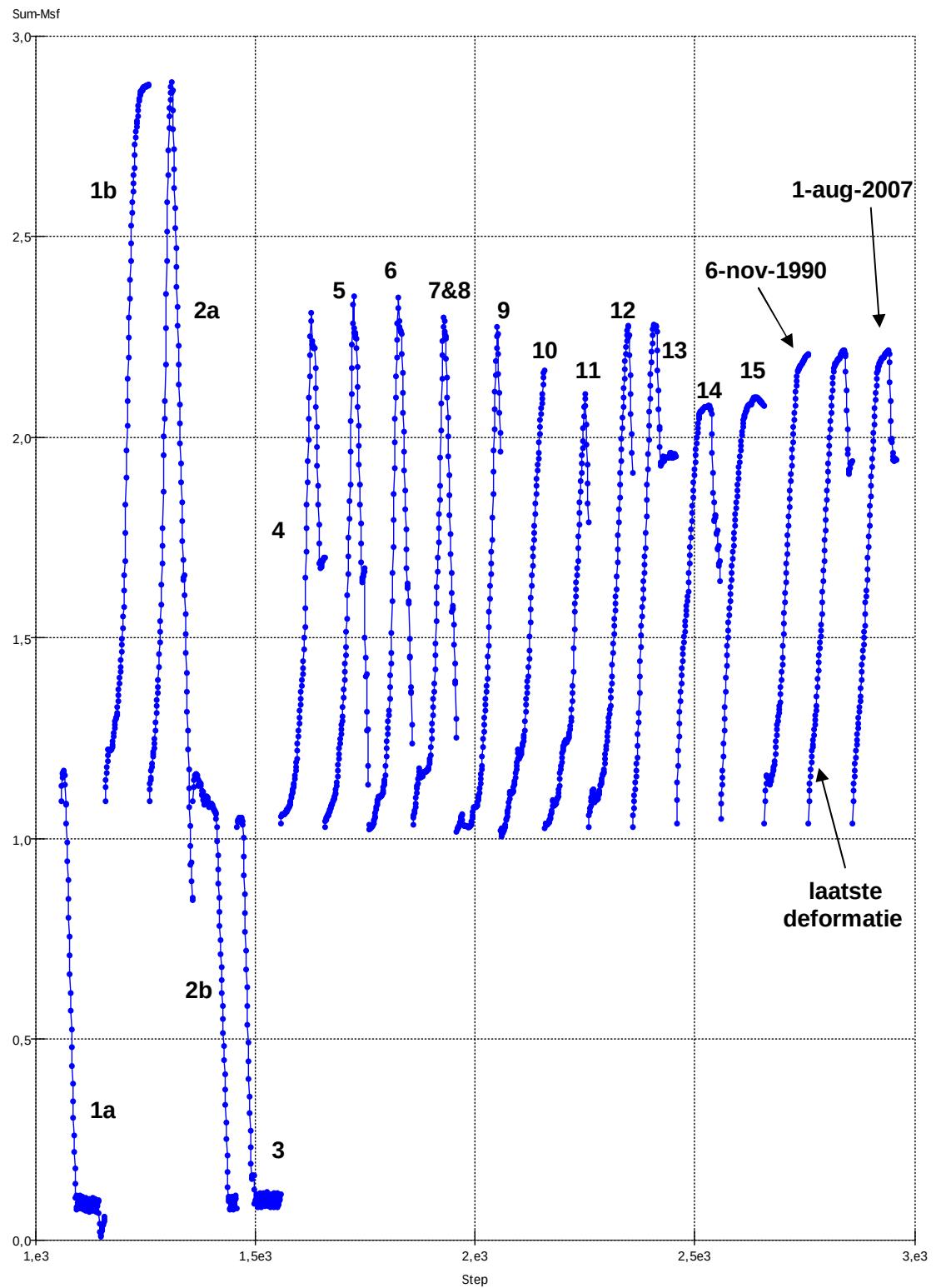
4.4 Veiligheidsfactor tijdens fasering

Voor de PLAXIS-varianten SS Jaky en SSC default zijn de resultaten van de $c'-\tan(\varphi')$ reductie na elke ophoogslag opgenomen als respectievelijk figuur 4-5 en figuur 4-6.

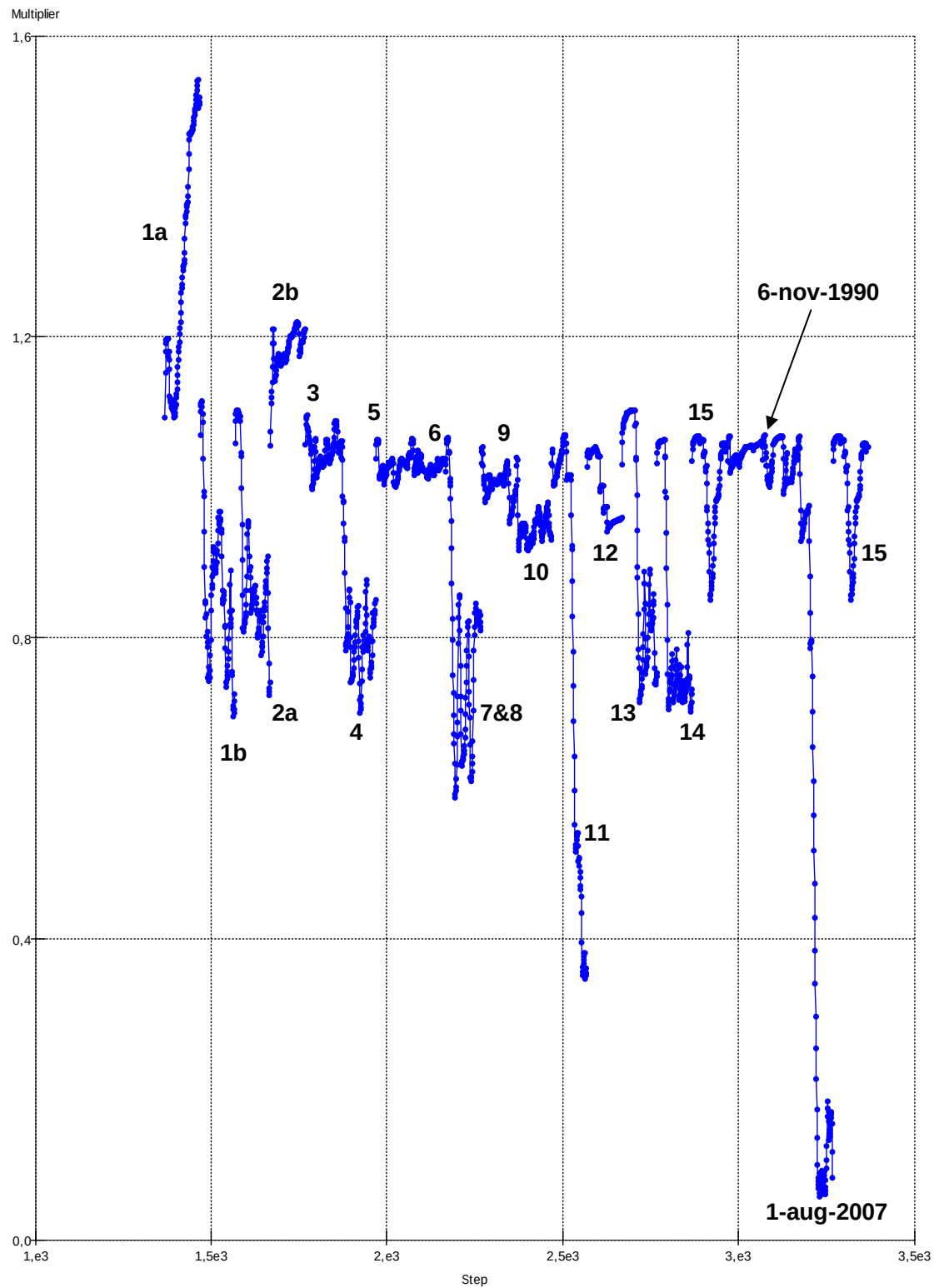
In beide figuren, en dan vooral figuur 4-6 met betrekking tot PLAXIS-variant SSC default, is te zien dat de 'veiligheidsfactor' Sum-Msf regelmatig kleiner is dan 1. Dit zou betekenen dat de veiligheid regelmatig kleiner is dan 1. In een enkel geval (zie bijvoorbeeld ophoogslag 15 in figuur 4-6) is er zelfs sprake van een Sum-Msf-aarde kleiner dan 1 en later weer hoger dan 1. Ook laten de curves per berekeningsstap een grote variatie in de waarde van Sum-Msf zien, wat de betrouwbaarheid van de $c'-\tan(\varphi')$ reductie niet ten goede komt.

Beide voorbeelden laten dus zien dat aan het verloop van de $c'-\tan(\varphi')$ -reductie curves en de bijbehorende waarden van de 'veiligheidsfactor' weinig betrouwbaar zijn. Op basis hiervan wordt geconcludeerd dat de betrouwbaarheid van de berekende veiligheidsniveaus middels de $c'-\tan(\varphi')$ reductie in PLAXIS niet betrouwbaar zijn.

Hierbij dient te worden benadrukt dat deze conclusie niet op de betrouwbaarheid van de berekeningsresultaten van toepassing is die in deze rapportage worden beschouwd.



Figuur 4-5: Resultaat c' - $\tan(\varphi)$ -reductie PLAXIS-variant SS Jaky



Figuur 4-6: Resultaat $c'-\tan(\varphi)$ -reductie PLAXIS-variant SSC default

5 Resultaten numerieke rekenmethoden

5.1 Verschillende varianten

Er wordt getracht de metingen aan de BRICOR-ophoging terug te rekenen met een aantal varianten op het geschematiseerd grondgedrag, waarin verschillende aspecten al dan niet worden meegenomen. Er wordt onderscheid gemaakt in de volgende PLAXIS-varianten:

- **SS Jaky**
In deze variant wordt er geen kruip meegenomen en worden initiële neutrale grond-drukcoëfficiënten volgens Jaky bepaald. Inwendige wrijvingshoeken zijn uit celproeven bepaald, die naar triaxiaalwaarden zijn omgerekend. Verder worden 'celproefwaarden' van de cohesie aangehouden en worden de verticale en horizontale doorlatendheden uit de doorlatendheidsproeven in rekening gebracht.
- **SSC Jaky**
In deze variant wordt er wel kruip meegenomen en worden initiële neutrale grond-drukcoëfficiënten volgens Jaky bepaald. Inwendige wrijvingshoeken zijn uit celproeven bepaald, die naar triaxiaalwaarden zijn omgerekend. Verder worden 'celproefwaarden' van de cohesie aangehouden en worden de verticale en horizontale doorlatendheden uit de doorlatendheidsproeven in rekening gebracht.
- **SSC Jaky $c=0$**
In deze variant wordt er kruip meegenomen en worden initiële neutrale grond-drukcoëfficiënten volgens Jaky bepaald. Inwendige wrijvingshoeken zijn uit celproeven bepaald, die naar triaxiaalwaarden zijn omgerekend. Verder wordt voor alle grondlagen een cohesie van bijna nul aangehouden en worden de verticale en horizontale doorlatendheden uit de doorlatendheidsproeven in rekening gebracht.
- **SSC Jaky cel**
In deze variant wordt er kruip meegenomen en worden initiële neutrale grond-drukcoëfficiënten volgens Jaky bepaald. De inwendige wrijvingshoeken en cohesies uit de celproeven zijn aangehouden en de verticale en horizontale doorlatendheden uit de doorlatendheidsproeven zijn in rekening gebracht.
- **SSC Jaky k_{oed}**
In deze variant wordt er kruip meegenomen en worden initiële neutrale grond-drukcoëfficiënten volgens Jaky bepaald. Inwendige wrijvingshoeken zijn uit celproeven bepaald, die naar triaxiaalwaarden zijn omgerekend. Verder worden 'celproefwaarden' van de cohesie aangehouden en worden de verticale en horizontale doorlatendheden uit de oedometerproeven in rekening gebracht.
- **SSC Jaky $k_d/15$**
In deze variant wordt er kruip meegenomen en worden initiële neutrale grond-drukcoëfficiënten volgens Jaky bepaald. Inwendige wrijvingshoeken zijn uit celproeven bepaald, die naar triaxiaalwaarden zijn omgerekend. Verder worden 'celproefwaarden' van de cohesie aangehouden en worden verticale en horizontale doorlatendheden in rekening gebracht die een factor 15 lager zijn dan die uit de doorlatendheidsproeven.
- **SSC Jaky UM**
In deze variant wordt er kruip meegenomen en worden initiële neutrale grond-drukcoëfficiënten volgens Jaky bepaald. Inwendige wrijvingshoeken zijn uit celproeven bepaald, die naar triaxiaalwaarden zijn omgerekend. Verder worden 'celproefwaarden' van de cohesie aangehouden en worden verticale en horizontale doorlatendheden uit de doorlatendheidsproeven in rekening gebracht. "Updated mesh" toegepast.
- **SSC default**
In deze variant wordt er kruip meegenomen en worden initiële neutrale grond-drukcoëfficiënten volgens de default-instelling in PLAXIS bepaald. Inwendige wrijvingshoeken zijn uit celproeven bepaald, die naar triaxiaalwaarden zijn omgerekend. Verder worden 'celproefwaarden' van de cohesie aangehouden en worden de verticale en horizontale doorlatendheden uit de doorlatendheidsproeven in rekening gebracht.

In het vervolg van dit hoofdstuk wordt per grootte in kwantitatieve en kwantitatieve zin naar de berekeningsresultaten gekeken, die met de verschillende PLAXIS-varianten zijn behaald. Vervolgens wordt op basis van deze resultaten nagegaan wat, in het geval van de ophoging, de invloed is van de verschillende modelleringsaspecten.

5.2 Numeriek verloop van berekende stijghoogte

Op basis van de berekeningsresultaten en de hieruit afgeleide grafische resultaten in bijlage 4-1, waarbij in tabel b4-1 tot en met tabel b4-4 de numerieke resultaten over het verloop van de stijghoogte in de tijd op een aantal relevante tijdstippen en punten worden gepresenteerd, wordt in tabel 5-1 een samenvatting gegeven van de berekende maximale stijghoogten in verticaal B4 (onder de steunberm) en B5 (onder ophoging). Hierin zijn ook de gemiddelde maximale stijghoogte (μ_{stgh}) en de standaarddeviatie (σ_{stgh}) opgenomen.

locatie	μ_{stgh} [m NAP]	σ_{stgh} [m]	berekende maximale stijghoogten in B4 en B5 per berekeningsvariant en diepte [m NAP]							
			SS Jaky	SSC Jaky	SSC Jaky c=0	SSC Jaky cel	SSC Jaky k _{oed}	SSC Jaky k _d /15	SSC Jaky UM	SSC default
B4-3	+0,23	0,77	-0,20	-0,10	+0,20	-0,10	+0,15	+2,10	-0,10	-0,10
B4-4	+0,26	0,79	-0,15	-0,10	0	0	+0,25	+2,20	-0,05	-0,05
B5-3	+0,68	2,16	-0,45	-0,40	+0,15	-0,40	+1,35	+5,80	-0,40	-0,25
B5-4	+0,73	2,51	-0,40	-0,35	+0,15	-0,40	+0,30	+6,90	-0,25	-0,15

Tabel 5-1: Samenvatting berekende maximale stijghoogte per variant en diepte

Uit de resultaten in bijlage 4-1 en tabel 5-1 blijkt dat de berekende maximale stijghoogte in de beschouwde verticalen en het tijdstip van optreden significante verschillen laten zien. De berekende waarde is sterk afhankelijk van de toegepaste variant. Daarop zijn uiteraard met name de aangehouden doorlatendheden van invloed, getuige het significante verschil tussen variant SSC Jaky en variant SSC Jaky k_d/15. Ook het aanhouden van een andere grondsterkte zorgt voor significant afwijkende resultaten.

Uit bijlage 4-1 blijkt dat in alle simulaties, waarin variant SSC Jaky k_{oed} en SSC Jaky k_d/15 niet zijn toegepast, de berekende maximale stijghoogte 175 à 200 dagen na aanvang van de uitvoeringswerkzaamheden optreedt. Dit komt goed tot uiting in de resultaten voor verticaal B4, welke zich precies ter plaatse van de steunberm bevindt. Circa 200 dagen na aanvang van de ophoogwerkzaamheden werd de steunberm juist volledig afgebouwd, waarna de eigenlijke ophoging boven verticaal B5 verder werd aangebracht.

In verticaal B4 liggen de resultaten voor variant SSC Jaky c=0, waarin een lagere grondsterkte voor het slappe pakket is aangehouden, duidelijk boven de andere resultaten waarin 'gewoon' de doorlatendheid uit de doorlatendheidsproeven is aangehouden. In deze varianten voert de steunberm minder goed zijn functie uit. Door de lagere grondsterkte, vooral in het bovenste deel van het Holocene pakket beweegt de steunberm meer van het bestaande A16-lichaam af en trekt daarmee de eigenlijke ophoging met zich mee. De resulterende grotere vervormingen houden waarschijnlijk de (door het ophogen veroorzaakte) wateroverspanningen in stand. Hierdoor worden in verticaal B4 significant hogere stijghoogten berekend dan in andere varianten waarin gewoon de doorlatendheid uit de doorlatendheidsproeven is aangehouden.

In variant SSC Jaky k_{oed} wordt de maximale stijghoogte in waterspanningsmeter B5-4 en de diep gelegen waterspanningsmeters B4-3 en B4-4 al na 85 dagen berekend. Dat wil zeggen, juist na aanbrengen van ophoogslag 1a op het moment dat er nog geen verticale

drainage is aangebracht. In de ondiep gelegen meter B5-3 is dat na circa 600 dagen het geval. Na circa 600 dagen treedt ook in alle meters bij variant SSC Jaky $k_d/15$ de berekende maximale stijghoogte op. Dat wil zeggen, juist na het voltooiën van alle ophoogwerkzaamheden.

Variant SSC Jaky k_{oed} is overigens de enige variant waar in de diepst gelegen waterspanningsmeters in zowel verticaal B4 als verticaal B5 een lagere stijghoogte als in de ondiep gelegen wordt berekend. In de andere varianten wordt in de relatief diep gelegen Basisveenlaag een gelijke of hogere stijghoogte berekend dan in de relatief ondiep gelegen Gorkum kleilaag.

Tot slot worden, ondanks dat het vergelijken van metingen en berekeningen wat betreft de waterspanningen niet zinnig is (zie paragraaf 4.3), in tabel b4-5 en tabel b4-6 voor de verticalen B4 en B5 de berekeningsresultaten op de tijdstippen dat de maximale stijghoogten zijn gemeten alsmede de berekende stijghoogten na 1000 dagen.

5.3 Numeriek verloop van verticale gronddeformaties

Op basis van de grafische resultaten in bijlage 4-2, waarbij in tabel b4-7 tot tabel b4-11 de numerieke resultaten over het verloop van verticale gronddeformaties in een aantal relevante verticalen in de tijd wordt gepresenteerd, is in tabel 5-2 een samenvatting van de per variant berekende maximale maaiveldzakking op twee tijdstippen opgesteld.

datum	berekende maximale maaiveldzakking in raai B per berekeningsmodel [m]							
	SS Jaky	SSC Jaky	SSC Jaky $c=0$	SSC Jaky cel	SSC Jaky k_{oed}	SSC Jaky $k_d/15$	SSC Jaky UM	SSC default
29-mrt-90								
- steunberm	-1,22	-1,41	-1,66	-1,32	-1,23	-1,06	-1,14	-1,49
- ophoging	-1,72	-2,11	-2,75	-1,79	-1,84	-1,70	-1,81	-2,15
6-nov-90								
- steunberm	-1,28	-1,53	-1,80	-1,43	-1,39	-1,21	-1,25	-1,61
- ophoging	-1,82	-2,34	-3,01	-2,02	-2,17	-2,04	-2,00	-2,39
31-okt-91								
- steunberm	-1,28	-1,61	-1,87	-1,51	-1,52	-1,35	-1,30	-1,70
- ophoging	-1,82	-2,46	-3,14	-2,16	-2,40	-2,33	-2,08	-2,54

Tabel 5-2: Samenvatting berekende maximale maaiveldzakking onder ophoging en steunberm per variant en op twee tijdstippen in de ophoogfasering

Uit bijlage 4-2 blijkt dat in alle PLAXIS-varianten vanaf het eerste beschouwde tijdstip de berekende maximale maaiveldzakking onder de ophoging, en dus niet onder de steunberm optreedt. Dit kan alleen met de gesimuleerde uitvoeringsfasering (dat wil zeggen eerst de steunberm aanbrengen, daarna pas de eigenlijke ophoging opbouwen) indien onder de steunberm het directe 'deformatie-effect' ten gevolge van het ophogen klein is ten opzichte van de tijdsafhankelijke effecten als consolidatie en kruip.

Uiteraard wordt in alle simulaties ter plaatse van de ophoging de grootste hoeveelheid zand aangebracht. Logischerwijze treedt hier dan ook uiteindelijk de berekende maximale maaiveldzetting op in alle berekeningen.

Uit tabel 5-2 blijkt verder dat er met de verschillende PLAXIS-varianten een grote variatie aan maximale maaiveldzettingen onder de ophoging en steunberm wordt voorspeld, zowel

begin april 1990 als begin november 1990. Met de variant SSC Jaky $c=0$ worden de grootste maximale maaiveldzakkingen berekend en met variant SS Jaky de kleinste. In de laatstgenoemde variant zit uiteraard geen kruip.

Aan het verschil tussen variant SSC Jaky en variant SS Jaky in tabel 5-2 wordt ontleend, dat de verticale gronddeformaties ten gevolge van kruip in de PLAXIS-simulaties toch 15 à 20% onder de steunberm tot zelfs 20 à 25% onder de ophoging van het totaal uitmaken. Verder zijn uit de berekeningsresultaten in tabel 5-2 de volgende gemiddelde maximale maaiveldzakkingen ($w_{MV;max;gem}$) en standaarddeviatie (σ) afgeleid:

- 29 maart 1990: - onder de ophoging: $w_{MV;max;gem} = 1,98 \text{ m}$ $\sigma = 0,35 \text{ m}$
 - onder de steunberm: $w_{MV;max;gem} = 1,32 \text{ m}$ $\sigma = 0,20 \text{ m}$
- 6 november 1990: - onder de ophoging: $w_{MV;max;gem} = 2,22 \text{ m}$ $\sigma = 0,35 \text{ m}$
 - onder de steunberm: $w_{MV;max;gem} = 1,44 \text{ m}$ $\sigma = 0,20 \text{ m}$
- 31 oktober 1991: - onder de ophoging: $w_{MV;max;gem} = 2,37 \text{ m}$ $\sigma = 0,40 \text{ m}$
 - onder de steunberm: $w_{MV;max;gem} = 1,52 \text{ m}$ $\sigma = 0,20 \text{ m}$

Op basis hiervan wordt geconcludeerd dat eind maart 1990, dus aan het einde van de ophoogwerkzaamheden, al circa 85% van de eind oktober 1991 berekende gemiddelde maximale maaiveldzetting onder de ophoging en steunberm is opgetreden.

Uit de figuren in bijlage 4-2 met betrekking tot de maaiveldzakking blijkt verder dat:

- de invloed van updated mesh in de orde van grootte van 10% tot 15% is;
- de invloed van de bepaling van de KONC (Jaky of default) circa 5% is;
- de invloed van de in rekening gebrachte sterkte (triaxiaal- of celproef) circa 15 tot 50% is, waarbij de laatstgenoemde waarde geldt als de cohesie wordt verwaarloosd;
- de invloed van de doorlatendheid is in de orde van grootte van 15% (heeft betrekking op de eindzetting) tot 100% (geldt voor de beginfase van het zettingsproces).

5.4 Numeriek verloop van horizontale gronddeformaties

In bijlage 4-3 en bijlage 4-4 worden de grafische resultaten met betrekking tot horizontale gronddeformaties in de verticalen ter plaatse van de hellingmeetbuizen HMB3 en HMB4 gepresenteerd, waarbij in tabel b4-12 tot en met tabel b4-15 de numerieke resultaten over het verloop van de horizontale deformaties in deze verticalen worden weergegeven.

Uit de resultaten in bijlage 4-3 blijkt dat in alle varianten de horizontale gronddeformaties in verticaal HMB3 vooral in de toplaag van de ondergrond optreden. Zeker bij de varianten waarin er voor de grondlagen een lagere sterkte (SSC Jaky $c=0$, SSC default) of een lagere doorlatendheid (SSC Jaky k_{oed} , SSC Jaky $k_d/15$) in rekening wordt gebracht.

In bijlage 4-4 is te zien dat in alle PLAXIS-varianten de horizontale gronddeformaties in verticaal HMB4 over een groter deel van de ondergrond dan in verticaal HMB3 worden uitgesmeerd. En tevens ligt in verticaal HMB4 in alle varianten (door de grotere bovenbelasting aan zand) de maximale horizontale gronddeformatie ook op een iets dieper niveau dan in verticaal HMB3.

Uit tabel b4-13 in bijlage 4-3 blijkt verder dat de gemiddelde snelheid, waarmee de horizontale gronddeformaties in de tijd in verticaal HMB3 optreden, relatief gezien het grootst is aan het begin van de ophoogfasering. Dit volgt uit de relatieve grote toenames aan effectieve spanning ten gevolge de eerste ophoogslagen voor de steunberm, die het dichtst bij verticaal HMB3 is gelegen. De opbouw van de verderop gelegen ophoging heeft, gezien de lagere deformatiesnelheden, minder effect op de spanningstoestand in

deze verticaal. Ook de resultaten van variant SSC Jaky $k_d/15$, die duidelijk van de andere afwijken, zijn met deze theorie te verklaren. In SSC Jaky $k_d/15$ wordt het afstromen van wateroverspanningen in eerste instantie bemoeilijkt, waardoor de relatief grote toename aan effectieve spanning (en dus de relatief grote gemiddelde deformatiesnelheden) later in de ophoofasering optreden.

Uit tabel b4-15 in bijlage 4-4 blijkt de gemiddelde deformatiesnelheid in verticaal HMB4 pas na het beginnen aan de eigenlijke ophoging (dus juist voor 25 mei 1990) op gang te komen. Aan het einde van de gehele PLAXIS-simulatie lijken de relatief grootste deformatiesnelheden zich naar een dieper niveau in de ondergrond te 'verplaatsen'. Tot op dat moment hebben de dieper aanwezige wateroverspanningen nog geen tijd gehad om af te stromen.

