

**Eerste Orde Evaluatie K100
BT-A Boorfrontstabiliteit**

**CO-384780/19
september 1999**

**Eerste Orde Evaluatie K100
BT-A Boorfrontstabiliteit**

definitief

september 1999

COB:

GD: CO-384780/19

Opgesteld in opdracht van:

CUR/COB

Postbus 420

2800 AK GOUDA

AFDELING FUNDERINGSTECHNIEK EN ONDERGRONDSE WERKEN

Projectleider : ir. A. Bezuijen

Projectbegeleider : ir. H.J.A.M. Hergarden / ir. P.P.T. Litjens

GeoDelft

Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT
Postbus 69, 2600 AB DELFT




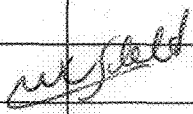

Telefoon (015) 269 35 00

Telefax (015) 261 08 21

Postbank 234342

Bank MeesPierson NV

Rek.nr. 25.92.35.911

Titel en subtitel: Eerste Orde Evaluatie K100 BT-A Boorfrontstabiliteit		Schrijver: ir. A. Bezuijen / ir. P.P.T. Litjens			
Datum rapport: september 1999		Type rapport: Definitief			
Rapportnummer opdrachtnemer: CO-384780/19		COB-document nummer: COB:K100-W102			
Projectleider opdrachtnemer: ir. A. Bezuijen		Projectbegeleider opdrachtgever: Centrum Ondergronds Bouwen			
Projectbegeleider opdrachtnemer: ir. H.J.A.M. Hergarden / ir. P.P.T. Litjens					
Naam en adres opdrachtnemer: GeoDelft Postbus 69 2600 AB DELFT		Naam en adres opdrachtgever: Centrum Ondergronds Bouwen Postbus 420 2800 AK GOUDA			
Samenvatting rapport:					
<p><i>Dit rapport behandelt de eerste orde evaluatie van de volgende onderzoeksvragen/-doelen van K100:</i></p> <p>B-04: Bepaling van de invloed van de slurrydruk op de stabiliteit van het boorfront</p> <p>B-08: Interactie grondmassief en boorvloeistof bij stilstand TBM</p> <p>B-13: Het bepalen van de beïnvloeding van het grondwater bij het boorfront</p> <p>Een belangrijk resultaat van deze evaluatie is dat deze onderzoeksdoelen gekoppeld zijn. De TBM beïnvloedt de grondwaterstroming en dit is weer van invloed op de stabiliteit. Bij een stilstaande TBM is deze beïnvloeding anders dan tijdens het graven.</p> <p><i>De conclusies van deze evaluatie zijn:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - Tijdens het boren was er nauwelijks afpleistering van het boorfront. Conform de predicties wordt dan ook een wateroverspanning voor het boorfront gemeten tijdens het boren. - Afpleistering vindt plaats tijdens het plaatsen van de ringen. De wateroverspanning voor het boorfront neemt dan af. - Een boordruk die ongeveer 120 kPa hoger was dan de verticale totaalspanning veroorzaakt door de grondlagen boven de tunnel en het grondwater, leidde bij het boren van ring 351 tot een blow-out. Deze druk komt overeen met de druk waarbij plastische vervorming van het zandpakket kan worden verwacht, maar is lager dan de druk volgens de cavity expansion theorie. Mede op basis van laboratoriummetingen is ook zonder een zwakke plek in de grondlagen bij een dergelijke druk een blow-out mogelijk. - De wateroverspanning die ontstaat tijdens het boren, beïnvloedt de minimaal toelaatbare boorfrontdruk. De minimaal toelaatbare boorfrontdruk wordt voor de bij deze evaluatie beschouwde omstandigheden significant hoger. - Er wordt een rekenmodel beschreven om de invloed van wateroverspanning op de minimaal toelaatbare boorfrontdruk te berekenen. Dit model dient echter nog nader gevalideerd en geverifieerd te worden. Op dit moment is er met name nog onzekerheid over hoe, wanneer de invloed van waterspanning in rekening wordt gebracht, de boogwerking van de grondlagen boven de tunnel berekend moet worden en het verloop van het bezwijkfront 					
Relationele rapporten: K100 rapporten					
Trefwoorden: tunnels, stabiliteit boorfront, wateroverspanning 2de Heinenoordtunnel			Verspreiding: COB-commissie K100		
Classificatie: Intern COB-rapport		Classificatie deze pagina: Nee		Aantal biz.: 56 (incl. bijlagen)	Prijs:
Versie:	Datum:	Namens opdrachtnemer:	Paraaf:	Namens opdrachtgever:	Paraaf:
01	April 1999	ir. A. Bezuijen			
		ir. P.P.T. Litjens			
02	september 1999	ir. A. Bezuijen		drs. W. van Schelt	
		ir. P.P.T. Litjens			

Title en subtitle: First order Evaluation K100 BT-A frontstability		Author: ir. A. Bezuijen / ir. P.P.T. Litjens	
Date report: juli/ augustus 1999		Type report: final	
Report number contractor: CO-384780/19		COB-report number: COB:K100-W102	
Project manager contractor: ir. A. Bezuijen		Project attendant principal: Centrum Ondergronds Bouwen	
Project attendant contractor: ir. H.J.A.M. Hergarden / ir. P.P.T. Litjens			
Name and adress contractor: GeoDelft P.O. Box 69 2600 AB DELFT The Netherlands		Name and adress principal: Centrum Ondergronds Bouwen P.O. Box 420 2800 AK GOUDA The Netherlands	
Summary of report: This report deals with the first order evaluation of the following research questions/objectives: B-04: Determination of the influence of the slurry pressure on the drilling face B-08: Interaction between soil and slurry during standstill of the TBM B-13: Determination of the influence on pore water at the drilling face. A main result of this evaluation is that these research objectives are coupled. The TBM influences the pore water pressure and the pore water pressure has an influence on the stability. During drilling this influence is different from the influence when not drilling. The conclusions from this evaluation are: - During drilling there is hardly any plastering of the tunnel face by the bentonite slurry. According to the predictions an excess pore pressure is measured in front of the face. - Plastering of the slurry occurs during the positioning of the rings (when there is no drilling). This leads to a reduction of the excess pore pressure in front of the tunnel. - A slurry pressure 120 kPa higher than the vertical pressure of water and soil has led to a blow out during drilling of Ring 351. This failure pressure corresponds to the start of plastic deformation according to Mohr-Coulomb, but is lower than the maximum stress according to cavity expansion theory. This result corresponds to laboratory measurements. For this conditions a blow-out can occur even if there is no weak spot in the soil. - A calculation model is described to calculate the influence of excess pore pressure on the minimum allowable drilling pressure. Verification and validation of this model is still needed. Uncertainties still exist on the influence of the excess pore pressure on the arching and the shape of the failure surface.			
Relational reports: K100 reports			
Keywords: tunnels, face front stability, excess pore pressure 2 nd Heineoordtunnel		Distribution: COB-committee K100	
Classification: Internal COB-report	Classificatie of this page: No	Number of pages: 56 including appendixes	Price:
Version: 01	Date: April 1999	On behalf of contractor: ir. A. Bezuijen	Initials: <i>Bez</i>
		ir. P.P.T. Litjens	<i>PL</i>
02	September 1999	ir. A. Bezuijen	<i>Bez</i>
		ir. P.P.T. Litjens	<i>PL</i>
		On behalf of principal: drs. W. van Schelt	Initials: <i>W. van Schelt</i>

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 Eerste Orde Evaluatie K100 BT-A Boorfrontstabiliteit juli/augustus 1999, CUR/COB, Gouda”

Aansprakelijkheid

CUR/COB en degenen die aan deze publikatie 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.

VOORWOORD

Kennis en ervaring op het gebied van ondergronds bouwen in zachte grond is belangrijk als Nederland de actualiteit wil volgen en de (inter-)nationale positie van de 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 Research 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, onderzoeksinstituten, 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" (CUR/COB-uitvoeringscommissie K 100). 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 "Eerste Orde Evaluatie K100 - BT-A Boorfrontstabiliteit" is onder verantwoordelijkheid van deze commissie tot stand gekomen en moet gezien worden als uitvoeringsonderdeel van het predictieplan.

De samenstelling van de commissie, die dit rapport heeft voorbereid, was:

Ir. K.J. Bakker, voorzitter	Rijkswaterstaat
Drs. W. van Schelt, secretaris	Rijkswaterstaat
ir. P.H.J. Ackermans	TauwMabeg Civiel en Bouw BV
Ir. J. Bellis	NBM Amstelland NV
Dr.Ir. P. van den Berg	Kennis en Wetenschappelijke Instituten
Ir. J.P.M. Bol	Grote Gemeenten
Ir. H.A. Greve	ITM c.v.
Ir. S.A.B.M. Hageman	Heijmans NV
Ir. W.C. Horden	Boor Tunnel Combinatie
Ir. N.D. Joustra	Grontmij - De Weger
Ing. H. de Kruijff	NV Nederlandse Spoorwegen
Ir. S. den Ouden	Saturn v.o.f.
Ir. H.C. Peerdeman	Infraneth
Ir. S.F. de Ronde	SAT Engineering v.o.f.
Ir. L.E.B. Saathof	Rijkswaterstaat
Ir. E.A.H. Teunissen	TEC/Fugro
Ir. H.J. Vos	Staalbouwkundig genootschap
Prof.ir. E. Horvat, corresponderend lid	Kennis en Wetenschappelijke Instituten
Ir. P. van Staalduinen, corresponderend lid	Kennis en Wetenschappelijke Instituten
Ir. Joh.G.S. Pennekamp, corresponderend lid	Kennis en Wetenschappelijke Instituten
Ing. F.J. Wermer, corresponderend lid	Rijkswaterstaat
Prof.dr.ir. J.F. Agema, mentor	CUR
Ir. L. Kwak, coördinator	CUR/COB

De kwaliteitsgroep bestond uit het Supercluster Boorttechnologie van K100 en de Werkgroep Monitoring van BTL:

ir. Joh.G.S. Pennekamp, voorzitter
ir. L. Den Otter, secretaris
ir. R.W.G. Heijmans
ir. A.G.M. Krubbeler
ir. M.W.P. van Lange
ir. M.P. Quaak
ir. P.A.A. Roelands
drs. W. van Schelt
ir. E.A.H. Teunissen
ir. G.M. Wolsink

Samenstelling van het Projectbureau Boortunnels:

ir. P.S. Jovanovic
ir. J.W. Plekkenpol
drs. W. van Schelt

juli/augustus 1999

Projectbureau Boortunnels

INHOUD

SAMENVATTING 1

SUMMARY 3

Hoofdstuk 1	INLEIDING.....	5
	1.1 Projectomschrijving.....	5
	1.2 Doel van de evaluatie.....	5
	1.3 Indeling rapport.....	7
Hoofdstuk 2	UITGEVOERDE PREDICTIES.....	9
	2.1 Predicties minimale en maximale steundruk.....	9
	2.2 Predicties t.a.v. waterspanningen.....	10
Hoofdstuk 3	UITGEVOERDE METINGEN.....	13
	3.1 Stabiliteit boorfront - metingen steundruk -.....	13
	3.2 Stabiliteit boorfront - metingen waterspanning -.....	13
Hoofdstuk 4	AANPASSING / ONTWIKKELING NIEUWE MODELLEN.....	17
	4.1 Consequenties water(over)spanning voor boorfrontstabiliteit.....	17
	4.2 Aangepaste / nieuwe rekenmodellen.....	18
	4.2.1 Model GeoDelft.....	18
	4.2.2 Model van Broere.....	19
	4.3 Voorbeeldberekeningen.....	20
	4.3.1 Analytische modellen GeoDelft / Broere.....	20
	4.3.2 Numerieke berekeningen.....	22
	4.4 Kritische beschouwing modellen.....	22
	4.4.1 Invloed afpleistering.....	22
	4.4.2 Overeenkomsten en verschillen.....	23
	4.5 Voorstel te gebruiken rekenmodellen.....	23
Hoofdstuk 5	MAXIMAAL TOELAATBARE BOORFRONTDRUK.....	25
Hoofdstuk 6	UITGEVOERDE BEREKENINGEN (POSTDICTIES).....	27
	6.1 Stabiliteit van het boorfront.....	27
	6.2 Maximaal toelaatbare boorfrontdruk.....	29
Hoofdstuk 7	Gemeten boordrukken.....	33
Hoofdstuk 8	CONCLUSIES & AANBEVELINGEN.....	35
Literatuur		37
Bijlage 1	REKENMETHODE STABILITEIT BOORFRONT MET WATEROVERSPANNINGEN.....	1

SAMENVATTING

Dit rapport behandelt de eerste orde evaluatie van de volgende onderzoeksvragen/-doelen van K100:

B-04: bepaling van de invloed van de slurrydruk op de stabiliteit van het boorfront

B-08: interactie grondmassief en boorvloeistof bij stilstand TBM

B-13: het bepalen van de beïnvloeding van het grondwater bij het boorfront

Een belangrijk resultaat van deze evaluatie is dat deze onderzoeksdoelen gekoppeld zijn. De TBM beïnvloedt de grondwaterstroming en dit is weer van invloed op de stabiliteit. Bij een stilstaande TBM is deze beïnvloeding anders dan tijdens het graven.

De conclusies van deze evaluatie zijn:

- tijdens het boren was er nauwelijks afpleistering van het boorfront. Conform de predicties wordt dan ook een wateroverspanning voor het boorfront gemeten tijdens het boren.
- afpleistering vindt plaats tijdens het plaatsen van de ringen. De wateroverspanning voor het boorfront neemt dan af.
- een boordruk die ongeveer 120 kPa hoger was dan de verticale totaalspanning veroorzaakt door de grondlagen boven de tunnel en het grondwater, leidde bij het boren van ring 351 tot een blow-out. Deze druk komt overeen met de druk waarbij plastische vervorming van het zandpakket kan worden verwacht, maar is lager dan de druk volgens de cavity expansion theorie. Mede op basis van laboratoriummetingen is ook zonder een zwakke plek in de grondlagen bij een dergelijke druk een blow-out mogelijk.
- de wateroverspanning die ontstaat tijdens het boren, beïnvloedt de minimaal toelaatbare boorfrontdruk. De minimaal toelaatbare boorfrontdruk wordt voor de bij deze evaluatie beschouwde omstandigheden significant hoger.
- er wordt een rekenmodel beschreven om de invloed van wateroverspanning op de minimaal toelaatbare boorfrontdruk te berekenen. Dit model dient echter nog nader gevalideerd en geverifieerd te worden. Op dit moment is er met name nog onzekerheid over hoe, wanneer de invloed van waterspanning in rekening wordt gebracht, de boogwerking van de grondlagen boven de tunnel berekend moet worden en het verloop van het bezwijkfront

AMBITIE

De ambitie van de organisatie is om de kwaliteit van de dienstverlening te verbeteren en de kosten te reduceren. Dit wordt bereikt door de processen te optimaliseren en de medewerkers te betrekken bij de verbetering van de organisatie. De ambitie wordt ondersteund door de volgende maatregelen:

- 1. Het verbeteren van de kwaliteit van de dienstverlening door de processen te optimaliseren.
- 2. Het reduceren van de kosten door de processen te optimaliseren.
- 3. Het betrekken van de medewerkers bij de verbetering van de organisatie.

De ambitie wordt ondersteund door de volgende maatregelen:

- 1. Het verbeteren van de kwaliteit van de dienstverlening door de processen te optimaliseren.
- 2. Het reduceren van de kosten door de processen te optimaliseren.
- 3. Het betrekken van de medewerkers bij de verbetering van de organisatie.

SUMMARY

This report deals with the first order evaluation of the following research questions/objectives:

- B-04: determination of the influence of the slurry pressure on the drilling face
- B-08: interaction between soil and slurry during standstill of the TBM
- B-13: determination of the influence on pore water at the drilling face.

A main result of this evaluation is that these research objectives are coupled. The TBM influences the pore water pressure and the pore water pressure has an influence on the stability. During drilling this influence is different from the influence when not drilling.

The conclusions from this evaluation are:

- during drilling there is hardly any plastering of the tunnel face by the bentonite slurry. According to the predictions an excess pore pressure is measured in front of the face.
- plastering of the slurry occurs during the positioning of the rings (when there is no drilling). This leads to a reduction of the excess pore pressure in front of the tunnel.
- a slurry pressure 120 kPa higher than the vertical pressure of water and soil has led to a blow out during drilling of Ring 351. This failure pressure corresponds to the start of plastic deformation according to Mohr-Coulomb, but is lower than the maximum stress according to cavity expansion theory. This result corresponds to laboratory measurements. For this conditions a blow-out can occur even if there is no weak spot in the soil.
- the excess pore pressure influences the minimum allowable drilling pressure. The minimum allowable drilling pressure increases significantly for conditions evaluated in this report.
- a calculation model is described to calculate the influence of excess pore pressure on the minimum allowable drilling pressure. Verification and validation of this model is still needed. Uncertainties still exist on the influence of the excess pore pressure on the arching and the shape of the failure surface.

MEMORIE

De heer [naam] heeft een verzoek ingediend tot het herzien van de beslissing van de [naam] van [datum].

De [naam] heeft op [datum] een beslissing genomen op grond van de [naam] van [datum]. De [naam] heeft op [datum] een beslissing genomen op grond van de [naam] van [datum].

Aan de hand van de [naam] van [datum] en de [naam] van [datum] is gebleken dat de [naam] van [datum] niet in overeenstemming is met de [naam] van [datum].

De [naam] van [datum] is niet in overeenstemming met de [naam] van [datum].

De [naam] van [datum] is niet in overeenstemming met de [naam] van [datum]. De [naam] van [datum] is niet in overeenstemming met de [naam] van [datum].

De [naam] van [datum] is niet in overeenstemming met de [naam] van [datum]. De [naam] van [datum] is niet in overeenstemming met de [naam] van [datum].

De [naam] van [datum] is niet in overeenstemming met de [naam] van [datum]. De [naam] van [datum] is niet in overeenstemming met de [naam] van [datum].

De [naam] van [datum] is niet in overeenstemming met de [naam] van [datum]. De [naam] van [datum] is niet in overeenstemming met de [naam] van [datum].

De [naam] van [datum] is niet in overeenstemming met de [naam] van [datum]. De [naam] van [datum] is niet in overeenstemming met de [naam] van [datum].

De [naam] van [datum] is niet in overeenstemming met de [naam] van [datum]. De [naam] van [datum] is niet in overeenstemming met de [naam] van [datum].

De [naam] van [datum] is niet in overeenstemming met de [naam] van [datum]. De [naam] van [datum] is niet in overeenstemming met de [naam] van [datum].

Hoofdstuk 1

INLEIDING

1.1 Projectomschrijving

Om meer kennis over en inzicht te krijgen in het boren van tunnels onder typisch Nederlandse slappe bodemcondities, is besloten het praktijkproject Tweede Heinenoordtunnel uit te voeren. Het onderzoek, dat aan dit project is verbonden, wordt begeleid door CUR/COB-uitvoeringscommissie K100 'Praktijkonderzoek Boortunnels' en werkgroep I van de Stichting Boren van Tunnels en Leidingen (BTL).

Bij de aanleg en de exploitatie van de tunnel is een groot aantal metingen en experimenten uitgevoerd. De metingen en experimenten zijn beschreven in het 'Instrumentatie- en Meetplan' [13]. Voorafgaand aan de metingen is een groot aantal predicties uitgevoerd. De resultaten van deze predicties zijn samengevat in het 'Predictierapport Tweede Heinenoordtunnel' [14]. Bij de evaluatie worden de resultaten van de metingen en experimenten vergeleken met de resultaten van de predicties. Voor de evaluatie zijn de onderzoeksdoelen verdeeld in een aantal hoofdgroepen:

- boortechnologie (BT)
- geotechniek (GT)
- tunnelconstructie (TC)
- planning en kostprijs.

De evaluaties worden op verschillende momenten en niveaus uitgevoerd:

- 1^o orde: totale evaluatie voor het Evaluatierapport,
- 2^o orde: tussen-evaluatie voor een goede afstelling en eventuele bijstelling van het instrumentarium voorafgaande aan een volgende passage van een meetveld;
- 3^o orde: snelle evaluatie voor noodprocedures en calamiteiten.

Dit rapport maakt onderdeel uit van de rapportage ten behoeve van de 1^o orde evaluatie voor de hoofdgroep 'Boortechnologie'. In het rapport wordt met name aandacht besteed aan de metingen en predicties die zijn uitgevoerd op het gebied van boorfrontstabiliteit.

De resultaten van de 2^o orde en 3^o orde evaluatie voor de hoofdgroep 'Boortechnologie' zijn in een eerder stadium gerapporteerd.

1.2 Doel van de evaluatie

Het doel van de evaluatie staat in de inleiding van het Evaluatieplan van het COB omschreven. Het doel van de evaluatie is tweeledig en kan als volgt worden samengevat:

- door middel van een evaluatie antwoord krijgen op de onderzoeksvragen en -doelen in het Instrumentatie- en Meetplan [13];
- door middel van een evaluatie beoordelen van modellen voor ontwerp- en wetenschapsdoel-einden.

Voor de hoofdgroep 'Boorttechnologie' zijn de onderzoeksvragen en -doelen verdeeld in twee evaluatie-clusters met bijbehorende onderzoeksdoelen, t.w.:

Bepaling van de stabiliteit van het boorfront:

Uitgangspunt bij dit onderzoeksdoel is de bepaling van de boven- en ondergrens van de toelaatbare steundruk in de mengkamer. Deze parameters spelen een belangrijke rol bij de beoordeling van de stabiliteit van het front. Daarnaast speelt de massa/volumebalans een rol. Hiertoe zijn de volgende onderzoeksvragen/-doelen geformuleerd [13]:

- B-01 Bepaling van de invloed van het ontgravingsproces op de reactiekrachten van het snijrad op het grondmassief
- B-04 Bepaling van de invloed van de slurrydruk op de stabiliteit van het boorfront
- B-08 Interactie grondmassief en boorvloeistof bij stilstand TBM
- B-09 Axiale en tangentiële wrijving langs de omtrek van de TBM
- B-13 Het bepalen van de beïnvloeding van het grondwater bij het boorfront

Bepaling van de effectiviteit van het boorproces:

Bij dit onderzoeksdoel speelt een aantal facetten een rol, waaronder voortgangssnelheid TBM, rotatiesnelheid graafwiel, mengselvorming in de mengkamer en effectiviteit pompen en leidingen. Hiertoe zijn de volgende onderzoeksvragen/-doelen geformuleerd [13]:

- B-02 Invloed van het ontgravingsproces op de grootte en vervormingsgraad van de productie-eenheden
- B-03 Beschrijving mengselvormingsproces als overdracht tussen ontgraving en transport
- B-05 Effectiviteit van pompen en transportleidingen
- B-06 Slijtage van snijelementen

Van bovengenoemde onderzoeksdoelen en -vragen wordt in dit rapport enkel aandacht besteed aan de onderzoeksvragen op het gebied van boorfrontstabiliteit, t.w. B04, B08 en B13. Hierbij ligt de nadruk op de vergelijking tussen metingen en berekeningen en welke conclusies uit berekeningen getrokken kunnen worden. Er zal ook een postdictie worden uitgevoerd.

Tijdens de predicties is een berekening gemaakt voor de te verwachten minimale boorfrontdruk en een berekening voor de te verwachten wateroverspanning. Deze twee fenomenen zijn echter niet met elkaar in verband gebracht. Uit onderzoek dat daarna is uitgevoerd, door de Stichting Boren van Tunnels en Leidingen (BTL) en de Technische Universiteit Delft (TUD) [3], is gebleken dat de wateroverspanning ook een invloed heeft op de stabiliteit van het boorfront. Bij het berekenen van de boorfrontstabiliteit dient rekening worden gehouden met het optreden van wateroverspanningen in

zandige lagen. In de tijd tussen de predicties en deze eerste orde evaluaties zijn rekenmodellen beschikbaar gekomen om de invloed van de wateroverspanning op de minimale noodzakelijke boorfrontdruk te bepalen. In dit rapport wordt ook een dergelijk model beschreven en worden berekeningen uitgevoerd zonder en met de invloed van wateroverspanningen. Deze zijn direct te vergelijken met de predicties en berekeningen waarbij de invloed van wateroverspanningen niet is meegenomen.

1.3 Indeling rapport

De indeling van dit rapport is als volgt. In Hoofdstuk 2 wordt aangegeven welke predicties beschikbaar zijn voor de bepaling van de boorfrontstabiliteit en wat de resultaten waren. In Hoofdstuk 3 worden de metingen gepresenteerd. Hoofdstuk 4 geeft aan welke invloed de metingen gehad hebben op de modellen voor boorfrontstabiliteit en worden voorstellen gedaan welke rekenmodellen te gebruiken. Hoofdstuk 5 geeft aan hoe de mogelijkheid van hydraulische fracturing wordt onderzocht. In Hoofdstuk 6 worden de uitgevoerde berekeningen behandeld, waarna tenslotte wordt afgesloten met conclusies in Hoofdstuk 8.

COB:
GD: CO-384780/19

definitief

september 1999

De afzender aanvaardt de aansprakelijkheid voor de juistheid van de inhoud van de afzender afgegeven informatie. De afzender aanvaardt de aansprakelijkheid voor de juistheid van de inhoud van de afzender afgegeven informatie. De afzender aanvaardt de aansprakelijkheid voor de juistheid van de inhoud van de afzender afgegeven informatie.

De afzender aanvaardt de aansprakelijkheid voor de juistheid van de inhoud van de afzender afgegeven informatie.

De afzender aanvaardt de aansprakelijkheid voor de juistheid van de inhoud van de afzender afgegeven informatie. De afzender aanvaardt de aansprakelijkheid voor de juistheid van de inhoud van de afzender afgegeven informatie. De afzender aanvaardt de aansprakelijkheid voor de juistheid van de inhoud van de afzender afgegeven informatie.

Hoofdstuk 2

UITGEVOERDE PREDICTIES

2.1 Predicties minimale en maximale steundruk

Voor het boren van de Tweede Heinenoordtunnel werd verondersteld dat in de slappe Nederlandse grond de stabiliteit van het boorfront kritisch kan zijn. Daarom is een aantal predicties uitgevoerd om deze stabiliteit in kaart te brengen met in alle gevallen als resultaat een minimaal noodzakelijke steundruk, nodig om het boorfront stabiel te houden. Weergegeven is hieronder de druk aan de bovenkant van de tunnel. In de as van de tunnel is de druk een 50 kPa hoger. Afhankelijk van de predictie werd een passieve maximale steundruk uitgerekend / bepaald (de druk waarbij het boorfront naar buiten wordt geduwd) en een druk waarbij de spanning aan het boorfront groter is dan de totaalspanning van de grondlagen lagen boven de tunnel. In het laatste geval kan instabiliteit ontstaan door een combinatie van grondwaterstroming en opdrukken. De volgende predicties zijn uitgevoerd:

- analytische berekeningen van de minimale steundruk met een rekenmodel zoals opgesteld door Jancsecz [5]. Aangezien het hier ging om predicties en niet om ontwerpberekeningen is de spanningsreductie ten gevolge van silowerking in deze berekeningen wel meegenomen. Hoewel dit door Jancsecz voor ontwerp-berekeningen niet wordt geadviseerd;
- een experimentele predictie voor zowel minimale als maximale steundruk voor meetveld Noord in de geotechnische centrifuge van GeoDelft [6];
- numerieke berekeningen van zowel minimale als maximale steundruk m.b.v. het EEM-programma PLAXIS, waarbij gebruik gemaakt is van een 2D-model (zie [15]).

Daarnaast is in het kader van CUR/COB commissie L520 een back-analysis uitgevoerd naar de resultaten van de genoemde centrifugeproeven. Deze berekeningen zijn uitgevoerd m.b.v. het EEM-programma DIANA, waarbij gebruik gemaakt is van een 3D-model (zie [10]). Bij deze berekeningen is tevens de situatie van passief bezwijken van het front bekeken. In tabel 2.1 worden de resultaten van de verschillende berekeningen samengevat:

Tabel 2.1 Resultaten predicties (I). Bij de bepaling van de max. druk zijn verschillende uitgangspunten gehanteerd, vandaar de grote verschillen, zie ook tekst.

Predictie	Meetveld Noord		Meetveld Zuid	
	min. druk [kPa]	max. druk [kPa]	min. druk [kPa]	max. druk [kPa]
Jancsecz	115	211	92	157
Centrifugeproef	113	>1000	-	-
PLAXIS (2D)	119	232	83	320
DIANA (3D)	100	>500	-	-

Opmerkelijk is de goede overeenstemming tussen de experimentele predictie en het Jancsecz rekenmodel. Bij een latere centrifugeproef is dit bevestigd, het door Jancsecz ontwikkelde model is voor zand nauwkeurig als er geen wateroverspanningen in het zandmassief aanwezig zijn. PLAXIS levert een wat te grote waarde voor de bezwijkdruk. Dit is te verwachten aangezien de toen gebruikte versie een 2-dimensionale versie is en hiermee geen 3-dimensionale effecten in rekening gebracht kunnen worden. DIANA levert een wat te lage waarde voor de minimale boorfrontdruk. Dit is ook in andere berekeningen voor de stabiliteit van het boorfront gevonden. De oorzaak hiervan is op dit moment onbekend.

De maximale druk wijkt sterk af bij de verschillende predicties. Dit komt omdat er verschillende uitgangspunten zijn gehanteerd. In sommige rekenmodellen wordt er vanuit gegaan dat het verhang over de bovenste lagen beperkt moet blijven te voorkomen dat door een combinatie van grondwaterstroming en opdrukken er een blow-out ontstaat (deze leveren een relatief lage waarde voor de maximale druk). In andere modellen (PLAXIS, DIANA) wordt er vanuit gegaan dat er een zodanig goede afpleistering is van het boorfront dat bezwijken pas optreedt bij de maximale passieve grondruk. In de centrifugeproef werd impliciet uitgegaan van de laatste aanname, omdat het boorfront werd ondersteund via een vlies en grondwaterstroming dus uitgesloten was.

2.2 Predicties t.a.v. waterspanningen

Alle voorgaande predicties zijn uitgevoerd in de veronderstelling dat de waterspanning voor het boorfront niet beïnvloed wordt door het boren. In rapport [5] is echter een predictie gegeven hoe de waterspanning voor het boorfront zal verlopen. Volgens deze predictie zou er in zand voor het boorfront een wateroverspanning aanwezig zijn, veroorzaakt door instroming van boorvloeistof tussen de poriën. In genoemd rapport wordt gemeld dat deze wateroverspanning van invloed kan zijn op de stabiliteit van het boorfront, maar dit wordt niet nader gekwantificeerd.

Het waterspanningsverloop volgens de predicties wordt weergegeven in figuur 2.1 en 2.2. Figuur 2.1 geeft het gemiddelde verloop op grotere afstand voor het boorfront, figuur 2.2 toont het gemiddelde verloop en de volgens de predictie te verwachten fluctuaties direct voor het boorfront. Deze predictie is slechts geldig wanneer er geboord wordt in zand. Er is geen predictie voor de wateroverspanning voor het boorfront wanneer in klei wordt geboord.

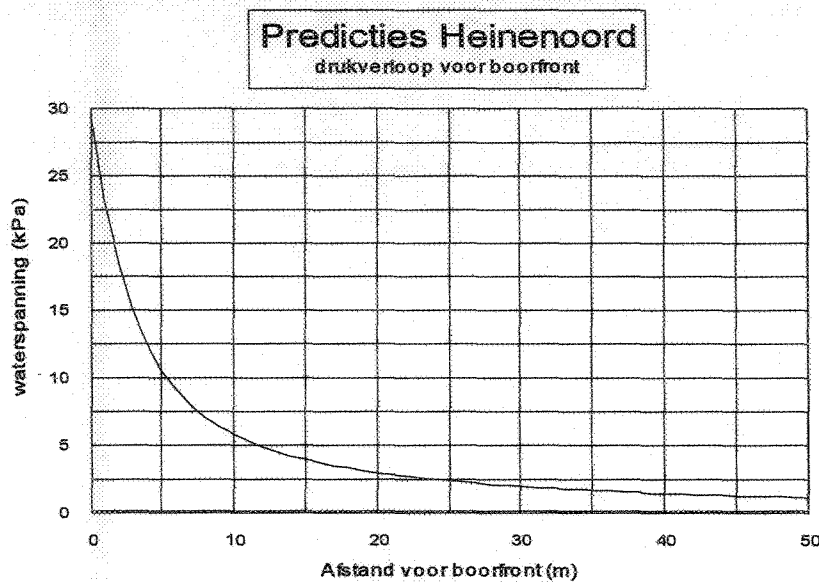
Ondertussen zijn er rekenmodellen ontwikkeld waarbij de invloed van de wateroverspanning op de stabiliteit van het boorfront in rekening wordt gebracht, zoals in het volgende zal worden toegelicht. Het is daarom van belang om te onderzoeken in hoeverre deze predicties van het verloop van de wateroverspanningen overeenstemmen met de metingen.

In het eerder genoemde rapport [5] wordt verder gesteld dat bij het snijden van dichtgepakt zand of overgeconsolideerde klei wateronderspanningen genereerd kunnen worden. Ook deze zullen de stabiliteit van het front kunnen beïnvloeden. Voor de omstandigheden zoals deze aangetroffen worden ter plaatse van de Tweede Heinenoordtunnel wordt volgens deze predicties een wateronderspanning van enkele kPa's verwacht. In tabel 2.2 worden, naast de eerder gegeven waarden conform Jancsecz, de waarden gegeven voor minimale en maximale steundruk, waarbij een verlaging van de stijghoogte t.g.v. het snijden in rekening gebracht is. Te zien is dat de verschillen gering zijn. De maximale druk is

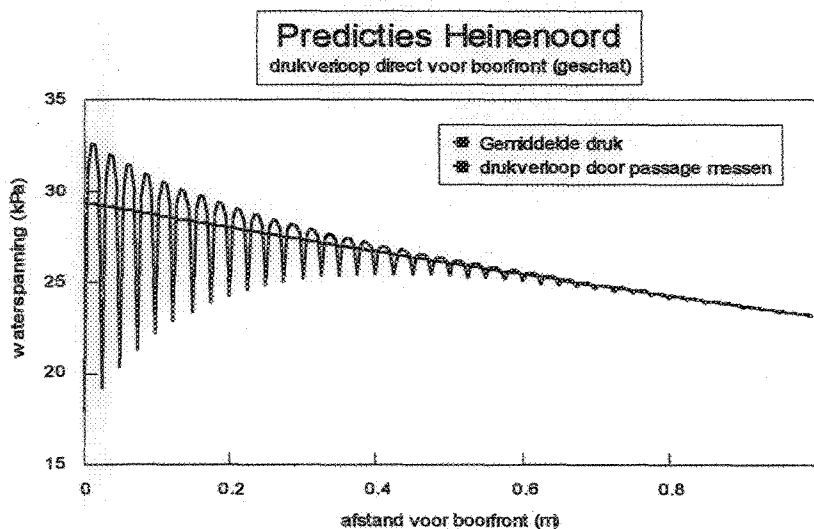
exact gelijk. Dit wordt echter veroorzaakt door het rekenmodel. De maximale druk wordt in beide berekeningen berekend uit het effectieve gewicht van de grond boven de tunnel.

Tabel 2.2 Resultaten predicties (II)

Predictie	Meerveld Noord		Meerveld Zuid	
	min druk [kPa]	max druk [kPa]	min druk [kPa]	max druk [kPa]
Jancsecz	115	211	92	157
Jancsecz (wateronderspanning)	110	211	87	157



Figuur 2.1 Predictie wateroverspanning in zand voor het boorfront [5]



Figuur 2.2 Predictie wateroverspanning in zand direct voor het boorfront [5]

COB:
 GD: CO-384780/19

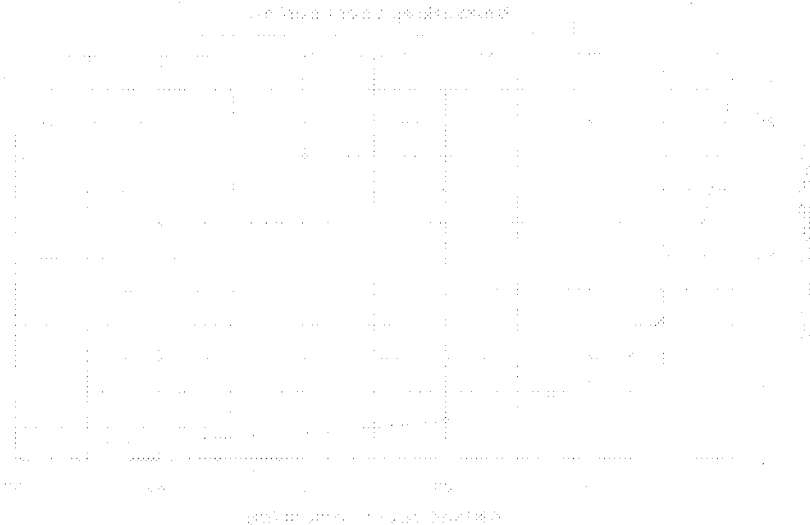
definitief

september 1999

...

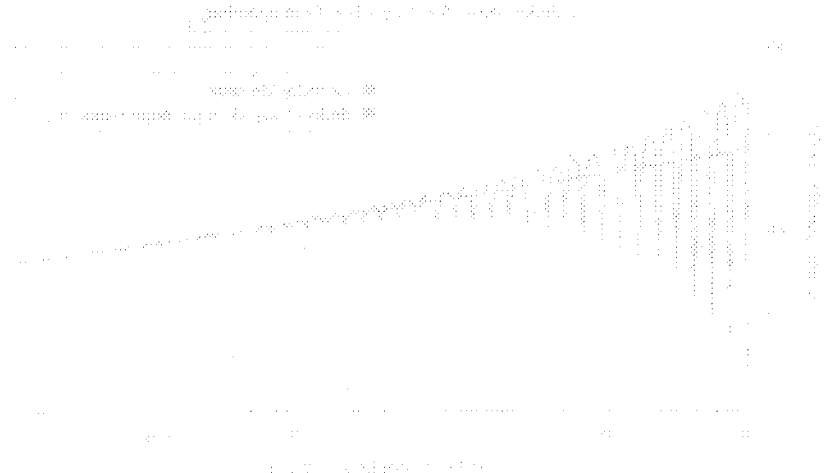
	(1)	(2)	(3)	(4)
...
...

broeken en slijten



...

broeken en slijten



...

Hoofdstuk 3

UITGEVOERDE METINGEN

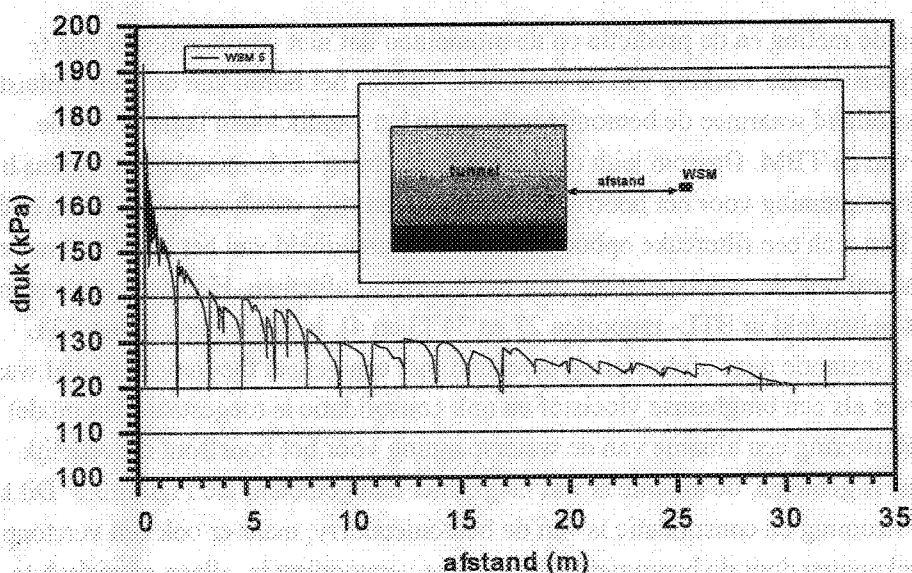
3.1 Stabiliteit boorfront - metingen steundruk -

De predictieberekeningen geven aan wat de minimale steundruk voor boorfrontstabiliteit is. Deze is echter tijdens de metingen in het veld niet bepaald. Er is, om begrijpelijke redenen, altijd geboord met een hogere boorfrontdruk dan de minimale boorfrontdruk die volgt uit de predicties. Rechtstreekse vergelijking van de metingen met predicties blijkt lastig omdat de waterspanning verschilt. Om de metingen te vergelijken met de berekeningen is gekeken hoeveel hoger de boorfrontdruk is dan de waterspanning. Volgens de berekening [5] moet dit minimaal 8 kPa zijn. In de meting (zie Figuur 3.1) was dit 40 kPa. Er is dus geboord met een aanzienlijk hogere druk dan de minimaal voor stabiliteit noodzakelijke boorfrontdruk.

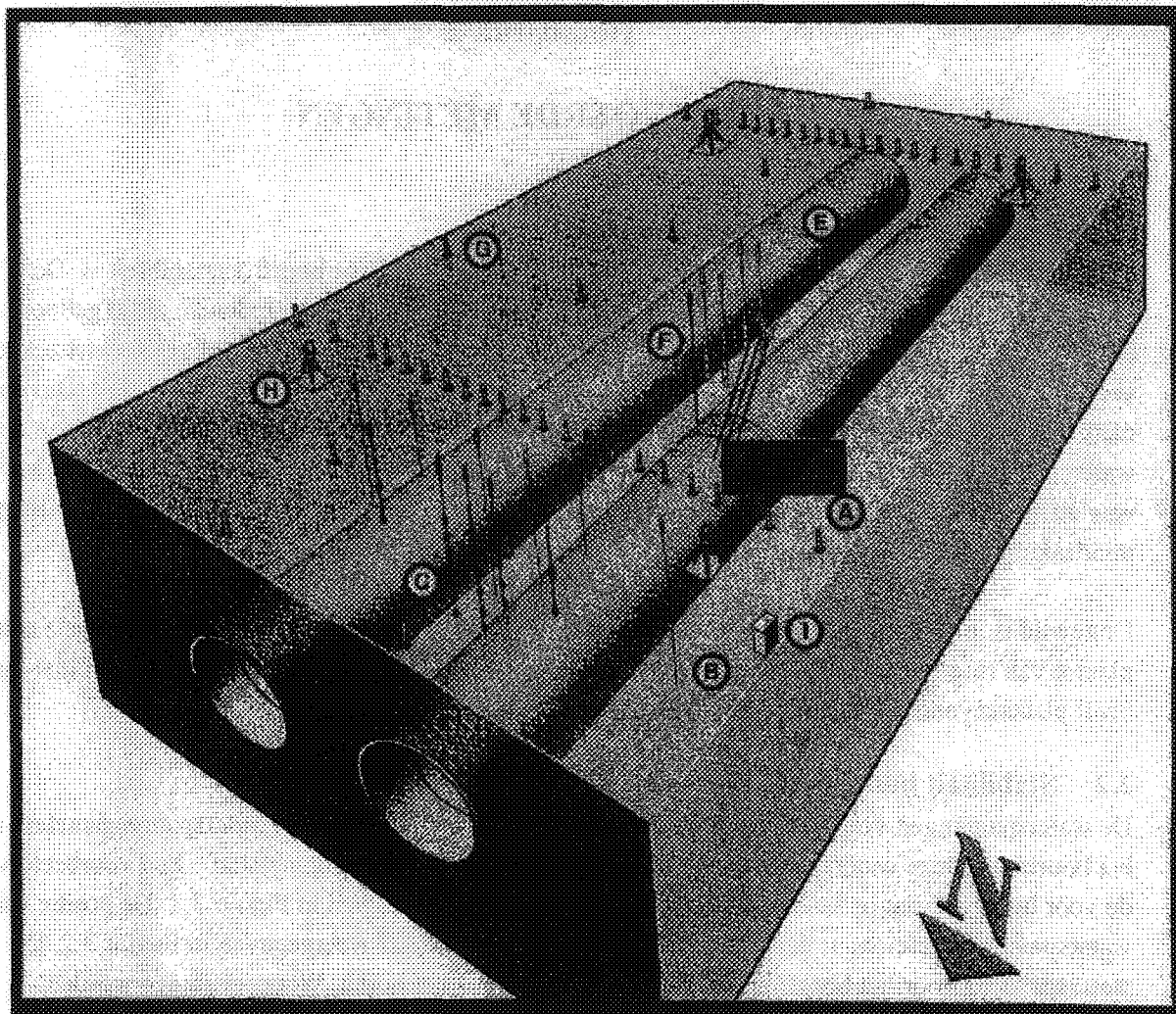
Ongewild is in één geval het front niet stabiel gebleken. Bij het boren van de eerste tunnelbuis is ter plaatse van ring 351 een onstabiliteit ontstaan. Deze situatie is opgetreden nadat eerst een blow-out heeft plaatsgevonden. In Paragraaf 6.2 zal verder ingegaan worden op deze instabiliteit.

3.2 Stabiliteit boorfront - metingen waterspanning -

De waterspanningen voor het boorfront zijn op twee locaties gemeten met waterspanningsmeters in het boortracé. Deze waterspanningsmeters werden door de boorkop "opgegeten". Een voorbeeld van de voor het boorfront in zand gemeten waterspanning is weergegeven in Figuur 3.1. De positie van waterspanningsmeter waar deze waterspanningen zijn gemeten is weergegeven in Figuur 3.2. De waterspanning voor het boorfront blijkt op te lopen tijdens het boren. Wanneer ringen worden geplaatst, neemt de waterspanning voor het boorfront af tot de hydrostatische waarde.



Figuur 3.1 Gemeten waterspanningen voor het boorfront als functie van de afstand.

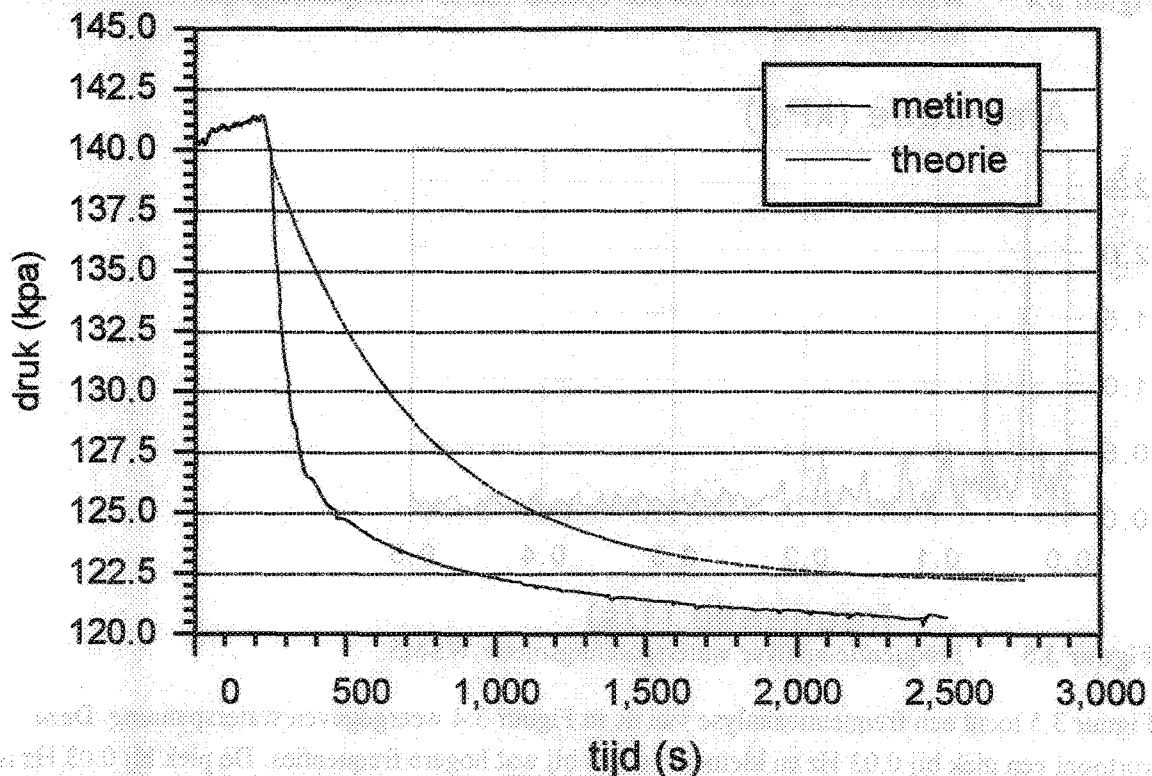


Figuur 3.2 Meetveld Noord. De positie van de waterspanningsmeter is weergegeven met een pijl.

