Predicties K330/GT Praktijkonderzoek Botlekspoortunnel

Spanningen en Deformaties Ondergrond

doc.nr.: COB: K300-W-019
RWS: 3320-D-00.001 definitief
opdrachtgever: CUR/COB, Gouda
opdrachtnemer: RWS Bouwdienst - RWS Dienst Weg- en Waterbouwkunde
datum: 09-05-2000

Auteursrechten
Alle rechten voorbehouden. Niets uit deze uitgave mag worden verveelvoudigd, opgeslagen in een geautomatiseerd gegevensbestand of openbaar gemaakt, in enige vorm of op enige wijze, hetzij elektronisch, mechanisch, door fotokopieën, opnamen of op enig andere manier, zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van de CUR/COB. Het is toegestaan overeenkomstig artikel 15a Auteurswet 1912 gegevens uit deze uitgave te citeren in artikelen, scripties en boeken, mits de bron op duidelijke wijze wordt vermeld, alsmede de aanduiding van de maker, indien deze in de bron voorkomt.
" © Rapport K300-W-019, Predicties K330/GT, Praktijkonderzoek Botlekspoortunnel
Spanningen en deformaties ondergrond, mei 2000, CUR/COB, Gouda."

Aansprakelijkheid
CUR/COB en degenen die aan deze publicatie hebben meegewerkt, hebben een zo groot mogelijke zorgvuldigheid betracht bij het samenstellen van deze uitgave. Nochtans moet de mogelijkheid niet worden uitgesloten dat er toch fouten en onvolledigheden in deze uitgave voorkomen. Ieder gebruik van deze uitgave en gegevens daaruit is geheel voor eigen risico van de gebruiker en CUR/COB sluit, mede ten behoeve van al diegenen die aan deze uitgave hebben meegewerkt, iedere aansprakelijkheid uit voor schade die mocht voortvloeien uit het gebruik van deze uitgave en de daarin opgenomen gegevens, tenzij de schade mocht voortvloeien uit opzet of grove schuld zijdens CUR/COB en/of degenen die aan deze uitgave hebben meegewerkt.

Titel en subtitel:	Schrijver(s):
Predicties K330/GT Praktijkonderzoek Botlekspoortunnel Spanningen en deformaties ondergrond	ir. C.J.J. Zimmerman ir. L.E.B. Saathof ir. R. Peters B. Zafari M. Sc.
Datum rapport: mei 2000	Type rapport: eindrapport
Rapportnummer opdrachtnemer: 3320-D-00.001	COB/K300-document nummer: K300-W-019
Projectleider(s) opdrachtnemer: ir. C.J.J. Zimmerman	Projectbegeleider opdrachtgever: ir. B.M. Berkhout
Projectbegeleider opdrachtnemer: drs. W. van Schelt	Voorzitter uitvoeringscommissie K300: ir. F. de Boer
Naam en adres opdrachtnemer: RWS Bouwdienst RWS DWW Postbus 20000 Postbus 5044 3502 LA Utrecht 2600 GA Delft	Naam en adres opdrachtgever: Centrum Ondergronds Bouwen Postbus 420 2800 AK Gouda
Opmerkingen:	

Samenvatting rapport:

Dit rapport bevat de predicties van de deformaties en spanningen in de ondergrond ten gevolge van het tunnelboorproces ter plaatse van zes meetkruizen in het tracé van de Botlekspoortunnel.

Het omvat een toelichting bij en onderbouwing van de gefaseerde 2D EEM-(Plaxis)berekening met gebruikmaking van het Hardening Soil model en toepassing van groutdrukken volgens het zogenaamde groutdrukmodel.

De predictieresultaten geven een range van de te verwachten deformaties en spanningen. Deze duidt op het optreden van (enkele malen) grotere volumeverliezen dan welke bij de Tweede Heinenoordtunnel zijn gemeten.

Relationele rapporten:
K300-W-005, K300-W-020, L520-21, K100-W-073, K100-W105

Trefwoorden:	Verspreiding:
tunnel, geotechniek, groutdrukmodel	COB-commissie K300

Classificatie:	Classificatie deze pagina:	Aantal blz:	Prijs:
COB-rapport	Nee	53 (hoofdrapport) 273 (bijlagen)	

Versie	Datum	Namens opdrachtnemer	Paraaf	Namens opdrachtgever	Paraaf
concept	28/01/00	ir. C.J.J. Zimmerman	CZ	ir. B.M. Berkhout	B.m.B
definitief	30/05/00	ir. C.J.J. Zimmerman	CZ	ir. B.M. Berkhout	B.m.B

Title and sub-title:	Author(s):
Predicties K330/GT Praktijkonderzoek Botlekspoortunnel Spanningen en deformaties ondergrond	ir. C.J.J. Zimmerman ir. L.E.B. Saathof ir. R. Peters B. Zafari M. Sc.
Date report: May 2000	Type rapport: final report

Report number contractor:	COB/K300 report number:
3320-D-00.001	K300-W-019
Project manager(s) contractor: ir. C.J.J. Zimmerman	Project attendant principal: ir. B.M. Berkhout
Project attendant contractor: drs. W. van Schelt	Chairman executive committee K300: ir. F. de Boer

Name and addres contractor(s):		Name and address principal:
RWS Bouwdienst	RWS DWW	Centrum Ondergronds Bouwen
Postbus 20000	Postbus 5044	P.O. Box 420
3502 LA Utrecht	2600 GA Delft	2800 AK Gouda
The Netherlands	The Netherlands	The Netherlands

Remarks:

Summary report:

This report contains predictions for the deformations and stresses as a result of the tunnel construction process in the surrounding soil area of six cross sections in the bored section of the Botlekspoortunnel.

It includes an explanation and account of the 2D FEM staged analysis using the Hardening Soil model and comprising application of grout pressure according to the so-called grout pressure model.

The prediction analyses result in ranges of expectable deformations and stresses and suggest that at the surface up to a few times larger deformations will occur than measured at the Tweede Heinenoordtunnel.

Relational reports:

K300-W-005, K300-W-020, L520-21, K100-W-073, K100-W105

Keywords:	Distribution:
tunnelling, geotechnics, grout pressure model	COB-commissie K300

Classification:	Classification this page:	Number of pages:	Price:
COB-rapport	None	53 (main report) 273 (appendices)	

Version	Date	On behalf of contractor	Initials	On behalf of principal	Initials
concept	28/01/00	ir. C.J.J. Zimmerman	CZ	ir. B.M. Berkhout	B.M.B
definitive	30/05/00	ir. C.J.J. Zimmerman	CZ	ir. B.M. Berkhout	B.M.B

VOORWOORD

Kennis en ervaring op het gebied van ondergronds bouwen in zachte bodem is belangrijk als Nederland de actualiteit wil volgen en de (inter)nationale positie van Nederlandse ontwerpers en bouwers wil handhaven. Door een breed forum van partijen uit bedrijfsleven, overheid en kennisinstituten is in 1994 het Impulsprogramma Kennisinfrastructuur Ondergronds Bouwen opgesteld.

Het doel van dit Impulsprogramma is te komen tot een duurzame versterking van de kennisinfrastructuur. De kern van deze kennisinfrastructuur vormt het Centrum Ondergronds Bouwen (COB), dat onderzoek en ontwikkelingen op het gebied van ondergronds bouwen initieert en coördineert. COB maakt gebruik van de werkwijze en infrastructuur van het Civieltechnisch Centrum Uitvoering en Regelgeving (CUR) te Gouda. De activiteiten van het COB worden uitgevoerd onder de noemer CUR/COB. Een leerstoel "Ondergronds Bouwen" aan de TU Delft is nauw gelieerd aan het COB. In CUR/COB participeert een breed scala aan bedrijven, branche-organisaties, onderzoeksinstellingen, wetenschappelijke instituten en overheden. Via een bijdrage van de Interdepartementale Commissie voor het Economisch Structuurbeleid (ICES) in het Impulsprogramma stimuleert de overheid de totstandkoming van deze kennisinfrastructuur.

Het onderzoek en ontwikkelingswerk van CUR/COB worden verricht in het kader van een omvattend uitvoeringsprogramma. Dit uitvoeringsprogramma kent in eerste instantie vier thema's, te weten "Boren in zachte grond", "Verkennen, voorspellen en monitoren", "Economische tunnelbouw" en "Construeren, beheren en onderhouden". De thema's worden ingevuld met uit te voeren onderzoeks- en ontwikkelingsprojecten.

Een belangrijk project binnen het eerste thema is het "Praktijkonderzoek Boortunnels". De kern van dit project bestaat uit een intensieve monitoring van de twee Praktijkprojecten Boortunnels: de Tweede Heinenoordtunnel en de Botlekspoortunnel. Door middel van deze monitoring worden bestaand instrumentarium voor verkenning van de ondergrond en voorspellingsmodellen voor het gedrag van constructie en grond getoetst.

Voorliggend werkdocument "Predicties K330/GT, Praktijkonderzoek Botlekspoortunnel, Spanningen en deformaties ondergrond" is onder verantwoordelijkheid van de commissie K300 "Praktijkonderzoek Boortunnels" tot stand gekomen. De samenstelling van de deelcommissie "Geotechniek" (K300/GT), die dit rapport heeft voorbereid, was:

Mevr. Berkhout, PMB Botlekspoortunnel
Dhr. Brinkman, HSL
Dhr. van Dalen, Gemeentewerken Rotterdam
Dhr. Delfgaauw, Tauw
Dhr. Feddema, Geodelft
Dhr. Hoefsloot, Fugro BV
Dhr. van Jaarsveld, TEC
Dhr. van Schelt, Bouwdienst Rijkswaterstaat
Mevr. Ketelaars, Dienst Weg- en Waterbouwkunde
Dhr. Visser, BTC/ Ballast Nedam

SAMENVATTING

In het kader van het CUR/COB uitvoeringsprogramma "Boren in zachte grond" vindt voor het praktijkproject Botlekspoortunnel intensieve monitoring plaats. De predicties vormen een onderdeel van het monitoring programma voor het aandachtsgebied "Spanningen en deformaties in de ondergrond" en hebben als doel om, met gebruikmaking van het beschikbare instrumentarium en door verdere ontwikkeling daarvan, de resultaten van metingen en experimenten te voorspellen.
Daarbij wordt nagestreefd het inzicht in het grondgedrag bij verschillende omstandigheden van het boorproces te vergroten.
De predicties zijn uitgevoerd voor de 6 locaties (meetkruizen) in het boortracé waar het geotechnische meetprogramma van deformatie- en spanningsmetingen wordt uitgevoerd. De dwarsdoorsnede van de tunnel in de ondergrond is ten behoeve van een EEM-berekening met het rekenpakket Plaxis in een 2D-model gemodelleerd.
De fasen van het bouwproces van de boortunnel vanaf de initiële toestand tot en met de consolidatie na het gereedkomen van de tunnel zijn in de berekening opeenvolgend in rekening gebracht vanwege de mogelijkheid die dit bood om het effect van het grouten, door middel van het zogenaamde groutdrukmodel (dat eveneens in CUR/COB verband is ontwikkeld), bij de predicties te betrekken. Op deze wijze kon het effect van variatie in de groutdrukverdeling worden onderzocht.
Bij de modellering is voor het materiaalgedrag van de grond gebruik gemaakt van het Hardening Soil model nadat als verkenning en ter vergelijking berekeningen zijn gemaakt met het minder geavanceerde Mohr-Coulomb materiaalmodel. Vanwege de realistischer modellering van het grondgedrag ten aanzien van spannings-afhankelijkheid en ontlasting is voor de definitieve predicties het Hardening Soil model toegepast.
In de verkennende berekeningen met de vier groutdrukcases, die bij het groutdrukmodel gedefinieerd zijn, is tevens bepaald dat case 1 (een relatief grote groutdruk) en case 4 (een relatief geringe groutdruk) een onder- respectievelijk bovengrens geven wat betreft de te verwachten effecten.

In aanvulling op de genoemde 2D (plane strain)-berekeningen voor de dwarstrog zijn voor één meetkruis tevens berekeningen gemaakt voor de langstrog met de axiaal-symmetrische benadering volgens Rowe en Lee. Vanwege de beperkingen van deze methode en de gevoeligheid voor o.a. de wijze van modellering van de fasering kan deze berekening alleen worden gezien als een verkenning. Pas na vergelijking van deze 2D methode met een echte 3D EEM analyse zou een beter onderbouwde toepassing van deze methode, bijvoorbeeld voor predicties, mogelijk zijn.

Na de verkennende analyses geven de uitgevoerde predictieberekeningen globaal de volgende resultaten:
- naar mate de tunnel zich minder diep bevindt wordt een smallere en steiler verlopende dwarstrog gevonden en is het volumerverlies aan het maaiveld in het algemeen geringer;
- het effect van consolidatie blijkt voor groutdrukcase 4 sterker te zijn dan voor groutdrukcase 1;
- de contractie blijkt van alle effecten van het boorproces, zeker bij relatief grote groutdrukken (case 1), de grootste bijdrage aan de totale maaivelddeformatie (het volumerverlies) te leveren (ca. 60 tot 90%);
- bij een lagere groutdruk (case 4) gaan de effecten van het grouten zelf en van consolidatie sterker bijdragen aan de einddeformatie zodat het relatieve effect van de contractie wordt gereduceerd (tot max. 70%);
- bijzonderheden van de grondopbouw per meetkruis blijken sterk van invloed te zijn op de mate van optreden van de verschillende effecten van het boorproces;
- in relatie tot de predicties en metingen van het voorgaande praktijkproject (Tweede Heinenoordtunnel) blijkt vooral dat grotere volumeverliezen en grotere trogbreedtes worden gevonden in de predicties voor de Botlekspoortunnel. Deze zijn voor een deel aan de grotere coniciteit van de TBM te wijten. De gevonden waarden voor de maximale maaiveldzakking komen voor groutdrukcase 1 in orde van grootte overeen.

Ten aanzien van de toegepaste modellering en fasering kan worden geconcludeerd dat een beter inzicht in de gevoeligheid van de deformaties voor variaties in de groutdrukken is bereikt. Voor verdere ontwikkeling van het voorspellingsmodel wordt een betere onderbouwing door terugkoppeling met de uitgeoefende groutdrukken aanbevolen. Tevens verdienen mogelijke afwijkingen door de gehanteerde 2D-benadering nadere aandacht.

INHOUD

Hoofdstuk 1 INLEIDING 3
1.1 Algemeen 3
1.2 Doel van predictie en gevolgde aanpak 3
1.3 Relatie met overige projecten binnen de deelcommissie Geotechniek van K300 4
Hoofdstuk 2 METINGEN EN INSTRUMENTATIE 5
2.1 Algemeen 5
2.2 Meetlocaties 5
2.3 Meetprogramma 5
2.4 Metingen 6
2.4.1 Maaiveldmetingen 6
2.4.2 Extensometingen in de ondergrond 7
2.4.3 Hellingmetingen in de ondergrond 7
2.4.4 Grondspanningsmetingen in de ondergrond 7
2.4.5 Waterspanningsmetingen in de ondergrond 7
2.5 Meetfrequentie en meetnauwkeurigheid 8
Hoofdstuk 3 GEGEVENS EN RANDVOORWAARDEN 9
3.1 Geometrie 9
3.2 Grondparameters 9
3.4 Uitgangspunten berekening 9
Hoofdstuk 4 OPZET VAN HET MODEL 13
4.1 Geometrie 13
4.2 Grondwaterstand(en) 13
4.3 Grondmodel en materiaalparameters 14
4.4 Parameters TBM, tunnel lining 15
4.5 Nadere beschouwing volumeverlies-effecten ten gevolge van TBM-geometrie en boren 16
4.5.1 Volumeverlies boorfront op basis van algemene literatuur 16
4.5.2 Volumeverlies boorfront op basis van gegevens THT en Botlekspoortunnel 16
4.6 Resulterend model voor MQ4 18
Hoofdstuk 5 OPZET VAN DE BEREKENINGEN 19
5.1 Algemeen 19
5.2 Opzet van de rekenfase 'grouten' 19
Hoofdstuk 6 RESULTATEN BEREKENINGEN MET HET MOHR-COULOMB MODEL 21
6.1 Algemeen 21
6.2 Resultaten MQ4 21
6.2.1 Overzicht van resultaten 21
6.2.2 Bespreking resultaten MQ4 23
Hoofdstuk 7 BEREKENINGEN MET HET HARDENING SOIL MODEL 25
7.1 Algemeen 25
7.2 Beschrijving van het model 25
7.3 Voorstel voor toepassing van het Hardening Soil model t.b.v. de predicties 25
7.4 Bespreking resultaten met HS-model voor MQ4 26
7.5 Conclusies ten aanzien van gebruik HS-model 29
Hoofdstuk 8 PREDICTIE VAN DE LANGSTROG 31
8.1 Algemeen 31
8.2 De door Rowe en Lee voorgestelde methode 31
8.3 Kanttekeningen bij de methode 33
8.4 Modelopzet axiaal-symmetrische analyse 33
8.4.1 Algemene geometrie 33
8.4.2 Grondmodel 34
8.4.3 Fasering en varianten 34
8.5 Berekeningen 35
8.5.1 Overzicht varianten 35
8.5.2 Groutdrukmodellering 37
8.5.3 Invloed wateroverspanningen 38
8.5.4 Invloed groutdrukmodellering 39
8.6 Conclusies ten aanzien van toepassing van de methode Rowe Lee 40

Hoofdstuk 9 RESULTATEN PREDICTIES VOOR MQ1 t/m MQ6 42
9.1 Algemeen 42
9.2 Maaiveldzakkingen 42
9.3 Horizontale verplaatsingen van het maaiveld 46
9.4 Deformaties in de ondergrond 46
9.5 Spanningsveranderingen 48
9.6 Nadere beschouwing van de volumeverliezen 48
Hoofdstuk 10 BESCHOUWING PREDICTIES MEDE IN RELATIE TOT K100 49
10.1 Algemeen 49
10.2 Samenvatting resultaten 49
10.3 Vergelijking predicties BST met meetresultaten THT 49
10.4 Conclusies en kanttekeningen ten aanzien van de modellering en fasering 52
LITERATUUR 53

BIJLAGEN
(afzonderlijk gebundeld)

Bijlage 1 Modelinvoer MQ4, Mohr Coulomb

Bijlage 2 Berekeningsresultaten MQ4, Mohr-Coulomb in tabelvorm

Bijlage 3 Berekeningsresultaten MQ4, Mohr-Coulomb

Bijlage 4 Modelinvoer MQ4, Hardening Soil

Bijlage 5 Berekeningsresultaten MQ4, Hardening-Soil in tabelvorm

Bijlage 6 Berekeningsresultaten MQ4, Hardening-Soil

Bijlage 7 Berekeningsresultaten methode Rowe & Lee

Bijlage 8 Modelinvoer meetkruizen predictieberekeningen, elementenmesh en laagopbouw

Bijlage 9 Predictie MQ1 groutdrukcase 1

Bijlage 10 Predictie MQ1 groutdrukcase 4

Bijlage 11 Predictie MQ2 groutdrukcase 1

Bijlage 12 Predictie MQ2 groutdrukcase 4

Bijlage 13 Predictie MQ3 groutdrukcase 1

Bijlage 14 Predictie MQ3 groutdrukcase 4

Bijlage 15 Predictie MQ4 groutdrukcase 1

Bijlage 16 Predictie MQ4 groutdrukcase 4

Bijlage 17 Predictie MQ5 groutdrukcase 1

Bijlage 18 Predictie MQ5 groutdrukcase 4

Bijlage 19 Predictie MQ6 groutdrukcase 1

Bijlage 20 Predictie MQ6 groutdrukcase 4

HOOFDSTUK 1

INLEIDING

1.1 Algemeen

Ten behoeve van de door de overheid (via ICES) gestimuleerde ontwikkeling van de kennisinfrastructuur op het gebied van Ondergronds Bouwen wordt door CUR/COB (Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving / Centrum Ondergronds Bouwen) onderzoek en ontwikkelingswerk verricht in het kader van een uitvoeringsprogramma .
Eén van de thema's van dit uitvoeringsprogramma is "Boren in zachte grond". Een belangrijk project binnen dit thema is het "Praktijkonderzoek Boortunnels" waarbinnen voor twee praktijkprojecten van boortunnels, de Tweede Heinenoordtunnel en de Botlekspoortunnel, een intensieve monitoring plaatsvindt. Met deze monitoring wordt beoogd het instrumentarium voor verkenning van de ondergrond en voorspellingsmodellen voor het gedrag van constructie en grond te testen en ontwikkelen.
Onderdeel van de monitoring programma's vormen de predicties die als doel hebben de resultaten van metingen en experimenten, voorafgaande aan een fase van Evaluatie en 'back-analyses', te voorspellen.
Voor één van de aandachtsgebieden van het praktijkproject Botlekspoortunnel (K300) namelijk "Spanningen en deformaties in de ondergrond" zijn in opdracht van de CUR/COB deelcommissie K330 Geotechniek predictieberekeningen gemaakt. In voorliggend rapport worden de achtergrond en de resultaten van deze predicties beschreven.
De werkzaamheden ten behoeve van de predictieberekeningen zijn vanaf juli 1999 uitgevoerd door Rijkswaterstaat. In een samenwerking tussen de Bouwdienst (afd. NIC) en de Dienst Weg- en Waterbouwkunde (DWW afd. AG) nadat de te volgen aanpak was vastgelegd een plan van aanpak [1]. De belangrijkste elementen daaruit worden gegeven in paragraaf 1.2.

1.2 Doel van predictie en gevolgde aanpak

Met het uitvoeren van de predicties worden drie doelen nagestreefd:
- het doen van een voorspelling van de meetresultaten;
- het geven van inzicht in het grondgedrag bij verschillende omstandigheden van het boorproces;
- het gebruik maken van state-of-the-art COB kennis, die wordt ontwikkeld en vastgelegd door onderzoekscommissie L500 van het COB, deelcommissie L520 Ontwerpmodellen en rekenmodellen voor boortunnels, onderdeel geotechniek.

De predicties hebben betrekking op een enkele passage van de TBM en worden gedaan voor de locaties van de 6 meetkruizen (MQ1 t/m MQ6) en zijn afgestemd op de geplande metingen en instrumentatie ter plaatse.
De modellering zal zich mede vanwege de begrensde beschikbare budgetten beperken tot een 2D modellering voor een zone op zekere afstand achter de TBM alwaar een 2D modellering goed mogelijk wordt geacht, ook voor de lange termijn. Tevens wordt aandacht besteed aan de voorspelling van de vorm van de langstrog, met een axiaal-symmetrisch model dat gebruik maakt van de resultaten van de berekening met 2D-modellering (methode Rowe & Lee).
Een van de belangrijkste modelontwikkelingen is de zogenoemde groutdruk-modellering om de omgevingseffecten van het grouten te simuleren. Van die effecten wordt een boven- en ondergrens bepaald, gebruikmakend van verschillende cases van de bij het grouten uitgeoefende drukken volgens het groutdrukmodel.
De gronddeformaties in de omgeving van de tunnel worden samen met de grondspanningen bepaald aan de hand van EEM berekeningen met het pakket Plaxis (versie 7.11.7.132). Daarbij wordt gebruik gemaakt van fasering zodat in de verschillende rekenfasen de spanningsveranderingen en zettingen ten gevolge van de verschillende invloeden en effecten in het boorproces tot uitdrukking komen.
Bij de predictieberekeningen is ook nagestreefd het effect en nut van het gebruik van een meer geavanceerd materiaalmodel, met name het Hardening Soil model, te beoordelen. Dit is gedaan door voor één meetkruis voorafgaande aan de definitieve predictieberekeningen, een vergelijking tussen berekeningen met het Mohr-Coulomb model en berekeningen met het Hardening Soil model uit te voeren.

De resultaten van de definitieve berekeningen worden tenslotte gepresenteerd en, voor zover het aspecten van de predictie zelf betreft, geëvalueerd. In de vorm van grafische uitvoer en een aantal tabellen (opgenomen in de bijlagen) zijn de resultaten beschikbaar voor evaluatie tegenover de meetresultaten.

De in het voorgaande geschetste aanpak en uitwerking komt in deze eindrapportage achtereenvolgens als volgt aan de orde:
- Metingen en instrumentatie (Hoofdstuk 2)
- Gegevens en randvoorwaarden (Hoofdstuk 3)
- Opzet van het model (Hoofdstuk 4)
- Opzet van de berekeningen (Hoofdstuk 5)
- Resultaten berekeningen met het Mohr-Coulomb model (Hoofdstuk 6)
- Aanpak berekeningen met het Hardening Soil model (Hoofdstuk 7)
- Berekening van de langstrog ter plaatse van MQ4 volgens Lee en Rowe (Hoofdstuk 8)
- Resultaten predicties voor MQ1 t/m MQ6 (Hoofdstuk 9)

1.3 Relatie met overige projecten binnen de deelcommissie Geotechniek van K300

K330/GT behandelt drie onderwerpen te weten, "Spanningen en Deformaties Ondergrond" en "Hergebruik grond" en "Integraal boorbeheerssysteem" (IBBS). Van "Spanningen en Deformaties Ondergrond" vormen de predicties het tweede werkpakket. Het eerste pakket was het formuleren van de onderzoeksvragen en na het uitvoeren van de predictieberekeningen volgt nog een derde fase, die van Evaluatie en 'back-analyses'. In de evaluatie zullen de resultaten van de predicties worden vergeleken met die van de metingen.
De metingen in dit project worden verricht onder de verantwoordelijkheid van de aannemer en zijn via het PMB te gebruiken door K300.
De planning en aanpak van de metingen zijn vastgelegd in het document 'Projectwerkinstructie, meetplan deformaties en spanningen' [2]. De relevante aspecten van de metingen en instrumentatie in relatie tot de predictieberekeningen komen aan de orde in Hoofdstuk 2.

HOOFDSTUK 2

METINGEN EN INSTRUMENTATIE

2.1 Algemeen

In dit hoofdstuk worden het geotechnische meetprogramma en de meetinstrumenten beschreven.
Het meetprogramma, zoals vastgelegd in het document 'Projectwerkinstructie, meetplan deformaties en spanningen' [2], is voor een groot deel gericht op het verkrijgen van informatie ten aanzien van de spanningen en deformaties rondom de tunnel in de ondergrond. De metingen verschaffen, na terugkoppeling achteraf aan de gegevens over het boorproces, informatie voor het boorproces en om rekenmodellen zoals gebruikt in de predictieberekeningen verder te ontwikkelen.
Vooral op de aspecten van het meetprogramma die een relatie hebben met de omvang en de opzet van de predictieberekeningen en de te presenteren resultaten wordt ingegaan.

2.2 Meetlocaties

De metingen zullen worden uitgevoerd ter plaatse van de 11 meetlocaties zoals in tabel 2.1 zijn weergegeven. In 6 van deze locaties (de meetkruizen MQ1 t/m MQ6) wordt een geotechnisch meetprogramma uitgevoerd. Deze meetkruizen komen overeen met de doorsneden waarvoor predictie-berekeningen gemaakt.