In tabel 5-3 en tabel 5-4 wordt de berekende maximale horizontale gronddeformatie in verticaal HMB3 respectievelijk verticaal HMB4 samengevat. Daarbij wordt onderscheid gemaakt tussen de verschillende varianten en twee tijdstippen in de ophoofasering.

datum		berekende maximale horizontale gronddeformatie $u_{HMB3,max}$ in meters op diepte $z_{HMB3,max}$ in meters t.o.v. NAP in verticaal HMB3 per variant							
		SS Jaky	SSC Jaky	SSC Jaky $c=0$	SSC Jaky cel	SSC Jaky k_{oed}	SSC Jaky $k_d/15$	SSC Jaky UM	SSC default
29-mrt-90	$z_{HMB3,max}$	-2,93	-2,93	-2,93	-3,89	-2,93	-2,93	-3,10	-2,93
	$u_{HMB3,max}$	+0,25	+0,23	+0,59	+0,26	+0,31	+0,65	+0,17	+0,48
6-nov-90	$z_{HMB3,max}$	-2,93	-2,93	-2,93	-3,93	-2,53	-2,93	-3,46	-2,93
	$u_{HMB3,max}$	+0,27	+0,28	+0,67	+0,40	+0,39	+0,84	+0,21	+0,59
31-okt-91	$z_{HMB3,max}$	-2,93	-2,93	-2,93	-3,93	-2,93	-2,93	-3,15	-2,93
	$u_{HMB3,max}$	+0,28	+0,33	+0,74	+0,39	+0,43	+0,99	+0,24	+0,67

Tabel 5-3: Samenvatting niveau en grootte berekende maximale horizontale gronddeformatie in verticaal HMB3 per variant op drie tijdstippen

datum		berekende maximale horizontale gronddeformatie $u_{HMB4,max}$ in meters op diepte $z_{HMB4,max}$ in meters t.o.v. NAP in verticaal HMB4 per variant							
		SS Jaky	SSC Jaky	SSC Jaky $c=0$	SSC Jaky cel	SSC Jaky k_{oed}	SSC Jaky $k_d/15$	SSC Jaky UM	SSC default
29-mrt-90	$z_{HMB4,max}$	-2,77	-2,77	-2,77	-2,77	-2,77	-2,77	-4,40	-2,77
	$u_{HMB4,max}$	+0,38	+0,43	+0,61	+0,45	+0,55	+0,70	+0,38	+0,61
6-nov-90	$z_{HMB4,max}$	-2,77	-2,77	-2,77	-2,77	-2,77	-3,28	-4,51	-2,77
	$u_{HMB4,max}$	+0,42	+0,52	+0,71	+0,60	+0,68	+0,94	+0,45	+0,74
31-okt-91	$z_{HMB4,max}$	-2,77	-2,77	-2,77	-2,77	-2,77	-3,29	-4,55	-2,77
	$u_{HMB4,max}$	+0,42	+0,57	+0,78	+0,65	+0,76	+1,12	+0,50	+0,83

Tabel 5-4: Samenvatting niveau en grootte berekende maximale horizontale gronddeformatie in verticaal HMB4 per variant op drie tijdstippen

Uit tabel 5-3 en tabel 5-4 blijkt dat er in beide verticalen op de beschouwde tijdstippen en met de verschillende varianten een grote variatie aan horizontale gronddeformaties wordt berekend. In beide verticalen en op beide tijdstippen worden met variant SSC Jaky $k_d/15$, waarin de wateroverspanningen door de slechte afstroming relatief lang aanwezig blijven, de grootste deformaties berekend. De kleinste deformaties worden in verticaal HMB3 met variant SSC Jaky UM en in verticaal HMB4 met variant SS Jaky voorspeld.

Uit het verschil tussen de varianten SSC Jaky en SS Jaky in tabel 5-3 en tabel 5-4 wordt verder geconcludeerd, dat de in verticaal HMB3 en verticaal HMB4 berekende horizontale kruipdeformaties toch circa 15% respectievelijk circa 25% van de totale horizontale deformaties uitmaken. Verder zijn uit tabel 5-3 en tabel 5-4 de volgende gemiddelde maximale horizontale gronddeformatie ($u_{gr,max,gem}$) en standaarddeviatie (σ) afgeleid:

- 29 maart 1990:
 - in verticaal HMB3: $u_{HMB3gr,max} = 0,37$ m $\sigma = 0,18$ m
 - in verticaal HMB4: $u_{HMB4gr,max} = 0,51$ m $\sigma = 0,12$ m
- 6 november 1990:
 - in verticaal HMB3: $u_{HMB3gr,max} = 0,46$ m $\sigma = 0,22$ m
 - in verticaal HMB4: $u_{HMB4gr,max} = 0,63$ m $\sigma = 0,17$ m
- 31 oktober 1991:
 - in verticaal HMB3: $u_{HMB3gr,max} = 0,49$ m $\sigma = 0,26$ m
 - in verticaal HMB4: $u_{HMB4gr,max} = 0,67$ m $\sigma = 0,22$ m

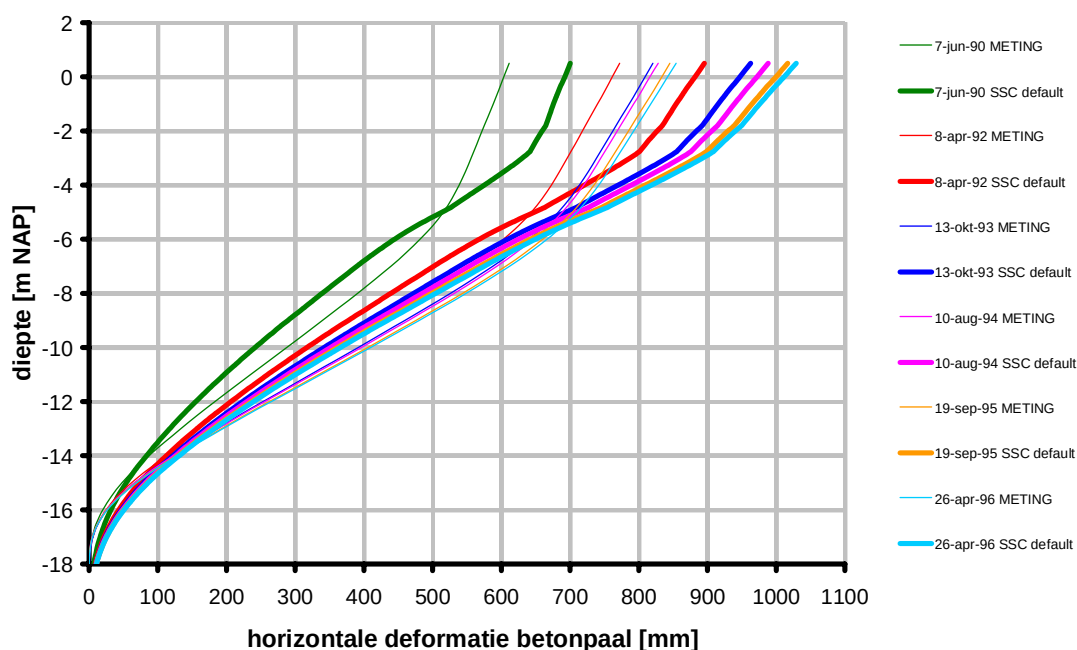
Op basis hiervan wordt geconcludeerd dat eind maart 1990 (aan het einde van de ophoogwerkzaamheden) al bijna 75% van de eind oktober 1991 voorspelde gemiddelde maximale horizontale gronddeformaties in verticaal HMB3 en HMB4 zijn opgetreden.

5.5 Numeriek verloop van paaldeformaties

Uit hoofdstuk 6 blijkt dat variant SSC default overall gezien het beste de verzamelde monitoringsdata kan voorspellen. Het ging daarbij om wateroverspanningen en de horizontale en verticale gronddeformaties in het vrije veld.

Met deze berekeningsvariant zijn vervolgens PLAXIS-simulaties uitgevoerd, waarin de prefab betonnen paal of de stalen paal is aangehouden. Beide palen volgen, vanwege de significant hogere stijfheid dan de grondlagen, slechts gedeeltelijk de gronddeformaties. In deze paragraaf worden de resultaten samengevat en geanalyseerd.

In figuur 5-1 wordt het verloop in de tijd van de horizontale vervorming van de prefab betonpaal weergegeven, zoals dat met de aangehouden stijfheid (tabel b1-4) en variant SSC default met PLAXIS is berekend. Hierin is de vervorming op de tijdstippen gegeven die reeds in tabel 3-8 waren opgenomen, hetgeen een vergelijking tussen meting en berekening vereenvoudigd.



Figuur 5-1: Verloop in de tijd gemeten en berekende vervormingen prefab betonpaal

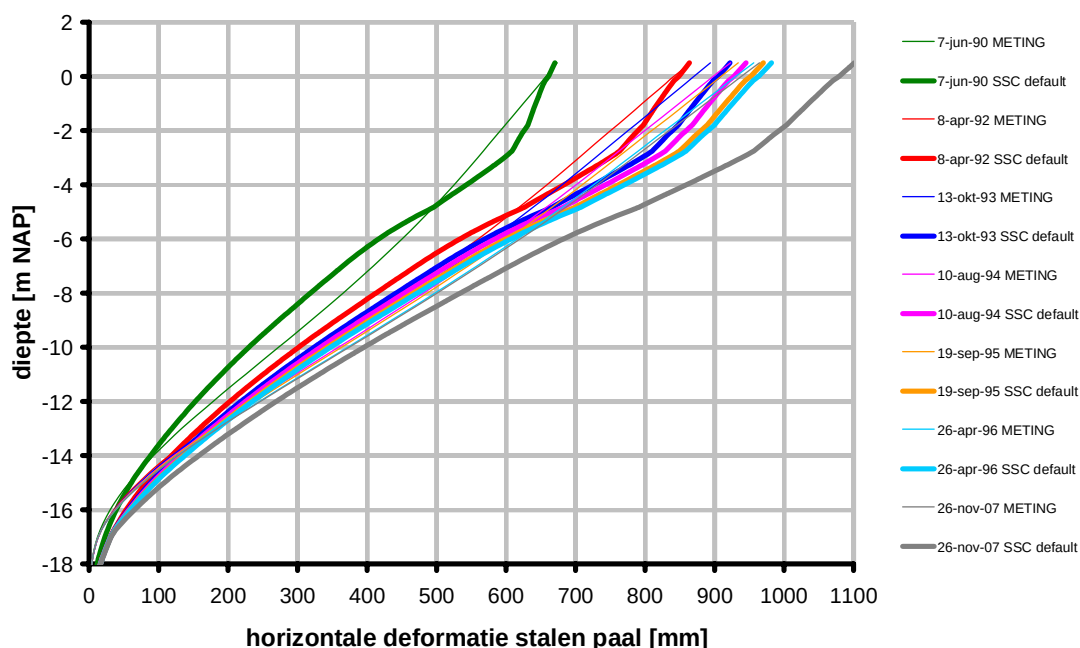
Het berekende vervormingsprofiel van de betonpaal kenmerken zich door, bij benadering, drie lineaire lijnstukken welke op de niveaus NAP -3 m en NAP -15 m door gebogen stukken worden verbonden tot één paal. Rond deze niveaus ligt (rond NAP -3 m, het oorspronkelijke maaiveldniveau) het stijve ophooglichaam bovenop het slappe pakket en (rond NAP -15 m) het slappe Holocene pakket en de stijve Pleistocene zandlaag.

In tabel 5-5 worden de resultaten voor de prefab betonpaal numeriek samengevat.

datum	horizontale deformatie van prefab betonpaal in variant SSC default [mm]					
	op niveau NAP +0,5 m	op niveau NAP -3 m	op niveau NAP -5 m	op niveau NAP -10 m	op niveau NAP -14 m	op niveau NAP -16 m
27-jan-89	0	0	0	0	0	0
7-jun-90	700	629	516	240	82	32
8-apr-92	896	786	651	316	110	43
13-okt-93	963	839	696	340	119	47
10-aug-94	988	859	714	350	123	48
19-sep-95	1017	882	733	360	126	50
26-apr-96	1029	891	741	364	128	51

Tabel 5-5: Verloop in de tijd van berekende vervormingen van prefab betonpaal

In figuur 5-2 wordt het verloop in de tijd van de horizontale vervorming van de stalen paal weergegeven zoals dat met aangehouden stijfheid (zie tabel b1-4) en variant SSC default in PLAXIS is berekend. Hierin is de vervorming gegeven op de tijdstippen die in tabel 3-9 zijn opgenomen, hetgeen een vergelijking tussen meting en berekening vereenvoudigd.



Figuur 5-2: Verloop in de tijd gemeten en berekende vervormingen stalen paal

Het berekende vervormingsprofiel van de stalenpaal kenmerkt zich door, bij benadering, twee lineaire lijnstukken welke op het NAP -15 m door een gebogen stuk wordt verbonden tot één paal. Hierin komt de, in vergelijking met de prefab betonpaal waar er van twee in plaats van één overgangslocaties sprake is, hogere verhouding tussen paalstijfheid en grondstijfheid tot uiting. Ter plaatse van de enige overgangslocatie ligt de overgang tussen enerzijds het slappe Holocene en stijve Pleistocene pakket. In tabel 5-6 worden de berekeningsresultaten voor de stalen paal numeriek samengevat.

datum	horizontale deformatie van prefab betonpaal in variant SSC default [mm]					
	op niveau NAP +0,5 m	op niveau NAP -3 m	op niveau NAP -5 m	op niveau NAP -10 m	op niveau NAP -14 m	op niveau NAP -16 m
27-jan-89	0	0	0	0	0	0
7-jun-90	670	596	485	229	87	39
8-apr-92	864	748	614	300	116	54
13-okt-93	922	794	654	322	125	54
10-aug-94	945	813	670	332	129	60
19-sep-95	970	832	687	341	133	60
26-apr-96	982	842	695	346	135	62
26-nov-07	1101	937	777	394	155	70

Tabel 5-6: Verloop in de tijd van berekende vervormingen van stalen paal

5.5.1 Numeriek verloop paalmomenten

Naast het vergelijken van de berekende en gemeten paalvervormingen, worden ter controle tevens de berekende paalmomenten vergeleken met de bezwijkmomenten voor de prefab betonpaal en de stalen paal die in bijlage 1 zijn afgeleid. Voor de prefab betonpaal wordt in deze bijlage ook een scheurmoment genoemd.

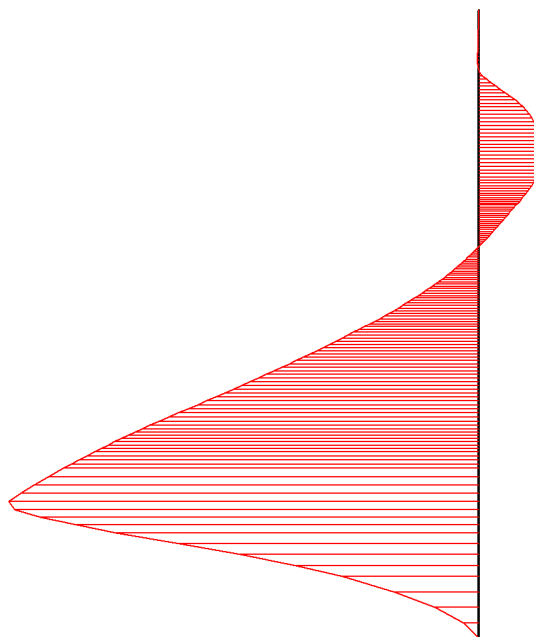
Paalmomenten in prefab betonpaal

In tabel 5-7 worden de resultaten voor de prefab betonpaal samengevat. Hierbij is de volgende werkwijze aangehouden:

- De berekende paalmomenten (M_{2D}) worden eerst vergeleken met de PLAXIS 2D-waarde van het scheurmoment ($M_{r,beton}$) van 134 kNm/m'. De betreffende verhoudingswaarden in de kolom "**REL**" (kleiner dan of gelijk aan 1) worden cursief en in het **blauw** aangegeven.
- Indien de PLAXIS 2D-waarde van het scheurmoment wordt overschreden, dan vindt een vergelijking met de PLAXIS 2D-waarde van het bezwijkmoment ($M_{u,beton}$) van 375 kNm/m' plaats. Deze verhoudingsgetallen in de kolom "**REL**", die in tabel 5-7 vetgedrukt en in het **rood** zijn weergegeven, kunnen ook groter dan 1 zijn als in de berekening het bezwijkmoment zou zijn overschreden.

datum	PLAXIS-waarden van buigend moment in prefab betonpaal (nog niet gecorrigeerd voor o.a. schelpfactor) [kNm/m']									
	op niveau NAP +0,5 m		op niveau NAP -3 m		op niveau NAP -5 m		op niveau NAP -10 m		op niveau NAP -14 m	
	M_{2D}		M_{2D}		M_{2D}		M_{2D}		M_{2D}	
		REL		REL		REL		REL		REL
7-jun-90	0	1	-100	0,75	-90	0,67	+155	0,41	+455	1,21
8-apr-92	0	1	-95	0,71	-110	0,82	+155	0,41	+570	1,52
13-okt-93	0	1	-95	0,71	-115	0,86	+160	0,43	+605	1,61
10-aug-94	0	1	-95	0,71	-115	0,86	+160	0,43	+620	1,65
19-sep-95	0	1	-95	0,71	-115	0,86	+165	0,44	+630	1,68
26-apr-96	0	1	-95	0,71	-120	0,90	+165	0,44	+640	1,71

Tabel 5-7: Vergelijking PLAXIS-waarden buigende momenten in prefab betonpaal met PLAXIS-waarde van scheur- en bezwijkmoment (zie bijlage 1)



Figuur 5-3: Verloop buigend moment PLAXIS in prefab betonpaal op 26-april 1996

Uit de resultaten in tabel 5-7 blijkt dat er in de PLAXIS-simulatie, waar het betongedrag met een elastisch materiaalmodel is gemodelleerd, al tijdens het eerste meetmoment op 7 juni 1990 sprake was van paalmomenten groter dan het scheurmoment.

In werkelijkheid leidt de afname van de buigstijfheid tot een toename van de kromming (κ) ter plaatse van de scheurzone en herverdeling van momenten naar minder belaste delen. In een meest werkelijkheidsgetrouwe modellering zou hiermee rekening moeten worden gehouden, bijvoorbeeld door het gebruik van een M - κ -diagram of het iteratief aanpassen van materiaaleigenschappen in bepaalde zones binnen de fasering.

Uit figuur 5-3 blijkt dat in de PLAXIS-simulatie op het laatstbeschouwde tijdstip de bovenzijde van de betonpaal qua momenten minder wordt belast. Herverdeling van momenten zal op basis van deze figuur dus vooral optreden naar hogere gelegen delen van de betonpaal. Hiermee kan het verschil tussen het gemeten en met PLAXIS berekende verloop op 7 juni 1990 in figuur 5-1 worden verklaard.

Paalmomenten in stalen paal

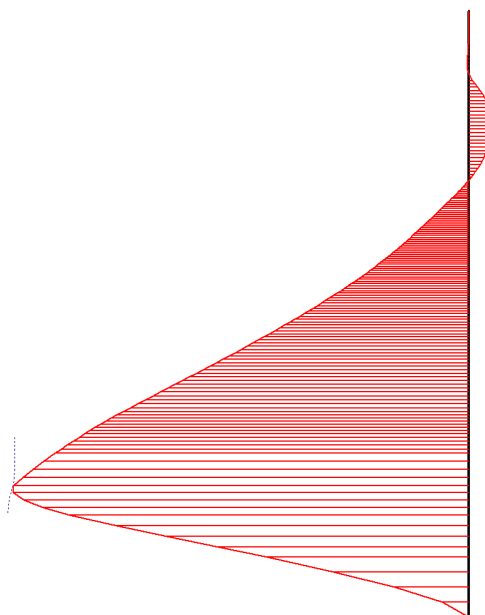
In tabel 5-8 worden de resultaten uit dezelfde vergelijking voor de stalen paal samengevat, waarbij de berekende paalmomenten (M_{2D}) worden vergeleken met de PLAXIS-waarde van het vloeimoment ($M_{p;staal}$) van 1.465 kNm/m'. Hierbij is dezelfde werkwijze met blauw en rood weergegeven getallen als in tabel 5-7 aangehouden.

Uit de resultaten in tabel 5-8 blijkt dat er in de PLAXIS-simulatie, waar het gedrag van het staal met een elasto-plastisch materiaalmodel is gemodelleerd, bij het eerste meetmoment op 7 juni 1990 het grootste deel van de paalmomenten al in de stalen paal aanwezig was. Tot aan het laatste meetmoment op 26 november 2007 veranderen de momentwaarden bijna niet, terwijl de vervormingen wel enigszins blijven toenemen.

datum	PLAXIS-waarden van buigend moment in stalen paal (nog niet gecorrigeerd voor o.a. schelpfactor)											
	[kNm/m']											
	op niveau NAP +0,5 m		op niveau NAP -3 m		op niveau NAP -5 m		op niveau NAP -10 m		op niveau NAP -14 m		op niveau NAP -16 m	
	M _{2D}	REL	M _{2D}	REL	M _{2D}	REL	M _{2D}	REL	M _{2D}	REL	M _{2D}	REL
7-jun-90	0	1	-95	0,06	-35	0,02	+390	0,27	+865	0,59	+1050	0,72
8-apr-92	0	1	-70	0,05	-25	0,02	+435	0,30	+1055	0,72	+1325	0,90
13-okt-93	0	1	-60	0,04	-25	0,02	+440	0,30	+1060	0,72	+1325	0,90
10-aug-94	0	1	-60	0,04	-25	0,02	+440	0,30	+1060	0,72	+1325	0,90
19-sep-95	0	1	-60	0,04	-25	0,02	+440	0,30	+1060	0,72	+1325	0,90
26-apr-96	0	1	-60	0,04	-25	0,02	+440	0,30	+1060	0,72	+1325	0,90
26-nov-07	0	1	-60	0,04	-35	0,02	+440	0,30	+1060	0,72	+1325	0,90

Tabel 5-8: Vergelijking PLAXIS-waarden buigende momenten in stalen paal met PLAXIS-waarde van vloeimoment (zie bijlage 1)

Uit figuur 5-4 blijkt dat er op 26 april 1996 in de PLAXIS-simulatie met de stalen paal sprake is van een iets andere momentverdeling dan in de simulatie met de prefab betonpaal, waarvan het resultaat in figuur 10-3 werd getoond. Ten gevolge van de horizontale belasting uit gronddeformaties ontstaat er aan de bovenzijde van de stalen paal een kleiner moment, wat overeenkomt met de grotere berekende vervorming. Aan de onderzijde van de paal wordt net niet het vloeimoment bereikt, waardoor in de 2D PLAXIS-simulatie waarschijnlijk ook geen herverdeling van momenten heeft plaatsgevonden.



Figuur 5-4: Verloop PLAXIS-waarde buigend moment in stalen paal op 26-april 1996

5.6 Invloed van numerieke modelleringsaspecten

In bijlage 4 is een groot aantal figuren met betrekking tot de resultaten uit de simulaties opgenomen. In alle figuren is tevens het gemeten verloop meegenomen, alsmede het verloop bij de berekeningsvariant SSC Jaky. Deze laatstgenoemde variant is als referentie aangehouden, zodat op basis van de figuren relatief eenvoudig een uitspraak kan worden gedaan over de invloed van één van de modelleringsaspecten.

5.6.1 Invloed van kruip

Uit figuur b4-1 tot en met figuur b4-4 blijkt dat de invloed van kruip op de berekende wateroverspanningen, en daarmee tevens de berekende verhoogde stijghoogten, relatief klein is. Indien de invloed van kruip in de berekening wordt meegenomen door bv. variant SSC Jaky aan te houden, dan resulteert dat in verticaal B5 tot stijghoogten circa 0,50 m hoger liggen dan in variant SS Jaky zonder kruip. In verticaal B4 is dit verschil ca. 0,25 m. De oorzaak voor hogere wateroverspanningen door het meenemen van het kruipproces ligt waarschijnlijk in het feit, dat het extra vervormingsaandeel van kruip aan het totaal de reeds ontstane wateroverspanningen langer in stand houdt.

Uit figuur b4-5 blijkt dat het meenemen van kruip uiteraard tot het ontstaan van grotere verticale maaiveldzakkingen leidt. Het grootste deel van het zakkingsverschil tussen de varianten SSC Jaky en SS Jaky ontstaat overigens aan het begin van de ophoofafasering. Dit verschil wordt mogelijk veroorzaakt door iets anders dan het kruipproces, aangezien dat proces in het SSC-model spanningsafhankelijk is en er wat dat betreft geen verschil tussen beide varianten zou moeten zijn. Zoals is te verwachten, blijkt uit de resultaten van 31 oktober 1991 dat het zakkingsverschil door kruip wel blijft toenemen. Dit wordt ook door tabel b4-13 en tabel b4-15 onderschreven, waar in de laatste periode per beschouwd niveau tussen de beide varianten een verschil in horizontale deformatiesnelheid van een factor 2 à 3 zijn terug te vinden.

Uit figuur b4-10 en figuur b4-15 blijkt het meenemen van kruip ertoe leidt, dat horizontale gronddeformaties zich over een grotere deel van de ondergrond voordoen. Dit komt vooral tot uiting in het vergelijken van de resultaten voor verticaal HMB3. In verticaal HMB4 treden er aan het begin van de ophoofafasering in variant SSC Jaky zelfs horizontale gronddeformaties op in de richting van het destijds al bestaande weglichaam van de A16. Dit wordt verklaard met de locatie van verticaal HMB4. Deze bevindt zich rechts van het bestaande weglichaam en links van de steunberm, die als eerste is opgebouwd.

5.6.2 Invloed van updated mesh berekening

Uit figuur b4-1 tot en met figuur b4-4 blijkt de invloed van het gebruiken van de updated mesh-optie in PLAXIS op de berekende wateroverspanningen, die over het geheel genomen relatief klein is, zich vooral in het bovenste deel van de ondergrond te manifesteren. Dit is immers ook het geometrie-deel waarin het effect van de updated mesh in variant SSC Jaky UM het meest voelbaar is. In dit deel van de geometrie wordt in elke berekeningsstap met een grotere reductie van het eigen gewicht van de onderwater zakkende grond rekening gehouden.

In variant SSC Jaky UM resulteert dat in een verhoging van de stijghoogte, (deels) door het zakken van het beschouwde punt in de geometrie, ter hoogte van de waterspanningsmeters B4-3 en B5-3 in de orde van grootte van 0,25 m. Naarmate de ophoofafasering vordert, neemt uiteraard de mate van beïnvloeding van de geometrie toe en daarmee ook het stijghoogteverschil tussen de variant met en zonder optie. De invloed ter hoogte van de dieper gelegen waterspanningsmeters B4-4 en B5-4 is nihil.

Uit figuur b4-6 blijkt dat het toepassen van de updated mesh-optie kleinere maaiveldzakkingen leidt. De opdrijvende kracht van het grondwater reduceert het eigen gewicht

van de grond en daarmee een steeds groter deel van de aandrijvende kracht achter de maaiveldzakking. Zoals is te verwachten, blijkt uit de berekeningsresultaten dat het zakkingsverschil tussen het wel en niet gebruiken van de updated mesh-optie blijft toenemen in de tijd. Een groter geometriedeel dat onder het grondwaterpeil zakt betekent een grotere reductie van het eigen gewicht.

In figuur b4-16 is goed te zien dat het gebruiken van de updated mesh-optie met name invloed heeft in het bovenste deel van de ondergrond. In het onderste deel van verticaal HMB4 liggen de berekeningsresultaten van de varianten SSC Jaky en SSC Jaky UM zo goed als over elkaar heen. Er is ook goed te zien dat het niveau, waarop de maximale horizontale gronddeformatie optreedt, in verticaal HMB4 in de tijd lager komt te liggen. Verticaal HMB3 ligt wat betreft de verticale gronddeformaties aan de zijkant van het directe invloedsgebied van ophoging en steunberm. Niet alleen de horizontale, maar ook de verticale gronddeformaties onder de ophoging en steunberm kunnen zich, als gevolg van een soort squeeze-effect, in figuur b4-11 dan ook manifesteren als horizontale gronddeformaties. In variant SSC Jaky UM leidt de combinatie van kleinere verticale maaiveldzakkingen en kleinere horizontale gronddeformaties bovenin de ondergrond ter plaatse van de ophoging en de steunberm dan ook tot de kleinere horizontale gronddeformaties over de gehele diepte in verticaal HMB3.

5.6.3 Invloed van initiële horizontale gronddrukcoëfficiënt

Uit figuur b4-1 tot en met figuur b4-4 blijkt dat de invloed van de initiële horizontale gronddrukcoëfficiënt op de berekende wateroverspanningen, en daarmee de berekende stijghoogten, klein is. De hogere initiële verhouding bij variant SSC default leidt tot een stijghoogteverloop dat circa 0,05 m boven het verloop van variant SSC Jaky ligt.