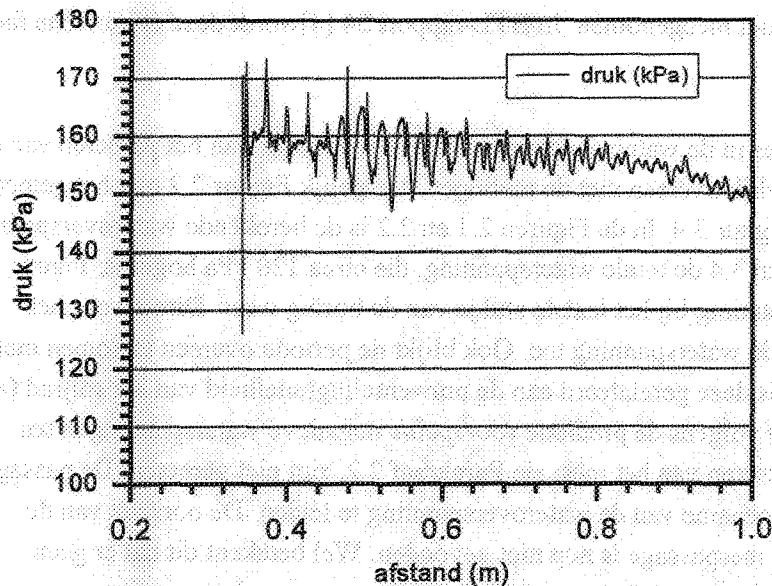
De verschillen tussen de meting en de predictie op de momenten dat niet wordt geboord zijn te verklaren door de afpleisterende werking van de bentoniet. Tijdens het boren kan er geen afpleistering optreden, omdat de snelheid waarmee de bentoniet indringt in het zandlichaam lager is dan de voortgangssnelheid van de TBM. Daarom leidt de wateroverspanning in de mengkamer tijdens het boren tot een wateroverspanning voor het boorfront. Wanneer een ring wordt aangebracht en er dus niet wordt geboord, kan zich een filtercake opbouwen. De doorlatendheid van het boorfront neemt af en als gevolg daarvan zal ook de waterspanning voor het boorfront afnemen. Hoe deze afpleistering in zijn werk gaat wordt behandeld in BTL-rapporten 27 en 34 [3 en 4]. In het kader van het BTL onderzoek is in eerste instantie deze afpleistering berekend met een geheel theoretisch model waarbij de bentoniet is opgevat als een binghamse vloeistof en ook consolidatie is toegestaan. Dit model voorspelt tijdens afpleistering een afname van de waterspanning voor het boorfront die redelijk overeenkomt met wat is gemeten, de afname is wat langzamer dan gemeten, zie Figuur 3.3. Dit komt omdat er niet alleen stroming en consolidatie is van de bentoniet-slurry, maar er ook een verstopping optreedt van de poriekanalen door de bentoniet-deeltjes. Deze verstopping is alleen empirisch te

bepalen en daarom in dit model niet meegenomen. In BTL-rapport 34 [4] wordt deze empirische factor bepaald met behulp van proeven.

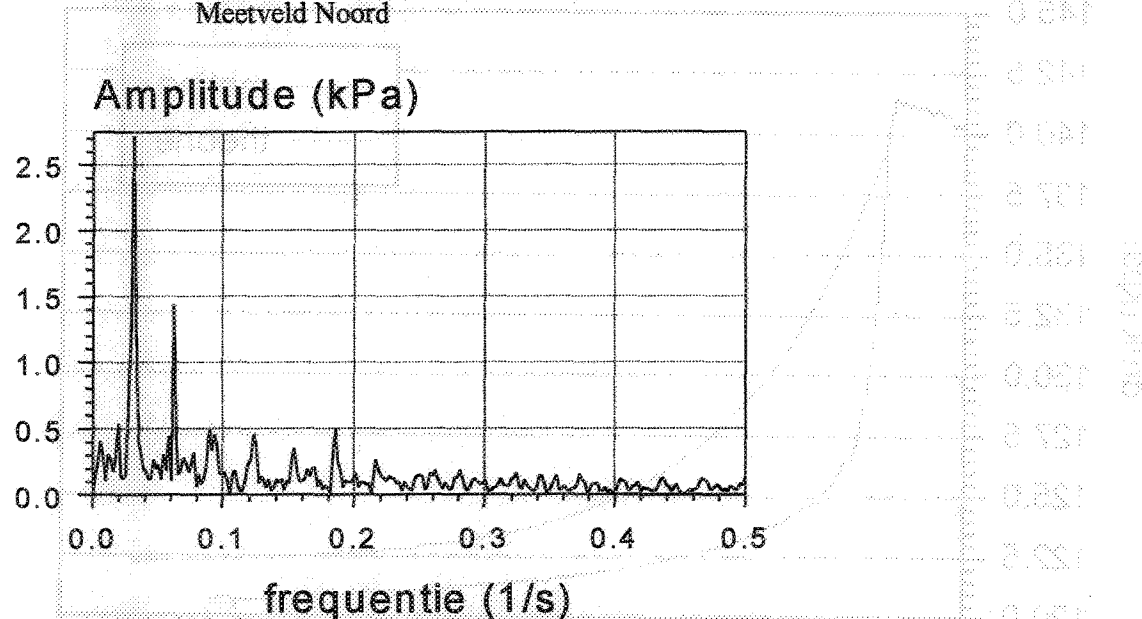
De afstand waarover de fluctuaties in de waterspanning ontstaan ten gevolge van het passeren van de messen van het snijrad komt redelijk overeen met de metingen. Vergelijk Figuur 2.2 met het gemeten verloop, zoals weergegeven in Figuur 3.4. In de Figuren 2.1 en 2.2 is de berekende wateroverspanning weergegeven, in de Figuren 3.3 en 3.4 de totale waterspanning, die circa 120 kPa hoger is. Figuur 3.4 geeft het verloop van de waterspanning bij het laatste stukje van de boring weer. Direct voor het "opeten" neemt de amplitude in de waterspanning toe. Ook blijkt de periode overeen te komen met de passage van een snijtand en dus is deze gerelateerd aan de omwentelingssnelheid van het snijrad (zie ook Figuur 3.4 en 3.5). Echter de volgens de predictie voorspelde negatieve waterspanningen ten gevolge van dilatantie bij het passeren van het mes, zie Paragraaf 2.2, zijn niet gemeten. De passage van een mes lijkt eerder tot een toename van de wateroverspanning te leiden. De oorzaak van de toename in de waterspanning bij mespassage is nog niet gevonden. Wel betekent dit dat er geen overmatige beetelslijtage door onderspanningen te verwachten zijn.



Figuur 3.3 Afname waterspanning voor boorfront door afpleistering, meting en theorie (gemeten met de boorkop op ongeveer 1,8 m van de waterspanningsmeter) Meetveld Noord



Figuur 3.4 Waterspanning vlak voor het 'opeten' van de waterspanningsopnemer Meetveld Noord



Figuur 3.5 Frequentie-analyse waterspanningsmeter WSM5.

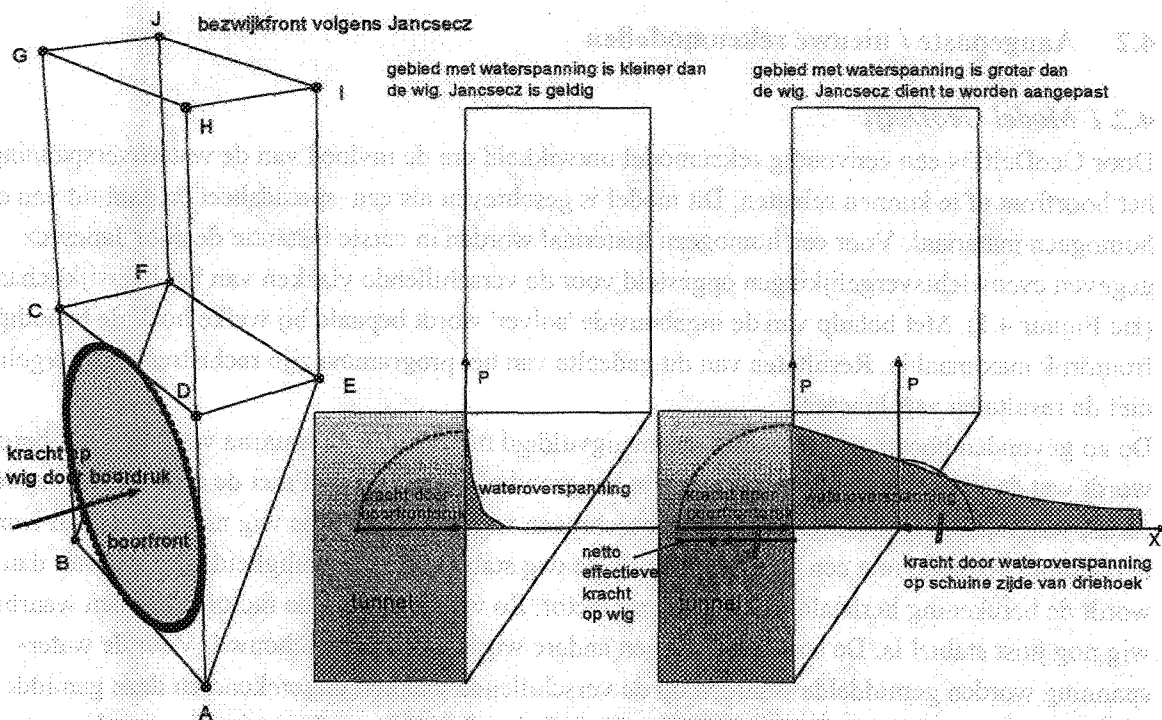
Figuur 3.5 toont een frequentieanalyse van de in Figuur 3.4 weergegeven waterspanning. Deze vertoont een piek bij 0.03 Hz en kleinere pieken bij wat hogere frequenties. De piek bij 0.03 Hz is te relateren aan de omwentelingssnelheid van het snijrad die ongeveer 2 omwentelingen per minuut bedroeg. Duidelijk blijkt dat niet alle snijarmen een even grote invloed hebben. Als dat het geval zou zijn geweest, zou de piekfrequentie hoger moeten liggen. Waarschijnlijk is de piek te verklaren uit het feit dat de snijtanden op verschillende afstanden van de as van de TBM zitten en dus één snijtand dichters langs de WSM komt dan de andere en deze daarom een overheersende invloed heeft op de frequentieinhoud van het signaal.

Hoofdstuk 4

AANPASSING / ONTWIKKELING NIEUWE MODELLEN

4.1 Consequenties water(over)spanning voor boorfrontstabiliteit

Nu gebleken is dat de waterspanning voor het boorfront hoger is dan de hydrostatische spanning, zal daarmee ook in de stabiliteitsberekeningen rekening mee gehouden moeten worden.



Figuur 4.1 3D weergave bezwijkfront in de grond volgens Jancsecz en 2D weergave situatie zonder en met wateroverspanning op enige afstand voor het boorfront. Met wateroverspanning is de netto effectieve kracht waarmee het boorfront wordt ondersteund kleiner. De cirkelbogen geven aan dat een waterspanning correspondeert met een kracht op het front en op de schuine zijde van de driehoek.

Voor de metingen in zand geldt dus dat tijdens het boren tot ver voor het boorfront wateroverspanningen gemeten worden. Dit heeft gevolgen voor de stabiliteit van het boorfront. Beschouw de door Jancsecz in zijn rekenmethode gebruikte bezwijkwig met de rechthoek daarboven, zie Figuur 4.1. In de door Jancsecz ontwikkelde rekenmethode wordt aangenomen dat de boorfrontdruk direct aan het boorfront wordt overgebracht op de korrels. Op de wig wordt dus een horizontaal gerichte kracht F uitgeoefend, zie ook Figuur 4.1. Wanneer er echter voor het boorfront een wateroverspanning wordt gemeten, zoals ook in Figuur 4.1 is aangegeven, zal de netto kracht op de wig bepaald worden uit het verschil tussen de druk aan het boorfront en de waterspanning aan de andere kant van de wig. Alleen dit drukverschil levert een bijdrage aan de korrelspanning. Anderzijds zal de wateroverspanning een

opwaartse kracht opleveren op het blok boven de wig, waardoor de belasting van het blok op de wig kleiner wordt.

Uit bovenstaande blijkt, dat de krachtenverdeling op de wig en het blok daarboven anders wordt wanneer er wateroverspanningen voor het boorfront zijn. Om te zien hoe dit uitwerkt op de benodigde boorfrontdruk om wig en het blok stabiel te houden, zijn de in de volgende paragrafen gepresenteerde rekenmodellen ontwikkeld. Op verzoek van de COB-commissie L520 zijn deze rekenmodellen met elkaar vergeleken, zie paragraaf 4.3 en 4.4.

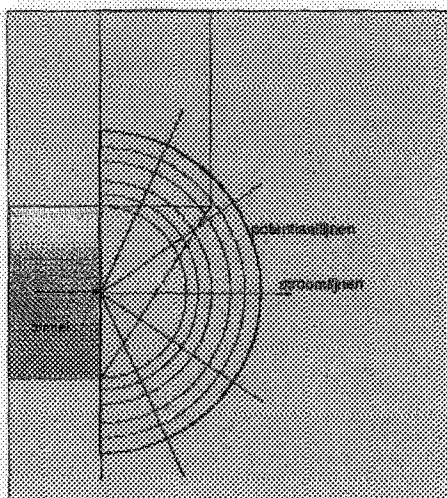
4.2 Aangepaste / nieuwe rekenmodellen

4.2.1 Model GeoDelft

Door GeoDelft is een eenvoudig rekenmodel ontwikkeld om de invloed van de wateroverspanning op het boorfront af te kunnen schatten. Dit model is geschreven als een spreadsheet en gaat uit van een homogeen materiaal. Voor een homogeen materiaal worden in eerste instantie de door Jancsecz gegeven evenwichtsvergelijkingen opgesteld voor de verschillende vlakken van het bezwijklichaam (zie Figuur 4.1). Met behulp van de ingebouwde 'solver' wordt bepaald bij welke hoek de benodigde frontdruk maximaal is. Resultaten van dit gedeelte van het programma zijn rechtstreeks te vergelijken met de resultaten van Jancsecz.

De zo gevonden boorfrontdruk wordt vermenigvuldigd met een factor, waarna voor die druk berekend wordt wat de verwachte waterspanningen in het grondmassief zijn en of met de effectieve spanningen en die waterspanningen de door Jancsecz beschreven wig stabiel is. Is de wig niet stabiel dan wordt de berekening herhaald met een hogere factor. Is de wig stabiel met een veiligheidsfactor groter dan 1 dan wordt de berekening herhaald met een lagere factor. Zo wordt iteratief de factor gevonden waarbij de wig nog juist stabiel is. De stabiliteit van een andere wig wordt niet beschouwd. Voor de wateroverspanning worden gemiddelde waarden op de verschillende vlakken uitgerekend en deze gemiddelde waarden worden in de berekening gebruikt. Voor de beschrijving van boogwerking wordt, analoog aan de beschrijving van Jancsecz, de formule van Terzaghi gebruikt. Het is echter niet bekend of deze formule ook geldig is bij de te verwachten grondwaterstroming.

Dit model wordt gedetailleerd beschreven in Bijlage 1 van dit rapport.



Figuur 4.2 Uitgangspunt stroming model GeoDelft, bolvormige stroming

4.2.2 Model van Broere

Het principe van het model van ir. W. Broere is hetzelfde als het door GeoDelft ontwikkelde model. Ook dit model gaat uit van de door Jancsecz voorgestelde schematisatie. Het is in dit model echter mogelijk om, net als in sommige modellen die rekenen zonder de invloed van wateroverspanning, meerdere grondlagen in te bouwen. Verder wordt de kritieke hoek van de wig berekend door een groot aantal situaties door te rekenen, terwijl in het model van GeoDelft er van wordt uitgegaan dat de kritieke hoek voor de situatie zonder stroming en wateroverspanning ook de kritieke hoek is voor de situatie met stroming en wateroverspanning.

Verder is nog een belangrijk verschil de manier waarop de stroming in rekening wordt gebracht. In het door GeoDelft ontwikkelde model wordt uitgegaan van een bolvormige stroming vanuit het boorfront, zie Figuur 4.2, waarbij een correctie is toegepast gebruik makend van de resultaten van numerieke berekeningen. Dit is wel een redelijk nauwkeurige beschrijving van de stroming, maar deze maakt het niet mogelijk om verschillende grondlagen te gebruiken. De numerieke berekeningen zijn uitgevoerd voor homogene grond en gelden dus niet voor andere situaties en hetzelfde geldt voor de daaruit afgeleide omrekeningsfactor. In feite wordt in het GD model niet echt de zo bepaalde drukverdeling gebruikt. Deze drukverdeling is slechts de basis om de waterspanning in het midden van de verschillende vlakken van het in Figuur 4.1 getoonde bezwijkfront te berekenen en er wordt aangenomen dat dit een redelijke benadering van de gemiddelde waterspanning op dat vlak is. Broere heeft er voor gekozen om uit te gaan van een 1-dimensionale stroming. Daarbij is gebruik gemaakt van de schematisatie van een semi-confined aquifer. De tunnel ligt in een doorlatende zandlaag. Boven die zandlaag bevindt zich een laag met een veel lagere doorlatendheid. De stroming in de zandlaag zal dan hoofdzakelijk horizontaal zijn. In de ondoorlatende laag is deze voornamelijk vertikaal. Een dergelijke schematisatie is heel bruikbaar wanneer door zand wordt geboord onder afsluitende lagen van klei of veen.

De verticale spanning aan de bovenkant van de driehoek wordt bepaald door het gewicht van de grond erboven minus het verschil in stijghoogte over het blok. Boogwerking wordt niet meegenomen, hierdoor zal de berekende minimale van de steundruk wat te hoog zijn. Het verschil in benadering van de stroming lijkt groot, maar blijkt in de praktijk mee te vallen (zie Paragraaf 4.3). Het al of niet meenemen van boogwerking heeft wel een significante invloed op de resultaten.

In het programma wordt de wig verdeeld in 100 partjes en voor elk partje wordt de bijdrage tot het totale evenwicht van de wig berekend. Hierdoor kan dus gerekend worden met verschillende grondsoorten. Hierin is het programma dus duidelijk geavanceerder dan het door GeoDelft ontwikkelde model, dat uitgaat van gemiddelden. Voor elk partje in de wig wordt de stroming horizontaal verondersteld. Het drukverschil tussen de voor en achterkant van de wig wordt berekend door de formule waarmee het potentiaalverloop in een semi-confined aquifer wordt weergegeven:

$$\phi = \phi_0 e^{-\frac{x}{\lambda}}$$

Hierin is:

x	:	de afstand tot het boorfront	[m]
ϕ_0	:	de stijghoogte bij het boorfront	[m]
ϕ	:	de stijghoogte op afstand x	[m]
λ	:	de leklengte, de lengte waarover de druk in de doorlatende laag afneemt.	[m]

De leklengte wordt bepaald door de doorlatendheid van de ondoorlatende bovenste laag (k'), de doorlatendheid van de laag waarin wordt geboord (k) en de dikte van deze beide lagen, resp. d_b en d_o , volgens de formule:

$$\lambda = \sqrt{\frac{k d_b d_o}{k'}}$$

Aangezien geen boogwerking wordt meegenomen, wordt de verticale belasting bepaald door het effectieve gewicht van de bovenliggende grond minus de wateroverspanning. Deze vergelijkingen worden gebruikt met de door Jancsecz gegeven vergelijkingen. In een computerprogramma worden waterspanning en wighoek stelselmatig gevarieerd totdat de oplossing is gevonden die de hoogste boorfrontdruk nodig heeft om stabiel te blijven.

4.3 Voorbeeldberekeningen

4.3.1 Analytische modellen GeoDelft / Broere

Om de resultaten van beide modellen te vergelijken en daaruit conclusies te kunnen trekken over de invloed van waterspanningen op de stabiliteit van het boorfront is een voorbeeldsituatie met beide

programma's doorgerekend in opdracht van de COB-commissie L520, [7]. Het hier gegeven voorbeeld is afkomstig uit deze studie en betreft een tunnel (diameter = 10 m) geboord in verzadigd zand van het maaiveld tot de bodem van de tunnel. De dekking boven de tunnel is 8 m. De invoerparameters zijn gegeven in tabel 4.1:

Tabel 4.1 Invoerparameters berekeningen [7]

Parameter		
D	10	[m]
C/D	0,8	[-]
omwentelsnelheid	1/60	[Hz]
γ_{nat}	20	[kN/m ³]
ϕ	35	[°]
k	2e-4	[m/s]
d_{10}	200	[μ m]

Deze parameters zijn als voorbeeld gekozen omdat een vergelijkbaar model ook in de centrifuge is getest in het kader van het BTL-onderzoek en numeriek was doorgerekend met PLAXIS (2-dimensionaal), zie Paragraaf 4.3.2. In de centrifugeproef was het boorfront gestabiliseerd met een vlies en zijn er dus geen wateroverspanningen voor het boorfront. Uit de centrifugeproef bleek dat, voor deze situatie, dus zonder wateroverspanningen, de beschrijving van Jancsecz zeer nauwkeurig is. Als minimale boorfrontdruk op de as van de tunnel is 141 kPa gevonden. Jancsecz voorspelde 143 kPa. Hierbij moet worden opgemerkt dat er in de berekening wel boogwerking was meegenomen, terwijl door Jancsecz wordt geadviseerd dat niet te doen voor een dekking-diameter verhouding kleiner dan 2. Dit voorbeeld is verder gekozen, omdat uit testberekeningen was gebleken dat de invloed van wateroverspanningen voor het boorfront het grootst is in niet-cohesieve grond. Daarbij is het verloop van wateroverspanningen in cohesieve grond nog niet goed bekend.

De resultaten van de voorbeeldberekening zijn weergegeven in tabel 4.2. In deze tabel worden ook de resultaten zonder grondwaterstroming gegeven. Deze zouden, omdat in allebei de gevallen de formulering van Jancsecz is gebruikt hetzelfde moeten zijn. Er blijkt toch een klein verschil, al is dit verder verwaarloosbaar. Er kan in het algemeen worden geconcludeerd dat de resultaten voor de beide rekenmethoden goed overeenstemmen. Gezien de onafhankelijke ontwikkeling en de toch wat verschillende uitgangspunten is deze overeenkomst zeker niet vanzelfsprekend. De door Broere ontwikkelde methode geeft een iets hogere waarde voor de minimale boorfrontdruk. Het verschil tussen het wel of niet in rekening brengen van de waterspanning is in beide gevallen circa 45 - 50 kPa.

Wanneer wordt aangenomen dat door de beide rekenmethoden de invloed van de waterspanning goed is ingeschat, dan blijkt er dus sprake van een aanzienlijke invloed en betekent het niet in rekening brengen dat in feite zonder veiligheid wordt geboord. Met de gebruikelijke veiligheidscoëfficiënten 1,05 op de waterspanning en 1,5 op de korrelspanning wordt zonder de invloed van wateroverspanningen in rekening te brengen een benodigde boorfrontdruk van 163 kPa gevonden wanneer geen boogwerking in rekening wordt gebracht. Dit is dus lager dan de minimale frontdruk met wateroverspanning, boogwerking en veiligheid één (175 kPa).

Voor de berekening met boogwerking is de methode van GeoDelft (waarin de boogwerking berekend wordt met de formule van Terzaghi) gebruikt. Het resultaat van deze methode is, zoals gezegd, wat onzeker.

4.3.2 Numerieke berekeningen

In het kader van het BTL onderzoek zijn 2-dimensionale berekeningen uitgevoerd met PLAXIS [2]. In een eerste berekening werd de boorfrontdruk als een kracht op het boorfront aangebracht. In de tweede berekening werd de boorfrontdruk aangebracht als een waterspanning en werd een gekoppelde stromings-sterkte berekening uitgevoerd. Omdat bentoniet de doorlatendheid van de grond voor het boorfront laat afnemen, was voor het boorfront een grondlaag met een lagere doorlatendheid aangebracht. Een geheel optimale simulatie bleek niet mogelijk. De indringing van de bentoniet in de grond voor het boorfront strekt zich slechts uit over een heel dunne laag. Dit was niet in rekening te brengen met een beperkt aantal elementen. Er is daarom een dikkere grondlaag gekozen met een lagere doorlatendheid. De gekozen afname van de doorlatendheid is daarom ook kleiner gekozen dan de afname van de doorlatendheid die ten gevolge van het indringen van bentoniet te verwachten is. De berekeningen zijn uitgevoerd voor een tunnel van 10 meter geboord in zand met een dekking/diameter verhouding van 1,2. Deze bleek dus achteraf hoger dan in de andere berekeningen en de centrifuge proef waar 0,8 is gebruikt. Uit de berekeningen bleek dat de minimale boorfrontdruk in de tweede berekening aanzienlijk hoger was dan in de eerste: 225 tegen 183 kPa.

Tabel 4.2 Resultaten berekeningen. Berekende minimale boorfrontdruk met veiligheid 1 voor verschillende rekenmethoden

Berekening	C/D [-]	zonder water-overspanning	met water-overspanning	dimensie
Broere	0,8	151	200	kPa
GD	0,8	148	192	kPa
GD boogwerking	0,8	143	175	kPa
PLAXIS (2D)	1,3	183	225	kPa

4.4 Kritische beschouwing modellen

4.4.1 Invloed afpleistering

Behalve de invloed van waterspanning wordt in het door Broere ontwikkelde programma ook de invloed van de indringdiepte van de bentoniet slurry meegenomen. Deze invloed is beschreven door Anagnostou & Kovári [1]. Dit mechanisme is van minder belang tijdens het boren, maar wel van belang bij stilstand, aangezien enkel bij stilstand zich een afpleisterende laag zal ontwikkelen aan het boorfront. De invloed van de wateroverspanningen die ontstaan a.g.v. het boorproces zal afnemen, waardoor deze in het grondmassief zullen verdwijnen. Echter om een afpleisterende laag te vormen, zal de bentoniet wat indringen in het zandpakket. De drukval zal nog steeds plaatsvinden over een eindige lengte. De laag waarover deze drukval plaatsvindt, is in zand met afpleistering veel kleiner dan in de hiervoor beschreven situatie zonder afpleistering. Toch geldt ook nu dat niet de gehele druk aan het boorfront bijdraagt aan de stabiliteit.

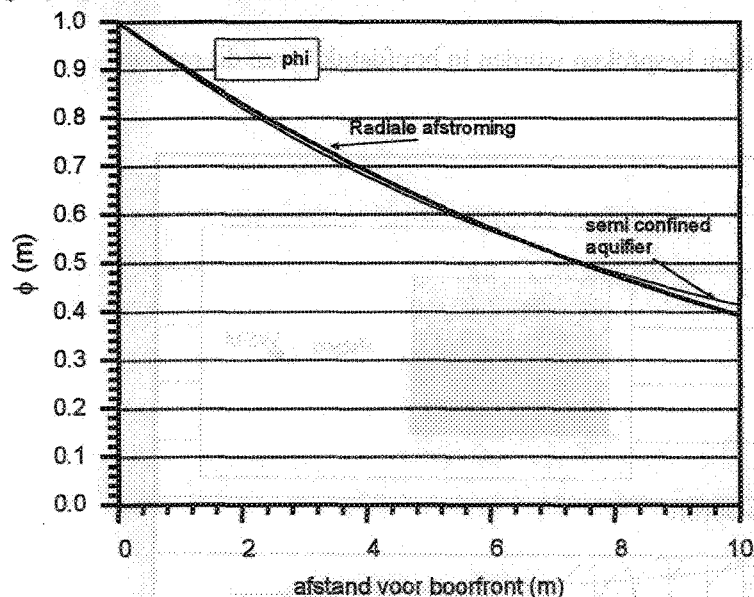
Voor een tunnel geboord in zand met een korrel diameter van 200 μm blijkt de invloed van dit mechanisme marginaal, aangezien de indringdiepte van de bentoniet slechts een tiental centimeters is en dus veel kleiner dan de afmetingen van de wig. Wanneer echter wordt geboord in doorlatender materiaal, bijvoorbeeld grind, wordt dit van belang. Het programma zal meer in detail worden beschreven in de Proceedings van een Tunnel conferentie in Tokyo 1999.

4.4.2 Overeenkomsten en verschillen

Hoewel qua opzet en idee beide methoden om de invloed van waterspanningen op het boorfront in rekening te brengen dus heel gelijkwaardig zijn, bleek door de uitwerking het nog niet heel eenvoudig om een voorbeeldsom met beide programma's door te rekenen.

De door GeoDelft gekozen opzet gaat uit van een homogene grond, terwijl de aanname van een semi-confined aquifer in het model van Broere impliciet uitgaat van inhomogene grond.

Het blijkt echter ook mogelijk met een redelijke nauwkeurigheid het model van Broere te gebruiken voor homogene grond. Dit blijkt uit de vergelijking van het verloop van de waterspanning in beide modellen. Het verloop van de waterspanning voor het boorfront volgens beide methoden is weergegeven in figuur 4.3, waarbij in het model van Broere de parameter λ (zie Paragraaf 4.2.2) zodanig is gefit dat er een zo goed mogelijke overeenstemming is tussen het verloop van de wateroverspanning volgens het model van Broere en het model van GeoDelft. Het blijkt dat er in homogene grond over het gebied van de wig een bijna perfecte overeenstemming mogelijk is indien λ gelijk gekozen wordt aan de straal van de boortunnel.



Figuur 4.3 Vergelijking verloop waterspanning voor boorfront model GeoDelft met 'gefitted' model van Broere

4.5 Voorstel te gebruiken rekenmodellen

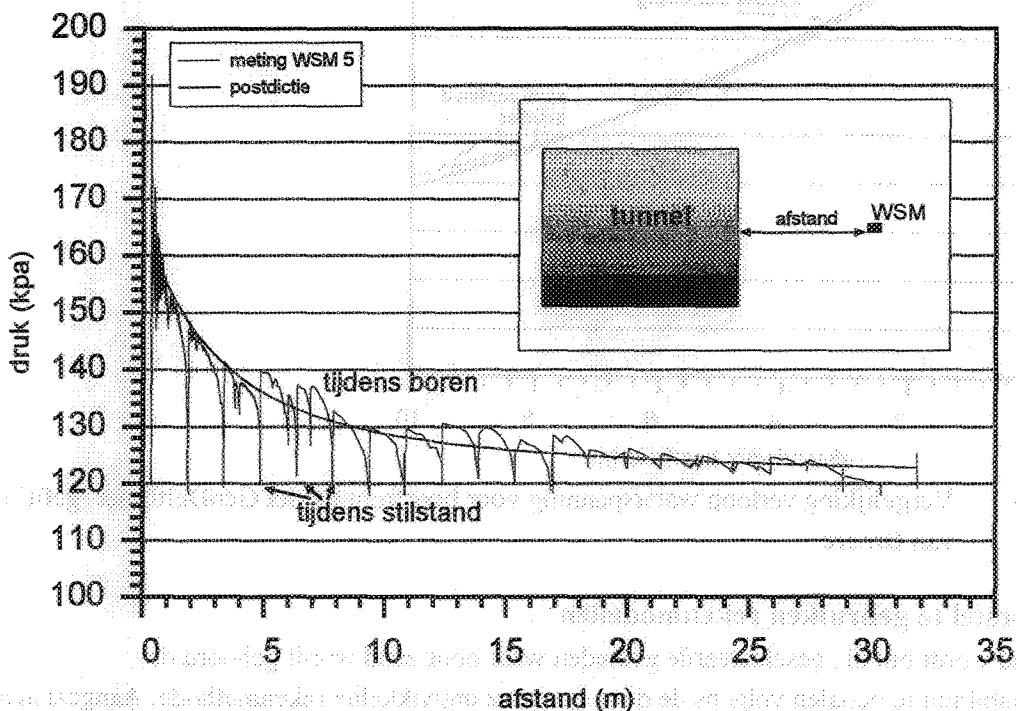
Voorgesteld wordt om die geselecteerde gebieden waar door zand wordt geboord de boorfrontstabiliteit te bepalen volgens de door Jancsecz ontwikkelde rekenmethode. Aangezien het hier gaat om postdicties en niet om ontwerpberekeningen, zal de silowerking van de bovenliggende grond in alle gevallen in rekening worden gebracht. Ook al adviseert Jancsecz dit niet te doen in

ontwerpberekeningen bij een geringe dekking/diameter-verhouding. Om deze methode te kunnen gebruiken voor de verschillende grondlagen boven het boorfront zal er gebruik gemaakt worden van het in de door de commissie L520 van het COB ontwikkelde spreadsheet om de bovenbelasting op de prisma ABCDEF in figuur 4.1 te bepalen. Dit spreadsheet is bijna geheel vergelijkbaar met de door GeoDelft ontwikkelde spreadsheet waarmee de predicties zijn uitgevoerd [5]. De 2-D-versie van Plaxis levert te hoge waarden voor de minimaal benodigde verschildruk. 3-D Plaxis is niet gebruikt, dus kan geen uitspraak worden gedaan over de mogelijkheden van dit model.

De stabiliteit met wateroverspanning wordt dan echter berekend met de door GeoDelft voorgestelde uitbreiding om de waterspanning in rekening te brengen. In die gebieden waar hoofdzakelijk door klei wordt geboord, wordt de oude rekenmethode gehandhaafd en wordt met de door L520 ontwikkelde spreadsheet gerekend.

Om de procedure voor zand te kunnen uitvoeren, is verondersteld dat de waterspanning voor het boorfront inderdaad beschreven kan worden met de in de predictie B01D [5] aangegeven rekenmethode, waarbij dan de werkelijk gemeten boorfrontdruk als invoerparameter wordt gebruikt. Hiervoor is reeds een postdictie uitgevoerd. Het resultaat is weergegeven in figuur 4.4 waaruit blijkt dat de beschrijving van de waterspanning voor het boorfront tijdens het boren voldoende nauwkeurig is. Tijdens het plaatsen van de ringen is de waterspanning lager (door de afpleistering). De stabiliteit tijdens het boren is echter maatgevend.

De resultaten van de postdicties zullen besproken worden in hoofdstuk 6 van dit rapport.



Figuur 4.4 Vergelijking tussen meting en postdictie.

Hoofdstuk 5

MAXIMAAL TOELAATBARE BOORFRONTDRUK

Reeds bij de beschrijving van de rekenmodellen is aangegeven dat de berekening van de maximaal toelaatbare boorfront druk sterk afhangt van het aangenomen bezwijkmechanisme. Wanneer een naar boven gerichte grondwaterstroming opdrukken kan veroorzaken, is de maximaal toelaatbare boorfrontdruk laag: ongeveer gelijk aan de verticale totaalspanning. Wanneer de passieve grondruk overwonnen moet worden, is de maximaal toelaatbare boorfrontdruk heel erg hoog.

Uit de literatuur blijkt dat er een aantal rekenmethoden zijn die maximale druk in een bol- of cilindervormige ruimte berekenen, bijvoorbeeld:

- het al eerder genoemde mechanisme waarbij opdrukken door grondwaterstroming wordt beschouwd. Dit geeft een absolute ondergrens voor de maximale boorfrontdruk. Deze methode geeft geen rekening met de radiale spreiding die zal optreden en zal daarom alleen realistische uitkomsten geven bij een tunnel met een relatief kleine dekking. Bij een goede afpleistering is het onwaarschijnlijk dat dit mechanisme optreedt. Zoals gebleken is uit de gemeten wateroverspanningen voor het boorfront, treedt een dergelijke goede afpleistering niet op tijdens het boren, maar alleen bij het plaatsen van de ringen.
- bezwijken doordat de bovenliggende grondlagen worden opgedrukt zonder grondwaterstroming. Hiervoor zijn verschillende berekeningsmethoden in de literatuur beschreven [12]. De berekende bezwijkdruk hangt af van de verhouding tussen het oppervlak dat wordt opgelicht en de diepte, de aangenomen vorm van bezwijken, het type grond (cohesief of niet cohesief) en de mechanische eigenschappen daarvan. Voor een tunnel met een dekking/diameter verhouding van 1 leidt de meest pessimistische benadering (de benadering die leidt tot de kleinste waarde van de maximaal toelaatbare boorfrontdruk) tot maximaal toelaatbare boorfrontdruk die gelijk is aan de waterspanning plus 2 maal de korrelspanning.
- berekening van het moment wanneer plastische vervorming optreedt bij een cilindervormige expansie, zonder dat bezwijken naar het oppervlak hoeft op te treden. Dit blijkt het geval te zijn bij een druk die ook ongeveer de waterspanning plus twee maal de korrelspanning is. Gebruik makend van deze methode wordt echter een cirkelvormige plastische zone gevonden rondom het boorfront. Er is dan theoretisch nog geen reden waarom het front echt passief zou bezwijken;
- cilinder- of bolvormige cavity expansie. Dit leidt tot drukken die gelijk zijn aan de waterspanning plus 6 tot 20 keer de korrelspanning zijn (afhankelijk van wrijvingshoek en E-modulus);
- puur passief bezwijken, zoals uitgevoerd in de centrifuge en doorgerekend door Leca en Dormieux [8]. Dit leidt tot zeer hoge waarden voor de toelaatbare druk.

Concluderend kan worden opgemerkt dat er een aantal rekenmodellen is welke echter geen van alle het probleem compleet beschrijven en onderling zeer verschillende resultaten geven.

De berekening van de maximale boorfrontdruk leent zich ook niet erg voor een numerieke aanpak. Het is waarschijnlijk dat er een scheur ontstaat en dit laat zich in Eindige Elementen berekeningen slecht modelleren.

In het volgende hoofdstuk (Paragraaf 6.2) zal de gemeten druk worden vergeleken met de berekende drukken.

Hoofdstuk 6

UITGEVOERDE BEREKENINGEN (POSTDICTIES)

In het kader van de eerste orde evaluatie is ter plaatse van een 7-tal maatgevende doorsneden de minimaal benodigde en maximaal toelaatbare steundruk berekend. In onderstaande tabel 6.1 zijn de verschillende doorsneden met bijbehorende ringnummers gegeven:

Tabel 6.1 Locaties onderzochte doorsneden (pre- en postdicties)

Eerste tunnelbuis (Noord - Zuid)		Tweede tunnelbuis (Zuid - Noord)	
Ringnummer	Locatie	Ringnummer	Locatie
74	meetgebied Noord COB	84	meetgebied Zuid COB
175	kanteldijk Noord	121	kanteldijk Zuid
250	dwangpunt Noord	249	dwangpunt Zuid
351	laagste punt 'Oude Maas'	316	laagste punt 'Oude Maas'
381	dwangpunt Zuid	364	dwangpunt Noord
509	kanteldijk Zuid	455	kanteldijk Noord
546	meetgebied COB Zuid	556	meetgebied COB Noord

Tot aan de eerste orde evaluatie zijn enkel predicties uitgevoerd ter plaatse van de meetgebieden van het COB aan weerszijden van de Oude Maas. Om een goede vergelijking tussen de modellen, zoals die destijds gebruikt zijn bij deze predicties, en de aangepaste modellen, zoals beschreven in dit rapport, mogelijk te maken zijn voor alle in tabel 6.1 gegeven doorsneden nogmaals 'predicties' uitgevoerd. Vervolgens zijn berekeningen uitgevoerd met behulp van de aangepaste modellen, waarbij de invloed van wateroverspanningen wordt meegenomen.

6.1 Stabiliteit van het boorfront

De uitgevoerde berekeningen zijn weergegeven in tabel 6.2. In deze tabel is een overzicht gegeven van de resultaten van zowel de predicties als de postdicties.

Tabel 6.2 Overzicht resultaten berekeningen pre- en postdicties, zie voor de grondopbouw de Figuren 7.1 en 7.2.

RESULTATEN EERSTE TUNNELBUIS (richting Noord-Zuid):

NB. Alle waarden zijn gegeven op het niveau van de tunnel-as

Ringnummer [m]	X (m)	Y (m)	geometrisch [kPa]	predicties			metingen			σ _v (kPa)
				maximale [kPa]	minimale [kPa]	gemiddelde [kPa]	Jancsecz [kPa]	Prater [kPa]	minimum [kPa]	
Noord			-	261	165	-	-	-	-	-
74	110,1	-13,2	225	-	-	265	145	148	145	164
175	geen data			-	-	338	192	193	192	225
250	250	-22	302	-	-	314	230	230	230	262
351	525,1	-22,9	319	-	-	324	247	250	247	274
381	570	-21,3	298	-	-	301	231	233	231	263
509	761,7	-15	230	-	-	332	171	185	171	198
546	817,2	-13,2	209	-	-	220	152	158	152	185

RESULTATEN TWEEDE TUNNELBUIS (richting Zuid-Noord):

Ringnummer [m]	X (m)	Y (m)	geometrisch [kPa]	predicties			metingen			σ _v (kPa)
				maximale [kPa]	minimale [kPa]	gemiddelde [kPa]	Jancsecz [kPa]	Prater [kPa]	minimum [kPa]	
Zuid			-	207	142	-	-	-	-	-
84	125,1	-13,7	240	-	-	254	148	138	148	165
121	180,5	-15,6	393	-	-	312	169	179	169	192
249	372,3	-21,9	348	-	-	316	232	235	232	272
316	472,6	-24,3	344	-	-	357	258	259	258	291
364	544,5	-22,3	297	-	-	317	240	237	237 (***)	264
455	680,8	-17,7	258	-	-	342	196	206	196	233
556	832,1	-12,7	192	-	-	266	143	143	143	161
Noord			-	261	165	-	-	-	-	-

*) minimum waarde van de berekening conform Jancsecz en Prater
 **) minimum steurdruk wanneer rekening gehouden wordt met de effecten van wateroverspanningen (model GeoDelft)
 ***) Model van Prater maatgevend

De grondindeling voor de berekeningen is bepaald uit de tekeningen AL A025 A van 06-02-97 en AL A024 B van 11-02-98. De positie van de verschillende grondlagen is uit deze tekeningen opgemeten. De parameters die zijn gebruikt bij de verschillende berekeningen zijn overgenomen uit het predictierapport [14].

Zowel de pre- als de postdicties zijn uitgevoerd met behulp van het binnen CUR/COB-commissie L520 ontwikkelde spreadsheet, waarbij uitgegaan wordt van de modellen van Jancsecz en Prater. Hoewel verschillende lagen kunnen worden aangebracht, rekent de spreadsheet of met granulaair materiaal en gebruikt dan de methode Jancsecz, of met cohesief materiaal en gebruikt dan de methode Prater. Dit is bij veel ringen problematisch omdat in de doorsnede bij die ring zowel granulaair als cohesief materiaal voorkomt. Daarom zijn voor alle situaties 2 berekeningen gemaakt één met de methode Jancsecz en één met de methode Prater. Als de berekening voor cohesief materiaal de laagste waarde oplevert voor de boorfrontdruk dan kan deze waarde worden aangehouden voor de minimaal toelaatbare boorfrontdruk, omdat de methode Prater in feite conservatief is. Wanneer de methode Jancsecz de laagste boorfrontdruk oplevert, dan kan dit resultaat eveneens worden gebruikt als de laagste boorfrontdruk. Wanneer sommige lagen uit klei bestaan, lijkt een granulaire benadering niet geldig. Echter, daar de totaalspanning in de grond voor de tunnel alleen maar afneemt (zoals berekend

wordt met de formule van Terzaghi), is het een veilige benadering door met granulaair materiaal te rekenen.

In de commissie L520 is het algoritme uitgewerkt om de minimaal toelaatbare steundruk aan het boorfront te berekenen voor een tunnel geboord in grond die laagsgewijs bestaat uit granulaair en cohesief materiaal [11]. Dit model is echter nog niet toegepast in de spreadsheet en daarom voor deze berekeningen niet gebruikt.

Het in rekening brengen van de invloed van de wateroverspanning op de minimaal toelaatbare boorfrontdruk leidt tot een verhoging van 20 tot 30 kPa van deze druk. Duidelijk blijkt dat er voor het gehele tunneltracé sprake is van een significante verhoging. De minimaal toelaatbare boorfrontdruk met de invloed van wateroverspanning is berekend met een voorlopig en nog onvoldoende getoetst rekenmodel. De orde van grootte van de toename van de minimaal toelaatbare boorfrontdruk bij het wel in rekening brengen van de invloed van wateroverspanning in vergelijking met de traditionele berekening is waarschijnlijk wel correct. Dit wordt geconcludeerd uit het gegeven dat het model van GeoDelft een zelfde toename voorspelt als het model van de TUD.

Op basis van deze evaluatie wordt dan ook aanbevolen om bij toekomstige projecten wanneer geboord wordt door doorlatende grond de invloed van de wateroverspanning wel in rekening te brengen bij het berekenen van de minimale boorfrontdruk.

Verder wordt aanbevolen om onderzoek te starten om de bestaande rekenmodellen voor het in rekening brengen van in invloed van wateroverspanning op de stabiliteit van het boorfront te verifiëren en te optimaliseren.

6.2 Maximaal toelaatbare boorfrontdruk

Tabel 6.3 geeft ook de maximaal toelaatbare boorfrontdruk op het niveau van de tunnelas. Deze is berekend door de maximaal toelaatbare boorfrontdruk aan de bovenkant gelijk te stellen aan de totaalspanning op die locatie.

De gevonden waarde bij Ring 351 kan worden vergeleken met de druk waarbij tijdens het boren een blow-out optrad.

De bij het boren van ring 351 gehanteerde gemiddelde boorfrontdruk over een ring voor de blowout is gegeven in een Memo [9].

De druk is niet aan de bovenkant van de tunnel gemeten en is teruggerekend naar de druk aan de bovenkant. De uit de meting bepaalde waarde van de gebruikte druk aan de bovenkant is afhankelijk van het gewicht van de slurry. Daarom zijn waarden gegeven voor verschillende slurrydichtheid. De resultaten zijn gegeven in Tabel 6.3. Omdat een andere drukopnemer is gebruikt, wijken de gemeten waarden iets af van de waarden gegeven in Tabel 6.2.

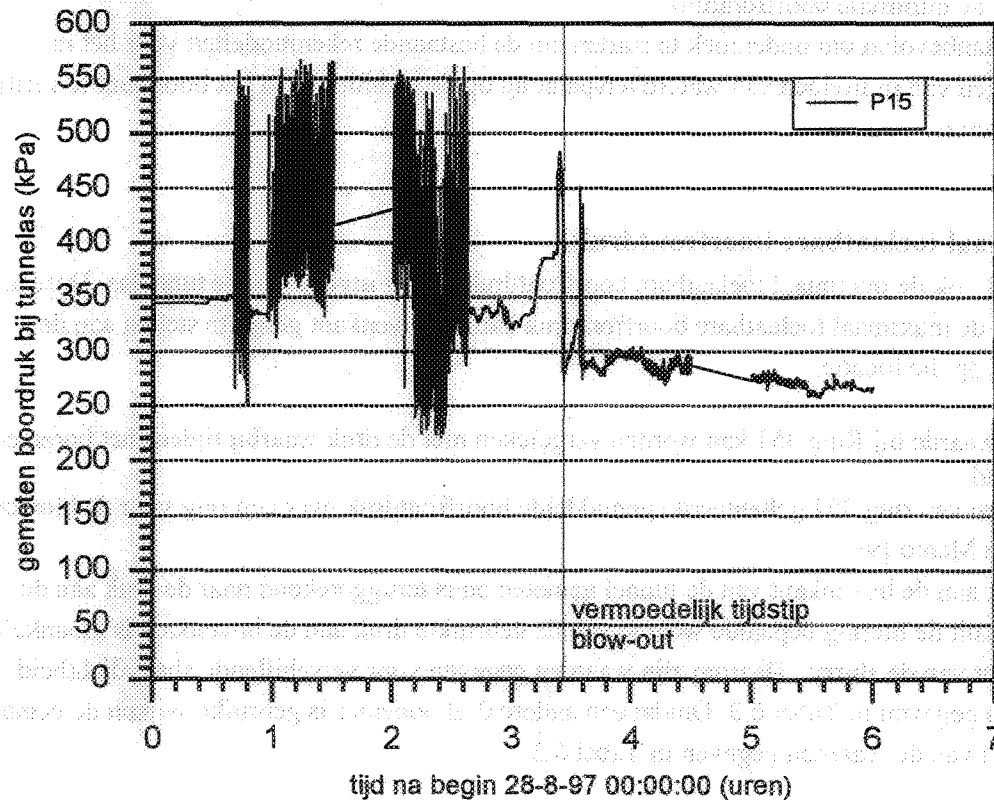
De berekende maximaal toelaatbare waarde in deze memo komt exact overeen met de berekende waarde in deze evaluatie. Deze waarde is berekend door de totaalspanning gelijk te stellen aan de maximaal toelaatbare boorfrontdruk. Van de in Hoofdstuk 5 genoemde modellen is dit dus het model dat de laagste maximaal toelaatbare boorfrontdruk voorspelt.

Tabel 6.3 Gemeten steundruk versus berekende toelaatbare steundruk (overgenomen uit [9]).

γ (kN/m ³)	gemeten gem. steundruk bij tunnelas (kPa)	gemeten steundruk boven tunnel (kPa)	Berekend max. toelaatbaar (kPa)	Veiligheid (-)
12	328,8	277,4	268,4	0,96
13	328,2	272,6	268,4	0,98
14	327,7	267,8	268,4	1,00

Uit de tabel blijkt dat ook als uitgegaan wordt van de berekening die de laagste toelaatbare boorfrontdruk geeft de veiligheid nog maar juist onder de 1 ligt of gelijk aan 1 is. Elke andere rekenmethode zou een veiligheid van boven de 1 geven.