Km	omschrijving	locatiecode
415.662	63 m na aanvang van boren van zuidelijke buis vanuit westelijke startschacht	MQ1
415.245	in invloedsgebied van over bovenste helft van tunnel te verwachten veenlaag	MQ2
414.300	overgang holoceen/pleistoceen	-
415.100	kort voor boren onder de "Oude Maas" ter hoogte van "Oude Maasweg"	MQ3
414.930	onderdoorgang "Oude Maas"	-
414.620	grootste gronddekking	-
414.500	in gebied met grootste gronddekking vanuit de dwarsverbinding	MQ4
414.150	overgang pleistoceen/holoceen	-
414.090	ter hoogte van "Vondelingenweg" voor het bereiken van de verbeterde grondlagen	MQ5
413.980	ter hoogte van de kruising "Digna Johannaweg" en "Vondelingenweg" (=in zone van grondverbetering)	MQ6
413.900	Ontvangst verbeterde slappe lagen	-

Tabel 2.1 Omschrijving meetlocaties

2.3 Meetprogramma

Om inzicht te geven in het aantal metingen en de plaats van de metingen is een gespecificeerd overzicht weergegeven in tabel 2.2.
Voorafgaand aan het meetprogramma vindt een nulmeting plaats voor ieder soort meting zoals deze in de volgende paragraaf zijn beschreven. Na afloop van de tijdsafhankelijke effecten vindt een eindmeting plaats. Alle metingen worden in x-, y- en z-richting verricht, waarbij de x-richting de horizontale as volgens het tunneltracé is.

Tijdens het meetprogramma wordt de zetting in de z-richting gemeten met behulp van een waterpasinstrument. Bij iedere meetserie wordt een vast punt buiten het invloedsgebied als referentiepunt aangehouden.

Meetlocaties		uit te voeren metingen						
km	omschrijving	maaiveld* x-richting	maaiveld* y-richting	conver-gentie	exten-someter	helling-meter	grond-druk	waterspanning
415.662	MQ1	10	19	x	4 vert.	2 vert	-	1 punt
415.245	MQ2	10	24	x	4 vert.	2 vert	24	12 + 2 punten
414.300	overgang	-	-	x	-	-	-	-
415.100	MQ3	10	24	x	4 vert.	2 vert	-	2 punten
415.050	Westoever	-	-	-	-	-		1 punt
415.050	Oude Maas	-	-	-	-	-	-	1 punt
414.930	onderdoorgang "Oude Maas"	-	-	x	-	-	-	-
414.700	Oostoever	-	-	-	-	-	-	1 punt
414.620	grootste gronddekking	-	-	x	-	-	-	-
414.500	MQ4	10	26	x	4 vert.	2 vert	24	12 + 2 punten
414.150	overgang	-	-	x	-	-	-	-
414.090	MQ5	10	20	x	4 vert.	2 vert	-	2 punten
413.980	MQ6	10	20	x	4 vert.	2 vert	-	2 punten
413.900	ontvangst	-	-	x	-	-	-	-

Tabel 2.2 Meetlocaties en aantal uit te voeren metingen per meetlocatie

*Het aantal maaiveldzakkingspunten ter plaatse van de meetkruizen is hier slechts ter indicatie aangegeven. Het werkelijke aantal is afhankelijk van de situatie ter plaatse. Waar dit een werkweg of openbare weg betreft zullen geen punten geplaatst worden.

2.4 Metingen

De volgende metingen worden uitgevoerd ter plaatse van de meetkruizen:
- maaiveldmetingen;
- extensometingen ten behoeve van de vertikale deformaties in diepere lagen;
- hellingmetingen ten behoeve van de horizontale deformaties in diepere lagen;
- grondspanningenmetingen door middel van "spade cells" (alleen ter plaatse van MQ2 en MQ4);
- waterspanningsmetingen door middel van electrische waterspanningsmeters.

2.4.1 Maaiveldmetingen

De zettingsmetingen met behulp van zakbakens worden uitgevoerd door middel van een automatisch waterpasinstrument van het type Leica NA3003. Door metingen te verrichten aan de zettingen op het maaiveld is het mogelijk om de zettingstrog als gevolg van het tunnelboren te bepalen. De maaiveldmetingen worden haaks op de tunnel verricht.
In een gebied van 1D (D = diameter van de tunnel) naast de tunnelwand zullen de zettingsmeters 2,5m hart-op-hart worden geplaatst. Buiten dit gebied zullen zettingsmeters tot de rand van het invloedsgebied 5m hart-op-hart worden geplaatst.
Het meten vindt plaats door de z-richting te meten ten opzichte van een vast punt buiten het invloedsgebied. Er vindt een nul- en eindmeting plaats door in x-,y- en z-richting te meten.

Aanvullende maaiveldmetingen
Ter bewaking van de maaiveldzakkingen en om door een snelle terugkoppeling de instelling van de TBM te kunnen verbeteren zullen met een hoge frequentie aanvullende maaiveldmetingen plaatsvinden. Deze metingen worden eveneens uitgevoerd met behulp van zakbakens. Deze zakbakens hebben een lengte van 0,5 m en een bodemplaat van 0,4 m x 0,4 m welke ongeveer 0,5 m onder het maaiveld worden geplaatst. Deze metingen worden afzonderlijk voor iedere buis ongeveer elke 25 m telkens in een dwarsraai van 3 punten haaks op de tunnelas uitgevoerd; 1 punt boven de tunnelas en 2 punten boven de tunnelwand (op 0,5D aan weerszijden van de tunnelas).

2.4.2 Extensometingen in de ondergrond

Deze metingen worden uitgevoerd met een extensometer van het type Increx Mobile Extensometer, merk Slope Indicator. Er worden vertikale deformaties in de grond en naast de tunnelbuis gemeten.
Door deze metingen wordt inzicht verkregen in de zettingstrog onder het maaiveld door het tunnelboren. Bij de plaatsing van de extensometers wordt er vanuit gegaan dat de zettingstrog symmetrisch is ten opzichte van de tunnelas en daarom worden de extensometers geconcentreerd op één helft van de te verwachten zettingstrog.
Twee extensometers worden boven de beide tunnelassen geplaatst (tot 1 m boven de tunnel). Eén extensometer wordt op 1 m vanaf de tunnelwand van de eerste tunnelbuis (tot 3 m onder de tunnelas) geplaatst. Eén op de hartlijn tussen de twee tunnelbuizen (tot 1 m onder de tunnelas).
Het meten vindt plaats door zeer nauwkeurig de afstand te bepalen tussen de meetringen die zich op een onderlinge afstand van ca.1,0 m bevinden en nagenoeg ongehinderd de verplaatsingen in de grond kunnen volgen. Voor elke extensometer zal een nul- en eindmeting uitgevoerd worden in x-,y- en z-richting. Daarna wordt aan de bovenkant van de extensometer door middel van een waterpasinstrument in de z-richting gemeten. Deze meting is ten opzichte van een vast punt buiten het invloedsgebied.

2.4.3 Hellingmetingen in de ondergrond

Deze metingen worden uitgevoerd met een Increx Inclinometer. Het is gewenst om uit oogpunt van de vervormingen om ook de horizontale verplaatsingen te meten in hetzelfde punt als de vertikale verplaatsingen. Door voor de casing van de extensometer een hellingmeetbuis te nemen kan dit worden gecombineerd met de extensometingen.
De nauwkeurigheid van de hellingmeting wordt bepaald door de ligging van het referentiepunt. Dit punt bevindt zich 5 m onder de tunnel om de meetonnauwkeurigheid te minimaliseren. Dit onderste punt is dan ook het referentiepunt voor de hellingmeting.
Voor elke hellingmeter zal een nul- en eindmeting uitgevoerd worden in x-,y- en z-richting. Bij elke meting zal van de bovenkant van de hellingmeetbuis door middel van een waterpasinstrument de z-richting gemeten worden. Bij elke meetserie wordt de z-richting gemeten ten opzichte van een vast punt buiten het invloedsgebied.

2.4.4 Grondspanningsmetingen in de ondergrond

De grondspanningen worden gemeten met "Spade cells". Dit zijn cellen met een afmeting van 100 mm bij 200 mm die gevuld zijn met olie en waar de druk van wordt opgenomen. Deze cellen kunnen tot een diepte van 0,5 m tot 2 m vanuit een boorgat worden weggedrukt. Enige verstoring van de initiële grondspanning is dan ook niet uit te sluiten.
Bij het plaatsen van het meetinstrument zal de grond worden verstoord. Het meten van de grondspanningen is daarom vrij onnauwkeurig en de reproduceerbaarheid van de resultaten is beperkt . Daarom is besloten deze metingen slechts ter plaatse van 2 meetkruizen (MQ2 en MQ4), maar wel voor een 3-tal raaien (met een onderlinge afstand van 5m) per meetkruis, uit te voeren. De grondspanningen worden in twee horizontale richtingen gemeten, zowel haaks op als evenwijdig aan de tunnelas. De metingen worden verricht op 0,5 m, 1 m, 2 m en 4 m naast de geprojecteerde tunnelwand op de diepte van de tunnelas.

2.4.5 Waterspanningsmetingen in de ondergrond

De waterspanning wordt gemeten met drukopnemers die in bepaalde grondlagen volgens tabel 2.3 worden aangebracht.

Meetkruis	grondlaag eerste drukopnemer	grondlaag eerste drukopnemer
MQ1	18A	-
MQ2	18A	32
MQ3	18A	32
MQ4	18	32
MQ5	18	32
MQ6	4/15	32

Tabel 2.3 Overzicht posities waterspanningsmeters

Ook wordt de helft van de grondspanningsmeters uitgevoerd met een waterspanningsmeter. Op iedere locatie van een gronddrukmeter wordt zodoende ook de waterspanning gemeten.

2.5 Meetfrequentie en meetnauwkeurigheid

De meetfrequentie en meetnauwkeurigheid van de verschillende typen metingen is weergegeven in tabel 2.4.

		meetfrequentie						
omschrijving	nauwkeurigheid	1. -25m <> 1e punt meetkruis	2. 1e punt <> laatste punt	3. laatste punt <> +25m	4. aansluitend op 3	5. aansluitend op 4	6. aansluitend op 5	7. aansluitend op 6
maaiveldzetting	+/- 1,5mm	1x/dag of elke 5m	2x/dag of elke 2,5m	1x/dag of elke 5m	2x/week 4 weken	1x/week 4 weken	1x/2 weken 8 weken	1x/4 weken 48 weken
maaiveldzetting (aanvullend)	+/- 1,5mm	vanaf 25m voor tot 25m na de dwarsraai 1x/dag of elke 10m			aansluitend 2 bijkomende maandelijkse metingen			
vertikale deformaties	+/- 0,01mm per m	1x/dag of elke 5m	2x/dag of elke 2,5m	1x/dag of elke 5m	2x/week 4 weken	1x/week 4 weken	1x/2 weken 8 weken	1x/4 weken 48 weken
horizontale deformaties	+/- 6mm per 25m	1x/dag of elke 5m	2x/dag of elke 2,5m	1x/dag of elke 5m	2x/week 4 weken	1x/week 4 weken	1x/2 weken 8 weken	1x/4 weken 48 weken
grondspanninge n	0,5%van bereik tot 500kPa	elke 7,5 minuten	maximaal (2 minuten)	elke 7,5 minuten	2x/week 4 weken	1x/week 4 weken	1x/2 weken 8 weken	1x/4 weken 48 weken
waterspanning	0,5% van bereik tot 350kPa	elke 7,5 minuten	maximaal (2 minuten)	elke 7,5 minuten	2x/week 4 weken	1x/week 4 weken	1x/2 weken 8 weken	1x/4 weken 48 weken

Tabel 2.4 Overzicht van de meetnauwkeurigheden en de meetfrequenties

Opmerkingen bij deze tabel:
- De aanvullende metingen worden uitgevoerd met hetzelfde instrument en nauwkeurigheid als de maaiveldzettingmetingen ter plaatse van het meetkruis;
- De metingen worden in overleg met de opdrachtgever eerder beëindigd, wanneer de vervormingen tot rust zijn gekomen;

De afleesnauwkeurigheid van een Increx Extensometer bedraagt 0,001mm.

De nauwkeurigheid van de meetresultaten van de maaiveldzakking-, inclino- en grondspanningsmetingen kan dienen als richtsnoer voor de nauwkeurigheid die zinvol is om bij de predictieberekeningen met het eindige-elementenmodel Plaxis na te streven.
De onnauwkeurigheiden zullen tevens moeten worden betrokken bij de interpretatie van de meetresultaten en de vergelijking daarvan met de in de predicties berekende waarden.

Er moet rekening mee worden gehouden dat de resultaten die voortkomen uit de grondspanningmetingen wat beereft de absolute gemeten waarden niet representatief hoeven te zijn voor de ondergrond. Dit blijkt ook uit metingen bij de THT. Oorzaak daarvan is dat de 'initiële' spanningen beïnvloed worden door het plaatsen van de grondspanningsmeters. De metingen worden toch uitgevoerd omdat de gemeten verandering van de grondspanning wel relevante informatie oplevert.
Het meten van de waterspanning zal naar verwachting minder problemen opleveren. Dit blijkt uit de ervaring opgedaan bij de THT.

HOOFDSTUK 3

GEGEVENS EN RANDVOORWAARDEN

3.1 Geometrie

De gegevens van de ligging van de tunnel zijn gebaseerd op de volgende door de aannemer via het Project Managementbureau (PMB) verstrekte documenten:
- Geotechnisch lengteprofiel met lengteprofiel tunnel (tek. BST-T-AL-A101-c);
- Geotechnisch langsprofiel boorgedeelte met ringindeling (tek. BST-T-AL-A103 A).

De gegevens met betrekking tot de instrumentatie zijn gebaseerd op de volgende tekeningen van de meetkruizen:
- Meetkruis MQ1 Westelijk werkgebied (tek. BST-T-AL-U251 A);
- Meetkruis MQ2 Westelijk werkgebied (tek. BST-T-AL-U252 A);
- Meetkruis MQ3 Westelijk werkgebied (tek. BST-T-AL-U253 A);
- Meetkruis MQ4 Oostelijk werkgebied (tek. BST-T-AL-U254 C);
- Meetkruis MQ5 Oostelijk werkgebied (tek. BST-T-AL-U255 A);
  Dit meetkruis is in afwijking van de positie zoals vermeld in de PWI [2] 50 m in westelijke richting verschoven . De hoogteligging van de tunnel in het meetkruis is in verband hiermee in de predictieberekeningen gecorrigeerd.
- Meetkruis MQ6 Oostelijk werkgebied (tek. BST-T-AL-U256 A).

De gegevens van de tunnelconstructie en de tunnelboormachine zijn samengevat in een tabel met de titel "Parameterset K300" (versie 20-04-99) verstrekt door het PMB.

3.2 Grondparameters

Voor de grondparameters is zoveel mogelijk uitgegaan van de Geotechniek Basis parameterset [3].

Meetkruis MQ6 bevindt zich voor 90% in de grondverbeteringszone. Voor de grondverbetering biedt de parameterset geen gegevens. Voor de grondverbetering is specifiek onderzoek uitgevoerd [7]. Een aantal resultaten daarvan is voor de parameterbepaling van deze laag geïnterpreteerd (zie paragraaf 4.3).

Voor gebruik van het Hardening Soil model zijn parameters benodigd die in principe op basis van (voldoende) specifieke laboratoriumproeven dienen te worden bepaald. Omdat de aard en/of de hoeveelheid van de uitgevoerde laboratoriumproeven niet geschikt was voor een dergelijke directe parameterbepaling is in het kader van deze predictie volstaan met afleiding van de parameters uit de beschikbaar gestelde parameterset door middel van correlaties.

3.3 Grondwaterstand(en)

Conform de aanwijzingen in de Basis Parameterset [3] wordt uitgegaan van een lineair verloop tussen de potentiaal in de toplaag (aangeduid met OA) en het Pleistocene zand. Voor beide lagen wordt de in de Basis Parameterset gegeven verwachtingswaarde aangehouden.
Voor MQ3 en MQ4, waarvoor geen gegevens van de toplaag beschikbaar zijn, worden de waarden van de meest nabijgelegen meetkruizen gehanteerd, d.w.z. van MQ2 respectievelijk MQ5.

3.4 Uitgangspunten berekening

Bij de opbouw van het rekenmodel ten behoeve van EEM-berekening met behulp van het rekenpakket Plaxis (versie 7.11) wordt uitgegaan van een 2D-modellering. De opeenvolging van effecten in de ondergrond (deformaties en spanningen) in de verschillende fasen van het boorproces wordt benaderd door de resultaten van de berekening per fase.
De berekeningen zijn in eerste instantie uitgevoerd met het Mohr-Coulomb materiaalmodel.

Vervolgens is onderzocht of het gebruik van een geavanceerd materiaalmodel (het Hardening Soil model) zinvol is en zijn berekeningen met gebruikmaking van dat model uitgevoerd.
Bij de predicties wordt onderscheid gemaakt tussen de volgende fasen, die gebaseerd zijn op de fasen van het bouwproces van de boortunnel:

1. Initiële toestand

K0-berekening voor de initiële bodemtoestand met laagindeling, geotechnische parameters en grondwaterstanden volgens de Geotechniek Basis parameterset [3].

2. EPB-boorfront

In deze fase wordt de deformaties en spanningsveranderingen ten gevolge van onbalans ten aanzien van de druk in de mengkamer ten opzichte van de initiële toestand in rekening gebracht.
De effecten ter plaatse van het boorfront worden binnen het deelproject TBM onderzocht . Ervaring bij het THT(Tweede Heinenoordtunnel)-project geeft de indruk dat daar het effect nagenoeg nihil was; bij de EPB-methode zijn er aanwijzingen dat het effect wat groter kan zijn. In aansluiting op eerder uitgevoerde berekeningen (o.a. in K100-verband) wordt het effect van ontspanning ter plaatse van het boorfront door een contractie in rekening gebracht . Daarbij wordt in Plaxis door een 'krimpen' van de omtrek van het boorgat (of de tunnel-lining) een reductie van de boorgatdoorsnede gemodelleerd. Deze reductie wordt procentueel uitgedrukt als een volumeverlies.
In de predictie wordt voor de waarde van deze contractie door ontspanning benaderend 0.1% gehanteerd, gezien de verzamelde literatuur in K100-13 en K100 W009 (zie ook paragraaf 3.5.1). Een nauwkeuriger schatting per meetkruis is niet haalbaar.
De effecten ter plaatse van het boorfront worden, voor zover ze als een contractie in rekening kunnen worden gebracht, samengevoegd met de geometrische effecten in fase 3, waarin ook andere effecten door middel van een contractie worden berekend.
Een ander effect van het boren, namelijk dat zich een nieuw evenwicht instelt ten gevolge van het vervangen van grondgewicht door het gewicht van de TBM, wordt in deze fase wel in rekening gebracht. Hoewel dit effect vanaf het passeren van het boorfront geleidelijk steeds vollediger zal optreden is ervoor gekozen het in deze fase van de 2D-berekening als een discreet effect in rekening te brengen.
In deze wordt ook de stijfheid van de TBM gemodelleerd. Er is voor gekozen om hiervoor een zeer hoge waarde in rekening te brengen omdat verondersteld mag worden dat de stijfheid, hoewel deze niet eenvoudig realistisch is te benaderen, hoog is en daarom een geringe invloed heeft op de berekeningsresultaten. Om rekentechnische redenen en in navolging van onderzoekscommissie L500 is de stijfheid van de TBM berekend door de stijfheid van de betonnen lining met 1000 te vermenigvuldigen.

3. TBM-geometrie

In deze fase spelen de volgende effecten een rol:
- coniciteit TBM (volgens de opgave van de TBM-geometrie door BTC);
- stuurcorrectie-effecten (volgen uit een eventuele toeslag voor correcties);
- bochteffecten (volgen uit de langsdoorsnede van de boring);
- oversnijdende beitels (volgens prognose van BTC).

Deze geometrische effecten worden handmatig berekend en gemodelleerd door het toepassen van een contractie. Het aandeel in de contractie ten gevolge van de coniciteit is bekend: voor de TBM bedraagt deze 0.92% (op basis van diameter voorzijde: 9,775 m, diameter achterzijde: 9,730 m).

Voor stuurcorrectie-effecten wordt geen additionele contractie in rekening gebracht gezien de ruimte voor correcties die ten gevolge van de coniciteit al beschikbaar is.
De bochteffecten zijn zeer gering, immers de kleinste boogstraal in de tunnel ter plaatse van een der meetkruizen bedraagt 2000 m (zie tabel 3.2 in par. 3.5). Deze boog kan binnen de door de coniciteit gemaakte ruimte worden afgelegd zonder additionele contractie-effecten.

Er zijn voor de predicties geen betrouwbare waarden voor de overige effecten beschikbaar.

Het gebruik van oversnijdende beitels is vooraf onzeker; het wordt niet gepland.

Gezien het voorgaande wordt alleen de coniciteit in rekening gebracht.
Dit geeft een totale contractie van ca. 1.0% (inclusief het effect bij het EPB-boorfront).
Uit de ervaringen met de Tweede Heinenoordtunnel is bekend dat de bijdragen aan de contractie van de andere effecten sterk uiteen kunnen lopen. De gehanteerde waarde kan als een verwachtingswaarde worden beschouwd. Gebruik van oversnijdende beitels zou een **extra** contractie van 1.24% tot gevolg kunnen hebben. De diameter aan de voorzijde wordt maximaal vergroot met 0,06 m.

4. Groutdruk

In deze fase wordt het groutproces in rekening gebracht. Deze fase levert naar verwachting de grootste bijdrage aan de totale deformaties. Aangezien de aan te houden groutdrukken niet bekend zijn worden verschillende cases berekend om een boven- en ondergrens van de deformaties te bepalen. De cases zijn in principe gebaseerd op de voorstellen van onderzoekscommissie L500 [5].
Om de werkelijke groutdrukken beter te voorspellen zou meer kennis nodig zijn over de wijze waarop de in de toevoerleidingen meetbare drukken vertaald kunnen worden naar drukken op de boorgatwand. Bovendien zou de (toe te laten) variatie van een aantal parameters, die bepalend zijn voor de groutdruk, moeten vastliggen. De volgende parameters respectievelijk aspecten zijn van belang bij een analytische bepaling van de groutdrukverdeling op de boorgatwand:

- het aantal (beschikbare en naar verwachting te gebruiken) injectiepunten;
- de positie van de injectiepunten;
- toe te passen groutvolume (per injectiepunt);
- grenzen van toe te passen groutdruk (met name de minimale druk);
- de groutsamenstelling;
- het verloop in de tijd van de grouteigenschappen;
- het boortempo;
- het 3D karakter van de groutbelasting;
- de reologische eigenschappen van het grout.

Hoewel voor een groot deel van bovengenoemde aspecten gegevens beschikbaar zijn ontbreekt het nog aan een model hiervoor. Ook de variaties in deze aspecten vormen een probleem.
Omdat een meer gedetailleerde studie gericht op het afleiden van de groutdrukken uit de 'groutgegevens' buiten het kader van deze predictie valt, wordt op basis van de cases volgens L500 de boven en -ondergrens van de deformaties bepaald.
Wel wordt in relatie met het voorgaande als predictieresultaat (zie Hoofdstuk 7) de volumeverandering ten gevolge van het grouten voor de boven- en ondergrenscase gegeven.
Dit resultaat is wellicht bruikbaar om in een evaluatie een postdictie ten aanzien van de groutdrukverdeling uit te voeren met gebruikmaking van (een deel van de vooraf) beschikbare groutgegevens.

5a/5b. Tunnel-lining/ Opdrijven

In deze fase wordt het aanbrengen van de lining en het verharden van de grout in rekening gebracht. Dat het gewicht van de lining in deze fase geringer is dan van de verwijderde grond komt tot uiting in een opdrijfkracht.
Om alleen het opdrijfeffect op de vervormingen te krijgen is er voor gekozen in de fase 'opdrijven' voor de lining geen ovalisatie toe te staan. Dit is gedaan door voor de lining een zeer grote stijfheid te modelleren. Om rekentechnische redenen is dit gedaan door de werkelijke stijfheid van de lining met 1000 te vermenig-vuldigen.
In werkelijkheid zal er een liggerwerking zijn. Deze zorgt ervoor dat bij variërende condities in lengterichting de momenten en dwarskrachten in lengterichting van de lining niet constant zijn. Zo zal de opdrijfkracht in de groutdrukzone, niet alleen ter plaatse door de in werkelijkheid aanwezige stijfheid, maar ook door liggerwerking via dwarskrachten en momenten naar elders worden overgedragen. Deze effecten kunnen in een driedimensionale modellering worden meegenomen maar in 2 D-simulaties niet.

Een extra fase (5a), waarin eerst alleen de lining zonder groutschil (met een geschatte, lagere stijfheid) in rekening wordt gebracht , terwijl nog het gewicht van de TBM aanwezig wordt verondersteld, is voorafgaande aan het opdrijven voor MQ4 doorgerekend (zie Hoofdstukken 6 en 7) . Hiermee is nagegaan in hoeverre het direct in rekening brengen van een lining met een hoge stijfheid tot onderschatting van de verplaatsingen zou kunnen leiden, indien na het grouten, tijdens de verharding van de groutschil, nog geen sprake zou zijn van een nagenoeg gefixeerde tunnelwand.
Deze tussenfase wordt in de uiteindelijke berekeningen achterwege gelaten. Hiermee wordt de introductie vermeden van een nog nauwelijks of niet onderzocht effect , namelijk dat van een gedeeltelijke verharde groutschil, en van een in 2D-modellering genegeerd effect, namelijk dat van liggerwerking.
Opmerking: in enkele verkennende berekeningen is nog wel met deze tussenfase gerekend.

6. Lange duur

In deze fase wordt het tijdsafhankelijke effect van consolidatie in rekening gebracht. Na een (voor de relevante lagen) ongedraineerde berekening voor rekenfasen 2 t/m 5 wordt in deze fase gedraineerd in de tijd gerekend.
Tenslotte dient vermeld te worden dat kruipgedrag niet in rekening is gebracht. Het te hanteren materiaalmodel biedt deze mogelijkheid niet en het in rekening brengen zou een uitbreiding van aspecten van de predictie zijn, waaraan wellicht binnen een ander kader aandacht kan worden gegeven.