Uit figuur b4-7 blijkt dat pas na het afronden van de ophoogwerkzaamheden onder de ophoging een verschil in de verticale maaiveldzakkingen tussen variant SSC Jaky en variant SSC default ontstaat. De grootste maaiveldzakkingen worden met variant SSC default bepaald, waarbij er in januari 1990 sprake is van circa 0,05 m verschil en eind oktober 1991 van circa 0,15 m.

In variant SSC default wordt met een zelfde hoek van inwendige wrijving hogere waarde voor de initiële neutrale gronddrukcoëfficiënt bepaald dan in variant SSC Jaky. Dit verschil wordt pas significant als de invloed van het consolidatieproces op de verticale gronddeformaties kleiner wordt dan de invloed van het kruipproces.

In figuur b4-12 en figuur b4-17 komt in zowel verticaal HMB3 als verticaal HMB4 tot uiting dat het aanhouden van een hogere initiële horizontale gronddrukcoëfficiënt in variant SSC default leidt tot een aanzienlijke toename van de horizontale gronddeformaties in het gehele Holocene pakket. In verticaal HMB3 is volgens er figuur b4-12 vanaf mei 1989 sprake van een factor 2 verschil in horizontale gronddeformatie tussen beide varianten! Ook in verticaal HMB4 is het verschil tussen beide varianten aanzienlijk. Al is er hier volgens figuur b4-17 'slechts' sprake van een factor 1,4 qua horizontale gronddeformaties.

Een hogere horizontale gronddrukcoëfficiënt betekent dat een zelfde verandering aan verticale effectieve spanning meer verandering aan horizontale effectieve spanning, en dus horizontale vervorming met zich meebrengt.

5.6.4 Invloed van in rekening gebrachte sterkte

Uit figuur b4-1 tot en met figuur b4-4 blijkt dat de invloed van het in rekening brengen van de cel- of triaxiaalsterkte op de berekende wateroverspanningen, en daarmee ook de berekende stijghoogten, klein is. Bij het toepassen van de celsterkte in variant SSC Jaky cel treedt een stijghoogteverloop op van maximaal circa 0,20 m onder het verloop van variant SSC Jaky ligt, waarin voor de grondlagen de triaxiaalsterkte is gebruikt.

Uit figuur b4-8 blijkt dat het buiten beschouwing laten van de cohesie in variant SSC Jaky $c=0$ leidt tot het ontstaan van grotere maaiveldzakkingen onder de ophoging en steunberm dan in variant SSC Jaky. Dat lijkt logisch, aangezien een lagere grondweerstand bij dezelfde belasting tot een grotere gronddeformatie leidt. Verder leidt dit op de locaties waar er relatief grote schuifspanningen aanwezig zijn, in dit geval tussen de ophoging en de steunberm en rechts van de steunberm, tot een extra hoeveelheid aan geconcentreerde maaiveldzakking. De concentraties aan schuifspanning ontstaan door een overgang in grootte van de bovenbelasting, welke wordt veroorzaakt door het niet tegelijk opbouwen van ophoging en steunberm.

Uit figuur b4-8 volgt verder dat het aanhouden van de celsterkte in variant SSC Jaky cel leidt tot kleinere maaiveldzakkingen dan in variant SSC Jaky. Dat lijkt niet logisch, aangezien een lagere sterkte tot meer vervorming zou moeten leiden. Een verklaring kan liggen in de lagere horizontale gronddrukcoëfficiënt bij variant SSC Jaky cel wordt bepaald. Dit geeft minder horizontale gronddeformaties en dus een kleiner squeeze-effect, zodat er ook minder ruimte vrij komt voor het optreden van verticale gronddeformaties en maaiveldzakkingen.

In figuur b4-13 en figuur b4-18 komt tot uiting dat het buiten beschouwing laten van de cohesie in variant SSC Jaky $c=0$ leidt tot een significante toename van de horizontale gronddeformaties in het bovenste deel van het Holocene pakket, zowel in verticaal HMB3 als verticaal HMB4. In dit deel van de ondergrond is immers de effectieve spanning laag, zodat hier de cohesie een belangrijk deel van de sterkte bepaalt. Hierbij moet in ogenschouw worden genomen, dat bij het omrekenen van de celsterkte naar triaxiaalsterkte alleen de hoek van inwendige wrijving met een factor verhoogd. Met de cohesie is niets gedaan (zie bijlage 1).

In figuur b4-13 en figuur b4-18 komt verder tot uiting dat het aanhouden van de celsterkte in variant SSC Jaky cel, in plaats van de triaxiaalsterkte in variant SSC Jaky, leidt tot kleinere horizontale gronddeformaties in zowel verticaal HMB3 als verticaal HMB4. Een lagere waarde van een hoek van inwendige wrijving leidt tot lagere waarde voor de horizontale gronddrukcoëfficiënt, zodat ook de reactie op verticale spanningstoename minder groot is.

5.6.5 Invloed van in rekening gebrachte doorlatendheden

Uit figuur b4-1 tot en met figuur b4-4 blijkt dat het voor de berekende stijghoogten flink uitmaakt of doorlatendheden uit de doorlatendheidsproeven (variant SSC Jaky), de doorlatendheden uit de oedometerproeven (variant SSC k_{oed}) of doorlatendheden die een factor 15 kleiner zijn dan die uit de doorlatendheidsproeven (variant SSC Jaky $k_d/15$) in rekening worden gebracht.

In de hoogst gelegen waterspanningsmeters B4-3 en B5-3 wordt bij kleinere doorlatendheden in variant SSC Jaky k_{oed} en SSC Jaky $k_d/15$ een hogere stijghoogte voorspeld. Dat lijkt ook plausibel, aangezien de veroorzaakte wateroverspanningen minder gemakkelijk kunnen afstromen. Het consolidatieproces neemt meer tijd in beslag. In variant SSC Jaky $k_d/15$ is het stijghoogteverschil zelfs in de orde van grootte van 4 m.

In de lager gelegen waterspanningsmeters B4-4 en B5-4 worden in variant SSC Jaky k_{oed} door lagere doorlatendheden echter lagere stijghoogten berekend. Blijkbaar concentreren de wateroverspanningen zich op een hoger niveau in de ondergrond dan in PLAXIS-variant SSC Jaky. Dat komt vooral doordat in een aantal hoger gelegen grondlagen de (verticale) doorlatendheden uit de oedometer- en doorlatendheidsproef verschillen.

In variant SSC $k_d/15$ zijn de verhoudingen tussen doorlatendheden van de verschillende grondlagen intact gehouden en alleen kleiner aangehouden. In deze variant is de stijghoogte onderin de geometrie dan ook, net als in variant SSC Jaky, het grootst.

Uit figuur b4-9 valt op te maken dat de kleinere doorlatendheid in de varianten SSC Jaky k_{oed} en SSC Jaky $k_d/15$ leidt tot een verloop van de maaiveldzakking dat, zoals ook wordt verwacht, eerst langzamer gaat en vervolgens op ongeveer hetzelfde eindniveau uitkomt. Door de minder snel afstromende wateroverspanningen duurt het consolidatieproces langer. Opvallend is wel dat naast de bestaande A16 de uiteindelijke maaiveldzakkingen in variant SSC Jaky $k_d/15$ iets groter uitkomen dan die in variant SSC Jaky.

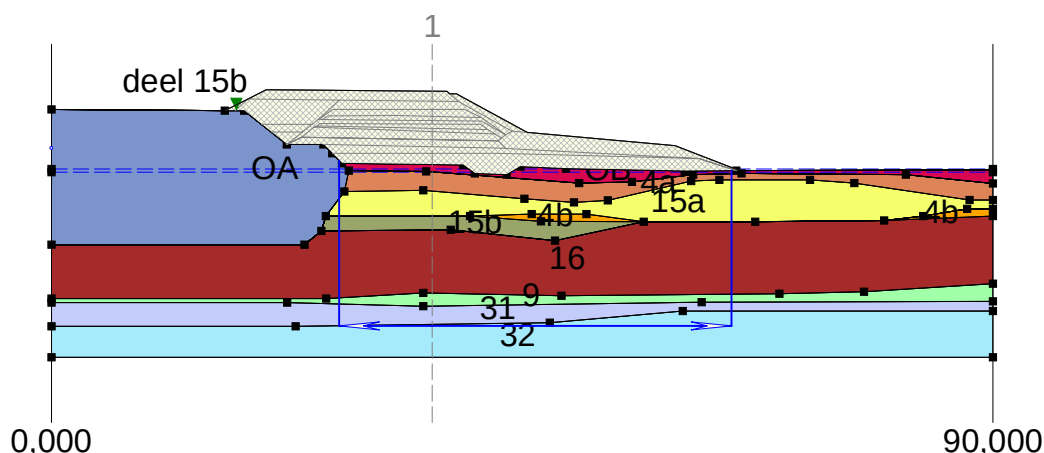
In figuur b4-14 en figuur b4-19 is te zien dat in beide verticalen het verschil in horizontale gronddeformatie tussen variant SSC Jaky en variant SSC Jaky k_{oed} klein is. In het bovenste deel van de geometrie zijn de doorlatendheidsverschillen het grootst. Daar treedt dus ook het grootste deformatieverschil op. De kleinere doorlatendheden in variant SSC Jaky k_{oed} leiden tot grotere (en langer aanwezige) wateroverspanningen, tijdelijk lagere grondsterkten en dientengevolge grotere horizontale gronddeformaties.

Uit figuur b4-14 en figuur b4-19 blijkt verder dat in beide verticalen het verschil in horizontale gronddeformatie tussen variant SSC Jaky en variant SSC Jaky $k_d/15$ juist aanzienlijk is. Op het laatste beschouwde tijdstip zelfs een factor 2, waarbij uiteraard de grootste gronddeformaties bij variant SSC Jaky $k_d/15$ optreden, waar de grondsterkte door de hoger wateroverspanningen tijdelijk kleiner is.

6 Resultaten analytische rekenmethoden

6.1 Analytisch verloop van maaiveldzettingen (MSettle)

In MSettle is de PLAXIS-geometrie ingevoerd (zie figuur 6-1), waarbij de berekeningen zich in verticaal 1 op het midden van de ophoging hebben gefocust waar er tijdens het ophogen met zakbaak 101 meetgegevens over de opgetreden maaiveldzakkingen zijn verzameld. Voor de bouwfasering is gebruik gemaakt van tabel 2-4.



Figuur 6-1: MSettle-geometrie ten behoeve van de zettingsanalyse

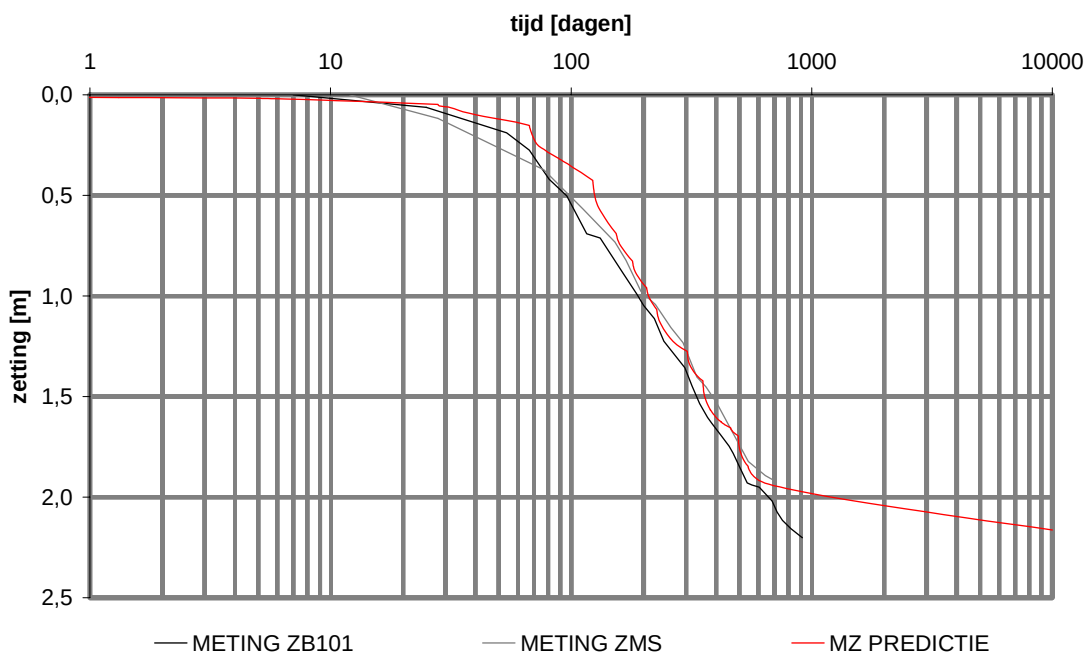
Met MSettle zijn twee voorspellingen gemaakt over het verloop in de tijd van de maaiveldzakking in verticaal 1:

- In figuur 6-2 is het voorspelde verloop van de maaiveldzetting in verticaal 1 weergegeven, waarin de parameters uit de laboratorium- en veldproeven in tabel 2-5 zijn gebruikt. Deze analyse wordt als **MZ PREDICTIE** aangeduid.
- Vervolgens is een zo goed mogelijke voorspelling gemaakt van het gemeten verloop door de inputparameters aan het gemeten verloop te "fitten" (**MZ ZBFIT**). Om het resultaat in figuur 6-3 te verkrijgen is de optie "zakbaakfit" in MSettle gebruikt, waarin de parameters voor alle slappe lagen zijn aangepast met fitfactoren.

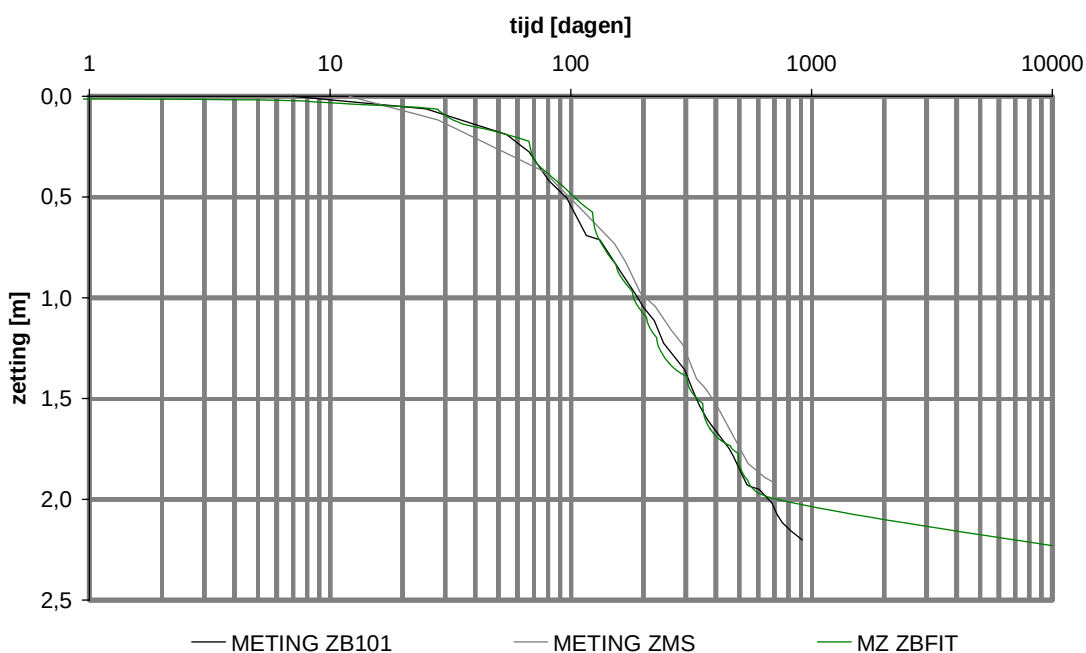
In figuur 6-2 en figuur 6-3 is te zien dat de zakbaakmetingen (ZB101), de zettingsmeet-slang-metingen (ZMS) en de voorspelling **MZ PREDICTIE** respectievelijk **MZ ZBFIT** tot 700 dagen na aanvang van het ophogen zeer goed overeenkomen. Het verloop van beide metingen geeft echter geen identiek beeld. De zakbaakmetingen geven de indruk, door de nog relatief steile helling van de grafiek, dat na circa 700 dagen het consolidatieproces nog gaande is. De helling van de zettingsmeetslang-metingen benadert daarentegen al de steilheid van het kruiptraject in beide MSettle-predicties, wat lijkt aan te geven dat het consolidatieproces is afgelopen.

De door **MZ PREDICTIE** voorspelde maaiveldzetting van 1,95 m valt volgens figuur 6-2 binnen de gemeten zakking van 1,92 m en 2,07 m met de zettingsmeetslag respectievelijk zakbaak en komt dan ook het beste met de metingen van de zettingsmeetslang overeen. De voorspelling van **MZ ZBFIT** in figuur 6-3 na circa 700 dagen van 2,00 m valt binnen de gemeten maaiveldzakking van 1,92 m en 2,07 m met de zettingsmeetslag respectievelijk zakbaak. Ook in dit geval is er de meeste overeenkomst met de zettingsmeetslang.

In beide gevallen zijn er echter geen metingen over een langere termijn dan 900 dagen uitgevoerd, zodat er op basis van de figuren geen uitspraak kan worden gedaan over de voorspelbaarheid van MSettle wat betreft de maaiveldzakking op de lange termijn.



Figuur 6-2: Resultaten zettingsanalyse met parameters uit laboratoriumonderzoek



Figuur 6-3: Resultaten zettingsanalyse met op zakbaak gefitte parameters

De met de zakbaakfit gevonden fitparameters voor alle slappe grondlagen zijn:

- samendrukingscoëfficiënt Koppejan vóór de grensspanning: factor $(1/C_p')$ = 0,85
- verhouding primaire-secundaire samendrukking: factor (C_p'/C_s') = 1,10
- mate van overconsolidatie (OCR): factor (OCR) = 0,85

6.2 Analytisch verloop van horizontale gronddeformaties

Met methode IJsseldijk-Loof (IJL) en methode Bourges en Mieussens (B&M) wordt een aantal voorspellingen gedaan van het verloop van de horizontale gronddeformaties in de verticalen waarin vooraf de hellingmeetbuizen HMB3 en HMB4 zijn geplaatst. Voor de stijfheid van het Holocene pakket van slappe lagen wordt in beide methoden gebruik gemaakt van de resultaten van de twee in paragraaf 6.1 MSettle-predicties. De vereiste gegevens worden onder andere aan figuur 6-2 en figuur 6-3 ontleend.

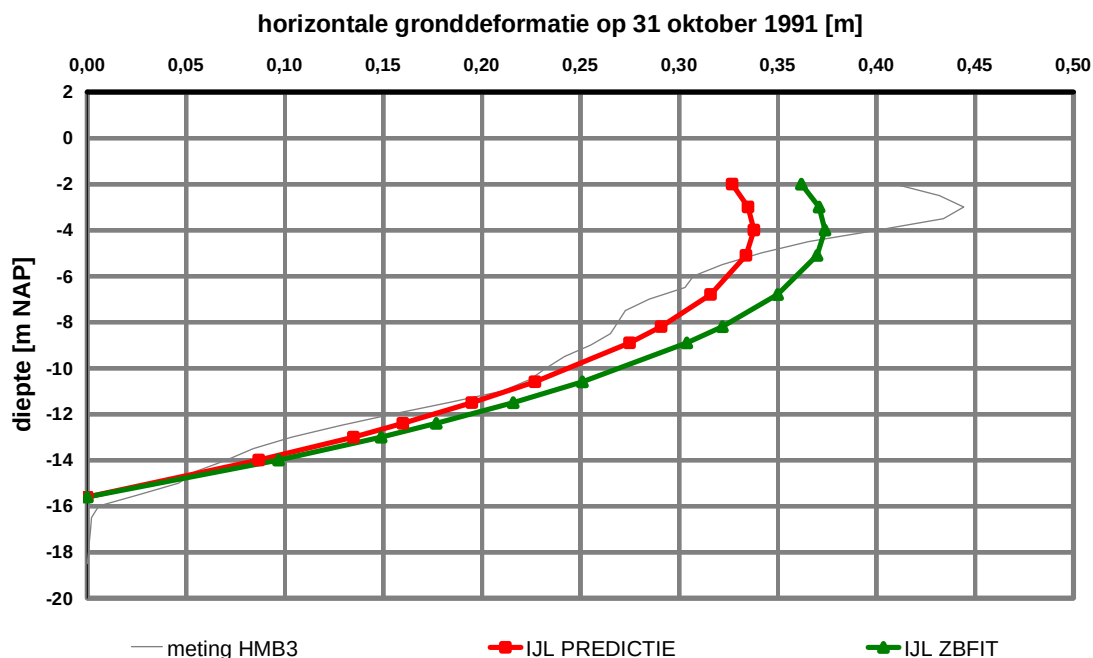
De resultaten voor beide voorspellingsmethoden zijn vergeleken met de hellingmetingen in verticaal HMB3 en verticaal HMB4 op 31 oktober 1991. In de zettingsvoorspelling is dit op tijdstip $t = 1.161$ dagen (zie bijlage 2). Er wordt opgemerkt dat de metingen een aantal dagen na aanvang van de ophoogwerkzaamheden op 19 november 1988 zijn gestart. De resultaten van 31 oktober 1991 zijn hiervoor niet gecorrigeerd.

Uit de resultaten van de MSettle-voorspellingen (zie paragraaf 6.1) volgen de volgende waarden voor de stijfheid (E) van het slappe pakket op 31 oktober 1991 ($t = 1077$ dagen) op basis van een belastingtoename (Δp), de gemeten eindzetting (z) en de laagdikte (H):

- **MZ PREDICTIE:** $\Delta p = 101$ kPa; $z = 1,989$ m; $H = 14,5$ m; $E = 920$ kN/m²
- **MZ ZBFIT:** $\Delta p = 100$ kPa; $z = 2,180$ m; $H = 14,5$ m; $E = 831$ kN/m²

6.2.1 Methode IJsseldijk-Loof (IJL)

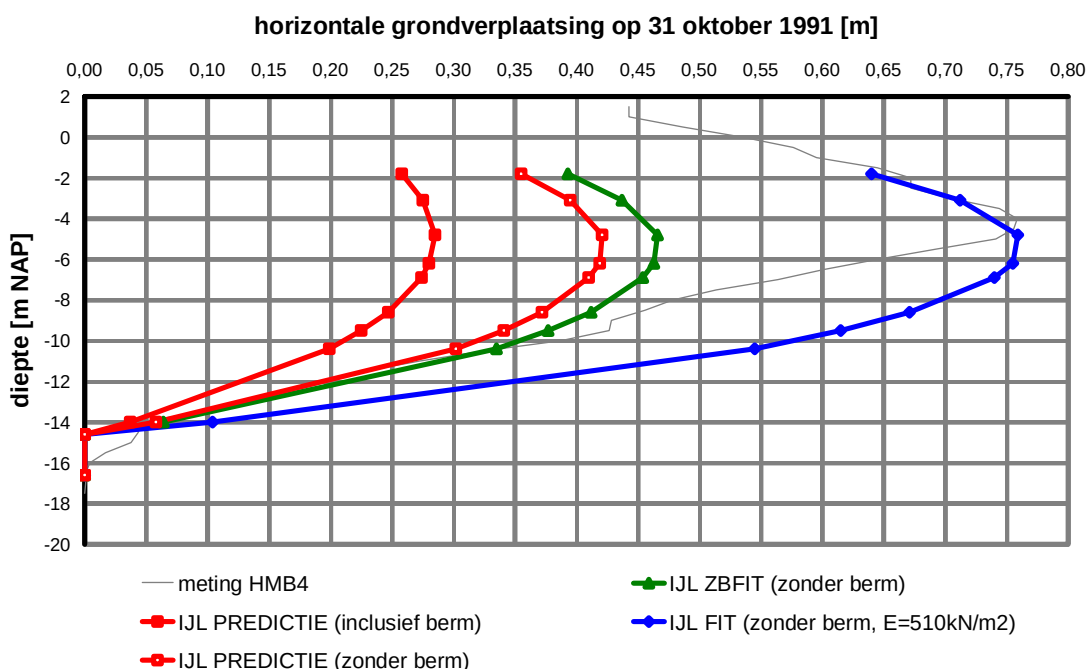
In subparagraaf 2.2.2 wordt een korte toelichting gegeven op de analytische voorspellingsmethode van IJsseldijk-Loof. Met deze methode is voor verticaal HMB3 en verticaal HMB4 tot het in figuur 6-4 en figuur 6-5 verloop van de horizontale gronddeformaties gekomen, waarin ook de meetresultaten op 31 oktober 1991 zijn opgenomen.



Figuur 6-4: Met methode IJL berekende horizontale gronddeformaties in verticaal HMB3

Uit figuur 6-4 blijkt dat methode IJL in verticaal HMB3 tot goede voorspellingen van de gemeten horizontale gronddeformaties leidt. Zowel **IJL PREDICTIE** als **IJL ZBFIT** liggen qua verloop van de gronddeformaties, de grootte van de maximale deformatie en het niveau van de maximale deformatie redelijk over elkaar heen. De voorspelde maximale

gronddeformaties van respectievelijk 0,34 m en 0,37 zijn circa 0,10 m kleiner dan de gemeten maximale waarde. Een verschil van circa 20% ten opzichte van de meting.



Figuur 6-5: Met methode IJL berekende horizontale gronddeformaties in verticaal HMB4

Uit figuur 6-5 blijkt dat methode IJL in verticaal HMB4 absoluut niet tot een voorspelling wordt gekomen die het verloop van de gemeten horizontale gronddeformaties benadert. Zowel de voorspellingen volgens **IJL PREDICTIE**, met én zonder steunberm, als die volgens **IJL ZBFIT** onderschatten de gemeten grootte van de maximale horizontale deformatie aanzienlijk. Het verschil varieert van 0,29 m tot 0,47 en is daarmee gemiddeld 0,38 m kleiner dan de gemeten maximale waarde van circa 0,76 m. Dit betekent dat de gemeten deformatie gemiddeld een factor 2 groter is.

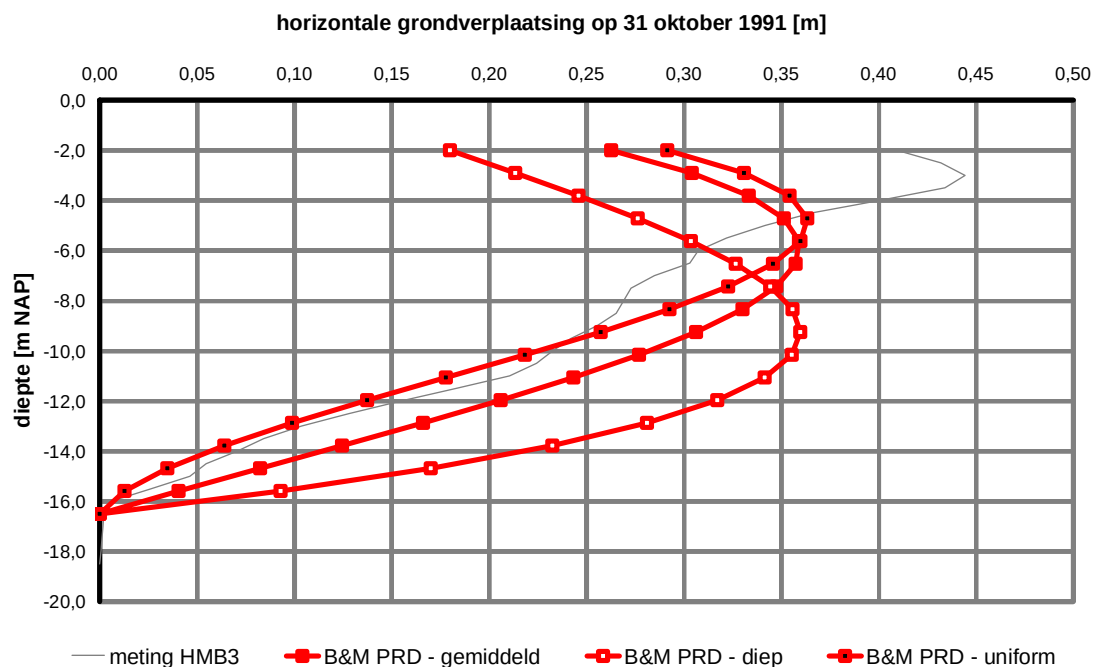
De nauwkeurigheid van de uit de maaiveldzakking voorspelde elasticiteitsmodulus is dus slecht te noemen. De hierop gebaseerde voorspellingen met methode IJL liggen dicht bij de metingen als de steunberm rechts van de beschouwde verticaal buiten beschouwing blijft. Zaken, zoals de wijze van ophogen en de schuifvervorming door hoge wateroverspanningen, in het slappe pakket worden niet in de stijfheidsbepaling meegenomen.