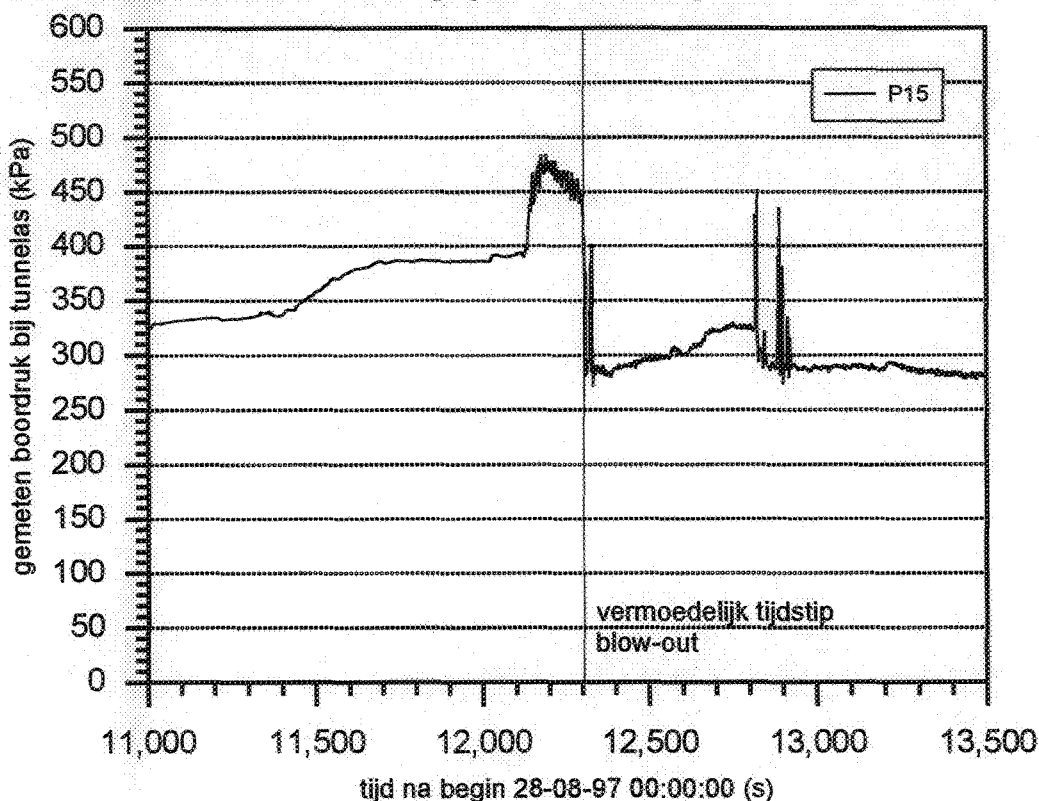
Er kan echter niet uitgegaan worden van gemiddelde drukken wanneer een gebeurtenis beoordeeld wordt die in een korte tijd plaatsvindt. Daarom is ook de druk ten tijde van de blow-out uitgezet. Het resultaat is gegeven in Figuur 6.1.



Figuur 6.1: Druk in mengkamer op tunnelas tijdens het boren ochtend 28 augustus 1997.

De fluctuerende druk rond 1 uur en 2 uur geeft aan dat er daadwerkelijk wordt geboord. Duidelijk is te zien dat het boren stopt omstreeks 2:40 uur (de fluctuaties nemen af). Dan neemt de druk, zonder dat er geboord wordt toe tot 380 kPa. Mogelijk tijdens de voorbereiding van een nieuw stuk boren (er is wat extra ruis op het meetsignaal, maar minder dan tijdens het echte boren) neemt de druk verder toe tot boven de 450 kPa, om daarna weer snel in te zakken. Er ontstaat nog even een wat hogere druk, maar daarna zakt deze snel tot 260 kPa, nog maar weinig boven de berekende waterspanning op die plaats (238 kPa).

Meer in details wordt het drukverloop tijdens de blow-out getoond in Figuur 6.2.



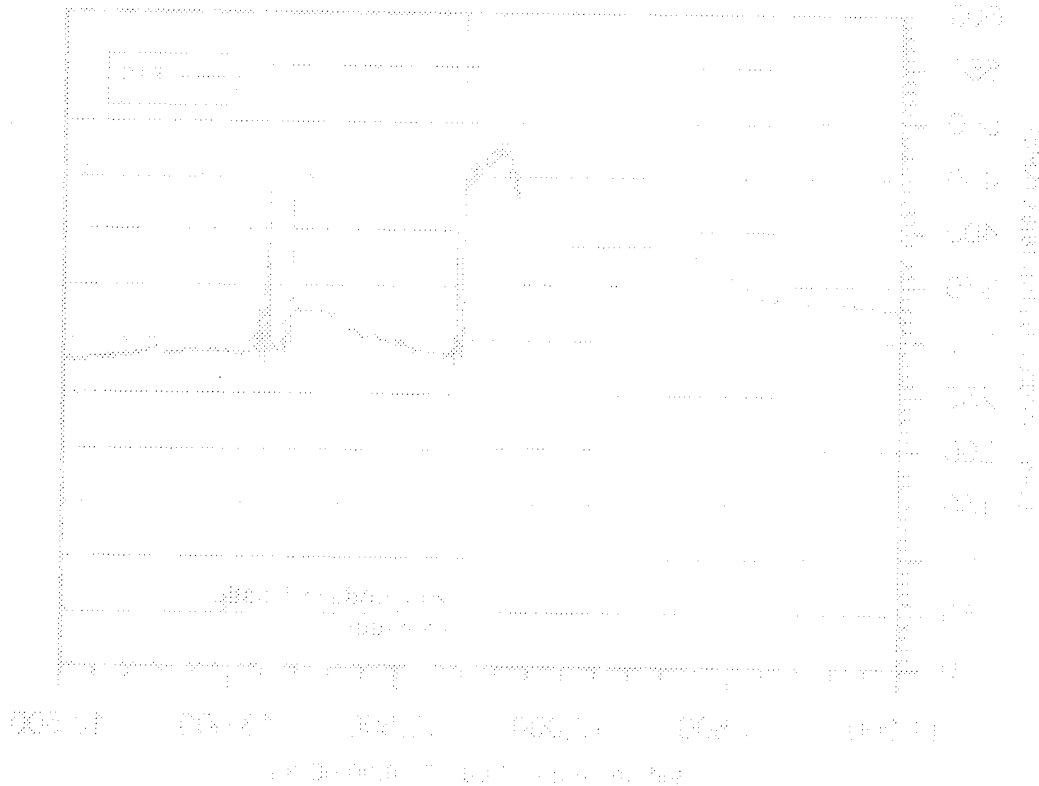
Figuur 6.2 : Detail verloop boordruk op tunnelas rondom blow out.

Het blijkt dat voor de blowout de druk in de mengkamer weer al langzaam aan het dalen is. Waarschijnlijk kan de druk worden weerstaan door de afpleisterlaag die zich heeft gevormd in de tijd dat er niet wordt geboord. Wanneer echter het boren wordt gestart (volgens mondelinge overlevering het tijdstip waarop de blow-out plaatsvindt) wordt de afpleisterlaag door het mes verwijderd, zodat er een grondwaterstroming in het grondmassief ontstaat. Hierdoor nemen de korrelspanningen juist boven de tunnel af en blijkt er onvoldoende sterkte om de blow-out te weerstaan. De latere kortdurende drukpieken kunnen ontstaan door instorten van (een gedeelte van) het boorfront.

Uit de figuren blijkt dat het analyseren van een gebeurtenis als een blow-out op basis van gemiddelde drukken tot verkeerde conclusies kan leiden. De druk was in de paar minuten voor de blow-out veel hoger dan de waterspanning plus de verticale korrelspanning. De boorfrontdruk was op het moment

van de blow-out gelijk aan de waterspanning plus 2.4 maal de verticale korrelspanning. Er is dan dus bezwijken door opdrukken mogelijk en plastische vervorming van de grond (zie de beschrijving aan het begin van Hoofdstuk 5). In deze rekenmodellen wordt echter niet de invloed van grondwaterstroming, door het verwijderen van de afpleisterlaag, meegenomen. Hoe deze invloed in rekening moet worden gebracht valt buiten het kader van deze evaluatie.

Uit deze gegevens moet derhalve worden geconcludeerd dat de gebruikte druk zo hoog is dat het niet noodzakelijk is een zwakke plek in de grond aan te nemen om de blow-out te verklaren.



Hoofdstuk 7

Gemeten boordrukken

In de Figuren 7.1 en 7.2 zijn de gemeten boordrukken over het tracé uitgezet op dezelfde schaal als het dwarsprofiel. Vanwege de omvang zijn deze figuren achter in het rapport opgenomen. Zoals is aangegeven in de figuren gaat het hierbij om de drukken gemeten boven in de mengkamer en de druk (P15) gemeten ter hoogte van de as. Beide opnemers zijn gemonteerd op het drukschot. De druk gemeten ter hoogte van de as is vergeleken met de resultaten van de postdicties.

Weergegeven worden de gemiddelde druk tijdens het boren van een ring.

Uit de figuur blijkt dat gedurende ongeveer 100 ringen (ring 250 tot 351) wordt geboord met een boorfrontdruk die gelijk tot aanzienlijk hoger is dan de druk overeenkomend met de verticale totaalspanning van de bovenliggende grond en het water. Enkele keren is de druk 40 kPa hoger dan overeenkomt met de verticale totaalspanning. De boorfrontdruk is dan de waterspanning plus ongeveer 1.5 maal de korrelspanning. Toch is er bij deze drukken geen blow-out opgetreden. De laatste ringen voor de blow-out zijn geboord met een boorfrontdruk vergelijkbaar aan de verticale totaalspanning. De gemiddelde drukken per ring is goed bruikbaar om een overzicht te krijgen over de drukken waarmee geboord is, maar zoals reeds in het vorige hoofdstuk gebleken ongeschikt om calamiteiten zoals de blow-out te verklaren. Figuur 7.1 geeft daarom ook de tijdregistraties van de drukken ten tijde van de blow-out. Uit bestudering van ook andere tijdregistraties blijkt dat de boorfrontdruk wel meer tot hoge waarden oploopt, maar dat deze meestal aan het begin van het boren nog significant lager is dan bij de blow-out. De hoge druk bij het begin van het boren, gecombineerd met de daar ter plaatse geringe dekking met niet zeer vast gepakte grondlagen, kan de blow-out hebben 'getriggered'.

Uit Figuur 7.2 blijkt dat de blow-out letterlijk een leermoment is geweest. Bij de tweede buis is de druk aan het boorfront niet boven de verticale totaalspanning geweest.

Behalve direct na de blow-out, is de boorfrontdruk altijd hoger geweest dan de minimale boorfrontdruk, ongeacht of met of zonder wateroverspanning gerekend is. Er is ook geen sprake geweest van instabiliteit van het boorfront door een te lage boorfrontdruk. De nauwkeurigheid van de voorgestelde rekenmodellen voor de minimale boorfrontdruk is derhalve niet met deze monitoring vast te stellen.

Hoofdstuk 7

Grondwet

De Grondwet is de basis van het rechtssysteem. Het is de wet die de structuur van de Staat vaststelt en de bevoegdheden van de verschillende organen van de Staat. De Grondwet is de basis van alle andere wetten en regelingen.

De Grondwet is de basis van het rechtssysteem. Het is de wet die de structuur van de Staat vaststelt en de bevoegdheden van de verschillende organen van de Staat.

De Grondwet is de basis van het rechtssysteem. Het is de wet die de structuur van de Staat vaststelt en de bevoegdheden van de verschillende organen van de Staat. De Grondwet is de basis van alle andere wetten en regelingen. De Grondwet is de basis van het rechtssysteem. Het is de wet die de structuur van de Staat vaststelt en de bevoegdheden van de verschillende organen van de Staat.

De Grondwet is de basis van het rechtssysteem. Het is de wet die de structuur van de Staat vaststelt en de bevoegdheden van de verschillende organen van de Staat.

De Grondwet is de basis van het rechtssysteem. Het is de wet die de structuur van de Staat vaststelt en de bevoegdheden van de verschillende organen van de Staat. De Grondwet is de basis van alle andere wetten en regelingen.

Hoofdstuk 8

CONCLUSIES & AANBEVELINGEN

Voor het boorfront wordt tijdens het boren een wateroverspanning gemeten. Ten gevolge van deze wateroverspanning is naar alle waarschijnlijkheid de minimaal benodigde boorfrontdruk hoger dan de waarden die zijn berekend in de predictie. Aangezien ook de gerealiseerde boorfrontdrukken hogere waren dan volgens de predicties, is er geen instabiliteit ontstaan.

Ten aanzien van de bepaling van de minimaal benodigde steundruk die gehanteerd dient te worden om het boorfront stabiel te houden kan geconcludeerd worden dat de huidige rekenmodellen met wateroverspanning, zoals hier beschreven, nog onvoldoende onderbouwd zijn om te kunnen dienen als ontwerpmodellen voor tunnels.

Op dit moment zijn er twee duidelijke onzekerheden aan te wijzen, t.w.

- het verloop van het bezwijkfront: in de huidige rekenmodellen is aangenomen dat ondanks de wateroverspanning in de grond voor het boorfront, de vorm van het boorfront nauwelijks verandert. Zonder invloed van wateroverspanning is in centrifugeonderzoek de vorm van het boorfront diverse malen onderzocht en dit blijkt in grote lijnen (overigens niet in detail) overeen te komen met de in het model van Jancsecz gebruikte vorm. Of dit met wateroverspanning ook nog het geval is, is niet bekend en dient te worden onderzocht. Dit kan met behulp van gekoppelde 3-dimensionale elementenberekeningen. De eindresultaten hiervan zijn echter niet te verwachten binnen de tijd waarin de 1ste orde evaluatie dient te worden afgerond. De eerste resultaten van deze studie geven aan dat de numerieke berekeningen een vergelijkbare toename geven van de minimale steundruk voor een stabiel boorfront als de hier beschreven analytische methoden.
- de invloed van boogwerking: de naar boven gerichte grondwaterstroming is van invloed op verticale korrelspanning, maar heeft ook invloed op de horizontale korrelspanning. Hierdoor zal de boogwerking anders worden. Ook deze invloed zal in de in de vorige paragraaf genoemde studie worden onderzocht.

Verder onderzoek is noodzakelijk om deze onzekerheden weg te nemen. In de literatuur zijn ook modellen beschreven [1] die het mogelijk maken om de bezwijkvlakken, zoals beschreven door Jancsecz te gebruiken voor grond met cohesie. Een uitbreiding van de L520 spreadsheet voor deze grond zou de toepasbaarheid verhogen. Op dit moment loopt een dergelijk onderzoek in de eerder genoemde CUR/COB commissie L520.

De maximaal toelaatbare boorfrontdruk bleek bij de boring van de 2de Heinenoordtunnel aanzienlijk hoger te kunnen zijn dan de totaalspanning van het water plus de grond bovenop de tunnel. Ook hier geldt echter dat er geen getoetste rekenmodellen zijn waarmee kan worden gekwantificeerd hoeveel hoger de maximale druk kan zijn. Analyse van de metingen geeft aan dat mogelijk ook hier grondwaterstroming van invloed is op het resultaat.

Uit analyse van de metingen blijkt dat op het moment van de blow-out bij ring 351 de boorfrontdruk zodanig hoog was dat ook zonder zwakke plek in de grond bezwijken van die grond een reële mogelijkheid is.

Aangezien zwakke plekken op voorhand nooit zijn uit te sluiten dient er altijd een "historisch" onderzoek plaats te vinden naar verstoringen door menselijk handelen (trekken palen en ankers, boringen en sonderingen).

Gezien de onzekerheid die nog bestaat hoe de eventuele extra sterkte van de grond in rekening te brengen, wordt geadviseerd de maximale boorfrontdruk toch te beperken tot de totaalspanning van de bovenliggende grondlagen en het water en vooralsnog geen rekening te houden met de extra sterkte die mogelijk nog aanwezig is, totdat hiervoor geverifieerde rekenmethoden ontwikkeld zijn.

Literatuur

- 1 Anagnostou G. en Kovári K.
The Face Stability of Slurry-shield-driven Tunnels
Tunnelling and Underground Space Techonogy, Vol 9. No. 2. Pp. 165-174, 1994
- 2 Stichting Boren van Tunnels en Leidingen. BTL-rapport 26. "Stabiliteit afpleistering", februari 1997
- 3 Stichting Boren van Tunnels en Leidingen. BTL-rapport 27. "Afpleistering en Mudspurt tijdens boren", april 1997
- 4 Stichting Boren van Tunnels en Leidingen. BTL-rapport 34. "Theorie en proeven statische afpleistering", januari 1998
- 5 GeoDelft Rapport "Invloed waterspanningen op stabiliteit boorfront, Predictie B01D van cluster 1". CO-360020/20, COB K100-W-015, februari 1996.
- 6 GeoDelft Rapport: "Invloed boorfrontstabiliteit. Experimentele predictie V10 Meetgebied Noord, CO-358850/39, COB K100/C040 V10, Juli 1996.
- 7 GeoDelft Rapport "Waterspanningen voor boorfront, Invloed op stabiliteit". november 1998.
- 8 Leca E. en Dormieux E.
Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material.
Géotechnique, 40, No4, 581-606
- 9 Validatie steundruk blow-out, HSL-Zuid memo van 29 mei 1998.
- 10 Validatie 3D-numerieke rekenmodellen a.h.v. centrifugeproeven K100/BTL. GeoDelft rapport CO-372590/45, oktober 1997
- 11 Richtlijnen boorfrontstabiliteit, versie 1. GD-rapport CO-372590/197.
- 12 Sutherland H.B. (1988)
Uplift resistance of soils. Géotechnique 38, No. 4, 493-516
- 13 CUR/COB Gouda, Instrumentatie- en meetplan - Praktijkonderzoek Boortunnels, rapport K100-01, maart 1995

COB:
GD: CO-384780/19

definitief

september 1999

- 14 CUR/COB Gouda, Predictierapport Tweede Heinenoordtunnel, rapport K100-04
- 15 GeoDelft Rapport: "Praktijkonderzoek boortunnels, 2D predicties stabiliteit boorfront", CO-358880/11, COB: K100-W-023, februari 1996

BIJLAGEN

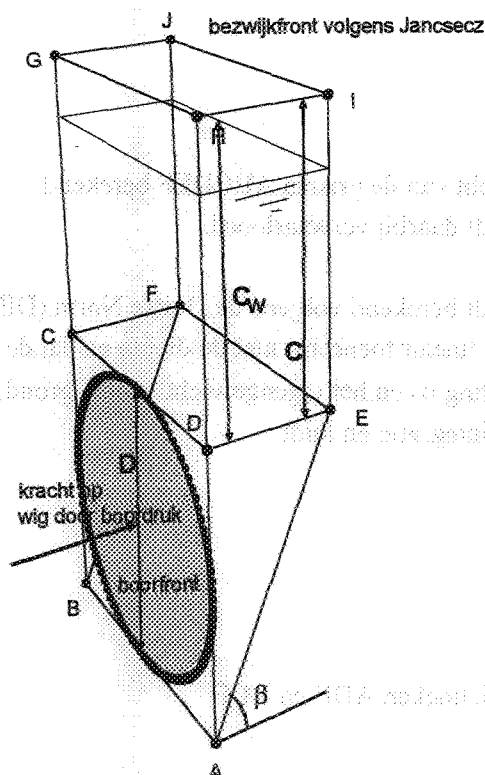
L520

Bijlage 1

REKENMETHODE STABILITEIT BOORFRONT MET WATEROVERSPANNINGEN

Hoewel er in het algemeen spraakgebruik altijd gerefereerd wordt aan het rekenmodel van Jancsecz, wanneer het gaat om een analytisch rekenmodel op basis van bezwijkvlakken (zie figuur 1), is voor de beschrijving van het rekenmodel gebruik gemaakt van een publicatie van Agnostou en Kovári [1]. In dit rapport is vanwege de bekendheid toch de naam Jancsecz gebruikt. De principes van beide rekenmodellen zijn geheel vergelijkbaar.

Algemeen gezegd wordt de invloed van de wateroverspanning als volgt in rekening gebracht. Eerst wordt een berekening gemaakt zonder wateroverspanning. Vervolgens wordt een zekere wateroverspanning aangenomen en wordt onderzocht wat de invloed is op het berekeningsresultaat. De veiligheid zal onder de 1 zakken. Dan wordt de boorfrontdruk verhoogd, totdat een veiligheid 1 is gerealiseerd (in een ontwerp zou natuurlijk een hogere veiligheid noodzakelijk zijn, maar in een predictie of posdictie wordt gerekend met veiligheid 1).



Figuur 1 Definitieschets berekeningen

Berekening zonder waterspanning

In dit type rekenmodellen wordt het evenwicht van de driehoek ABCDEF (zie figuur 1) beschouwd.

De bovenbelasting op deze driehoek wordt berekend met een oorspronkelijk door Terzaghi formule. In aanwezigheid van een freatische lijn op C_w boven de driehoek en een grondpakket hoger dan de

freatische lijn op C meter boven de driehoek, geldt voor de verticale korrelspanning op het vlak CDEF:

$$\sigma'_v = \frac{\gamma r - c}{\lambda \cdot \tan \phi} (1 - e^{-\lambda \tan \phi C_w / r}) + \frac{\gamma_d r - c}{\lambda \cdot \tan \phi} (e^{-\lambda \tan \phi C_w / r} - e^{-\lambda \tan \phi C / r}) + \frac{\sigma_b}{\lambda \cdot \tan \phi} (1 - e^{-\lambda \tan \phi C / r})$$

Hierin is:

C	:	de dekking over de tunnel	[m]
C _w	:	de hoogte van de waterstand	[m]
γ	:	het natte soortelijk gewicht	[kN/m ³]
γ _d	:	het soortelijk gewicht, droog	[kN/m ³]
r	:	de verhouding tussen het oppervlak en omtrek van een doorsnede door de rechthoek	[m]
λ	:	verhouding tussen horizontale en verticale grondruk	[-]
φ	:	de wrijvingshoek	[-]
c	:	de cohesie	[kPa]

waarbij:

$$r = 0.5 D / (1 + \tan \beta)$$

In de hier beschreven rekenmethoden wordt het evenwicht van de prisma ABCDEF berekend. De wrijving langs het tunnelfront (het vlak ABCD) wordt daarbij verwaarloosd.

De wrijvingskracht op de driehoeken ADE en BCF wordt berekend volgens de Duitse Norm (DIN, 1986). Uitgangspunt is daarbij dat de verticale spanning lineair toeneemt met de diepte en dat de totale verticale spanning een combinatie is van de bovenbelasting σ_v en het eigengewicht van de grond. De gemiddelde wrijvingspanning is dan te verkrijgen door integratie en luidt:

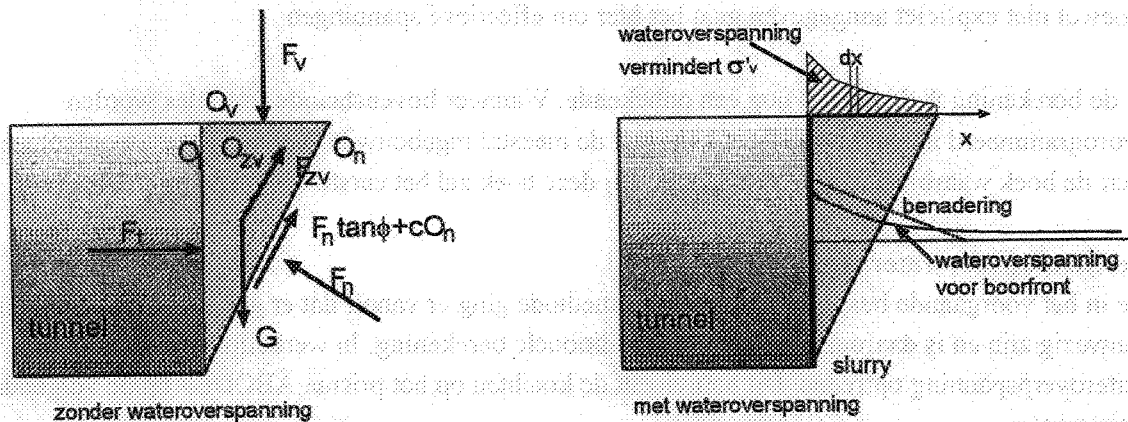
$$\tau_{zv} = \lambda (1/3 \gamma D + 2/3 \sigma_v) \frac{\tan \phi}{S_F}$$

Hierin is:

τ _{zv}	:	de gemiddelde schuifspanning op de driehoeken ADE en BCF	[kPa]
S _F	:	de veiligheidscoëfficiënt	[-]

De zo volgens de Duitse norm beschreven methode is niet onomstreden [1]. De verticale spanning zou lager kunnen zijn. In de in deze bijlage beschreven rekenmethode wordt dit echter opgelost door λ voor deze driehoek lager te kiezen dan voor de silo daarboven.

In het vervolg is aangenomen dat de richting van deze gemiddelde spanning gelijk is aan de richting van het afschuifvlak, dus evenwijdig aan de lijn AE of BF.



Figuur 2: Krachten bij grondwig zonder wateroverspanning en bijdrage wateroverspanning.

Door nu het krachtenevenwicht op het gehele prisma te beschouwen zijn de overige krachten te berekenen. Voor dit prisma gelden de volgende oppervlakken:

$$O_{ADE} + O_{BCF} = O_{zv} = D^2 / \tan \beta$$

$$O_{CDEF} = O_v = D^2 / \tan \beta$$

$$O_{ABCD} = O_t = D^2$$

$$O_{ABFE} = O_n = D^2 / \sin \beta$$

De kracht F_n is nu te berekenen, zie figuur 2:

$$F_v + G - F_n \cos \beta - (F_n \tan \theta + cO_n) \sin \beta - F_{zv} \sin \theta = 0$$

met:

$$F_v = \sigma_v O_v$$

$$F_{zv} = \sigma_{zv} O_{zv}$$

is hieruit af te leiden:

$$F_n = \frac{F_v + G - cD^2 - F_{zv} \sin \theta}{\cos \beta + \tan \theta \sin \beta}$$

Evenzo geldt voor horizontaal evenwicht:

$$F_t + F_{zv} \cos \beta + (F_n \tan \theta + cO_n) \cos \beta - F_n \sin \theta = 0$$

of:

$$F_t = F_n (\sin \beta - \tan \theta \cos \beta) - F_{zv} \cos \beta - cD^2 / \tan \theta$$

Hiermee kan dus de door het boorfront te leveren kracht (F_1) en de boorfrontdruk worden berekend. Hoewel niet expliciet aangegeven gaat het hier om effectieve spanningen.

In de berekening is de hoek β nog een onbekende. Wanneer bovenstaande formules worden geprogrammeerd in een spreadsheet kan (met de meestal ingebouwde "solver" optie) worden gezocht naar de hoek waarbij de druk maximaal is. Bij deze hoek zal het eerste een instabiliteit optreden.

Berekening met wateroverspanning

De in het voorgaande besproken berekeningsmethode ging er vanuit dat er geen wateroverspanningen aanwezig zijn en is daarom te zien als een traditionele berekening. In werkelijkheid zal er wel wateroverspanning optreden. Dit beïnvloedt de krachten op het prisma ABCDEF op de volgende manieren:

- de grond boven het prisma (boven het vlak CDEF) wordt opgetild. Hierdoor zal de korrelspanning op het prisma afnemen.
- op het vlak ABFE (het schuine vlak van het prisma) is nog een wateroverspanning aanwezig, waardoor de kracht F_1 slechts gedeeltelijk de prisma ondersteunt. Ook op dit vlak zal daardoor de korrelspanning afnemen.
- de waterstroming zal mogelijk ook de korrelspanning op de driehoeken ADE en BCF beïnvloeden. In welke mate is echter onduidelijk en hangt af van de elastische eigenschappen van de grond. Bij gebrek aan goede gegevens is deze invloed niet meegenomen.

Het bleek lastig om een evenwichtsbeschouwing op te stellen waarin de invloed van grondwaterstroming in rekening is gebracht. Daarom is de volgende procedure gevolgd:

- de berekende minimale boorfrontdruk zonder wateroverspanning wordt met een zekere factor verhoogd. Met deze druk wordt berekend of het prisma stabiel is. Zo niet dan wordt de berekening herhaald met een andere factor.

Afname van kracht op de bovenkant van het prisma

In BTL-rapport 27 [3] is door vergelijking van een analytische oplossing voor een vergelijkbaar stromingsprobleem met een numerieke oplossing voor de werkelijk te verwachten stroming vastgesteld dat het horizontale verhang direct voor het boorfront beschreven kan worden als:

$$i_h = \alpha \frac{\Delta P}{\rho g R}$$

waarbij:

i	:	het horizontale verhang direct voor het boorfront	[-]
α	:	coëfficiënt afhankelijk van diepte ($C/D > 1,5$ geldt $\alpha = 0,2$ [numerieke berekeningen])	[-]
R	:	de straal van de tunnel (is gelijk aan $0,5 D$)	[m]
ΔP	:	de overdruk aan het boorfront	[kPa]
ρ	:	de soortelijke massa van het water	[kg/m ³]
g	:	de versnelling van de zwaartekracht	[m/s ²]

Op grond van dit gegeven wordt verondersteld dat het verticale verhang aan de bovenkant van het prisma geschreven kan worden als:

$$i_v = \frac{\Delta P}{\rho g C} \frac{D}{x + D}$$

met:

- i_v : het verticale verhang aan de bovenkant van het prisma [-]
 C : de dekking boven de tunnel [m]
 x : de afstand voor het tunnelfront [m]

Op grond van het verloop van de stroming lijkt bovenstaande formule aannemelijk, maar deze is niet geverifieerd. De opwaartse kracht (f_{vw}) door de overdruk op een stukje dx kan nu geschreven worden als:

$$f_{vw} = \rho g i_v D C dx$$

Invullen van de voorlaatste formule in de laatste en integreren over x van 0 tot de voorkant van de prisma op $D/\tan\beta$ voor het boorfront leidt tot de totale kracht F_{vw} :

$$F_{vw} = \Delta P D^2 \ln(1/\tan\beta + 1)$$

Deze kracht wordt in mindering gebracht op de eerder berekende kracht F_v . Wanneer de resulterende kracht F_v daardoor kleiner dan nul zou worden, wordt deze op nul gezet.

Horizontaal evenwicht

Met de eerder afgeleide formules voor het horizontale evenwicht en het verticale evenwicht is nu de noodzakelijke kracht uit te rekenen die de tunnel moet uitoefenen. De enige verandering is dus dat in deze formules F_v vervangen wordt door $(F_v - F_{vw})$.

F_t kan in dit geval niet rechtstreeks worden bepaald door de boorfrontdruk met het oppervlak van het boorfront te vermenigvuldigen. Het gaat erom welke kracht op de prisma wordt overgebracht. Deze kracht wordt bepaald door het horizontale verhang.

Voor de berekening van de invloed van het horizontale verhang is een nog wat simpeler benadering gekozen als voor de berekening van de verticale kracht. Aangenomen is dat in de meeste gevallen de horizontale afmetingen van het prisma veel kleiner zijn dan de verticale. Het horizontale verhang is dan min of meer constant, en de kracht die een gegeven verhang op een zandpakket uitoefent is evenredig met de dikte van het zandpakket (hier gemiddeld genomen de dikte van de prisma in het hart van de tunnel) maal het oppervlak maal het soortelijk gewicht.

In formule uitgewerkt:

$$F_t = \rho g i_h D^2 \frac{0,5D}{\tan \beta}$$

i_h is het horizontale verhang en wordt met de eerder gegeven formule uitgerekend.

Deze F_t kan worden vergeleken met de F_t die volgt uit de beschouwing over het horizontale evenwicht. Delen van deze beide getallen geeft de veiligheid tegen afschuiving. Omdat het hier gaat om een evaluatie en niet om een ontwerp is gezocht naar een veiligheid 1.

Een eventuele extra drukval over de slurry die gedeeltelijk is ingedrongen in het boorfront heeft geen invloed op deze berekeningsmethode. Door een dergelijke drukval zal het verhang in dat gedeelte van het prisma waar de slurry niet is ingedrongen lager zijn, zie ook figuur 2. Het verschil tussen de situatie met of zonder slurry is beperkt als de dikte van de ingedrongen slurry beperkt is. Deze wordt daarom uitgerekend. Daarbij wordt er vanuit gegaan dat in één omwenteling elke positie van het front slechts één keer wordt afgeschraapt. De gemiddelde penetratiediepte is dan gegeven door:

$$x_p = \frac{i_h k}{n} 0,5 t_r$$

met:

x_p	:	de penetratiediepte	[m]
k	:	de doorlatendheid van het zandpakket	[m/s]
n	:	de porositeit van het ongestoorde zandpakket	[-]
t_r	:	de tijdsuur tussen twee mes passages	[s]

De drukval over de slurry wordt dan gegeven door:

$$\Delta p_s = \frac{\rho g i_h}{\kappa} x_p$$

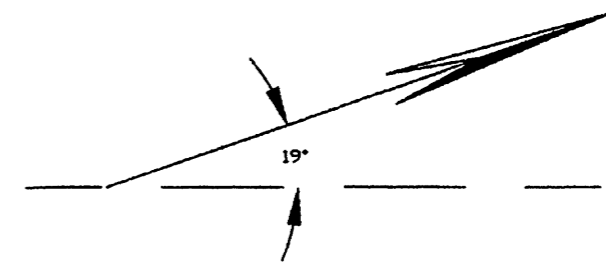
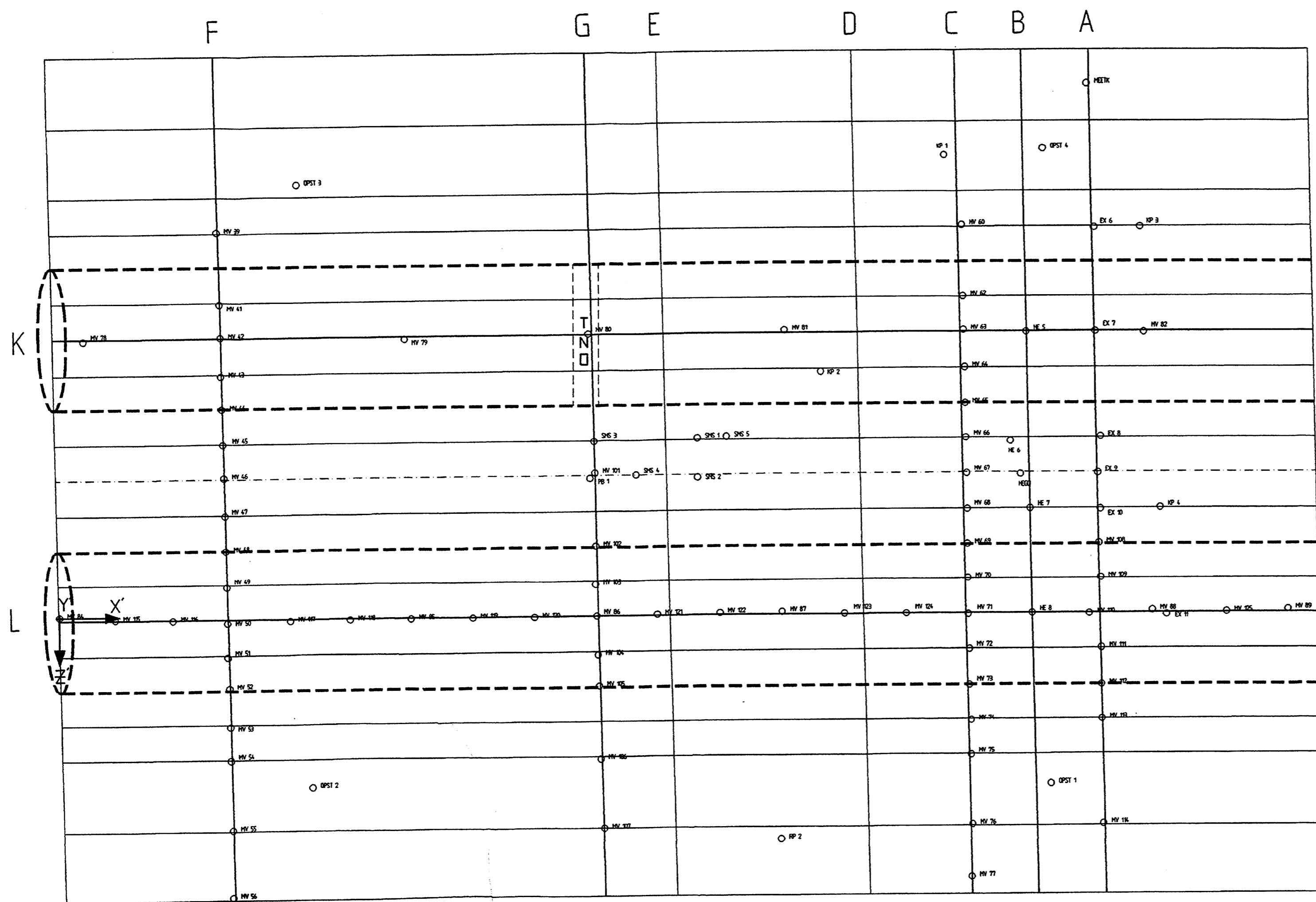
met:

Δp_s	:	de drukval over de slurry	[kPa]
κ	:	de verhouding tussen de doorlatendheid van water en die van de slurry	[-]

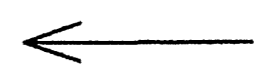
Deze formule is een benadering die alleen geldig is als de drukval over de slurry gering is. Uit test berekeningen is gebleken dat de indringdiepte zelfs in zeer doorlatend zand (doorlatendheid 10^{-3} m/s) nog slechts enkele centimeters is en dat de drukval over de slurry bij deze zeer grote doorlatendheid nog kleiner is dan 20% van de totale drukval. In praktische gevallen is de drukval over de slurry kleiner dan 5%, zodat genoemde benaderingen toelaatbaar zijn.

Figuur 7.1: Metingen en postdicties boorfrontdrukken buis 1.
Plot 4902011X.1001.

Figuur 7.2: Metingen en postdicties boorfrontdrukken buis 2.
Plot 4902011X.1002.



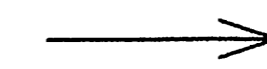
boorricting



tunnel 1

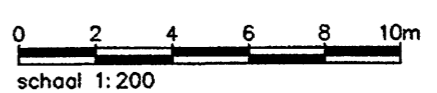
hart

boorricting



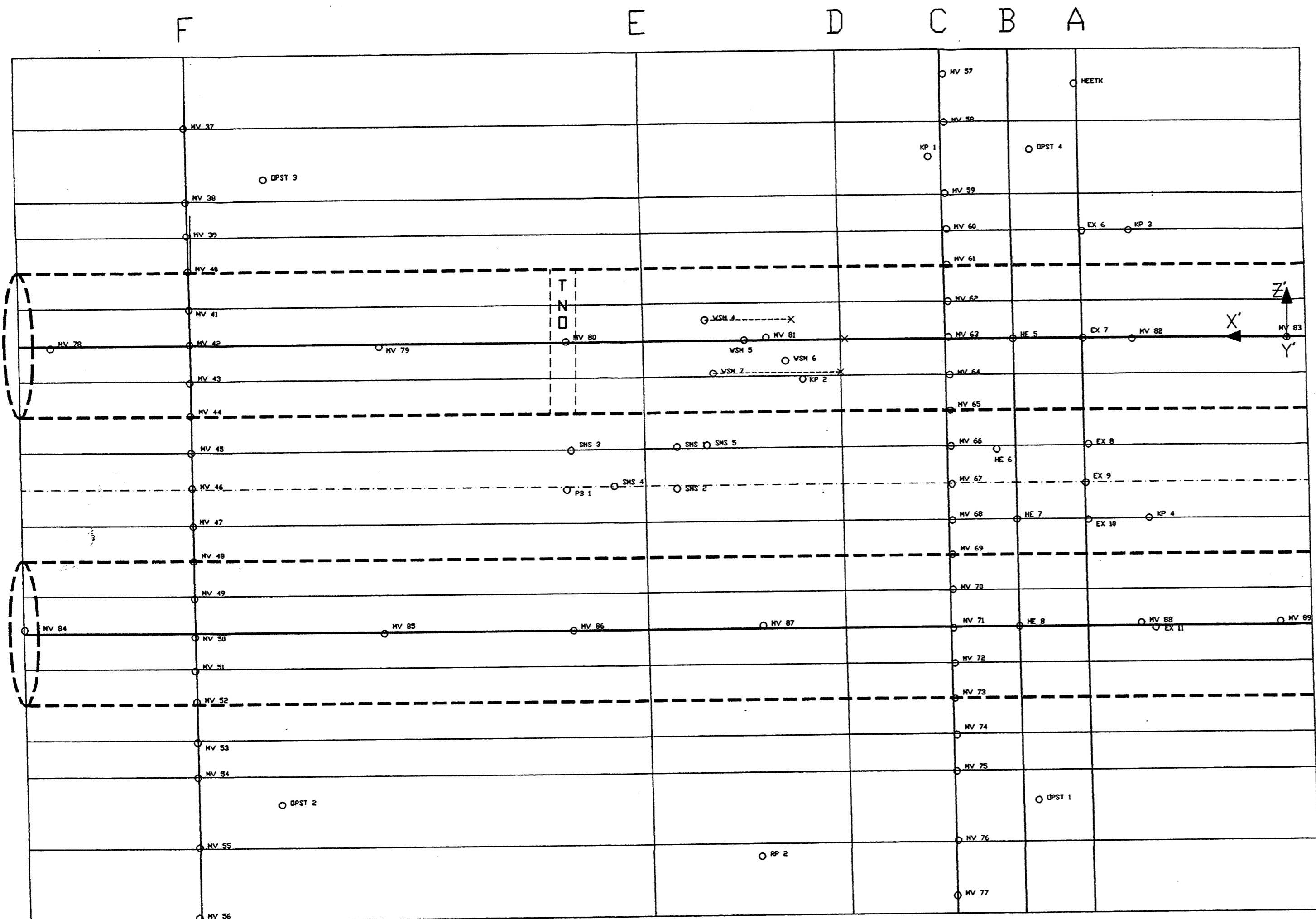
tunnel 2

x positie opnemer



- MV = ZAKBAAK
- EX = EXTENSOMETER
- HE = HELLINGMEETBUIS
- SMS = STRESS MONITORING STATION
- TNO = MEETING TNO

	POSTBUS 69 2600 AB DELFT	TELEFOON (015) 269 35 00 TELEFAX (015) 261 08 21	datum 1999-04-12	get. BAL
	TWEDE HEINENOORDTUNNEL - MEETVELD NOORD 2E PASSAGE		CO-384780	gez.
	LOKATIE MEETINSTRUMENTEN		BIJL. A2	term. 30/170

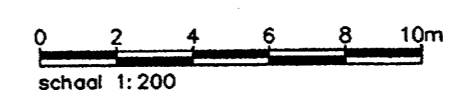


boorricting
 K ←
 tunnel 1

hart

boorricting
 L →
 tunnel 2

x positie opnemer



- MV = ZAKBAAK
- EX = EXTENSOMETER
- HE = HELLINGMEETBUIS
- SMS = STRESS MONITORING STATION
- WSM = WATERSPANNINGSMETER
- TNO = MEETING TNO

	POSTBUS 69 2600 AB DELFT	TELEFOON (015) 269 35 00 TELEFAX (015) 261 08 21	datum 1999-04-4	gel. BAL
	TWEEDE HEINENOORDTUNNEL - MEETVELD NOORD 1E PASSAGE			CO-384780
LOKATIE MEETINSTRUMENTEN				form. 30/170



**Eerste Orde evaluatie K100
Beschouwing boor-/volumeverlies
en deformaties (analytisch)
GT-A**

**CO-384780/41
augustus / september 1999**

**Eerste Orde Evaluatie K100
Beschouwing boor-/volumeverlies
en deformaties (analytisch)**

definitief

augustus / september 1999

COB: K100-W-105-A
GD: CO-384780/41

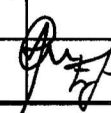
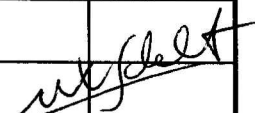
Opgesteld in opdracht van:
CUR/COB
Postbus 420
2800 AK GOUDA

AFDELING FUNDERINGSTECHNIEK EN ONDERGRONDSE WERKEN

Projectleider : ir. P.P.T. Litjens
Projectbegeleider : ir. E.P. van Jaarsveld

GEODELFT
Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT
Postbus 69, 2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21
Postbank 234342
Bank MeesPierson NV
Rek.nr. 25.92.35.911

Titel en subtitel: Eerste Orde Evaluatie K100 Beschouwing boor-/volumeverlies en deformaties (analytisch)		Schrijver: ir. P.P.T. Litjens																					
Datum rapport: augustus / september 1999		Type rapport:																					
Rapportnummer opdrachtnemer: CO-384780/41		COB-document nummer: K100-W-105-A																					
Projectleider opdrachtnemer: ir. P.P.T. Litjens		Projectbegeleider opdrachtgever: -																					
Projectbegeleider opdrachtnemer: ir. E.P. van Jaarsveld																							
Naam en adres opdrachtnemer: GeoDelft Postbus 69 2600 AB DELFT		Naam en adres opdrachtgever: Centrum Ondergronds Bouwen Postbus 420 2800 AK GOUDA																					
<p>Samenvatting rapport:</p> <p>In het kader van de 1^e orde evaluatie van de metingen die verricht zijn bij de aanleg van de eerste geboorde tunnel in Nederland, de Tweede heinenoordtunnel, wordt in onderliggend rapport een overzicht gegeven van de uitgevoerde metingen voor het onderdeel 'Geotechniek'. Het onderliggend rapport bestaat uit 2 delen. In het eerste gedeelte worden de uitgangspunten/onderzoeksdoelen van de Evaluatie beschreven. Daarnaast wordt een inventarisatie gegeven van de beschikbare gegevens. Op basis van eerder uitgebrachte rapportages in het kader van de 2^e en 3^e orde evaluatie wordt een kwalitatieve vergelijking gemaakt tussen de resultaten van de metingen en de predicties.</p> <p>Om een inzicht te krijgen in de gevolgen van de aanleg van de Tweede Heinenoordtunnel op de spanningen en deformaties in de ondergrond zijn voorafgaande aan het project predicties uitgevoerd. Hierbij is zowel gebruik gemaakt van: de empirische formule conform Peck, de analytische formule conform Sagaseta en eindige elementenberekeningen met Plaxis (2D) en DIANA (2D/3D). In deze rapportage wordt niet ingegaan op de resultaten van laatstgenoemde berekeningen. Deze worden afzonderlijk behandeld in een document van TEC/Fugro. In het tweede gedeelte van de rapportage wordt een kritische beschouwing van beide empirische/analytische methoden gegeven. Op basis hiervan wordt gesteld dat de voorspellende waarde van deze modellen sterk afhankelijk is van de benodigde invoerparameters. Onzekerheid met betrekking tot de bepaling van deze parameters vooraf, maakt dat de waarde van de modellen in de praktijk beperkt blijft. Vergelijking van de predicties met de metingen bevestigt dit beeld. Getracht is op basis van de metingen te komen tot een relatie voor de veel gebruikt Peck-parameter <i>i</i>.</p> <p>Verder is getracht de invloed van de verschillende aandelen van het boorproces te relateren aan de gemeten verplaatsingen aan het maaiveld en in de ondergrond. Hierbij wordt geconcludeerd dat de belangrijkste zakkingen ontstaan tijdens en direct na passage van de tunnelboormachine. De tijdsafhankelijke effecten spelen met name ter plaatse van Meetveld Noord geen rol van betekenis. Ter plaatse van Meetveld Zuid zijn wel tijdsafhankelijke effecten te onderscheiden. Door het aanwezig zijn van de kanteldijk, de aangebrachte ophoging van het Meetveld is het moeilijk duidelijk te maken of deze effecten een direct gevolg zijn van het boorproces en zo ja in welke mate. Tot slot is aandacht besteed aan het groutproces bij het vullen van de zgn. staartspleet. Op basis van een vergelijking tussen groutdruk en geïnjecteerd volume kan geconcludeerd worden dat de het sturen van het groutproces op volume weinig zegt over de injectiedruk. Deze laatste parameter is belangrijk als invoerparameter bij de tot op heden ontwikkelde modellen om oa. zakkingen aan het maaiveld te voorspellen.</p>																							
<p>Relationele rapporten:</p> <table> <tr> <td>K100-01</td> <td>K100-W-059</td> <td>K100-W-071</td> <td>K100-W-085</td> <td colspan="2">CO-384780/18</td> </tr> <tr> <td>K100-04</td> <td>K100-W-062</td> <td>K100-W-073</td> <td>K100-W-089</td> <td colspan="2"></td> </tr> <tr> <td>K100-W-051</td> <td>K100-W-070</td> <td>K100-W-083</td> <td>K100-W-090</td> <td colspan="2"></td> </tr> </table>						K100-01	K100-W-059	K100-W-071	K100-W-085	CO-384780/18		K100-04	K100-W-062	K100-W-073	K100-W-089			K100-W-051	K100-W-070	K100-W-083	K100-W-090		
K100-01	K100-W-059	K100-W-071	K100-W-085	CO-384780/18																			
K100-04	K100-W-062	K100-W-073	K100-W-089																				
K100-W-051	K100-W-070	K100-W-083	K100-W-090																				
Trefwoorden: evaluatie, geotechnische metingen, predicties analytisch			Verspreiding: COB-commissie K100																				
Classificatie: Intern COB-rapport		Classificatie deze pagina: Nee		Aantal blz.: 21	Prijs:																		
Versie:	Datum:	Namens opdrachtnemer:	Paraaf:	Namens opdrachtgever:	Paraaf:																		
01 (con.)	juli/augustus 1999	ir. P.P.T. Litjens ir. E.P. van Jaarsveld																					
02 (def.)	september 1999	ir. P.P.T. Litjens ir. E.P. van Jaarsveld																					

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 K100-W-105-AEerste Orde Evaluatie K100 Beschouwing boor-/volumeverlies en deformaties (analytisch), augustus / september 1999, 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.