HOOFDSTUK 4

OPZET VAN HET MODEL

4.1 Geometrie

Uit symmetrieoverwegingen wordt de halve tunnel gemodelleerd.
Wat betreft de horizontale afmetingen vormen de verwachte zettingstrog en het gebied van de instrumentatie de basis. Op basis van de passieve wrijvingshoek (zie ook [5]) wordt een horizontale afmeting van 3*(H+D) als zinvol beschouwd waarin:
H: de gronddekking boven de tunnel;
D: diameter van de tunnelbuis.
Deze breedte dekt het gebied waarbinnen de instrumentatie is aangebracht ruimschoots af.
Dit uitgangspunt leidt voor het meetkruis met de diepste ligging (MQ4) tot de grootst benodigde breedtemaat voor het model.
De vertikale afmetingen van het model worden bepaald door de ligging van de tunnel ten opzichte van het Pleistoceen.
Het Pleistoceen is voor MQ4 gemodelleerd tot -40 m. Dit houdt in dat de ondergrond tot ruim een afstand D onder de tunnel is gemodelleerd. Voor de overige meetkruizen wordt ook minimaal een afstand D onder de tunnel gemodelleerd.
Wat betreft de ligging van lagen nabij de onder- of bovenzijde van de tunnel zijn soms kleine wijzigingen in de invoer noodzakelijk geweest om een consistente geometrie te kunnen modelleren.
De randvoorwaarden van het geometriemodel zijn als volgt:

- de vertikale randen zijn horizontaal gefixeerd ($u_x = 0$);
- de onderrand is volledig gefixeerd ($u_x = u_y = 0$);
- de boven- en onderzijde van de tunnel, die zich bevinden op de rand (tevens de symmetrielijn) van de geometrie, zijn ten aanzien van rotatie ingeklemd ($\varphi_z = 0$).

De gehanteerde mesh is weergegeven in Bijlage 1 (voor MQ 4).Ter plaatse van de tunnel-lining is de mesh verfijnd ten opzichte van de gemiddeld gekozen grofheid om de nauwkeurigheid van de berekening te vergroten. De mesh is daarmee zodanig dat naar verwachting met de toegepaste 6-knoops-elementen voldoende nauwkeurigheid wordt bereikt.
Deze verwachting is wat betreft de keuze van het element type bevestigd door de resultaten van berekeningen met 6- en met 15-knoops-elementen voor één meetkruis te vergelijken. De vergelijking was, in verband met de relatief grote aanslag op geheugen- en processorcapaciteit bij 15-knoops-elementen, pas mogelijk na het genereren van een grovere mesh met ca. 700 in plaats van 1400 elementen en gaf onderlinge verschillen in de deformaties van kleiner dan 3%. Het grover maken van de mesh leidde tot resultaten die tot ca. 15% verschilden van de resultaten die volgden uit de bij predictieberekeningen gehanteerde mesh. Dit geeft een aanwijzing voor de nauwkeurigheid wat betreft het geometriemodel die met de gehanteerde grofheid van de mesh wordt bereikt.

4.2 Grondwaterstand(en)

Het lineaire verloop van de grondwaterpotentiaal is benaderd door een gemiddelde waarde per grondlaag aan de zijranden van het model als randvoorwaarde in voeren, waarna middels een grondwaterstromings-berekening door Plaxis de waterdrukken voor de gehele geometrie worden berekend. Deze benadering met een gemiddelde waarde per grondlaag is gezien de nogal gelaagde grondopbouw voldoende nauwkeurig gebleken.
Voor het genereren van de waterdrukken middels randvoorwaarden is gekozen i.v.m. de modellering van de groutdrukken waarbij, om het gewenste groutdrukverloop op het boorgat te modelleren, ook gebruik gemaakt wordt van een op te geven potentiaalverloop voor de rand van het model. Voor het deel van de modelrand dat samenvalt met de tunnel wordt in de betreffende rekenfase (grouten) de bij de groutdrukcase behorende drukverdeling ingevoerd. Voor een meer gedetailleerde beschrijving van deze modellering wordt verwezen naar paragraaf 5.2.

4.3 Grondmodel en materiaalparameters

De laagopbouw en de grondparameters worden voor zover mogelijk volgens de Basis Parameterset [3] ingevoerd.
Als materiaalmodel wordt in eerste instantie Mohr-Coulomb gehanteerd. In een later stadium zijn berekeningen met het Hardening Soil model uitgevoerd (zie Hoofdstuk 6).

Voor het Mohr-Coulomb-model dienen de volgende materiaalparameters te worden ingevoerd:
de elasticiteitsmodulus E, de contractiecoefficiënt ν, de cohesie c, de hoek van inwendige wrijving φ en de dilatantiehoek ψ.

Binnen de berekeningen dient verder wat betreft de doorlatendheidseigenschappen van de grond een materiaaltype te worden gekozen. Daarbij zijn in principe de zandachtige lagen als gedraineerd en de kleiachtige lagen als ongedraineerd gemodelleerd (in de fasen 2 t/m 5 van de berekening). Dit geeft de mogelijkheid om het effect van consolidatie in een aparte fase te berekenen. Wat betreft de doorlatendheden is voor doorlatende lagen waarvoor geen doorlatendheid gegeven was gehanteerd:
k = 10,0 m/d.
I.v.m. het modelleren van de groutdruk is in relatie tot de doorlatendheid aanvullend materiaal gedefinieerd. Dit wordt in Hoofdstuk 5 besproken.

Om de invoerparameters te completeren of i.v.m. eisen die het pakket stelt zijn enkele parameters aanvullend bepaald of is een interpretatie van de beschikbare parameters gemaakt. De cohesie en de elasticiteitsmodulus worden hier genoemd:
$c = 10^{-9}$ kN/m^2 voor zand(ige) lagen: deze benadering van verwaarloosbare cohesie gaf geen numerieke problemen (het hanteren van een kleine waarde van 1 kPa wordt in de handleiding van Plaxis aanbevolen);
$E_{MC} = E_{ref} = E_{50}$ kN/m^2 (voor alle lagen).
Hierbij is in aanmerking is genomen dat bij de bepaling van de in [3] gegeven elasticiteitsmodulus de conusweerstand als 'basisparameter' heeft gediend zodat de elasticiteismodulus kan worden opgevat als een parameter die geldt voor het spanningsniveau in de betreffende laag.
Voor de lagen onder de tunnel wordt vanaf de fase waarin opdrijven plaatsvindt $E_{50,reken} = 5 \times E_{50}$ gehanteerd om het zwellen van de lagen onder het hart van te tunnel door ontlasting meer realistisch te benaderen. De waarde 5 wordt in (het concept van) de Richtlijnen Groutdrukmodel L520-21 [5] voorgesteld.

Van de interfaces is de 'sterkte' handmatig ingevoerd met:
$R_{inter} = 0{,}67$ voor zand(ige) lagen;
$R_{inter} = 0{,}50$ voor klei(ige), of veen(achtige) lagen, beide conform een indicatie in de handleiding van Plaxis.
Deze waarden geven voor eindsituatie, wanneer de groutlaag verhard is, waarschijnlijk een onderschatting. Voor de voorafgaande fasen lijkt de gehanteerde benadering geschikt. Van een verfijning van dit modelleringsaspect (bijv. door de R-waarden in de berekening tussentijds te wijzigen) is, om de complexiteit van de invoer te beperken en gezien de beperkte haalbaarheid van nadere onderbouwing, afgezien.

De interfaces zijn wat betreft de doorlatendheidseigenschappen in principe neutraal gekozen. Voor het modelleren van het boorgat en de groutdruk zijn echter aanpassingen nodig geweest. Deze worden in Hoofdstuk 4 besproken.

Grondverbetering
Voor de grondverbetering ter plaatse van MQ6 worden (in aanvulling op de Basis Parameterset) de volgende parameters gehanteerd:

$\gamma_{dr} = \gamma_{sat}$: zoals in de oorspronkelijke bodemlaag, d.w.z. zoals in de lagen met van boven naar beneden de aanduidingen 17, 15/16, 9/31 en 32. Bij de grondverbeteringsproef is gebleken dat het volumieke gewicht van het grondverbeterde materiaal niet significant afwijkt van die van het oorspronkelijke bodemmateriaal.

Wat betreft de doorlatendheden worden voor de grondverbetering dezelfde waarden aangehouden als voor de oorspronkelijke bodemlagen. De doorlatendheid is voor de betreffende lagen al relatief laag (m.u.v. die van het Pleistoceen) zodat een eventuele verdere verlaging, die met de grondverbetering gepaard zou kunnen gaan, een verwaarloosbaar effect zal hebben.

Wat betreft de overige parameters van de grondverbetering wordt voor alle lagen dezelfde waarde gehanteerd:

$c = 200$ kN/m^2: dit is een gekozen waarde binnen de (ruime) range van schuifsterkten die voor monsters van de grondverbetering is gemeten [7];

φ: volgens de Basis Parameterset; het hanteren van een kleine waarde, waarbij alle sterkte aan cohesie wordt ontleend, had de voorkeur omdat na de grondverbetering geen duidelijk met de diepte toenemende schuifsterkte werd vastgesteld. Het invoeren van een lage waarde heeft echter bezwaren bij de acceptatie door het programma van de aan te houden elasticiteitsmoduli;

$\psi = 0$

Naar verwachting zal er nauwelijks plasticiteit rondom de tunnel optreden zodat de 'sterkte'parameters weinig invloed zullen hebben op het berekeningsresultaat van de vervormingen.

Als elasticiteitsmodulus voor de grondverbetering wordt aangehouden E_{ref} = 14900 kN/m^2. Deze is gebaseerd op de aanname dat E_{oed} = 20000 kN/m^2 wordt nagestreefd. Er zijn aanwijzingen dat een elasticiteitsmodulus van deze orde van grootte als een ondergrenswaarde behaald wordt.
Uit zeer veel genomen monsters [7] bleek een zeer grote spreiding met een in de tijd groeiende gemiddelde waarde van de E van 150 tot 250 maal de gemeten schuifsterkte. De afzonderlijke lagen waren niet meer te herkennen. Daarom is voor het aannemen van één waarde voor het 'grondverbeteringsblok' gekozen.
Genoemde E_{ref} is geschikt voor het Mohr-Coulomb model; omdat het Hardening Soil model voor de berekening van MQ6 zal worden gehanteerd wordt een E_{50}^{ref} bepaald met behulp van een conversiefactor waarmee de effectieve vertikale spanning in rekening is gebracht. Vanwege de grote hoogte de grondverbetering is de E_{50}^{ref} voor het midden van iedere te onderscheiden laag van de grondverbetering bepaald. Dit geeft, afhankelijk van de laagdiepte, waarden van E_{50}^{ref} van 9500 kN/m^2 tot 15800 kN/m^2.

$E_{ur}^{ref} = 5 \times E_{50}^{ref}$: conform de overige berekeningen m.b.v. het Hardening Soil model;

$m = 0{,}6$: er wordt van uitgegaan dat de spanningsafhankelijkheid van de elasticiteitsmodulus ten gevolge van de grondverbetering is verminderd ten opzichte van die van de oorspronkelijke, relatief slappe lagen waarvoor een grotere waarde van m geldt.

4.4 Parameters TBM, tunnel-lining

Voor de tunnelboormachine (TBM) en de tunnelconstructie, d.w.z. de tunnel-lining al dan niet omgeven door een verharde groutschil, worden de volgende geometrische en materiaal-parameters gehanteerd:

TBM-geometrie:

$D_{snijrad\ TBM}$ = 9.775 m (t.b.v. berekening coniciteit)
$D_{achterzijde\ TBM}$ = 9.730 m (t.b.v. berekening coniciteit)
$D_{buiten\ TBM}$ = 9.755 m (in Plaxis als boorgat- en tunnel-diameter gehanteerd)

Parameters tunnel(elementen):

E_{beton}:	34 *10^6 kPA		
A(/m' omtrek):	0,4 m^2/m	→	EA = 1,36 *10^7 kN/m
I (/m lengte):	5,333 *10^{-3} m^4/m	→	EI = 1,8133 *10^5 kNm^2/m
d:	0,40 m		
w:	9,60 kN/m/m (berekend op basis van γ = 24 kN/m^3)		
ν:	0,15 (opgegeven: 0,15-0,20)		

Parameters TBM:

EA: E_{beton} A* 1000 = 1,36 *10^{10} kN/m
EI: E_{beton} I* 1000 = 1,8133 *10^8 kNm^2/m
d: 0.40 m
w: 27 kN/m/m (gebaseerd op $G_{TBM}/l_{TBM} \times \pi \times D_{TBM}$= 844 ton/9,91 m x 30.65 m)
ν: 0.0 (hiervoor is geen realistische waarde beschikbaar; een ν-waarde $\neq 0$ zou tot een $(1/1-\nu^2)$-voudig extra vergrote buigstijfheid van de TBM leiden)

Parameters tunnel-lining (met geschatte stijfheid ten behoeve van aanvullende rekenfase 5a: tunnel-lining):
EA : E_{beton} A * 0.7 = 9,52 *10 ^{6} kN/m (De reductiefactor 0.7 is hier eigenlijk niet van toepassing maar maakt de invoer van Plaxis minder doorzichtig omdat de equivalente liningdikte d dan niet meer overeenkomt met de werkelijke dikte)
EI : E_{beton} I * 0.7 = 1,270 *10 ^{5} kNm^2/m (Om de reductie van de buigstijfheid van de tunnel ten gevolge van de segmentering in rekening te brengen is een reductiefactor van 0,7 toegepast. De waarde ervan is enigszins arbitrair maar conform eerdere predicties in K100-verband)
d : 0,40 m
w : 9,60 kN/m/m
ν: 0,15

Parameters tunnel-lining (met een factor 1000 verhoogde stijfheid t.b.v. rekenfase 5b: opdrijven):
EA: E_{beton} A* 0.7 *1000 = 9,520 *10 ^{9} kN/m
EI : E_{beton} I * 0.7 * 1000 = 1,270 *10 ^{8} kNm^2/m
d : 0,40 m
w : 9,60 kN/m/m
ν: 0,15

4.5 Nadere beschouwing volumeverlies-effecten ten gevolge van TBM-geometrie en boren

4.5.1 Volumeverlies boorfront op basis van algemene literatuur

In het COB/CUR K100 rapport "Gronddeformaties - in de meetvelden van het COB en van het Projectbureau Noord-Zuidlijn" nr. K100-W-073 van jan.1999 [8] is op basis van een uitgevoerde literatuurstudie een onderscheid gemaakt tussen de aandelen van de maaiveldzakkingen per fase naar grondtype, cohesief of niet-cohesief, waarin de tunnel ligt:

Grondsoort	fase 1+2 front effect	fase 3 schild effect	fase 4 staartspleet effect	fase 5 tijdsafhankelijke effecten	totaal
cohesief	10 %	16 %	21 %	51 %	100 %
niet-cohesief	20 %	37 %	33 %	10 %	100 %

Tabel 4.1 Aandelen maaiveldzakking in eindzakking op basis van literatuur [8]

Naar TBM type zou ook een mogelijk verschil kunnen bestaan, maar tussen TBM typen is in die literatuurstudie geen expliciet onderscheid gemaakt. Wel blijkt uit tussenresultaten dat er wel een onderscheid gemaakt zou kunnen worden. Hier ontbreekt het echter aan relevante informatie over projecten, zodat dit niet afgeleid is.
Een enigszins arbitraire aanname voor de extra zakking als gevolg van de fronteffecten bij de EPB machine van de Botlekspoortunnel is gedaan door deze als een extra contractie van 0,1 % in rekening te brengen.

4.5.2 Volumeverlies boorfront op basis van gegevens THT en Botlekspoortunnel

Gegevens Botlekspoortunnel:

D TBM voorzijde	= 9.755 m	volumeverlies = 0,51 % ten opzichte van 9.730 m
D TBM voorzijde met snijrand	= 9.775 m	volumeverlies = 0,92 % ten opzichte van 9.730 m
D TBM voorzijde max. overcutters	= 9.835 m	volumeverlies = 2.16 % ten opzichte van 9.730 m
D TBM achterzijde	= 9.730 m	
D uitwendig lining	= 9.450 m	
Lengte TBM	= 9.405 m	

Bij de meetkruizen zijn de in tabel 4.2 vermelde situaties aanwezig (bron: tekeningen meetkruizen MQ1 t/m 6).

Voor de horizontale bochtstralen geldt R = 2000 en R = 4000 m. Voor de vertikale bochtstraal geldt R = 5000 m .

meet-kruis	km	ringnr.	onderzijde tunnel [m NAP]	bovenzijde tunnel [m NAP]	"typerende grondsoort"	helling	R hor. [m]	R vert. [m]
MQ1	415.662	43	-12.4	-3	18A kleiig zand	2.6759 %	2000	oneindig
MQ2	415.245	320	-22	-12.5	18A kleiig zand	2.2803 %	2000	oneindig
MQ3	415.095 (415.100?)	417	-25.4	-16	32 zand	2.2803 %	overgang s-boog	oneindig
MQ4	414.500	818	-27.4	-18	32 zand	-	4000	5000
MQ5	414.090	1092	--21	--11.5	18 zand	-	4000	5000
MQ6	413.980	1165	-18.1	-8.65	16 klei met grondverbete-ring	2.6508 %	oneindig	oneindig

Tabel 4.2 Overzicht geometrische en geotechnische hoofdkenmerken per meetkruis

Bij de THT is er ter plaatse van de meetvelden een horizontale bochtstraal R = 4491.7 m.

De helling is 2.3 à 2.7 % bij de Botlekspoortunnel, terwijl deze bij het THT ontwerp 1: 30 was (= 3.3 %). Bij de THT bleek uit meetdata dat er een gemiddelde afwijking van 0.22 % vertikaal en 0.07 % horizontaal was [8].

De oversnijding door bochten of bogen kan door de coniciteit van de TBM zeer klein blijven. De maten van de TBM Botlek wijzen uit dat bij de gegeven afmetingen bochten van 4000 m zonder extra grondverdringing of volumeverlies gehaald kunnen worden. Als er een boogstraal van 2000 m gemaakt moet worden is er een extra volumeverlies van 0.4 % te berekenen; de diameter van het boorgat moet dan 9.774 m zijn en dit wordt door de snijrand mogelijk gemaakt. De bochten met 2000 m boogstraal zijn horizontale bochten en leveren een asymmetrisch effect op. Dit kan met het tweedimensionale halve model niet berekend worden.

Bij de THT bleek de grootte van de **gemiddelde** bochten niet bepalend te zijn voor de bereikte volumeverliezen, maar veeleer de **afwijkingen** erin die mede het totale volumeverlies bepalen.
Door K100 zijn voor de passages van de meetvelden bij de THT ten behoeve van K100 en van de Noordzuidlijn volumeverliezen teruggerekend middels een bewerking met de gemeten TBM sturingsgegevens in een theoretische benadering van volumeverliezen. De gebruikte verschillende meetinstrumenten op steeds andere plaatsen lieten vaak verschillende resultaten zien. Deze zijn voor een aantal onderscheiden aspecten in de tabel 4.3 weergegeven als percentage van het boorfrontoppervlak. In die literatuur is soms tegenstrijdige informatie te vinden. Een verklaring is niet gevonden. De waarden uit [8] "Gronddeformaties in de meetvelden van het COB en van het projectbureau Noord-Zuidlijn", K100-W-073 21-01-1999 zijn in onderstaande tabel weergegeven. In [9] "Eerste orde evaluatie K100, Beschouwing boor-/volumeverlies en deformaties (analytisch), deel II", K100-W105 zijn echter andere verdelingen te vinden. Gegeven de evaluatie van de THT worden voor de Botlekspoortunnel de in de laatste kolom gegeven waarden aangehouden:

	THT noord [%]	THT zuid [%]	palenproef NZL [%]	**Botlek [%]**
V boorfront	0	0	0	**0.1**
V coniciteit	0.7	0.7	0.7	**0.9**
V hellingcorrecties	0.52	0.17	0.46	**0.0**
V bochtcorrecties	0.03	0.03	0.03	**0.0**
V grout	-0.36	-0.67	-0.34	**?****
V totaal	0.89	0.23	0.85	**1.0***

*: exclusief Vgrout
?: deze volgt uit de berekening**
Tabel 4.3 Overzicht teruggerekende volumeverliezen THT (bron: zie literatuur [7]) en aangenomen volumeverliezen Botlekspoortunnel

Verwacht wordt dat door de coniciteit van de TBM, die bij de Botlekspoortunnel groter is dan die bij de THT, minder volumeverlies te wijten zal aan zijn stuurcorrecties in hellingen en bochten. Vanwege deze grotere coniciteit bij de Botlek TBM wordt er voor stuurcorrecties geen extra volumeverlies in rekening gebracht.

4.6 Resulterend model voor MQ4

In Bijlage 1 wordt voor MQ4 een plot gegeven van de laagopbouw met daarin de tunnelconstructie alsmede bijbehorend overzicht van de grondparameters. In het overzicht van grondparameters zijn alle in de diverse rekenfasen gebruikte lagen/media gegeven (lagen 1, 3, 5, 7, 10 en 12 vormen de basis voor de initiële toestand).
Tevens wordt in deze Bijlage 1 de elementenmesh ten behoeve van de berekeningen gegeven.

HOOFDSTUK 5

OPZET VAN DE BEREKENINGEN

5.1 Algemeen

De opzet van de berekeningen is gebaseerd op de fasering zoals gegeven in paragraaf 2.3.
Om de berekening volgens het PVA uit te kunnen uitvoeren met Plaxis of om aanvullend inzicht te krijgen in het gedrag in de verschillende fasen zijn enkele aanvullende 'rekenfasen' toegevoegd. In onderstaande tabel is een overzicht gegeven waarin de vertaling van de verschillende bouwfase-effecten naar verschillende rekenfasen wordt verduidelijkt. In de laatste kolom wordt de essentie van de uitwerking in de afzonderlijke rekenstappen toegelicht. Hieruit blijkt welke opties van het programma zijn gebruikt om het gedrag in een bepaalde rekenfase te modelleren en/of te berekenen.
Uit de verspringing in de rijen blijkt dat in de rekenfase 'contractie' twee effecten zijn verenigd. Verder is ten behoeve van de eigenlijke rekenfase van 'grouten' (groutdruk genereren) een aantal modelleer-fasen nodig die in de laatste kolom worden toegelicht.
Omdat de berekening binnen een aantal fasen iteratief is, wordt bij de uitvoer het nummer van de iteratiestap (step) vermeld. Een overzicht met de stapnummering behorende bij de rekenfasen wordt per berekening in de betreffende bijlagen gegeven.

Bouwfase(effect)	Benaming rekenfase	Toelichting bij reken/modelleer-fase
1. Initiële toestand	1. Initiële toestand	K_0-berekening
2. EPB-boorfront	2. Boren	TBM als tunnel (met e.g.) simuleren; verwijderen grond geeft nieuw evenwicht en enig ovaliseren van de TBM
3. TBM-geometrie	3. Contractie	Contractie van de TBM-'tunnel'
4. Groutdruk aanbrengen	4. Grouten	Model t.b.v. groutdruk aanpassen: - doorlatend medium activeren; - TBM -'tunnel' deactiveren
		Randconditie van stijghoogten volgens groutdrukmodel invoeren
		Groutdruk genereren: groutdruk als waterdruk genereren
		Hulpmedium verwijderen: grond binnen boorgat verwijderen
5a. Tunnel-lining (VERVALT voor de definitieve predictie-berekeningen)	5a. Tunnel-lining	Lining met beperkte stijfheid en gewicht als van TBM (nog geen opdrijven)
5b. Opdrijven	5. Opdrijven	Lining met verharde groutschil; opdrijven door realistisch gewicht van de lining in rekening te brengen
6. Lange duur	6. Consolidatie	Effect van 10^4 dagen consolidatie

Tabel 5.1 Bouwfasen en rekenfasen

5.2 Opzet van de rekenfase 'grouten'

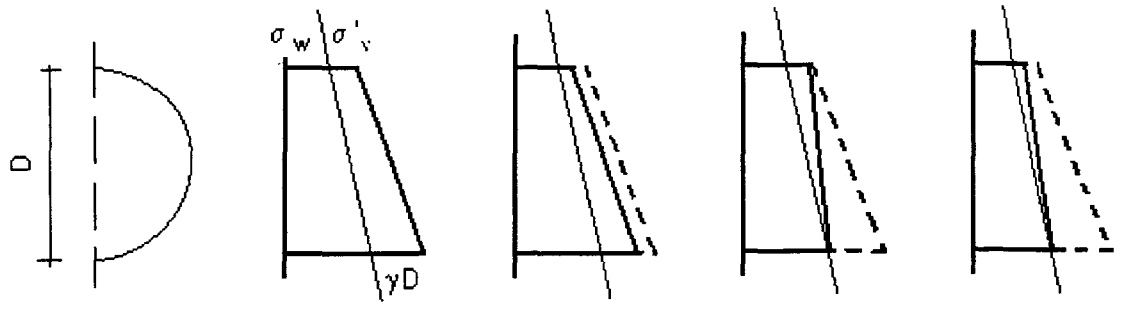
De procedure voor de rekenfase 'grouten' , die mede wordt bepaald door de invoermogelijkheden van het programma, wordt per stap als volgt verklaard:
1) aanpassing van de geometrie van het model, waarbij binnen het boorgat grond met een grotere doorlatendheid wordt geactiveerd. Deze grond is nodig als medium om op de boorgatwand een waterdruk te kunnen gaan genereren.

2) het invoeren van de groutdruk gedefiniëerd door een stijghoogte aan de rand van het model. Deze stap is nodig omdat de groutdruk die op de boorgatwand wordt uitgeoefend niet als een druk direct op de wand kan worden ingevoerd.
3) het opnieuw genereren van de waterspanningen. In deze stap wordt de groutdruk feitelijk aangebracht.
4) het opnieuw aanpassen van de geometrie van het model. Daarbij wordt de grond binnen de tunnel gedeactiveerd. Verstorende eigenschappen van de fictieve grond in het boorgat worden daarmee uitgeschakeld zodat alleen de gewenste groutdruk overblijft.

De groutdrukverdelingen die in de tweede stap worden ingevoerd zijn gebaseerd op voorstellen volgens L500 [5], zoals vermeld in tabel 5.2 en geïllustreerd in figuur 5.1. Voor de achtergrond van de verschillende cases wordt verwezen naar het betreffende L500-document [5].