Om te bepalen wat in de modellering de juiste elasticiteitsmodulus voor de methode IJL zou moeten zijn, is ook een voorspelling gemaakt die is gefit aan de maximaal gemeten horizontale deformatie. Hierbij hoort een elasticiteitsmodulus van 510 kN/m². Een elasticiteitsmodulus die circa 40% lager dan elasticiteitsmodulus die volgt uit de MSettle-predictie op basis van gefitte parameters. Het resulterende verloop van de horizontale gronddeformatie bij deze stijfheid is in ook figuur 6-5 weergegeven.

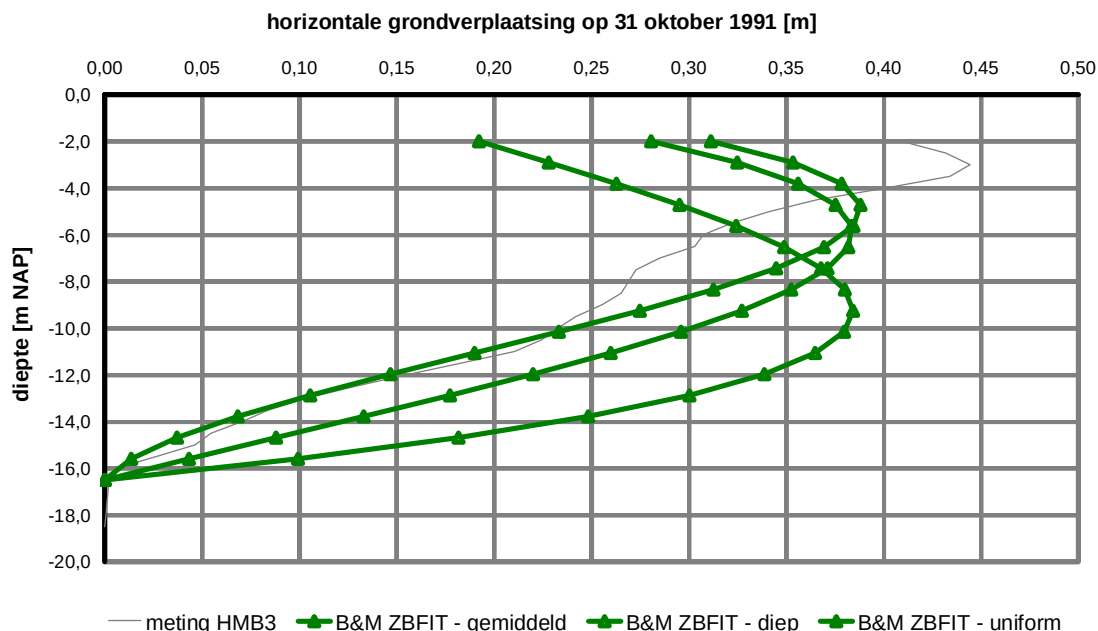
6.2.2 Methode Bourges en Mieussens (B&M)

In subparagraaf 2.2.2 is een korte toelichting gegeven op de empirische methode van Bourges en Mieussens (B&M). In figuur 6-6 tot en met figuur 6-9 zijn de voorspellingen weergegeven met steeds drie verschillende curves, die de methode B&M hanteert. In bijlage 6 wordt daarop een korte toelichting op deze curves gegeven.

Voor de onderhavige situatie is in zowel verticaal HMB3 als HMB4 de curve "gemiddeld" representatief. Bij het opstellen van figuur 6-6 en figuur 6-8 zijn overigens de zettingsvoorspellingen met MSettle op basis van de labparameters gebruikt (**MZ PREDICTIE**), terwijl figuur 6-7 en figuur 6-9 op de zettingsvoorspelling met gefitte parameters van toepassing zijn (**MZ ZBFIT**).

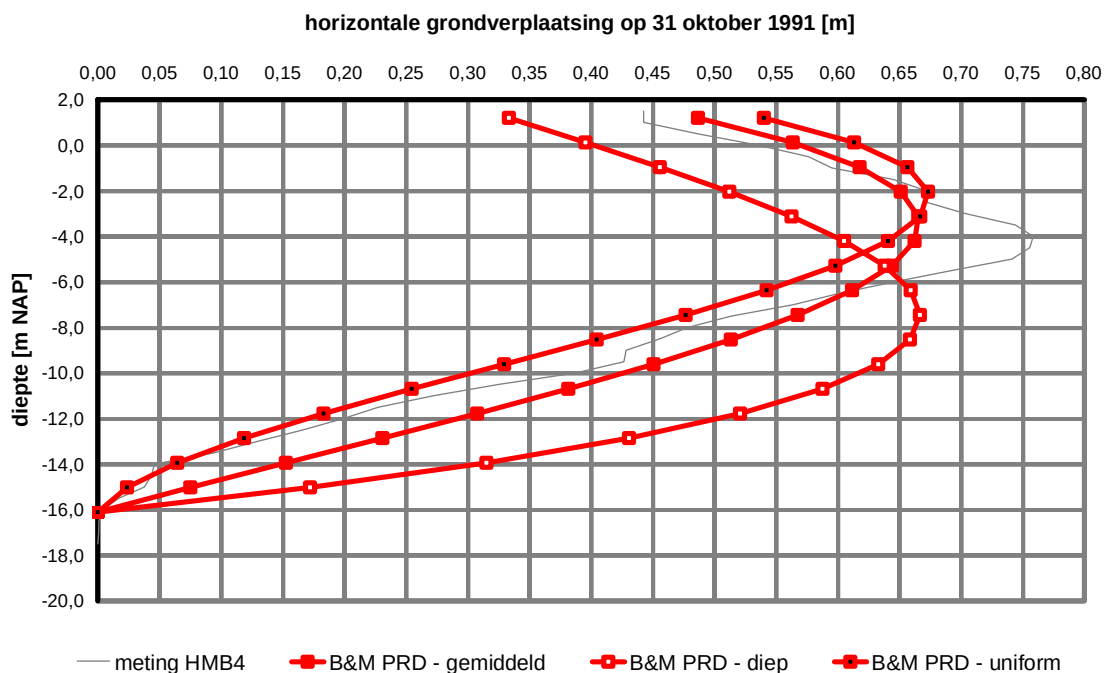


Figuur 6-6: Voorspelling B&M van horizontale deformaties in HMB3 met **MZ PREDICTIE**

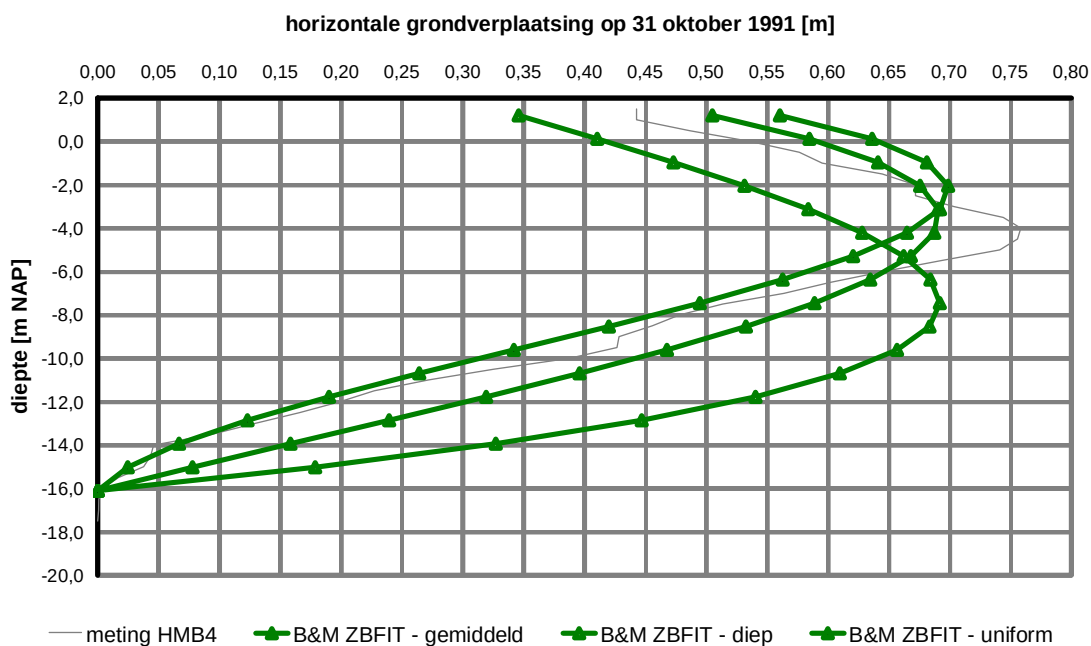


Figuur 6-7: Voorspelling B&M van horizontale deformaties in HMB3 o.b.v. **MZ ZBFIT**

Uit figuur 6-6 en figuur 6-7 blijkt dat de voorspelde maximale horizontale deformatie in HMB3 met methode B&M, bij gebruik van zowel de labparameters (circa 0,36 m) als de gefitte parameters (circa 0,38 m), kleiner is dan de gemeten maximale waarde van 0,44 m. Een verschil van circa 15% ten opzichte van de meting in HMB3.



Figuur 6-8: Voorspelling B&M van horizontale deformaties in HMB4 met **MZ PREDICTIE**



Figuur 6-9: Voorspelling B&M van horizontale deformaties in HMB4 o.b.v. **MZ ZBFIT**

Uit figuur 6-8 en figuur 6-9 blijkt dat de voorspelde maximale horizontale deformatie in HMB4 met methode B&M, bij gebruik van zowel de labparameters (circa 0,66 m) als de gefitte parameters (circa 0,69 m), kleiner is dan de maximaal gemeten waarde van 0,76 m. Een verschil van circa 10% ten opzichte van de meting in HMB4.

6.3 Voorspelling van paalvervormingen

Het uiteindelijke doel van het voorspellen van de horizontale gronddeformaties in deze case is het voorspellen van het gedrag van de funderingspalen in de teen van de ophoging. In de hierop volgende paragrafen worden de resultaten beschreven van de berekeningsresultaten van een aantal analytische methoden die het effect van de horizontale grondverplaatsingen op de vervorming van de stalen en prefab betonnen paal voorspeld. Deze methoden zijn:

- MPile (MP)
- MHorpale (MH)
- MSheet (MS)

6.3.1 MPile (MP)

Met MPile is voor de stalen en prefab betonpaal een aantal analyses uitgevoerd. Hierbij worden aan de paal ongehinderde horizontale gronddeformaties opgelegd, waarbij voor de opgelegde gronddeformaties gebruik is gemaakt van gecorrigeerde metingen van de (zie tabel 3-8) en de voorspelling met methode B&M (zie paragraaf 6.2.2). De grondreacties in MPile worden berekend aan de hand van de p-y-curves uit de API.

Input in MPile-model

In MPile is voor de zandlagen gebruik gemaakt van de p-y-curves voor zand waarbij volumegewicht (γ), inwendige wrijvingshoek (φ') en neutrale gronddrukcoëfficiënt (K_0) de belangrijkste invoerparameters zijn. Voor de klei- en veenlagen is gebruik gemaakt van de p-y-curves voor slappe klei, waarbij volumegewicht en ongedraineerde schuifsterkte (c_u) de belangrijkste invoerparameters zijn. Laatstgenoemde is uit de cohesie (c') afgeleid:

$$c_u \approx c' \cdot \frac{\cos \varphi'}{1 - \frac{1}{3} \sin \varphi'} + \sigma'_1 \left(\frac{1}{3} + \frac{2}{3} K_0 \right) \frac{\sin \varphi'}{1 - \frac{1}{3} \sin \varphi'}$$

In tabel 6-1 worden grondparameters gepresenteerd die in MPile zijn gebruikt. Deze zijn gebaseerd op de parameters zoals gebruikt voor PLAXIS-variant SSC default.

b.k. laag [m NAP]	grond- soort	γ' [kN/m ³]	$\sigma'_{1;top}$ [kPa]	$\sigma'_{1;gem}$ [kPa]	c' [kPa]	φ' [°]	K_0^{nc} [-]	c_u [kPa]
1,2	ophoog	0	0,0	0,0	0	30	0,5	nvt
-1,7	OB	12,2	0,0	3,7	9,6	38,2	0,517	11,4
-2,3	OB	2,2	7,3	7,8	5,3	42,1	0,464	9,4
-2,7	4A	0,9	8,2	9,1	4,9	26,7	0,701	9,0
-4,8	15A	2,5	10,1	12,0	5,3	42,1	0,464	11,7
-6,3	4B	0,9	13,8	14,1	2,6	31,6	0,62	9,4
-6,8	15B	3,9	14,3	17,6	6,8	25,3	0,725	14,3
-8,5	16	5,5	20,9	36,0	10,8	38,8	0,508	29,8
-14	9	1,3	51,2	51,8	4	33,4	0,564	28,8
-14,9	31	6,9	52,3	58,6	1	42,7	0,34	29,7
-16,7	32	10	64,8					nvt

Tabel 6-1: Grondparameters t.b.v. MPile-voorspellingen

Analoog aan de methodiek in paragraaf 2.2.2 en paragraaf 6.2.2 zijn er met de methode B&M voor de tijdstippen 27 januari 1989, 6 juni 1990 en 25 april 1996 de ongehinderde horizontale gronddeformaties voorspeld op basis van de zakbaakfit (**B&M ZBFIT**). Naast de in tabel 2.7 genoemde parameters zijn de parameters in tabel 6-2 van toepassing.

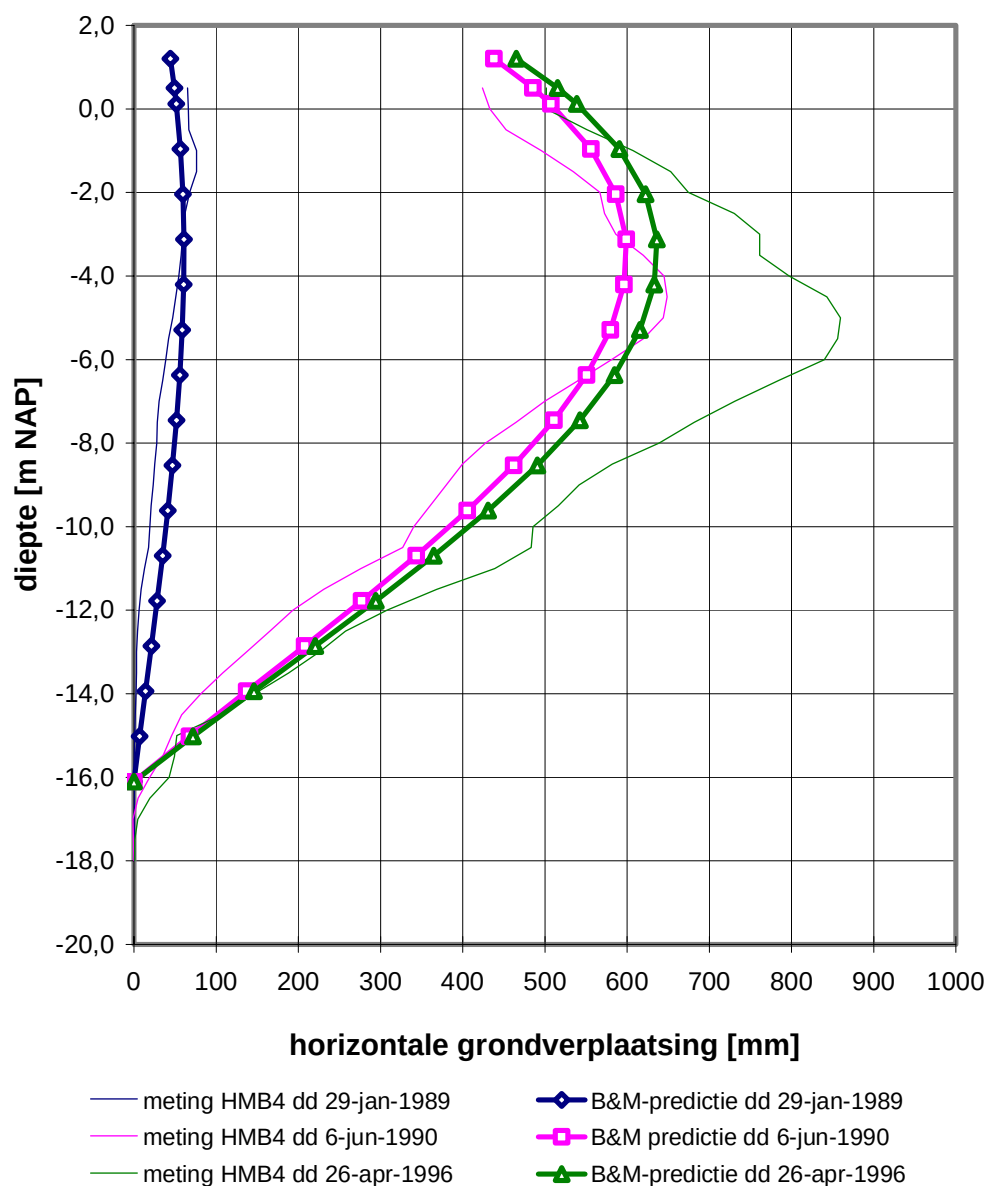
parameter MPile		tijdstip t		
		27/01/1989	06/06/1990	25/04/1996
initiële (ongedraineerde) zetting S_i	[m]	0,43	0,43	0,43
zetting op tijdstip t S_t	[m]	0,125	1,852	2,065
minimale veiligheidsfactor F	[-]	1,54	1,12	1,12
bewegingsfactor λ	[-]	1,20	2,03	2,03
max. initiële horizontale vervorming ρ_i	[m]	0,061	0,352	0,352
max. consolidatie vervorming ρ_c	[m]	0,000	0,249	0,286

Tabel 6-2: Parameters t.b.v. predictie met methode Bourges en Mieussens

In tabel 6-3 worden de met methode B&M voorspelde waarden van de ongehinderde horizontale gronddeformaties gepresenteerd; in figuur 6-10 zijn de met de methode B&M voorspelde en gemeten horizontale gronddeformaties tegen de diepte uitgezet.

diepte [m NAP]	berekende horizontale gronddeformatie [mm]				
	totaal [mm]			na paalinstallatie [mm]	
	27/01/1989	06/06/1990	25/04/1996	06/06/1990	25/04/1996
1,20	44	438	465	394	421
0,50	49	485	515	436	466
0,12	51	507	539	456	487
-0,96	56	556	591	500	534
-2,04	59	586	622	527	563
-3,13	61	599	636	538	575
-4,21	60	596	633	536	573
-5,29	59	580	616	521	557
-6,37	56	551	585	495	529
-7,45	52	511	543	459	491
-8,53	47	462	491	415	444
-9,61	41	406	431	365	390
-10,69	35	343	365	309	330
-11,78	28	277	294	249	266
-12,86	21	208	221	187	200
-13,94	14	137	146	123	132
-15,02	7	68	72	61	65
-16,10	0	0	0	0	0

Tabel 6-3: Voorspelde horizontale gronddeformaties met methode B&M



Figuur 6-10: Met methode B&M voorspelde en gemeten horizontale gronddeformaties

Berekeningsvarianten met MPile-model

Met het MPile-model zijn de volgende varianten doorgerekend:

- stalen paal:
 - o inclusief steunberm (ophoogzand: $\phi' = 30^\circ$);
 - o inclusief steunberm (ophoogzand: $\phi' = 30^\circ$ - 20°);
 - o zonder steunberm (steunberm heeft eigenschappen van laag OB);
- prefab betonpaal:
 - o inclusief steunberm (ophoogzand: $\phi' = 30^\circ$ - 20°), E_{beton} op 6 juni 1990;
 - o inclusief steunberm (ophoogzand: $\phi' = 30^\circ$ - 20°), E_{beton} op 26 april 1996;
 - o zonder steunberm (steunberm heeft eigenschappen van laag OB), E_{beton} op 6 juni 1990;
 - o zonder steunberm (steunberm heeft eigenschappen van laag OB), E_{beton} op 26 april 1996.

Voor iedere variant is een voorspelling gemaakt op basis van de horizontale gronddeformaties van 6 juni 1990 en van 26 april 1996. Wat betreft de stalen paal is voor één variant ook een voorspelling op basis van de horizontale gronddeformaties die uit de deformatiemeting aan de stalen paal van 26 november 2007 zijn afgeleid.

Volgens paragraaf 2.2.2 wordt in MHorpil voor het zand een passieve horizontale grond-drukcoëfficiënt (λ_p) een maximale waarde van 5 aangehouden, zodat de belasting op de paal wordt begrensd. Voor één MPile-variant is dezelfde begrenzing voor de steunberm ingevoerd. Om in MPile voor de steunberm een vergelijkbare waarde voor de passieve horizontale grond-drukcoëfficiënt te verkrijgen, moet conform paragraaf 6.7.6 van ref. (11) een in de diepte verlopende waarde voor de inwendige wrijvingshoek worden ingevoerd. Met aan boven- en onderzijde van de laag een waarde van 30° ($\lambda_p^* = 5,1$) respectievelijk 20° ($\lambda_p^* = 6,1$). Een hoek van inwendige wrijving lager dan 20° is niet mogelijk, omdat de voor de bepaling van passieve grond-drukcoëfficiënt benodigde curves hierin niet voorzien. Voor de variant "inclusief steunberm (ophoogzand: $\phi' = 30^\circ$ - 20°)" wordt dus met een gemiddelde waarde voor de passieve grond-drukcoëfficiënt van 5,6 gerekend.

Naast de hierboven genoemde variatie van de hoek van inwendige wrijving in de steunberm, is ook een variant doorerekend waarbij het materiaal van de steunberm dezelfde eigenschappen heeft als de onderliggende kleilaag (OB). Uit de deformatie-analyses van de grond en uit berekeningen aan de palen blijkt namelijk dat de steunberm zich relatief slap gedraagt; de steunberm beweegt met de onderliggende slappe lagen mee.

Hieronder worden de voorspellingen met MPile vergeleken met de metingen voor de stalen paal en de betonpaal. Voor de stalen paal zijn naast de gemeten horizontale gronddeformaties ook de door methode B&M ZBFIT voorspelde horizontale gronddeformaties als invoer gebruikt. Voor de prefab betonpaal zijn alleen de gemeten horizontale gronddeformaties gebruikt om tot een voorspelling te komen.

Resultaten MPile voor deformaties stalen paal

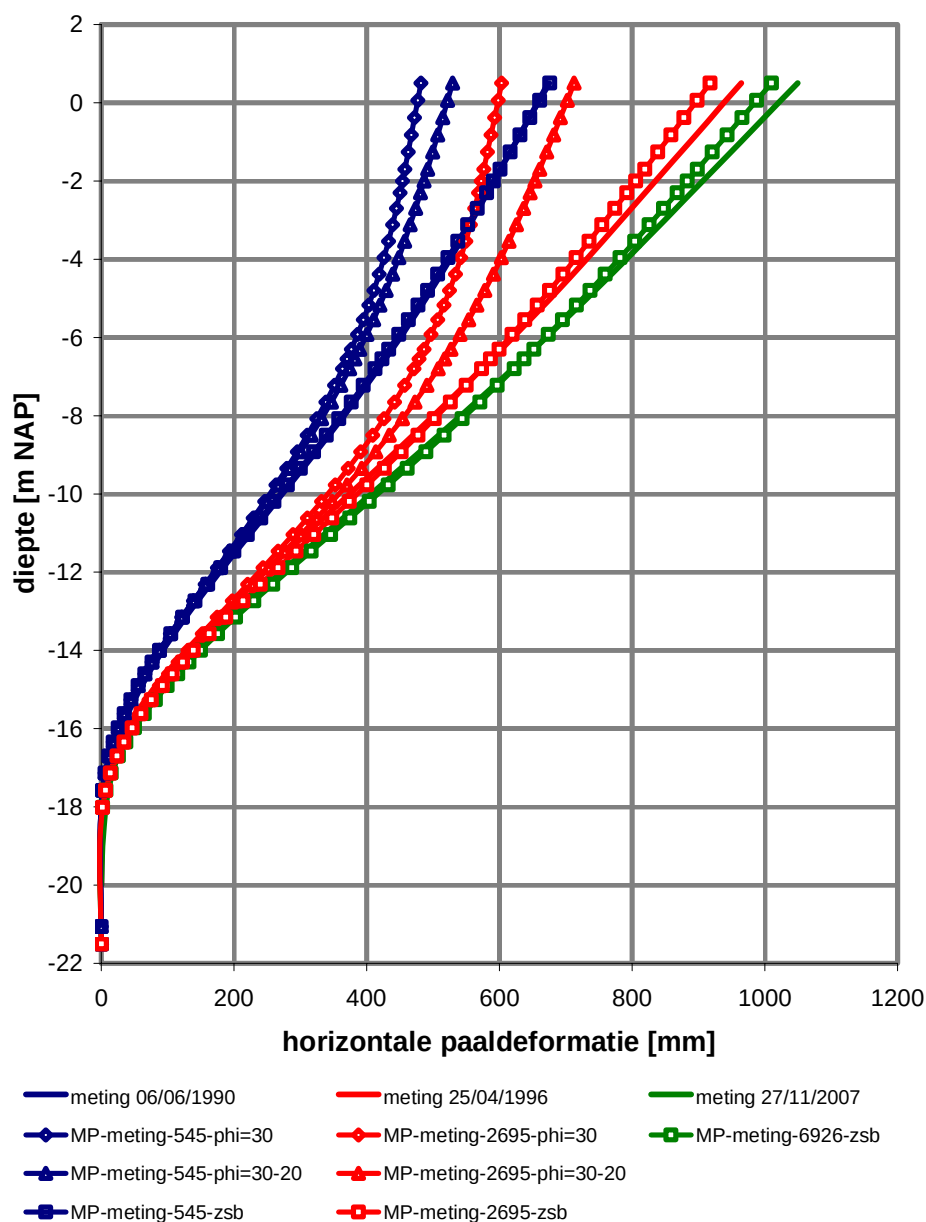
In figuur 6-11 tot en met figuur 6-13 zijn de resultaten op basis van de gemeten horizontale gronddeformaties gepresenteerd samen met de metingen. Hierbij is in de legenda de volgende codering gebruikt:

MPile	:	MPile-berekening
meting	:	berekening op basis van gemeten (of uit metingen afgeleide) horizontale gronddeformaties
545	:	dag 545 na start ophogen = 6 juni 1990
2695	:	dag 2695 na start ophogen = 26 april 1996
6925	:	dag 6925 na start ophogen = 26 november 2007
phi=30	:	waarde voor ϕ' van de steunberm van 30°
phi=30-20	:	waarde voor ϕ' van de steunberm van 30° aan de bovenzijde en 20° aan de onderzijde van de zandlaag
zsb	:	zonder steunberm (grondsoort OB als steunberm).