VOORWOORD

Kennis en ervaring op het gebied van ondergronds bouwen in zachte grond is belangrijk als Nederland de actualiteit wil volgen en de (inter-)nationale positie van de 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 Research 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, onderzoeksinstituten, 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" (CUR/COB-uitvoeringscommissie K 100). 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 werkdokument "Eerste Orde Evaluatie K100 - Beschouwing boor-/volumeverlies en deformaties (analytisch) GT-A" is onder verantwoordelijkheid van deze commissie tot stand gekomen en moet gezien worden als uitvoeringsonderdeel van het predictieplan. Het rapport vormt een uitbreiding / vervolg op het eerder uitgebrachte rapport in het kader van de eerste orde evaluatie, onder dezelfde titel met kenmerk CO-384780/18 d.d. april 1999.

De samenstelling van de commissie, die dit rapport heeft voorbereid, was:

ir. K.J. Bakker, voorzitter
drs. W. van Schelt, secretaris
ir. P.H.J. Ackermans
dr. ir. P. van den Berg
ir. J.P.M. Bol
ir. H.J. Hagen
ing. H. de Kruijff
ing. A. van de Meent
ir. S. den Ouden
ir. H.C. Peerdeman
ing. A.A. Proper
ing. P. van Putten
ir. S.F. de Ronde
ir. L.E.B. Saathof
ir. E.A.H. Teunissen
ing. R.W.P. Uitermarkt
ing. A.C. Versluis
ir. H.J. Vos
prof.dr.ir. J.F. Agema, mentor CUR
ir. J.N. Altenburg, coördinator COB

Samenstelling van Projectbureau Boortunnels:

ir. K.J. Bakker
ir. P.S. Jovanovic
ir. A.J.M. Kösters
ir. R. Stuurman
ir. J.W. Plekkenpol
drs. W. van Schelt
ir. C.M. Messemaeckers van de Graaff

juli / augustus 1999

Projectbureau Boortunnels

Eerste Orde Evaluatie K100

Beschouwing boor-/volumeverlies en deformaties (analytisch)

- GT/A -

- DEEL I -

INHOUD

- deel I -

Hoofdstuk 1	INLEIDING	1
	1.1 Projectomschrijving	1
	1.2 Doel van de evaluatie	2
Hoofdstuk 2	UITGANGSPUNTEN / RANDVOORWAARDEN	3
	2.1 Rapportages K100	3
	2.2 Uitgevoerde predicties - geotechniek -	3
	2.3 Uitgevoerde metingen - geotechniek -	4
	2.4 Tekenafspraken en definities	4
Hoofdstuk 3	SPECIFICATIE / REALISATIE ONDERZOEKSDOELEN	7
Hoofdstuk 4	VERGELIJKING METINGEN / PREDICTIES	9
	Literatuur	13

Hoofdstuk 1 **INLEIDING**

1.1 Projectomschrijving

Om meer kennis over en inzicht te krijgen in het boren van tunnels onder typisch Nederlandse slappe bodemcondities, is besloten het praktijkproject Tweede Heinenoordtunnel uit te voeren. Het onderzoek, dat aan dit project is verbonden, wordt begeleid door CUR/COB-uitvoeringscommissie K100 'Praktijkonderzoek Boortunnels'.

Bij de aanleg en de exploitatie van de tunnel is een groot aantal metingen en experimenten uitgevoerd. De metingen en experimenten zijn beschreven in het 'Instrumentatie- en Meetplan' [1]. Voorafgaand aan de metingen is een groot aantal predicties uitgevoerd. De resultaten van deze predicties zijn samengevat in het 'Predictierapport Tweede Heinenoordtunnel' [2]. Bij de evaluatie worden de resultaten van de metingen en experimenten vergeleken met de resultaten van de predicties. Voor de evaluatie zijn de onderzoeksdoelen verdeeld in een aantal hoofdgroepen:

- boortechnologie (BT)
- geotechniek (GT)
- tunnelconstructie (TC)
- planning en kostprijs.

De evaluaties worden op verschillende momenten en niveaus uitgevoerd:

- 1^e orde: totale evaluatie voor het Evaluatierapport;
- 2^e orde: tussen-evaluatie voor een goede afstelling en eventuele bijstelling van het instrumentarium voorafgaande aan een volgende passage van een meetveld;
- 3^e orde: snelle evaluatie voor noodprocedures en calamiteiten.

Dit deel van voorliggend rapport bevat deel I van de rapportage ten behoeve van de 1^e orde evaluatie voor de hoofdgroep 'Geotechniek', onderdeel GT-A. In dit eerste gedeelte van het rapport worden de uitgangspunten/onder-zoeksdoelen van de Evaluatie beschreven. Daarnaast wordt een inventarisatie gegeven van de beschikbare gegevens.

In het tweede gedeelte van het rapport zal ingegaan worden op de empirische en analytische methoden die gebruikt zijn bij het uitvoeren van de predicties t.a.v. deformaties voor de genoemde hoofdgroep 'Geotechniek'. Allereerst zal een kritische beschouwing gegeven worden van de gebruikte empirische/analytische modellen ten behoeve van toekomstige predicties. Verder zal in gegaan worden op de eventuele mogelijk tot 'fasering' van de optredende deformaties naar verschillende aspecten / facetten van het boorproces. Tot slot zal in het tweede deel met name aandacht besteed worden aan de invloed van het groutproces op de deformaties. Dit deel van voorliggend rapport bevat deel I van de rapportage ten behoeve van de 1^e orde evaluatie voor de hoofdgroep 'Geotechniek', onderdeel GT-A. In het rapport worden de uitgangspunten/onder-zoeksdoelen van de Evaluatie beschreven. Daarnaast wordt een inventarisatie gegeven van de beschikbare gegevens. Ook zal een kritische beschouwing gegeven worden van de gebruikte empirische/analytische modellen ten behoeve van toekomstige predicties.

De resultaten van de 2^e orde en 3^e orde evaluatie voor de hoofdgroep 'Geotechniek' zijn in een eerder stadium gerapporteerd [8], [9], [10] en [11].

1.2 Doel van de evaluatie

Het doel van de evaluatie staat in de inleiding van het Evaluatieplan van het COB omschreven [12]. Het doel van de evaluatie is tweeledig en kan als volgt worden samengevat:

- door middel van een evaluatie antwoord krijgen op de onderzoeksvragen en -doelen in het Instrumentatie- en Meetplan [1];
- door middel van een evaluatie beoordelen van modellen voor ontwerp- en wetenschapsdoel-einden.

Voor de hoofdgroep 'Geotechniek' zijn de onderzoeksvragen en -doelen verdeeld in twee evaluatie-clusters met bijbehorende onderzoeksdoelen, t.w.:

Deformaties en spanningen:

Uitgangspunt voor dit onderzoeksdoel is het gedrag van de ondergrond en waterspanningen in de omgeving als gevolg van het gehele boorproces. Belangrijke aspecten die hierbij meegenomen worden zijn de deformaties en spanningen in de omgeving, ondersteuning van het boorfront, staarteffecten, lekkage en grondwaterpotentiaal bij zowel het naderen, passeren als het gepasseerd zijn van het schild. Hiertoe zijn de volgende onderzoeksvragen/-doelen geformuleerd [1]:

- G-05 Vaststellen invloed grondwaterpotentiaal op deformaties tijdens het boorproces
- G-06 Vaststellen van de invloed van stagnatie op de grondwaterdrukken
- G-07 Bepalen van het gedrag van grondwater/lucht tijdens een 'spiegeldaling' van het bentoniet
- G-08 Opsporen van deformaties tijdens een 'spiegeldaling' van het bentoniet
- V-02 Detectie van wijzigingen in de bodemstructuur
- V-09 Vaststellen van de deformaties in de omgeving
- V-10 Bepalen van de invloed van de ondersteuning van het boorfront
- V-11 Bepalen van de invloed van het staarteffect
- V-12 Vaststellen van de spanningen in de omgeving
- V-18 Vaststellen van de deformaties door lekkage
- V-21 Vaststellen van de relatie tussen de verticale ovalisering en het verticaal evenwicht

Grondparameters:

Uitgangspunt voor dit onderzoeksdoel is de het beschrijven van de grondtoestand en het bepalen van aanvullende gegevens over de ondergrond betreffende belastingen, sterkte- en vervormingseigenschappen. Hiertoe zijn de volgende onderzoeksvragen/-doelen geformuleerd [1]:

- G-01 Vastleggen van de grondtoestand
- G-02 Vastleggen van aanvullende gegevens over de grond
- V-13 Bepalen van de invloed van het boren op een paalfundering in de omgeving

Hoofdstuk 2

UITGANGSPUNTEN / RANDVOORWAARDEN

2.1 Rapportages K100

Bij het opstellen/uitvoeren van de 1^e orde evaluatie, hoofdgroep 'Geotechniek' wordt gebruik gemaakt van de volgende relevante K100-documenten:

- instrumentatie- en meetplan - Praktijkonderzoek Boortunnels, rapport K100-01, CUR/COB Gouda, maart 1995 [1]
- predictierapport Tweede Heinenoordtunnel, rapport K100-04, CUR/COB Gouda [2]
- instrumentatie Meetgebied Noord, 2e Heinenoordtunnel, rapportnummer COB: K100-W-051, rapportnummer GD: CO-369160/288, januari 1997 [3]
- instrumentatie Meetgebied Zuid, 2e Heinenoordtunnel, rapportnummer COB: K100-W-062, rapportnummer GD: CO-369160/441, mei 1997 [4]
- meetrapport Meetgebied Zuid, 2e Heinenoordtunnel, rapportnummer COB: K100-W-070, rapportnummer GD: CO-369160/524, december 1997 [5]
- meetrapport 'Passage oostelijke buis, Meetgebied Zuid, 2e Heinenoordtunnel', rapportnummer COB: K100-W-083, rapportnummer GD: CO-369160/606, juni 1998 [6]
- meetrapport 'Passage oostelijke buis, Meetgebied Noord, 2e Heinenoordtunnel', rapportnummer COB: K100-W-089, rapportnummer GD: CO-369160/633, juni 1998 [7]
- evaluatierapport 'Evaluatie geotechnische metingen meetgebied Noord (1^e passage)', rapportnummer COB: K100-W-059, rapportnummer GD: CO-371820/29, oktober 1997 [8]
- evaluatierapport 'Evaluatie geotechnische metingen meetgebied Zuid (1^e passage)', rapportnummer COB: K100-W-071, rapportnummer GD: CO-371820/57, juni 1998 [9]
- evaluatierapport 'Evaluatie geotechnische metingen meetgebied Noord (2^e passage)', rapportnummer COB: K100-W-085, rapportnummer GD: CO-371820/70, november 1998 [10]
- evaluatierapport 'Evaluatie geotechnische metingen meetgebied Zuid (2^e passage)', rapportnummer COB: K100-W-090, rapportnummer GD: CO-371820/75, november 1998 [11].

2.2 Uitgevoerde predicties - geotechniek -

Om een inzicht te krijgen in de gevolgen van de aanleg van de Tweede Heinenoordtunnel op de spanningen en deformaties in de ondergrond zijn voorafgaande aan het project predicties uitgevoerd. Hierbij is zowel gebruik gemaakt van:

- empirische formules conform Peck;
- analytische formules conform Sagaseta;
- eindige elementenberekeningen met Plaxis (2D) en DIANA (3D).

Zoals eerder vermeld wordt in deze rapportage niet ingegaan op de resultaten van laatstgenoemde berekeningen.

De eerstgenoemde empirische/analytische methoden geven predicties van de te verwachten maaivelddeformaties in verticale en horizontale (dwars-)richting.

2.3 Uitgevoerde metingen - geotechniek -

Bij de aanleg van de Tweede Heinenoordtunnel is ter plaatse van Meetgebied Noord en Zuid een groot aantal geotechnische metingen verricht. In onderstaande tabellen wordt een overzicht gegeven van de uitgevoerde metingen (zie ook bijlagen A1 t/m A3).

Tabel 2.1 Geotechnische metingen Meetgebied Noord

Meting	Apparatuur	Aantal
maaivelddeformatie (verticaal)	zakbaken extensometers	ca. 50 6
maaivelddeformatie (horizontaal)	inclinometers	4
verticale deformatie ondergrond	extensometers	6
horizontale deformatie ondergrond	inclinometers	4
waterspanning (BTL)	waterspanningsmeter	3
grond- en waterdruk	SMS	4
getijde	waterspanningsmeter	1
luchtdruk	drukopnemer	1
stijghoogte	peilbuis	1

Tabel 2.2 Geotechnische metingen Meetgebied Zuid

Meting	Apparatuur	Aantal
maaivelddeformatie (verticaal)	zakbaken extensometers	ca. 35 5
maaivelddeformatie (horizontaal)	inclinometers	4
verticale deformatie ondergrond	extensometers	5
horizontale deformatie ondergrond	inclinometers	4
waterspanning (BTL)	waterspanningsmeter	3

2.4 Tekenafspraken en definities

Assenstelsels en coördinaten

De positie van de instrumentatie en de TBM zijn vastgelegd in pseudo RD-coördinaten en de hoogten ten opzichte van NAP. Voor het presenteren van de meetresultaten en het vergelijken van de meetwaarden met de predicties is ter plaatse van Meetgebied Noord en Meetgebied Zuid voor iedere passage van de TBM een lokaal assenstelsel gedefinieerd. De lokale x'-as valt telkens samen met de boorrichting. De lokale y'-as is de verticale as en de lokale z'-as staat in horizontale richting loodrecht op de tunnelas. De oorsprong van dit assenstelsel bevindt zich telkens op NAP 0 m.

De locatie van de gebruikte lokale assenstelsels is aangegeven in bijlagen A1 t/m A3 voor de verschillende Meetgebieden. Alle verplaatsingen en spanningen, die bij de 1^e orde evaluatie worden gepresenteerd, zijn weergegeven ten opzichte van dit lokale assenstelsel:

- w_x (horizontale) verplaatsing in x' -richting ofwel longitudinale verplaatsing
- w_y (verticale) verplaatsing in y' -richting ofwel verticale verplaatsing
- w_z (horizontale) verplaatsing in z' -richting ofwel transversale verplaatsing
- σ_{xx} normaalspanning in x' -richting
- σ_{yy} normaalspanning in y' -richting
- σ_{zz} normaalspanning in z' -richting.

Om een relatie te kunnen leggen met de uitgevoerde predicties, worden veel meetresultaten gepresenteerd als functie van de afstand tot het boorfront. Hiermee wordt de afstand bedoeld van het meetinstrument tot het (bewegende) boorfront, geprojecteerd op de lokale x' -as. In de verschillende rapportages wordt deze afstand ook wel aangeduid met $\Delta x'$. Als het boorfront zich bijvoorbeeld precies onder meetraai C (Meetgebied Noord) bevindt, dan geldt voor elke zakbaak in raai C (Meetgebied Noord) op dat tijdstip dat $\Delta x'=0$.

Tijd

In een aantal grafieken worden meetresultaten uitgezet tegen de tijd. Meestal wordt hierbij 'dag van het jaar' gebruikt. Voor de 1^e passage (Noord/Zuid) geldt dat met dit getal het begin (0:00 uur) van de bewuste dag van 1997 bedoeld wordt. Dit betekent dat 1 januari 1997 0:00 samenvalt met 'dag 1'. 'Dag 1,25' betekent dan 1 januari 1997 6:00 uur ('s morgens). Voor de 2^e passage (Noord/Zuid) geldt dat met dit getal het begin (0:00 uur) van de bewuste dag van 1998 bedoeld wordt. Dit betekent dat 1 januari 1998 0:00 samenvalt met 'dag 1'. 'Dag 1,25' betekent dan 1 januari 1998 6:00 uur ('s morgens).

Bodemgesteldheid

Ter plaatse van Meetgebied Noord worden de in tabel 3.2 gegeven grondlagen aangetroffen. In de tabel zijn de gemiddelde diepteliggingen en volumieke gewichten van deze grondlagen geven. De grondwaterstand bevindt zich ongeveer op NAP.

Tabel 2.3 Grondlagen en volumieke gewichten voor Meetgebied Noord

grondlaag	BK laag (NAP ..m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	K_0 (-)
toplaag	maaiveld	16,5	17,2	0,55
3	-1,50	16,5	19,5	0,47
2	-5,75	16,0	19,0	0,47
18	-10,00	-	20,5	0,45
32	-17,25	-	20,5	0,5
38A	-20,75	-	20,0	0,55
38F	-25,00	-	21,0	0,55
38A	-26,50	-	20,0	0,55

Ter plaatse van Meetgebied Zuid zijn de in tabel 2.4 gegeven grondlagen aangetroffen. De grondwaterstand bevindt zich ongeveer op NAP.

Tabel 2.4 Grondlagen en volumieke gewichten voor Meetgebied Zuid

grondlaag	grondsoort	BK laag (NAP ..m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	K_0 (-)
ophoging	zand	+2,0	18,0	20,0	0,46
toplaag	siltige klei	+1,0	16,6	18,0	0,55
3	zand	-3,25	17,0	20,0	0,47
4	veen	-4,5	-	13,0	0,6
16	klei	-7,25	-	17,0	0,6
18A	kleilig zand	-10,5	-	20,5	0,45
31	siltige klei	-14,0	-	18,0	0,55
32	zand	-14,75	-	20,5	0,55
38A	klei	-21,5	-	20,0	0,55
38E	zand	-24,5	-	20,5	0,55

Hoofdstuk 3

SPECIFICATIE / REALISATIE ONDERZOEKSDOELEN

Voor het realiseren van de onderzoeksdoelen zullen de meetresultaten in de komende rapportage op verschillende wijzen grafisch gepresenteerd en vergeleken worden met de predicties. In het onderstaande wordt per relevant onderzoeksdoel beschreven welke meetdata hiervoor worden gebruikt en op welke wijze deze worden gepresenteerd.

Deformaties en spanningen:

G-05 Vaststellen invloed grondwaterpotentiaal op deformaties tijdens het boorproces

Dit onderzoeksdoel bevat twee componenten: de invloed van consolidatie op het ontstaan van deformaties en de invloed van waterover- en onderspanningen op de deformaties aan het boorfront door wijziging van de sterkte van de grond.

De invloed van consolidatie kan vrijwel alleen worden geëvalueerd door de verandering van de spanningen en deformaties te monitoren in een fase, waarin geen wijzigingen van de grondcondities door het tunnelboorproces optreden. Dit betekent dat gebruik moet worden gemaakt van de metingen op enige afstand achter de TBM.

Voor de tweede component wordt een relatie gelegd tussen het verloop van de waterspanningen en de verticale en horizontale gronddeformaties.

G-06 Vaststellen van de invloed van stagnatie op de grondwaterdrukken

Voor de realisatie van dit onderzoeksdoel wordt een relatie gelegd tussen de gemeten waterspanningen ter plaatse van de 'Stress Monitoring Stations', de waterspanningsopnemers in het boortracé en de voortgang van het boorproces.

G-07 Bepalen gedrag grondwater/lucht tijdens een 'spiegeldaling' van het bentoniet

Dit onderzoeksdoel kan alleen worden gerealiseerd door tijdens een 'spiegeldaling' metingen uit te voeren. Omdat onder of in de directe nabijheid van de Meetgebieden geen 'spiegeldaling' heeft plaatsgevonden, zijn dergelijke metingen niet uitgevoerd. Realisatie van dit onderzoeksdoel is daarom na de 2^e passage van Meetgebied Noord en Zuid niet mogelijk.

G-08 Opsporen van deformaties tijdens een 'spiegeldaling' van het bentoniet

Omdat onder of in de directe nabijheid van de Meetgebieden geen 'spiegeldaling' heeft plaatsgevonden, is ook de realisatie van dit onderzoeksdoel niet mogelijk.

V-02 Detectie van wijzigingen in de bodemstructuur

Het onderzoeksdoel kan alleen op indirecte wijze worden gerealiseerd. De verticale en horizontale grondverplaatsingen geven een indruk van de mate van verstoring van de grond. Deze verstoring doet zich voor in het traject van juist vóór de TBM tot achter de staartspleet. In dit traject zullen de deformaties als functie van de afstand tot het boorfront worden weergegeven.

V-09 Vaststellen van de deformaties in de omgeving

Voor de realisatie van dit onderzoeksdoel zullen de volgende resultaten worden beoordeeld:

- de horizontale en verticale maaivelddeformaties direct boven de tunnelas als functie van de afstand tot het boorfront
- de horizontale en verticale grondverplaatsing op verschillende niveaus boven de tunnelas en direct naast de tunnelas als functie van de afstand tot het boorfront
- de horizontale en verticale grondverplaatsingen op de gemeten diepten bij 5 verschillende afstanden van het meetpunt tot het boorfront: 1D vóór, ter hoogte van en 1D, 2D en 4D achter het boorfront
- de horizontale en verticale maaivelddeformaties als functie van de afstand tot het boorfront.

V-10 Bepalen van de invloed van de ondersteuning van het boorfront

Dit onderzoeksdoel kan worden gerealiseerd met behulp van de figuren, die voor onderzoeksdoel V-09 worden gemaakt en relaties met de toegepaste steundrukken.

V-11 Bepalen van de invloed van het staarteffect

Dit onderzoeksdoel kan worden gerealiseerd met behulp van de figuren, die voor onderzoeksdoel V-09 worden gemaakt en relaties met het volume van de geïnjecteerde grout.

V-12 Vaststellen van de spanningen in de omgeving

Voor dit onderzoeksdoel wordt gebruik gemaakt van de resultaten van de 'Stress Monitoring Stations' en de waterspanningsopnemers in het boortracé. De gemeten gronddrukken en de gronddrukken verminderd met de waterspanningen worden uitgezet tegen de afstand tot het boorfront. Hierbij zal een relatie worden gelegd met de steundrukken, de groutdrukken en de drukken bij de meetring tegen de tunnelwand.

V-18 Vaststellen van de deformaties door lekkage

Dit onderzoeksdoel kan worden gerealiseerd indien zich een significante lekkage optreedt en bodemdeformaties nabij deze lekkage worden gemeten. Deze situatie heeft zich niet voorgedaan. Dit onderzoeksdoel kan daarom niet worden gerealiseerd.

V-21 Vaststellen van de relatie tussen de verticale ovalisering en het verticaal evenwicht

Aan de hand van vervormingsmetingen van de tunnelconstructie zal moeten worden nagegaan in hoeverre verticaal ovaliseren optreedt. Deze metingen zijn niet beschikbaar.

Grondparameters:

G-01 Vastleggen van de grondtoestand

Dit onderzoeksdoel is gerealiseerd door middel van het aanvullend grondonderzoek.

G-02 Vastleggen van aanvullende gegevens over de grond

Ook dit onderzoeksdoel is gerealiseerd door middel van het aanvullend grondonderzoek.

V-13 Bepalen van de invloed van het boren op een paalfundering in de omgeving

In het Meetgebied Noord en Zuid bevinden zich geen paalfunderingen. Deze onderzoeksvraag zal daarom niet binnen dit project worden geanalyseerd.

Hoofdstuk 4

VERGELIJKING METINGEN / PREDICTIES

In relatie tot de eerder geformuleerde onderzoeksdoelen is, in kwalitatieve termen, een vergelijking gemaakt tussen de uitgevoerde metingen en de predicties. Hierbij is gebruik gemaakt van de resultaten van de 2^e en 3^e orde evaluaties voor de passages van beide Meetgebieden [8], [9], [10] en [11].

Voor een grafische weergave van de meetresultaten wordt verwezen naar deze eerder genoemde rapportages

Voor de onderzoeksdoelen die niet gerealiseerd konden worden (zie HF3) is vanzelfsprekend het maken van een vergelijking niet mogelijk. Deze worden daarom in dit hoofdstuk niet verder behandeld. Het betreft hier de onderzoeksdoelen G-07, G-08, V-18 en V-21. Hetzelfde geldt voor de onderzoeksdoelen voor het evaluatiecluster 'Grondparameters', d.i. onderzoeksdoelen G-01, G-02 en V-13. Voor dit cluster zijn immers geen predicties uitgevoerd.

G-05 Vaststellen invloed grondwaterpotentiaal op deformaties tijdens het boorposes

Tijdens de 2^e en 3^e orde evaluatie is voor dit onderzoekdoel enkel de relatie tussen de gemeten waterspanningen en de verticale en horizontale gronddeformaties bekeken. Hierbij is vastgesteld dat de invloed van een variërende grondwaterpotentiaal op de optredende gronddeformaties verwaarloosbaar is.

Om een uitspraak te doen over de invloed van consolidatie zullen de resultaten van de metingen die na het opstellen van het evaluatierapport voor de tweede passage van Meetgebied Noord nader bekeken dienen te worden. Dit zal gebeuren in het vervolg van de 1^e orde evaluatie. Met name ter plaatse van Meetgebied Zuid lijken tijdafhankelijke aspecten een rol te spelen, aangezien de verplaatsingen aan het maaiveld zich, i.t.t. Meetgebied Noord, niet stabiliseren op grotere afstand achter de TBM.

G-06 Vaststellen van de invloed van stagnatie op de grondwaterdrukken

Uit de metingen blijkt dat de spanningen voor het boorfront tijdens stilstand in fase lopen met de getijdemetingen in de Oude Maas. Hieruit wordt dan ook geconcludeerd dat de gronddrukken (d.i. korrel- en waterspanningen) tijdens stagnatie van het boorproces niet worden beïnvloed.

V-02 Detectie van wijzigingen in de bodemstructuur

Uit de metingen blijkt dat de verstoring van de ondergrond tot een afstand van 5 à 10 meter voor het front beperkt blijven. De gemeten zakkingen over dit traject bedragen enkele mm's. Op grotere afstand van het boorfront vallen de gemeten verplaatsingen binnen de nauwkeurigheid van de gebruikte instrumenten en worden dan ook als 'ruis' beschouwd. Boven het schild blijken de verplaatsingen relatief snel toe te nemen, wat er op duidt dat er sprake is van een verstoring van de ondergrond.

Aan de hand van de uitgevoerde predicties met het empirische model van Peck is het niet mogelijk verplaatsingen voor het front te bepalen (zie ook deel II). Aan de hand van de empirische formulering van Sagaseta is dit wel mogelijk. Dit zal gedaan worden in het vervolg van de 1^e orde evaluatie.

De breedte waarover verplaatsingen van het maaiveld zijn waargenomen blijkt door de predicties met Sagaseta veelal overschat te worden. Dit wordt veroorzaakt door het feit dat de helling van de troggen bij de predicties wordt onderschat. De predicties met behulp van Peck ($i=5$ en $i=10$) blijken de vorm van de trog redelijk te benaderen. De maximale waarde van de optredende zakking blijkt bij deze predicties echter overschat te worden. Dit wordt veroorzaakt door de te grote waarde die is aangenomen voor het optredende volumeverlies V_s (zie deel II).

V-09 Vaststellen van de deformaties in de omgeving

Aan de hand van de metingen blijken ter plaatse van Meetgebied Noord de verticale deformaties aan het maaiveld boven de tunnelas en direct naast de tunnel hoger uit te vallen dan voorspeld. Op groter afstand geven de predicties (m.n. de predicties met Sagaseta) echter grotere waarden. Dit kan verklaard worden door het feit dat in de berekeningen het werkelijke volumeverlies aan het maaiveld en de breedte van de trog wordt overschat. Ter plaatse van Meetgebied Zuid zijn bij de eerste passage maaiveldrijzingen geconstateerd. Deze zijn niet voorzien in de predicties. Bij de tweede passage blijken de gemeten zakkingen aan het maaiveld boven de tunnelas en direct naast de tunnel onderschat te worden bij de predicties.

De longitudinale verplaatsingen kunnen niet vergeleken worden met predicties, aangezien deze niet zijn uitgevoerd voorafgaand aan de passages van de Meetgebieden. De longitudinale verplaatsingen aan het maaiveld blijken het grootst te zijn en richten zich naar de TBM. In de diepte neemt de grootte van deze verplaatsingen af en wisselt van teken, d.i. de grond wordt a.h.w. vóór de TBM uitgedrukt.

De gemeten transversale verplaatsingen aan het maaiveld zijn bij de verschillende passages van de Meetgebieden in de richting van de tunnelas en blijven beperkt tot enkele mm's. Naar de diepte blijkt de richting van de transversale verplaatsingen om te draaien, waardoor de grond van de tunnel af beweegt (d.w.z. opspanning van de grond), dit in tegenstelling tot de resultaten van de predicties. Deze laten over de gehele diepte een transversale verplaatsing in de richting van de tunnel zien (d.w.z. ontspanning van de grond). Enkel bij de eerste passage van Meetgebied Noord blijken de horizontale verplaatsingen op grotere diepte naast de tunnel zich wel degelijk naar de tunnel toe te richten.

Direct boven de tunnelas ontstaan, in tegenstelling tot de predicties, wel transversale verplaatsingen. Deze zijn waarschijnlijk te wijten aan bv. een asymmetrie in bodemopbouw en het sturen van de TBM.

V-10 Bepalen van de invloed van de ondersteuning van het boorfront

Uit de metingen aan het boorproces blijkt dat de steundruk bij de beide passages van de Meetgebieden ongeveer gelijk is aan de horizontale grondspanning. De steundruk is daardoor hoger dan voor de stabiliteit noodzakelijk is. Verwacht mag worden dat dan ook weinig tot geen zakkingen door fronteffecten zullen ontstaan, hetgeen door experimentele en numerieke predicties bevestigd is.

Ook aan de hand van de diverse uitgevoerde metingen kan geconstateerd worden dat de verticale grondverplaatsingen aan het maaiveld en in de diepte vóór het boorfront beperkt blijven tot enkele millimeters. Op grotere diepte boven en naast de tunnel zijn vóór het boorfront kleine horizontale verplaatsingen in positieve x' -richting (d.w.z. van het front af) ontstaan. Dit wijst op een relatief kleine invloed van de ondersteuning van het boorfront op de verticale grondverplaatsingen.

In het vervolg van de 1^e orde evaluatie zal nader ingegaan worden op de oorzaak van de verplaatsingen die optreden voor het front. Hierbij zal getracht worden het aandeel van de fronteffecten te kwantificeren, om op deze manier al dan niet het belang van een goede regeling van de te hanteren steundruk, met het oog op optredende vervormingen vóór het front, aan te geven.

V-11 Bepalen van de invloed van het staarteffect

Bij de eerste passage van Meetgebied Noord lijkt een verband tussen de hoeveelheid geïnjecteerd grout in de staartspleet en de gemeten deformaties éénduidig aanwezig, maar bij de tweede passage van hetzelfde Meetgebied blijkt de hoeveelheid geïnjecteerd grout nagenoeg constant over het gehele gebied, terwijl er wel zakkingsvariëaties worden gemeten. Net als ter plaatse van Meetgebied Zuid lijken de gehanteerde groudrukken hier een rol van betekenis te spelen. In het vervolg van de 1^e orde evaluatie zal hieraan verder aandacht besteed worden.

V-12 Vaststellen van de spanningen in de omgeving

Ter plaatse van zowel Meetgebied Noord als Meetgebied Zuid blijkt dat de waterspanningen aan de voorzijde van het front toenemen bij het naderen van de TBM. Vanaf een afstand van circa 30 m voor het front worden spanningstoename gemeten. Deze toename van de waterspanning blijkt te verdwijnen na stilstand van de TBM. Enkel ter plaatse van WSM3 onder Meetgebied Zuid blijkt de waterspanning na stilstand niet terug te lopen naar oorspronkelijk niveau. Dit is de enige WSM die in de klei geplaatst is.

Aan de hand van de resultaten van de SMS-metingen ter plaatse van Meetgebied Noord blijkt dat de totaalspanningen beduidend lager kunnen zijn dan de gemeten waterspanningen. Dit zou impliceren dat de effectieve spanningen in de ondergrond negatief zouden moeten zijn, hetgeen fysisch onmogelijk is. De absolute meetwaarden van de SMS-metingen zijn daarom twijfelachtig, zodat een vergelijking met de uitgevoerde predicties weinig zinvol wordt geacht. Het vergelijken van de spanningsveranderingen in kwalitatieve zin is daarentegen wel mogelijk.

De metingen laten een toename van de normaalspanningen zien bij het naderen en passeren van het front. De gemeten spanningen stabiliseren zich weer op een afstand van circa 20 m achter het front.

Opvallend is dat bij de EEM-predicties met Plaxis nauwelijks een verandering in de normaalspanning in transversale richting optreedt als gevolg van het passeren van de TBM. De metingen laten echter een toename van deze spanningen zien. Dit verschil wordt veroorzaakt door een verkeerde modellering van het boorproces bij de predicties, waarbij het staartverlies naast de tunnel wordt overschat. Verder is de voorspelde toename van de verticale spanningen na passage beduidend groter dan de gemeten waarde. Er zijn geen spanningspredicties gerapporteerd in longitudinale richting.

Ter plaatse van Meetgebied Zuid zijn geen normaalspanningen in de ondergrond gemeten. Ook zijn hier geen predicties gerapporteerd.

COB: K100-W-105-A
GD: CO-384780/41

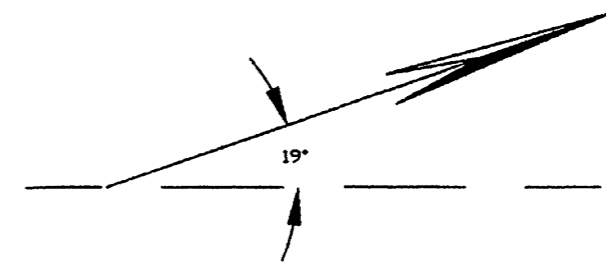
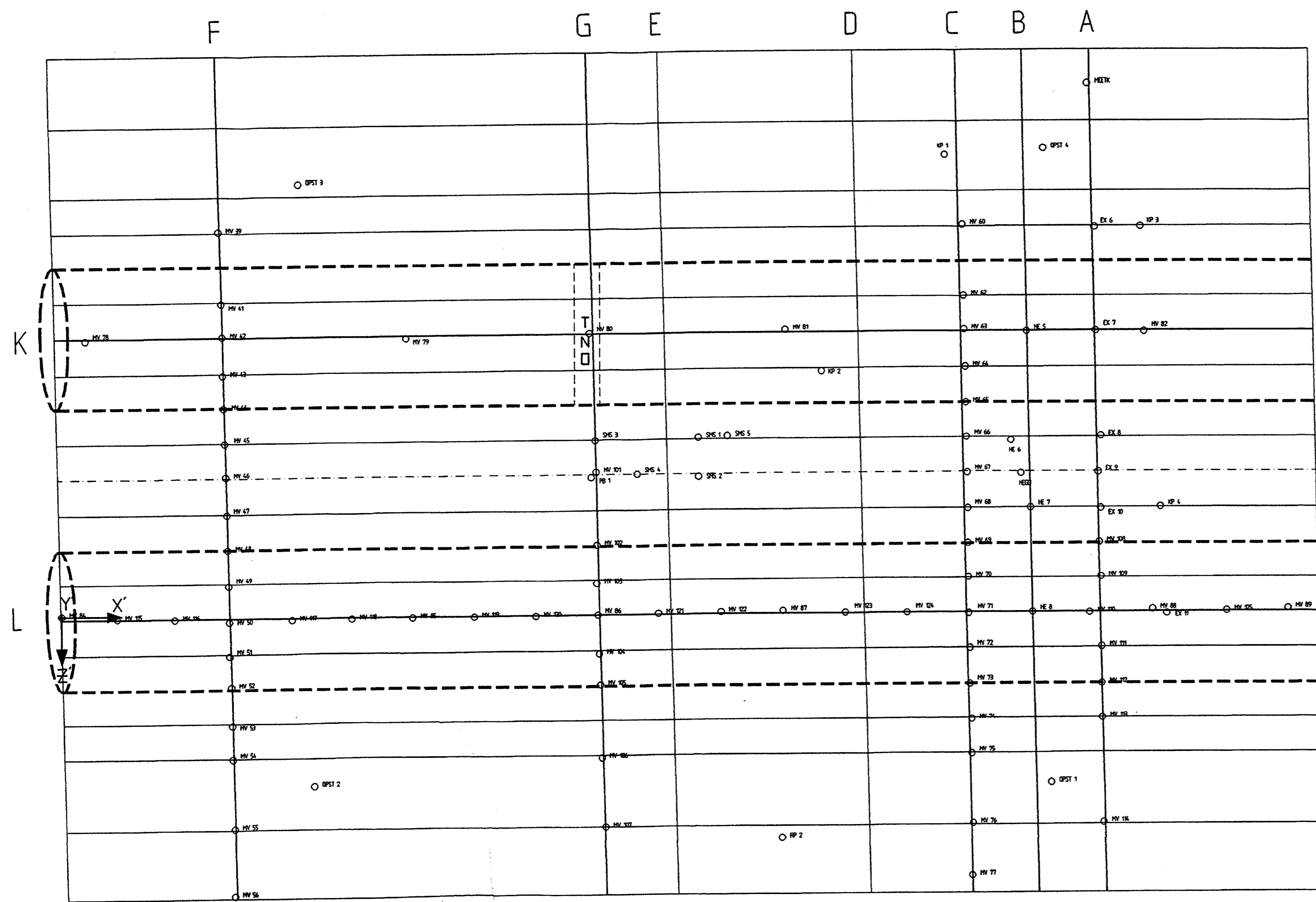
definitief

augustus / september 1999

Literatuur

- [1] CUR/COB Gouda , Instrumentatie- en meetplan - Praktijkonderzoek Boortunnels, rapport K100-01, maart 1995
- [2] CUR/COB Gouda, Predictierapport Tweede Heinenoordtunnel, rapport K100-04
- [3] CUR/COB Gouda, Instrumentatie Meetgebied Noord, 2e Heinenoordtunnel, rapportnummer COB: K100-W-051, rapportnummer GD: CO-369160/288, januari 1997
- [4] CUR/COB Gouda, Instrumentatie Meetgebied Zuid, 2e Heinenoordtunnel, rapportnummer COB: K100-W-062, rapportnummer GD: CO-369160/441, mei 1997
- [5] CUR/COB Gouda, Meetrapport Meetgebied Zuid, 2e Heinenoordtunnel, rapportnummer COB: K100-W-070, rapportnummer GD: CO-369160/524, december 1997
- [6] CUR/COB Gouda, Meetrapport 'Passage oostelijke buis, Meetgebied Zuid, 2e Heinenoordtunnel', rapportnummer COB: K100-W-083, rapportnummer GD: CO-369160/606, juni 1998
- [7] CUR/COB Gouda, Meetrapport 'Passage oostelijke buis, Meetgebied Noord, 2e Heinenoordtunnel', rapportnummer COB: K100-W-089, rapportnummer GD: CO-369160/633, juni 1998
- [8] CUR/COB Gouda, Evaluatierapport 'Evaluatie geotechnische metingen meetgebied Noord (1^e passage)', rapport-nummer COB: K100-W-059, rapportnummer GD: CO-371820/29, oktober 1997
- [9] CUR/COB Gouda, Evaluatierapport 'Evaluatie geotechnische metingen meetgebied Zuid (1^e passage)', rapport-nummer COB: K100-W-071, rapportnummer GD: CO-371820/57, juni 1998
- [10] CUR/COB Gouda, Evaluatierapport 'Evaluatie geotechnische metingen meetgebied Noord (2^e passage)', rapport-nummer COB: K100-W-085, rapportnummer GD: CO-371820/70, november 1998
- [11] CUR/COB Gouda, Evaluatierapport 'Evaluatie geotechnische metingen meetgebied Zuid (2^e passage)', rapport-nummer COB: K100-W-090, rapportnummer GD: CO-371820/75, november 1998
- [12] CUR/COB Gouda, Evaluatieplan Tweede Heinenoordtunnel, rapport K100-03

BIJLAGEN



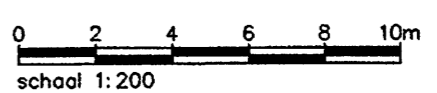
boorricting
←
tunnel 1

hart

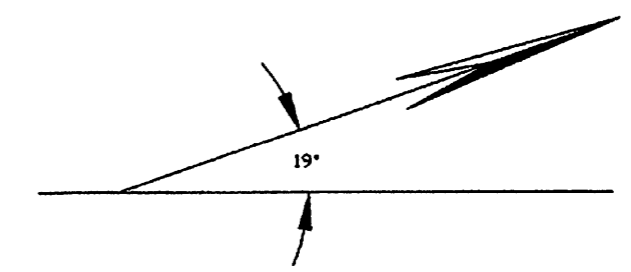
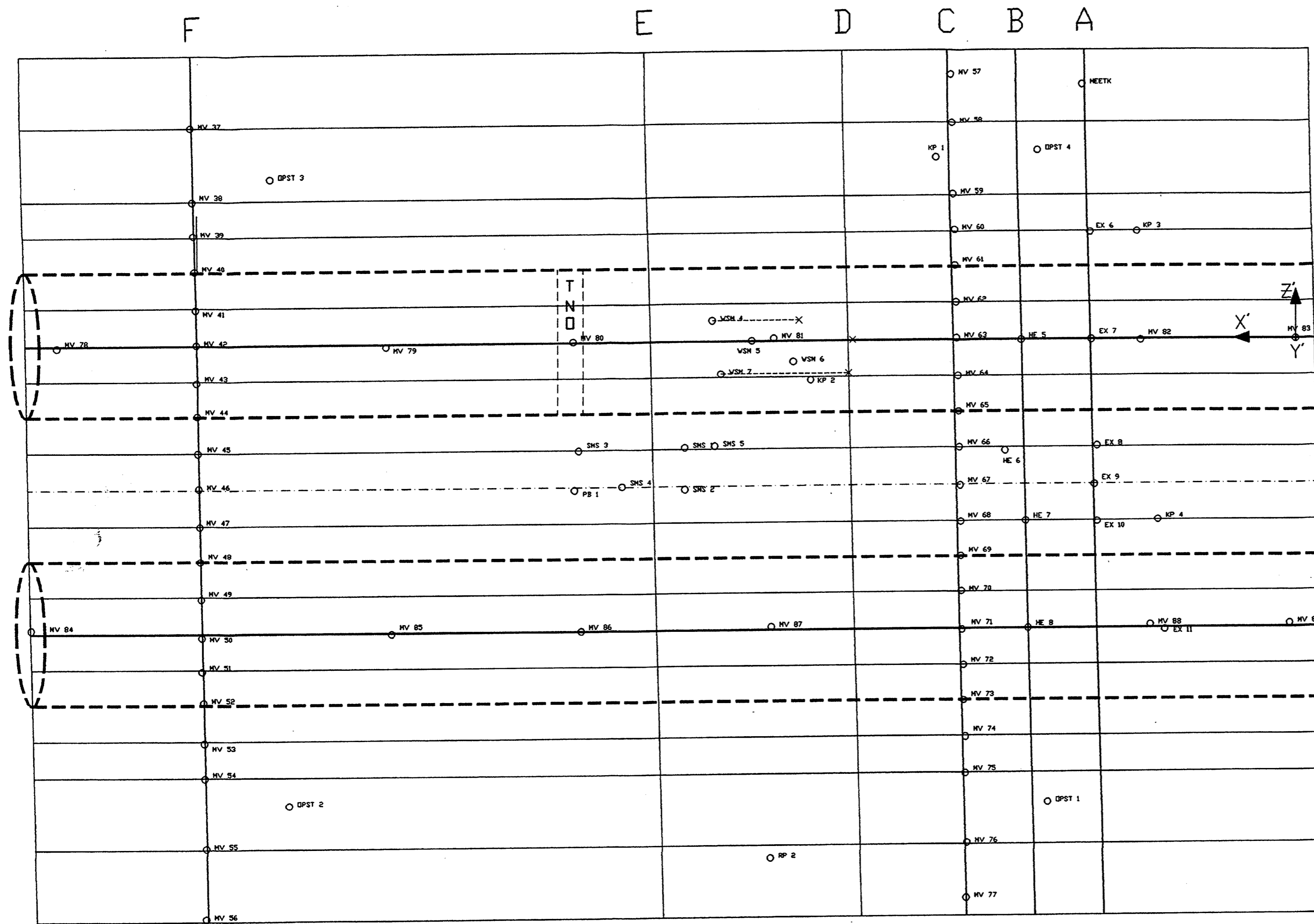
boorricting
→
tunnel 2

x positie opnemer

- MV = ZAKBAAK
- EX = EXTENSOMETER
- HE = HELLINGMEETBUIS
- SMS = STRESS MONITORING STATION
- TNO = MEETING TNO



	POSTBUS 69 2600 AB DELFT	TELEFOON (015) 269 35 00 TELEFAX (015) 261 08 21	datum 1999-04-12	get. BAL
	TWEDE HEINENOORDTUNNEL - MEETVELD NOORD 2E PASSAGE			CO-384780
LOKATIE MEETINSTRUMENTEN			BIJL. A2	form. 30/170



boorricting
 K ←
 tunnel 1

hart

boorricting
 L →
 tunnel 2

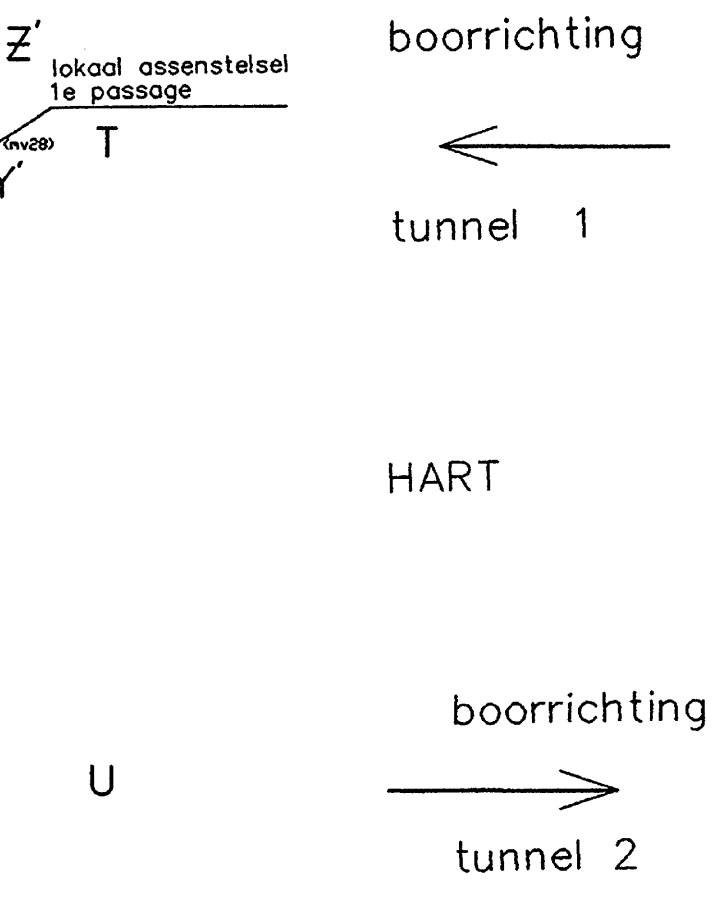
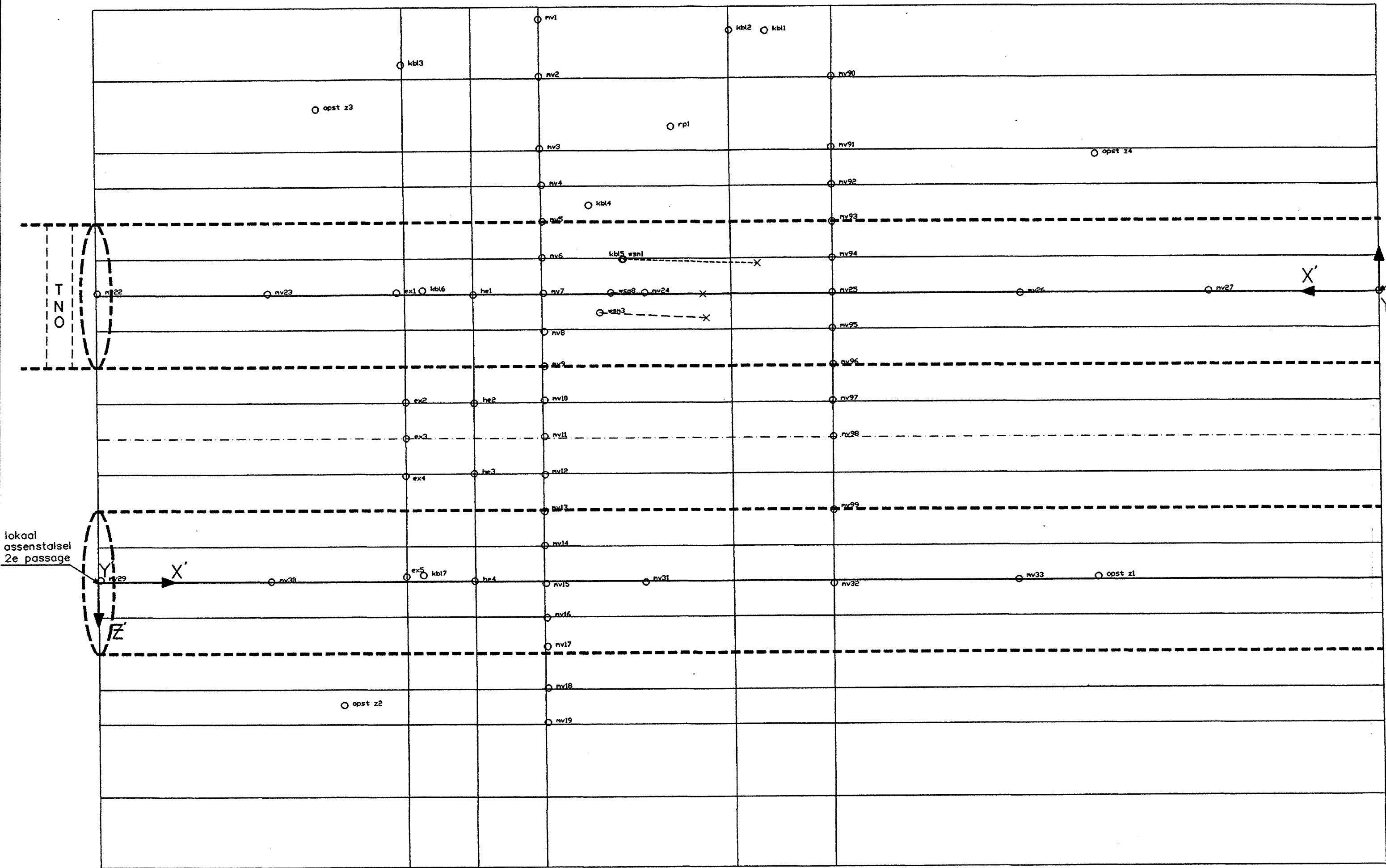
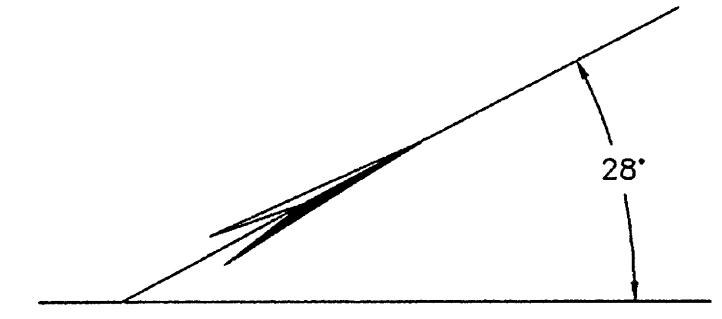
x positie opnemer

schaal 1:200

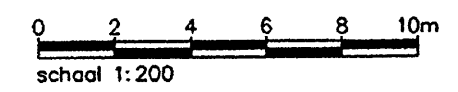
- MV = ZAKBAAK
- EX = EXTENSOMETER
- HE = HELLINGMEETBUIS
- SMS = STRESS MONITORING STATION
- WSM = WATERSPANNINGSMETER
- TNO = MEETING TNO

	POSTBUS 69 2600 AB DELFT	TELEFOON (015) 269 35 00 TELEFAX (015) 261 08 21	datum	gel.
			1999-04-4	BAL
TWEEDE HEINENOORDTUNNEL - MEETVELD NOORD 1E PASSAGE			CO-384780	gel.
LOKATIE MEETINSTRUMENTEN			BIJL. A1	form. 30/170

S R Q P O



x positie opnemer



- MV = ZAKBAAK
- EX = EXTENSOMETER
- HE = HELLINGMEETBUS
- WSM = WATERSPANNINGSMETER
- TNO = MEETING TNO

	POSTBUS 69 2600 AB DELFT	TELEFOON (0151) 269 35 00 TELEFAX (0151) 261 08 21	datum 1999-04-12	get. BAL
	TWEDE HEINENOORDTUNNEL - MEETVELD ZUID 1E EN 2E PASSAGE LOKATIE MEETINSTRUMENTEN			CO-384780
				term. 30/170

Eerste Orde Evaluatie K100

Beschouwing boor-/volumeverlies en deformaties (analytisch)

- GT/A -

- DEEL II -

INHOUD

- deel II -

Hoofdstuk 1	INLEIDING	1
Hoofdstuk 2	KRITISCHE BESCHOUWING PREDICTIES - analytisch -	3
	2.1 Empirische formulering conform Peck	3
	2.2 Analytische formulering conform Sagaseta	4
	2.3 Kritische beschouwing	6
Hoofdstuk 3	CALIBRATIE OPTREDENDE VERPLAATSINGEN	9
	3.1 Calibratie verplaatsingen in dwarsrichting	9
	3.2 Calibratie verplaatsingen in langsrichting	10
	3.3 Aanpassing formule van Peck en relatie Peck-parameter <i>i</i>	10
Hoofdstuk 4	ANALYSE OPTREDENDE VERPLAATSINGEN	13
	4.1 Oorzaken optredende verplaatsingen	13
	4.2 Analyse verplaatsingen in langsrichting - maaiveld -	14
	4.3 Analyse verplaatsingen in langsrichting - ondergrond -	17
Hoofdstuk 5	INVLOED GROUTPROCES OP MAAIVELDZAKKING	21
Hoofdstuk 6	CONCLUSIES & AANBEVELINGEN	23
	Literatuur	22
Bijlage I	CALIBRATIE VERPLAATSINGEN IN DWARSRICHTING - Peck -	
Bijlage II	CALIBRATIE VERPLAATSINGEN IN LANGSRICHTING - Sagaseta -	
Bijlage III	NORMALISATIE VERPLAATSINGEN IN LANGSRICHTING - Meetveld Noord I -	
Bijlage IV	NORMALISATIE VERPLAATSINGEN IN LANGSRICHTING - Meetveld Noord II -	
Bijlage V	NORMALISATIE VERPLAATSINGEN IN LANGSRICHTING - Meetveld Zuid I -	
Bijlage VI	NORMALISATIE VERPLAATSINGEN IN LANGSRICHTING - Meetveld Zuid II -	
Bijlage VII	ANALYSE GEHANTEERDE GROUTDRUKKEN - Meetveld Noord / Zuid -	

Hoofdstuk 1 INLEIDING

Om meer kennis over en inzicht te krijgen in het boren van tunnels onder typisch Nederlandse slappe bodemcondities, is besloten het praktijkproject Tweede Heinenoordtunnel uit te voeren. Het onderzoek, dat aan dit project is verbonden, wordt begeleid door CUR/COB-uitvoeringscommissie K100 'Praktijkonderzoek Boortunnels'.