Case	groutdruk		
	bovenkant boorgat	onderkant boorgat	gradiënt in kN/m³
1	waterspanning + 100% vert. korrelspanning		20
2	waterspanning + 50% vert. korrelspanning		20
3	waterspanning + 100% vert. korrelspanning	waterspanning	
4	waterspanning + 50% vert. korrelspanning	waterspanning	

Tabel 5.2 Cases met betrekking tot het groutdrukmodel



groutdruk	case 1	case 2	case 3	case 4
bovenkant:	$\sigma_v = \sigma'_v + \sigma_w$	$\sigma_v = 1/2\sigma'_v + \sigma_w$	$\sigma_v = \sigma'_v + \sigma_w$	$\sigma_v = 1/2\sigma'_v + \sigma_w$
onderkant:	$\sigma_v = \sigma_{v,boven} + \gamma.D$	$\sigma_v = \sigma_{v,boven} + \gamma.D$	$\sigma_v = \sigma_w$	$\sigma_v = \sigma_w$

Figuur 5.1 Groutdrukverdeling volgens cases 1 t/m 4 [5]

HOOFDSTUK 6

RESULTATEN BEREKENINGEN MET HET MOHR-COULOMB MODEL

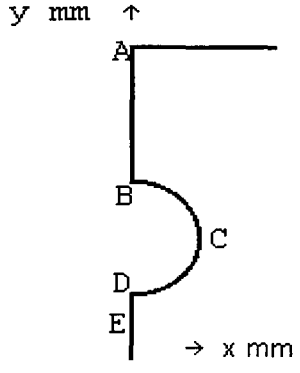
6.1 Algemeen

Er worden zowel berekeningen met het Mohr-Coulomb model (zoals voorheen in K100 toegepast) als met het Hardening Soil model uitgevoerd.
Om enig inzicht te krijgen in de gevoeligheid van de resultaten voor het gebruikte materiaalmodel worden voor één meetkruis (MQ4) met beide materiaalmodellen berekeningen uitgevoerd. De resultaten worden met elkaar vergeleken, waarna een keuze wordt gemaakt voor het voor de overige meetkruizen te hanteren materiaalmodel (zie Hoofdstuk 6).
In het voorliggende hoofdstuk worden de resultaten van de berekening met het Mohr-Coulomb model gepresenteerd. Daarbij ligt de nadruk op het vergelijken van de effecten van de verschillende cases wat betreft de groutdrukken en het bepalen van de cases die de boven- en ondergrens vormen voor wat betreft te verwachten deformaties.
Als resultaat van de uiteindelijke predicties worden o.a. voor een groot aantal locaties en afstanden tot het boorfront de verplaatsingen gevraagd. In dit hoofdstuk zijn voor een aantal punten daarvan in de geometrie de berekeningsresultaten met het Mohr-Coulomb model gepresenteerd en toegelicht.
De resultaten van de boven- en ondergrenscases komen in Hoofdstuk 6 (paragraaf 6.4) opnieuw aan de orde in een vergelijking met de resultaten van berekeningen met het Hardening Soil model.

6.2 Resultaten MQ4

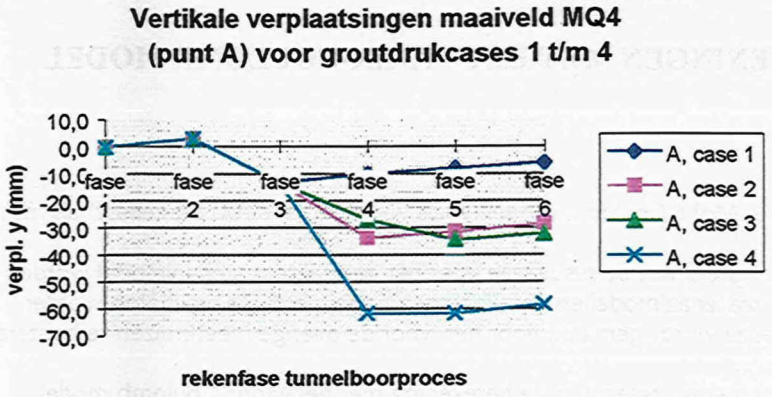
6.2.1 Overzicht van resultaten

Voor een aantal markante punten in de geometrie worden de resultaten voor wat betreft de vertikale verplaatsing gepresenteerd:
A. aan het maaiveld in de as van de tunnel;
B. aan de bovenzijde van het boorgat/de tunnel;
C. aan de zijkant van het boorgat/de tunnel;
D. aan de onderzijde van het boorgat/de tunnel;
E. relevante verplaatsingen ter plaatse van grondlagen onder het boorgat/de tunnel (n.v.t. voor MQ4)
De punten A t/m E zijn schematisch in figuur 6.1 aangegeven.

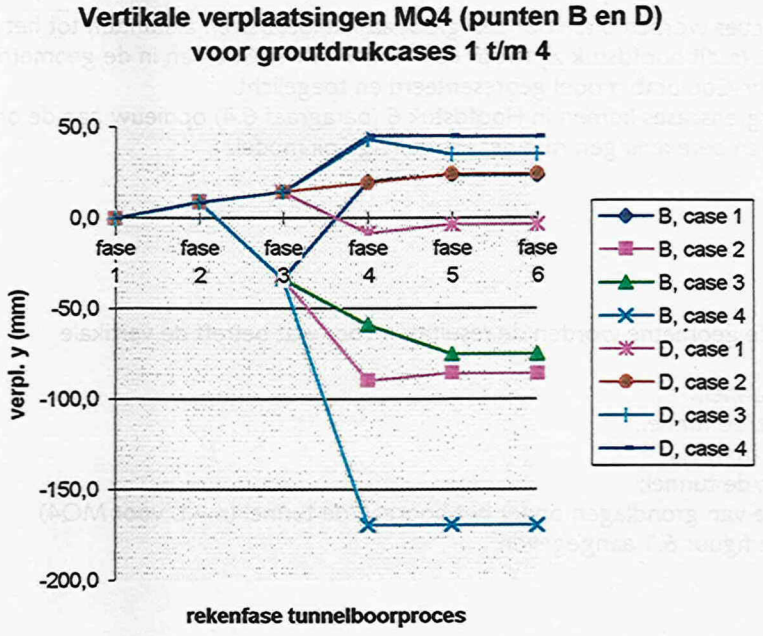


Figuur 6.1 Belettering markante geometriepunten

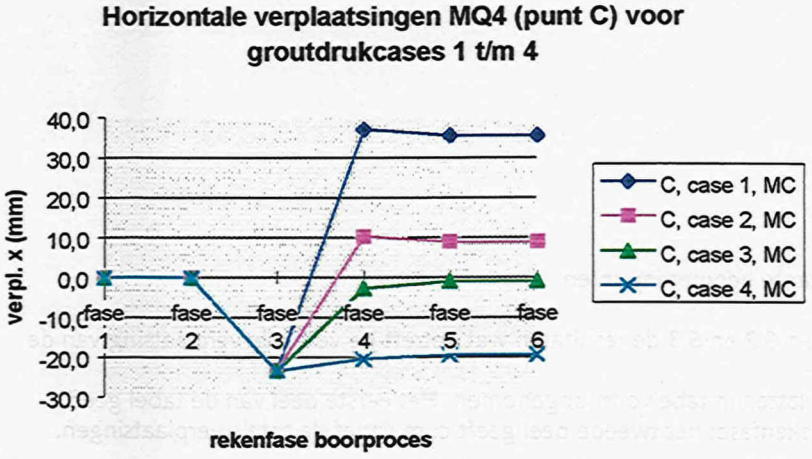
Voor meetkruis MQ4 zijn in figuren 6.2 en 6.3 de resultaten wat betreft de vertikale verplaatsing van de punten A, B en D weergegeven.
In Bijlage 2 zijn de numerieke resultaten in tabelvorm opgenomen. Het eerste deel van de tabel geeft incrementele verplaatsingen per rekenfase; het tweede deel geeft cumulatief de totale verplaatsingen.



Figuur 6.2



Figuur 6.3



Figuur 6.4

In figuur 6.4 zijn voor meetkruis MQ4 de resultaten wat betreft de horizontale verplaatsingen van punt C verzameld. Ook deze resultaten worden in Bijlage 2 in tabelvorm gegeven.

In Bijlage 3 wordt voor MQ4 een deel van de door het rekenprogramma gegenereerde uitvoer gegeven. Deze bijlage omvat o.a. een overzicht van de rekenfasen en iteratiestappen en enige 'vectorplots' van de totale verplaatsingen.

6.2.2 Bespreking resultaten MQ4

Ter plaatse van MQ4 ligt de gehele doorsnede van het boorgat/ de tunnel in het Pleistoceen. Boven de tunnel bevinden zich in meer of mindere mate kleiachtige lagen.
De (incrementele) verplaatsingen in de verschillende fasen worden in het volgende kort besproken.
De fasen t/m 'contractie' (fase 3) geven voor alle cases vanzelfsprekend hetzelfde beeld.

fase 1: geen verplaatsingen; na het berekenen van de initiële spanningen zijn de verplaatsingen op 0 gezet;

fase 2: enige rijzing; blijkbaar heeft de TBM wat minder gewicht dan de verwijderde grond. De verplaatsingen van punten B t/m D zijn ongeveer gelijk. Aan het maaiveld is ten gevolge van spreiding het effect van rijzing beperkt tot ca. 30% van de rijzing ter plaatse van de bovenzijde van het boorgat.

fase 3: zakken van de punten in en boven het hart van de tunnel, enig rijzen van de onderzijde van het boorgat. De contractie geeft in de slappere (en eindige) lagen boven het boorgat meer deformatie dan onder het boorgat, waardoor de contractie gepaard gaat met enig zakken van het zwaartepunt van het boorgat. Zoals te verwachten bij een opgelegde deformatie is de horizontale deformatie in punt C (bij benadering) gelijk aan het gemiddelde van de vertikale deformatie van punten B en D.

fase 4: in deze fase komen de verschillende groutdrukcases tot uiting:

case 1: op basis van de vertikale verplaatsingen van de boven- en onderzijde van het boorgat (punt B resp. punt D) lijkt er sprake van staande ovalisatie van het gat. Daarmee wordt bedoeld dat de vorm van het gat ovaliseert waarbij de hoogte meer toeneemt dan de breedte. Door de grote positieve verplaatsing van punt C in x-richting is daarvan echter geen sprake. Er is sprake van een 'opblazen' van het gat in een richting tegenovergesteld aan de voorgaande contractie. Het effect aan het maaiveld is relatief (t.o.v. dat bij de overige cases en ten opzichte van dat bij de voorafgaande fasen) gering.
case 2: in deze case vindt zakken van de bovenzijde van het boorgat plaats. De onderzijde rijst enigszins. De horizontale verplaatsing van punt C is ongeveer de helft van die bij case 1. Er is sprake van liggende ovalisatie van het boorgat. Aan het maaiveld vindt een aanzienlijke zakking (van ca. 35% van de rijzing ter plaatse van de bovenzijde van het boorgat) plaats.
case 3: verplaatsingen van boven- en onderzijde in dezelfde richtingen als bij case 2 echter nu in beide punten verplaatsingen van ongeveer gelijke grootte; dit stemt overeen met wat verwacht kan worden door de grotere groutdruk aan de bovenzijde en de geringere groutdruk aan de onderzijde van het boorgat. De horizontale positieve verplaatsing van punt C is kleiner dan bij case 2 (en1); dit resultaat kan door de lagere groutdruk verklaard worden.
case 4: ten opzichte van case 2, waarin de groutdruk aan de bovenzijde van het boorgat gelijk is, vindt aan de bovenzijde van het boorgat een veel grotere zakking plaats. De rijzing aan de onderzijde is vrijwel gelijk aan die in case 3, die aan de onderzijde van het boorgat dezelfde groutdruk heeft. De horizontale verplaatsing van punt C is ten opzichte van de voorgaande cases verder gereduceerd tot een zeer kleine positieve waarde (3 mm).
Voor de verplaatsingen van het maaiveld midden boven de tunnel (punt A) leveren de 'uiterste' groutdrukcases (case 1 en 4) volgens verwachting ook de uiterste deformatieeffecten (minimaal respectievelijk maximaal). Van cases 2 en 3 blijkt de druk aan de bovenzijde van het boorgat meer invloed op deze verplaatsingen te hebben dan de gradiënt van de groutdruk: een hogere groutdruk boven geeft een kleinere verplaatsing ondanks de kleinere groutdrukgradiënt.
Opmerking: wanneer in het voorgaande (t/m fase 4) van ovalisatie wordt gesproken is er sprake van ovalisatie van het boorgat, niet van ovalisatie van de lining.

fase 5: De resultaten in deze fase zijn gesplitst in:

A. Berekeningen met een fase 5a en 5b:
Daarbij wordt in fase 5a de grout'overdruk' weggehaald en wordt het resulterende drukverschil opgenomen door een lining met een eindige stijfheid.
In fase 5b vindt opdrijven plaats doordat het gewicht van de TBM vervangen wordt door dat van de lining en deze lining zeer stijf wordt verondersteld.

B. Berekeningen met één fase 5:
Daarbij wordt direct het opdrijven door het toekennen van het tunnelgewicht (fase 5b) in rekening gebracht en dientengevolge alleen met een zeer stijf gedrag van de lining (en groutschil) gerekend.

Resultaten A
De in fase 5a berekende verplaatsingen zijn per case verschillend. De tijdens de voorgaande fase geïntroduceerde spanningen geven op de 'tegen de boorgatwand gemodelleerde lining' nogal verschillende verplaatsingen:
case 1: enig rijzen van tunnel en maaiveld; een kleine negatieve horizontale verplaatsing;
case 2: vrijwel hetzelfde resultaat als case 1;
case 3: zakken van tunnel en maaiveld; een kleine positieve horizontale verplaatsing van punt C.
case 4: als case 3 echter ca. 60% kleinere verplaatsingen.
Voor case 3 blijkt het verwijderen van de (uitwendige) groutdruk en het afdragen van de grondreactie op de lining de grootste deformatie tot gevolg te hebben.
In fase b speelt alleen het opdrijfeffect een rol. Dit is zoals te verwachten voor alle cases identiek.

Resultaten B
Hiervan zijn de resultaten van case1 en case 4 in Bijlage 2 gepresenteerd.
case 1: het opdrijfeffect, d.w.z. enig rijzen van tunnel en maaiveld, blijkt wat groter te zijn dan hiervoor (zie A) voor fase 5b werd berekend. Dit is het effect van het verwijderen van de groutdruk dat nu in dezelfde fase optreedt.
case 4: het opdrijfeffect dat hiervoor (zie A) voor fase 5b werd berekend is bijna teniet gedaan. Blijkbaar is enige zakking ten gevolge van het 'verwijderen' van de groutdruk opgetreden.

Het in rekening brengen van een extra fase 5a heeft voor de totale verplaatsingen in fase 5 sterk van de case afhankelijke gevolgen en leidt voor case 3 en 4 tot significante extra deformaties. Voor case 1 blijkt een ca. tweemaal groter opdrijven op te treden (ca. 4 i.p.v. 2 mm) dan wanneer zonder deze fase wordt gerekend. De zakking van ca. 4 tot 9 mm die voor case 4 wordt gevonden treedt zonder deze fase niet op. Er treedt dan nauwelijks enig effect in de opdrijffase op. In de uiteindelijke predictieberekeningen zal de extra fase 5a niet worden meegenomen. Volstaan wordt met voorgaand signaleren van de orde van grootte van een mogelijk effect wanneer de aanwezigheid van de verharde groutschil slechts in beperkte mate (of pas na enige tijd) tot een sterk vergrote stijfheid van de tunnelring zou leiden. Hierbij spelen 3D effecten van de TBM enerzijds en de gerealiseerde tunnel anderzijds een rol.

fase 6: De effecten zijn voor alle cases gering: maximaal 3 mm rijzing ter plaatse van het maaiveld.
Dat aan het maaiveld in punt A enige rijzing optreedt is een gevolg van zwel van een kleine zone boven de tunnel waar aan het einde van de voorgaande fase enige wateronderspanning aanwezig is.
Buiten die zone vindt enige zakking (1-2 mm) ten gevolge van consolidatie plaats.
De verplaatsingen van de tunnel, die zich geheel in het Pleistoceen bevindt, zijn zoals te verwachten verwaarloosbaar klein.
case 1: consolidatie gaat gepaard met enig rijzen van het maaiveld in punt A; de verplaatsingen van de tunnel zijn klein
cases 2 t/m 4: idem

Wat betreft de bijdragen van de effecten in de verschillende fasen kan opgemerkt worden dat de contractie- en de groutfase, laatstgenoemde echter niet voor de onderzijde van het boorgat, de belangrijkste bijdragen leveren.
Wat betreft de totale vertikale verplaatsingen geven cases 1 t/m 3 een veel gunstiger beeld (kleinere zakkingen) dan case 4. Bij case 1 is de horizontale verplaatsing van punt C ten gevolge van het grouten aanzienlijk.

HOOFDSTUK 7

BEREKENINGEN MET HET HARDENING SOIL MODEL

7.1 Algemeen

Om een analyse van het effect en nut van het gebruik van geavanceerde materiaalmodellen mogelijk te maken zijn na het uitvoeren van verkennende berekeningen met het Mohr-Coulomb materiaalmodel voor één meetkruis (MQ4) voor hetzelfde meetkruis berekeningen met het Hardening Soil model uitgevoerd. Toepassing van het Hardening Soil model wordt vooral zinvol geacht vanwege de mogelijkheid om aparte waarden voor de stijfheid bij belasten en ontlasten te kunnen gebruiken.
De keuze van MQ4 voor de vergelijking tussen de berekeningen met verschillende materiaalmodellen is vooral ingegeven door de afstemming van het leveren van de predicties met de planning van passages van de meetkruizen. Bovendien is MQ4 het meetkruis met de meest diepgelegen ligging van de tunnel in een relatief stijve laag (het Pleistoceen), zodat het effect van de verschillende materiaalmodellen naar verwachting een eenduidiger beeld geeft dan bij de overige meetkruizen, waar de tunnel zich in een gelaagde en slappere bodem bevindt.
Na een korte uitleg over het model wordt de bepaling van de parameters aan de hand van de Basis parameterset toegelicht.
Daarna wordt ingegaan op de resultaten die zijn verkregen met het Hardening Soil model en worden de verschillen met de resultaten van de berekeningen met het Mohr-Coulomb materiaalmodel besproken.
Tenslotte worden enkele conclusies en aanbevelingen gegeven ten aanzien van het gebruik van het Hardening Soil model.

7.2 Beschrijving van het model

Het Hardening Soil model onderscheidt zich vooral van het Mohr-Coulomb model door de wijze waarop de stijfheid van de grond wordt beschreven. Daarbij wordt gebruik gemaakt van drie stijfheden:
- de stijfheid bij triaxiaal belasting E_{50};
- de stijfheid bij triaxiaal ontlasting/herbelasting E_{ur};
- de stijfheid bij oedometer belasting E_{oed}.

Verder is een belangrijk kenmerk dat de stijfheid spanningsafhankelijk is volgens een machtsfunctie (waarin de macht m een materiaalafhankelijke modelparameter is). Ten gevolge hiervan moeten bij bovengenoemde stijfheden de geldende referentiespanning (standaard: p_{ref} = 100 kN/m^2) worden ingevoerd.
Wat betreft de grenstoestand van bezwijken maakt het model gebruik van dezelfde parameters als het Mohr-Coulomb model (c, φ en ψ).
Dat het een 'hardening' model is houdt in dat het vloeioppervlak niet vastligt in de drie-assige spanningsruimte van de hoofdspanningen. Door plastisch rekken kan het oppervlak verschuiven.
Het model heeft net als het Mohr-Coulomb model een hexagonale conus als vloeioppervlak, echter deze heeft een vloei-'cap'. Voor een nadere beschrijving van de materiaalmodellen wordt verwezen naar het deel Materiaalmodelen van de handleiding van Plaxis.
Een deel van de 'hardening'-eigenschappen van het model, namelijk de 'hardening' onder compressie, komt tot uiting door het verschuiven van deze 'cap' als een functie van de preconsolidatiespanning.
De in het voorgaande genoemde parameters, uitgezonderd E_{ur} , zijn de basis-invoerparameters van het materiaalmodel. Daarnaast kunnen zogenaamde 'advanced' parameters worden ingevoerd. Daardoor kan voor een aantal andere parameters, die specifieke delen van het model-'gedrag' bepalen, worden afgeweken van de in het rekenprogramma ingestelde standaardwaarden. Alleen voor de stijfheid bij triaxiaal ontlasting/herbelasting E_{ur}^{ref} is deze optie gebruikt om met 5 in plaats van 3 x E_{50}^{ref} te rekenen, zoals bij de berekeningen met het Mohr-Coulomb model specifiek voor de lagen onder het hart van de tunnel voor de fasen vanaf opdrijven is ingevoerd.

7.3 Voorstel voor toepassing van het Hardening Soil model t.b.v. de predicties

Zoals in 2.2 reeds vermeld zijn ten behoeve van de berekening met het Hardening Soil model alleen grondparameters uit de Geotechniek Basis parameterset [3] gebruikt.
De waarden van de specifieke Hardening Soil model (verder aangeduid als HS-model) parameters zijn als volgt bepaald:

E_{50}^{ref} = berekend bij p_{ref} = 100 kN/m^2 met behulp van conversie volgens figuur 2A van NEN6740 uitgaande van de E_{50} volgens de Basisparameterset [3] die is geïnterpreteerd als geldende voor σ'_3 in het midden van de betreffende grondlaag. Deze eenvoudige conversie geeft vrijwel dezelfde resultaten als een conversie volgens de in het Hardening Soil model gebruikte vergelijking voor de spanningsafhankelijkheid.
$E_{oed}^{ref} = E_{oed}$;
$E_{ur}^{ref} = 5 \times E_{50}^{ref}$;
m = 0,5 - 0,9 afhankelijk van de grondlaag (volgens aanwijzingen in [6]);
c, φ en ψ zoals bij het Mohr-Coulomb model.
Het HS-model is, voornamelijk omwille van uniformiteit, voor alle grondlagen in het model toegepast.
In Bijlage 4 wordt voor MQ4 het overzicht van de grondparameters gegeven bij toepassing van het HS-model.

7.4 Bespreking resultaten met HS-model voor MQ4

Bespreking resultaten per fase
De resultaten van de berekening voor MQ4 zijn wat betreft de vertikale en horizontale verplaatsingen verzameld in tabelvorm in Bijlage 5. In Bijlage 6 wordt een deel van de gegenereerde Plaxis-uitvoer van de berekeningen voor MQ4 met het Hardening Soil model gegeven. Deze bijlage omvat een overzicht van de rekenfasen en iteratiestappen en enige 'vectorplots' van de totale verplaatsingen.
De resultaten worden in het volgende per fase en, indien relevant, per case kort besproken. Daarbij wordt vooral aandacht besteed aan verschillen ten opzichte van de resultaten zoals verkregen met het Mohr-Coulomb materiaalmodel (verder aangeduid als MC-model).

fase 1: Geen verplaatsingen (triviaal).

fase 2: Minder translatie (ca. 3 mm) dan bij de berekening met het MC-model ofwel het 'opdrijf'effect is minder groot. Dit is waarschijnlijk een direct gevolg van de hogere stijfheid bij ontlasting in het Hardening Soil model. In punten A en B vindt zakking plaats in plaats van rijzing. Dit is toe te schrijven aan de dunne slappe laag direct boven het boorgat die lokaal sterker wordt samengedrukt in de berekening met het Hardening Soil model. Dit gaat gepaard met horizontale verplaatsingen in die laag.

fase 3: Deze fase geeft wat de richting en orde van grootte van de verplaatsingen betreft voor beide materiaalmodellen hetzelfde beeld. Aan het maaiveld treedt een grotere verplaatsing op dan met het MC-model. Dat het verplaatsingseffect ter plaatse van het boorgat vrijwel gelijk is, is logisch doordat deze fase verplaatsingsgestuurd is. Het verschil is een gevolg van stijfheidsverschillen tussen de verschillende grondlagen en van de randvoorwaarden; deze zijn blijkbaar zodanig dat bij berekening met het Hardening Soil model bij een kleinere deformatie in de grondlaag ter plaatse van het boorgat de deformatie sterker aan de bovenliggende lagen wordt opgelegd.

fase 4: In deze fase komen de verschillende groutdrukcases tot uiting:
case 1: alle punten verplaatsen minder dan bij de berekening met het MC-model;
case 2: de zakking van de bovenzijde van het boorgat (punt B) is veel kleiner en ook aan het maaiveld treedt een kleinere zakking op dan bij de berekening met het MC-model;
case 3: de verplaatsingen zijn kleiner dan bij de berekening met het MC-model vooral aan de bovenzijde waar in plaats van een zakking nu enige rijzing optreedt;
case 4: vooral opvallend is de sterk verminderde zakking aan de bovenzijde (punt B) en de verminderde rijzing aan de onderzijde (punt D) die bij berekening met het HS-model wordt gevonden.
De bij cases 2 t/m 4 met ca. 45 tot 65% gereduceerde rijzing van de onderzijde van het boorgat kan direct worden toegeschreven aan de hogere stijfheid bij ontlasting in het Hardening Soil model. Dat voor case 1, d.w.z. bij vergroten van de belasting aan de onderzijde, ook de zakking ter plaatse veel kleiner is, kan worden verklaard doordat hier na de voorgaande stappen sprake is van herbelasting. Dezelfde verklaring geldt voor de veel kleinere horizontale verplaatsing van punt C (voor alle cases) bij berekening met het Hardening Soil model.

fase 5a: De verplaatsingen zijn kleiner dan bij de berekening met het MC-model.
De (kleine) vertikale verplaatsingen voor groutdrukcases 1 en 2 zijn met name voor punten A en B wat de richting betreft tegengesteld aan die bij fase 5a van de berekening met het MC-model. Gezien de geringe grootte van deze verplaatsingen is een nadere beschouwing van dit verschil niet zinvol. Voor cases 3 en 4 treden na het 'verwijderen' van de relatief lage groutdruk deformaties in dezelfde richting op als bij het MC-model. Dat deze kleiner zijn kan worden verklaard doordat er bij het zich opnieuw instellen van de normale waterspanningscondities sprake is van herbelasting.
OPMERKING: in de hier besproken berekening is onbedoeld en in tegenstelling tot in de definitieve berekening nog met de tussenfase gerekend.

fase 5b: In deze fase zijn de verplaatsingen voor alle cases nagenoeg gelijk. De verplaatsingen zijn echter (voor alle cases met uitzondering van case 4) 65 tot 100% groter dan bij de berekening met het MC-model. Blijkbaar reageert een grondmassief dat is gemodelleerd met gebruikmaking van het Hardening Soil model minder stijf. Dit is een aanwijzing dat de conversie van de elasticiteitsmoduli ten behoeve van de berekeningen met het Hardening Soil model tot relatief lage stijfheden heeft geleid. Immers de ontlasting, waarbij met beide modellen voor de laag ter plaatse van de tunnel met een 5-voudige elasticiteitsmodulus is gerekend, geeft beduidend grotere verplaatsingen.
Overigens dragen de resultaten in deze fase, waarin slechts kleine verplaatsingen optreden, bij aan het vertrouwen in de nauwkeurigheid van de berekeningen met deze materiaalmodellen. De verplaatsingen zijn nagenoeg gelijk voor alle cases met het MC-model en bij het Hardening Soil model treedt enige afhankelijkheid van de voorgaande fasen op.

fase 6: Wat betreft de consolidatie is opvallend dat deze recht boven de tunnel in punt A aan het maaiveld nu zakkingen geeft, waar bij de berekening met het MC-model nog een rijzing werd gevonden.
Bij nadere beschouwing van laatstgenoemde berekening blijkt dat alleen binnen een zone boven de tunnel met een breedte van ca. 2D sprake is van enige rijzing (van ca. 2mm). Daarbuiten vindt bij consolidate een geringe zakking plaats (van ca. 1-2 mm).
Ook zijn de verplaatsingen ten gevolge van consolidatie groter dan bij de berekening met het MC-model.
Het verschil tussen beide materiaalmodellen kan grotendeels verklaard worden wanneer men de begincondities (de wateroverspanningen) aan het einde van de voorgaande rekenfase voor bijvoorbeeld case 1 vergelijkt . Daaruit blijkt dat bij de berekening met het MC-model in de veenlaag direct boven de tunnel lokaal sprake is van onderspanning en verder in de gehele geometrie nauwelijks sprake is van over- (of onder)spanning . Bij de berekening met het Hardening Soil model is er lokaal eveneens onderspanning maar in veel geringere mate. Bovendien is in die berekening wel in een groot deel van de slappe lagen sprake van een geringe overspanning.
Tenslotte dient opgemerkt te worden dat MQ4 zich niet zo goed leent voor vergelijkende beschouwingen met betrekking tot consolidatie omdat alleen indirect effecten optreden door de ligging van de gehele tunneldoorsnede in een goed doorlatende laag.