In figuur 6-13 zijn de resultaten op basis van de met methode B&M berekende horizontale gronddeformaties gepresenteerd voor dag 545 en dag 2695. De steunberm is hierbij gemodelleerd als grondsoort OB.

In de huidige MPile-versie is het overigens niet mogelijk om elasto-plastisch gedrag van palen te modelleren. Echter, door het invoerbestand van het onderliggende rekenhart (Tilly) te bewerken, kunnen wel elasto-plastisch eigenschappen aan de paalelementen worden toegekend. Om het effect van het vloeien van het staal te bepalen is deze

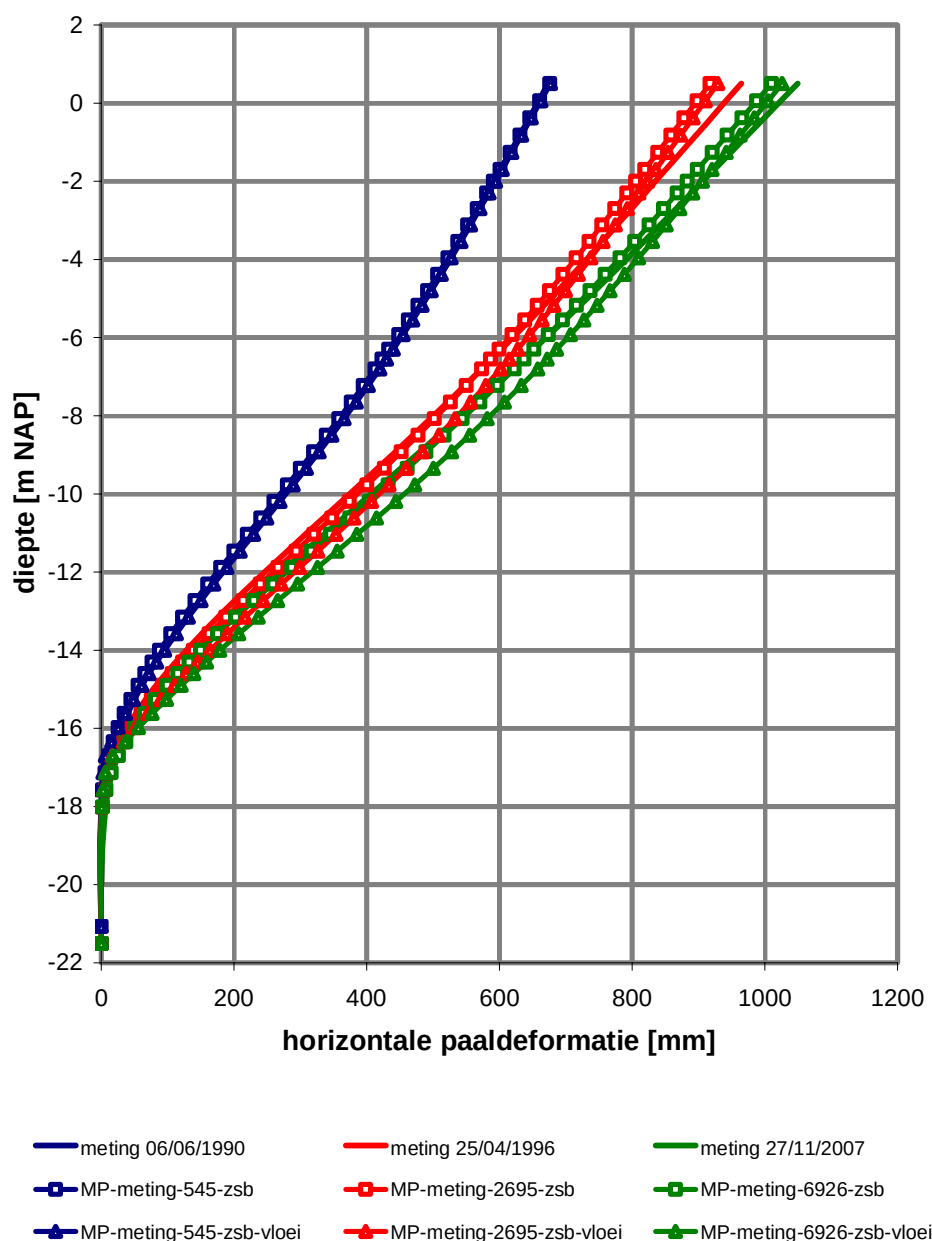
exercitie uitgevoerd voor de variant "zsb". De resultaten hiervan zijn samen met de 'normale' resultaten als MPile-varianten "zsb-vloei" weergegeven in figuur 6-12.



Figuur 6-11: Voorspellingen MPile op basis van gemeten gronddeformaties stalen paal

Uit figuur 6-11 blijkt dat het modelleren in MPile van de steunberm als een zandlaag, dus met $\phi'=30^\circ$ of met $\phi'=30^\circ-20^\circ$, voor een (te) sterke reductie de berekende paaldeformaties zorgt. Dit geldt zowel voor 6 juni 1990 als voor 26 april 1996. Indien aan de steunberm echter dezelfde materiaaleigenschappen worden toegewezen als de onderliggende kleilaag OB, dan komen meting en voorspelling goed overeen. Voor 6 juni 1990 liggen de grafieken van meting en voorspelling zelfs nagenoeg over elkaar heen. Op 26 april 1996 bedraagt het verschil in kopverplaatsing 47 mm (965 mm om 918 mm).

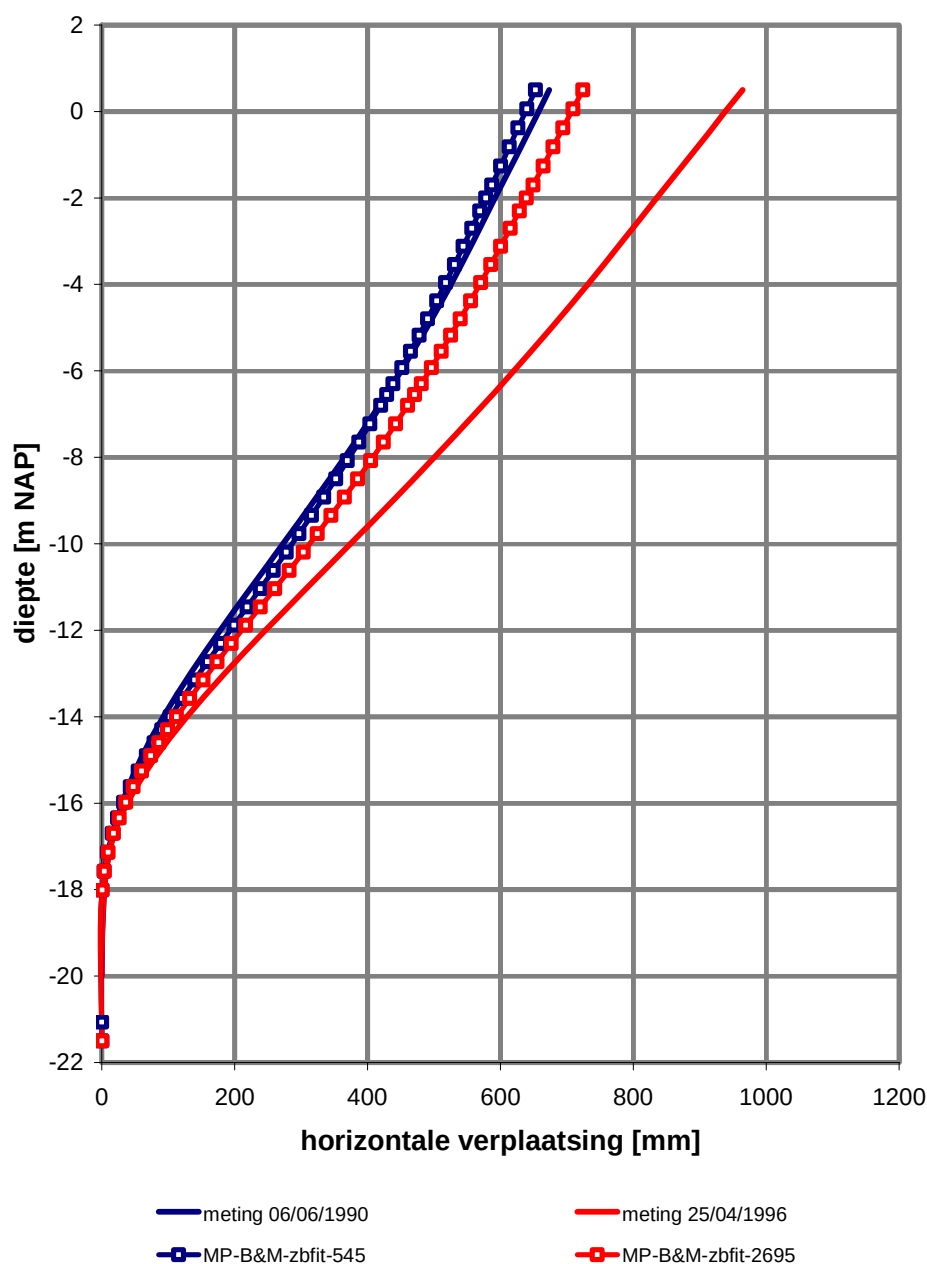
Er dient te worden opgemerkt dat tussen het niveau NAP -14,5 m en NAP -19,4 m het vloeimoment van de stalen paal van 1.319 kNm (zie paragraaf 2.2.1) wordt overschreden. Er wordt namelijk op 6 juni 1990 een maximaal moment van 1.843 kNm berekend.



Figuur 6-12: Voorspellingen MPile op basis van gemeten gronddeformaties stalen paal, zonder en met het effect van overschrijden vloeispanning

Uit figuur 6-12 blijkt dat in de voorspelling inclusief het effect van het overschrijden van de vloeispanning de paaldeformatie in de diepere lagen toeneemt t.o.v. de berekening met een elastische paal, waarbij een maximum deformatieverschil van circa 53 mm rond het niveau van NAP -9 m wordt gevonden. De paalkopverplaatsing neemt ook enigszins toe ten opzichte van de berekening met een elastische paal.

Uit figuur 6-12 wordt dan ook geconcludeerd, dat het voorspelde totale verplaatsingsverloop van de elasto-plastische paal slechter bij de meting aansluit dan de voorspelling van dit verloop met een elastische paal.

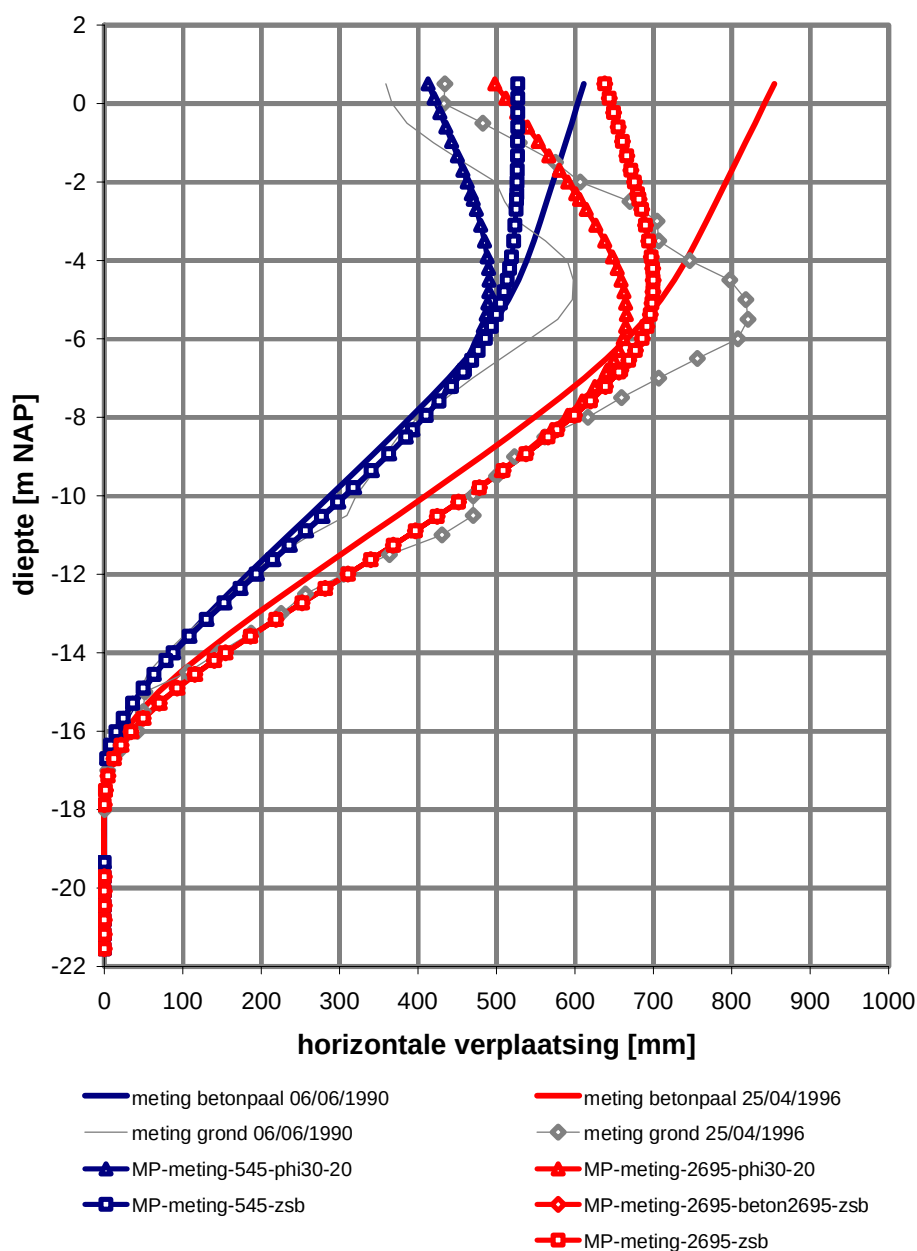


Figuur 6-13: Voorspellingen MPile op basis van door B&M ZBFIT voorspelde gronddeformaties voor stalen paal

Uit figuur 6-13 blijkt dat voor 6 juni 1990 de B&M-fit tot goede resultaten leidt. Op dat tijdstip bedraagt het verschil in kopverplaatsing tussen de meting en de voorspelling 20 mm (673 mm om 653 mm). Op 26 april 1996 is het verschil in kopverplaatsing tussen beide groot, te weten 241 mm (965 mm om 724 mm). Dit wordt veroorzaakt door de relatief geringe toename van de berekende horizontale gronddeformaties tussen 6 juni 1990 en 26 april 1996 (zie figuur 6-10), terwijl de meting aangeeft dat deze in werkelijkheid aanzienlijk zijn toegenomen.

Resultaten MPile voor deformaties prefab betonpaal

In figuur 6-14 is een aantal MPile-voorspellingen op basis van de gemeten horizontale gronddeformaties gepresenteerd samen met de metingen aan de prefab betonpaal. Hierbij is in de legenda de zelfde codering gebruikt als voor de stalen paal. Ter vergelijking zijn in deze figuur ook de horizontale gronddeformaties weergegeven.



Figuur 6-14: Berekeningsresultaten MPile op basis van gemeten gronddeformaties voor de prefab betonpaal

In bijna alle MPile-voorspellingen is de buigstijfheid (EI) van de betonpaal op 6 juni 1990 aangehouden (zie tabel 2-4). Alleen in **MP-meting-2695-beton2695-zsb** is met de buigstijfheid van de betonpaal op 26 april 1996 gerekend.

Uit figuur 6-14 blijkt dat door het modelleren van de steunberm als zandlaag, dus waarin voor het zand $\phi' = 30^\circ$ of $\phi' = 30^\circ - 20^\circ$ is aangehouden, ook hier voor een (te) sterke reductie van de voorspelde paaldeformaties zorgt boven het niveau van circa NAP -5 m. Dit geldt zowel voor het tijdstip 6 juni 1990 als voor 26 april 1996. Worden aan de steunberm dezelfde materiaaleigenschappen toegewezen als de onderliggende kleilaag OB, dan begint de voorspelde paaldeformatie meer in de richting van de meting te komen. Boven het niveau NAP -5 m blijft de paaldeformatie echter nog steeds achter bij de metingen. Op 6 juni 1990 bedraagt het verschil in kopverplaatsing tussen meting en voorspelling 84 mm (611 mm om 527 mm) en dit loopt op naar 216 mm (854 om 638 mm) op 26 april 1996.

De oorzaak hiervan moet worden gezocht in de (sterke) teruggang van de gemeten horizontale gronddeformaties boven het niveau van circa NAP -5 m (zie figuur 6-14) in combinatie met de (gereduceerde) stijfheid van de paal. Zowel de stalen als de prefab betonpaal zullen proberen om de gronddeformatie te volgen. De relatief grote buigstijfheid van de stalen paal gelijk aan $1,9 \times 10^5 \text{ kNm}^2$ verhindert dit, terwijl de lagere buigstijfheid van de prefab betonpaal variërend van $7,18 \times 10^4$ tot $2,05 \times 10^4 \text{ kNm}^2$ boven niveau NAP -5 m voldoende meegeeft.

Uit de berekeningsresultaten blijkt dat er geen verschil zit het gebruik van de buigstijfheid van 6 juni 1990 (**MP-meting-2695-zsb**) en de lagere buigstijfheid op het tijdstip 26 april 1996 waarop voorspelling **MP-meting-2695-beton2695-zsb** de paaldeformatie geeft.

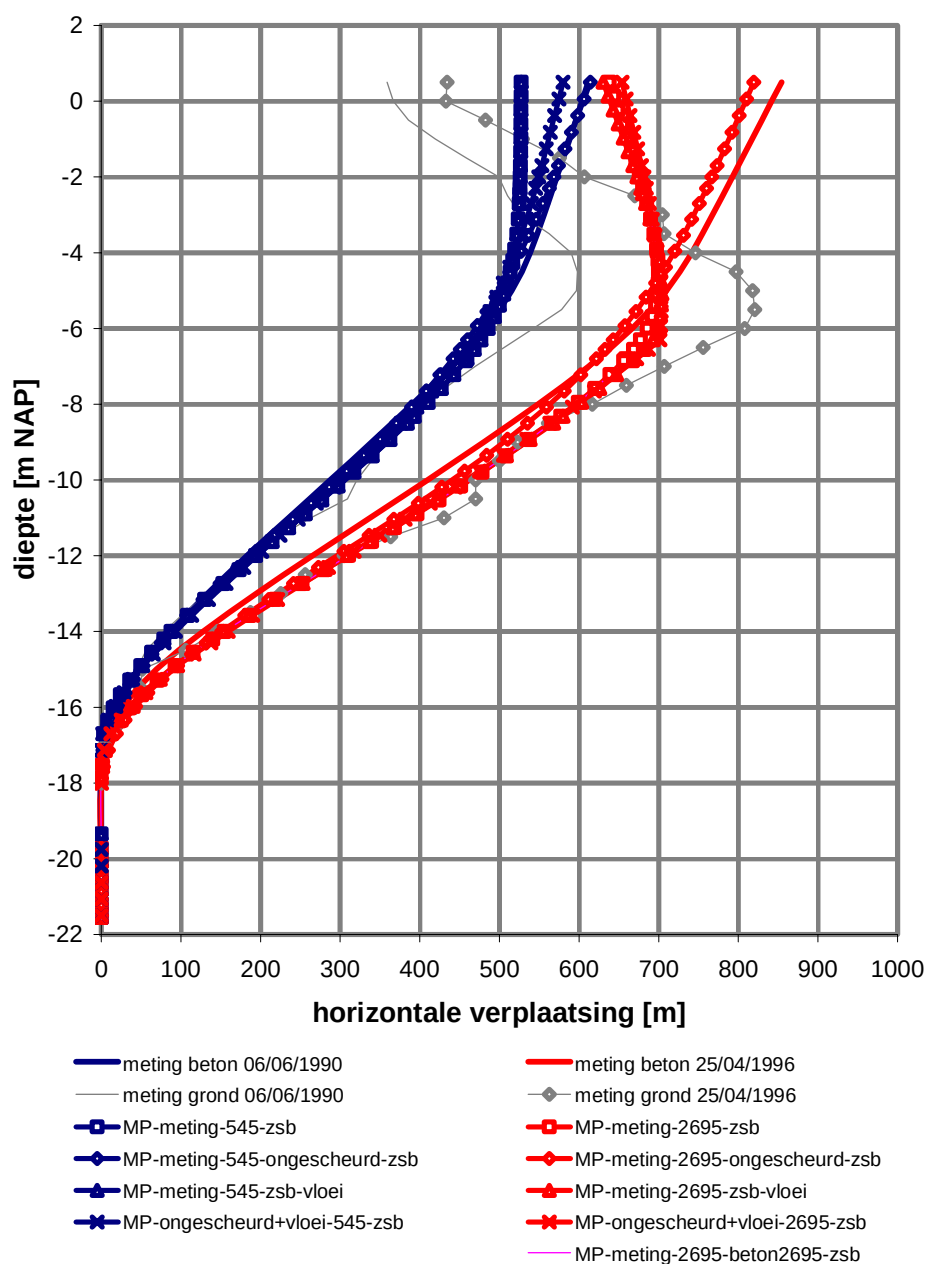
Om het effect van de buigstijfheid van de betonpaal op de paaldeformatie te kunnen bepalen zijn er aanvullende voorspellingen gemaakt met de ongescheurde buigstijfheid (inclusief kruip) van de betonpaal, al dan niet gecombineerd met het breukmoment (elasto-plastische paal). In figuur 6-15 is een aantal MPile-varianten weergegeven voor zowel 6 juni 1990 (dag 545) en 26 april 1996 (dag 2645), waarbij in de legenda de volgende codering is gebruikt:

MP	: MPile-berekening
meting	: berekening op basis van gemeten (of uit metingen afgeleide) horizontale gronddeformaties
545	: dag 545 na start ophogen = 6 juni 1990
2695	: dag 2695 na start ophogen = 26 april 1996
zsb	: zonder steunberm (grondsoort OB als steunberm)
ongescheurd	: met ongescheurde EI van het beton (inclusief kruip)
vloei	: met het breukmoment van de betonpaal
ongescheurd+vloei	: met ongescheurde EI van het beton (inclusief kruip) in combinatie met het breukmoment van de betonpaal

In de voorspellingen in figuur 6-15 is voor de ongescheurde elasticiteitsmodulus van de prefab betonpaal een waarde van $2,14 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ aangehouden (kruipfactor $\phi \approx 0,85$) en voor het vloeimoment 338 kNm. Voor de varianten waarbij gerekend is met de gescheurde buigstijfheid van de betonpaal gelden de waarden uit tabel 2-4 voor het tijdstip 6 juni 1990.

Uit figuur 6-15 volgt dat het verschil tussen een MPile-voorspelling met gescheurde buigstijfheid en een voorspelling met een gescheurde buigstijfheid in combinatie met het breukmoment beperkt is en alleen zichtbaar op het tijdstip 26 april 1996. Daarnaast volgt hieruit dat de voorspellingen met ongescheurde buigstijfheid van het beton zonder breukmoment de beste fit met de metingen geven. Overigens zijn de hierin berekende maximale momenten wel groter dan het breukmoment.

Ten slotte blijkt nog dat, door naast de ongescheurde buigstijfheid ook met een breukmoment (elasto-plastisch) te rekenen, het verschil tussen de gemeten deformatie en de MPile-voorspelling groter wordt. En dan met name in de toplaag.



Figuur 6-15: Effect van buigstijfheid en breukmoment voor de prefab betonpaal op resultaten MPile-voorspellingen

6.3.2 MHorpile (MH)

Ook met MHorpile is voor de stalen en prefab betonpaal een aantal analyses uitgevoerd. In dit model wordt de interactie tussen de paal en de grond voorspeld op basis van de output van de methode IJL, waaruit de ongehinderde horizontale gronddeformaties en horizontale spanningsverhoging volgen. In MHorpile worden vervolgens de benodigde beddingsconstanten van de grondlagen met behulp van de methode Betuweroute (BR) bepaald. In paragraaf 2.2.2 wordt nader op deze analytische methode ingegaan.