Dit deel van voorliggend rapport bevat deel II van de rapportage ten behoeve van de 1^e orde evaluatie voor de hoofdgroep 'Geotechniek', onderdeel GT-A. In het eerste gedeelte van het rapport worden de uitgangspunten/onderzoeksdoelen van de Evaluatie beschreven. Daarnaast wordt een inventarisatie gegeven van de beschikbare gegevens en de resultaten van de metingen.

In het voorliggende tweede gedeelte van het rapport wordt ingegaan op de empirische en analytische methoden die gebruikt zijn bij het uitvoeren van de predicties t.a.v. deformaties voor de genoemde hoofdgroep 'Geotechniek'. Allereerst zal een kritische beschouwing gegeven worden van de gebruikte empirische/analytische modellen ten behoeve van toekomstige predicties. Verder zal in gegaan worden op de eventuele mogelijk tot 'fasering' van de optredende deformaties naar verschillende aspecten / facetten van het boorproces. Tot slot zal in het tweede deel met name aandacht besteed worden aan de invloed van het groutproces op de deformaties.

Naast predicties met behulp van analytische methoden en formules zijn voorafgaand aan de uitvoering van de Tweede Heinenoordtunnel eindige elementenberekeningen uitgevoerd. De resultaten van deze berekeningen, alsmede een kritische beschouwing van de gehanteerde modellen, zullen in een afzonderlijk document opgesteld door TEC/Fugro behandeld worden.

De resultaten van de 2^e orde en 3^e orde evaluatie voor de hoofdgroep 'Geotechniek' zijn in een eerder stadium gerapporteerd [1], [2], [3] en [4].

COB: K100-W-105-A
GD: CO-384780/41

definitief

augustus / september 1999

Hoofdstuk 2

KRITISCHE BESCHOUWING PREDICTIES

- analytisch -

In de ontwerpfase van de Tweede Heinenoordtunnel zijn predicties uitgevoerd met behulp van empirische en analytische modellen om een inzicht te verkrijgen in de te verwachten verplaatsingen aan het maaiveld.

2.1 Empirische formulering conform Peck

De vorm van de zakkingcurve in dwarsrichting wordt vaak beschreven met behulp van de formule van Peck [5]. Deze gaat uit van een Gaussische verdeling van de zakkingen langs een lijn dwars op de aan te leggen tunnel. De zakking (enkel ten gevolge van boor- of volumeverlies) kan worden gedefinieerd als:

$$w(x) = w_{\max} e^{-\frac{x^2}{2i^2}}$$

$$w_{\max} = \frac{V_s}{i\sqrt{2\pi}}$$

met w	: verticale verplaatsing	[m]
w_{\max}	: verticale verplaatsing boven tunnel-as	[m]
x	: horizontale afstand tot tunnel-as (transversaal)	[m]
i	: horizontale afstand van de tunnel-as tot het buigpunt van de zakkingcurve	[m]
V_s	: volume van de zakkingcurve per strekkende meter tunnel	[m ³ /m]

De waarde van V_s wordt gelijk gesteld aan het totale boorverlies en is een maat voor de optredende 'oversnijding' aan het boorfront t.o.v. de uiteindelijke diameter van de tunnel.

Bij het uitvoeren van predicties met behulp van de methode van Peck is het bepalen van de juiste invoerparameters het grootste probleem. Met name de juiste schatting van het optredende volumeverlies V_s aan het maaiveld vooraf is in de praktijk moeilijk. Daarnaast is de bepaling van de waarde voor de parameter i onzeker.

De breedte en vorm van de zakkingcurve is afhankelijk van de diepteligging en diameter van de aan te leggen tunnel en van de aanwezige grondsoort boven deze tunnel. Uit diverse metingen in het buitenland is gebleken dat bij de aanleg van tunnels in een niet-cohesieve, zandige ondergrond, de zakkingcurve relatief smal en steil is ten opzichte van de curve die optreedt bij de aanleg in cohesieve grondsoorten, zoals klei en/of veen. Als praktische maat voor de totale breedte van de zakkingcurve aan het maaiveld wordt meestal een waarde van 4-5*i* aangehouden. De bepaling van de juiste *i*-waarde kan geschieden volgens een aantal verschillende theorieën. De meeste van de bekende theorieën zijn echter beperkt geldig, waarbij met name de gelaagdheid van de ondergrond slechts beperkt in rekening gebracht kan worden. Voor de specifiek Nederlandse omstandigheden waren tot voor de aanleg van de Tweede Heinenoordtunnel nog geen meetdata uit de praktijk aanwezig die kunnen functioneren als

onderbouwing voor de keuze van de juiste waarde. In § 3.3 zal op basis van de uitgevoerde metingen onderzocht worden of een relatie voor de bepaling van de juiste *i*-waarde is vast te stellen.

Door Peck is in eerste instantie de volgende relatie voorgesteld ter bepaling van de juiste *i*-waarde:

- lineaire formulering conform Peck [5]: $i = 0,2 (D + z_0)$

waarbij *D* gelijk is aan de diameter van de tunnel en *z*₀ de diepteligging van de tunnel-as beneden het maaiveld weergeeft.

Afhankelijk van de aanwezige grondslag om en boven de aan te leggen tunnel, kan gebruik gemaakt worden van de volgende formules ter bepaling van *i*:

- cohesieve materialen (klei/veen): $i = 0,43 z_0 + 1,1$
- niet-cohesieve materialen (zand): $i = 0,28 z_0 - 0,10$

waarbij *z*₀ de diepteligging van de tunnel-as beneden het maaiveld weergeeft.

Voor gelaagde grondprofielen wordt geadviseerd om gebruik te maken van de volgende formules ter bepaling van *i*:

- tunnel in klei/veen, met daarboven zand: $i = 0,43 z_A + 0,28 z_B + 1,1$
- tunnel in zand, met daarboven klei/veen: $i = 0,28 z_A + 0,43 z_B - 0,1$

waarbij *z*_A de diepte van de tunnel-as beneden de overgang zand/klei weergeeft en *z*_B de diepte van deze overgang beneden het maaiveld (= de dikte van de bovenste, afdekkende laag).

2.2 Analytische formulering conform Sagaseta

Door Sagaseta [8] is voor de bepaling van maaiveldzakkingen ten gevolge van de aanleg van tunnels een analytische methode ontwikkeld. Deze methode gaat uit van de beschrijving van de tunnel als een uitsparing in een elastische halfruimte.

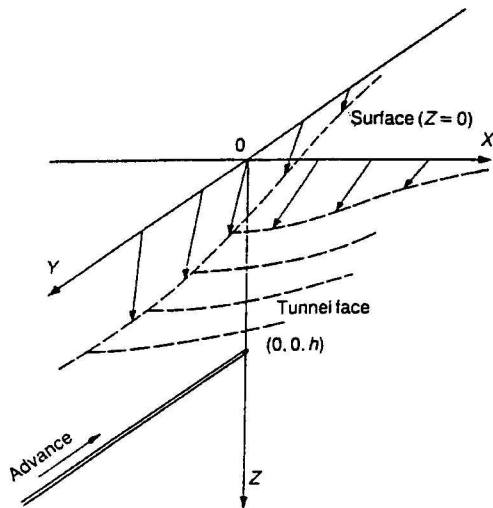
Door Sagaseta worden de verplaatsingen aan het maaiveld beschreven door onderstaande vergelijkingen:

$$w_x = -\frac{V_s}{2\pi} \frac{x}{x^2 + h^2} \left[1 + \frac{y}{\sqrt{x^2 + y^2 + h^2}} \right]$$

$$w_y = \frac{V_s}{2\pi} \frac{1}{\sqrt{x^2 + y^2 + h^2}}$$

$$w_z = \frac{V_s}{2\pi} \frac{h}{x^2 + h^2} \left[1 + \frac{y}{\sqrt{x^2 + y^2 + h^2}} \right]$$

met	w_i	: verplaatsing in x, y of z-richting (zie figuur 2.1)	[m]
	h	: diepteligging van de tunnel-as beneden maaiveld	[m]
	x	: horizontale afstand tot tunnel-as (transversaal)	[m]
	y	: horizontale afstand tot boorfront (longitudinaal)	[m]
	z	: verticale afstand tot tunnel-as	[m]
	V_s	: volume van de zakkingcurve per strekkende meter tunnel	[m ³ /m]



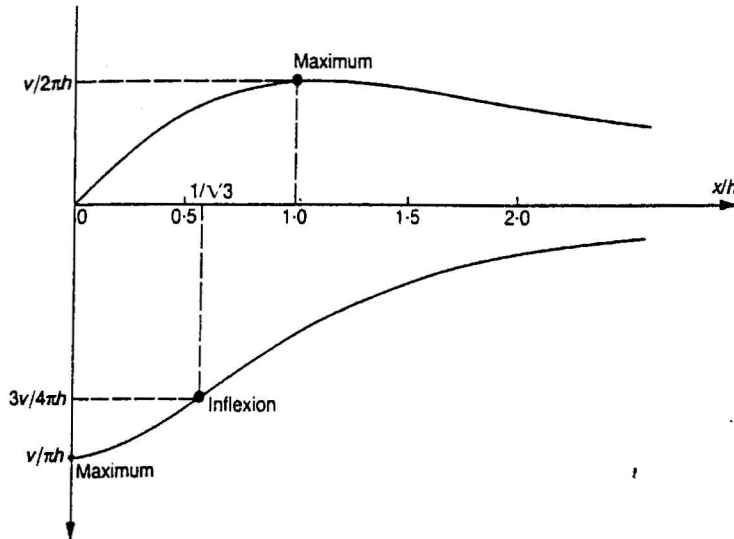
Figuur 2.1 Definitie assenstelsel conform Sagaseta [2]

Voor relatief grote afstand achter het boorfront kunnen de verplaatsingen aan het maaiveld beschreven worden met:

$$w_x = -\frac{V_s}{\pi} \frac{x}{x^2 + h^2}$$

$$w_z = \frac{V_s}{\pi} \frac{h}{x^2 + h^2}$$

Met behulp van bovenstaande formules kan de zettingstrog aan het maaiveld bepaald worden. De verticale verplaatsingen blijken een trog te vormen met een buigpunt op een afstand t.o.v. de tunnel-as gelijk aan $x = h/\sqrt{3}$. De maximale horizontale verplaatsing (transversaal) aan het maaiveld wordt gevonden op een afstand t.o.v. de tunnel-as gelijk aan $x = h$ (zie figuur 2.2).



Figuur 2.2 Horizontale en verticale verplaatsingen aan het maaiveld [8]

Naast bovenstaande methode heeft Sagaseta recent eveneens een methode ontwikkeld waarbij enkel sprake is van eenzijdige contractie, maar daarnaast eveneens vervormingen door ovalisatie en translatie van de tunneldoorsnede meegenomen worden. Deze methode is uitgebreid beschreven in [9] en maakt gebruik van een extra aantal invoerparameters.

2.3 Kritische beschouwing

Bij een vergelijking van de predicties met de metingen kan ten aanzien van de beschreven analytische methoden het volgende opgemerkt worden:

- de optredende verplaatsingen aan het maaiveld zijn op voorhand niet te voorspellen met behulp van de analytische methoden. Ter plaatse van de Meetgebieden blijken de maximale verticale verplaatsingen aan het maaiveld boven de tunnelas bij de uitgevoerde predicties met Peck in de meeste gevallen af te wijken van de gemeten waarden (zie ook §3.1. en 3.2). Veelal wordt de zakking (m.n. boven de tunnel) overschat. Hieruit blijkt dat de onzekerheid bij de bepaling van de waarde voor V_s groot is.
- bij toepassing van de methode van Peck speelt naast de onzekerheid bij de bepaling van de waarde van V_s verder de bepaling van de waarde voor i een rol. Deze waarde is in sterke mate bepalend voor de vorm van de zakkingtrog. Aan de hand van metingen kan een relatie voor deze parameter bepaald worden (zie ook §3.3). Aangezien er tot voor kort uit de Nederlandse praktijk nog onvoldoende metingen bekend zijn, is dit nog niet goed mogelijk.
- ook de predicties conform Sagaseta laten ter plaatse van de Meetgebieden sterke afwijkingen met de gemeten waarden zien. Opvallend is dat de helling van de zakkingtrog in vergelijking met de werkelijk optredende helling in de meeste gevallen onderschat wordt. De maximale waarde van de zakking boven de tunnelas wordt in de meeste gevallen overschat.
- bij de eerste passage van Meetgebied Zuid zijn rijzingen van het maaiveld waargenomen. Deze rijzingen kunnen met behulp van de analytische methoden niet beschreven worden.
- met behulp van deze methoden is het doen van een uitspraak over te verwachten spanningen en spanningsveranderingen niet mogelijk.

- de vorm van de zakkingcurve aan het maaiveld zal uitgaande van de analytische methoden onder alle omstandigheden symmetrisch zijn t.o.v. de tunnel-as. In werkelijkheid is dit niet het geval. Zoals uit de metingen blijkt, leidt een aantal factoren, waaronder waarschijnlijk de lokale bodemomstandigheden, sturen van de TBM, tot een enigszins asymmetrische zakkingcurve.

Aan de hand van bovenstaande bevindingen kan gesteld worden dat de voorspellende waarde van de analytische methoden conform Peck en Sagaseta beperkt is. Onzekerheid met betrekking tot de invoerparameters is hieraan debet.

De grootte van het volume van de zakkingcurve V_s is in de praktijk geen goed bruikbare predictieparameter aangezien deze direct wordt beïnvloed door de grootte van het optredende boorverlies ter plaatse van de tunnel. Deze is sterk afhankelijk van de zorgvuldigheid bij de uitvoering en kan dan ook tevoren moeilijk voorspeld worden. Voor de specifiek Nederlandse omstandigheden zijn nog te weinig meetdata beschikbaar om te komen tot een relatie voor de Peck-parameter i . In de toekomst kan getracht worden een soortgelijke relatie als gegeven in §2.1 te formuleren op basis van meetdata bij Nederlandse boortunnelprojecten. Opgemerkt wordt dat door de sterke vereenvoudiging van de werkelijkheid, waarop de analytische methoden gebaseerd zijn, de uitkomsten van de analytische methoden echter beperkt blijven tot een afschatting van de te verwachten verplaatsingen aan het maaiveld en het analyseren van gemeten zakkingen.

COB: K100-W-105-A
GD: CO-384780/41

definitief

augustus / september 1999

Hoofdstuk 3

CALIBRATIE OPTREDENDE VERPLAATSINGEN

Ondanks de kanttekeningen die in voorgaand hoofdstuk geplaatst zijn bij de toepassingen van zowel empirische als analytische modellen, is in het kader van de verschillende evaluaties een poging gedaan tot het kalibreren van de gemeten verplaatsingen.

3.1 Calibratie verplaatsingen in dwarsrichting

Door gebruik te maken van de formule van Peck (zie §2.1) is tijdens de derde en tweede evaluatie een 'fit' gemaakt door de meetpunten. De resultaten van deze 'fits' benaderen de vorm van de gemeten zakkingsstrogen in dwarsrichting. Met name ter plaatse van en op enige afstand uit de as van de tunnel blijven de verschillen tussen de 'fits' en de metingen gering.

Naast de calibratie van de metingen door de formule van Peck kan eveneens gebruik gemaakt worden van de formule van Sagaseta (zie §2.2). Bij deze methode kan enkel de waarde van het volumeverlies V_s gevarieerd worden, zodat het verkrijgen van een goed 'fit' niet goed mogelijk is gebleken. Op grote afstand achter het boorfront ($y \rightarrow \infty$) reduceert deze tot:

$$w_z = \frac{V_s}{\pi} \frac{h}{x^2 + h^2}$$

Een overzicht van de verschillende 'fits' wordt gegeven in bijlage I. Te zien is dat de kalibraties met behulp van Sagaseta niet leiden tot een behoorlijke 'fit' van de meetgegevens. Met name de beschrijving van de ondergrond als zijnde een elastische halfruimte lijkt hieraan ten grondslag te liggen. Verder gaat Sagaseta uit van een alzijdige contractie van de tunneldoorsnede, hetgeen niet reëel is.

Met behulp van de formule van Peck is in de meeste gevallen wel een redelijke 'fit' met de metingen te realiseren. De mate waarin de invoerparameters vooraf op een goede manier bepaald/geschat kunnen worden blijft echter onzeker. Hierop zal in §3.3 verder ingegaan worden.

		Peck		Sagaseta V_s [%]
		V_s [%]	i [-]	
Noord I	raai C	0,76	5,6	2,5
	raai F	0,55	5,6	2,1
Noord II	raai A	0,21	6,1	0,65
	raai C	0,22	6,1	0,67
	raai F	0,38	6,8	1,05
	raai G	0,44	6,7	1,30
Zuid I	raai O	0,13	6,0	0,45
	raai Q	-	-	-
Zuid II	raai O	0,40	5,4	1,45
	raai Q	0,25	5,5	0,90

Tabel 3.1 Invoer parameters empirische / analytische modellen op basis van metingen

3.2 Calibratie verplaatsingen in langsrichting

Calibratie van de verticale verplaatsingen in langsrichting is enkel gebeurd aan de hand van de formules van Sagaseta (zie §2.2). Ook nu kan slechts de waarde voor V_s gevarieerd worden. Ter hoogte van de as van de tunnel ($x = 0$) reduceert de formule voor Sagaseta voor de verticale verplaatsingen w_z tot :

$$w_z = \frac{V_s}{2h\pi} \left[1 + \frac{y}{\sqrt{y^2 + h^2}} \right]$$

Een overzicht van de verschillende 'fits' is gegeven in bijlage II In deze bijlagen is te zien dat de verschillen aanzienlijk blijven.

Aangezien binnen de formules van Sagaseta de waarde voor het volumeverlies V_s de enige variabele is waarmee het maken van een 'fit' gerealiseerd kan worden¹, is het maken van een 'fit' veelal beperkt gebleven tot calibratie van maximale zakkingen. De initiële zakkingen wijken dan ook aanzienlijk af van hetgeen gemeten is.

Opvallend zijn wederom de relatief grote waarden voor V_s waarmee gerekend dient te worden. Qua orde grootte komen de waarden overeen met hetgeen bepaald is in §3.1 (vgl. MV42 en MV50 met bijlage I). Indien 'gefit' wordt op initiële zakkingen blijkt de waarde voor het volumeverlies V_s aanzienlijk lager te liggen.

De vorm van de gemeten langstroggen wijkt aanzienlijk af van de door Sagaseta voorspelde troggen. Niet alleen de initiële zakkingen, maar vooral de snelheid waarmee de uiteindelijke zakkingen optreden wijken aanzienlijk af. Door Sagaseta wordt een geleidelijker toename van de zakkingen voorspeld.

3.3 Aanpassing formule van Peck en relatie Peck-parameter i

Uit het voorgaande is gebleken dat de met behulp van de methode van Peck relatief de beste 'fits' voor de verticale verplaatsingen aan het maaiveld in dwarsrichting te verkrijgen zijn. Wanneer de metingen kritisch beschouwd worden blijkt dat loodrecht op de boorrichting asymmetrische troggen ontstaan. Deze asymmetrie kan veroorzaakt worden door oa. lokale bodemomstandigheden, stuurcorrecties en bochten (oversnijding) en eventuele asymmetrie in het groutproces bij het vullen van de staartspleet.

Aangezien binnen de huidige formulering van Peck geen mogelijkheden bestaan om asymmetrische troggen te voorspellen, wordt door het Projectbureau Boortunnels PBBT de volgende aanpassing van de formule van Peck voorgesteld [6]:

$$w(x) = \frac{V_s}{i\sqrt{2\pi}} \left[e^{\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right)} + \beta_r e^{\left(\frac{-(x-\alpha D)^2}{2i^2}\right)} + \beta_l e^{\left(\frac{-(x+\alpha D)^2}{2i^2}\right)} \right]$$

¹ de overige variabelen, d.i. diepteligging h en afstand tot front y , zijn vastliggende variabelen, bepaald door de geometrie.

met	$w(x)$: verticale verplaatsing	[m]
	x	: horizontale afstand tot tunnel-as (transversaal)	[m]
	V_s	: volume van de zakkingscurve per strekkende meter tunnel	[m ³ /m]
	i	: horizontale afstand van de tunnel-as tot het buigpunt van de zakkingscurve	[m]
	α, β	: coëfficiënten	[-]

De coëfficiënt α geeft de horizontale verschuiving van het punt waarop de maximale verticale verplaatsing optreedt weer. Door middel van de coëfficiënt β wordt de fictieve maximale verticale verplaatsing op de gegeven afstand α uit de as van de tunnel verrekent als percentage van de maximale verticale verplaatsing boven de as.

In tegenstelling tot hetgeen gesteld wordt in [6] leidt aanpassing van de formule van Peck niet tot een beter bruikbare analytisch/empirische formule voor het voorspellen van verticale verplaatsingen aan het maaiveld. De extra invoerparameters α en β zijn op voorhand niet bekend en leiden dus tot een extra onzekerheid vooraf, naast de onzekerheid bij de bepaling van de juiste waarden voor V_s en i (zie ook HF2). De toegevoegde waarde van bovenstaande aangepaste formule blijkt dus beperkt tot postdicties.

Hetzelfde geldt voor de §2.2 genoemde methode van Sagaseta [9]. Middels deze methode is het mogelijk om een goede postdictie te maken van de gemeten verplaatsingen. De voorspellende waarde blijft echter beperkt gezien het feit dat de onzekerheid met betrekking tot de bepaling vooraf van de extra parameters α en ρ te groot is. Mede hierdoor is verder geen aandacht besteed aan de calibratie van deze parameters op basis van de uitgevoerde metingen.

In §2.1 is een aantal veel gebruikte relaties voor de bepaling van de juiste i -waarde gegeven. Voor de specifiek Nederlandse omstandigheden waren tot voor de aanleg van de Tweede Heinenoordtunnel nog geen meetdata beschikbaar welke als onderbouwing van een soortgelijke relatie zouden kunnen dienen.

Bij de aanleg van de Tweede Heinenoordtunnel zijn de volgende dwars-raaien geïnstrumenteerd, aan de hand waarvan de verticale verplaatsingen aan het maaiveld in kaart gebracht zijn:

- 1^e passage Meetveld Noord : raai C en F
- 2^e passage Meetveld Noord : raai A, C, F en G
- 1^e passage Meetveld Zuid : raai O en Q
- 2^e passage Meetveld Zuid : raai O en Q

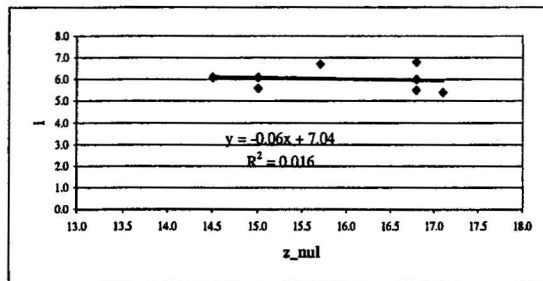
Voor de bepaling van een eventuele relatie voor de juiste i -waarde is gebruik gemaakt van metingen op een afstand 4D achter het boorfront. Aangezien bij de eerste passage van Meetveld Zuid sprake is van maaiveldrijzingen kan in totaal dus gebruik gemaakt worden van een 8-tal metingen.

Allereerst is getracht om een lineair verband vast te stellen tussen de diepteligging van de tunnel en de i -waarde (e.e.a. conform Peck [5], zie ook §2.1). In figuur 3.1 wordt een overzicht gegeven van de uitgevoerde analyses, waarbij verschillende uitgangspunten gehanteerd zijn. Te zien is dat de correlatie die gehaald wordt beperkt blijft tot 0,83 in geval alleen de metingen van de tweede passage van

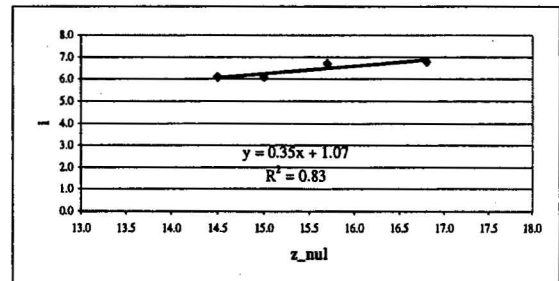
meetveld Noord meegenomen worden. In dat geval kan het verband tussen de Peck-parameter i en de diepteligging z_0 , vergelijkbaar met het lineaire verband zoals genoemd in §2.1, gegeven worden door:

$$i = 0,35 z_0 + 1,07$$

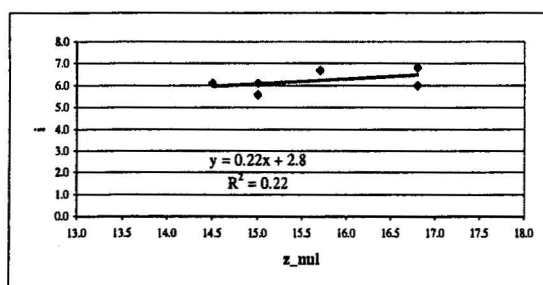
(a) Relatie z_{nul} en i , op basis van alle metingen:



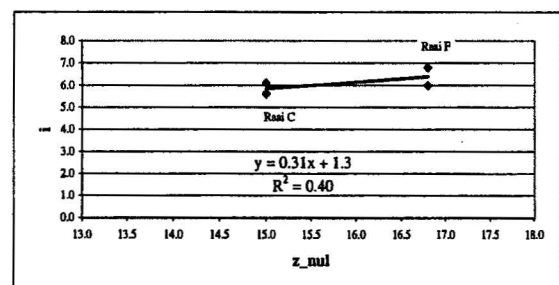
(c) Relatie z_{nul} en i , op basis van alleen de tweede metingen van meetveld noord:



(b) Relatie z_{nul} en i , op basis van de metingen van meetveld noord:



(d) Relatie z_{nul} en i , op basis van alleen de metingen voor raai C en F (Meetveld Noord):



Figuur 3.1 Relatie Peck-parameter i en diepteligging z_0 op basis van verschillende metingen

Op basis van bovenstaande figuur 3.1 is te zien dat het aantal metingen nog te beperkt is om een betrouwbare relatie voor de bepaling van i te rechtvaardigen. De spreiding in de verschillende uitkomsten op basis van de vermelde aannamen is hiervoor te groot. Uitbreiding van de data-sets met metingen afkomstig van toekomstige boortunnel-projecten onder specifiek Nederlandse omstandigheden is echter zeker aan te bevelen en noodzakelijk om te komen tot een deugdelijker bepaling.

Hoofdstuk 4

ANALYSE OPTREDENDE VERPLAATSINGEN

4.1 Oorzaken optredende verplaatsingen

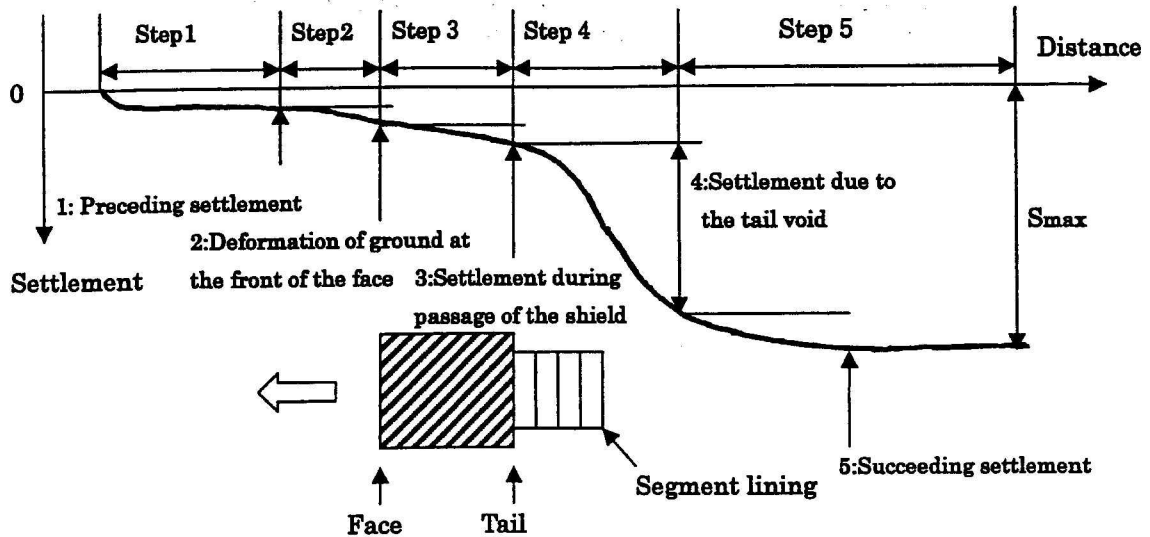
Rondom de tunnelboormachine zal sprake zijn van een boor-/volumeverlies door de aanleg van de tunnel. Als mogelijke oorzaak van dit verlies kan een groot aantal aspecten genoemd worden, t.w.:

- verplaatsingen aan het boorfront als gevolg van onvoldoende ondersteuning van het front tijdens het boorproces;
- extra oversnijding door het gebruik van oversnijdingsmessen om de wrijving langs de tunnelboormachine te reduceren;
- coniciteit van de tunnelboormachine, eveneens om de wrijving langs de mantel van de machine te reduceren;
- extra oversnijding als gevolg van het sturen van de machine;
- staartspleetverlies als gevolg van hetzij het onvolledig vullen van de ruimte tussen tunnelling en omliggende grond met grout, hetzij het consolideren/krimpen van het grout bij uitharden;
- consolidatie / kruip van samendrukbare, cohesieve lagen in de ondergrond.

Om een optimalisatie van het boorproces te realiseren en de optredende verplaatsingen in de ondergrond en aan het maaiveld te minimaliseren is het van belang een beter inzicht te verkrijgen in het aandeel van de verschillende genoemde aspecten op de uiteindelijk optredende verplaatsingen. Op deze manier kan namelijk worden beoordeeld verbetering van welke onderdelen van het boorproces zal leiden tot de grootste beperking van de optredende verplaatsingen.

Veelal wordt de uiteindelijke geregistreerde verplaatsingen/zettingen onderverdeeld in 5-tal fasen (zie ook figuur 4.1):

- Verplaatsingen op grotere afstand van de TBM (1): normaal optredende, veelal uniform verdeelde, zettingen die optreden op grote afstand voorafgaand aan de tunnelboormachine;
- Verplaatsingen direct voorafgaand aan de TBM (2): als gevolg van eventuele onbalans tussen de ondersteuning van het front met de heersende korrel- en waterspanningen zullen verplaatsingen aan het front optreden. Deze verplaatsingen treden direct voorafgaand aan de TBM op en zijn in sterke mate afhankelijk van de mogelijkheden tot beheersing van de te hanteren steundruk aan het front;
- Verplaatsingen tijdens passage van de TBM (3): als gevolg van coniciteit en (eventuele) oversnijding door gebruik van oversnijdingsmessen en stuurcorrecties zullen tijdens passage van de machine verplaatsingen boven het schild optreden;
- Verplaatsingen t.g.v. staartspleetverlies (4): bij het voortgaan van de machine wordt de ruimte die direct achter de machine ontstaat rondom de lining geïnjecteerd met een groutmengsel. Dit zal resulteren in verplaatsingen. De grootte van deze verplaatsing hangt af van de manier waarop het grout wordt aangebracht en de mate waarin de staartspleet gevuld wordt;
- Lange termijn zettingen (5): door verstoring van de ondergrond kunnen met name in slappere, slecht doorlatende, cohesieve grondsoorten lange termijn zettingen optreden, dit als gevolg van de relatief langzame dissipatie van wateroverspanningen in deze grondsoorten en kruip.



Figuur 4.1 Fasering optredende verplaatsingen [7]

Door middel van een analyse van de optredende verplaatsingen in langsrichting kan inzicht verkregen worden orde grootte van de verschillende aandelen. In de volgende paragrafen zal hier nader op ingegaan worden, zowel voor de gemeten verplaatsingen aan het maaiveld als in de ondergrond.

Op basis van gegevens verkregen uit een literatuurstudie wordt in [6] het volgende overzicht gegeven:

Tabel 4.1 Aandeel verschillende fasen boorproces in verticale verplaatsingen aan het maaiveld

	fase 1/2 [%]	fase 3 [%]	fase 4 [%]	fase 5 [%]
Niet cohesieve grondsoorten - Meetveld Noord -	20	37	33	10
Cohesieve grondsoorten - Meetveld Zuid -	10	16	21	51

4.2 Analyse verplaatsingen in langsrichting - maaiveld -

Ten behoeve van de analyse van de verplaatsingen in langsrichting zijn, naast de absolute waarden, de metingen genormaliseerd naar de laatst gemeten waarde, d.i. veelal op een afstand gelijk aan ca. 80 m (d.i. 10D) achter het boorfront. De normalisatie van de verplaatsingen in langsrichting is weergegeven in bijlage III t/m VI. In onderstaande tabel 4.2 wordt een overzicht gegeven van de belangrijkste resultaten.

Tabel 4.2a Aandeel verschillende fasen boorproces in verticale verplaatsingen aan het maaiveld Meetveld Noord

	Opnemer	w_{max} [m]	fase 1/2 [%]	fase 3 [%]	fase 4 [%]	fase 5 [%]
Noord I - raai K -	MV81	-0.032	15	50	30	5
	MV83	-0.025	10	40	45	5
	EX7 (mv)	-0.028	20	40	30	10
	Gem.	-0.028	15	45	35	5
Noord II - raai L -	MV50	-0.012	0	65	25	10
	MV87	-0.012	25	60	10	5
	MV89	-0.008	20	35	35	10
	EX11 (mv)	-0.006	20	25	55	0
	Gem.	-0.010	15	45	30	10

Tabel 4.2b Aandeel verschillende fasen boorproces in verticale verplaatsingen aan het maaiveld Meetveld Zuid

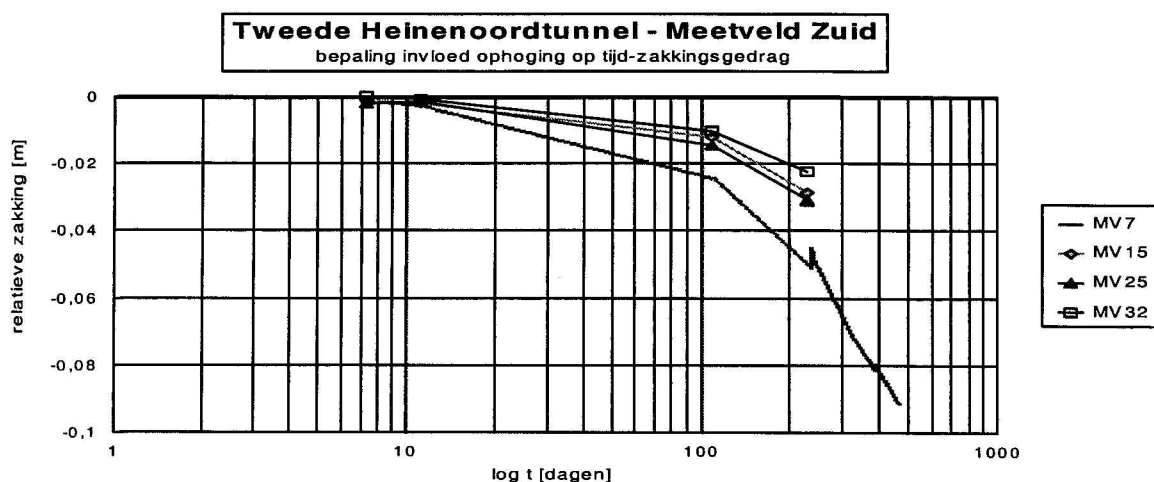
	Opnemer	w_{max} [m]	fase 1/2 [%]	fase 3 [%]	fase 4 [%]	fase 5 [%]
Zuid I - raai T -	MV27	-0.012	-	-	20	30
	MV26	-0.013	-	-	20	15
	MV25	-0.007	50	-30	50	30
	MV7	-0.002	80	-240	80	180
	MV23	-0.003	-50	0	0	150
	MV22	-0.007	10	30	10	50
	EX1 (mv)	0.001	-	-	-	-
	Gem.	-0.006	20	-60	35	105
Zuid II - raai U -	MV15	-0.011	5	10	75	5
	MV29	-0.005	20	10	50	20
	MV30	-0.008	5	60	25	10
	EX5 (mv)	-0.007	20	5	65	10
	Gem.	-0.008	10	25	50	15

Op basis van bovenstaande gegevens blijkt interpretatie van de metingen bij de eerste passage van Meetveld Zuid niet goed mogelijk. De geregistreerde verticale verplaatsingen aan het maaiveld vertonen een grote mate van spreiding, die te wijten is aan een variatie in het boorproces (zie ook [9]). Ter plaatse van zakbaak MV26 en MV27 is de eerste meting uitgevoerd na passage van de TBM. De overige zakbaken laten een rijzing boven de machine zien. Ook boven de staartspleet is bij zakbaak MV22, MV23 en MV7 sprake van rijzing aan het maaiveld. Door consolidatie verdwijnt de rijzing en is op langere termijn sprake van een zakking.

Aan de hand van de gegevens in tabel 4.2 blijkt dat de verticale verplaatsingen aan het maaiveld voor het boorfront (d.i. fase 1/2) veelal beperkt zijn gebleven tot 15-20 % van de maximale zakking. Dit duidt op een goede ondersteuning van het boorfront.

Het grootste aandeel van de maximale zakking treedt op direct boven de machine (fase 3) en boven de staartspleet (fase 4). Hierbij valt op dat het laatste aandeel bij de eerste passage van Meetveld Noord groter uitvalt dan bij de tweede passage van het meetveld. Dit duidt op een betere vulling van de staartspleet. De ervaringen die opgedaan zijn bij eerdere passages kunnen hierbij een rol spelen, zodat het groutproces beter gecontroleerd kan worden. Het feit dat de maximale waarde van de zakking bij de eerste passage van Meetveld Noord opmerkelijk groter is dan bij de tweede passage duidt hier eveneens op.

Bij een vergelijking van de metingen met betrekking tot de laatste fase van het boorproces (fase 5) blijft het aandeel bij de passages van Meetveld Noord beperkt tot 5-10 % van de maximale zakking. Op basis van de metingen bij m.n. de eerste passage van Meetveld Zuid blijkt een groot deel van de uiteindelijke maximale zetting afkomstig uit consolidatie. Bij de tweede passage van Meetveld Zuid lijkt dit aandeel aanmerkelijk kleiner. Een mogelijke oorzaak hiervan is dat de gehanteerde groutdruk bij de eerste passage hoger geweest is dan bij de tweede passage. Doordat de tunnel ter plaatse van Meetveld Zuid door slechtdoorlatende lagen geboord wordt, zal het enige tijd duren voor de gegenereerde wateroverspanningen verdwenen zijn. Door de hogere groutdruk bij de eerste passage zal dit langer duren. Uit bijlage VII blijkt dat de gehanteerde drukken elkaar echter slechts weinig ontlopen. De aanwezigheid van de naast het meetgebied gelegen kanteldijk kan een andere mogelijke oorzaak zijn voor het waargenomen verschil in tijdsafhankelijke zakking. De afstand tussen de tunnel en de dijk is kleiner bij de tweede passage. De invloed van de voorbelasting door de kanteldijk zal hier groter zijn. Opgemerkt wordt dat voor het aanbrengen van de verschillende meetinstrumenten over het gehele meetgebied een ophoging is aangebracht. Deze ophoging maakt het moeilijk om een onderscheid te maken tussen de tijdsafhankelijke zakkingen die ontstaan als gevolg van het boorproces en het aandeel van deze zakking dat afkomstig is van de aangebrachte ophoging. Op basis van de weergave van het tijd-zakkingsgedrag ter plaatse van Meetveld Zuid, zoals gegeven in onderstaande figuur 4.2, blijkt dat de aangebrachte ophoging een dominant effect heeft op de verplaatsingen. De verstoring van het tijd-zakkingsgedrag door het boorproces blijkt zeer beperkt.



Figuur 4.2 Invloed ophoging en boorproces op tijd-zakkingsgedrag - Meetveld Zuid

Het aandeel van de laatste fase (fase 5) bij de beide passages van Meetveld Noord is klein, ca. 5%. De tunnel wordt hier geboord door zandige lagen.

4.3 Analyse verplaatsingen in langsrichting - ondergrond -

Door vergelijking van de verticale verplaatsingen die optreden in de ondergrond, in combinatie met de horizontale verplaatsingen die gemeten zijn door middel van hellingmeetbuizen, kan een inzicht gekregen worden in de richting van de verplaatsingen. Bij de derde en tweede orde evaluatie is hieraan reeds aandacht besteed. Hierbij is geconcludeerd dat de grond naast de tunnel wordt opgespannen, terwijl boven de tunnel sprake is van een ontspanning van de ondergrond². Dit resulteert in een ovalisatie van het boorgat.

Om een beter inzicht te krijgen in de mogelijke oorzaken van de verplaatsingen in de ondergrond en de mate van spreiding is ook voor de verplaatsingen in de ondergrond een analyse gedaan waarbij de verplaatsingen genormaliseerd zijn naar de laatst gemeten waarde van de verticale verplaatsing. De resultaten zijn eveneens weergegeven in de bijlagen III t/m VI. Opnieuw zijn de gemeten verplaatsingen genormaliseerd naar de maximum gemeten waarde op ca. 80 m (10D) achter het boorfront.

De opnemers van de gebruikte extensometers bevinden zich op verschillende diepten, t.w.:

- opnemers boven niveau bk tunnel:
 - opnemer A : ca. NAP -3,50 m
 - opnemer B : ca. NAP -6,50 m
- opnemers naast de tunnel:
 - opnemer C : ca. NAP -9,50 m
 - opnemer D : ca. NAP -12,50 m
 - opnemer E : ca. NAP -15,50 m
- opnemer beneden niveau ok tunnel:
 - opnemer F : ca. NAP -18,50 m.

² bij de eerste passage van Meetveld Zuid is zelfs sprake van een opspanning van zowel de grond boven, als naast de tunnel, hetgeen duidt op expansie van het boorgat.