Bij een algemene vergelijking tussen de resultaten met beide materiaalmodellen valt op dat wanneer per fase en per markant punt (A, B etc.) een rangschikking wordt gemaakt naar de grootte van de vertikale verplaatsingen voor beide materiaalmodellen voor de verschillende groutdrukcases steeds dezelfde rangorde van effecten wordt gevonden.
Dit geldt ook wat betreft de horizontale verplaatsingen van punt C. Bij de cumulatieve horizontale verplaatsingen valt op dat het effect in de groutfase voor de berekening met het HS-model zoveel kleiner is dan voor de berekening met het MC-model dat ook in case 1 en 2 de totale verplaatsingen na de 'contractiefase' negatief blijven.

De effecten ten aanzien van de vertikale verplaatsing verschillen voor de beschouwde punten voor beide materiaalmodellen in het algemeen niet meer dan een factor 3. Uitzonderingen hierop treden op in de fase grouten voor punt D bij case 1 en voor de punt B in de cases 2, 3 en 4 en in het algemeen wanneer de gevonden verplaatsingen relatief klein zijn.

Totale verplaatsingen na fase 6
Het resultaat wat betreft de totale vertikale verplaatsing (na fase 6) geeft, ten opzichte van dat bij de berekening met het MC-model, het volgende beeld:

- aan het maaiveld (punt A) een veel grotere zakking (zie tabel 7.1).

	verplaatsing punt A (mm)			
materiaalmodel	case 1	case 2	case 3	case 4
MC	-5,9	-28,2	-32,2	-62,3
HS	-30,5	-36,0	-38,8	-61,6

Tabel 7.1 Berekende verplaatsingen aan het maaiveld volgens MC- en HS-model

- de bovenzijde van de tunnel (punt B): een zakking voor case 1 in plaats van een rijzing bij het MC-model; kleinere zakkingen voor cases 2 t/m 4 (zie tabel 7.2).

	verplaatsing punt B (mm)			
materiaalmodel	case 1	case 2	case 3	case 4
MC	23,6	-86,0	-75,0	-179,1
HS	-9,7	-50,8	-51,1	-91,0

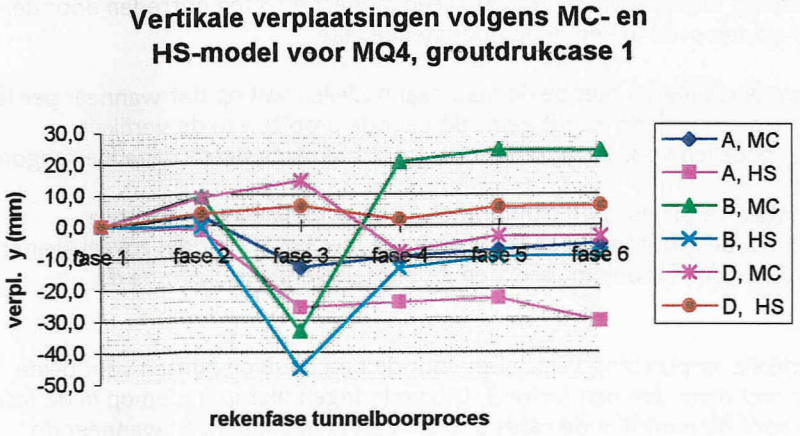
Tabel 7.2 Berekende verplaatsingen aan de bovenzijde van de tunnel volgens MC- en HS-model

- de onderzijde van de tunnel (punt D): voor case 1 rijzing in plaats van enige zakking bij het MC-model, voor de overige cases minder rijzing (zie tabel 7.3).

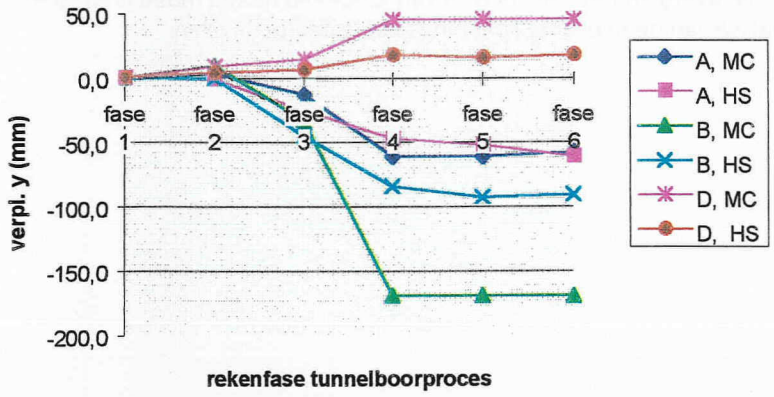
	verplaatsing punt D (mm)			
materiaalmodel	case 1	case 2	case 3	case 4
MC	-3,5	24,2	35,1	40,3
HS	6,1	13,1	15,3	17,2

Tabel 7.3 Berekende verplaatsingen aan de onderzijde van de tunnel volgens MC- en HS-model

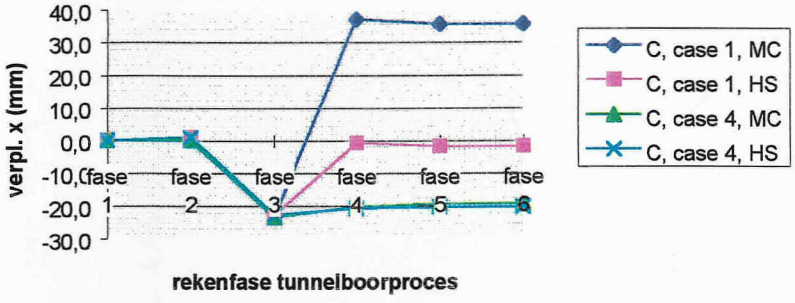
Vergelijking cumulatieve verplaatsingen volgens MC- en HS-model voor case 1 en case 4.
Omdat case 1 en 4 de omhullende van de verplaatsingen vormen is tenslotte een vergelijking tussen de resultaten met beide materiaalmodellen interessant.
Figuren 7.1 t/m 7.3 vormen een grafische illustratie ten behoeve van de vergelijking tussen beide materiaalmodellen. De meest opvallende verschillen tussen de berekeningen met het MC-model en het HS-model zijn in het voorgaande reeds besproken.



Figuur 7.1 Vertikale verplaatsingen volgens MC- en HS-model voor MQ4, groutdrukcase 1.



Figuur 7.2 Vertikale verplaatsingen volgens MC- en HS-model voor MQ4, groutdrukcase 4.



Figuur 7.3 Horizontale verplaatsingen volgens MC- en HS-model voor MQ4, groutdrukcases 1 en 4.

7.5 Conclusies ten aanzien van gebruik HS-model

Op grond van alleen de vergelijking van de resultaten van de berekeningen met beide materiaalmodellen kan niet worden geconcludeerd dat één van beide een betrouwbaarder resultaat zal leveren.
De betrouwbaarheid van de resultaten van de predictieberekeningen wordt, voor zover deze door het materiaalgedrag wordt bepaald, vanzelfsprekend voor een groot deel door de betrouwbaarheid van de parameters bepaald en daarnaast door kenmerken van het gebruikte materiaalmodel.
Omdat in de berekeningen (behalve zeer lokaal) nauwelijks sprake is van bezwijken vormen de elasticiteitsmoduli, m.a.w. de stijfheidsparameters, de belangrijkste parameters.
Bovendien betreft het een gefaseerde berekening met belastings- en ontlastingseffecten, waarin stapsgewijs nieuwe belastingen (ten gevolge van groutdruk en opdrijven) of deformaties (ten gevolge van contractie) optreden in een reeds gewijzigde spanningstoestand.
Het Hardening Soil materiaalmodel biedt, door de wijze waarop de stijfheid van de grond wordt beschreven met een spanningsafhankelijkheid en stijver gedrag bij ontlasting, de beste eigenschappen en mogelijkheden om het grondgedrag te berekenen.
Voor het Hardening Soil model dienen meer parameters bepaald te worden en bij voorkeur door deze zo direct mogelijk uit laboratoriumproeven af te leiden. Voor de predictieberekeningen zijn ze op eenvoudige wijze afgeleid uit beschikbare parameters. Toch is de verwachting dat het ontlasten en herbelasten in de berekeningen zo'n belangrijke rol speelt dat zelfs bij een beperkte nauwkeurigheid van de specifieke parameters met het Hardening Soil toch betere resultaten worden verkregen dan met een Mohr-Coulomb model.

Tenslotte wordt opgemerkt dat voor het consequente gebruik van het Hardening Soil model, dus ook voor de kleilagen en voor de fictieve groutlaag waarvan de specifieke HS-eigenschappen in de berekeningen niet van praktische betekenis zijn, vooral is gekozen vanwege de uniformiteit en in het licht van afbakening van de onderzoeksdoelen. Er is bij deze predicties geen sprake van een onderzoek waarbij een optimale afweging van de toe te passen materiaalmodellen centraal staat. Bij zo'n afweging zou ook de toepassing van het Soft-Soil-(Creep) model (voor de klei- en veenlagen) en het Advanced Mohr-Coulomb model moeten worden overwogen en is een verkennende analyse van de relevante spanningspaden aan te bevelen.

HOOFDSTUK 8

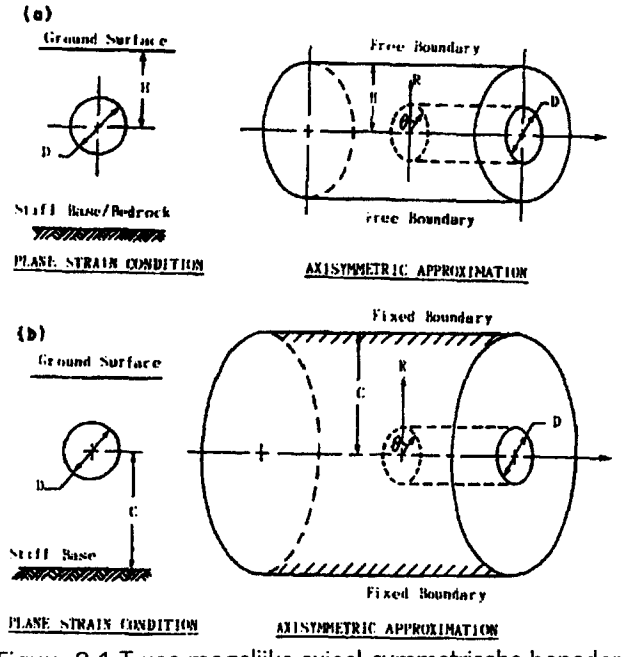
PREDICTIE VAN DE LANGSTROG

8.1 Algemeen

In dit hoofdstuk worden resultaten besproken van een predictie van de maaiveldzakkingen in lengterichting boven de as van de tunnel volgens de methode 'Rowe en Lee'. Deze is uitgevoerd in het kader van de geotechnische predicties door RWS-BWD en -DWW, voor MQ4. Aangezien de methode nog wel ter discussie staat is het niet zinvol gevonden deze verkennende analyses voor alle meetkruizen te doen.

8.2 De door Rowe en Lee voorgestelde methode

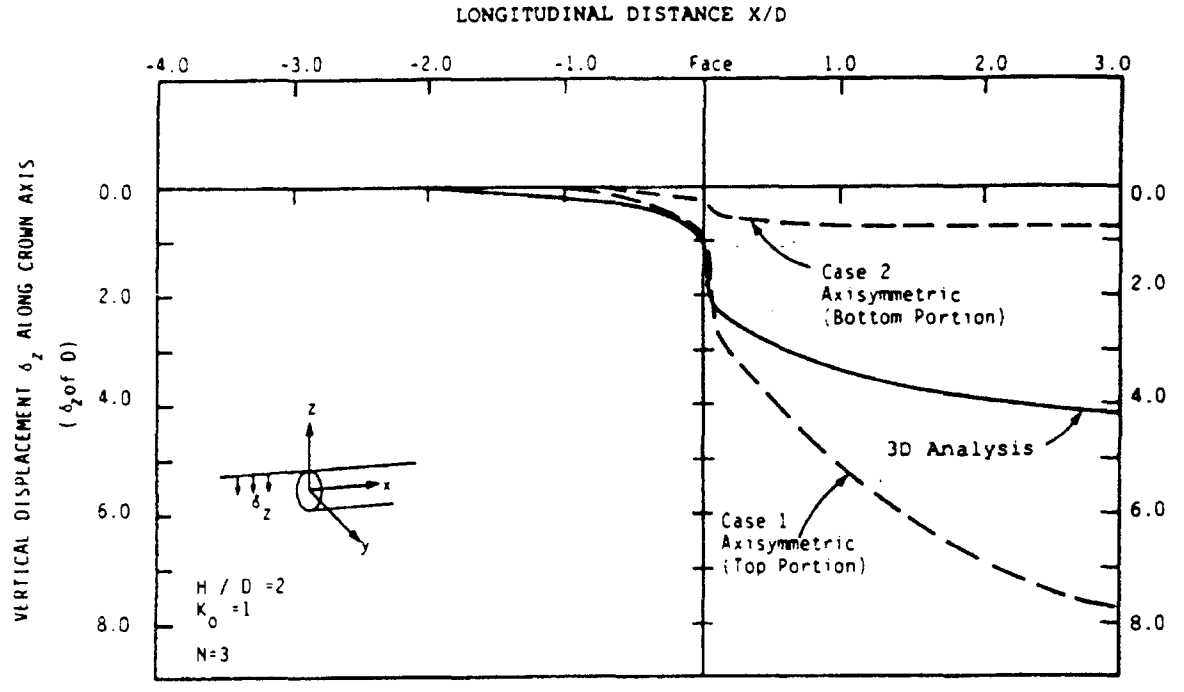
In de publicatie "An evaluation of symplified techniques for estimating three-dimensional undrained ground movements due to tunnelling in soft soils" [10] van Rowe en Lee wordt een aantal analysemethoden geëvalueerd.
Een van die methoden, voortaan de methode Rowe en Lee genoemd, betreft een alternatief voor het met een 3-D EEM analyse bepalen van zakkingen boven de as van een tunnel. Zij stellen dat de (vorm van de) zakking bepaald kan worden door het gemiddelde te nemen van de zakkingen van twee axiaal-symmetrische sommen. De ene axiaal-symmetrische som modelleert de tunnel met de bodem boven de tunnel en de andere som representeert de tunnel met de onder de tunnel liggende bodem. Zie figuur 8.1. De eerste som krijgt dan als buitenrandvoorwaarde een vrije rand, te weten het maaiveld, de andere som krijgt een randvoorwaarde op een zekere diepte, waarvoor Rowe en Lee in een geval de vaste rand van de 'bedrock' nemen. Door van beide sommen de berekende vertikale verplaatsingen op dezelfde afstand van de as te middelen en deze te normeren op de maximaal berekende maaiveldzakking vinden zij goede overeenkomsten met de vorm van de resultaten van een volledige 3-D analyse. Door deze vorm vervolgens te vermenigvuldigen met de resultaten van een 2-D EEM dwarsdoorsnede som, wordt dezelfde maaiveld-zakking gevonden als met een 3-D som van de tunnel in die bodem. Die 2-D EEM dwarsdoorsnede som is door de Lee en Rowe niet verder gespecificeerd, maar kennelijk ook niet relevant. Het gaat erom dat de met zo'n som berekende maaiveldzakking een goede voorspelling is van de maaiveldzakking op enige afstand achter het boorfront, daar waar echte 2-dimensionale situatie is bereikt.



Figuur 8.1 Twee mogelijke axiaal-symmetrische benaderingen volgens Rowe en Lee [10]

Rowe en Lee stellen dat, alhoewel een ondiepe tunnel zeker niet zo maar axiaal-symmetrisch mag worden beschouwd door de inhomogene grondslag en door het nabijheid van het maaiveld, er toch redelijke resultaten te bereiken zijn. Zij hebben hun aanpak getoetst aan een analyse van een tunnel van 3 m diameter

en van een dekking tussen 1 en 3,5 maal de diameter. Door nu twee sommen te maken, één met een straal gelijk aan de afstand van de as van de tunnel tot het maaiveld en één met een straal gelijk aan de afstand van de as tot de 'bedrock', en de antwoorden te middelen vinden zij een goede overeenkomst met de uitkomsten van een 3-D som. Voor het grondgedrag nemen zijn aan dat er een ongedraineerd reagerende kleibodem aanwezig waarbij zij rekenen met $K_0 = 1$. In hun sommen analyseerden zij overigens het geval van een tunnel zonder lining.
Ze waarschuwen expliciet dat er mogelijk grote afwijkingen zijn voor de grotere diameter tunnels, groter dan 6 m.
Deze methode is ook toegepast in het kader van K100. Daarvan is verslag gedaan in het rapport "Predictie cluster 3" [11]. In dit rapport is verslag gedaan van de werkzaamheden om de effecten op maaiveld deformaties als gevolg van extreme boorfrontdrukken te bepalen. De gevolgen van zowel actief als passief bezwijken van het boorfront zijn daarbij onderzocht. Hierbij zijn 2D axiaal-symmetrische berekeningen gemaakt met PLAXIS 5.3, als alternatief voor 3D berekeningen. De grootte van de boorfrontdruk werd daarbij zowel verlaagd als verhoogd respectievelijk tot het niveau bij actief als bij passief bezwijken. In het rapport wordt ook als reserve gesteld dat de geometrie en de eigenschappen van het onderzochte project (THT) niet overeenkomen met de door Rowe en Lee gestelde vereisten. De boorfrontdruk druk is in die analyse de enige gevarieerde invoerparameter. De TBM en de tunnellining daarachter zijn als plaatsvast ingevoerd (afgezien van een initiële plaatscorrectie die in die berekening nodig was). Op deze manier heeft men maaivelddeformaties bepaald. Die bleken zeer weinig te variëren over de onderzochte range van volledig actief tot volledig passief bezwijken (1,5 mm zakking tot 25 mm rijzing). De conclusie kan daaruit worden getrokken dat de deformaties veroorzaakt door de normaal te hanteren boorfrontdrukken, die dichtbij de neutrale druk liggen, zeer gering zullen zijn. Dit is in lijn met het gevonden resultaat in het onderzoek in de geocentrifuge naar deze fenomenen in het kader van predicties voor K100 [12] en ook het latere onderzoek in het kader van BTL proeven [13].
De door Rowe en Lee voorgestelde 2e som met de modellering van de bodem onder de tunnel is nog onbesproken gebleven, maar deze zal hieronder worden uitgewerkt. Rowe en Lee gaan uit van een duidelijke randvoorwaarde in de bodem onder de tunnel (bijvoorbeeld 'bedrock') op een diepte groter dan de afstand van de as tot het maaiveld. Dat is in Nederland meestal niet aanwezig. De meeste tunnels liggen reeds in het pleistocene zand en daaronder is het pas op zeer grote diepte anders. Daarom wordt evenals in [11] aangenomen dat de bijdrage van een eventuele 2e som aan de maaiveldzakkingen nihil is. Dit is overigens ook bijna het geval in het gegeven voorbeeld van Rowe en Lee in figuur 8.2. De antwoorden van de eerste som kunnen dan worden gehalveerd om uitkomsten te krijgen als schatting voor de werkelijkheid en deze kunnen dan vergeleken worden met de resultaten van een 3-D som.



Figuur 8.2 Vergelijking van de axiaal-symmetrische benadering met 3D resultaten [10]

8.3 Kanttekeningen bij de methode

De methode zoals voorgesteld door Rowe en Lee wordt in hun artikel [10] onderbouwd met een vergelijk met een 3-D analyse van een specifieke tunnel van 3 m diameter in klei. Daarbij gingen zij uit van ongedraineerd grondgedrag. Die tunnel had een dekking van 2 maal de diameter en was 'unlined' en daardoor werden de verplaatsingen boven de tunnel zeer veel groter (tot max. 8% van de diameter) dan die boven het boorfront (1% van de diameter). De afwijkingen tussen hun 3-D resultaten en het gemiddelde van de axiaal-symmetrische sommen waren boven de tunnel relatief gering, maar boven het boorfront relatief groot (zie figuur 8.2). De conclusie dat de methode werkt voor onderzoek naar 3D boorfronteffecten is dan ook aanvechtbaar. Ze stellen bovendien expliciet dat naarmate de tunnels relatief dieper liggen de axiaal-symmetrische benadering beter zal kloppen.

De methode toetsen zou eigenlijk vereisen dat er ook echte 3-D sommen beschikbaar waren. Dit is wel het geval geweest in K100 en L500 verband bij de THT meetvelden. In het kader van de werkzaamheden van K100 werd echter een verdere analyse van de methode, te weten een vergelijking van de Predictie 3 met de later te gemaakte 3D analyses, niet zinvol gevonden. Bij de K300 activiteiten bij de BST is geen 3D analyse voorzien en daarom kunnen de resultaten van de axiaal-symmetrische sommen niet aan numerieke 3D sommen worden getoetst. Het resultaat, te weten een predictie van de vorm van de maaiveldzakkingen boven de as van de tunnel, is het enige resultaat. Maar dit moet met de nodige voorzichtigheid worden beschouwd, gezien de bovenstaande kanttekeningen bij de methode.

8.4 Modelopzet axiaal-symmetrische analyse

8.4.1 Algemene geometrie

Met het programma Plaxis 7.11 kan eenvoudig een axiaal-symmetrische analyse uitgevoerd worden, middels het instellen ervan in de 'general settings'.
In Plaxis is dan altijd de y-as de as van het model. De x-as is dan de straal, de 'dikte' van het model. De positieve y-as is aangenomen vanaf het boorfront naar de tunnel. En de x-as loopt vanaf de as radiaal naar buiten, dus richting maaiveld.
De zwaartekracht kan in deze benadering voor een in de bodem liggende tunnel niet als een homogeen veld worden aangenomen, maar moet in de axiaal-symmetrische benadering van een tunnel gemodelleerd worden in een richting loodrecht op de as, dus in radiale richting (in onze modellering in de richting van de negatieve x-as). In Plaxis 7.11 kan men extra versnellingen invoeren. Daarmee is het zwaartekrachtsveld in een andere richting te zetten. De K_0 procedure is dan echter niet meer mogelijk en de initiële spanningen moeten apart bepaald worden in het radiaal gerichte zwaartekrachtsveld. Ook de waterspanningen kunnen niet meer gewoon berekend worden uit de plaatshoogte maal de volume gewicht van water. In Plaxis wordt namelijk voor de berekening van de waterspanning altijd van een y-waarde uitgegaan, maar aangezien het zwaartekrachtveld in dit model in de negatieve x-richting loopt, kunnen de waterspanningen niet gewoon worden berekend. Daarom wordt alleen met effectieve spanningen gerekend en geen freatische lijn in het model ingevoerd.
De effectieve spanningen kunnen in Plaxis ook via de factor M_{weight} gegenereerd worden. De grootte van die factor moet dan vastgesteld worden. In de betreffende rekenfase wordt dan voor elke laag het opgegeven droge volume gewicht vermenigvuldigd met M_{weight}. In tabel 8.1 zijn de effectieve spanningen voor de grondopbouw gegeven zoals die met de in werkelijkheid aanwezige freatische lijn zijn te verwachten. In de laatste kolom is de effectieve spanning weergegeven die Plaxis zal generen als $M_{weight} = 0{,}53$. Daarbij was het streven om op het niveau net boven de tunnel de effectieve spanning in model en werkelijkheid zoveel mogelijk overeen te laten komen. De uitwerking betreft de gegevens van meetkruis MQ4. De modellen hadden 701 axiaal-symmetrische 6 knoops elementen en zijn berekend met Plaxis 7.11. Op een diepte van 21,5 m in situ of een hoogte van 4,8 m in het model ligt de kruin van de tunnel. In Bijlage 7.1 is het geometriemodel voor de initiële toestand weergegeven.

Naam van de laag	laag-dikte [m]	ligging bovenkant [m +/- NAP]	in model X-waarde [m]	water-spanning *) [kN/m2]	dichtheid (droog/ nat) [kN/m3]	in situ $\sigma_{vert.}$ *) [kN/m2]	in situ $\sigma'_{vert.}$ *) [kN/m2]	in model σ'_{xx} **) [kN/m2]
OA	3,8	+0,8	27,1	0	17/19	0	0	
17	9,5	-3	23,3	30	17/19	70,6	40,6	35,4
18/18 A	4,5	-12,5	13,8	125	17/19	251,5	126,5	119,3
16/17	3,5	-17	9,3	170	16/17	336,6	166,6	159,1
9/31	1	-20,5	5,8	205	14/15	396,1	191,1	188,2
32		-21,5	4,8	215	19/20	411,1	196,1	195,5
as-niveau		-26,3	0	263	-	507,1	244,1	242,9

*) : aanname freatische lijn op 1 m -NAP, en hydrostatische spanningen.
**) : bereikte effectieve spanningen, via M_{weight} = 0,53 op droge dichtheid.

Tabel 8.1 Ingevoerde grondopbouw en spanningen door eigengewicht.

8.4.2 Grondmodel

Als grondmodel is het Mohr-Coulomb model gebruikt met de grondparameters volgens de materiaalset die eerder is geïntroduceerd in paragraaf 4.3. Aanvankelijk zijn de berekeningen gedaan met gedraineerde eigenschappen zoals die ook voor de dwarsberekeningen gebruikt zijn. Later zijn er ook varianten gemaakt met ongedraineerde eigenschappen gevolgd door een consolidatie berekening.