Input in MHorpale-model

Op 27 januari 1989 (= dag 50), 6 juni 1990 (= dag 545) en 25 april 1996 (= dag 2695) zijn met de methode IJL de ongehinderde horizontale gronddeformaties bepaald op basis van de zakbaakfit. De invoer en het resultaat hiervan wordt gepresenteerd in tabel 6-4.

datum	t _{zetting} [dagen]	zetting [m]	belasting [kPa]	E _{IJL} [kPa]
27-01-1989	50	0,194	29	2716
06-06-1990	545	1,965	102	941
25-04-1996	2695	2,278	100	793

Tabel 6-4: Bepaling elasticiteitsmodulus slappe lagen uit zettingsberekening

Er is voor gekozen om alleen naar **IJL ZBFIT** en niet ook naar **IJL PREDICTIE** te kijken, omdat uit paragraaf 6.2.1 blijkt dat de laatstgenoemde tot een te lage voorspelling van de horizontale gronddeformaties leidt. Daarnaast is in methode IJL de steunberm niet meegenomen, ook vanwege de resultaten die in paragraaf 6.2.1 zijn gepresenteerd. In tabel 6-5 zijn de voorspelde horizontale gronddeformaties en de toename van de horizontale gronddruk op de paal ($2 \times S_x \Delta \sigma_{xx}$) gepresenteerd voor de hier relevante tijdstippen.

diepte [m]	dag 50		dag 545		dag 2695	
	ΔU_x [m]	$2 \times S_x \Delta \sigma_{xx}$ [kPa]	ΔU_x [m]	$2 \times S_x \Delta \sigma_{xx}$ [kPa]	ΔU_x [m]	$2 \times S_x \Delta \sigma_{xx}$ [kPa]
1,2	0,000	0,07	0,000	0,23	0,000	0,23
-1,8	0,027	-4,73	0,354	1,40	0,373	1,76
-3,1	0,032	14,15	0,395	62,12	0,414	61,59
-4,8	0,035	23,93	0,421	94,83	0,442	93,90
-6,2	0,036	27,18	0,419	106,22	0,439	105,19
-6,9	0,035	28,08	0,411	109,37	0,431	108,31
-8,6	0,032	29,27	0,372	112,90	0,390	111,82
-9,5	0,030	29,56	0,341	113,04	0,358	111,94
-10,4	0,027	29,67	0,302	112,10	0,317	110,98
-14,0	0,005	27,13	0,058	93,51	0,061	92,31
-14,6	0,000	0,00	0,000	0,00	0,000	0,00
-16,6	0,000	0,00	0,000	0,00	0,000	0,00
-20,0	0,000	0,00	0,000	0,00	0,000	0,00

Tabel 6-5: Bepaling toename horizontale grondverplaatsingen en gronddrukken met elasticiteitsmodulus op basis van zakbaakfit

In tabel 6-6 zijn de voorspelde gronddeformaties en spanningstoenames op 6 juni 1990 en 25 april 1996 gecorrigeerd voor de voorspelde gronddeformaties en spanningstoenames op het installatietijdstip van de palen (27 januari 1989). Hieruit is voor de slappe lagen de beddingsconstante (k) van de slappe lagen bepaald.

diepte [m]	correctie voor installatietijdstip paal					
	06-06-1990			25-04-1996		
	ΔU_x [m]	$2xSx\Delta\sigma'_x$ [kPa]	k [kN/m ³]	ΔU_x [m]	$2xSx\Delta\sigma'_x$ [kPa]	k [kN/m ³]
1,2	0,000	nvt	10.000	0,000	nvt	10.000
-1,8	0,327	6,13	19	0,346	6,49	19
-3,1	0,363	47,97	132	0,382	47,44	124
-4,8	0,386	70,90	184	0,407	69,97	172
-6,2	0,383	79,04	206	0,403	78,01	194
-6,9	0,376	81,29	216	0,396	80,23	203
-8,6	0,340	83,63	246	0,358	82,55	231
-9,5	0,311	83,48	268	0,328	82,38	251
-10,4	0,275	82,43	300	0,290	81,31	280
-14,0	0,053	66,38	1.252	0,056	65,18	1.164
-14,6	0,000	nvt	100.000	0,000	nvt	100.000
-16,6	0,000	nvt	100.000	0,000	nvt	100.000
-20,0	0,000	nvt	100.000	0,000	nvt	100.000

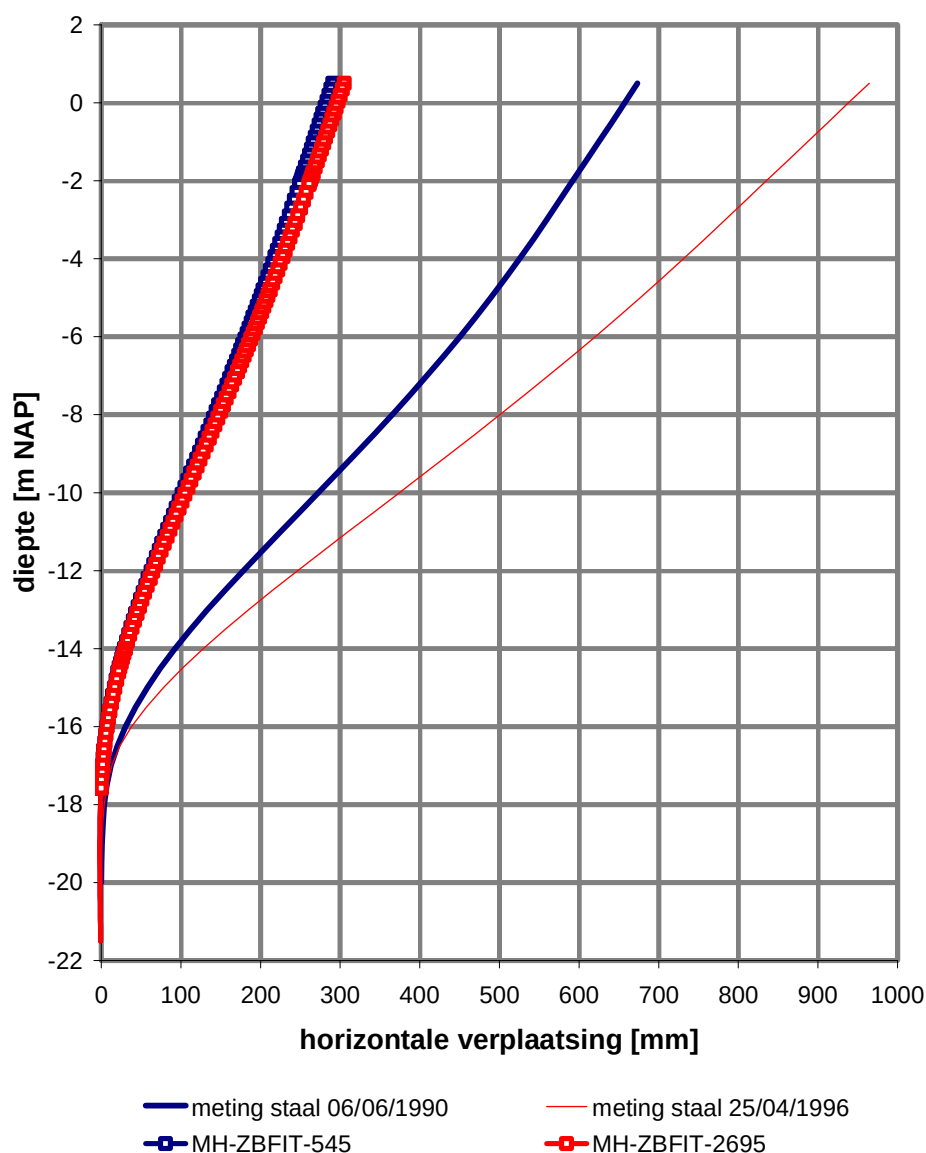
Tabel 6-6: Bepaling horizontale beddingsconstante met correctie voor installatietijdstip palen op basis van zakbaakfit

Resultaten MHorpale voor deformaties stalen paal

In figuur 6-16 zijn de voorspelde en gemeten paaldeformatie voor de stalen paal voor 6 juni 1990 en 26 april 1996 weergegeven, waarbij de volgende codering is gebruikt:

MH : MHorpale-berekening
 ZBFIT : berekening op basis van stijfheid slappe lagen uit zakbaakfit
 545 : dag 545 na start ophogen = 6 juni 1990
 2695 : dag 2695 na start ophogen = 26 april 1996.

Uit figuur 6-16 blijkt dat de voorspelde paaldeformaties sterk achterblijven bij de metingen. Verder is het verschil tussen 6 juni 1990 en 26 april 1996 bij de resultaten zeer klein. Dit laatste is gezien de waarden in tabel 6-6 logisch.



Figuur 6-16: Resultaten MHorpile voor stalen paal

Om te kunnen bepalen of de voorspellingen met MHorpile verbeteren als de voorspelde horizontale gronddeformaties beter aansluiten bij de metingen, is met een aantal varianten een aanvullende voorspelling gemaakt. Hierin is de stijfheid van slappe lagen zodanig gekozen, dat de maximaal berekende horizontale gronddeformatie gelijk is aan de gemeten maximale waarde op 26 april 1996.

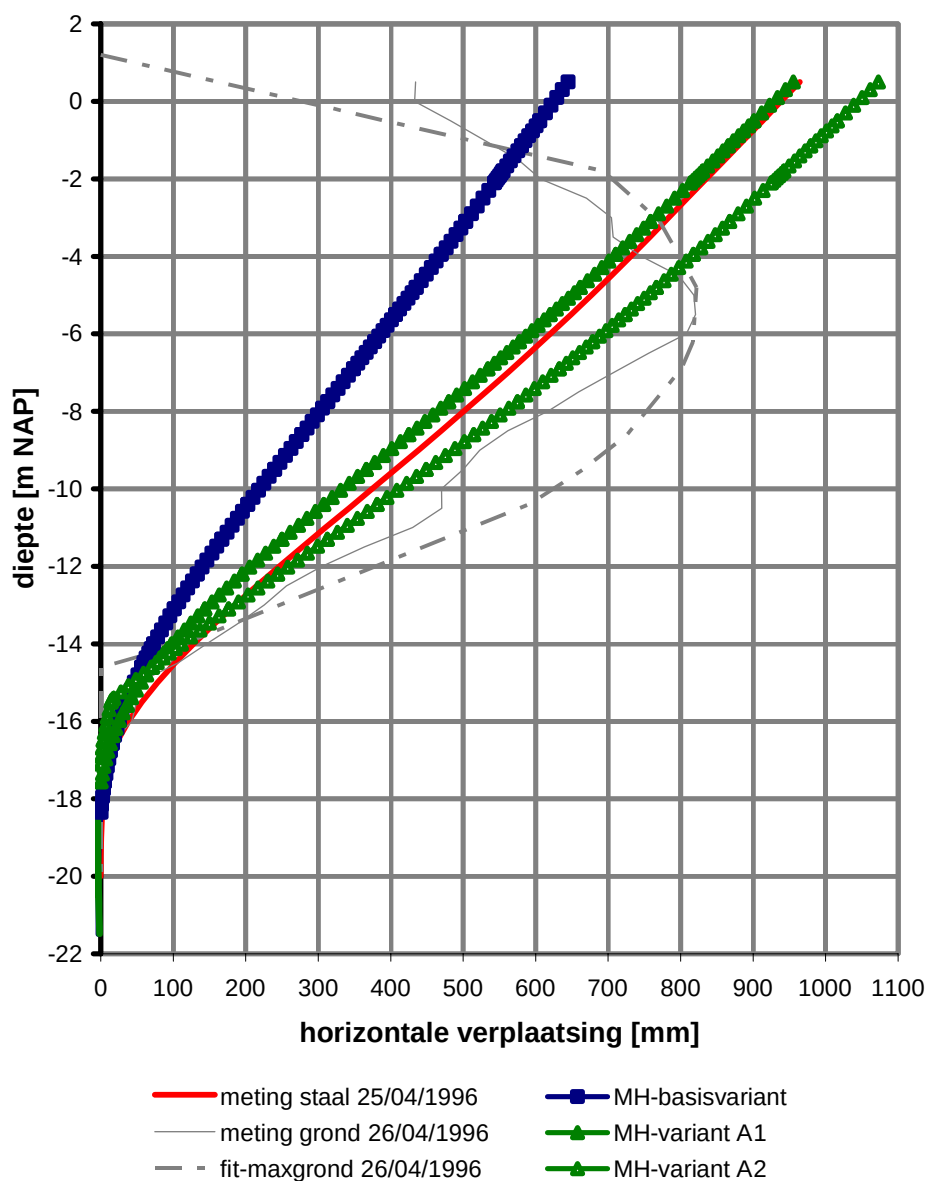
In figuur 6-17 en figuur 6-18 zijn deze gronddeformaties weergegeven als respectievelijk grijze stippellijn ("fit-maxgrond-26/04/1996") en grijze doorgetrokken lijn ("meting grond-26/04/1996"). Daarnaast is er gevarieerd met:

- de schelpfactor/beddingsconstante van de grond;
- de gronddrukcoëfficiënt in zand (conform Brinch-Hansen of methode Betuweroute);
- het wel of niet meenemen van het vloeien van het staal. Als het vloeimoment wordt overschreden wordt op de locatie van het maximale moment over een zone van 0,1 m de EI zodanig gereduceerd dat het berekende moment gelijk is aan het vloeimoment.
- de gemeten of berekende/gefitte gronddeformatie als belasting invoeren.

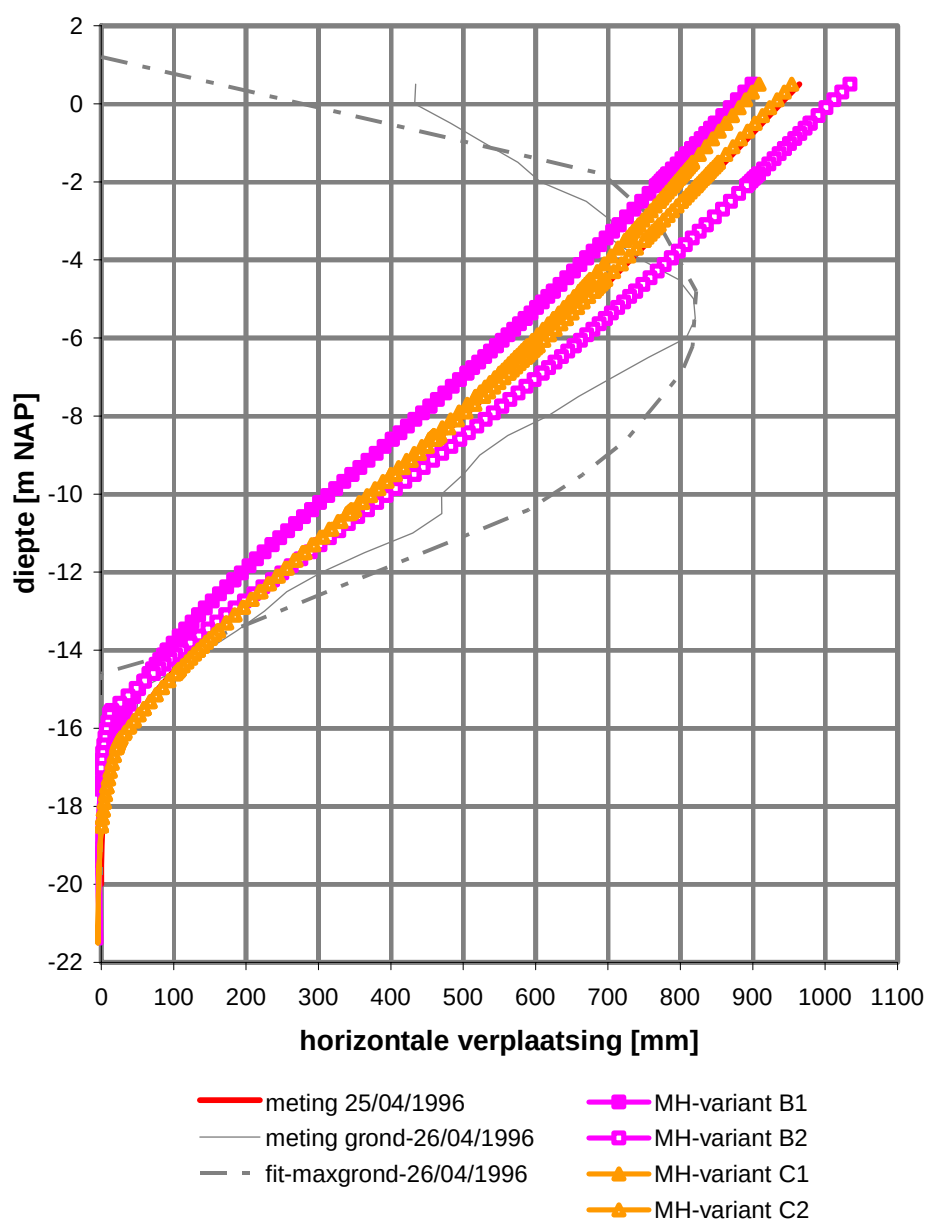
Dit heeft geleid tot de in tabel 6-7 genoemde varianten. De berekeningsresultaten hiervan zijn gepresenteerd in figuur 6-17 en figuur 6-18.

parameter	variant						
	basis	A1	A2	B1	B2	C1	C2
gronddeformatie (belasting)	fit	fit	fit	fit	fit	meting	meting
schelpfactor	2	20	20	12	12	12	12
λ_p^* Pleistoceen (BH = Brinch Hansen)	5	BH	BH	BH	BH	BH	BH
λ_p^* ophoogzand	5	5	5	5	5	5	4
vloei staal	n.v.t.	nee	ja	nee	ja	ja	ja

Tabel 6-7: Berekeningsvarianten MHorpile



Figuur 6-17: Voorspelling MHorpile o.b.v. fit aan gemeten gronddeformaties stalen paal (basisvariant en varianten A1 en A2 uit tabel 6-6)



Figuur 6-18: Voorspelling MHorpile o.b.v. fit aan gemeten gronddeformaties stalen paal (varianten B1, B2, C1 en C2 uit tabel 6-6)

Uit figuur 6-17 en figuur 6-18 blijkt, naast het feit dat varianten B1 en B2 en varianten C1 en C2 allemaal redelijk goed de gemeten paalverplaatsingen voorspellen, het volgende:

- Alleen de berekende horizontale gronddeformatie fitten aan de maximaal gemeten horizontale gronddeformatie in combinatie met een horizontale gronddrukcoëfficiënt volgens Brinch-Hansen in het Pleistocene zand (**basisvariant**) leidt nog steeds tot een forse onderschatting van de paalverplaatsing.
- Het vervolgens vergroten van de paalbelasting door het verhogen van de schelpfactor naar 20 (**variant A1**) leidt tot een behoorlijk goede fit met de meting. Echter, het vloeimoment van het staal wordt overschreden in de Pleistocene zandlaag. Wordt dit effect meegenomen (**variant A2**), dan wordt de paalvervorming overschat en ontstaat er een scherpe knik op de plaats waar het vloeimoment wordt overschreden.
- Wordt de schelpfactor verlaagd naar 12 (**variant B1**), dan leidt dit tot een onderschatting van de paaldeformatie ten opzichte van de meting. Het vloeimoment van het staal wordt echter overschreden in de Pleistocene zandlaag. Wordt ook nu dit

effect in de voorspelling meegenomen (**variant B2**), dan wordt de paalvervorming overschat.

- In **variant C1** wordt de schelffactor weer verhoogd naar 20, als belasting wordt de gemeten horizontale gronddeformatie ingevoerd en wordt rekening gehouden met het vloeimoment van het staal. Dit resulteert in een onderschatting van de paalverplaatsing. Wordt nu de horizontale gronddrukcoëfficiënt in de steunberm van 5 naar 4 verlaagd, dan ligt de berekende curve bijna bovenop de gemeten curve. Bij de paalkop bedraagt het verschil tussen meting en berekening 9 mm.

6.3.3 MSheet (MS)

Met PLAXIS-variant SSC default zijn met MSheet de ongehinderde horizontale gronddeformaties en toename van de horizontale gronddruk voorspeld voor de tijdstippen 27 januari 1989 (= dag 50 = paalinstallatie), 6 juni 1990 (= dag 545) en 25 april 1996 (= dag 2695). Hieruit worden de beddingsconstanten van de slappe grond langs de paal bepaald analoog aan de methode MHorpil. Voor meer informatie wordt verwezen naar paragraaf 2.2.2 en paragraaf 6.3.2.

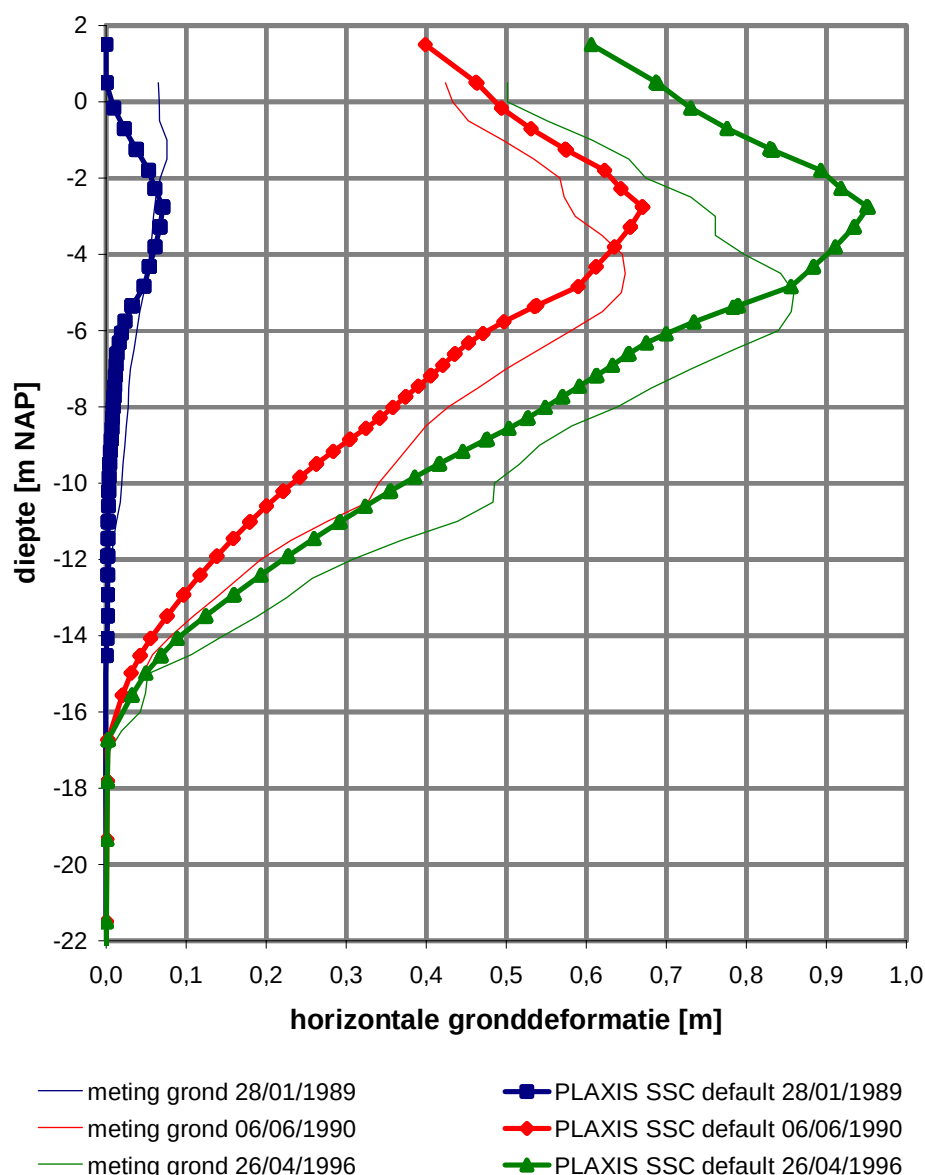
Daarin ref. (1) en in de hiervoor gerapporteerde MPile-voorspellingen is geconstateerd dat de steunberm een relatief lage stijfheid moet hebben, is voor het ophoogzand gerekend met een waarde voor de beddingsconstante van 10.000 kN/m^3 in combinatie met een waarde voor de passieve gronddrukcoëfficiënt van λ_p^* van 5.

Input in MSheet-model

In figuur 6-19 zijn de door PLAXIS-variant SSC default voorspelde ongehinderde horizontale grondverplaatsingen weergegeven met de metingen op de drie relevante tijdstippen. Als de voorspelde horizontale deformaties op het moment dat de palen worden geïnstalleerd worden afgetrokken van de berekende gronddeformaties op 6 juni 1990 en 26 april 1996, dan worden de waarden uit tabel 6-8 verkregen.

diepte [m]	horizontale gronddeformatie vanaf paalinstallatie [m]				26-04-1996	26-04-1996
	06-06-1990	06-06-1990	diepte [m]	26-04-1996		
0,50	0,462	0,462	-7,70	0,561	0,561	
-0,70	0,508	0,508	-8,50	0,496	0,496	
-1,20	0,537	0,537	-9,40	0,411	0,411	
-1,70	0,570	0,570	-10,60	0,321	0,321	
-2,70	0,600	0,600	-11,40	0,257	0,257	
-3,80	0,574	0,574	-12,40	0,191	0,191	
-4,80	0,542	0,542	-13,40	0,122	0,122	
-5,70	0,473	0,473	-14,90	0,050	0,050	
-6,30	0,436	0,436	-16,70	0,003	0,003	
-6,90	0,408	0,408	-25,00	0,000	0,000	

Tabel 6-8: Omgehinderde horizontale grond deformaties na paalinstallatie



Figuur 6-19: Gemeten en met PLAXIS voorspelde ongehinderde horizontale gronddeformaties

Uit de voorspelde ongehinderde horizontale gronddeformaties en de bijbehorende horizontale spanningstoename worden met een schelpfactor van 2 de waarden voor de beddingsconstante van de slappe lagen uit tabel 6-8 gevonden. Hierbij verloopt de beddingsconstante over de hoogte van een laag. Laag 16 is in 3 lagen onderverdeeld om de berekende verandering van de beddingsconstante over de diepte zo goed mogelijk in MSheet te kunnen modelleren. De waarden uit tabel 6-8 en tabel 6-9 vormen de invoerparameters voor MSheet.

laag	niveau bovenkant laag [m NAP]	beddingsconstanten k met schelpfactor S=2 [kN/m ³]			
		06-06-1990		26-04-1996	
		boven	onder	boven	onder
steunber m	1,2	10000	10000	10000	10000
MV/OB	-1,7	243	170	167	94
GWS/OB	-2,3	161	108	87	54
4A	-2,7	153	169	103	117
15A	-4,8	247	305	174	203
4B	-6,3	191	170	121	108
15B	-6,8	276	325	175	214
16	-8,5	429	697	291	462
16	-10,6	697	1109	462	748
16	-12,4	1109	1971	748	1415
9	-14	1971	3444	1415	2555
31	-14,9	5413	5413	4182	4182
32	-16,7	100000	100000	100000	100000

Tabel 6-9: Beddingsconstanten op basis van PLAXIS-variant SSC default

Resultaten MSheet voor stalen paal

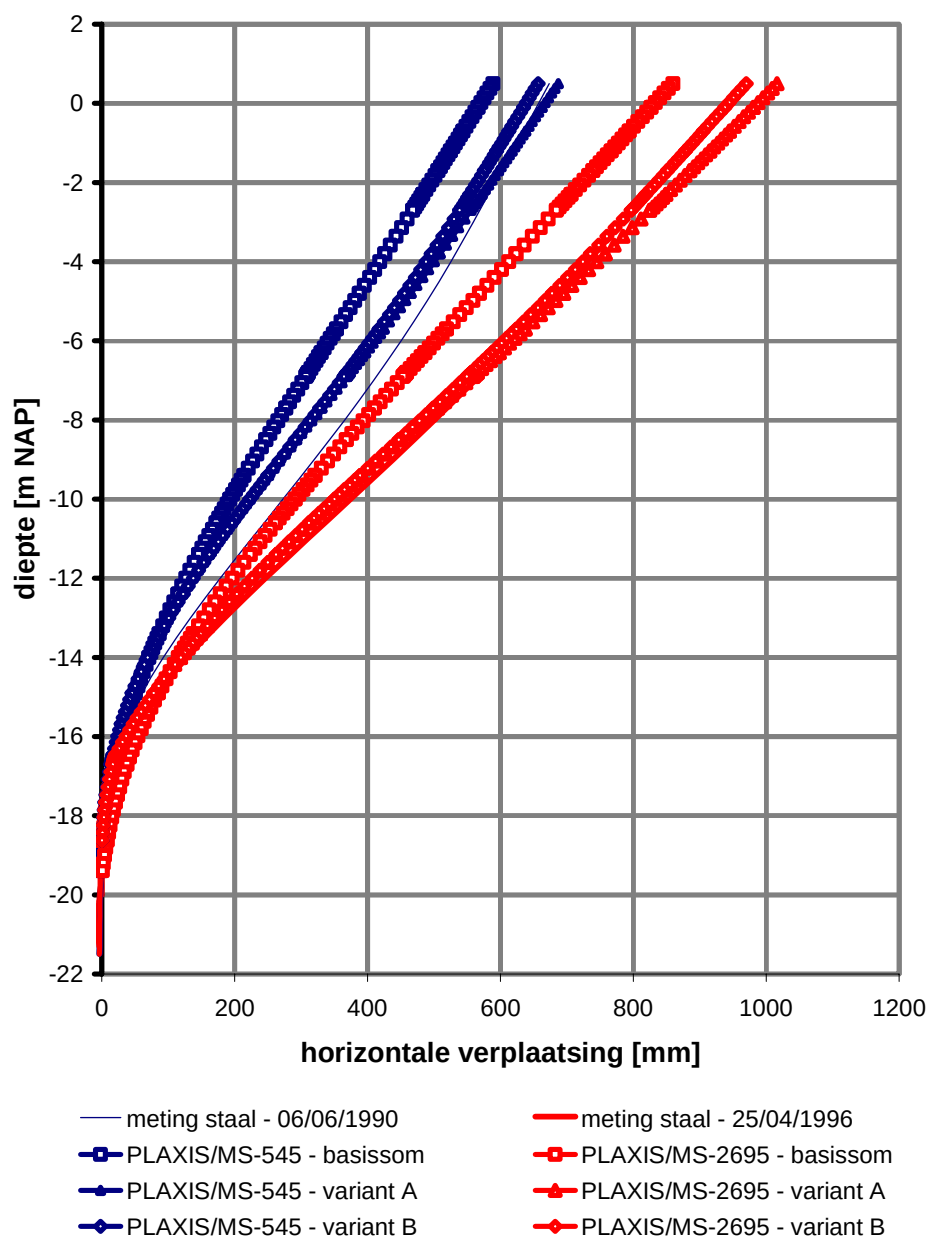
Mede op basis van de voorgaande bevindingen is een aantal varianten doorgerekend voor de stalen paal. De gevarieerde parameters zijn weergegeven in tabel 6-10. Als belasting is steeds de met PLAXIS voorspelde horizontale gronddeformatie ingevoerd.

parameter	variant basis	A	B
schelpfactor	2	20	20
λ_p^* Pleistoceen	5	Brinch-Hansen	Brinch-Hansen
λ_p^* ophoogzand	5	5	Brinch-Hansen
vloei staal	ja	ja	ja

Tabel 6-10: Berekeningsvarianten PLAXIS/MSheet voor stalen paal

In figuur 6-20 zijn de voorspelde en gemeten paaldeformaties voor de stalen paal voor 6 juni 1990 en 26 april 1996 weergegeven, waarbij in de legenda als codering achtereenvolgens de berekeningsmethode, het dagnummer en de variant worden genoemd. Uit figuur 6-20 blijkt dat:

- De beddingsconstanten in de slappe lagen met een schelpfactor van 2 leiden tot een onderschatting van de horizontale paaldeformaties op beide beschouwde tijdstippen.
- Het vergroten van de paalbelasting, door het verhogen van de schelpfactor in de slappe lagen naar 20, leidt tot een geringe overschatting van de horizontale deformatie aan de paalkop en een onderschatting in de slappe lagen voor 6 juni 1990. Dit is juist omgekeerd voor 26 april 1996, waarbij de voorspelde paaldeformatie in de slappe lagen zeer goed overeenkomt met de meting.
- Het verhogen van de maximale horizontale gronddrukcoëfficiënt in de steunberm naar de waarde volgens Brinch-Hansen in combinatie met een schelpfactor van 20 in de slappe lagen reduceert de kopverplaatsing op beide tijdstippen. Hierdoor komt voor 6 juni 1990 de voorspelde paalverplaatsing verder van de meting af te liggen, echter de berekende kromming wordt beter. Voor 26 april 1996 komen zowel de voorspelde paal(kop)verplaatsing als de kromming zeer goed overeen met de meting.