Tabel 4.2a Aandeel verschillende fasen boorproces in verticale verplaatsingen in ondergrond
Meetveld Noord

		opnemer	w_{max} [m]	fase 1/2 [%]	fase 3 [%]	fase 4 [%]	fase 5 [%]	
Noord I - raai A -	EX7 - tunnel -	A	-0,037	10	45	35	10	
		B	-0,038	10	45	35	10	
		MV	-0,027	20	40	30	10	
	EX8	D	-0,009	35	30	30	5	
		E	-0,003	75	5	10	10	
		F	-0,002	-	-	-	-	
MV		-0,017	20	30	40	10		
Noord II - raai A -	EX10	D	-0,003	30	70	20	-20	
		E	-0,001	70	130	-60	-40	
		F	0,001	-	-	-	-	
		MV	-0,004	20	50	30	0	
	EX11 - tunnel -	A	-0,008	20	25	55	0	
		B	-0,006	20	25	55	0	
MV		-0,006	20	25	55	0		

Tabel 4.2b Aandeel verschillende fasen boorproces in verticale verplaatsingen in ondergrond
Meetveld Zuid

		opnemer	w_{max} [m]	fase 1/2 [%]	fase 3 [%]	fase 4 [%]	fase 5 [%]
Zuid I - raai S -	EX1 - tunnel -	A	0,002	-	-	-	-
		B	0,007	-	-	-	-
		MV	0,001	-	-	-	-
	EX2	D	-0,003	-	-	-	-
		E	-0,001	-	-	-	-
		F	-0,0005	-	-	-	-
MV		-0,0005	-	-	-	-	
Zuid II - raai S -	EX4	D	0,0005	-	-	-	-
		E	0,002	20	80	-20	20
		F	0,0025	20	80	-20	20
		MV	-0,003	40	-40	95	5
	EX5 - tunnel -	A	-0,007	20	10	60	10
		B	-0,0075	0	30	60	10
MV		-0,007	20	5	65	10	

Wederom wordt opgemerkt dat de resultaten voor de eerste passage van Meetveld Zuid een grote mate van spreiding vertonen, te wijten aan de variatie in het boorproces bij deze passage. Bovendien blijken de uiteindelijke zakkingen klein, wat normalisatie moeilijk maakt.

De geregistreerde verplaatsingen van de diepste opnemer F blijven dermate klein dat weinig waarde gehecht moet worden aan de onderverdeling van de geregistreerd verplaatsingen naar de verschillende fasen van het boorproces.

Op basis van de uitgevoerde metingen met de extensometers is te zien dat de resultaten van de opnemers A en B boven de tunnel vergelijkbaar zijn met hetgeen gevonden wordt aan het maaiveld

(zie §4.2). Ook nu treedt het grootste deel van de zakking op boven de TBM en direct na passage (d.i fase3 en fase 4). De opnemers naast de tunnel op het niveau van de tunnel-as daarentegen, lijken er op te wijzen dat een grootste deel van de zakking optreedt bij het naderen en passeren van de machine (d.i fase 1/2 en 3). Bij de tweede passage van zowel Meetveld Noord als Meetveld Zuid worden na passage van de machine (d.i fase 4) rijzingen waargenomen. De waarde van deze rijzingen is echter beperkt tot ca. 1 mm.

Bij de tweede passage van zowel Meetveld Noord als Meetveld Zuid is gekeken naar de extensometers boven en direct naast de eerste tunnelbuis (d.i EX7/8 en EX1/2). De geregistreerde waarden blijven dermate klein dat geconcludeerd wordt dat de invloed van de aanleg van de tweede buis op grotere afstand zeer beperkt is.

COB: K100-W-105-A
GD: CO-384780/41

definitief

augustus / september 1999

Hoofdstuk 5

INVLOED GROUTPROCES OP MAAIVELDZAKKING

Op basis van de resultaten van de tweede en derde orde evaluaties, alsmede de resultaten zoals beschreven in §4.2, is gebleken dat een groot deel van de zakkingen ontstaat na passage van de machine. Dit duidt erop dat oa. een goede controle van het groutproces om de staartspleet te vullen van wezenlijk belang is.

In bijlage VII-a wordt een overzicht gegeven van de gehanteerde injectiedrukken bij de verschillende passages van de beide Meetvelden. Hierbij is de gemiddelde groutdruk per 'Vortrieb' uitgezet tegen de positie van de het boorfront op de lokale x'-as voor de eerste passage van het desbetreffende Meetveld. In de figuren is eveneens de heersende waterspanning aan zowel de bovenzijde als de onderzijde van de tunnel weergegeven. De verschillen tussen de tijdens eerste en tweede passage van Meetveld Noord gehanteerde injectiedrukken blijkt aanmerkelijk. De gehanteerde drukken bij de eerste passage liggen ongeveer op het niveau van de waterspanning ter hoogte van de tunnel-as. Bij de tweede passage liggen de gehanteerde drukken aanmerkelijk hoger, hetgeen dan ook geresulteerd heeft in kleinere maaiveldzakkingen. Voor de passage van Meetveld Zuid blijkt het verschil in gehanteerde druk echter minder. De waarden verschillen weinig voor de beide passages van het Meetveld. Aangezien er echter wel degelijk verschillen waargenomen zijn in de maaiveldzakkingen zullen deze dan ook een andere oorzaak hebben. Hierbij kan gedacht worden aan het volume geïnjecteerd grout.

Theoretisch volume staartspleet per 'Vortrieb':

$$\begin{aligned} V &= 0,25 \pi (8,55^2 - 8,28^2) 1,5 &= 5,4 \text{ m}^3 && \text{zonder oversnijdingsmessen} \\ V &= 0,25 \pi ((8,55 + 0,02)^2 - 8,28^2) 1,5 &= 5,76 \text{ m}^3 && \text{met oversnijdingsmessen} \end{aligned}$$

Bij de eerste passage is sprake van een overmatige injectie van de staartspleet tot ca. 6 à 6,5 m³ per 'Vortrieb'. Dit betekent een teveel aan grout van ca. 20 à 30 % t.o.v. het theoretisch volume van de staartspleet zonder oversnijdingsmessen. Bij de tweede passage is dit verschil aanmerkelijk kleiner. Hier is gemiddeld ca. 5,8 m³ grout per 'Vortrieb' geïnjecteerd, ongeveer 7% meer dan het theoretisch volume van de staartspleet inclusief oversnijdingsmessen.

Getracht is een relatie vast te stellen tussen de hoeveelheid geïnjecteerd grout en de gemeten zakking aan het maaiveld (zie bijlage VII). Op basis van de metingen blijkt een nagenoeg lineair verband te bestaan tussen het volume geïnjecteerd grout en de maaiveldzakking. Bij de beide passages van zowel Meetveld Noord als Meetveld Zuid worden verschillen gevonden in het lineaire verband. Dit is mogelijk te wijten aan het gebruik van oversnijdingsmessen bij de tweede passage van zowel Meetveld Noord als Zuid.

Verder wordt in bijlage VII-b een overzicht gegeven van de gehanteerde gemiddelde groutdruk tegen het totaal geïnjecteerde volume. Hierbij is zowel het volume weergegeven in m³ als aantal slagen per 'Vortrieb'. Op basis van deze gegevens kan geconcludeerd worden dat de het sturen van het groutproces op volume weinig zegt over de injectiedruk. Dit wordt duidelijk bij de gegevens van zowel de eerste passage van Meetveld Noord als Zuid.

Reeds in de derde en tweede orde evaluaties is geconstateerd dat de spreiding in de meting van het volume geïnjecteerd grout door middel van het aantal slagen bij de pomp niet erg betrouwbaar is. Dit door de variatie van het volume dat per slag verpompt wordt. Het volume grout uitgedrukt in m^3 is dan ook meer geschikt voor een betrouwbaarder evaluatie van een eventuele relatie tussen volume en druk.

Aangezien bij de op dit moment gangbare modellen voor het ontwerp van boortunnels de injectiedruk een van de gebruikte invoerparameters is bij bv. de bepaling van de optredende zakkingen aan het maaiveld, lijkt beheersing van dergelijke zakkingen door een volumegestuurd groutproces moeilijk. Aangezien in de praktijk een dergelijke sturing op druk moeilijk uitvoerbaar blijkt, verdient het in de toekomst aanbeveling om bij het uitvoeren van modelberekeningen meer aandacht te besteden aan de werkelijke verplaatsingen die rondom het boorgat optreden en de bij behorende verplaatsingen aan het maaiveld en in de ondergrond. Op die manier kan een beter inzicht verkregen worden in de relatie tussen de hoeveelheid geïnjecteerd grout en de (berekende) optredende verplaatsingen om zodoende de gevolgen van het boorproces op de omgeving te beheersen.

Hoofdstuk 6

CONCLUSIES & AANBEVELINGEN

Op basis van het voorafgaande kunnen de volgende conclusies en aanbevelingen gegeven worden:

- de optredende verplaatsingen aan het maaiveld zijn op voorhand niet te voorspellen met behulp van de analytische methoden. Ter plaatse van de Meetgebieden blijken de maximale verticale verplaatsingen aan het maaiveld boven de tunnelas bij de uitgevoerde predicties met Peck in de meeste gevallen af te wijken van de gemeten waarden. Veelal wordt de zakking overschat. Hieruit blijkt dat de onzekerheid bij de bepaling van de waarde voor V_s groot is.
- de vorm van de zakkingcurve aan het maaiveld zal uitgaande van de analytische methoden onder alle omstandigheden symmetrisch zijn t.o.v. de tunnel-as. In werkelijkheid is dit niet het geval. Zoals uit de metingen blijkt, leidt een aantal factoren, waaronder de lokale bodemomstandigheden, sturen van de TBM, tot een enigszins asymmetrische zakkingcurve. Aanpassing van de formule van Peck middels het doorvoeren van een asymmetrische ligging van de tunnel (parameters α en β) conform [6] leidt niet tot een bruikbaar model voor eventuele predicties in de toekomst. Het aantal onzekerheden bij de bepaling van de benodigde invoerparameters is hiervoor te groot.
- op basis van het beperkt aantal metingen is een betrouwbare relatie voor de bepaling van i moeilijk te rechtvaardigen. De spreiding in de verschillende uitkomsten op basis van de vermelde aannamen is hiervoor te groot. Uitbreiding van de data-sets met metingen afkomstig van toekomstige boortunnel-projecten onder specifiek Nederlandse omstandigheden is echter zeker aan te bevelen en noodzakelijk om te komen tot een deugdelijker bepaling.
- de verticale verplaatsingen aan het maaiveld voor het boorfront (d.i. fase 1/2) blijven veelal beperkt zijn gebleven tot 15-20 % van de maximale zakking. Dit duidt op een goede ondersteuning van het boorfront. Het grootste aandeel van de maximale zakking treedt op direct boven de machine (fase 3) en boven de staartspleet (fase 4) en bedraagt ca. 75 % van de uiteindelijke zakking. Het aandeel van de laatste fase (fase 5) bij de beide passages van Meetveld Noord is klein, ca. 5%. De tunnel wordt hier geboord door zandige lagen. Ter plaatse van Meetveld Zuid is dit aandeel groter, ca. 20%. Door het aanwezigheid van de aangebrachte voorbelasting boven het Meetveld is scheiding tussen het aandeel tijdsafhankelijke zakking door het boorproces en de ophoging niet goed mogelijk.
- op basis van de metingen blijkt een nagenoeg lineair verband te bestaan tussen het volume geïnjecteerd grout en de maaiveldzakking.
- op basis van een vergelijking van het volume geïnjecteerd grout en de gehanteerd groutdruk kan geconcludeerd worden dat de het sturen van het groutproces op volume weinig zegt over de injectiedruk. Aangezien bij de op dit moment gangbare modellen voor het ontwerp van boortunnels de injectiedruk een van de gebruikte invoerparameters is bij bv. de bepaling van de optredende zakkingen aan het maaiveld, lijkt beheersing van dergelijke zakkingen door een volumegestuurd groutproces moeilijk. Door bij het uitvoeren van modelberekeningen meer aandacht te besteden aan de werkelijke verplaatsingen die rondom het boorgat optreden en de bij behorende verplaatsingen aan het maaiveld en in de ondergrond, kan een beter inzicht verkregen worden in de relatie tussen de hoeveelheid geïnjecteerd grout en de (berekende) optredende verplaatsingen. Een betere beheersing van de gevolgen van het boorproces op de omgeving lijkt dan mogelijk.

COB: K100-W-105-A
GD: CO-384780/41

definitief

augustus / september 1999

Literatuur

- [1] CUR/COB Gouda, Evaluatierapport 'Evaluatie geotechnische metingen meetgebied Noord (1^e passage)', rapport-nummer COB: K100-W-059, rapportnummer GD: CO-371820/29, oktober 1997
- [2] CUR/COB Gouda, Evaluatierapport 'Evaluatie geotechnische metingen meetgebied Zuid (1^e passage)', rapport-nummer COB: K100-W-071, rapportnummer GD: CO-371820/57, juni 1998
- [3] CUR/COB Gouda, Evaluatierapport 'Evaluatie geotechnische metingen meetgebied Noord (2^e passage)', rapport-nummer COB: K100-W-085, rapportnummer GD: CO-371820/70, november 1998
- [4] CUR/COB Gouda, Evaluatierapport 'Evaluatie geotechnische metingen meetgebied Zuid (2^e passage)', rapport-nummer COB: K100-W-090, rapportnummer GD: CO-371820/75, november 1998
- [5] Peck, R.B., 'Deep excavations and tunneling in soft ground' State of the report, Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 225-290 Mexico, 1969
- [6] Projectbureau Boortunnels, 'Gronddeformaties in de meetvelden van het COB en van het Projectbureau Noord-Zuidlijn', rapport-nummer COB: K100-W-073, 21 januari 1999.
- [7] Sugyama et al, 'Observations of ground movements during tunnel construction by slurry shield method at the Docklands Light Railway Lewisham Extension – East London', Japanese Geotechnical Society Soils and Foundations Vol39, No. 3 99-112, Juni 1999
- [8] Sagaseta, C., Analysis of undrained soil deformation due to ground loss, *Géotechnique* 37, No. 3, 301-320, 1987
- [9] Sagaseta, C., Prediction of patterns of soil deformation around shield tunnels, PGT 7 Syllabus PAO-cursus 'Praktijkonderzoek geboorde tunnels en ontwerpmethoden' 1999

COB: K100-W-105-A
GD: CO-384780/41

definitief

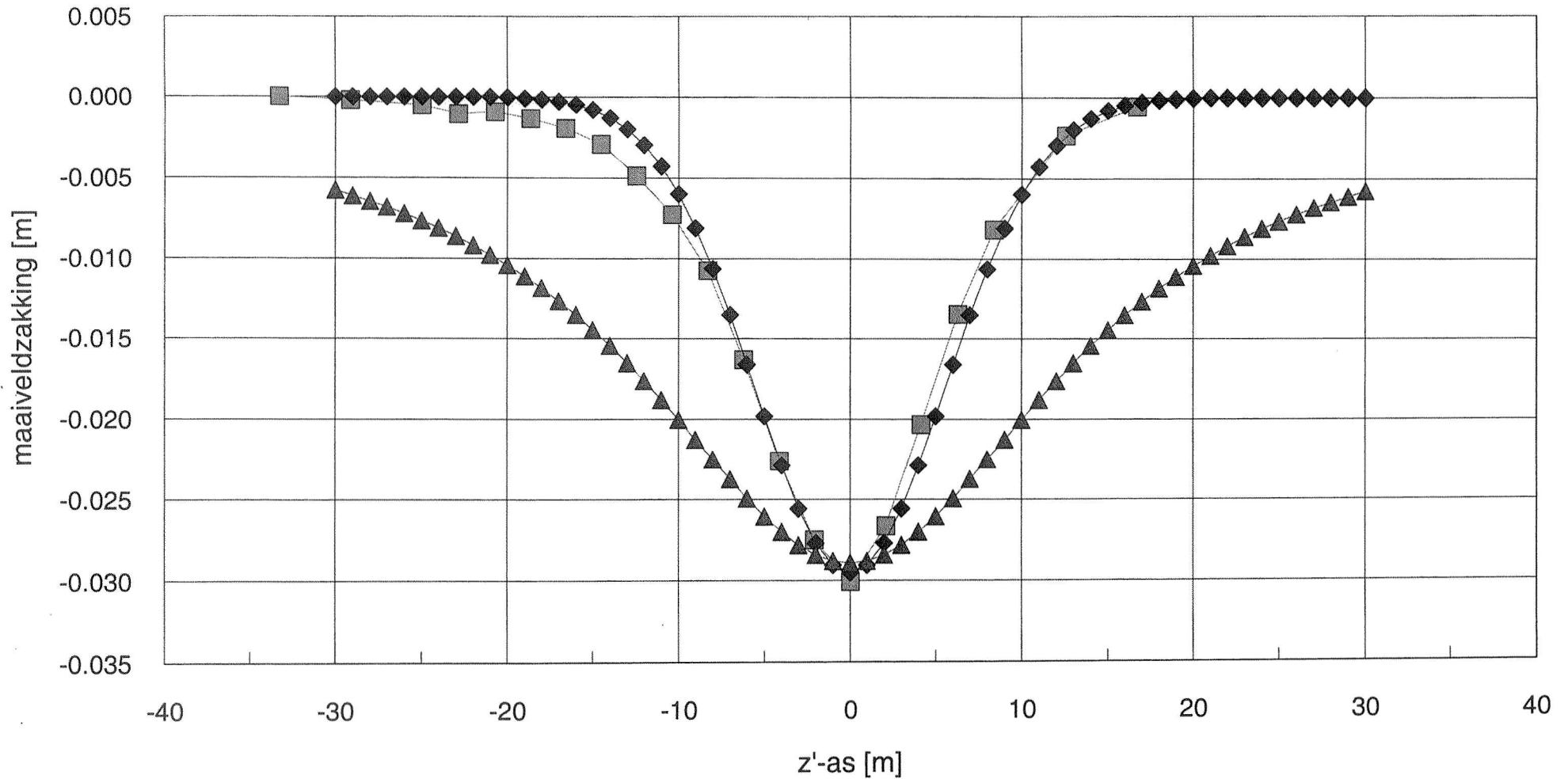
augustus / september 1999

BIJLAGE I

CALIBRATIE VERPLAATSINGEN IN DWARSRICHTING
- Peck -

Tweede Heinenoordtunnel - Meetveld Noord (I)

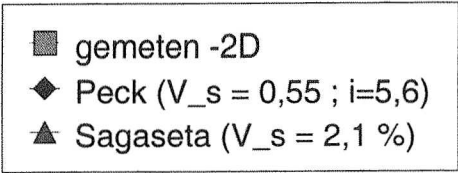
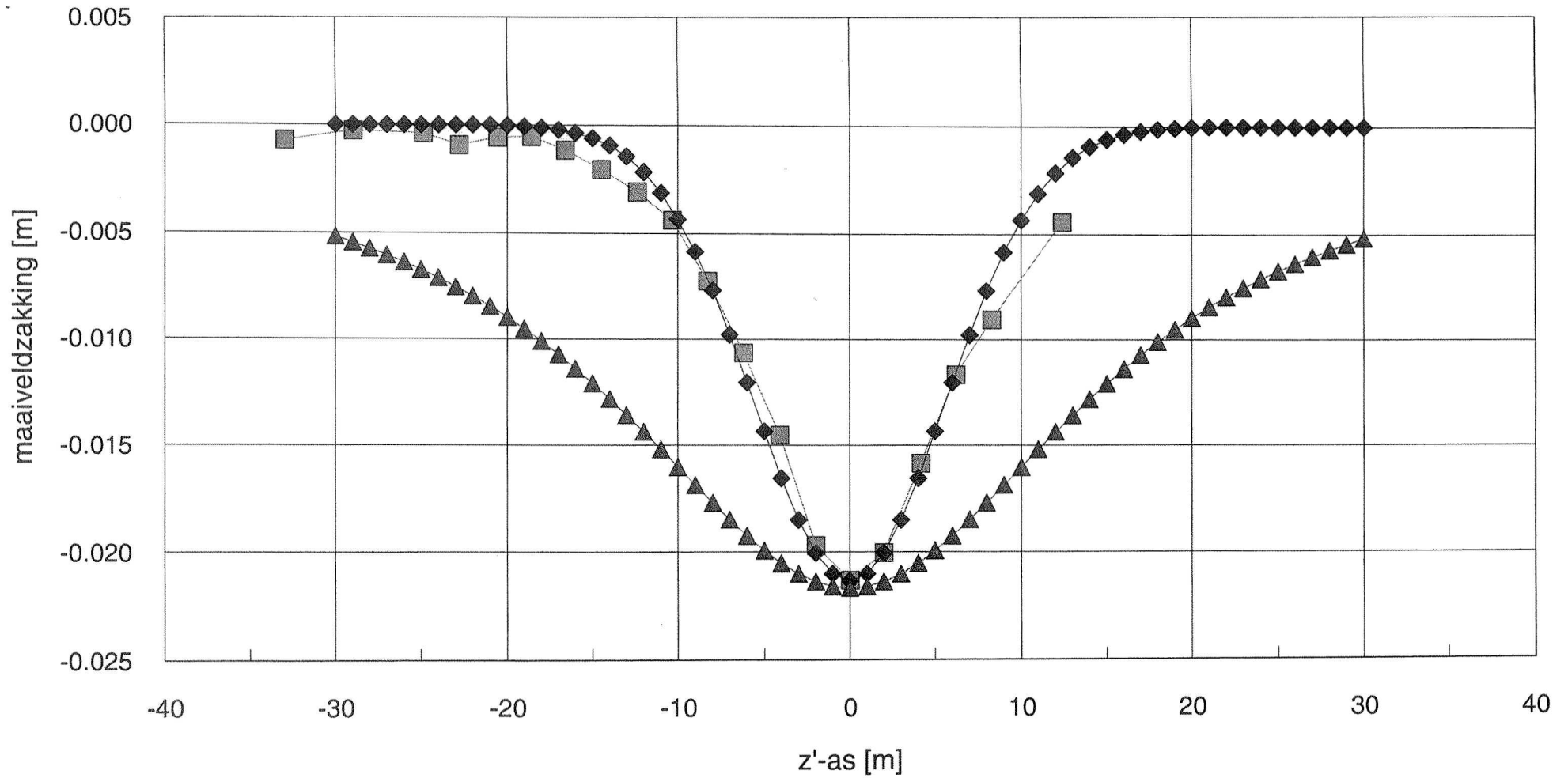
vergelijking metingen met 'fits' - raai C



- gemeten -4D
- ◆ Peck ($V_s = 0,76$; $i=5,6$)
- ▲ Sagaseta ($V_s = 2,5\%$)

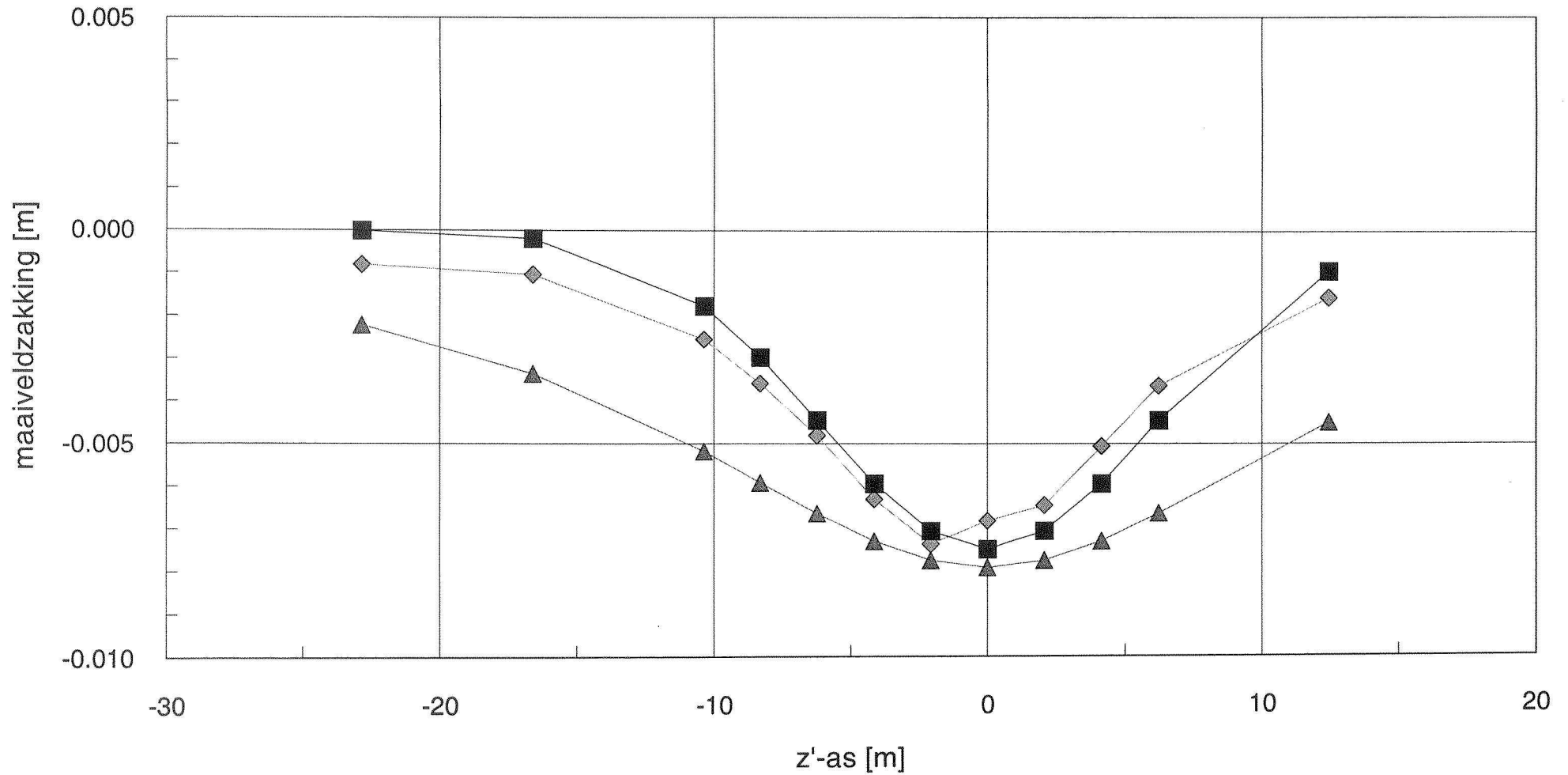
Tweede Heinenoordtunnel - Meetveld Noord (I)

vergelijking metingen met 'fits' - raai F



Tweede Heinenoordtunnel - Meetveld Noord (II)

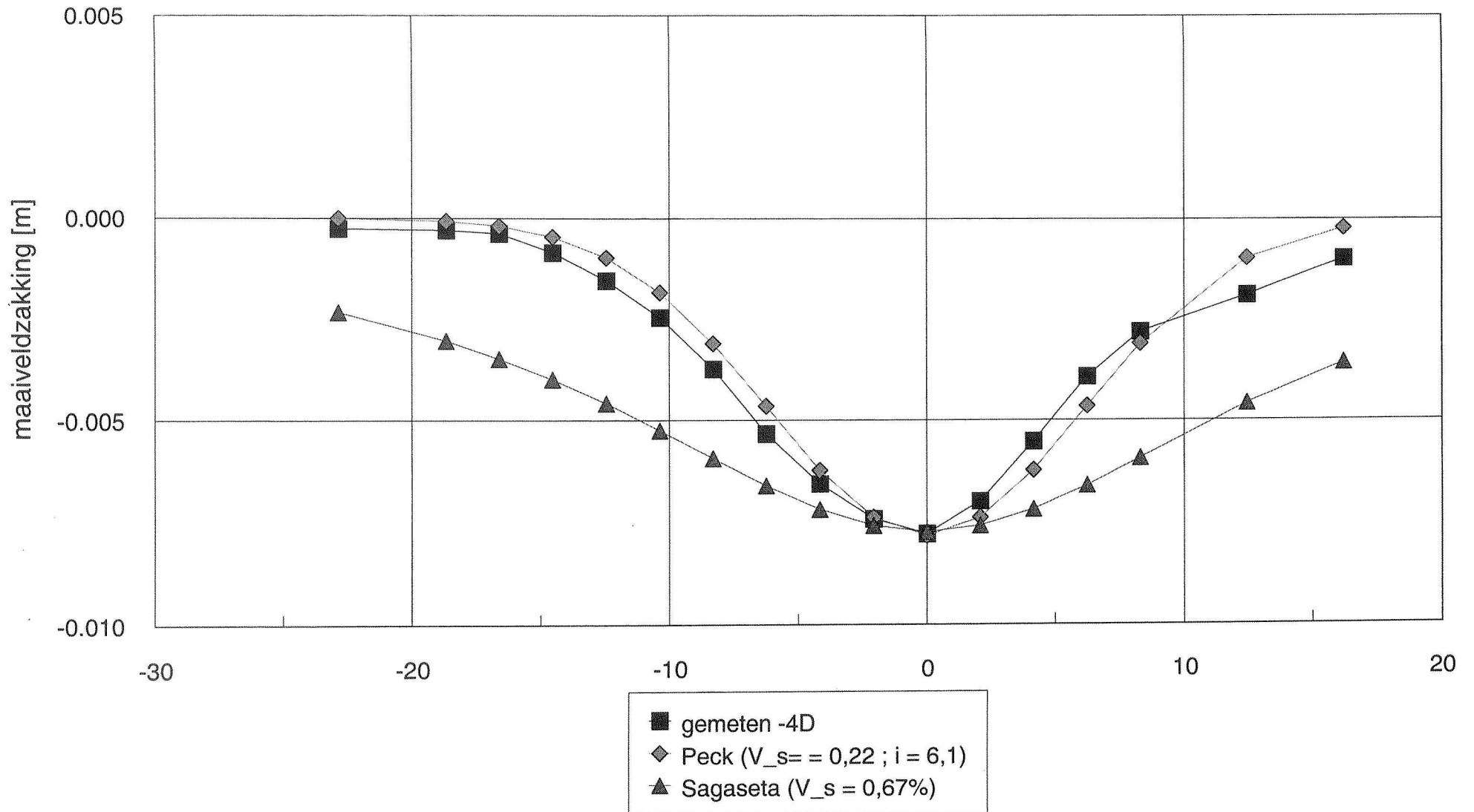
vergelijking metingen met 'fits' - raai A



- ◆ gemeten -4D
- Peck ($V_s = 0,21$; $i = 6,1$)
- ▲ Sagasetta ($V_s = 0,65$ %)

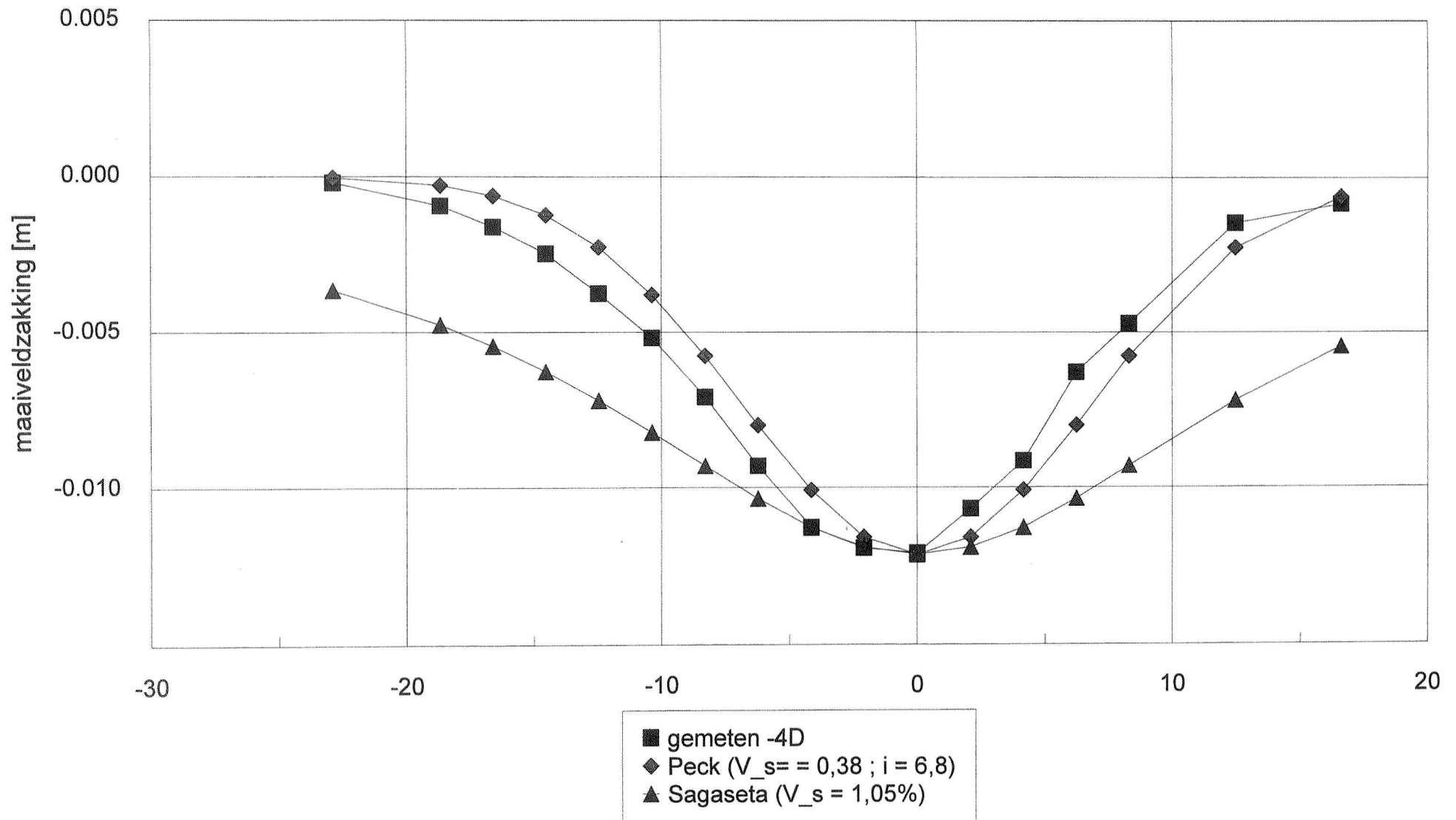
Tweede Heinenoordtunnel - Meetveld Noord (II)

vergelijking metingen met 'fits' - raai C



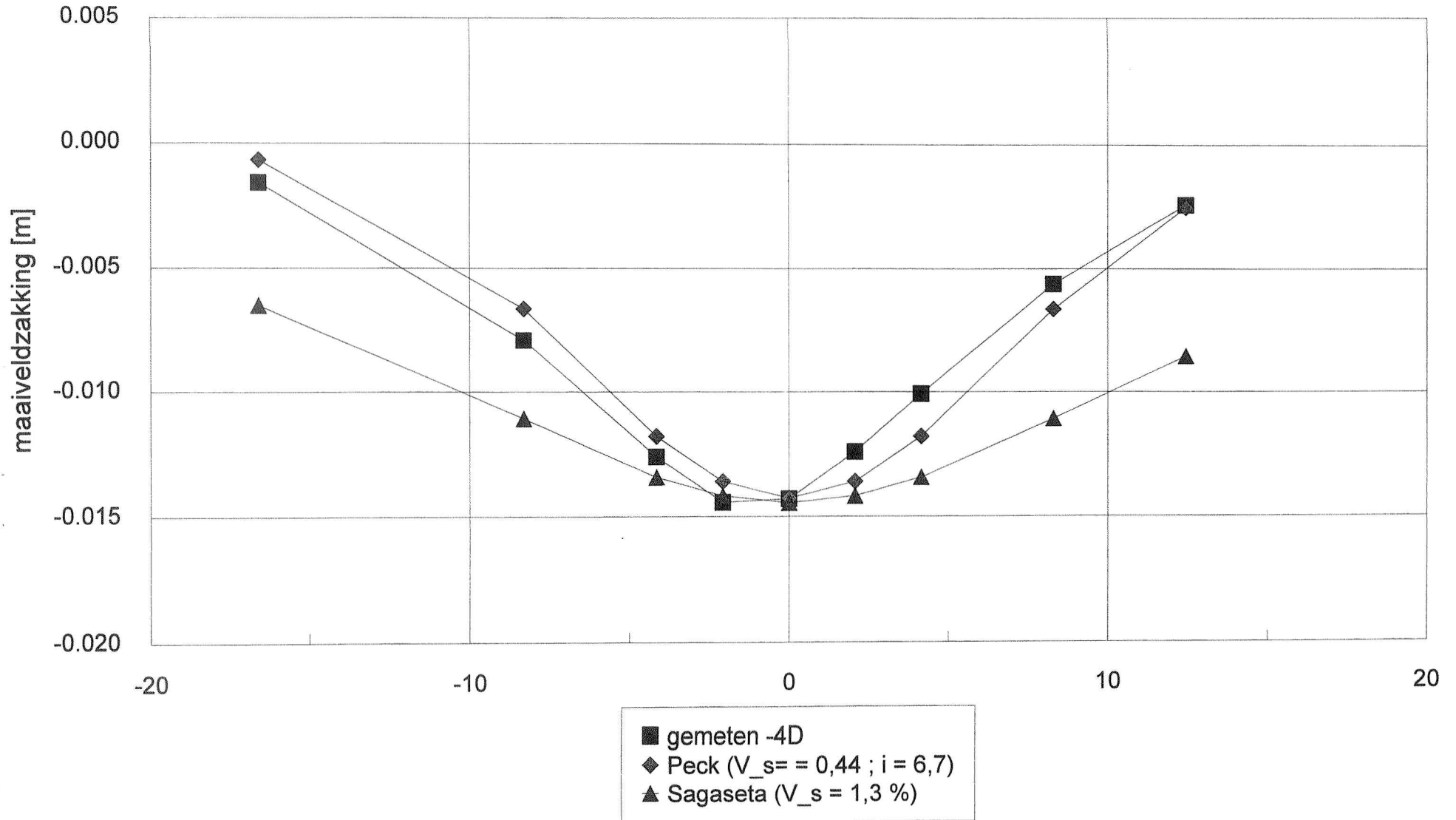
Tweede Heinenoordtunnel - Meetveld Noord (II)

vergelijking metingen met 'fits' - raai F



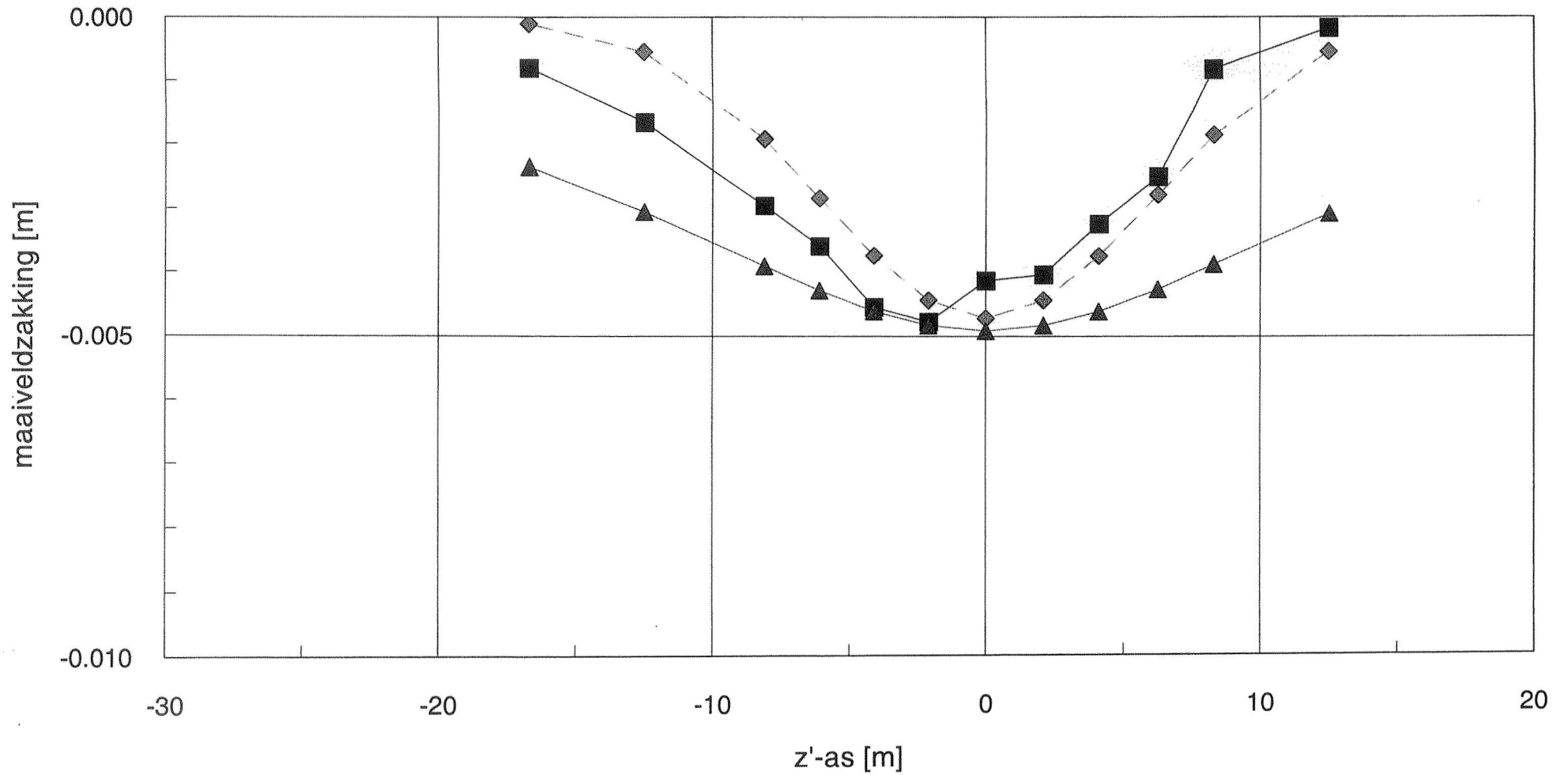
Tweede Heinenoordtunnel - Meetveld Noord (II)

vergelijking metingen met 'fits' - raai G



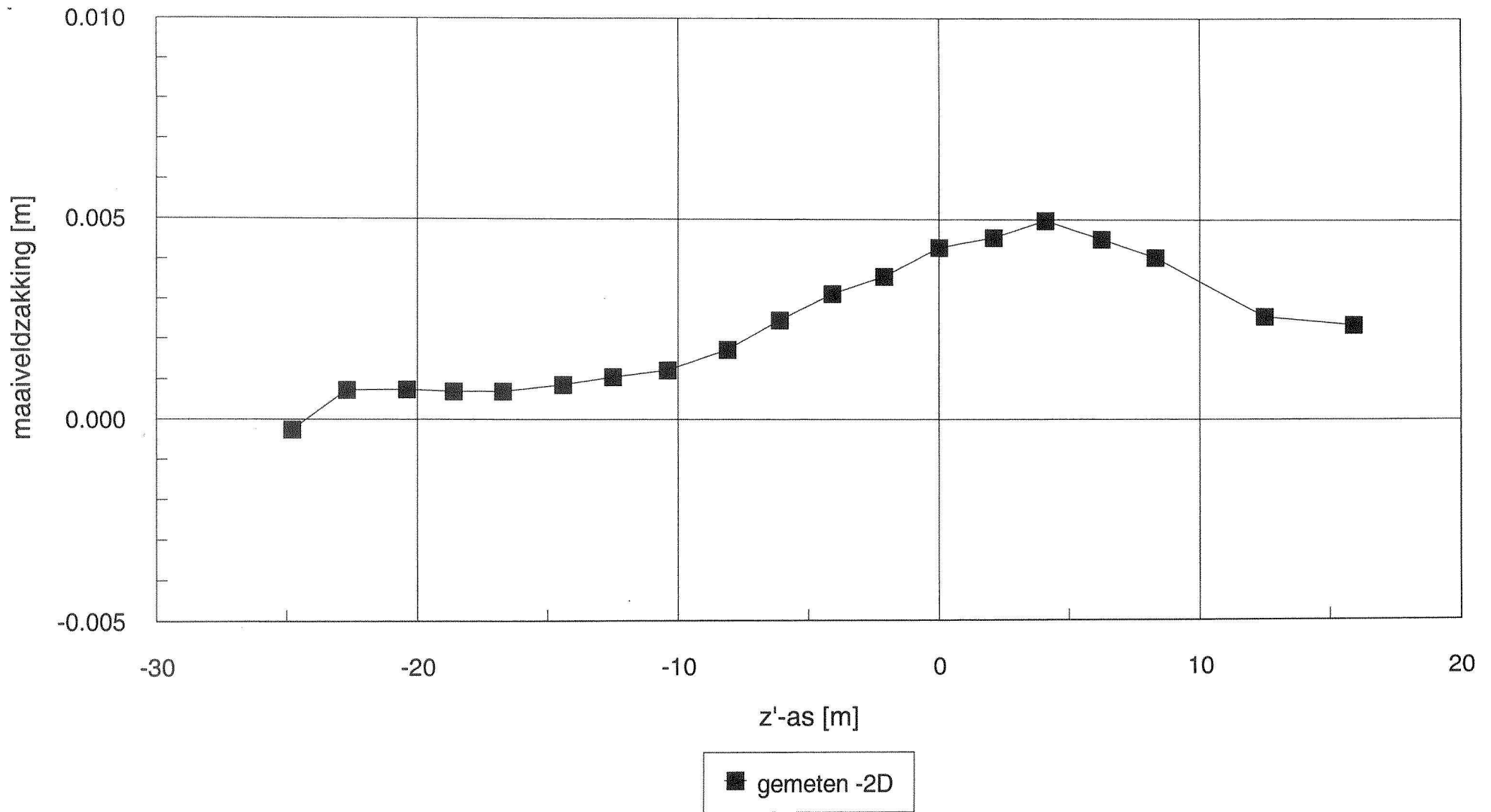
Tweede Heinenoordtunnel - Meetveld Zuid (I)

vergelijking metingen met 'fits' - raai O



- gemeten -2D
- ◆ Peck (V-s = 0,13 ; i = 6)
- ▲ Sagaseta (V_s = 0,45 %)

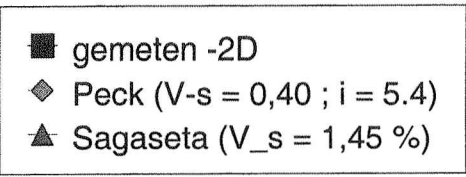
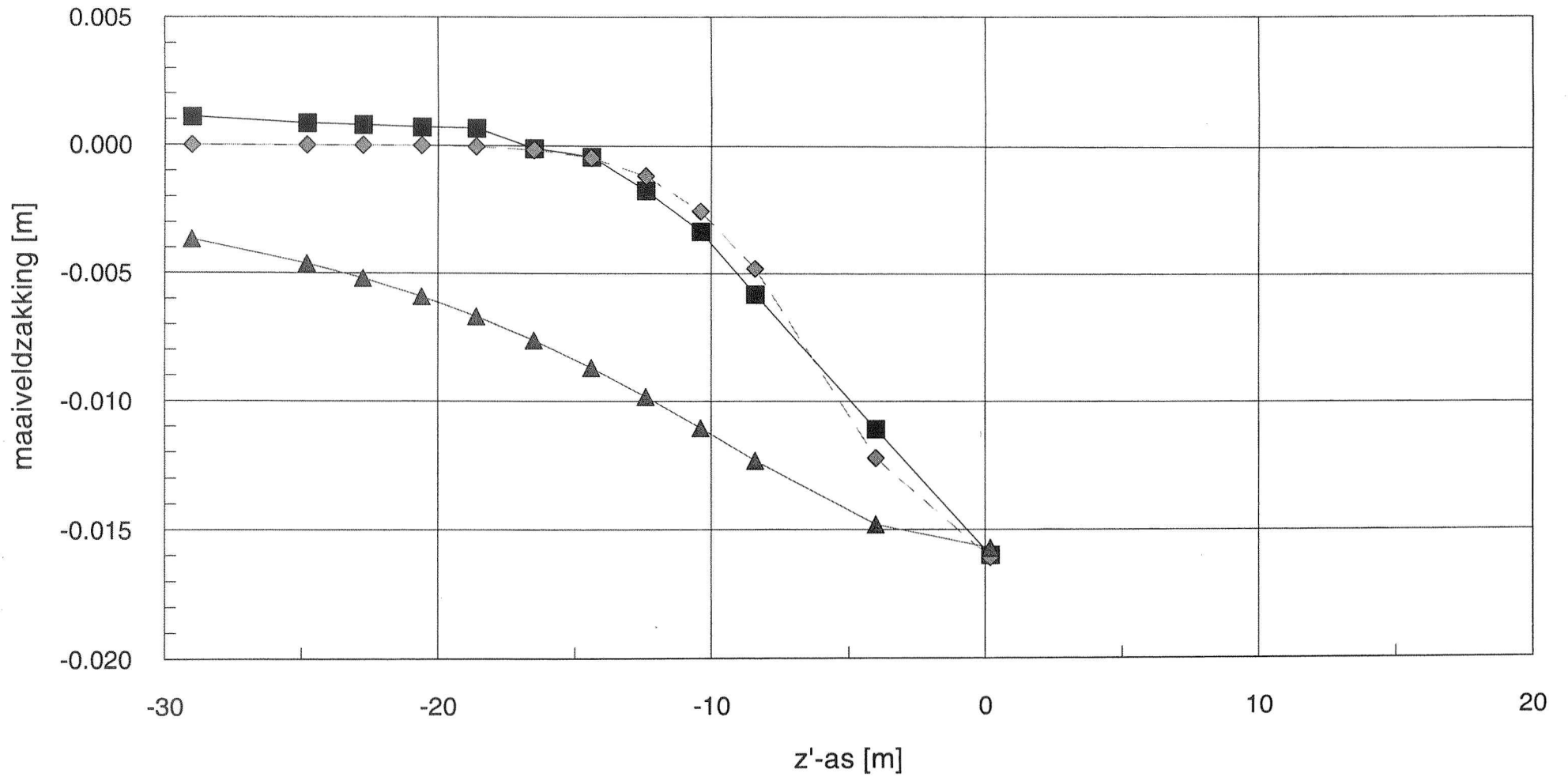
Tweede Heinenoordtunnel - Meetveld Zuid (I)
vergelijking metingen met 'fits' - raai Q



Geen 'fits' mogelijk aangezien er sprake is van maaveldRIJZINGEN !