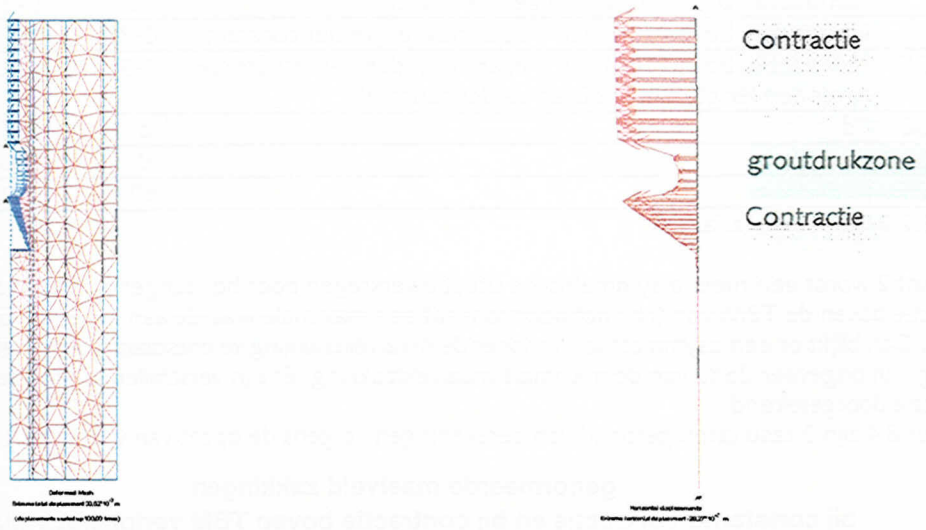
8.4.3 Fasering en varianten

Er zijn diverse variant berekeningen uitgevoerd, waarin de tunnel-effecten op verschillende wijze zijn gemodelleerd. Deze zullen worden besproken na de algemene fasering van de berekeningen.

In de initiële fase kunnen, zoals reeds eerder is gezegd, de initiële spanningen niet automatisch worden bepaald vanwege de afwijkende resulterende zwaartekracht.
In de eerste rekenfase moeten de richtingen van de versnellingen, die in de 'general settings' zijn ingevoerd, eerst worden geactiveerd met de grootheid $M_{acceleratie} = 1$.
Daarna kan in een tweede rekenfase de grootte van de versnellingen gekozen worden met de grootheid M_{weight}.
In de derde fase wordt de tunnel ingevoerd door een randvoorwaarde ter plaatse van de lining en ter plaatse van het boorfront. Het boorfront is in deze sommen plaatsvast aangenomen, als een vlak dat niet evenwijdig aan de as verplaatst, dus met opgelegde verplaatsingen in die richting (Y) gelijk aan nul. De tunnelwand krijgt een verplaatsing gelijk aan nul opgelegd met de parameter ΣMdispl. = 0 m. Ter plaatse van de zone waarin de groutdruk wordt geoefend wordt eveneens in deze fase een zekere nog te kiezen groutdruk opgelegd (zie verder par. 8.5).

In de daarna volgende berekeningsfasen zijn per variant steeds verschillende belastingen gesimuleerd:
- variant 1
In het eenvoudigste geval (variant 1) is een constante contractie, oftewel een diameterverkleining, aan de tunnel opgelegd. De grootte ervan is gesteld op dezelfde waarde als in de dwarsdoorsnede berekeningen, namelijk 1 % volumeverlies, overeenkomend met een diameter verkleining van 50 mm.
- variant 2
In een volgende variant (variant 2) is ook een contractie opgelegd, echter over de lengte van de TBM (in deze sommen aangenomen als 1 maal de diameter) verlopend van 0 naar de maximale waarde van 50 mm aan de staart van de TBM en verder constant. Een gevoeligheid op deze grootte is nagegaan door ook sommen te maken met een contractie van 30 en 70 mm, overeenkomend met respectievelijk 0,6 en 1,4 % volumeverlies.
- variant 3
Er is ook een berekening (variant 3) gemaakt waarbij over een zekere lengte achter de TBM ook de groutdruk is gesimuleerd. Als lengte van deze groutdrukzone is steeds één maal de diameter aangehouden. Voor de grootte van de groutdruk zijn diverse subvarianten gemaakt. Een algemeen beeld van deze randvoorwaarde geeft figuur 8.3 met een uitvoer van een dergelijke berekening met de gedeformeerde mesh, waarin ook de genoemde randvoorwaarden zijn weergegeven. Het maaiveld is de rechterzijde van deze mesh en de (halve) tunnel is links boven aangenomen met het boorfront in het midden van de linkerrand van de mesh. De

linkerrand van de mesh. De linkerrand is de as van de tunnel. De rechterfiguur betreft de zakkingen net boven de kruin, deze zijn grotendeels als contractie opgelegd en voor een klein tussendeel achter de TBM het resultaat van de opgelegde groutdruk en de grondopbouw.



Figuur 8.3. Gedeformeerde axiaal-symmetrische mesh met opgelegde randvoorwaarden (links) en de verplaatsingen vlak boven de kruin van de tunnel (rechts)

In figuur 8.4 is de algemene vorm van presenteren van de resultaten getoond. Daar is een maaiveldzakking weergegeven als functie van de afstand tot het boorfront. De afstand is genormeerd op de tunneldiameter, waarbij een positieve waarde een locatie boven de tunnel betekent. De zakking is daarbij genormeerd op de maximale zakking, die op een afstand van 4 maal D achter het boorfront werd gevonden. Dit zijn de resultaten van een berekening, waarbij een contractie van 70 mm volgens variant 1 en volgens variant 2 werd opgelegd (zie par. 8.5 voor een nadere uitleg van de wijze van aanbrengen van de opgelegde verplaatsingen en groutdruk belastingen).

8.5 Berekeningen

8.5.1 Overzicht varianten

Er zijn verschillende berekeningen gemaakt met een codering volgens onderstaand schema.

Variant	beschrijving	contractie [mm]	groutdruk [kPa]	watersp. conditie
1.30	contractie, constant over de gehele tunnel	30	-	gedr.
1.50	contractie, constant over de gehele tunnel	50	-	gedr.
1.70	contractie, constant over de gehele tunnel	70	-	gedr.
2.70	contractie, boven TBM van 0 naar max. en verder constant	0-70; 70	-	gedr.
3.30.125	contractie, boven TBM van 0 naar max., dan een groutdruk over een lengte van 1 x D en verder constant	0-30; 30	125	gedr.
3.30.160	id.	id.	160	gedr.
3.30.200		id.	200	ongedr.
3.50.125		50	125	ongedr.

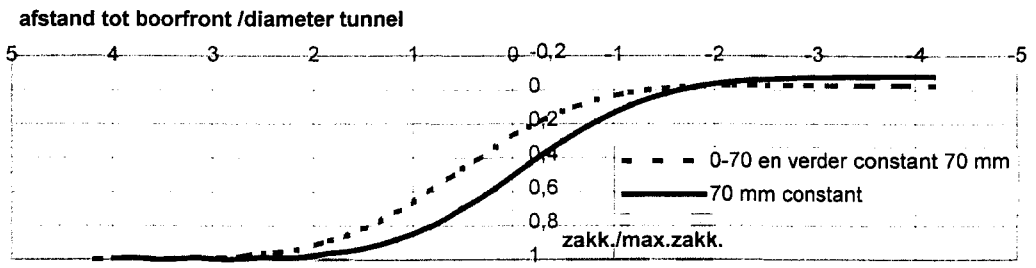
Tabel 8.2 Berekeningsvarianten

In variant 1 is het probleem min of meer (anti-)symmetrisch ten opzichte van de lijn door het boorfront. Dit deed zich ook voor bij de uitgevoerde predicties in het kader van K100 met het variëren van alleen de boorfrontdruk (lit. [11]). Het blijkt hier uit de verdeling van de maaiveldzakkingen. Boven het boorfront is de zakking ongeveer 50 % van de maximale zakking. Er zijn berekeningen met 30, 50 en 70 mm uitgevoerd, overeenkomend met 0,6 % , 1 en 1,4 % volumeverlies.
In variant 2 wordt een meer a-symmetrische situatie verkregen door het aangenomen verloop in de contractie boven de TBM van 0 bij het boorfront tot een maximale waarde aan het eind van de TBM aan te

Variant	beschrijving	contractie [mm]	groutdruk [kPa]	watersp. conditie
1.30	contractie, constant over de gehele tunnel	30	-	gedr.
1.50	contractie, constant over de gehele tunnel	50	-	gedr.
1.70	contractie, constant over de gehele tunnel	70	-	gedr.
2.70	contractie, boven TBM van 0 naar max. en verder constant	0-70; 70	-	gedr.
3.30.125	contractie, boven TBM van 0 naar max., dan een groutdruk over een lengte van 1 x D en verder constant	0-30; 30	125	gedr.
3.30.160	id.	id.	160	gedr.
3.30.200		id.	200	ongedr.
3.50.125		50	125	ongedr.

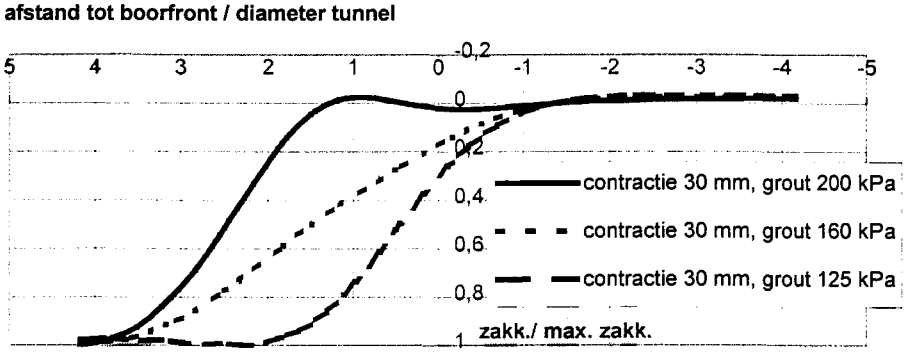
Tabel 8.2 Berekeningsvarianten

In variant 2 wordt een meer a-symmetrische situatie verkregen door het aangenomen verloop in de contractie boven de TBM van 0 bij het boorfront tot een maximale waarde aan het eind van de TBM aan te nemen. Dan blijkt er een asymmetrisch verlopende maaiveldzakking te ontstaan; boven het front is dan een zakking van ongeveer 25% van de maximale maaiveldzakking. Er zijn verschillende groottes van die contractie doorgerekend.
In figuur 8.4 zijn 2 resultaten getoond van berekeningen volgens de opzet van varianten 1 en 2.



Figuur 8.4 Genormeerde maaiveldzakking (variant 1.70 en 2.70)

Bij variant 3 is er ook een groutdruk opgelegd. De lengte van de vloeibare groutzone is aangenomen op een 1 maal de diameter van de tunnel. Door het opleggen van de groutdruk over een lengte van 1 x D achter de TBM in plaats van de contractie ter plekke, is de verdeling van de maaiveldzakkingen nog minder symmetrisch ten opzichte van het boorfront.
Als de uitvoer per variant wordt genormeerd op de berekende maximale maaiveldzakking blijkt dat er een grote gevoeligheid is voor de groutdruk: een variatie in de grootte van de groutdruk over een lengte 1 x D achter de TBM van 200, 160 en 125 levert een fors verschil op in de genormeerde vorm van die zakkingen. (zie figuur 8.5).



Figuur 8.5 Genormeerde maaiveldzakking voor varianten 3.30.200, 3.30.160 en 3.30.200

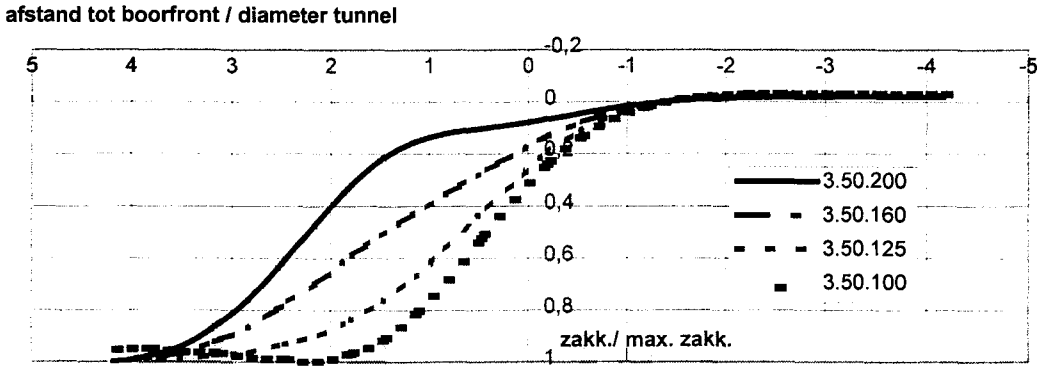
8.5.2 Groutdrukmodellering

De groutdruk heeft, naar men aanneemt, een verloop over de hoogte van de tunnel en in een 2D dwarsdoorsnede berekening wordt gewoonlijk deze dan ook als zodanig ingevoerd. Door dit verloop leent het zich dus juist niet voor een axiaal-symmetrische benadering. Dit is in de axiaal-symmetrische berekeningen als volgt benaderd. Er zijn 4 groutdruk verdelingen volgens L500: case 1 t/m 4. De hoogste groutdruk bovenin treffen we aan bij case 1 en 3. De totale groutdruk aan de bovenzijde voor case 1 en 3 is gelijk aan de initiële vertikale gronddruk (dus waterspanning plus de effectieve spanning) aan de bovenzijde van de tunnel en voor case 2 en 4 is deze gelijk aan de waterspanning plus de helft van de vertikale korrelspanning (zie ook par. 5.2). Vanwege het niet meenemen van de waterspanningen in de berekeningen dienen we in de axiaal symmetrische berekeningen de effectieve groutdrukken te gebruiken, voor MQ4 zijn deze in de navolgende tabel weergegeven voor de 4 cases. Daarbij is voor de effectieve waarden in de tabel als effectief volumegewicht van de grout 10 kN/m^3 aangenomen en een tunneldiameter van 10 m (afgerond). Als waarde voor de effectieve gronddruk op het niveau van de kruin is de waarde uit tabel 8.2 genomen van ~195,5 = ~ 196,1 kN/m^2 welke is afgerond tot 200 kN/m^2.

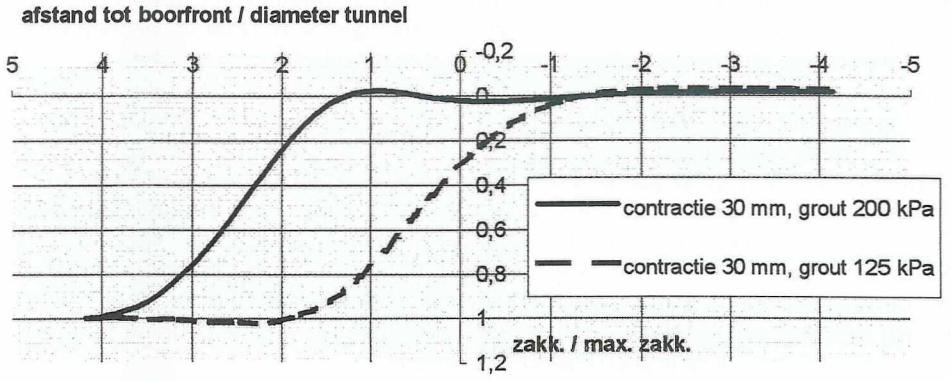
Effectieve groutdruk [kPa]	case1	case2	case3	case4	variant 3.200	variant 3.100	variant 3.125	variant 3.160		
bovenkant lining	200	100	200	100	200	100	125	160		
op ashoogte	250	150	100	50						
onderkant lining	300	200	0	0						

Tabel 8.3 Effectieve groutdrukken.

De opgelegde (effectieve) groutdruk in een axiaal-symmetrische som, die de bodem boven de tunnel representeert, is de (effectieve) groutdruk aan de bovenzijde van de tunnel. Voor case 1 zou dit gelijk zijn aan de effectieve vertikale druk ter plaatse, de geostatische spanning, en daardoor is geen vervorming te verwachten als er verder geen verstoring zou zijn. Maar door de contractie langs de TBM vindt er een vermindering van de contactspanning plaats (evenals in een 2D analyse). Het vervolgens aanbrengen van de groutdruk van 200 kPa geeft lokaal weer een vergroting van de spanning en daardoor een vermindering van de door de contractie opgelegde neerwaartse verplaatsing met een radiale verplaatsingscomponent. De uiteindelijke resulterende verplaatsing hangt af van de grootte van de contractie en de groutdruk.
Wanneer als alternatief de contactspanning na contractie (dit is 160 kPa bij variant 1.50 en 2.50) zou worden opgelegd, is er over de zone met de groutdruk geen andere deformatie te verwachten, dan die door de opgelegde contractie.
Het uitoefenen van een lagere groutdruk dan de ontstane contactspanning, bijvoorbeeld tot 100 kPa van case 2 en 4, levert een genormeerd verloop op dat meer en meer wordt bepaald door de grootte van de contractie en steeds minder door de grootte van deze lagere groutdruk. De lokale extra radiale insnoering (of zakking) toont zich minder aan het maaiveld. Zie de geringe verschillen in de uitkomsten voor 100 en 125 kPa groutdruk in figuur 8.6. Met de grootte van de groutdruk kan volgens dit rekenmodel de helling van de langstrog beïnvloed worden. De absolute grootte van de zakking voor de 4 berekeningen in figuur 8.6 is ook ongeveer gelijk en wel 11 mm.



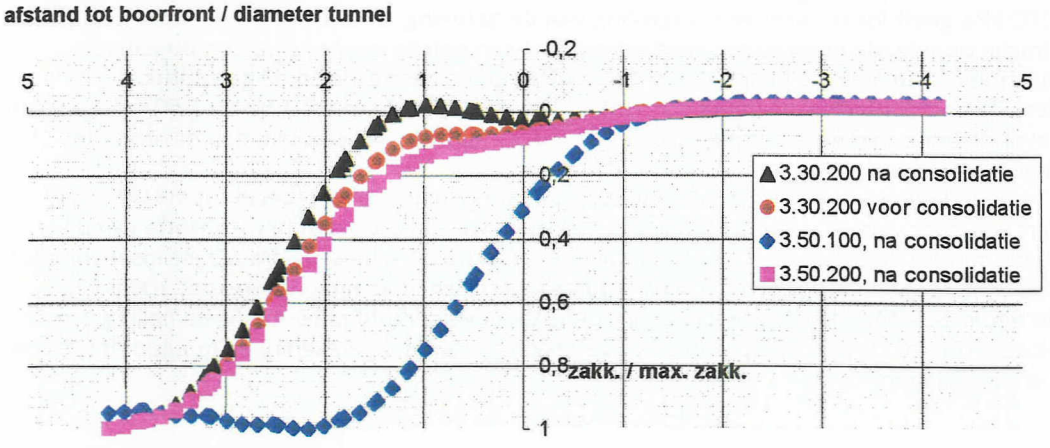
Figuur 8.6 Genormeerde maaiveldzakking voor varianten 3.50.100, 3.50.125, 3.50.160 en 3.50.200



Figuur 8.7 Genormeerde maaiveldzakkingen voor variant 3.30.125 en 3.30.200

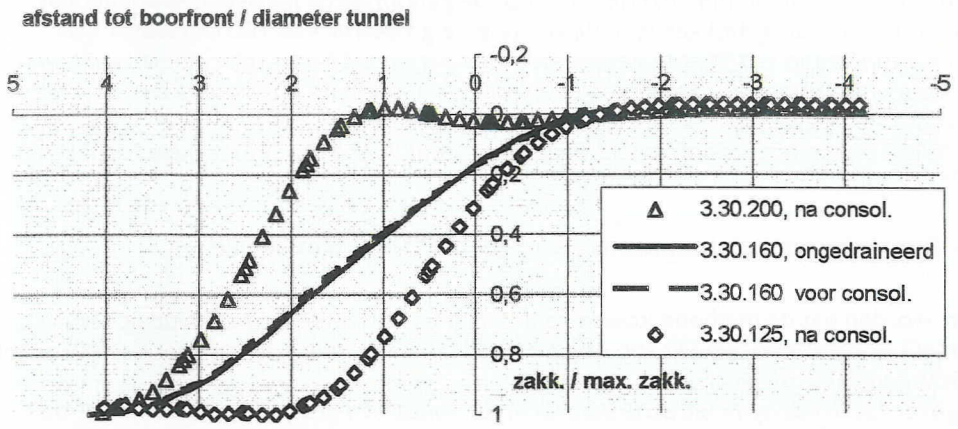
8.5.3 Invloed wateroverspanningen

In enkele ongedraineerde sommen (volgens variant 3) is nagegaan wat de effecten zijn als de daarvoor gevoelige lagen tijdens het aanbrengen van de belastingen ongedraineerd kunnen reageren. De lagen 17, 16/17 en 9/31 hebben als eigenschap ongedraineerd meegekregen. In deze sommen is als laatste stap een consolidatie fase doorgerekend. De verschillen in de genormeerde deformaties aan het maaiveld zijn, evenals de absolute verschillen, ten opzichte van de gedraineerde sommen marginaal; zie figuur 8.8 voor de resultaten van 3.30.200. Er is een wateroverspanning in de orde grootte van 30 kPa berekend in de lagen direct boven de groutzone.



Figuur 8.8 Genormeerde maaiveldzakking voor en na consolidatie

In figuur 8.9 zijn resultaten gegeven van 4 sommen. Daaruit blijkt dat consolidatie in variant 3.30.200 leidt tot geringe zwel, de vorm wordt iets steiler. Overigens doet consolidatie in de langstrog zich niet voor: er wordt immers continu gewerkt, alleen een lange stilstand zou hiermee gesimuleerd worden.
Het verschil tussen verschillende groutdrukken is veel groter: zie variant 3.50.100 en 3.50.200.

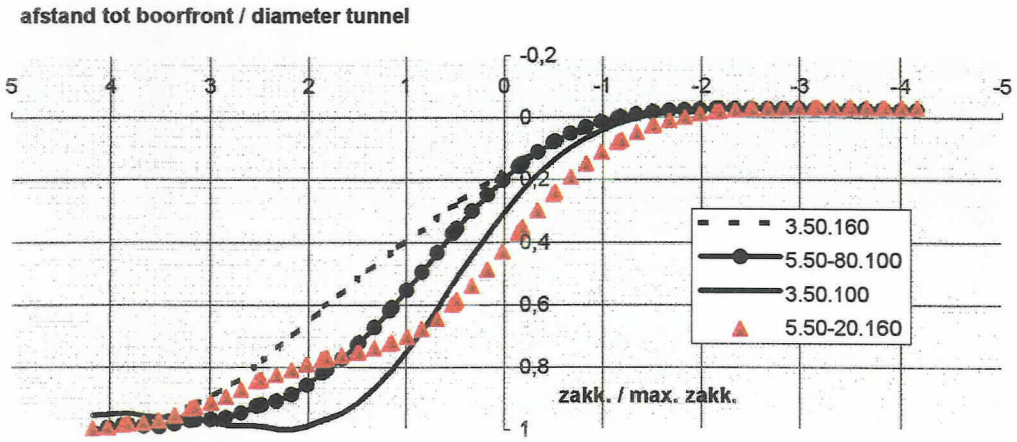


Figuur 8.9 Genormeerde maaiveldzakkingen met consolidatie- en groutdrukeffecten

Uit figuur 8.9 blijkt ook dat de opgelegde grootte van de contractie zich niet uit in het genormeerde verloop van de zakking. Zie de elkaar bijna geheel overlappende verlopen voor een contractie van 30 en 50 mm bij eenzelfde groutdruk van 125 kPa.
De grootte van de opgelegde groutdruk heeft wel duidelijk invloed op de vorm van de langstrog, zie de verschillen in de verlopen voor 125, 160 en 200 kPa, bij eenzelfde contractie van 30 mm.

8.5.4 Invloed groutdrukmodellering

De effecten van de groutdruk zijn in deze analyses vaak zeer lokaal merkbaar. Dit komt waarschijnlijk door de slappe lagen direct boven het niveau van de tunnel. Daar is bijvoorbeeld veel rotatie van de spanningskruizen zichtbaar in de bijlage 7.3 en 7.4. Ook op bijlage 7.8 is in de 'vectorplots' van de verplaatsingen te zien dat de deformaties net boven de zone met de groutdruk in de beide slappe lagen zichtbaar zijn. Naar boven toe vindt steeds meer egalisatie plaats van de verplaatsingen.



Figuur 8.10 Genormeerde maaiveldzakkingen voor een variant met contractie gelijk aan groutdrukdformaties

De opgelegde vervorming voorbij de groutdrukzone bepaalt de grootte van de maaiveldzakking op grotere afstand van het boorfront, daar is dan een plane strain situatie ontstaan. In werkelijkheid is te verwachten dat de deformaties (volumeverliezen) als gevolg van de groutdrukken worden 'bevroren', dus dat verder achter de groutdrukzone er geen andere contractie ontstaat dan die als gevolg van de groutdruk, we

aan dat het grout verhard zonder verdere volumeverliezen. Dit is in axiaal-symmetrische berekeningen (variant 5) gesimuleerd door iteratief over het tunneldeel voorbij de groutdrukzone een deformatie op te leggen die in grootte gelijk is aan de deformaties in die groutdrukzone. Resultaten hiervan zijn in figuur 8.10 gegeven. Daar is te zien aan de genormeerde maaiveldzakkingen dat bij een lage groutdruk van 100 kPa (waar dan boven de groutzone een deformatie ontstaat van 80 mm), wanneer verder daarachter eveneens een verplaatsing wordt opgelegd van 80 mm, dat de vorm van de genormeerde maaiveldzakkingen flink wijzigt (bolletjes lijn ten opzichte van getrokken lijn). Bij een hogere groutdruk van 160 kPa wordt een deformatie boven de groutdrukzone van 20 mm gevonden. Wanneer deze 20 mm ook daarachter wordt opgelegd ontstaat als vorm van de maaiveldzakkingen in figuur 8.10 de lijn met driehoekjes ten opzichte van de stippellijn bij een constante opgelegde deformatie van 50 mm.
Dit verschijnsel had wellicht ook kunnen worden bereikt door de groutdrukken over de gehele tunnellengte achter de TBM op te leggen.

8.6 Conclusies ten aanzien van toepassing van de methode Rowe Lee

Er moet worden beseft worden dat de methode Rowe Lee nog niet goed is onderbouwd middels een vergelijk met 'echte' 3D EEM berekeningen. Dit zou nog gedaan kunnen worden met de voor de THT in het kader van K100 en L500 gemaakte 3D analyses.
Resultaten van de uitgevoerde axiaal-symmetrische berekeningen tonen een grote gevoeligheid voor de opgelegde randvoorwaarden, hetgeen ook te verwachten is als een groot deel van de 'belastingen' op die manier wordt opgelegd. De gekozen modellering, de schematisering en de fasering kunnen beschouwd worden als een verkenning en de aanpak kan niet beschouwd worden als een predictie gezien de grote gevoeligheid op de uitkomsten.
In een eventuele serie vervolgberekeningen kan wellicht eenvoudiger met effectieve volumegewichten worden gerekend in plaats van de hier gevolgde werkwijze met M_{weight}. De opgelegde belastingen (of randvoorwaarden) van groutdruk en contractie, hebben als gevolg dat de maaiveldzakkingen wel degelijk door al deze zaken samen worden beïnvloed; dus boven de vloeibare groutdrukzone niet alleen door de groutdruk of boven de verharde groutzone niet alleen door de aldaar opgelegde verplaatsing. Door vereffening en belastingspreiding treedt aan het maaiveld een samengestelde verplaatsing op.
Als men deze in deze axiaal-symmetrische analyse ook een gefaseerde berekening zou willen uitvoeren (zoals die voor de dwarstrog) met de belastingen in de tijd na elkaar, zoals vanuit de commissie werd geopperd, geeft dit juist een verkeerd beeld, tenzij ook het voortschrijden van de tunnel wordt gemodelleerd. Echter dit laatste zou het tot een berekening van een geheel andere orde van complexiteit maken.