Figuur 6-20: Berekeningsresultaten PLAXIS/MSheet voor stalen paal

Resultaten MSheet voor prefab betonpaal

Voor de prefab betonpaal is in alle berekeningen gerekend met de gescheurde EI conform tabel 2-4 voor 6 juni 1990. Als berekeningsvarianten zijn dezelfde varianten aangehouden als voor de stalen paal, aangevuld met een variant waarbij de gemeten gronddeformaties als belasting zijn ingevoerd en een variant waarbij de horizontale beddingsconstante in de slappe lagen is bepaald met de methode Ménard.

Een overzicht van de verschillende berekeningsvarianten en de gevarieerde parameters is weergegeven in tabel 6-11. Deze varianten zijn in eerste instantie allemaal uitgevoerd voor het tijdstip 26 april 1996. Op basis van de resultaten hiervan is voor het tijdstip 6 juni 1990 een beperkt aantal varianten uitgevoerd.

parameter	variant				
	basis	A	B	C	D
gronddeformatie (belasting)	PLAXIS	PLAXIS	PLAXIS	meting	PLAXIS
$k_{\text{slappe lagen}}$	De Leeuw	De Leeuw	De Leeuw	De Leeuw	Ménard
schelpfactor	2	20	20	20	n.v.t.
λ_p^* Pleistoceen	5	Brinch-Hansen	Brinch-Hansen	Brinch-Hansen	Brinch-Hansen
λ_p^* ophoogzand	5	5	Brinch-Hansen	Brinch-Hansen	Brinch-Hansen

Tabel 6-11: Berekeningsvarianten PLAXIS/MSheet voor prefab betonpaal

De waarden voor de factoren α en β en de horizontale beddingsconstante (k_h) volgens Ménard zijn per grondlaag weergegeven in tabel 6-12. Ter vergelijking zijn in deze tabel ook de waarden voor de horizontale beddingsconstante opgenomen conform de methode De Leeuw met een schelpfactor van 20 (MS-variant A t/m C).

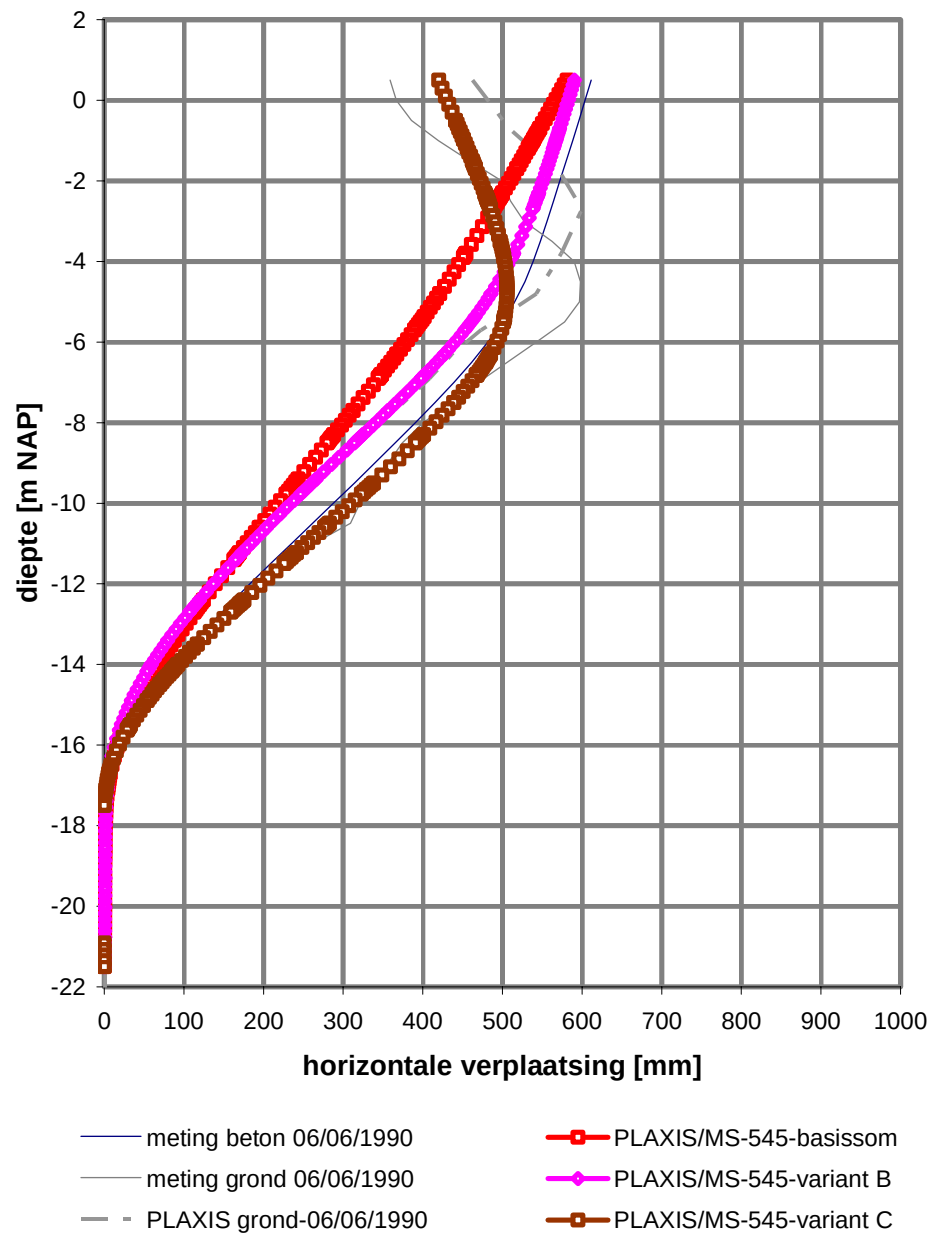
laag	niveau bk laag [m NAP]	beddingsconstanten k_h methode De Leeuw met schelpfactor 20 kN/m^3				methode Ménard		
		06-06-1990		26-04-1996		α	β	k_h
		boven	onder	boven	onder	[-]	[-]	$[\text{kN/m}^3]$
steunberm	1,2	10.000	10.000	10.000	10.000	0,33	0,7	$10.000^{1)}$
MV/OB	-1,7	2.430	1.700	1.670	940	0,67	2	4.969
GWS/OB	-2,3	1.610	1.080	870	540	0,67	2	4.969
4A	-2,7	1.530	1.690	1.030	1.170	1,00	3	3.529
15A	-4,8	2.470	3.050	1.740	2.030	0,67	2	1.656
4B	-6,3	1.910	1.700	1.210	1.080	1,00	3	3.529
15B	-6,8	2.760	3.250	1.750	2.140	0,67	2	1.656
16	-8,5	4.290	6.970	2.910	4.620	0,67	2	1.656
16	-10,6	6.970	11.090	4.620	7.480	0,67	2	1.656
16	-12,4	11.090	19.710	7.480	14.150	0,67	2	1.656
9	-14	19.710	34.440	14.150	25.550	1,00	3	7.059
31	-14,9	54.130	54.130	41.820	41.820	0,67	2	3.313
32	-16,7	100.000	100.000	100.000	100.000	0,33	0,7	$100.000^{1)}$

¹⁾ hier zijn de waarden behorende bij de methode Betuweroute aangehouden

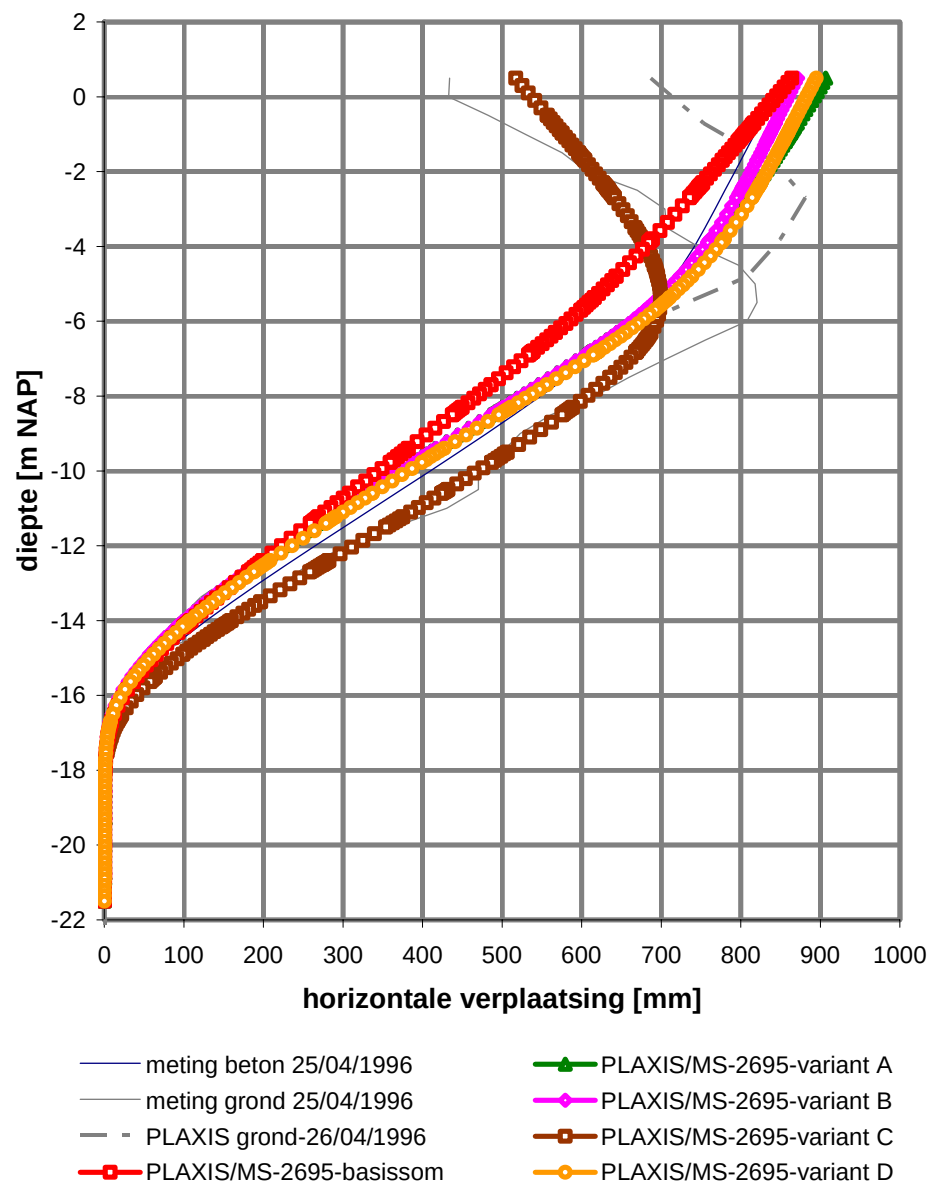
Tabel 6-12: Beddingsgconstanten MSheet met schelpfactor 20 en volgens Ménard

In figuur 6-21 en figuur 6-22 zijn de voorspelde en gemeten deformaties van de betonpaal weergegeven voor 6 juni 1990 respectievelijk 26 april 1996, waarbij in de legenda als codering achtereenvolgens de berekeningsmethode, het dagnummer en de variant worden genoemd. Uit het analyseren van deze figuren blijkt dat:

- De beddingsconstanten in de slappe lagen met een schelpfactor van 2 (**basissom**) leiden tot een onderschatting van de horizontale paaldeformaties op beide tijdstippen. Alleen de kopverplaatsing komt op 26 april 1996 dicht bij de gemeten waarde. Gezien de vorm van de voorspelde curve is dit toeval.
- Het verhogen van de schelpfactor in de slappe lagen naar 20 (**variant A**) leidt vooral tot betere resultaten in de slappe lagen ten opzichte van de basissom. Bij de paalkop worden de paalverplaatsingen op 26 april 1996 overschat (49 mm). Omdat deze variant weinig toevoegt is deze variant niet uitgevoerd voor 6 juni 1990.
- Het vervolgens verhogen van de maximale horizontale gronddrukcoëfficiënt in de steunberm naar de waarde volgens Brinch-Hansen in combinatie met een schelpfactor van 20 in de slappe lagen (**variant B**), leidt tot een (geringe) onderschatting (maximaal circa 50 mm) van de horizontale deformatie langs de gehele paal voor 6 juni 1990. Op 26 april 1996 wordt een geringe overschatting aan de paalkop (15 mm) voorspeld. Onder het niveau NAP -6 m wordt een onderschatting van de paaldeformatie van maximaal circa 35 mm voorspeld. De voorspelde kromming van de paal over de lengte komt voor beide tijdstippen goed overeen met de metingen.
- Het rekenen met beddingsconstanten van Ménard (**variant D** = verhoging ten opzichte van **variant B**) leidt tot een geringe toename van de voorspelde paaldeformaties ten opzicht van variant B. De toename is het grootst aan de kop (23 mm op 26 april 1996). Daar deze variant weinig toevoegt, is deze variant niet voor 6 juni 1990 uitgevoerd.
- In **variant C** wordt met dezelfde grondparameters gerekend als in **variant B**, echter als belasting wordt nu de gemeten horizontale gronddeformatie ingevoerd. Net als bij de MPile-berekeningen (zie paragraaf 6.3.1) wordt een zeer sterke teruggang van de paalverplaatsingen berekend boven het niveau van circa NAP -5 m. De oorzaak hiervan moet worden gezocht in de (sterke) teruggang van de horizontale gronddeformaties boven dit niveau (zie figuur 6-21) in combinatie met de (gereduceerde) stijfheid van de paal. Zowel de stalen paal als de prefab betonpaal zullen proberen om de gronddeformatie te volgen. De relatief grote stijfheid van de stalen paal verhindert dit ($EI = 1,9 \times 10^5 \text{ kNm}^2$), terwijl de lagere stijfheid van de prefab betonpaal boven het niveau NAP -5 m ($EI = 7,18 \times 10^4 - 2,05 \times 10^4 \text{ kNm}^2$) voldoende meegeeft in de voorspellingen.



Figuur 6-21: Berekeningsresultaten PLAXIS/MSheet prefab betonpaal voor 6 juni 1990



Figuur 6-22: Berekeningsresultaten PLAXIS/MSheet voor prefab betonpaal 26 april 1996

7 Vergelijking metingen en berekeningen

7.1 Kwalitatieve vergelijking

7.1.1 Verloop stijghoogte in de tijd

In figuur 4-4 in paragraaf 4.3 werd geconcludeerd dat het, gezien de modellering van werkelijke situatie wat betreft de verticale drainage, geen zin heeft om de gemeten en berekende waterspanningen kwalitatief met elkaar te vergelijken.

7.1.2 Verloop verticale gronddeformatie in de tijd

In de het verloop van de gemeten maaiveldzakkingen komt tot uiting dat tot aan mei 1989 de grootste maaiveldzakkingen onder de steunberm optreden. Dit strookt met ook de uitvoeringsfasering, waarin tot eind maart 1989 gewerkt is aan het opbouwen van de steunberm. Daarna is men de eigenlijke ophoging gaan aanbrengen, waardoor de maaiveldzakking hier groter werd dan die onder de steunberm. Uit figuur b4-5 tot en met figuur b4-9 blijkt echter dat in alle numerieke PLAXIS-varianten de maaiveldzakking onder de ophoging rond mei 1989 al groter is dan die onder de steunberm.

De vorm van het gemeten maaiveldzakkingenverloop halverwege januari 1990, waarop de laatste meting heeft plaatsgevonden, wordt door alle varianten in figuur b4-5 tot en met figuur b4-9 wel redelijk goed benaderd. Daarna houden de metingen echter op, waardoor er over het presteren van de PLAXIS- en MSettle-voorspellingen op de lange termijn geen conclusies kunnen worden getrokken.

7.1.3 Verloop horizontale gronddeformatie in de tijd

Uit figuur b4-10 t/m figuur b4-14 blijkt dat ter plaatse van verticaal HMB3 de verhouding tussen gemeten horizontale gronddeformaties boven- en onderin de ondergrond door slechts enkele varianten wordt benaderd. Over het algemeen voorspellen de varianten relatief grote horizontale deformaties bovenin, vooral bij een relatief laag aangehouden grondsterkte en relatief kleine doorlatendheid. Alle varianten onderschatten het aandeel aan gemeten horizontale gronddeformaties onderin het Holocene pakket.

Verder blijkt uit figuur b4-10 tot en met figuur b4-14 dat de gemeten en berekende maximale horizontale gronddeformatie op hetzelfde niveau plaatsvinden.

Uit figuur b4-15 t/m figuur b4-19 blijkt dat ter plaatse van verticaal HMB4 de verhouding tussen gemeten horizontale deformaties boven- en onderin de ondergrond uiteindelijk door de meeste varianten wordt benaderd. Verder voorspellen alle varianten duidelijk, maar wel in meer of mindere mate, dat het opbouwen van de steunberm bovenin de ondergrond in eerste instantie leidt tot horizontale gronddeformaties in de richting van de bestaande A16. De steunberm zou in dat geval zijn functie ook naar behoren vervullen. Dat wil zeggen, het opsluiten van de ondergrond onder de eigenlijke ophoging om overmatige horizontale gronddeformaties tegen te gaan.

Volgens de metingen heeft de steunberm deze functie in die zin niet naar behoren vervuld. De beschouwde verticaal in figuur b4-15 tot en met figuur b4-19 bevond zich immers links van de steunberm. En tijdens het opbouwen van de steunberm trad toch de grootste horizontale gronddeformatie van de bestaande A16 af juist onder het maaiveldniveau op. Dit kan alleen als de steunberm vanaf het begin in zijn geheel van de bestaande A16 af bewoog. Dat impliceert dat de steunberm in eerste instantie mogelijk zelfs een negatieve invloed had op de horizontale gronddeformaties.

Verder blijkt uit figuur b4-15 tot en met figuur b4-19 dat de gemeten maximale horizontale gronddeformatie zich in de tijd naar een dieper niveau 'beweegt'. Dit effect wordt alleen teruggevonden in de resultaten met variant SSC Jaky UM.

Qua vorm van de horizontale gronddeformaties in de diepte, leveren de analytische methoden van IJsseldijk-Loof en van Bourges en Mieussens tot aan de laatste meting op 31 oktober 1991 goede resultaten voor zowel de verticaal HMB3 als HMB4.

7.2 Kwantitatieve vergelijking

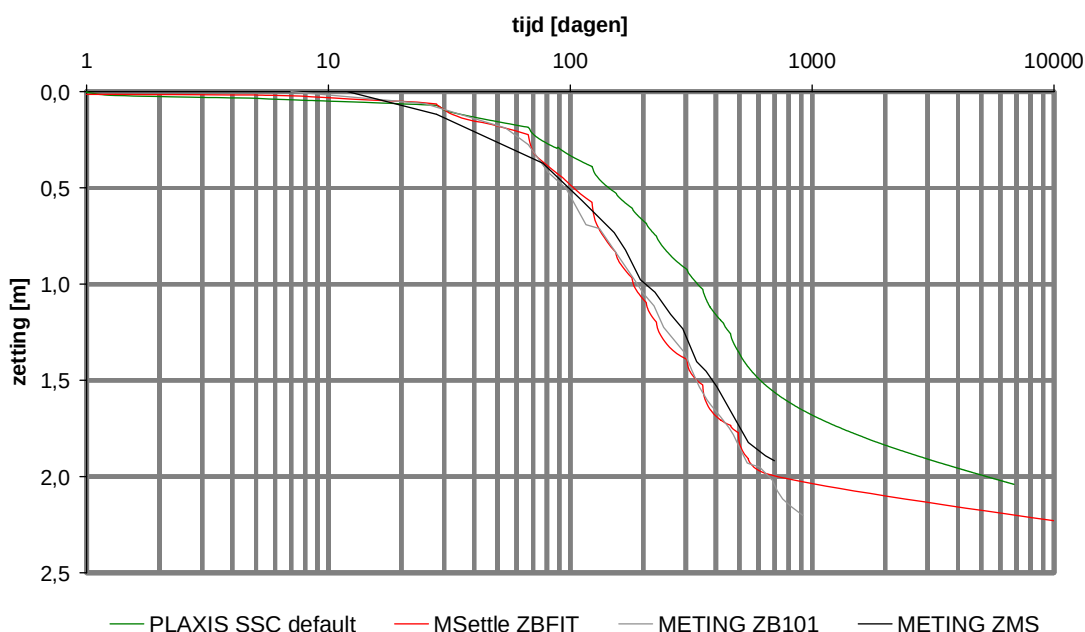
In bijlage 5 worden de numerieke resultaten van metingen en voorspellingen voor de gronddeformaties in één tabel samengevat. Met als doel inzicht te krijgen in de mate waarin de verschillende rekenmodellen de metingen kunnen voorspellen.

7.2.1 Verloop stijghoogte in de tijd

In figuur 4-4 in paragraaf 4.3 werd geconcludeerd dat het, gezien de modellering van werkelijke situatie wat betreft de verticale drainage, geen zin heeft om de gemeten en berekende waterspanningen kwantitatief met elkaar te vergelijken.

7.2.2 Verloop van verticale gronddeformaties in de tijd

In figuur 7-1 is het voorspelde zettingsverloop in de tijd van PLAXIS-variant SSC default en MSettle-predictie op basis van gefitte parameters weergegeven. Kwalitatief komt de vorm van beide zettingscurves redelijk overeen. In beide gevallen is het consolidatieproces circa 700 dagen na aanvang van het ophogen grotendeels afgelopen. De voorspelde helling van het curvedeel na afloop van het consolidatieproces is bij de PLAXIS-variant echter groter dan bij de MSettle-predictie.



Figuur 7-1: Vergelijking fit maaiveldzakking PLAXIS-variant SSC default en MSettle

In tabel 7-1 wordt een samenvatting gegeven van resultaten en veldmetingen, waarbij de absolute waarden van de metingen en voorspellingen én de relatieve waarden ten opzichte van de gemiddelde veldmeting zijn gegeven.

datum	tijdstip [dag]	gemeten en voorspelde maaiveldzakking t.p.v. ZB101 [mm]							
		ZMS		ZB101		MSettle		PLAXIS	
		ABS	REL	ABS	REL	ABS	REL	ABS	REL
8-Dec-88	0	0	-	0	-	0	-	0	-
18-mrt-89	100	0,50	95	0,55	105	0,49	93	0,34	65
26-jun-89	200	0,98	97	1,05	103	1,08	106	0,68	67
4-okt-89	300	1,30	98	1,36	102	1,40	105	0,92	69
12-jan-90	400	1,53	96	1,65	104	1,68	106	1,16	73
22-apr-90	500	1,75	97	1,85	103	1,85	103	1,36	76
31-jul-90	600	1,85	98	1,92	102	1,95	103	1,49	79
16-feb-91*	800	n/a	-	2,13	100	2,01	94	1,61	76
* na deze datum zijn er geen meetgegevens van ZMS en ZB101 meer voorhanden									

Tabel 7-1: Vergelijking berekeningsresultaten en veldmetingen maaiveldzakking

De resultaten in tabel 9-1 bevestigen uiteraard net als figuur 9-1 dat de MSettle-fit een goede voorspelling geeft op de korte termijn, dat wil zeggen minder dan 900 dagen na aanvang van de ophoogwerkzaamheden. Op de lange termijn kan er, door het ontbreken van metingen, niets over de voorspelbaarheid worden geconcludeerd.

Het lijkt er wel op dat de helling van de tijd-zakkingslijn vanuit PLAXIS op de lange termijn overeenkomt met de helling van beide metingen. Omdat de helling van de MSettle-fit minder steil is – in MSettle wordt dus eigenlijk een kleinere kruipsnelheid voorspeld – neemt het verschil tussen beide voorspellingen in de tijd af.

In tabel b5-3 zijn de relevante meet- en voorspellingsresultaten voor de verticale gronddeformaties in de verschillende verticalen samengevat. In bijlage 5 staat ook hoe de metingen zijn gecorrigeerd voor het verschil tussen de aanvangstijd van het ophogen en de metingen. Op basis hiervan is in tabel 7-2 aangegeven hoe de verschillende modellen de gemeten verticale gronddeformaties kunnen voorspellen. De volgende criteria zijn hierbij aangehouden:

- Als ondergrens voor 'juiste' voorspelling wordt 90% van de kleinste maaiveldzakking gemeten met de zettingsmeetslang en bijbehorende zakbaken aangehouden.
- Als bovengrens voor 'juiste' voorspelling wordt 110% van de grootste maaiveldzakking gemeten met de zettingsmeetslang en de bijbehorende zakbaken aangehouden.
- Vervolgens kunnen de volgende situaties worden onderscheiden:
 - Indien de voorspelde maaiveldzakkingen kleiner zijn dan de ondergrens of groter zijn dan de bovengrens, dan wordt dat met een rode kleur weergegeven.
 - Indien de voorspelde maaiveldzakkingen binnen de boven- en ondergrens worden voorspeld, dan wordt dat met groene kleur aangegeven.
- Het kan ook zijn dat de voorspelde maaiveldzakkingen in een verticaal vóór november 1990 buiten de onder- en bovengrens worden voorspeld. Indien de voorspelde maaiveldzakking eind november 1990 vervolgens toch binnen de onder- en bovengrens worden voorspeld, dan wordt dat met een oranje kleur aangegeven.

verticaal	mate van voorspelbaarheid van verticale gronddeformaties per berekeningsmodel							
	SS Jaky	SSC Jaky	SSC Jaky c=0	SSC Jaky cel	SSC Jaky k _{oed}	SSC Jaky k _d /15	SSC Jaky UM	SSC default
A								
B								
HMB4								
C								
HMB3								
SCORE	1	10	3	6	2	3	5	7

Tabel 7-2: Juistheid voorspellen van gemeten verticale gronddeformatie in raai B

7.2.3 Verloop horizontale gronddeformaties in de tijd

Aangezien er een groot aantal numerieke varianten is doorgerekend, wordt de mate van de voorspelbaarheid van deze methoden eerst afzonderlijk beschouwd. Daarna wordt een beperkt aantal numerieke varianten betrokken in de vergelijking waarin ook de analytische methoden zijn meegenomen.