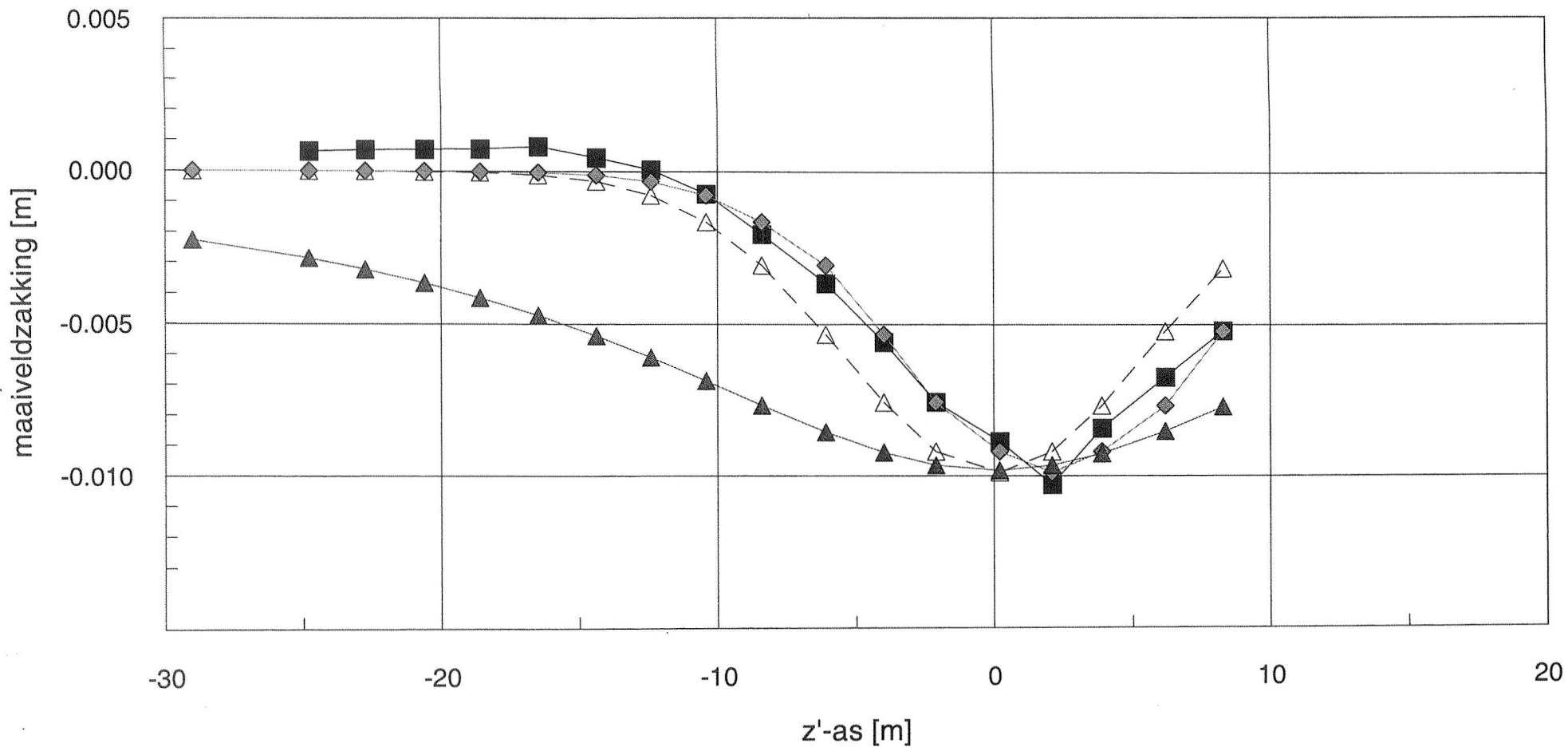
Tweede Heinenoordtunnel - Meetveld Zuid (II)

vergelijking metingen met 'fits' - raai O



Tweede Heinenoordtunnel - Meetveld Zuid (II)

vergelijking metingen met 'fits' - raai Q



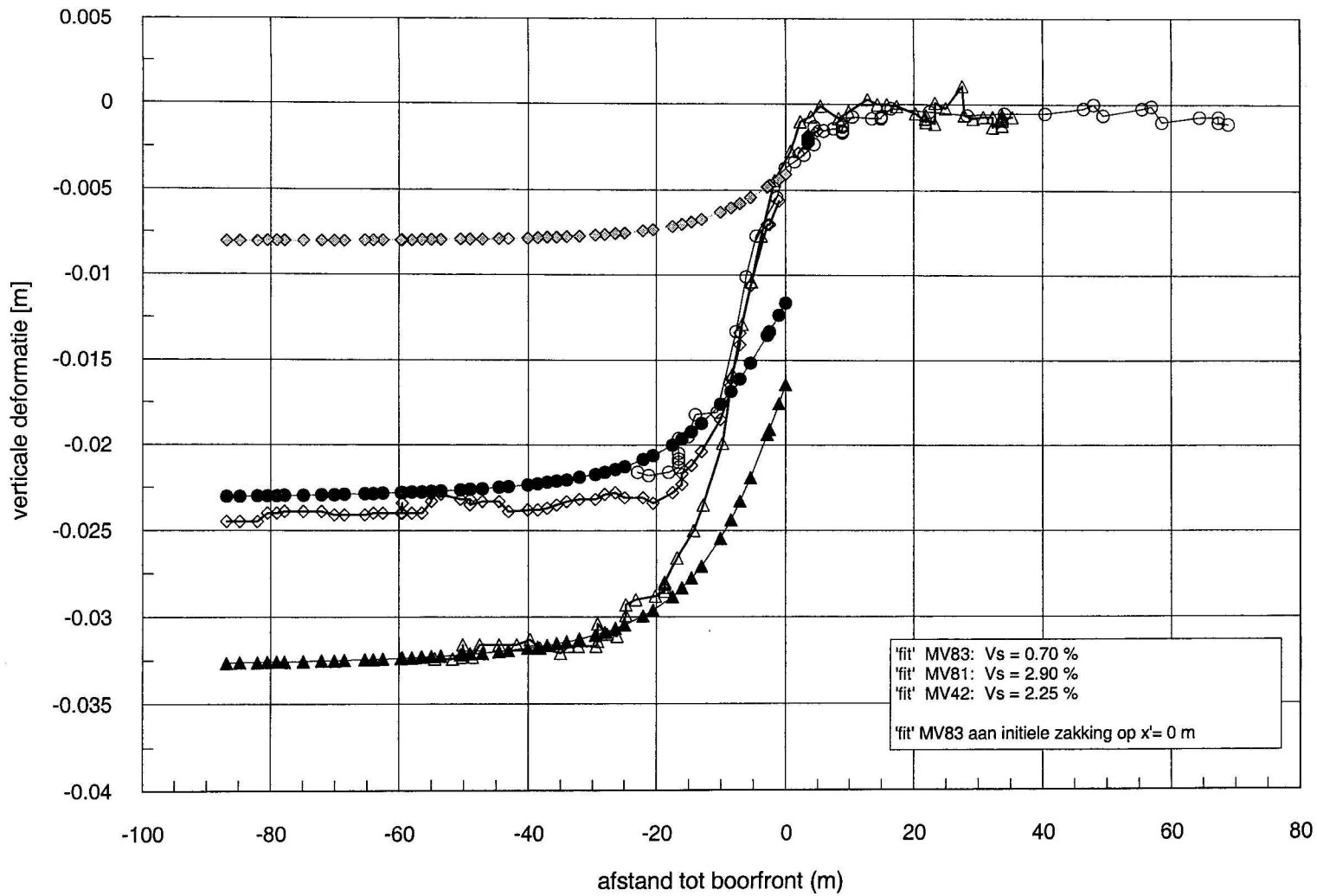
- gemeten -2D
- △ Peck ($V_s = 0,25 ; i = 5,5$)
- ◆ Peck ($V_s = 0,25 ; i = 5,5$) - verschoven -
- ▲ Sagasetta ($V_s = 0,90 \%$)

BIJLAGE II

CALIBRATIE VERPLAATSINGEN IN LANGSRICHTING
- Sagasetta -

Tweede Heinenoordtunnel Meetveld Noord (I)

vergelijking metingen met 'fits' - raai K

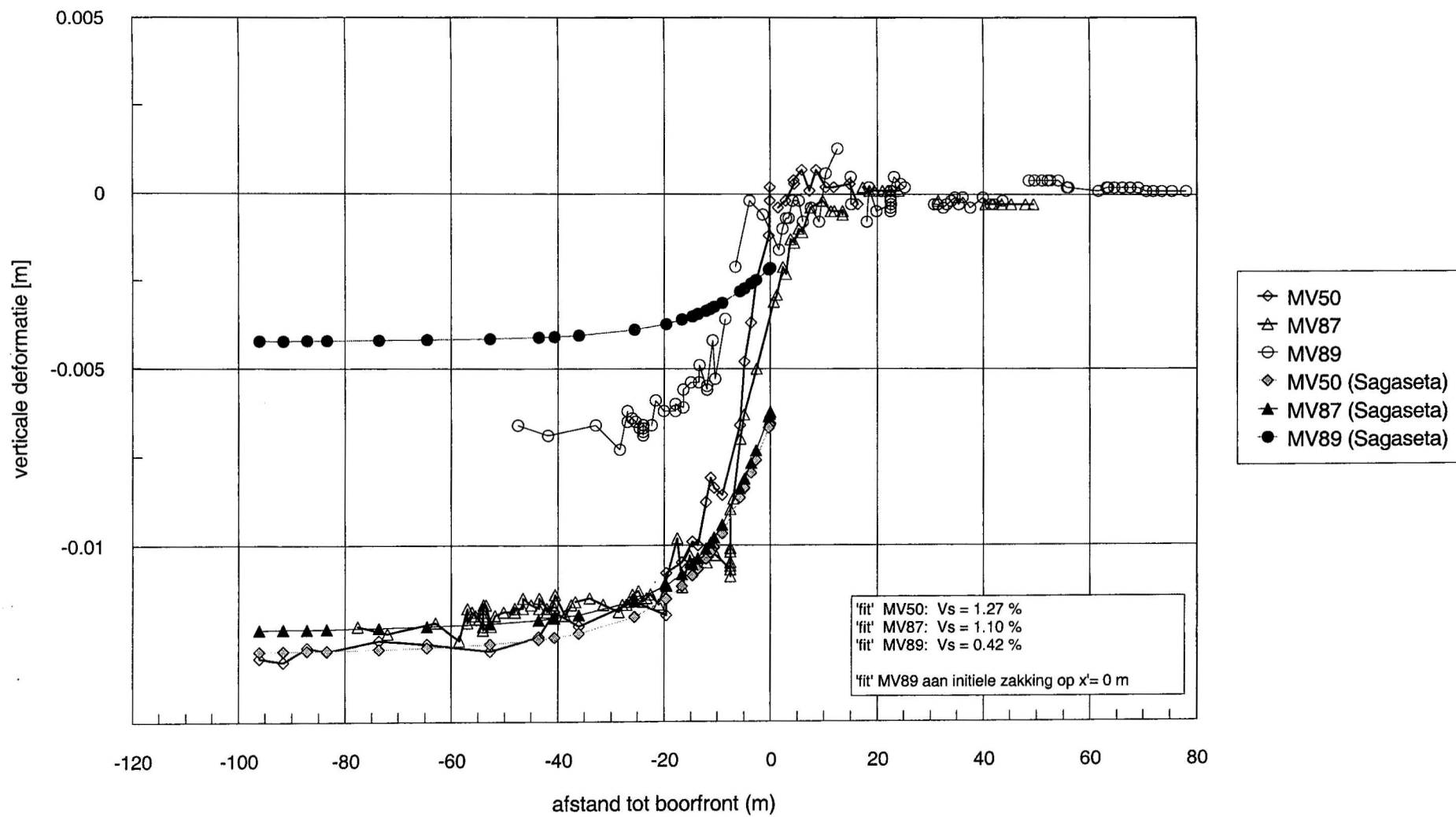


- ◇ MV83
- △ MV81
- MV42
- ◇ MV83 (Sagasetta)
- ▲ MV81 (Sagasetta)
- MV42 (Sagasetta)

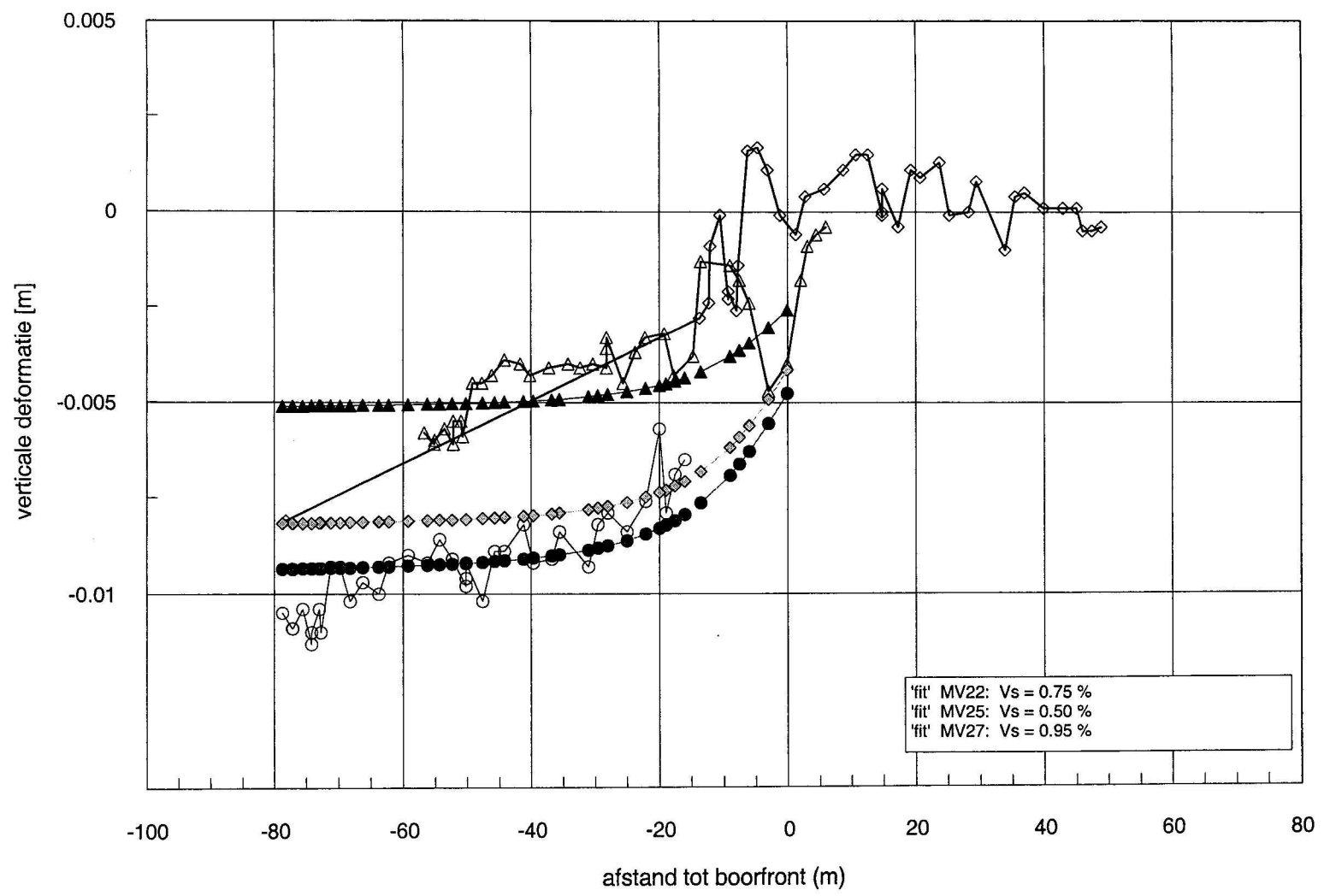
'fit' MV83: Vs = 0.70 %
'fit' MV81: Vs = 2.90 %
'fit' MV42: Vs = 2.25 %
'fit' MV83 aan initiele zakking op x' = 0 m

Tweede Heinenoordtunnel Meetveld Noord (II)

vergelijking metingen met 'fits' - raai L



Tweede Heinenoordtunnel Meetveld Zuid (I)
vergelijking metingen met 'fits' - raai T

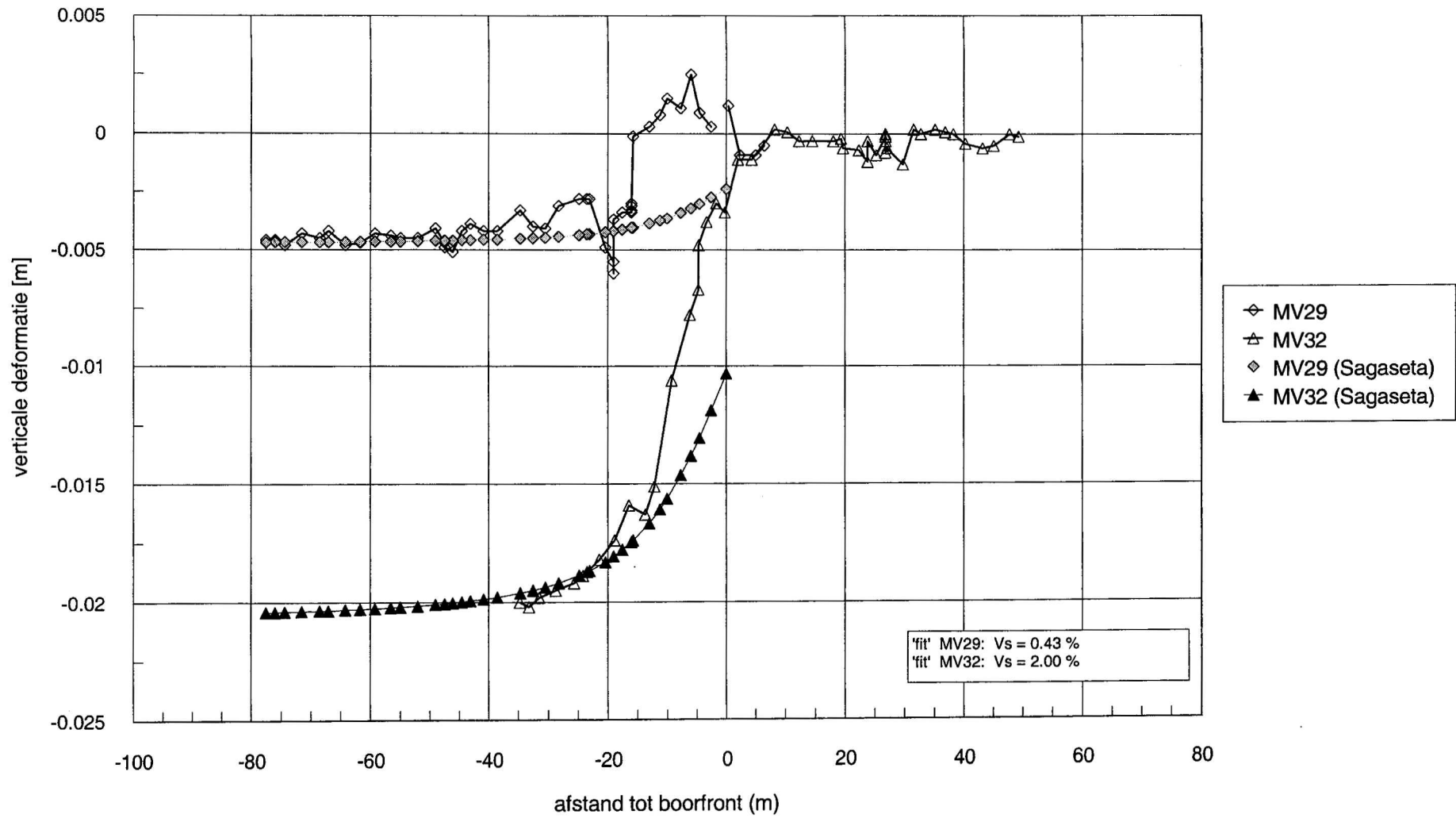


- ◇ MV22
- △ MV25
- MV27
- ◇ MV22 (Sagaseta)
- △ MV25 (Sagaseta)
- MV27 (Sagaseta)

'fit' MV22: Vs = 0.75 %
'fit' MV25: Vs = 0.50 %
'fit' MV27: Vs = 0.95 %

Tweede Heinenoordtunnel Meetveld Zuid (II)

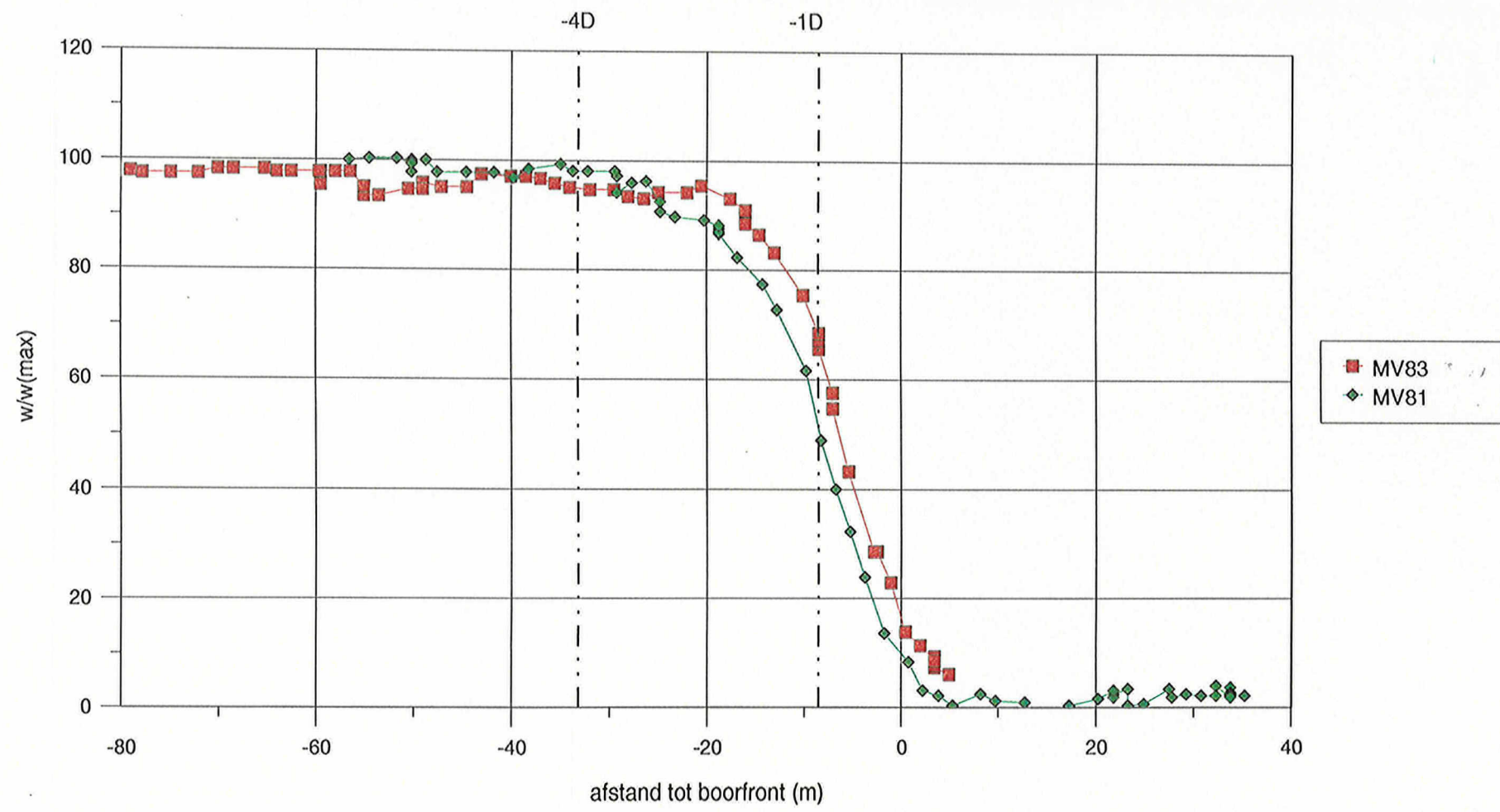
vergelijking metingen met 'fits' - raai U



BIJLAGE III

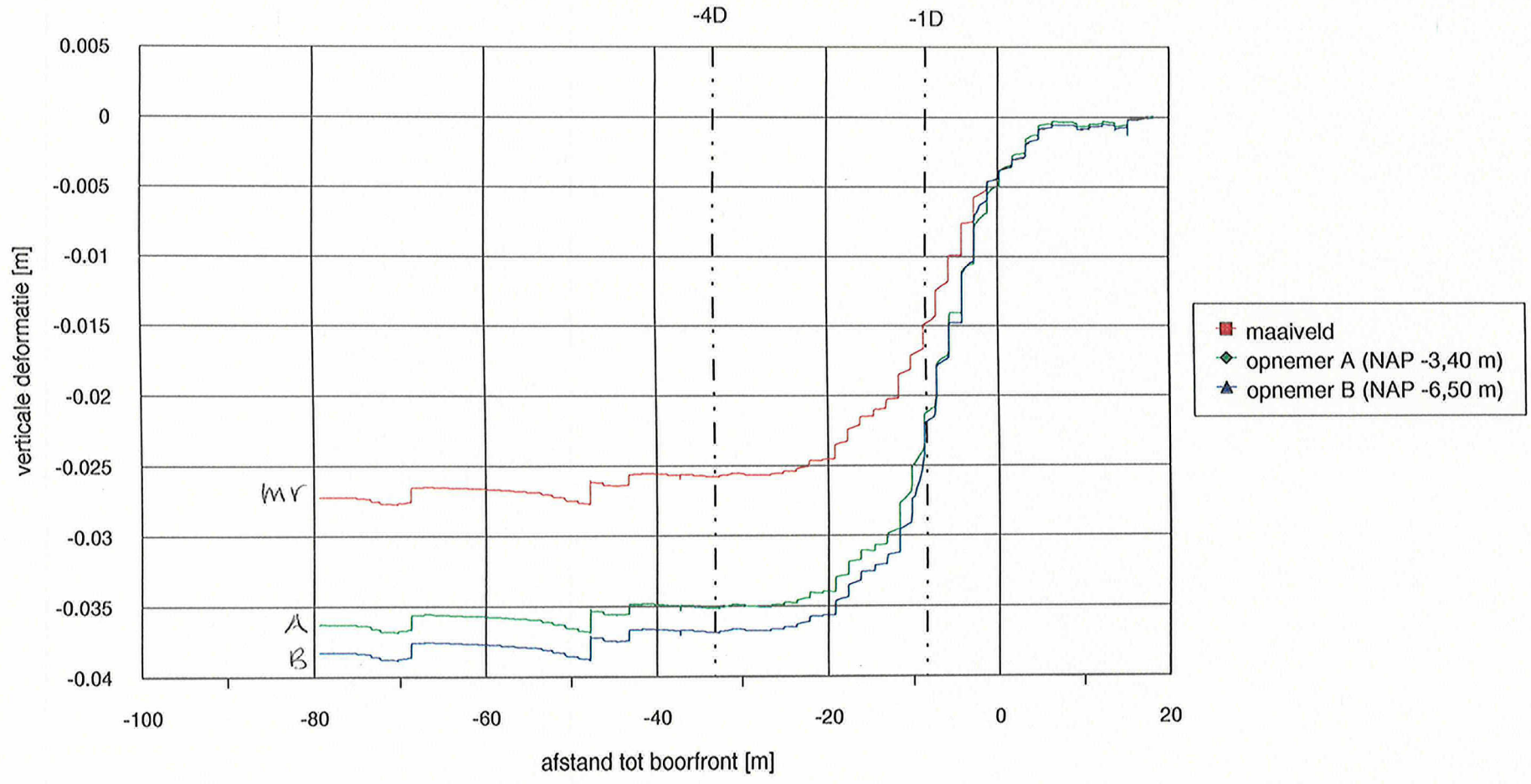
NORMALISATIE VERPLAATSINGEN IN LANGSRICHTING
- Meetveld Noord I -

Tweede Heinenoordtunnel Meetveld Noord (I)
Vert. verplaatsingen in langsrichting raai K - genormaliseerd

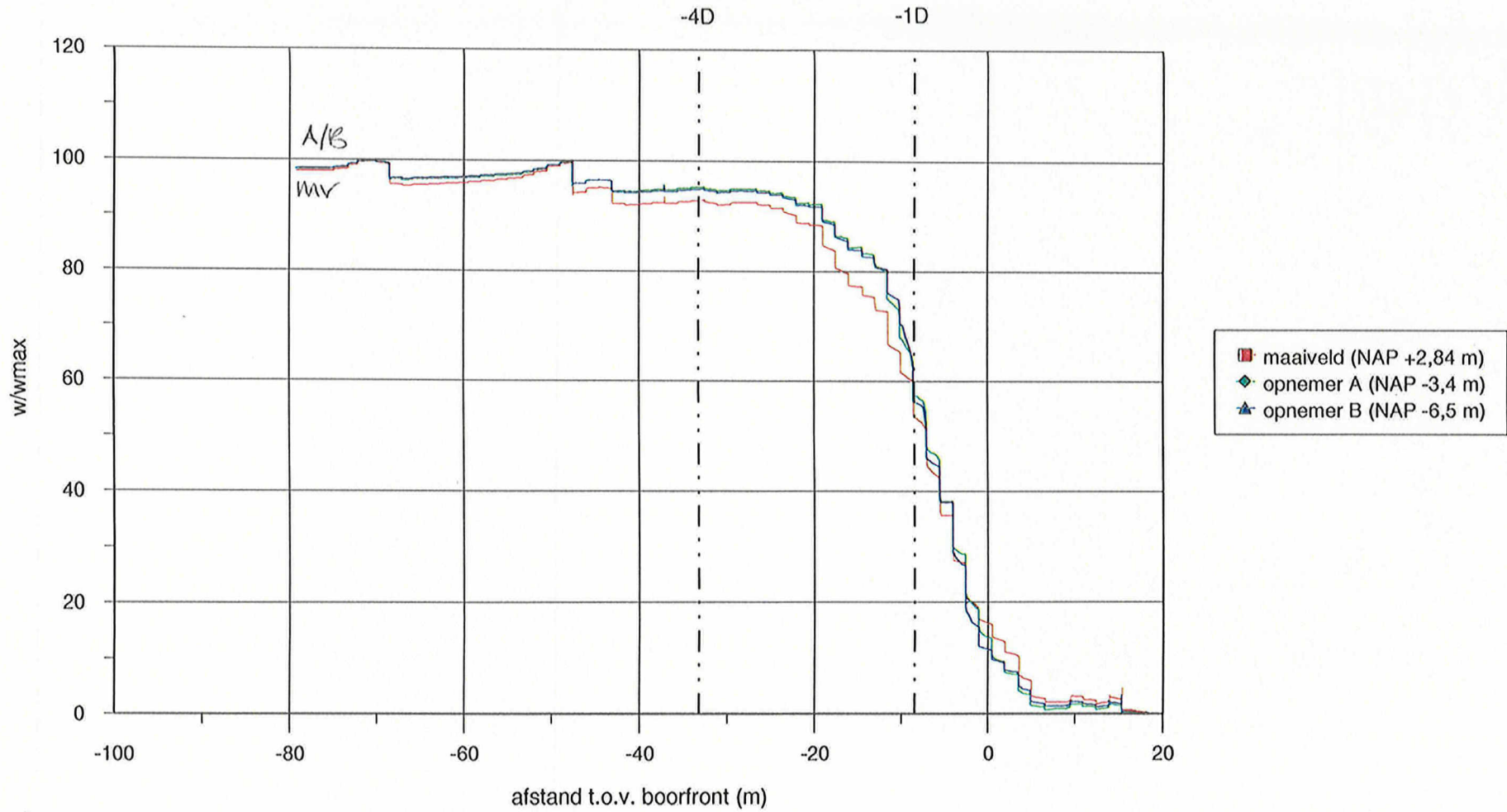


Tweede Heinenoordtunnel Meetveld Noord (I)

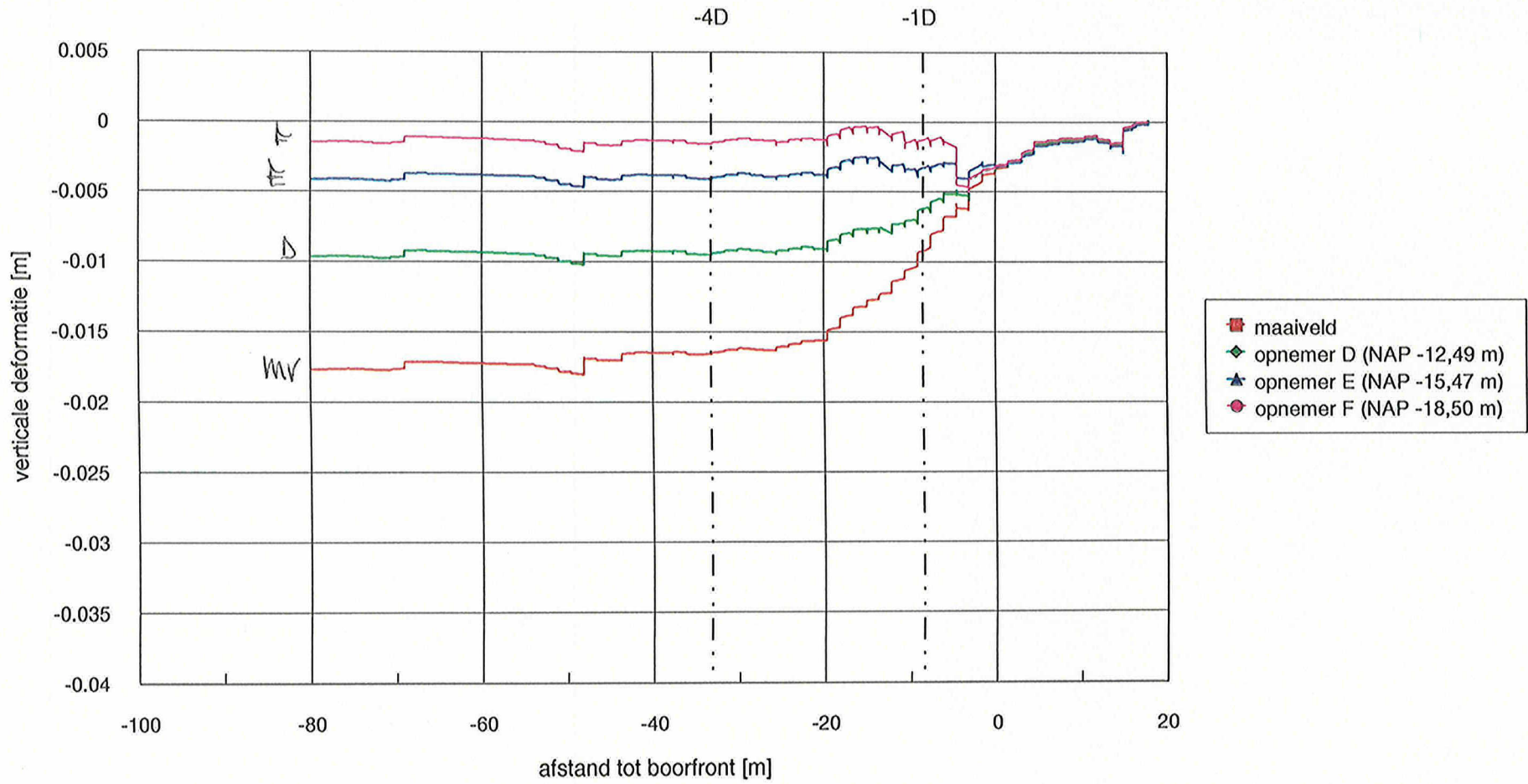
deformaties extensometer EX7 t.o.v. boorfront



Tweede Heinenoordtunnel Meetveld Noord (I)
deformaties extensometer EX7 t.o.v. boorfront (genormaliseerd)

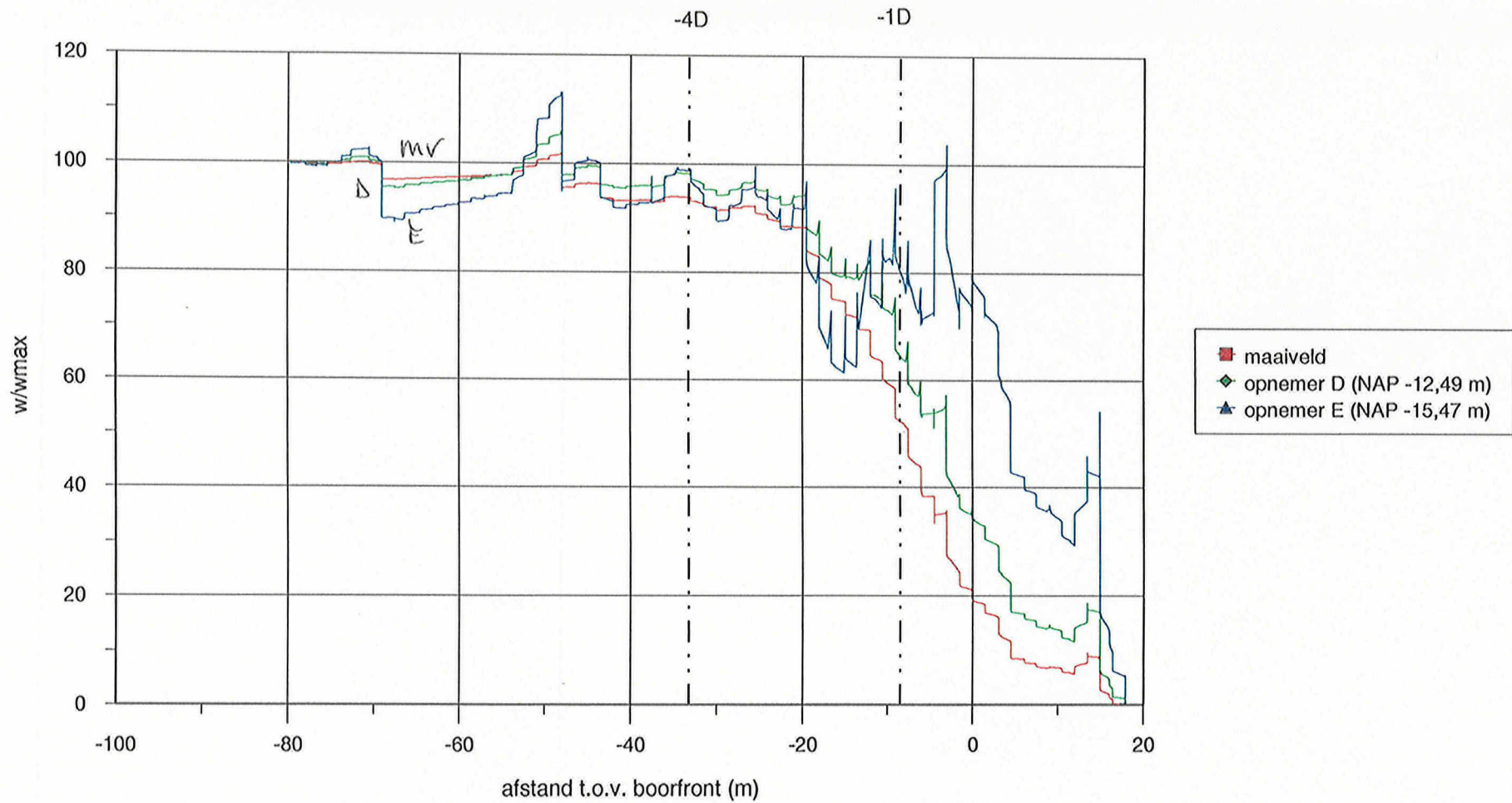


Tweede Heinenoordtunnel - Meetveld Noord (I)
deformaties extensometer EX8 t.o.v. boorfront



Tweede Heinenoordtunnel Meetveld Noord (I)

deformaties extensometer EX8 t.o.v. boorfront (genormaliseerd)

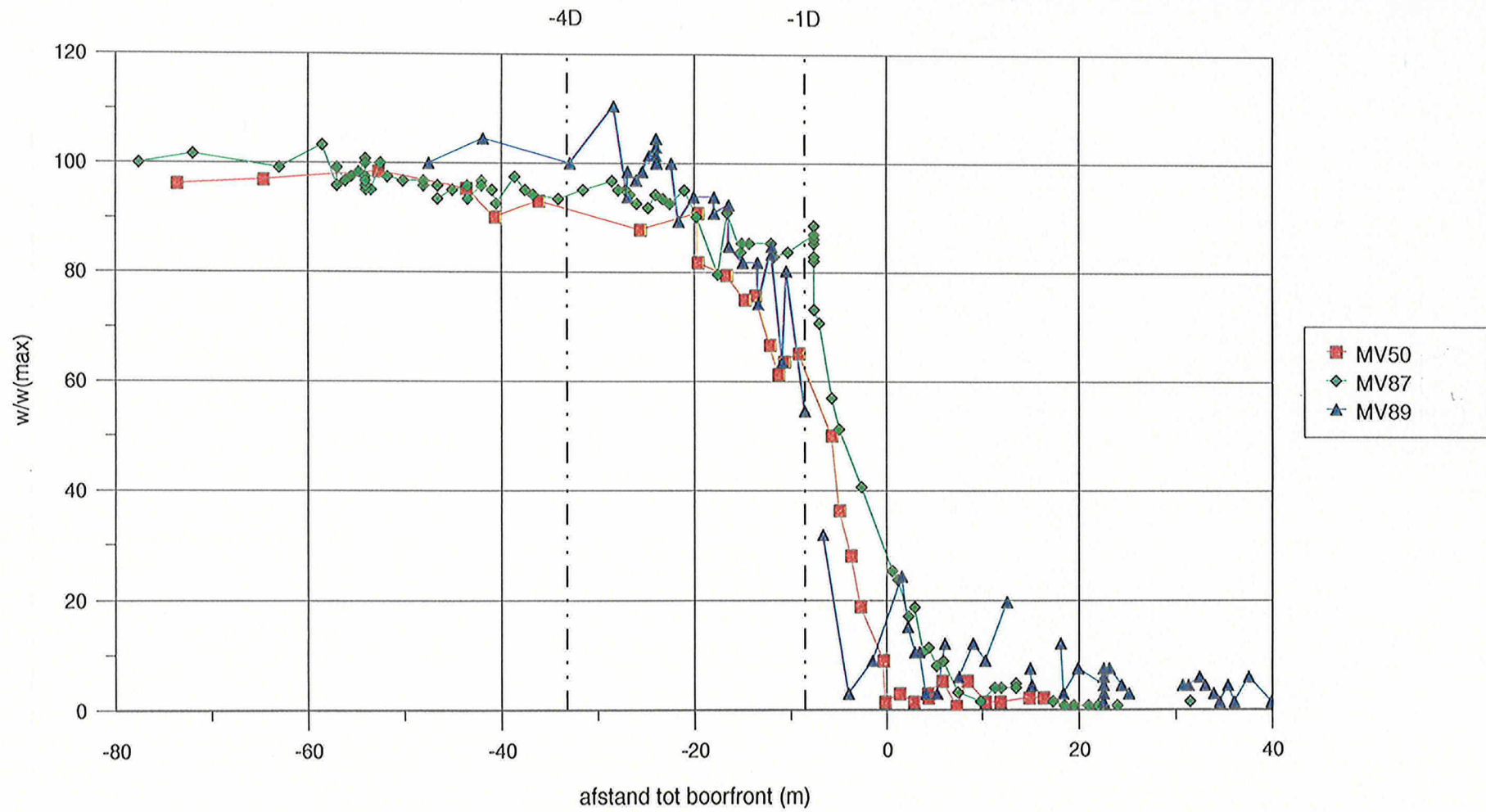


BIJLAGE IV

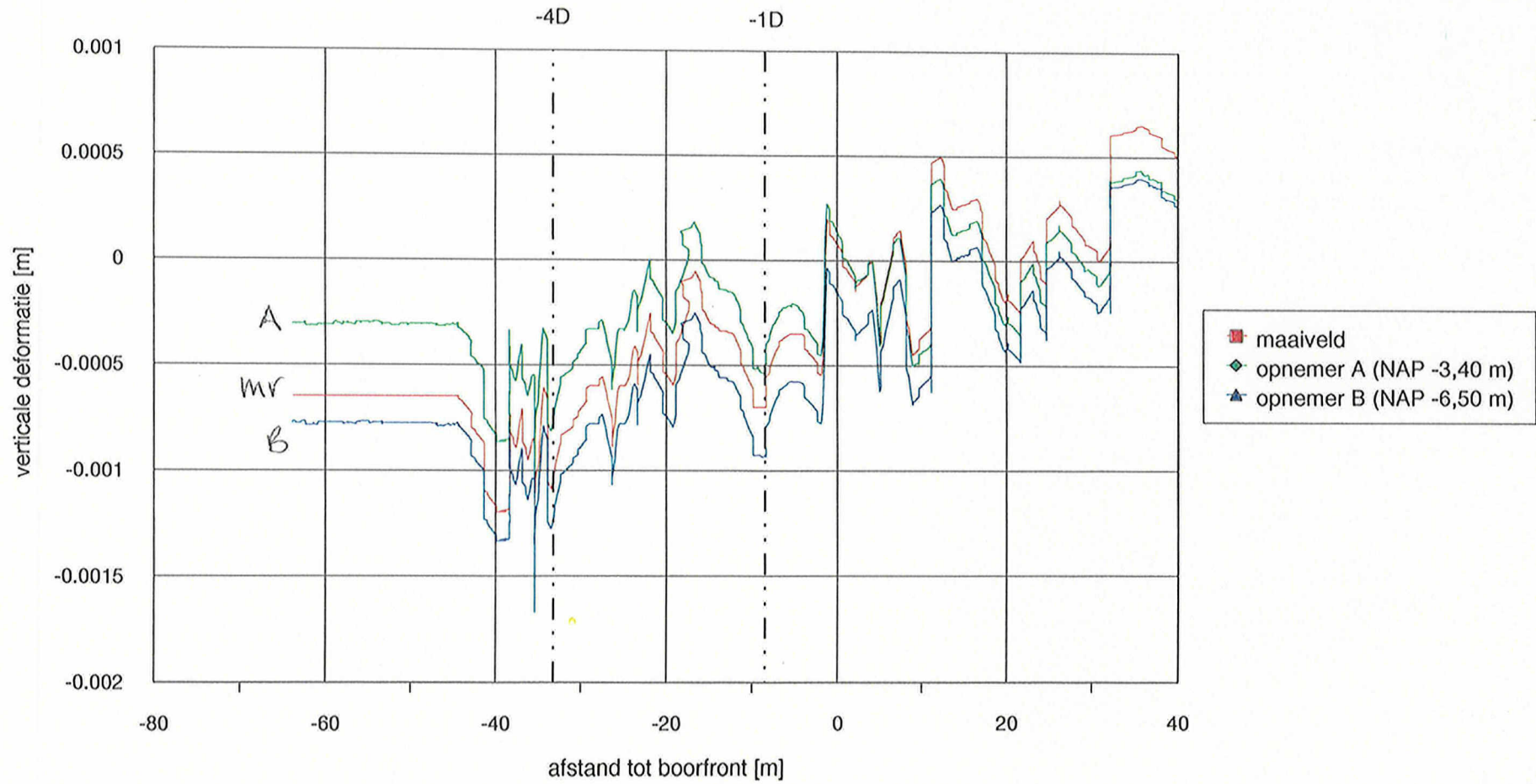
NORMALISATIE VERPLAATSINGEN IN LANGSRICHTING
- Meetveld Noord II -

Tweede Heinenoordtunnel Meetveld Noord (II)