HOOFDSTUK 9

RESULTATEN PREDICTIES VOOR MQ1 t/m MQ6

9.1 Algemeen

Na de verkennende berekeningen voor MQ4 zijn voor MQ1 t/m MQ6 predictieberekeningen uitgevoerd met gebruikmaking van het Hardening Soil model volgens de opzet zoals in Hoofdstukken 3, 4 en 6 is uiteengezet.
In dit hoofdstuk komen de resultaten van de berekeningen aan de orde. Daarbij wordt vooral aandacht besteed aan de maaiveldzakkingen. Aan de hand van deze predicties worden de verschillen tussen de resultaten van de verschillende meetkruizen belicht. Daarbij worden de verschillen beschouwd zowel in relatie met de grondopbouw ter plaatse van het meetkruis als in relatie met de voor deze berekening gekozen opzet.
Voor de overige predicties worden per type meting, zoals aangeduid in het meetplan (zie Hoofdstuk 2), de belangrijkste resultaten belicht. Voor een presentatie van de relevante invoer en de resultaten in de vorm van Plaxis-uitvoer wordt verwezen naar Bijlagen 8 t/m 20. Daarvan bevat Bijlage 8 een selectie van de invoergegevens per meetkruis en Bijlagen 9 t/m 20 per meetkruis en groutdrukcase (volgens tabel 9.1) een selectie van de resultaten ten behoeve van de evaluatie.

meetkruis	case 1	case 4
MQ1	Bijlage 9	Bijlage 10
MQ 2	Bijlage 11	Bijlage 12
MQ 3	Bijlage 13	Bijlage 14
MQ 4	Bijlage 15	Bijlage 16
MQ 5	Bijlage 17	Bijlage 18
MQ 6	Bijlage 19	Bijlage 20

Tabel 9.1 Overzicht van de Bijlagen met de predicties per meetkruis en groutdrukcase.

9.2 Maaiveldzakkingen

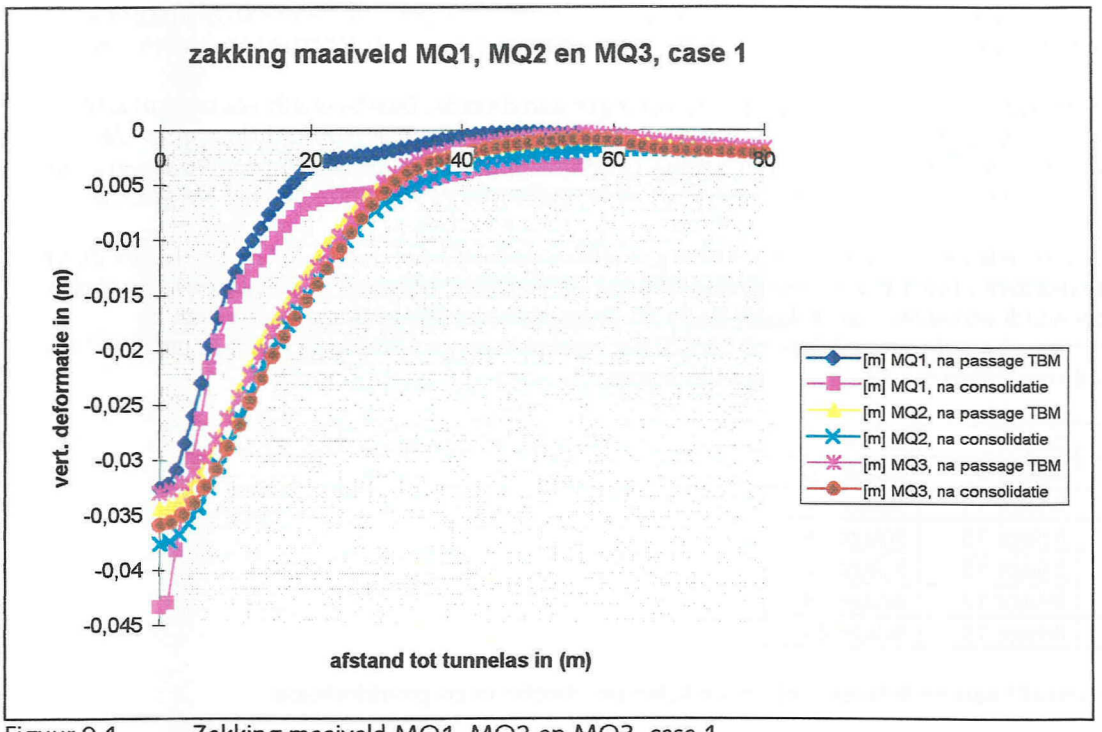
De maaiveldzakkingen die voor de verschillende meetkruizen zijn berekend worden gepresenteerd in de figuren 9.1 en 9.2 voor MQ1 t/m MQ3 (westelijk werkgebied boortracé) en figuren 9.3 en 9.4 voor MQ4 t/m MQ6 (oostelijk werkgebied boortracé).

9.2.1 Resultaten MQ1 t/m MQ3

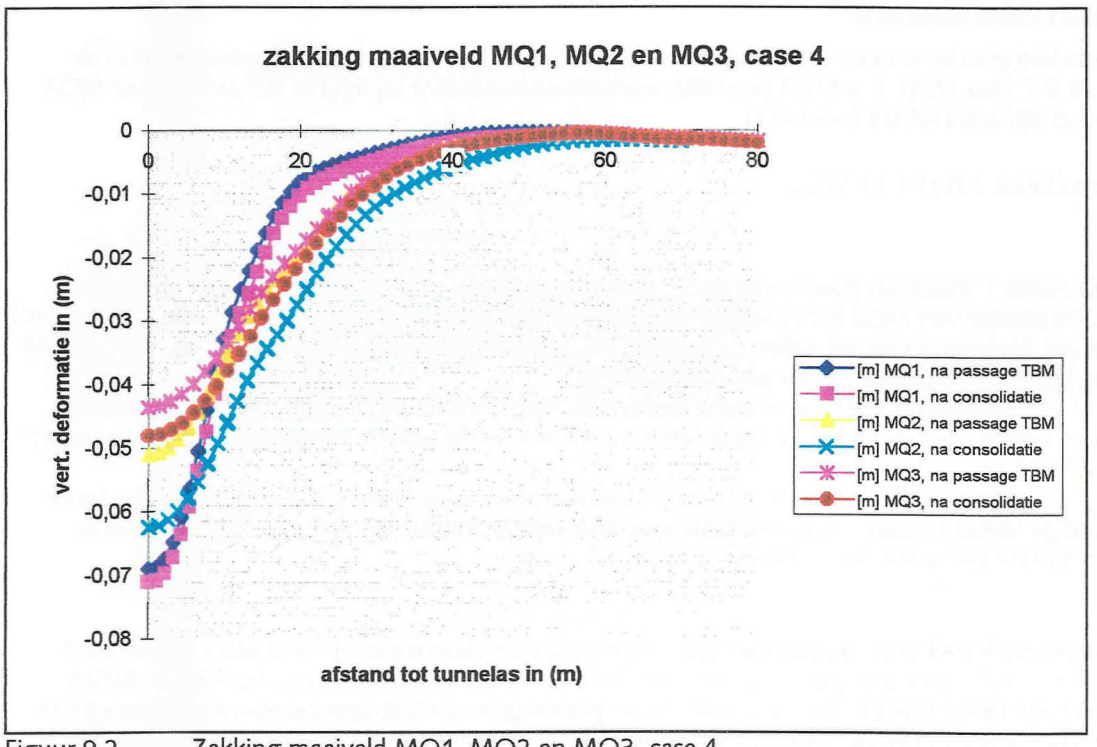
Case 1
Voor groutdrukcase 1 treedt ter plaatse van MQ2 vóór consolidatie recht boven de tunnel de grootste zakking op. Ter plaatse van MQ3 is de zakking ter plaatse slechts enkele mm kleiner. Vanaf een afstand D tot ca. 3D vanaf het hart van de tunnel vallen de troggen van beide meetkruizen nagenoeg samen, daar voorbij is de zakking ter plaatse van MQ2 weer een fractie groter.
Ter plaatse van MQ1 worden vóór consolidatie kleinere zakkingen verwacht, daarna treedt in een smalle zone boven de tunnel (met een totale breedte van 5 à 6 m) een 5 mm grotere verplaatsing op dan ter plaatse van MQ2 en MQ3.
Het relatief grote effect van de consolidatie bij MQ1 kan worden toegeschreven aan de slecht doorlatende gelaagde zandige kleilaag waarin langs een belangrijk deel van de omtrek van de tunneldoorsnede in de grout- en opdrijffase een wateroverspanning ontstaat.

Case 4
Voor groutdrukcase 4 treden ter plaatse van MQ1 de grootste verplaatsingen op ter plaatse van de zone recht boven de tunnel; verplaatsingen ter plaatse van MQ3 en MQ2 in dezelfde zone zijn kleiner. Buiten deze zone met een totale breedte van ca. 2D zijn de verplaatsingen van laatstgenoemde meetkruizen groter. Vooral het relatief grote effect van consolidatie ter plaatse van MQ2 is opvallend voor deze groutdrukcase. Een breed gebied met grote wateroverspanningen tot ca. 100 kN/m^2 (zie Bijlage 12.8) in de diepgelegen zandige kleilaag (laag 17) op enige afstand van de tunneldoorsnede dat aanwezig is in de fase na 'opdrijven' is verantwoordelijk voor dit consolidatieeffect.

Een breed gebied met grote wateroverspanningen tot ca. 100 kN/m^2 (zie Bijlage 12.8) in de diepgelegen zandige kleilaag (laag 17) op enige afstand van de tunneldoorsnede dat aanwezig is in de fase na 'opdrijven' is verantwoordelijk voor dit consolidatieeffect.
Voor beide groutdrukcases geldt dat ter plaatse van MQ1, d.w.z. daar waar de tunnel het minst diep ligt, een smallere, maar diepere maaiveldtrog ontstaat.



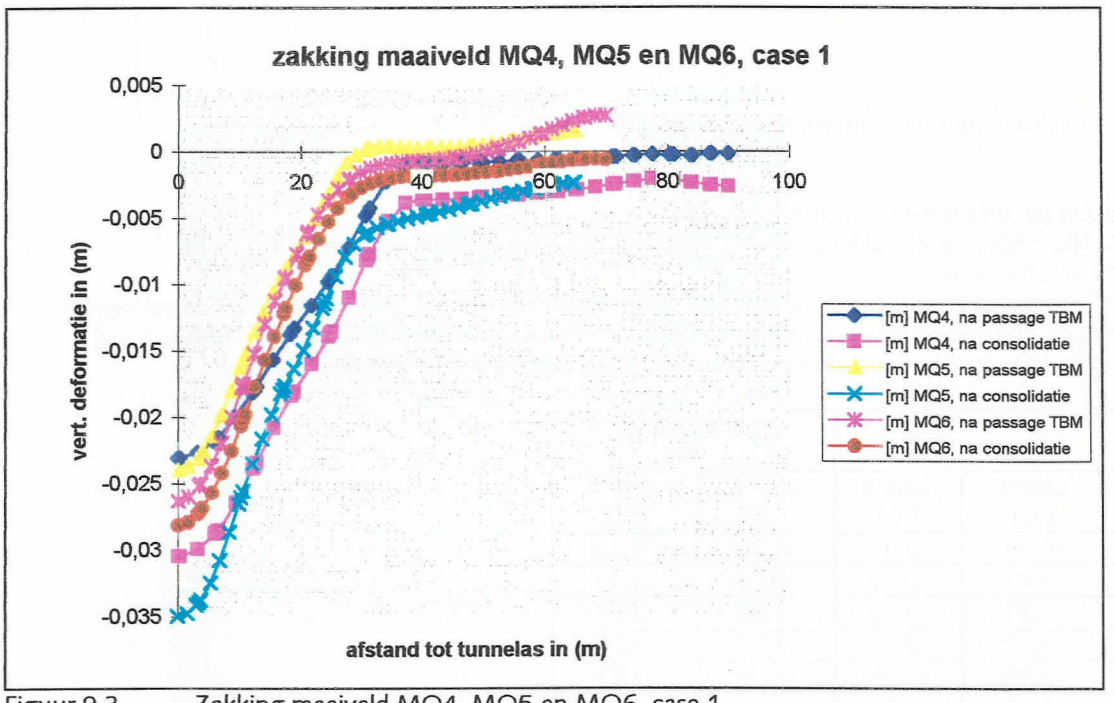
Figuur 9.1 Zakking maaiveld MQ1, MQ2 en MQ3, case 1



Figuur 9.2 Zakking maaiveld MQ1, MQ2 en MQ3, case 4

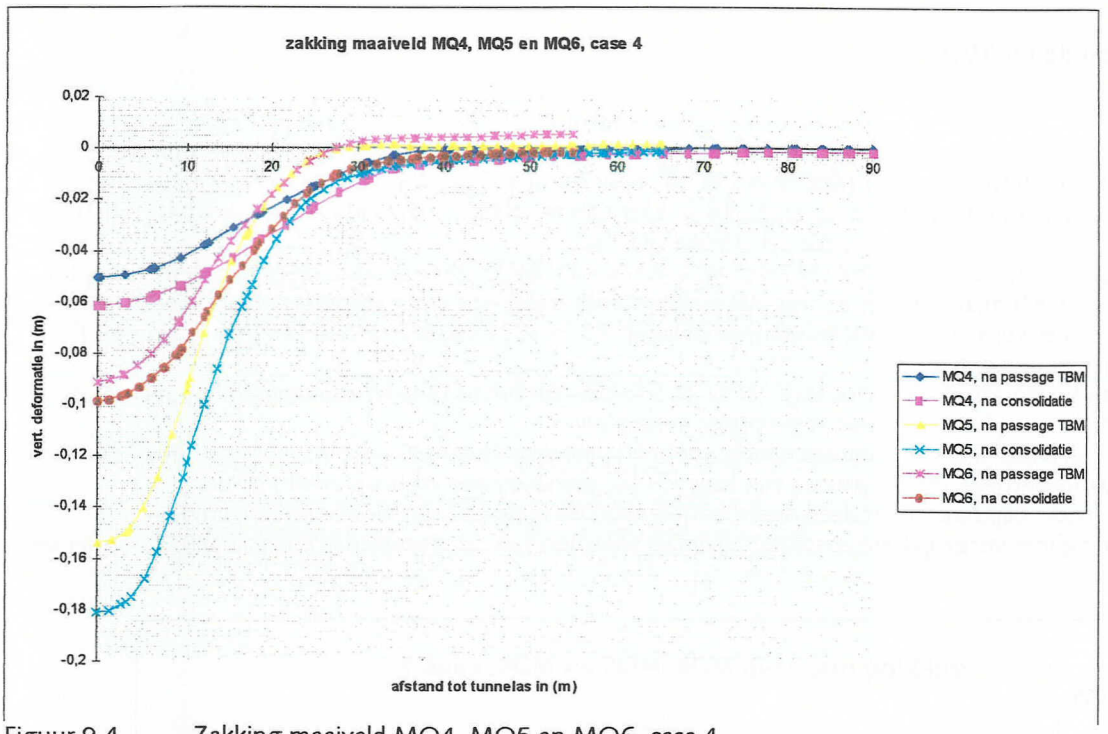
9.2.2 Resultaten MQ4 t/m MQ6

Case 1
Vóór consolidatie is voor groutdrukcase 1 de maximale maaiveldzakking ter plaatse van MQ4 en MQ5 vrijwel gelijk, de zakkingstrog ter plaatse van MQ5, waar de tunnel minder diep ligt, is wel smaller. Ter plaatse van MQ6 is de trog dieper en enigszins smaller dan ter plaatse van beide andere meetkruizen. In dit opzicht heeft de grondverbetering geen nadrukkelijk effect.
Na consolidatie is de maximale zakking ter plaatse van vooral MQ5 sterk toegenomen. In tegenstelling tot bij de overige meetkruizen wordt de trog nauwelijks steiler zodat een groot volumeverlies optreedt. Een breed gebied met vrij geringe overspanningen in lagen 16 en 9/31 (20 kN/m^2) en een piek in laag 16 (70 kN/m^2) blijkt de oorzaak te zijn.
Ook ter plaatse van MQ4 treden in laag 16/17 en 9/31 in een brede zone overspanningen op, echter dit vindt boven de tunnel en daardoor in geringere mate plaats.
Ter plaatse van MQ6 treedt de overspanning (met een piekwaarde van 90 kN/m^2) op in een smal gebied binnen de grondverbetering ter plaatse van laag 15/16 grenzend aan de bovenhelft van de tunneldoorsnede. Blijkbaar heeft deze overspanning aan het maaiveld een sterker effect dan de onderspanning met vergelijkbare absolute maximale waarden van de grondverbeteringslaag 9/31 onder de tunnel.



Figuur 9.3 Zakking maaiveld MQ4, MQ5 en MQ6, case 1

Case 4
Voor groutdrukcase 4 zijn vooral de grote zakkingen ter plaatse van MQ5 opvallend. De trogbreedte is daarbij wel verkleind ten opzichte van die bij case 1. Onderspanningen treden nu op in 4 slecht doorlatende grondlagen waarin voorafgaande aan de consolidatie ook aanzienlijke vertikale deformatie optreedt (zie vertikale deformaties sneden A,B en C). Het extra effect ten gevolge van de consolidatie is afgenomen.
Ook voor MQ6 is de trogbreedte enigszins afgenomen ten opzichte van die bij groutdrukcase 1. Bij MQ1 treedt juist enig toenemen van de trogbreedte op.
Van MQ4 heeft de zakkingslijn overeenkomsten met die van MQ3. In geval van MQ4 is van groutdrukcase 1 naar groutdrukcase 4 de maximale zakking sterker toegenomen en de zakkingstrog meer verbreed dan in het geval van MQ3. Dit kan geheel worden toegeschreven aan de dunne veenlaag ter plaatse van MQ4 juist boven de tunnel die sterk reageert op de verlaagde groutdruk aan de bovenzijde.



Figuur 9.4 Zakking maaiveld MQ4, MQ5 en MQ6, case 4

Maaiveldzakkingen uitgedrukt in volumeverliezen
Een gebruikelijke wijze om de zakking aan het maaiveld te kwantificeren maakt gebruik van het zogenaamde volumeverlies.
Daarbij wordt de oppervlakte tussen het oorspronkelijke maaiveld zonder vervormingen en de zakkingstrog na vervormingen uitgedrukt als percentage van de doorsnede van de (voorkant van) de TBM. In tabel 9.2 zijn de in de predictie berekende volumeverliezen voor en na consolidatie gegeven.

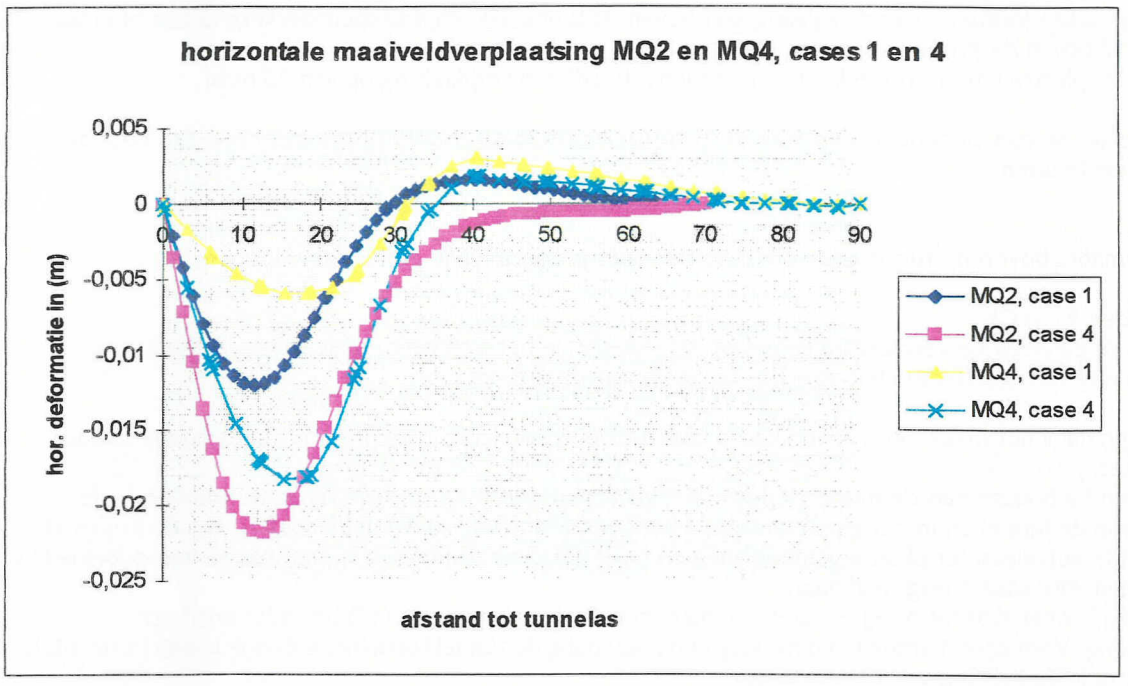
meetkruis	voor consolidatie (na passage TBM)		na consolidatie	
	case 1 [%]	case 4 [%]	case 1 [%]	case 4 [%]
MQ1	-0,94	-2,19	-1,46	-2,45
MQ2	-1,71	-2,49	-2,02	-3,41
MQ3	-1,71	-2,32	-1,96	-2,65
MQ4	-1,40	-2,72	-2,24	-4,00
MQ5	-0,88	-5,06	-2,06	-7,41
MQ6	-1,02	-3,10	-1,37	-4,56

Tabel 9.2 Volumeverlies aan het maaiveld in de eindfase voor en na consolidatie voor groutdrukcases 1 en 4

Opvallend is dat ter plaatse van meetkruizen 3 en 4, waar de tunnel het diepst ligt, voor case 1 voor consolidatie een relatief groot volumeverlies optreedt. Voor MQ4, waar de tunneldoorsnede zich geheel in het Pleistoceen bevindt is, is het volumeverlies waarschijnlijk grotendeels toe te schrijven aan de als deformatie opgelegde contractie. Op de bijdragen aan de volumeverliezen in de verschillende rekenfasen wordt nader ingegaan in paragraaf 9.6.
Voor case 4 treden bij de ondieper gelegen tunnels relatief grotere volumeverliezen op.
Voor case 1 lopen de resultaten voor de verschillende meetkruizen voor consolidatie meer uiteen dan na consolidatie. Voor case 4 daarentegen is deze spreiding na consolidatie groter geworden.

9.3 Horizontale verplaatsingen van het maaiveld

De horizontale verplaatsingen van het maaiveld zijn voor alle meetkruizen af te lezen uit de figuren voor de totale deformatie (zie Bijlagen 9 t/m 20, subbladen 5 en 12) als horizontale component van de deformatievectoren in deze figuren.
Om een algemene indruk te geven van deze resultaten zijn in figuur 9.5 voor twee meetkruizen, MQ2 en MQ4, de resultaten verzameld. Voor groutdrukcase 1 lijkt er een sterke relatie met de diepte te zijn; bij een geringere diepteligging van de tunnel (ter plaatse van MQ2) zijn de verplaatsingen groter en in een kleiner gebied geconcentreerd. Voor groutdrukcase 4 is vooral wat betreft het invloedsgebied die relatie duidelijk; de grootte van de maximale deformatie is voor MQ2 ca. 20% groter dan voor MQ4.
Verder wordt, wanneer ook de deformaties in de diepgelegen lagen worden beschouwd, duidelijk dat een horizontale deformatie in positieve richting (van de tunnel af) in de lagen op de diepte van de tunnel volgens de berekeningen met Plaxis tot aan het maaiveld tot kleine verplaatsingen in dezelfde richting kunnen leiden. Deze verplaatsingen treden op vanaf de randen van het '45°invloedsgebied' van de tunnel.



Figuur 9.5 Horizontale maaiveldverplaatsingen MQ2 en MQ4, cases 1 en 4

9.4 Deformaties in de ondergrond

De berekeningsresultaten wat betreft de deformatie in de ondergrond voor de volgende vertikale doorsneden worden in bijlagen gepresenteerd:
A. vertikaal ter plaatse van de tunnelas in Bijlagen 9 t/m 20, subbladen 2 en 9;
B. vertikaal op 1.0 m uit de zijkant van de tunnel in Bijlagen 9 t/m 20, subbladen 3 en 10;
C. vertikaal halverwege beide tunnelbuizen in Bijlagen 9 t/m 20, subbladen 4 en 11.

De berekeningsresultaten wat betreft de deformatie in de ondergrond voor de volgende horizontale doorsneden worden in bijlagen gepresenteerd:
E. horizontaal op 1.0 m boven de tunnel in Bijlagen 9 t/m 20, subbladen 6 en 13;
F. horizontaal ter plaatse van de tunnelas in Bijlagen 9 t/m 20, subbladen 7 en 14.

Een overzicht van de totale deformaties voor consolidatie met daarin de doorsnede-assen op subblad 1 van de Bijlagen 9 t/m 20 completeert het beeld van de deformaties in de ondergrond.

In het volgende wordt per doorsnede een aantal opvallende resultaten toegelicht.

Doorsnede A
Door de modellering in deze symmetrie-as alleen vertikale verplaatsingen op:

Case 1
MQ1: maximum zakking 33 mm aan het maaiveld. In de diepte gelijkmatig verlopend naar een verwaarloosbare zakking ter plaatse van de bovenkant tunnel.
MQ2: grootste toename van de zakking net boven de tunnel (18) en maximum (35 mm) nabij overgang tussen laag 17 en laag 18A.
Ter plaatse van de bovenkant van de tunnel treedt een verplaatsing op van 26 mm.
MQ3: grootste toename van de zakking net boven de tunnel (18A en 18) en een maximum (34 mm) in tweede laag 17.
Ter plaatse van de bovenkant van de tunnel treedt een verplaatsing op van 24 mm.
MQ4: grootste toename van de zakking net boven de tunnel (9/31) en een maximum (22 mm) nabij overgang tussen laag 18/18A en laag 16/17.
Ter plaatse van de bovenkant van de tunnel treedt een verplaatsing op van 11 mm.
MQ5: grootste toename van de zakking net boven de tunnel (16) en een maximum (25 mm) in laag 18A
Ter plaatse van de bovenkant van de tunnel treedt een verplaatsing op van 9 mm.
MQ6: grootste toename van de zakking juist boven de tunnel en een maximum zakking (33 mm) in laag 17 boven de grondverbetering.
Ter plaatse van de bovenkant van de tunnel treedt een verplaatsing op van 20 mm.

Ten gevolge van consolidatie nemen voor MQ1, MQ4 en MQ5 de verplaatsingen meer toe dan voor de overige meetkruizen.