Beperking aantal numerieke methoden in kwantitatieve beschouwing

In tabel b5-4 en tabel b5-5 zijn de relevante meet- en voorspellingsresultaten in de verticalen ter plaatse van HMB3 en HMB4 samengevat. In bijlage 5 staat ook hoe de metingen zijn gecorrigeerd voor het verschil tussen de aanvangstijd van het ophogen en de metingen. Op basis van de metingen wordt in tabel 7-4 aangegeven in welke mate de verschillende numerieke varianten de gemeten horizontale gronddeformaties in verticaal HMB3 en verticaal HMB4 kunnen voorspellen. De volgende criteria zijn aangehouden:

- Als ondergrens voor de 'juiste' berekende waarde wordt 70% van de gemeten horizontale gronddeformatie gemeten met de hellingmeetbuis aangehouden.
- Als bovengrens voor de 'juiste' berekende waarde wordt 130% van de gemeten horizontale gronddeformatie met de hellingmeetbuis aangehouden.
- Vervolgens kunnen de volgende situaties worden onderscheiden:
 - Indien de berekende horizontale gronddeformaties kleiner zijn dan de ondergrens of groter zijn dan de bovengrens, dan wordt dat met een rode kleur weergegeven.
 - Indien de berekende horizontale gronddeformaties binnen boven- en ondergrens worden voorspeld, dan wordt dat met groene kleur aangegeven.
- Het kan ook zijn dat de berekende maaiveldzakkingen vóór oktober 1991 buiten de onder- en bovengrens worden voorspeld. Indien de berekende maaiveldzakking in oktober 1991 vervolgens toch binnen de onder- en bovengrens worden voorspeld, dan wordt dat met een oranje kleur aangegeven.

niveau in HMB3 [m NAP]	mate van voorspelbaarheid van horizontale gronddeformaties per numeriek voorspellingsmodel							
	SS Jaky	SSC Jaky	SSC Jaky c=0	SSC Jaky cel	SSC Jaky k _{oed}	SSC Jaky k _d /15	SSC Jaky UM	SSC default
-2,0	H	H	H	ML	H	H	H	ML
-3,0	ML	ML	ML	L	ML	ML	ML	ML
-6,0	ML	ML	ML	L	ML	ML	ML	L
-11,0	ML	ML	ML	L	ML	ML	ML	L
-14,0	H	H	H	MH	H	H	H	ML
SCORE	0	1	1	3	2	1	0	1

niveau in HMB4 [m NAP]	mate van voorspelbaarheid van horizontale gronddeformaties per numeriek voorspellingsmodel							
	SS Jaky	SSC Jaky	SSC Jaky c=0	SSC Jaky cel	SSC Jaky k _{oed}	SSC Jaky k _d /15	SSC Jaky UM	SSC default
0	H	H	H	ML	H	H	H	ML
-3,0	H	H	H	ML	H	H	H	MH
-5,0	ML	ML	ML	L	ML	ML	ML	L
-10,0	ML	ML	ML	L	ML	ML	ML	L
-14,0	H	H	H	ML	H	H	H	ML
SCORE	0	4	7	4	3	2	0	8

Tabel 7-3: Juistheid voorspellen gemeten horizontale gronddeformatie in HMB3 en HMB4

In tabel 7-3 wordt tevens een indicatie gegeven van de waarde van M, die de helling van de critical state line aangeeft in het SS- en SSC-model in PLAXIS. Voor M-waarden groter dan 2 geldt een **H**(oog) en voor M-waarden kleiner dan 1,20 een **L**(aag). Het **M**(idden)-gedeelte hiertussen wordt bij een M-waarde van 1,60 nog eens verdeeld in een hoog en laag gedeelte.

In tabel 7-3 zijn indicaties van de M-waarden op het betreffende niveau meegenomen. Op basis van de resultaten wordt tussen de M-waarden op de verschillende niveaus en de overeenkomst tussen meting en predictie met PLAXIS geen verband gezien.

Verder is in tabel 7-2 en tabel 7-3 met kleuren op een systematische wijze beoordeeld in welke mate de verticale en horizontale gronddeformaties ter plaatse van HMB3 en HMB4 kunnen worden voorspeld met numerieke methoden. Om echter tot een conclusie over de voorspelbaarheid van de verschillende berekeningsvarianten te komen, moeten zij op basis van de combinatie van al deze aspecten worden beoordeeld.

In de bovengenoemde tabellen is daarom per variant een score toegekend, die uit het optellen van de verschillende gekleurde blokken in de betreffende kolom volgt. Een blok groen levert 3 punten op, een blok oranje kleur 1 punt en een blok rood nul punten. Op basis van deze scores wordt tot de volgende uitspraken over het presenteren van de verschillende varianten in de BRICOR-case gekomen:

- Met de varianten SSC Jaky en SSC default wordt tot de beste resultaten gekomen voor de verticale gronddeformaties. En dan met name in de verticalen die zich juist onder of tussen de ophoging en steunberm bevinden.

Hierbij wordt nogmaals aangegeven, dat men bij het interpreteren van de grafische meetresultaten in bijlage 4-2 in ogenschouw is genomen dat de eerste meting pas in december 1988 zijn uitgevoerd toen de ophoogfasering al gaande was.

- Met de varianten SSC Jaky cel en SSC Jaky k_{oed} wordt tot de beste resultaten gekomen voor de horizontale gronddeformaties in verticaal HMB3, die zich rechts van de steunberm bevindt. En dan met name in de bovenste 6 meter van het Holocene pakket aan slappe klei- en veenlagen.

Hierbij wordt nogmaals aangegeven, dat men bij het interpreteren van de grafische meetresultaten in bijlage 4-3 in ogenschouw is genomen dat de eerste meting pas in december 1988 zijn uitgevoerd toen de ophoogfasering al gaande was.

- Met de varianten SSC default en SSC Jaky $c=0$ wordt tot de beste resultaten gekomen voor de horizontale gronddeformaties in verticaal HMB4, die zich ongeveer tussen de ophoging en steunberm bevindt. En dan met name in de bovenste 5 meter van het Holocene pakket aan slappe klei- en veenlagen.

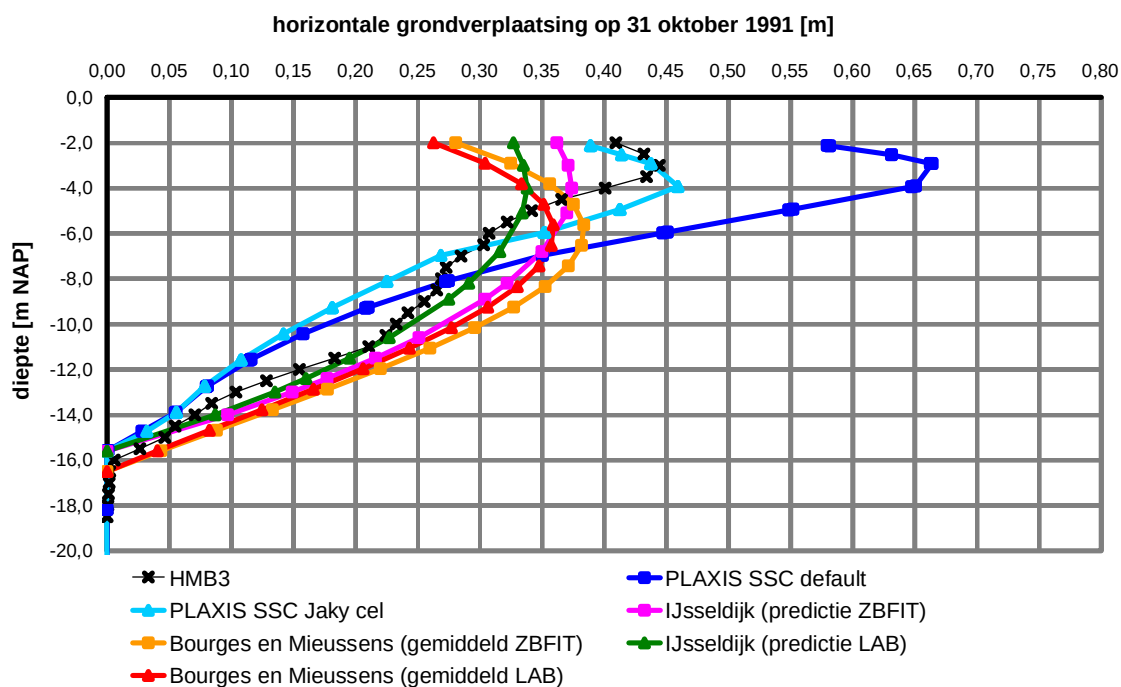
Hierbij wordt nogmaals aangegeven, dat men bij het interpreteren van de grafische meetresultaten in bijlage 4-4 in ogenschouw is genomen dat de eerste meting pas in december 1988 zijn uitgevoerd toen de ophoogfasering al gaande was.

Overall gezien voorspelt de PLAXIS-variant SSC default in het geval van de BRICOR-case het beste de gemeten horizontale en verticale gronddeformaties. Dientengevolge wordt deze PLAXIS-variant en de (overall gezien) ook redelijk presterende PLAXIS-variant SSC Jaky cel meegenomen in de vergelijking van zowel de numerieke als analytische voorspellingsmethoden wat betreft de horizontale gronddeformaties.

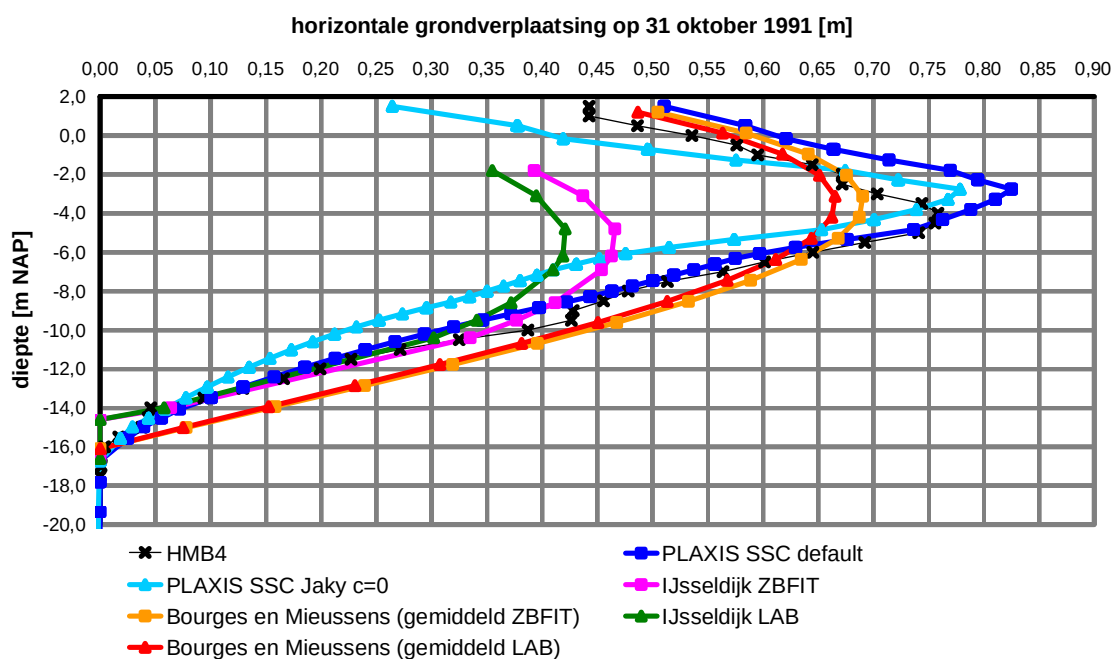
Kwantitatieve beschouwing numerieke en analytische methoden

In figuur 7-2 en figuur 7-3 worden de meet- en voorspellingsresultaten op hetzelfde tijdstip van de verschillende methoden voor beide verticalen afzonderlijk in één figuur weergegeven, wat het mogelijk maakt ze per verticaal met elkaar te vergelijken.

Voor de analytische en/of empirische methoden IJL en B&M zijn de voorspellingen op basis van zowel de labparameters als de gefitte parameters opgenomen. In verticaal HMB3 gaf de PLAXIS-variant SSC Jaky cel de beste fit, terwijl in verticaal HMB4 naast variant SSC default ook met variant SSC Jaky $c=0$ tot goede resultaten werd gekomen. In beide verticalen is de algemeen beste fit met variant SSC default sowieso meegenomen.



Figuur 7-2: Vergelijking methode IJL, methode B&M en PLAXIS-varianten SSC default en SSC Jaky cel voor verticaal HMB3



Figuur 7-3: Vergelijking methode IJL, methode B&M en PLAXIS-varianten SSC default en SSC Jaky c=0 voor verticaal HMB4

Vervolgens wordt in tabel 7-4 op kwalitatieve wijze een oordeel gegeven over de mate van voorspelbaarheid van de verschillende beschouwde modellen tot aan 31 oktober 1991, waarbij naar een drietal kenmerken is gekeken.

kenmerk	vergelijking voorspelling horizontale gronddeformaties tot aan 31 oktober 1991					
	IJL		B&M		PLAXIS SSC	
	LAB	FIT	LAB	FIT	Jaky cel	default
vorm verloop HMB3	redelijk	redelijk	slecht	slecht	goed	goed
niveau maximum	goed	goed	redelijk	redelijk	goed	goed
grootte maximum	redelijk	redelijk	redelijk	redelijk	goed	slecht
vorm verloop HMB4	redelijk	redelijk	goed	goed	goed	goed
niveau maximum	goed	goed	goed	goed	goed	goed
grootte maximum	slecht	slecht	goed	goed	goed	goed

Tabel 7-4: Voorspelbaarheid modellen voor horizontale gronddeformaties

Hieruit blijkt dat over het geheel genomen voor beide verticalen de voorspelling met een PLAXIS-variant achteraf de beste voorspelling van de horizontale gronddeformaties kan worden gegeven. Echter, het blijkt niet altijd dezelfde variant te zijn die de beste voorspelling geeft. Dit maakt het gebruik van deze methode in de praktijk lastiger.

Ondanks het kleine aantal benodigde parameters blijken ook de analytische methode IJL en de empirische methode B&M redelijk tot goede voorspellingen te kunnen geven. In de situatie met de steunberm (verticaal HMB4) presteert methode B&M het beste, terwijl methode IJL juist in de situatie zonder steunberm (verticaal HMB3) goed presteert. In dergelijke methoden is er weinig (geavanceerde) input noodzakelijk, hetgeen de beide methoden in de praktijk aantrekkelijk maken.

7.2.4 Verloop paalvervormingen in de tijd

Analytische voorspellingen van de paaldeformaties

In deze case study is een aantal analytische berekeningsmethoden gebruikt om de paalvervorming te voorspellen. Verder is in paragraaf 7.2.4 geconcludeerd dat overall gezien PLAXIS-variant SSC default de beste voorspelling van het gemeten gedrag voorspelt.

Uit het vergelijken van de analytische voorspellingen, de numerieke voorspelling met PLAXIS SSC default en de metingen wordt het volgende geconcludeerd:

- Het juist voorspellen van de paalverplaatsingen aan de bovenzijde van de paal hangt nauw samen met de modellering van de steunberm in de liggermodellen. De steunberm moet zeer slap zijn, vergelijkbaar met de onderliggende slappe lagen.

N.B. In tegenstelling tot bij de liggermodellen, wordt in de PLAXIS 2D-modellering het gedrag van de steunberm wel goed meegenomen.

- De met methode IJL voorspelde horizontale gronddeformaties in tabel 6-4 zijn, uitgaande van de methode Betuweroute ter bepaling van de beddingsconstanten, beduidend kleiner dan de gemeten gronddeformaties. Hierdoor zijn de voorspelde paaldeformaties ook beduidend kleiner dan gemeten.
- De met methode B&M voorspelde horizontale gronddeformaties voor 26 april 1996 in tabel 6-2 zijn beduidend kleiner dan gemeten. Voor 6 juni 1990 (en 29 januari 1989) worden goede resultaten bereikt met deze methode.
- De met De Leeuw bepaalde beddingsconstanten (methode MHorpil en MSheet op basis van PLAXIS 2D) met een schelpfactor van 2 leidt tot te lage waarden en daar-

door tot een voorspelling die de gemeten paaldeformaties onderschat. Om beter bij de meetresultaten aan te sluiten is een schelpfactor van 20 nodig. Voor de steunberm hoort in MHorpil een maximale horizontale gronddrukcoëfficiënt van 4, terwijl bij PLAXIS 2D/MSheet de hogere waarde volgens Brinch-Hansen (7,4 tot 5,7) moet zijn. Dit wordt waarschijnlijk veroorzaakt door het verschil in het voorspelde verloop van de gronddeformaties.

N.B. In de PLAXIS 2D-simulaties van deze case worden met een schelpfactor van 2 goede resultaten behaald wat betreft de paaldeformaties.

- Met de methode MPile in combinatie met de gemeten gronddeformaties worden goede resultaten bereikt voor de stalen paal.

Numerieke voorspellingen van de paaldeformaties

Uit figuur 5-1 en figuur 5-2 blijkt dat de vorm van het voorspelde vervormingsprofiel in de situatie van zowel de prefab betonpaal als de stalen paal redelijk goed overeenkomt met de gemeten vorm. In beide gevallen wordt over het algemeen aan de bovenzijde een te grote en aan de onderzijde een te kleine deformatie wordt voorspeld.

Het bovenste 'buigpunt' bij de betonpaal, dat zich volgens de metingen op circa NAP -6 m bevond, wordt op basis van de berekeningen op circa NAP -3 m verwacht. Ook bij de stalen paal wordt met de voorspellingen een 'buigpunt' op circa NAP -3 m voorspeld. In werkelijkheid is er echter geen sprake van een buigpunt geweest. Waarschijnlijk komt dat door de relatief grote verhouding tussen de paalstijfheid en de grondstijfheid.

De visuele verschillen tussen de voorspellingen en metingen worden, uiteraard, bevestigd door de numerieke samenvattingen in tabel 7-6 en tabel 7-7, waarin voor respectievelijk de prefab betonpaal en de stalen paal het resultaat wordt gegeven van een vergelijking tussen de meting en berekening op hetzelfde tijdstip en hetzelfde niveau ter plaatse van de paal. Het vergelijkingen gebeurt door op elk tijdstip het absolute verschil in millimeters (ABS) te berekenen tussen de berekende en gemeten paalvervorming. Naast het absolute verschil wordt in de cursieve, rode getallen ook het relatieve verschil (*REL*) ten opzichte van de voorspelde paalvervorming gegeven.

datum	vervormingsverschil meting en berekening bij prefab betonpaal (positief getal = berekeningswaarde groter dan meetwaarde) [mm]											
	op niveau NAP +0,5 m		op niveau NAP -3 m		op niveau NAP -5 m		op niveau NAP -10 m		op niveau NAP -14 m		op niveau NAP -16 m	
	ABS	<i>REL</i>	ABS	<i>REL</i>	ABS	<i>REL</i>	ABS	<i>REL</i>	ABS	<i>REL</i>	ABS	<i>REL</i>
7-jun-90	89	<i>13</i>	73	<i>12</i>	1	<i>0</i>	-48	<i>-20</i>	-5	<i>-6</i>	12	<i>38</i>
8-apr-92	124	<i>14</i>	90	<i>11</i>	7	<i>1</i>	-50	<i>-16</i>	-3	<i>-3</i>	18	<i>42</i>
13-okt-93	142	<i>15</i>	100	<i>12</i>	13	<i>2</i>	-52	<i>-15</i>	-3	<i>-3</i>	21	<i>45</i>
10-aug-94	160	<i>16</i>	114	<i>13</i>	25	<i>4</i>	-46	<i>-13</i>	0	<i>0</i>	23	<i>48</i>
19-sep-95	172	<i>17</i>	122	<i>14</i>	30	<i>4</i>	-46	<i>-13</i>	-1	<i>-1</i>	24	<i>48</i>
26-apr-96	175	<i>17</i>	123	<i>14</i>	31	<i>4</i>	-46	<i>-13</i>	0	<i>0</i>	25	<i>49</i>

Tabel 7-6: Verschil gemeten en berekende vervorming in de tijd van prefab betonpaal

datum	vervormingsverschil meting en berekening bij stalen paal (positief getal = berekeningswaarde groter dan meetwaarde) [mm]											
	op niveau NAP +0,5 m		op niveau NAP -3 m		op niveau NAP -5 m		op niveau NAP -10 m		op niveau NAP -14 m		op niveau NAP -16 m	
	ABS	REL	ABS	REL	ABS	REL	ABS	REL	ABS	REL	ABS	REL
7-jun-90	-3	0	+37	6	-4	-1	-44	-19	-6	-7	+9	23
8-apr-92	-2	0	+43	6	+4	1	-37	-12	+1	1	+18	33
13-okt-93	-1	0	+43	5	+5	0	-37	-10	+3	2	+17	31
10-aug-94	+11	1	+53	7	+13	2	-31	-9	+5	4	+23	38
19-sep-95	+14	1	+54	7	+15	2	-31	-8	+6	5	+22	37
26-apr-96	+17	2	+58	7	+18	3	-28	-7	+7	5	+24	39
26-nov-07	+52	5	+88	10	+45	6	-13	-3	+10	7	+23	33

Tabel 7-7: Verschil gemeten en berekende vervorming in de tijd van stalen paal

De voorspelling van de deformatie van de betonpaal is dusdanig goed, dat er tot aan de diepte van NAP -14 m sprake is van verschillen kleiner dan 15 à 20%. Bij de stalen paal wordt er zelfs een voorspelling gedaan die over het grootste gedeelte van de paal kleiner dan 5 à 10% is. Aan de onderzijde van de palen, waar de absolute waarden van gemeten en voorspelde paalvervorming klein is, zijn daardoor de relatieve verschillen groter.

- Aangezien het zich in de tijd ontwikkelende scheur- en vloeigedrag van een paal nog niet volledig op de juiste wijze in de numerieke en analytische modellering kan worden meegenomen (bijvoorbeeld door gebruik te maken van een M- κ -diagram), kunnen de gemeten paaldeformaties met de gebruikte methoden wel worden teruggerekend maar nog niet 'zomaar' exact worden voorspeld.

Uit het voorgaande blijkt dat, als de gronddeformaties voldoende goed kunnen worden voorspeld, tevens de hieruit volgende paaldeformaties goed kunnen worden berekend.

8 Conclusies

8.1 Samenvatting resultaten

In hoofdstuk 7 is op een systematische wijze beoordeeld in welke mate met een groot aantal verschillende berekeningsvarianten in het Eindige Elementen Methode-pakket PLAXIS achteraf een 'voorspelling' kan worden gedaan van de in de BRICOR-proefvak gemeten maaiveldzakkingen, horizontale gronddeformaties en paaldeformaties.

In hoofdstuk 4 werd al geconcludeerd dat het voorspellen van de gemeten stijghoogten in het BRICOR-proefvak niet zinnig is, gezien de (model-technisch noodzakelijke) afwijking tussen de modellering van de verticale drainage en de wijze waarop deze consolidatie-versnellende voorziening in de werkelijke situatie is aangebracht.

Uit deze beoordeling is geconcludeerd dat overall gezien PLAXIS-variant SSC default bij de BRICOR-ophoging de beste voorspelling van de metingen oplevert.

Met MSettle blijkt het verloop van de gemeten maaiveldzakking op de korte termijn – met zowel de parameters uit de laboratoriumproeven als de parameters uit het fitten aan de zakbaakmetingen op één locatie – goed kan worden nagerekend. Op de lange termijn zijn er voor de BRICOR-case geen metingen voorhanden, zodat er over de nauwkeurigheid van beide MSettle-predicties niets kan worden geconcludeerd.

De mate van voorspelbaarheid van de methode IJsseldijk-Loof en methode van Bourges en Mieussens over het verloop de horizontale gronddeformatie is in de tijd beschouwd. Met deze relatief eenvoudige methoden blijkt ruim na het afronden van de ophoogwerkzaamheden (op 31 oktober 1991) een verloop te kunnen worden voorspeld dat redelijk goed het gemeten verloop benaderd. In verticaal HMB4 presteert methode B&M het beste, terwijl methode IJL juist in verticaal HMB3 goed presteert. De voorspelde maximale horizontale gronddeformatie wijkt slechts in de orde van grootte van 15% af van de gemeten waarde.

Indien alle beschouwde methoden nog eens naast elkaar gezet, dan blijkt dat met de EEM-methode het verloop van de gemeten grootheden het meest nauwkeurige kunnen worden voorspeld. Hierbij moet wel in ogenschouw worden gehouden, dat voor elke grootheid een andere EEM-variant het beste de meting voorspelt. Vooraf is niet duidelijk welke dat is, wat nadelig is voor de mate van voorspelbaarheid van de EEM-methode.

Verder blijkt dat, als de horizontale gronddeformaties voldoende goed kunnen worden voorspeld, er vervolgens tevens paaldeformaties kunnen worden voorspeld die slechts 10 tot 20% afwijken van de werkelijk gemeten paaldeformaties.

8.2 Antwoorden op onderzoeksvragen

Op basis van de onderliggende rapportage worden de volgende antwoorden gegeven op de onderzoeksvragen, die in de inleiding zijn gesteld:

- Wat is bij de BRICOR-case de voorspellende waarde van de geselecteerde rekenmodellen voor de waterspanningen, de gronddeformaties en de paalvormingen tijdens de aanleg, na het consolidatieproces en gedurende het kruipproces?

Uit een uitvoerige analyse met verschillende berekeningsvarianten voor de BRICOR-case is gebleken, dat de voorspellende waarde van de EEM-methode zeer goed kan zijn. Een groot nadeel aan deze geavanceerde methode, waarvoor tevens een groot aantal lastig te bepalen parameters is vereist, is echter dat voor de verschillende grootheden steeds een andere variant de beste resultaten geeft. Het is lastig (zo niet onmogelijk) om vooraf in te schatten welke variant de beste resultaten geeft.

Uiteindelijk bleek voor de BRICOR-case met EEM-variant SSC default het beste overall resultaat te kunnen worden behaald. In deze variant is kruip meegenomen en zijn de initiële neutrale gronddrukcoëfficiënten volgens de default-instelling in PLAXIS bepaald. De inwendige wrijvingshoeken zijn uit de celproeven bepaald, die naar triaxiaalwaarden zijn omgerekend. Verder zijn 'celproefwaarden' van de cohesie aangehouden en zijn de verticale en horizontale doorlatendheden uit de doorlatendheidsproeven in rekening gebracht.

- Hoe gevoelig zijn de voorspellingen voor variatie in parameters?

Uit de uitvoerige analyses met de verschillende PLAXIS-varianten is gebleken dat in de BRICOR-case met name de doorlatendheid van de grondlagen een zeer belangrijke parameter is in de EEM-methode. Ook de wijze waarop verticale spanningsverhogingen naar horizontale spanningsverhogingen, en hieruit resulterende gronddeformaties, worden omgerekend. De gevoeligheid van de analyse voor deze parameters beïnvloedt de mate van voorspelbaarheid van de EEM-methode in hoge mate.

- Wat is voor de BRICOR-case het verschil tussen de voorspelde verticale gronddeformatie op maaiveldniveau met MSettle en met PLAXIS (effect van zijdelingse verplaatsing op zettingen)?

Op de beschouwde locatie in de BRICOR-case geeft de MSettle-predictie op de korte termijn de beste voorspelling van de metingen. De PLAXIS-voorspelling loopt tot aan het tijdstip waarop nog metingen voorhanden zijn circa 30% achter.

Op de lange termijn, waarin geen meetresultaten voorhanden zijn en dus ook geen conclusies kunnen worden getrokken over de mate van voorspelbaarheid van de maaiveldzakkingen met de numerieke en analytische methoden in de BRICOR-case.

- Kunnen voor de BRICOR-case de horizontale gronddeformaties met voldoende nauwkeurigheid worden bepaald met behulp van gemeten en/of door MSettle voorspelde zettingen, al dan niet gebruik makend van fitfactoren?

Zowel de MSettle-predictie met de laboratoriumproeven als die met de parameters geeft op de zakbaakmetingen leveren op de korte termijn een goede voorspelling van het gemeten verloop van de maaiveldzakkingen op.