Case 4
De deformaties boven de tunnel zijn voor case 4 vanzelfsprekend (veel) groter dan voor case 1.

Doorsneden B (en C)
Wat betreft de vertikale verplaatsingen geven deze sneden in het algemeen, zoals te verwachten, een vermindering van de effecten ten opzichte van die bij snede A te zien.

In de lagen nabij het maaiveld is er een kleine horizontale verplaatsing in de richting van de tunnelas voor beide cases.
In de lagen ter hoogte van de tunnel treden in het geval van case 1 horizontale verplaatsingen op in de richting van de tunnel en in het geval van case 4 horizontale verplaatsingen in de richting van de tunnel af.
Dit effect treedt alleen ter plaatse van doorsnede A voor beide cases duidelijk op; ter plaatse van doorsnede B is het alleen voor case 1 nog merkbaar.
Alleen MQ2, waar zich ter hoogte van de tunnelas een relatief slappe laag (17) bevindt vormt een uitzondering: Voor case 1 treden in deze laag in de raai nabij de tunnel (doorsnede B) ook kleine horizontale deformaties in de richting van de tunnel op.

Doorsneden E (en F)
De effecten in doorsnede E vormen een afspiegeling van de effecten aan het maaiveld. Voor groutdrukcase 1 is de horizontale component van de totale verplaatsing die van de tunnelas af is gericht groter en voor case 4 heeft deze verplaatsing nabij de tunnel in het algemeen een kleine naar de tunnel toe gerichte horizontale component.
Opvallend is voor MQ1 voor case 1 de relatief grote horizontale verplaatsing van de tunnel af. Deze verplaatsing gaat samen met een relatief grote liggende ovalisatie van de bovenhelft van de tunneldoorsnede waarvan de onderhelft zich in een relatief stijve grondlaag bevindt.

In doorsnede F zijn de vertikale deformaties voor case 4 opnieuw groter dan voor case 1.
Ook in horizontale richting treden grotere effecten op voor case 4.
Voor case 1 treden van de tunnel af gerichte verplaatsingen op met een maximum op korte afstand van de tunnel.Echter voor MQ2 en in mindere mate ook voor MQ3 en MQ4 treden dichtbij de tunnel ook naar de tunnel toe gerichte horizontale deformaties op.
Voor case 4 treden grote naar de tunnel toe gerichte horizontale verplaatsingen op korte afstand op; verderop zijn er kleine van de tunnel af gerichte verplaatsingen.

9.5 Spanningsveranderingen

De waterspanningen in de ondergrond en de verandering daarvan wordt ter plaatse van alle meetkruizen gemeten in het Pleistoceen en (m.u.v. MQ1) in één van de lagen daarboven (zie ook Hoofdstuk 2).
Als resultaat van de predicties worden voor wat betreft de waterspanningen voor alle meetkruizen de overspanningen voorafgaand aan de consolidatie gepresenteerd. Deze resultaten zijn in een afdruk met kleurgradaties gepresenteerd in Bijlagen 9 t/m 20, subblad 8.

Ter plaatse van de meetkruizen MQ2 en MQ4 worden op de diepte van de tunnelas grondspanningen gemeten in 3 raaien op 4 afstanden naast de (geprojecteerde) tunnelwand (zie ook Hoofdstuk 2).
De predictie van de grondspanningen in de betreffende meetkruizen wordt in tabelvorm gegeven:
- voor MQ2 in subblad15 van Bijlagen 11 (case1) en 12 (case 4);
- voor MQ4 in subblad15 van Bijlagen 15 (case1) en 16 (case 4).

9.6 Nadere beschouwing van de volumeverliezen

Om inzicht te bieden in de ontwikkeling van de deformaties in de verschillende rekenfasen (zie Hoofdstuk 5) worden de maaiveldzakkingen per rekenfase, uitgedrukt in volumeverliezen, weergegeven in tabellen 9.3 en 9.4.

Meetkruis	na boren	na contractie	na grouten		voor consolidatie		na consolidatie	
			case 1	case 4	case 1	case 4	case 1	case 4
	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
MQ1	+0,00	-1,33	-1,05	-2,03	-0,94	-2,19	-1,46	-2,45
MQ2	-0,16	-1,93	-1,72	-2,37	-1,71	-2,49	-2,02	-3,41
MQ3	-0,03	-1,85	-1,71	-2,24	-1,71	-2,32	-1,96	-2,65
MQ4	-0,15	-1,60	-1,45	-2,58	-1,40	-2,72	-2,24	-4,00
MQ5	-0,08	-1,32	-0,81	-4,86	-0,88	-5,06	-2,06	-7,41
MQ6	+0,02	-1,11	-1,00	-3,11	-1,02	-3,10	-1,37	-4,56

Tabel 9.3 Totaal volumeverlies na elke rekenfase voor groutdrukcases 1 en 4

meetkruis	boren	contractie	grouten		opdrijven (na passage TBM)		consolidatie	
			case 1	case 4	case 1	case 4	case 1	case 4
	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
MQ1	+0,00	-1,33	+0,28	-0,70	+0,10	-0,15	-0,51	-0,26
MQ2	-0,16	-1,77	+0,22	-0,44	+0,01	-0,12	-0,31	-0,92
MQ3	-0,03	-1,82	+0,14	-0,39	+0,01	-0,08	-0,25	-0,33
MQ4	-0,15	-1,45	+0,14	-0,99	+0,06	-0,14	-0,84	-1,28
MQ5	-0,08	-1,24	+0,51	-3,54	-0,07	-0,21	-1,18	-2,35
MQ6	+0,02	-1,14	+0,12	-2,00	-0,02	+0,02	-0,36	-1,46

Tabel 9.4 Verandering van het volumeverlies per rekenfase voor groutdrukcases 1 en 4

Opmerkingen bij deze tabellen:
- In de berekeningen is in de rekenfase 'contractie' een contractie van het boorgat van 1% opgelegd;
- Een negatief verlies betekent dat er sprake is van een maaiveldzakking; bij een positief teken is er een maaiveldrijzing.

Uit tabel 9.4 blijkt dat het effect aan het maaiveld van de 'TBM-contractie' voor de verschillende meetkruizen uiteenloopt. Vooral ter plaatse van de meetkruizen MQ2 en MQ3 is het effect sterk afwijkend van de contractie die ter plaatse van het boorgat is oplegd.
Ook voor de fase van grouten treden grote verschillen op. Daarbij blijkt dat ter plaatse van MQ5 en MQ6 (case 4) het effect relatief groot is.
De fase van 'opdrijven' blijkt slechts in een beperkt aantal gevallen en vrijwel alleen voor case 1 tot een (gemiddelde) rijzing van het maaiveld te leiden.
Voor wat betreft de consolidatie vormt MQ1 een uitzondering omdat daar voor case 1 een groter extra volumeverlies optreedt dan voor case 4.

HOOFDSTUK 10

BESCHOUWING PREDICTIES MEDE IN RELATIE TOT K100

10.1 Algemeen

Om voor de resultaten van predictieberekeningen voor de Botlekspoortunnel (BST) een referentiekader te bieden wordt in het volgende (par. 10.3) een vergelijking met een aantal resultaten van de metingen bij de Tweede Heinenoordtunnel (THT) gemaakt.
Tevens worden conclusies getrokken wat betreft de bij de predicties behaalde resultaten en kanttekeningen gezet bij de in de predictieberekingen toegepaste modellering en fasering (par. 10.4).

10.2 Samenvatting resultaten

	groutdrukcase 1		groutdrukcase 4	
meetkruis	afstand tot buigpunt (m)	maximale maaiveldzetting (mm)	afstand tot buigpunt (m)	maximale maaiveldzetting (mm)
MQ-1 na passage TBM	8	33	10	69
MQ-1 consolidatie	8	44	10	71
MQ-2 na passage TBM	14	34	12	51
MQ-2 consolidatie	14	38	12	63
MQ-3 na passage TBM	16	33	15	44
MQ-3 consolidatie	16	36	15	48
MQ-4 na passage TBM	20	23	18	50
MQ-4 consolidatie	20	31	20	60
MQ-5 na passage TBM	18	24	12	155
MQ-5 consolidatie	20	35	15	180
MQ-6 na passage TBM	10	30	13	90
MQ-6 consolidatie	10	35	18	100

Tabel 10.1 Overzicht meetkruizen en maximale maaiveldzakking en buigpunten

10.3 Vergelijking predicties BST met meetresultaten THT

Groutdrukverloop
In het tracé van de THT is het verloop van de groutdrukken over de hoogte van de tunnel gemeten op twee plaatsen. De gemeten drukken komen het meest overeen met groutdrukcase 4 voor wat betreft de uitersten: in de kruin was de druk ongeveer gelijk aan de horizontale gronddruk, dus met een neutrale gronddrukcoëfficiënt van 0,5 en in de zool werd een druk gemeten dichtbij, maar wel iets lager dan de heersende waterspanning.

Maaivelddeformaties
In het K100 project zijn de in tabel 10.2 vermelde waarden voor de maaiveld deformaties afgeleid.

	volumeverlies [%]	buigpunt [m]	maximale maaiveldzakking [mm]
raai O na passage (I)	0,40	5,4	16
raai Q na passage (II)	0,25	5,5	9
raai A na consolidatie (II)	0,21	6,1	7
raai C na consolidatie (I)	0,76	5,6	30
raai C na consolidatie (II)	0,22	6,1	8
raai F na passage (I)	0,55	5,6	22
raai F na consolidatie (II)	0,38	6,8	12
raai G na consolidatie (II)	0,44	6,7	14
raai O na consolidatie (II)	0,13	6,0	4

Tabel 10.2 Volumeverliezen, buigpunten en maximale maaiveldzettingen THT

Zettingstroggen na passage van de TBM
Uit de analyses van de THT blijkt (rapport K100-W-105-A) dat de zettingstroggen loodrecht op de boorrichting volgens de methode van Peck vrij goed "gefit" konden worden, wanneer de achteraf teruggerekende volumeverliezen worden ingevoerd. Uit de bijlagen van het voornoemde rapport blijkt dat bij een teruggerekend volumeverlies, dat varieert voor de verschillende raaien tussen de 0,12 en 0,76 %, dat de afstand tot het buigpunt i steeds tussen de 5,4 m en 8,0 m bedraagt. De maximale dieptes van de zettingstroggen waren daarbij respectievelijk 5 mm en 22 mm. De afstand tot het buigpunt is meestal kleiner dan de diameter D van de TBM.

De resultaten voor de verschillende groutdrukcases berekend in Plaxis, geven afstanden tot de buigpunten tussen de 8 m en 20 m (dit is een zeer grote spreiding) en maximale maaiveldzakkingen voor groutdrukcase 1 tussen de 23 mm en 30 mm. De afstand tot het buigpunt ligt voor deze berekeningen tussen D en 2,5D. Voor groutdrukcase 4 zijn de maximale zakkingen aan het maaiveld nogal groot, deze liggen tussen 44 mm en 155 mm. Dit zijn zeer uiteenlopende waarden over de verschillende meetkruizen. De afstand tot het buigpunt varieert tussen 10 m en 18 m, dit komt overeen met waarden tussen D en 2D.

Het grote verschil tussen de THT en BST is dat er bij de THT aanzienlijk kleinere volumeverliezen zijn teruggerekend dan uit de predicties voor de BST volgen. De relatief grote coniciteit van de TBM lijkt dit verschil voor een belangrijk deel te verklaren.
Ook verschillen de buigpunten van de zettingstrog: kleiner dan D voor de THT en tussen de D en 2D bij de BST. Het buigpunt van de berekende waarden tot het hart van de tunnel is voor de BST tussen de D en 2D voor groutdrukcase 1 en voor groutdrukcase 4 tusssen D en 2D. Dat terwijl er bij de THT een gefit buigpunt is dat onder de 1D ligt. De zettingstroggen zijn dus voor beide groutdrukcases bij de BST meestal dieper en minder steil. Een verklaring hiervoor vanuit de specifieke kenmerken van de (situatie bij) de BST kan niet worden gegeven. Mogelijk spelen beperkingen van de 2D modellering een rol.

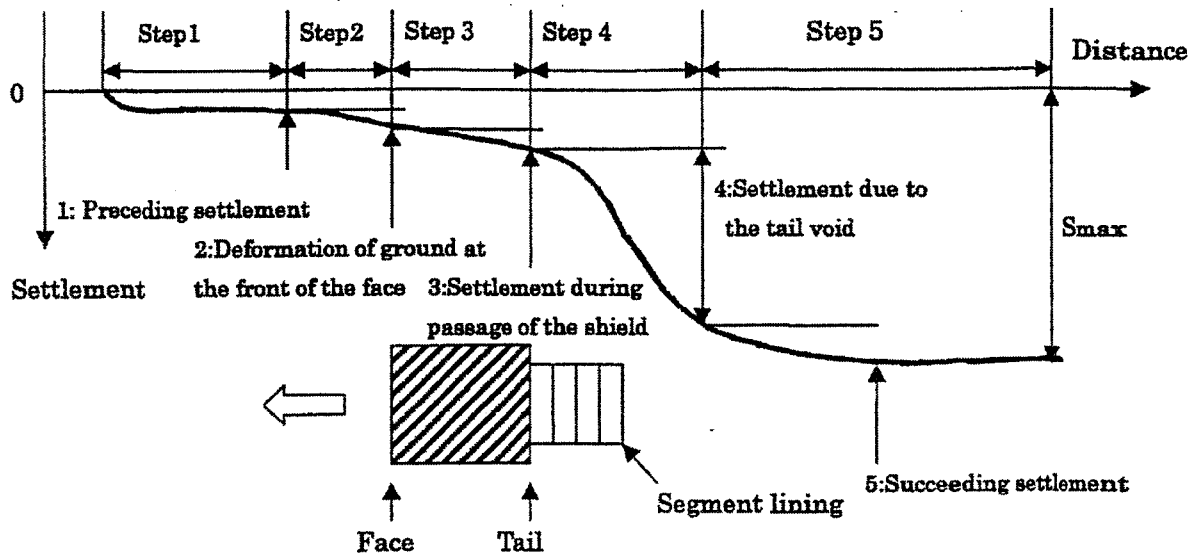
Bij de THT kwam verder uit de metingen in de meetvelden naar voren dat er nogal wat variaties in de maaiveldzakkingen gemeten worden. In een met 2D-berekening uitgevoerde predictie wordt uit één set parameters één discrete zakkingstrog gevonden. Kennelijk zijn er allerlei omstandigheden (natuurlijke en procesvariaties) die de gemeten variaties veroorzaken. Ook gaven de twee passages in hetzelfde meetgebied bij THT een factor twee verschil in de zakkingen. Procesparameters zijn waarschijnlijk de hoofdoorzaak daarvan.

Ontwikkeling van maaivelddeformaties gedurende het boorproces voor THT en volgens predicties BST
In de voorgaande hoofdstukken is voor de THT (in paragraaf 4.5.1) en de BST (in paragraaf 9.6) aangegeven welke deformaties per fase van het boorproces op basis van literatuur te verwachten zijn (evaluatie THT), respectievelijk berekend zijn (BST).
Het ligt voor de hand deze resultaten te vergelijken, echter een eenduidige directe vergelijking is op basis van de eerder gepresenteerde tabellen niet mogelijk.
In de eerste plaats is de fasering beide tabellen verschillend. De fasering in tabel 4.1 (THT) is gebaseerd op figuur 10.1.
In tabel 10.3 is de fasering van de effecten aan het maaiveld (THT) gekoppeld aan de fasering die in de predictieberekeningen voor de BST is gehanteerd. Bij een vergelijking tussen de resultaten is het van belang zich van deze 'vertaling' bewust te zijn.

Overall-fasering	Booreffect aan het maaiveld (o.a. evaluatie THT)	Rekenfase (predictie BST)
1 / 2	1 en 2: front (verder voor en direct voor TBM)	1 en 2: initieel en boren
3	3: schild	3: contractie
4	4: staartspleet	4: grouten
5 / (6)	5: tijdsafhankelijk	5 en 6: opdrijven en consolidatie

Tabel 10.3 Vergelijking tussen de faseringen in de evaluatie van de THT en de berekeningen voor de BST

In de berekening zijn de effecten veelal genoodzaakt door de modellering en soms enigszins arbitrair gesplitst of samengevoegd en wordt natuurlijk voorbijgegaan aan 3D effecten.
Afgezien van deze verschillen moet worden opgemerkt dat de verplaatsingen enerzijds worden bepaald door de specifiek voor de BST in rekening gebrachte bodemgesteldheid, TBM-kenmerken, diepteligging en eigenschappen van de tunnel en anderzijds door aan het boorproces gerelateerde instellingen die tijdens de uitvoering o.a. de steundruk aan het boorfront en het groutdrukproces bepalen. Een vergelijking van de deformaties per fase van het boorproces is daarom niet eenduidig te maken.



Figuur 10.1 Fasering van het tunnelboor- en consolidatieproces voor de Tweede Heinenoordtunnel (ontleend aan [14])

Met genoemde kanttekeningen en na te vermelden dat in het ene geval de volumeverliezen (BST) en in het andere geval de maximale maaiveldzakkingen (THT) zijn genormaliseerd, wordt in tabel 10.4 een overzicht gegeven, waarin een deel van de predictieresultaten, namelijk die van MQ3 en MQ5, is verwerkt.
Voor de Botlekspoortunnel representeren de resultaten voor MQ3 een situatie met een relatief weinig cohesieve grondsoort en MQ5 een situatie met een relatief cohesieve grondsoort. Dit betreft de grondsoort van de lagen op het niveau waar de tunnel zich bevindt.

Fase	literatuur		metingen THT (gemiddeld over 3-7 opnemers per raai)				predictieberekeningen BST			
	niet cohesief	cohesief	Noord (niet cohesief)		Zuid (cohesief)		MQ3 (niet cohesief)		MQ5 (cohesief)	
			raai K (I)	raai L (II)	raai T (I)*	raai U (II)	case 1	case 4	case 1	case 4
1 / 2	20	10	15	15	20	10	2	1	4	1
3	37	16	45	45	-60	25	93	68	60	17
4	33	21	35	30	35	50	-7	15	-25	48
5 / (6)	10	51	5	10	105	15	12	16	61	34

Tabel 10.4 Overzicht procentuele aandelen van de maaiveldzakking in de eindzakking voor de verschillende fasen van het boorproces op basis van literatuur, metingen THT [9] en predictieberekeningen BST (negatieve waarden bij rijzing van het maaiveld)

* De resultaten van de eerste passage van Meetveld Zuid zijn gebaseerd op meetresultaten met een grote spreiding te wijten aan variatie in het boorproces.

Tabel 10.4 geeft wat betreft de resultaten van de predicties in hoofdlijnen het volgende beeld:
- aan het boorfront (fase 1 / 2) vinden relatief weinig deformaties plaats. Het ontbreken van een 3D effect speelt hierin waarschijnlijk een belangrijke rol. Ook het 'overhevelen' van enig boorfronteffect naar de volgende fase door middel van extra contractie (0,1%) speelt een rol;
- de coniciteit van de TBM (fase 3) heeft een relatief groot effect, zeker in combinatie met een relatief grote groutdruk (case 1). Dit resultaat is niet verassend gezien de relatief grote coniciteit van de TBM. Dat het effect sterker is bij een niet cohesieve grondsoort is overeenkomstig de verwachting.
- het staartspleeteffect (fase 4) wordt bij groutdrukcase 1 geheel tenietgedaan. Dit effect is bij relatief lage groutdrukken (case 4) in combinatie met een cohesieve ondergrond relatief groot. Dit duidt erop dat met groutdrukcase 1 een 'ruime bovengrens' van de groutdruk wordt gemodelleerd;
- de predictie van het lange termijn effect (fase 5 / (6)) past zowel voor cohesieve als voor niet-cohesieve grondsoorten goed bij de verwachtingen op basis van de referenties.

Predicties BST en THT
De gevolgde fasering in de berekeningen is anders dan die ten tijde van het uitvoeren van predicties van de THT gewoon was. Ook in de 3D analyses voor THT is weer een andere fasering aangehouden. Verder spelen vanzelfsprekend ook de verschillen voor wat betreft algemene zaken als diepteligging, grondparameters, en dergelijke, een rol.
Het direct naast elkaar zetten van de resultaten van de predicties voor beide tunnels biedt nauwelijks mogelijkheden voor een relevante vergelijking. Een dergelijke vergelijking wordt dan ook achterwege gelaten.

10.4 Conclusies en kanttekeningen ten aanzien van de modellering en fasering

Kwalitatieve beschouwing predictieresultaten
De gehanteerde 2D-benadering vormt in zeker opzicht een bovengrens omdat de in de verschillende rekenfasen berekende effecten in langsrichting van de tunnel in een beperkte zone optreden, zodat van een 'plane strain' toestand geen sprake is. In het kader van de evaluaties van K100 en L500 is vooral als gevolg van de groutfase in het 2D model een verschil geconstateerd met uitkomsten uit het 3D model. Ook is bij de toegepaste 2D modellering van de tunnel geen liggerwerking in rekening gebracht, of dit tot meer of minder deformaties zal leiden is niet bekend.

Van de beschouwde groutdrukcases vormt case 4 op zijn beurt een bovengrens. Voor de overige modelparameters in de berekeningen zijn verwachtingswaarden gebruikt. Een analyse met (ten aanzien van de deformaties) ongunstige rekenwaarden van deze parameters zou tot een verdere verschuiving van de bovengrens leiden.
Het bepalen van een echte ondergrens van de deformaties, zou, zelfs indien voor het boorproces (vooral het grouten) en de overige relevante parameters een goede ondergrens zou kunnen worden bepaald, door de beperkingen van de 2D-benadering, niet mogelijk zijn.
De gepresenteerde resultaten van case 1 geven samen met die van case 4 vooral per meetkruis inzicht in de gevoeligheid van de deformaties voor de variaties in de groutdrukken.

De beschouwing van de langstrog geeft kwalitatief een beeld van de gevoeligheid voor die effecten in langsrichting, waarbij ook de invloed van de grootte van de contractie is betrokken.
De grootte van deze contractie is in de 2D-berekeningen niet gevarieerd, maar de relatieve bijdrage van het effect is door de gefaseerde berekening wel per meetkruis gekwantificeerd. Hiermee wordt de gevoeligheid voor de contractie in verschillende bodems zichtbaar gemaakt.
De gevolgde werkwijze met veel rekenfasen maakt het nodig en mogelijk voor al die fasen zo goed mogelijk de fysische processen te modelleren. De grootste effecten worden meestal berekend in de fasen contractie en groutdruk.

Aanbevelingen
Een terugkoppeling van de gegevens van het boorproces, vooral die met betrekking tot het grouten, daarbij gebruikmakend van de gegevens van het geïnjecteerde groutvolume, zou een berekening met een benadering van de werkelijk uitgeoefende groutdrukken mogelijk maken. Vervolgens zou door variatie van parameters in de overige fasen (bijv. grootte van de contractie) of door variatie van cruciale grondparameters (met name stijfheid), gezocht kunnen worden naar een verklaring voor de eventuele verschillen tussen de 2D-berekeningen en de meetresultaten.
Afwijkingen als gevolg van de tweedimensionale benadering van de driedimensionale zouden zo mogelijk apart moeten worden gekwantificeerd per bouw- of rekenfase. Zo niet, dan worden bij het fitten deze verschillen impliciet verwerkt in aanpassingen van parameters in het 2D model.

LITERATUUR

1. PVA Predictie K300/GT 'Spanningen en Deformaties Ondergrond, RWS BD - RWS DWW, L.E.B. Saathof, C.J.J. Zimmerman

2. Projectwerkinstructie, meetplan deformaties en spanningen, R. Majoor, BTC Botlek, januari 1999

3. Geotechniek Basis parameterset , GeoDelft, rapport nummer GD: CO-388050/6', COB: K300-W-005, augustus 1999

4. PVA 'Evaluatie K300/GT- Spanningen en Deformaties Ondergrond'

5. Richtlijnen Groutdrukmodel (concept), COB: L520-21, E.P. van Jaarsveld, H.J.A.M. Hergarden, september 1999

6. PAO Course: Experienced Plaxis Users, diverse auteurs, Stichting Postacademisch Onderwijs, mei 1998

7. Soil stabilization for embedment of Botlek Railwaytunnel in the Netherlands, E.J. Huiden, Dry mix Methods for Deep Soil Stabilization, 1999.

8. Gronddeformaties - in de meetvelden van het COB en van het Projectbureau Noord-Zuidlijn, nr. K100-W-073, januari 1999

9. Eerste orde evaluatie K100, Beschouwing boor-/volumeverlies en deformaties (analytisch), deel II, COB: K100-W105, GD:CO-384780/41, Geodelft, september 1999

10. An evaluation of symplified techniques for estimating three-dimensional undrained ground movements due to tunnelling in soft soils", Rowe , R.K. and Lee, K.M., Can. Geotechnical Journal 29, 1992, p. 39-52

11. Predictie cluster 3, COB-K100-W 024, maart 1996

12. Invloed boorfrontstabiliteit - Experimentele predictie V10 meetgebied Noord, Van der Schrier, J.S., Hergarden, H.J.A.M., COB/K100-W-037 CO-358850/39, juli 1996

13. Stabiliteit van het boorfront bij vloeistofondersteuning - Uitwerking van centrifugeproeven, Bezuijen, A., Messemaeckers van de Graaff, C.A., BTL werkgroep IV, mei 1997

14. Observations of ground movements during tunnel construction by slurry shield method at the Docklands Light Railway Lewishham Extension - East London, Sugyama et al, Japanese Geotechnical Society Soils and Foundations Vol39, No 3 99-112, juni 1999

Naschrift

De werkzaamheden ten behoeve van de predicties zijn in juli 1999 opgedragen aan de Bouwdienst en Dienst Weg- en Waterbouwkunde (DWW) van Rijkswaterstaat . Doordat de feitelijke uitvoering van het boren reeds gaande was ten tijde van de totstandkoming van het rapport kan niet voor alle passages van de meetkruizen gesproken worden van "klasse A" predicties. Wel zijn de berekeningen uitgevoerd op basis van alleen gegevens die onafhankelijk van het feitelijke boorproces beschikbaar waren en zijn ervaringen tijdens het boorproces niet in de rapportage verwerkt, tenzij uitdrukkelijk vermeld, bijvoorbeeld voor het geven van indicaties van de bereikte nauwkeurigheid van predictieresultaten.

Aan de opstelling van dit rapport is gewerkt door ir. C.J.J. Zimmerman (BWD/NIC), ir. L.E.B. Saathof (DWW/AG) en ir. R. Peters (BWD/BST). De plane-strain eindige-elementen-berekeningen zijn uitgevoerd door B. Zafari M.Sc. (BWD/DIO).
Een verbeterde toegankelijkheid van de Bijlagen is bereikt dankzij de inzet van Sandra Kraal (BWD/NIC).
Tenslotte worden bij deze diegenen die door hun raad of commentaar hebben bijgedragen aan de totstandkoming van dit rapport bedankt.