Vert. verplaatsingen in langsrichting raai L - genormaliseerd

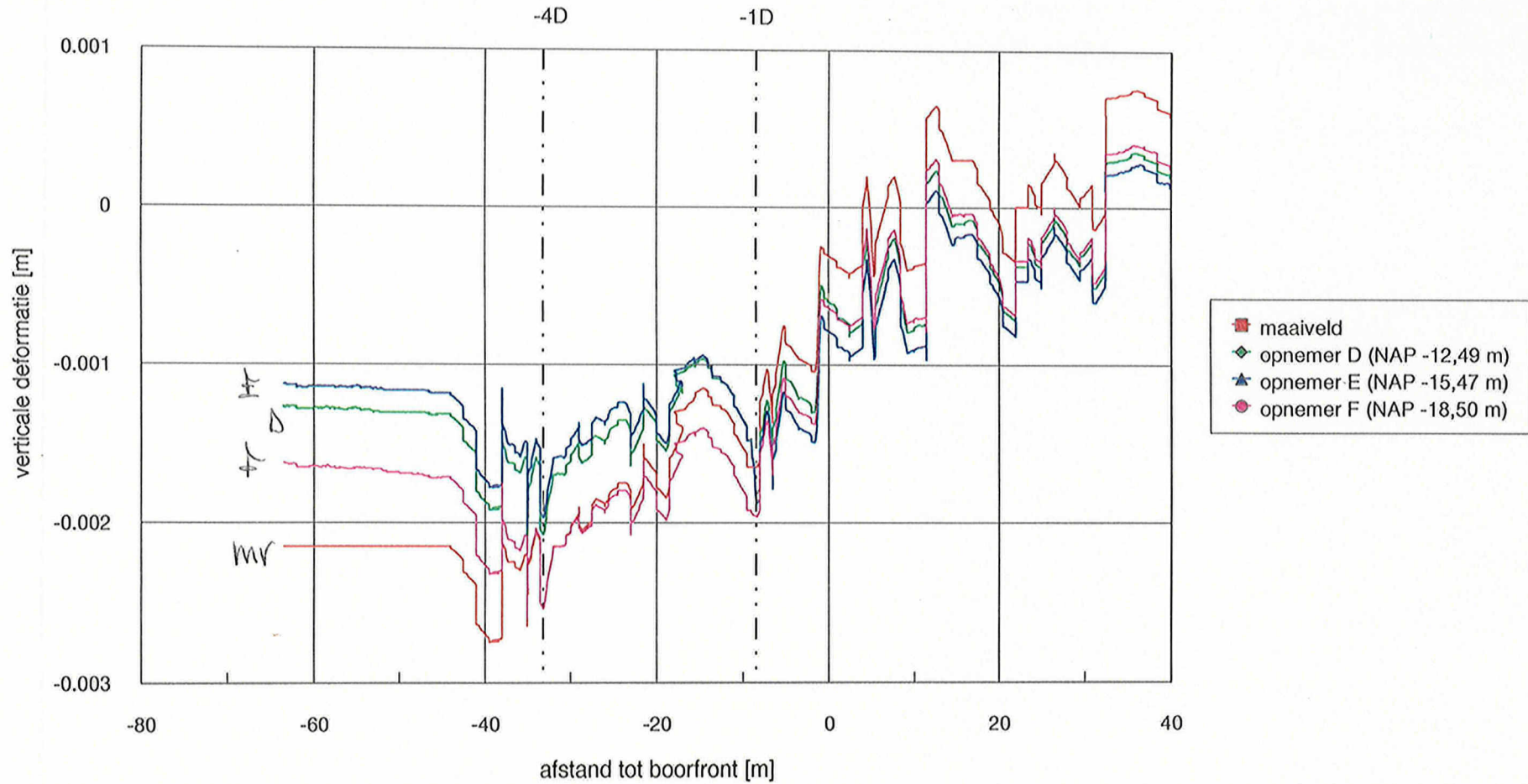


Tweede Heinenoordtunnel Meetveld Noord (II)
deformaties extensometer EX7 t.o.v. boorfront

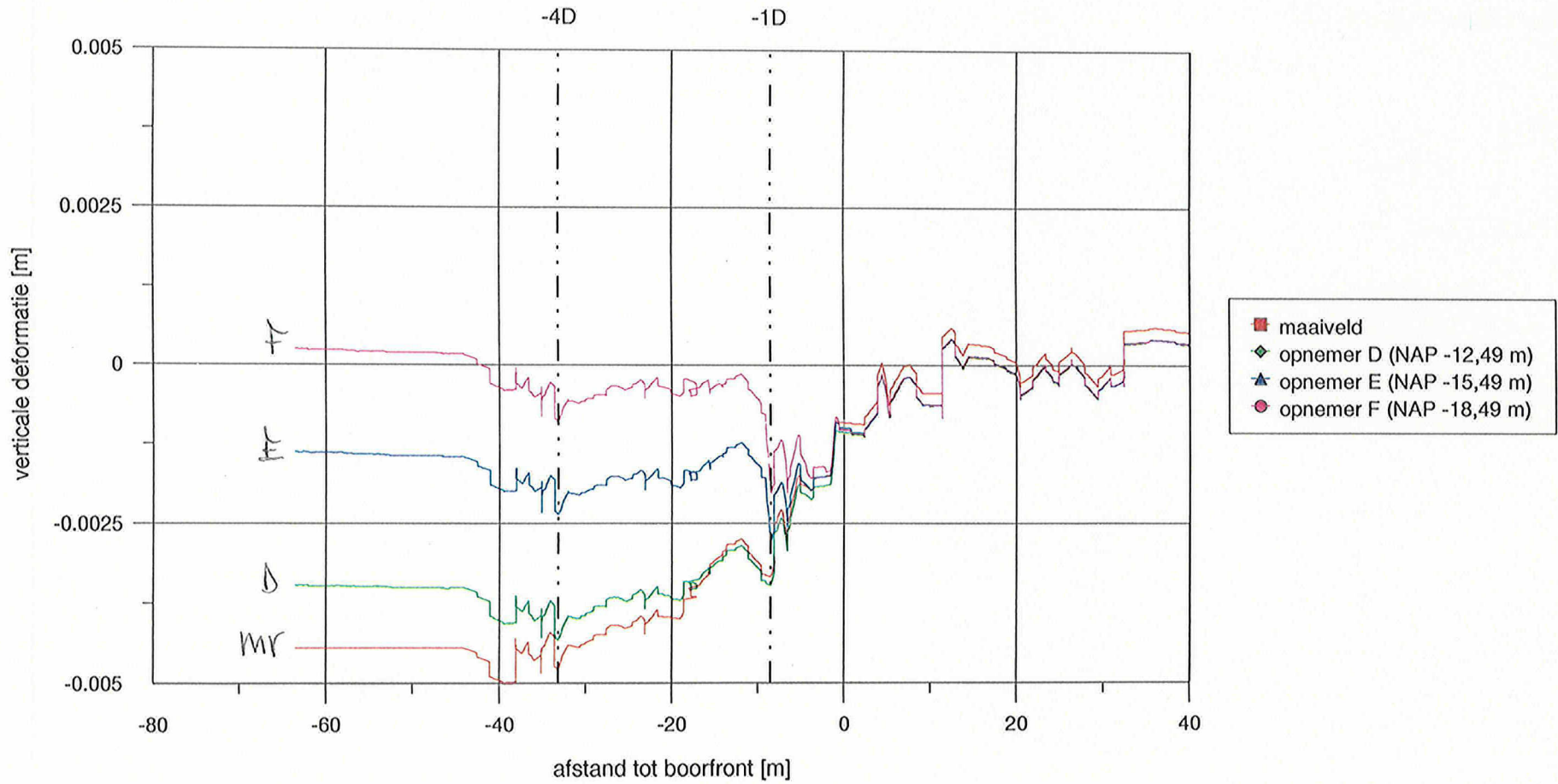


Tweede Heinenoordtunnel - Meetveld Noord (II)

deformaties extensometer EX8 t.o.v. boorfront

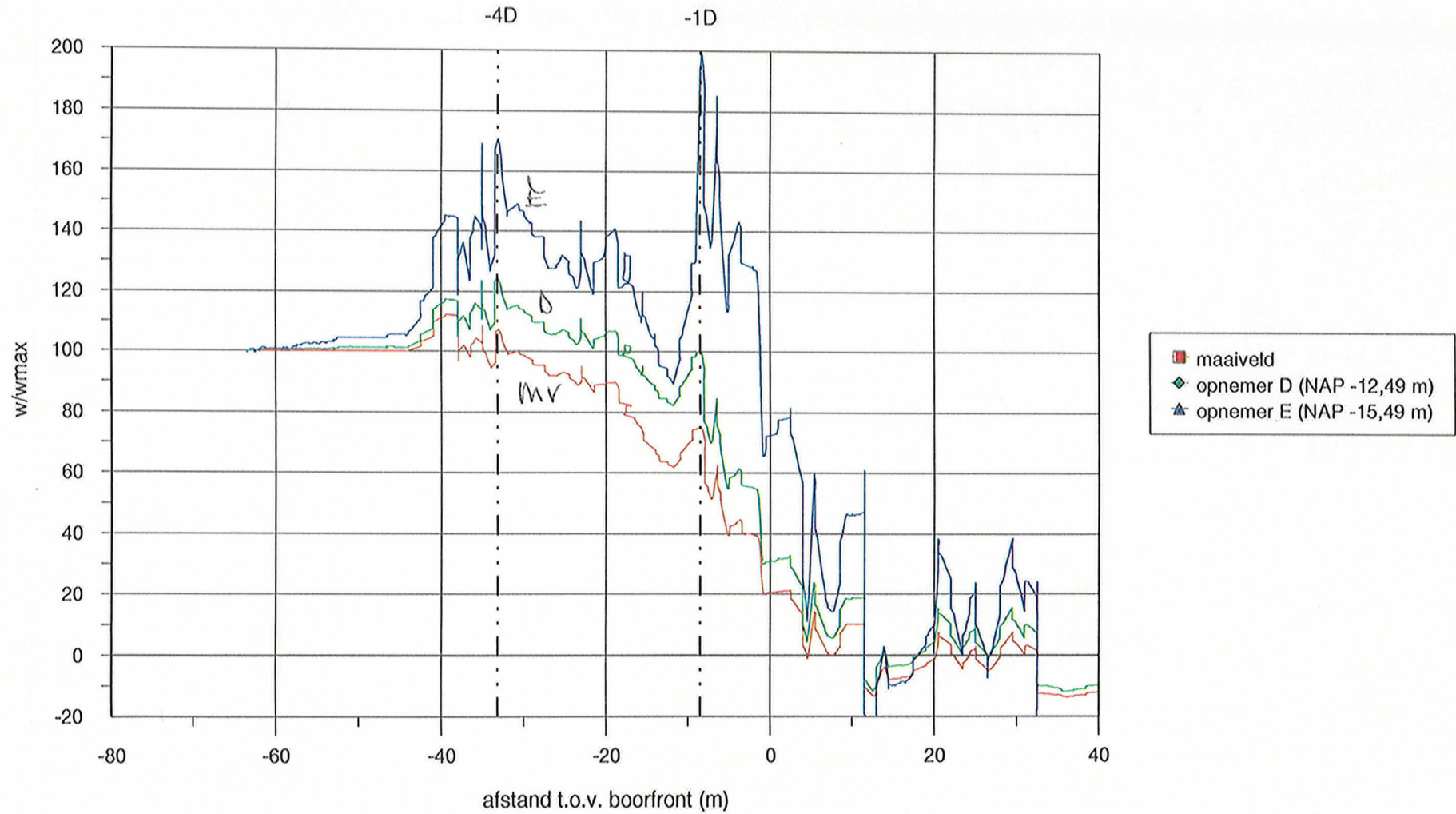


Tweede Heinenoordtunnel Meetveld Noord (II)
deformaties extensometer EX10 t.o.v. boorfront

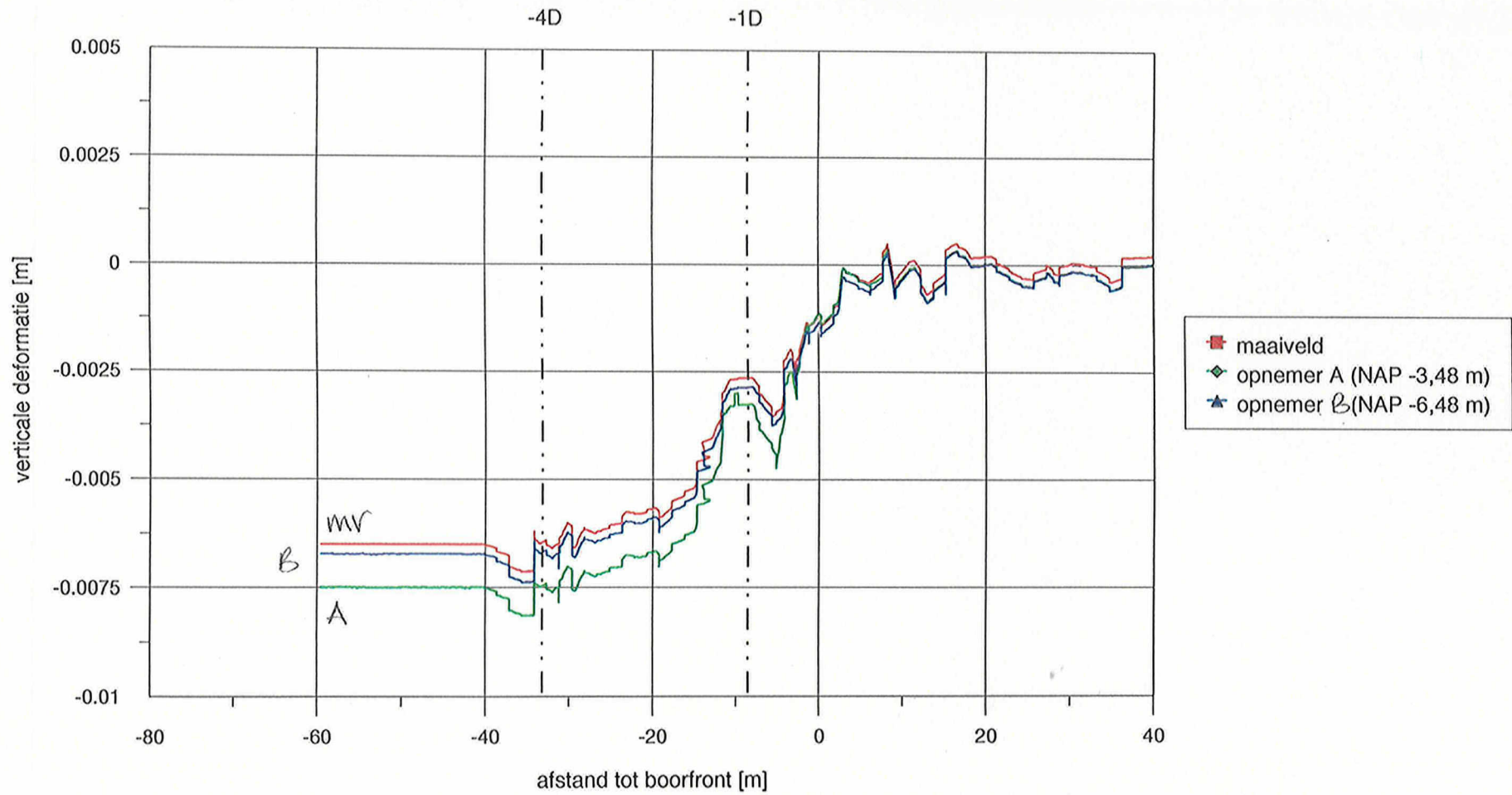


Tweede Heinenoordtunnel Meetveld Noord (II)

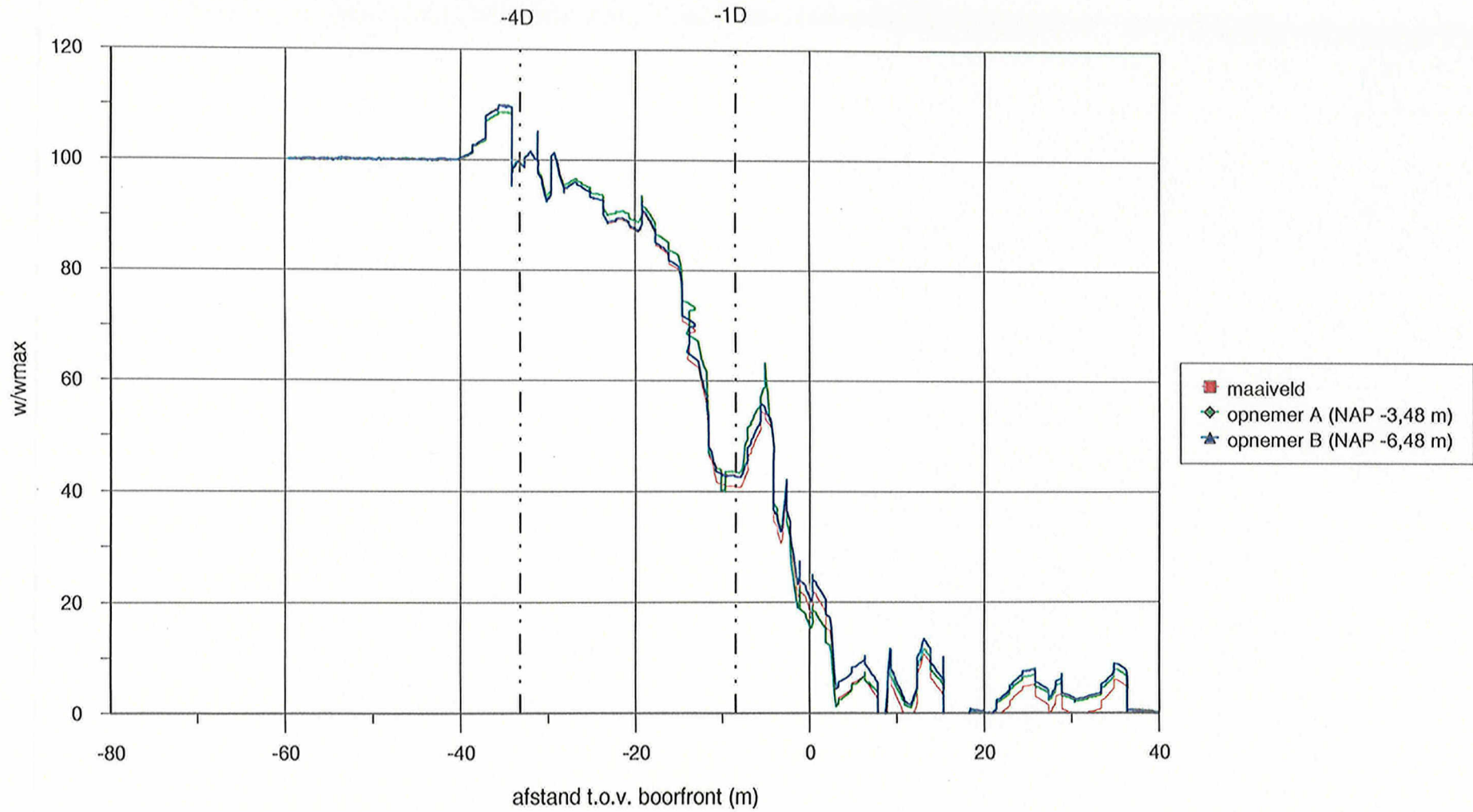
deformaties extensometer EX10 t.o.v. boorfront (genormaliseerd)



Tweede Heinenoordtunnel Meetveld Noord (II)
deformaties extensometer EX11 t.o.v. boorfront



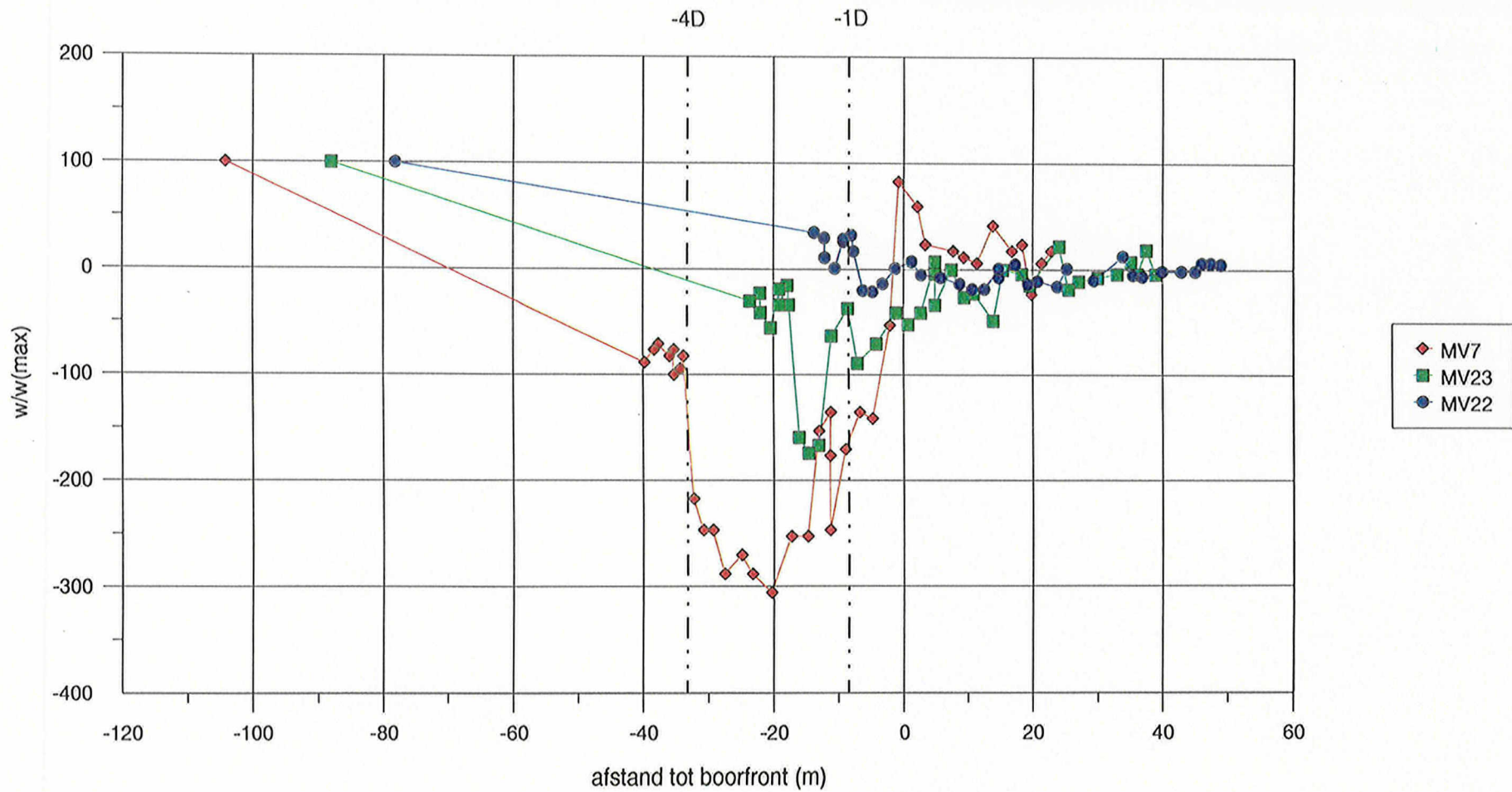
Tweede Heinoordtunnel Meetveld Noord (II)
deformaties extensometer EX11 t.o.v. boorfront (genormaliseerd)



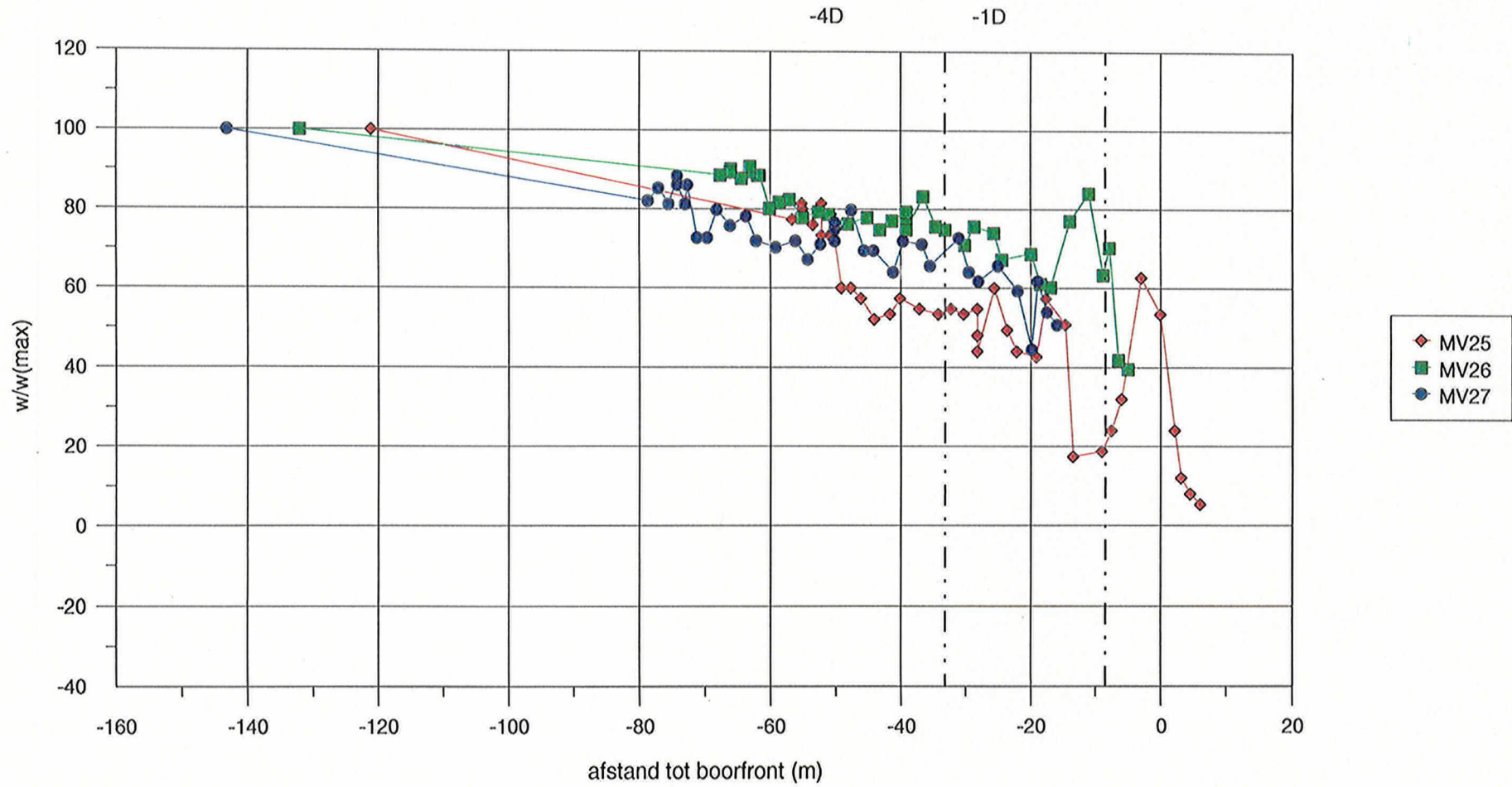
BIJLAGE V

**NORMALISATIE VERPLAATSINGEN IN LANGSRICHTING
- Meetveld Zuid I -**

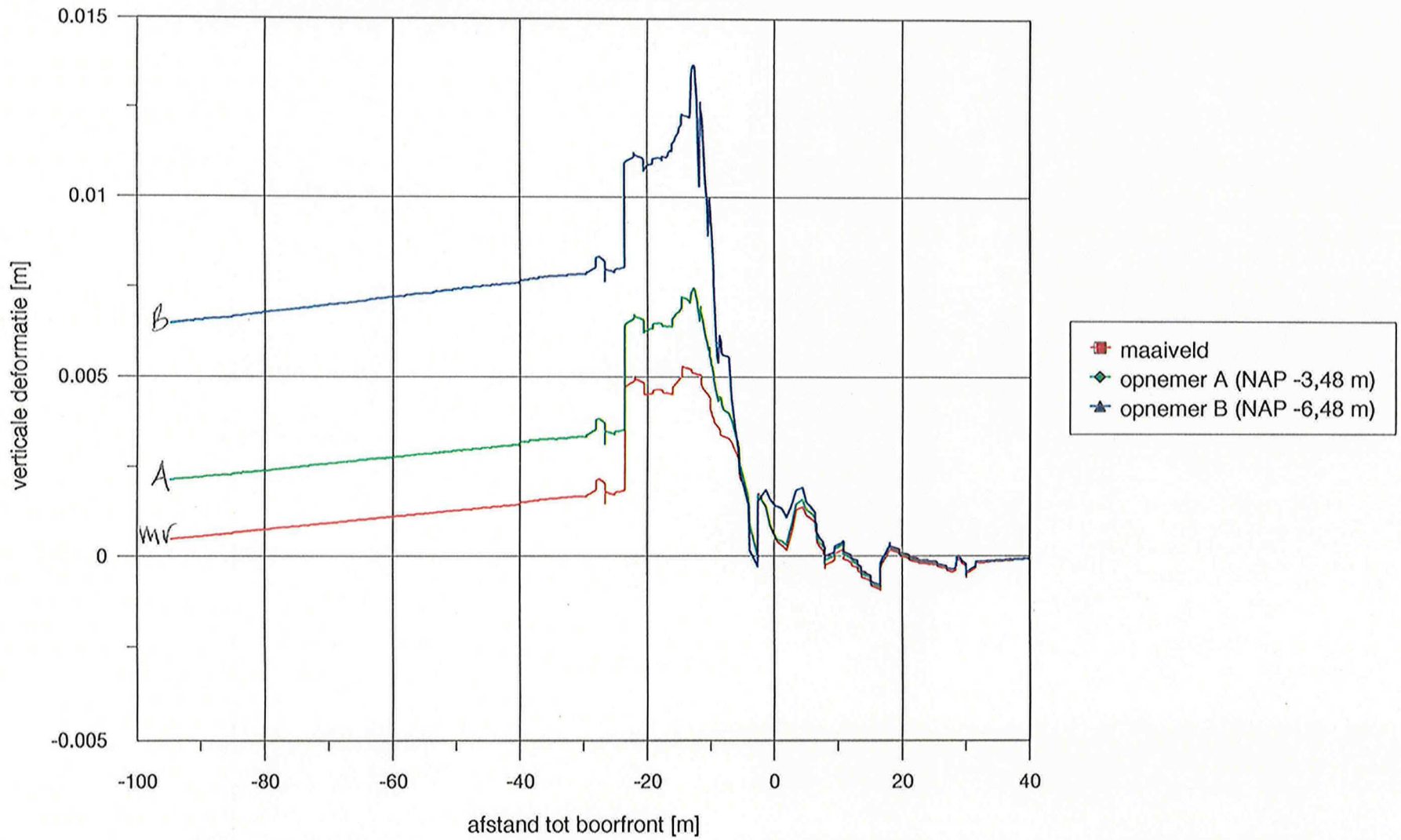
Tweede Heinenoordtunnel Meetveld Zuid (I)
Vert. deformaties in langsrichting raai T - genormaliseerd



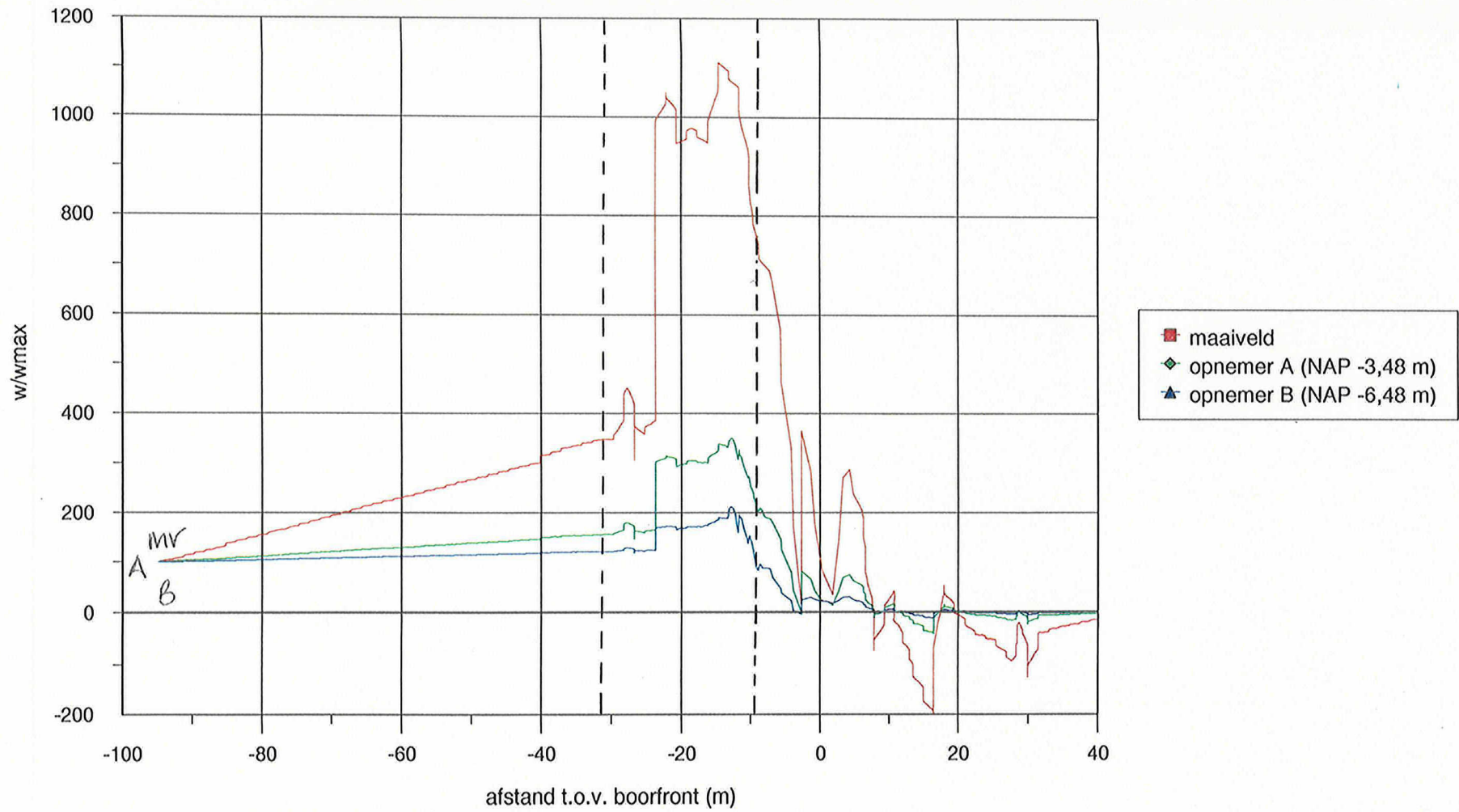
Tweede Heinenoordtunnel Meetveld Zuid (I)
Vert. deformaties in langsrichting raai T - genormaliseerd



Tweede Heinenoordtunnel Meetveld Zuid (I)
deformaties extensometer EX1 t.o.v. boorfront

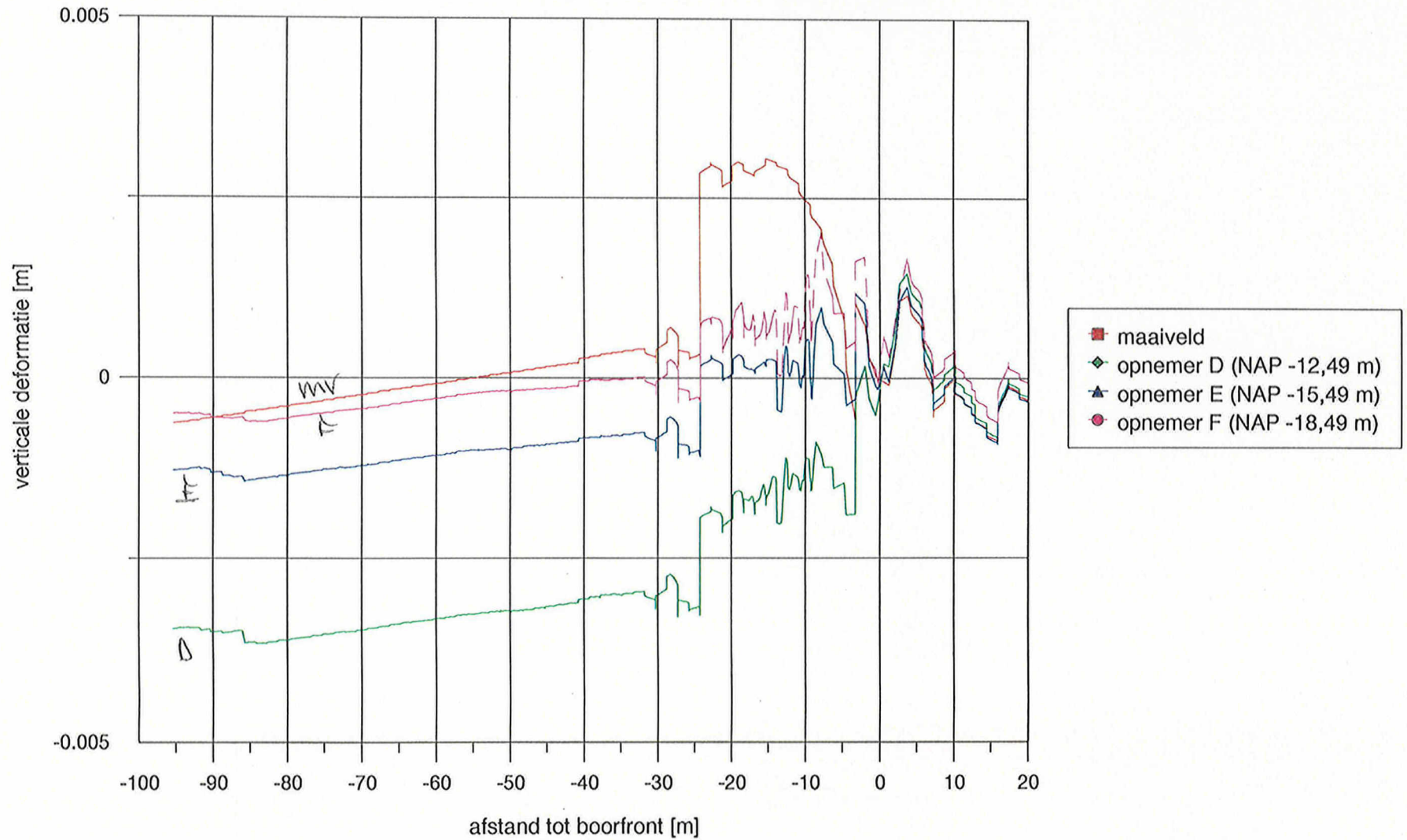


Tweede Heinenoordtunnel Meetveld Zuid (I)
deformaties extensometer EX1 t.o.v. boorfront (genormaliseerd)

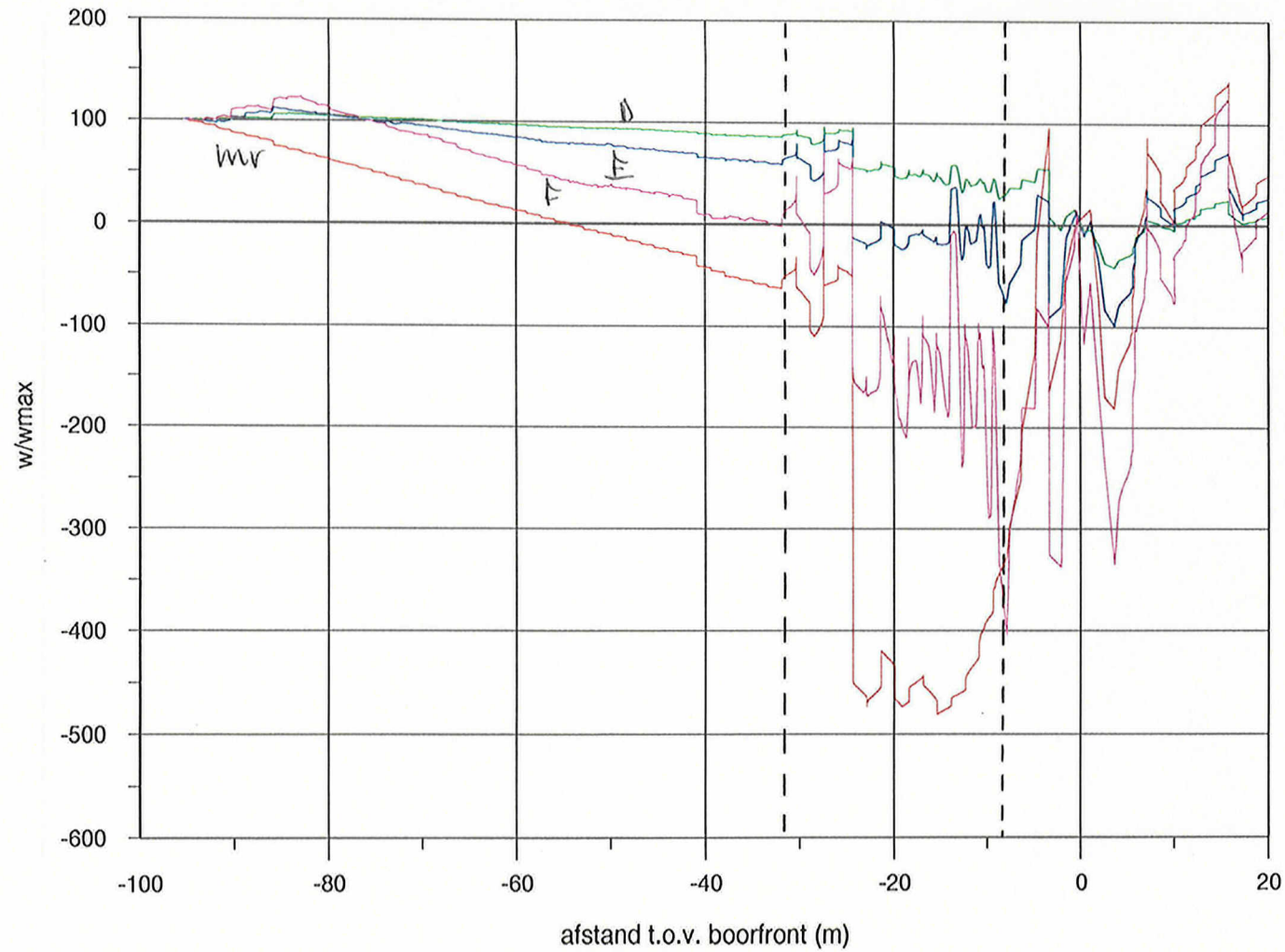


Tweede Heinenoordtunnel Meetveld Zuid (I)

deformaties extensometer EX2 t.o.v. boorfront



Tweede Heinenoordtunnel Meetveld Zuid (I)
deformaties extensometer EX2 t.o.v. boorfront (genormaliseerd)



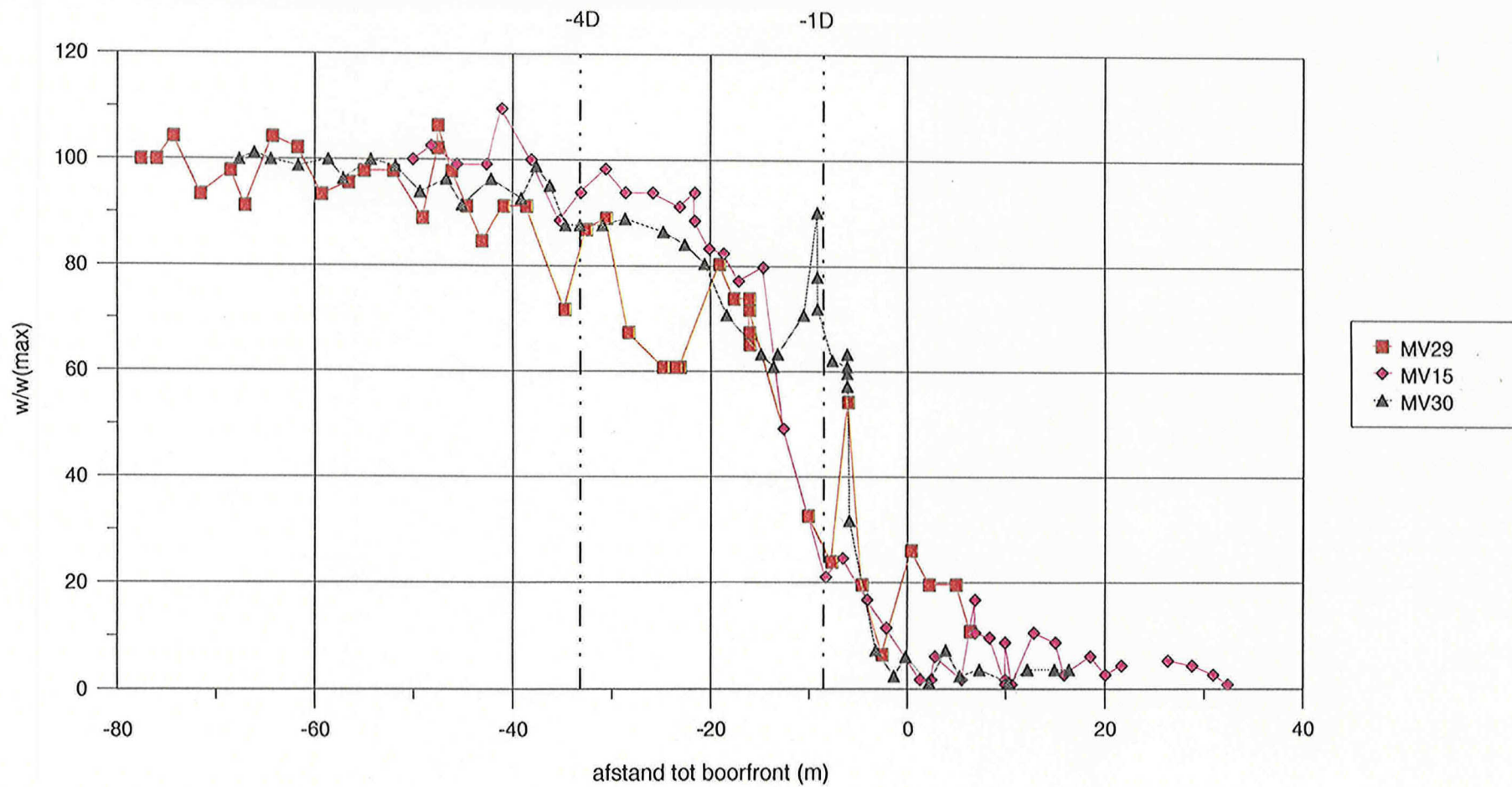
- maaiveld
- ◆ opnemer D (NAP -12,49 m)
- ▲ opnemer E (NAP -15,49 m)
- opnemer F (NAP -18,49 m)

BIJLAGE VI

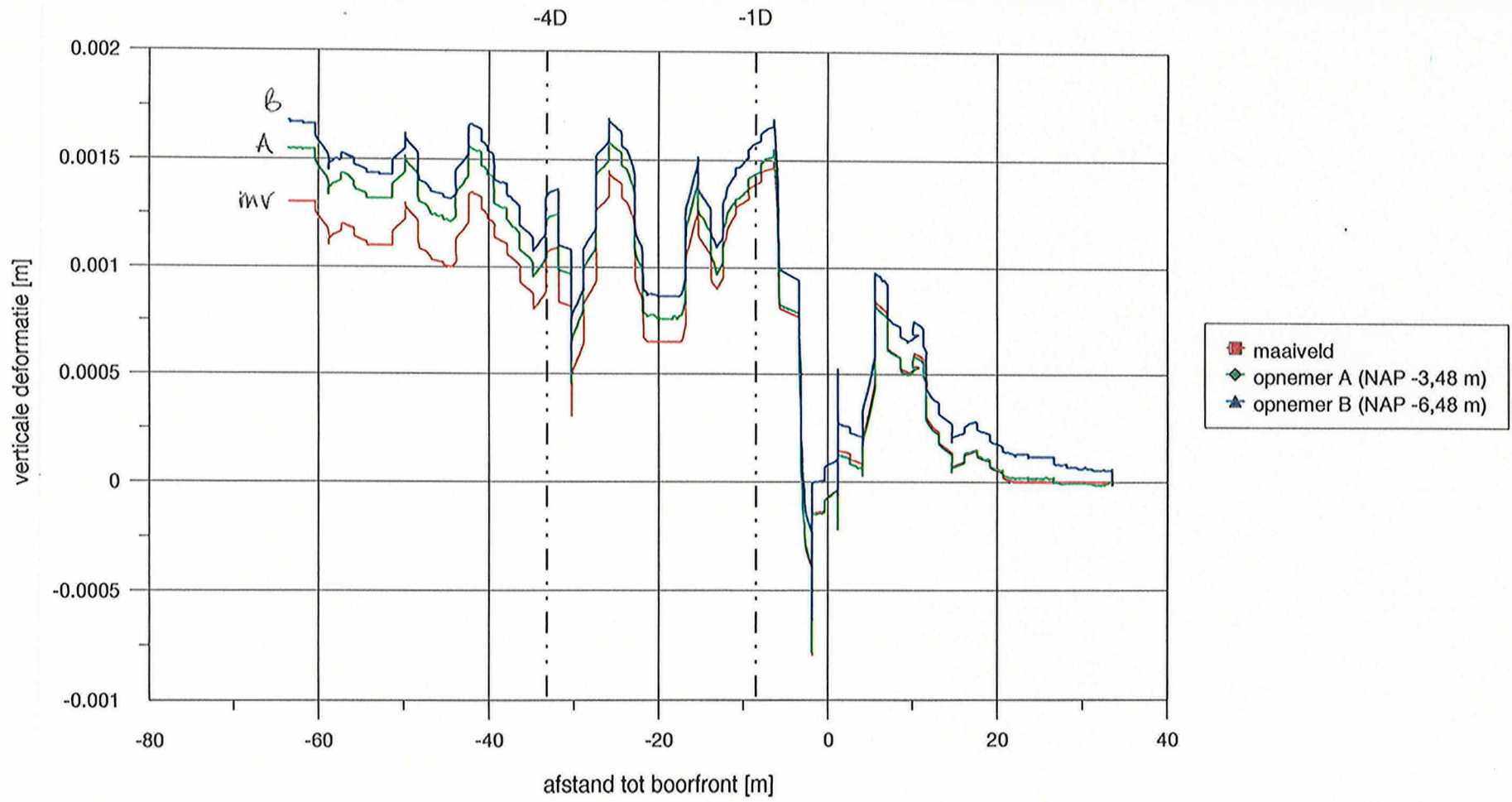
**NORMALISATIE VERPLAATSINGEN IN LANGSRICHTING
- Meetveld Zuid II -**

Tweede Heinenoordtunnel Meetveld Zuid (II)

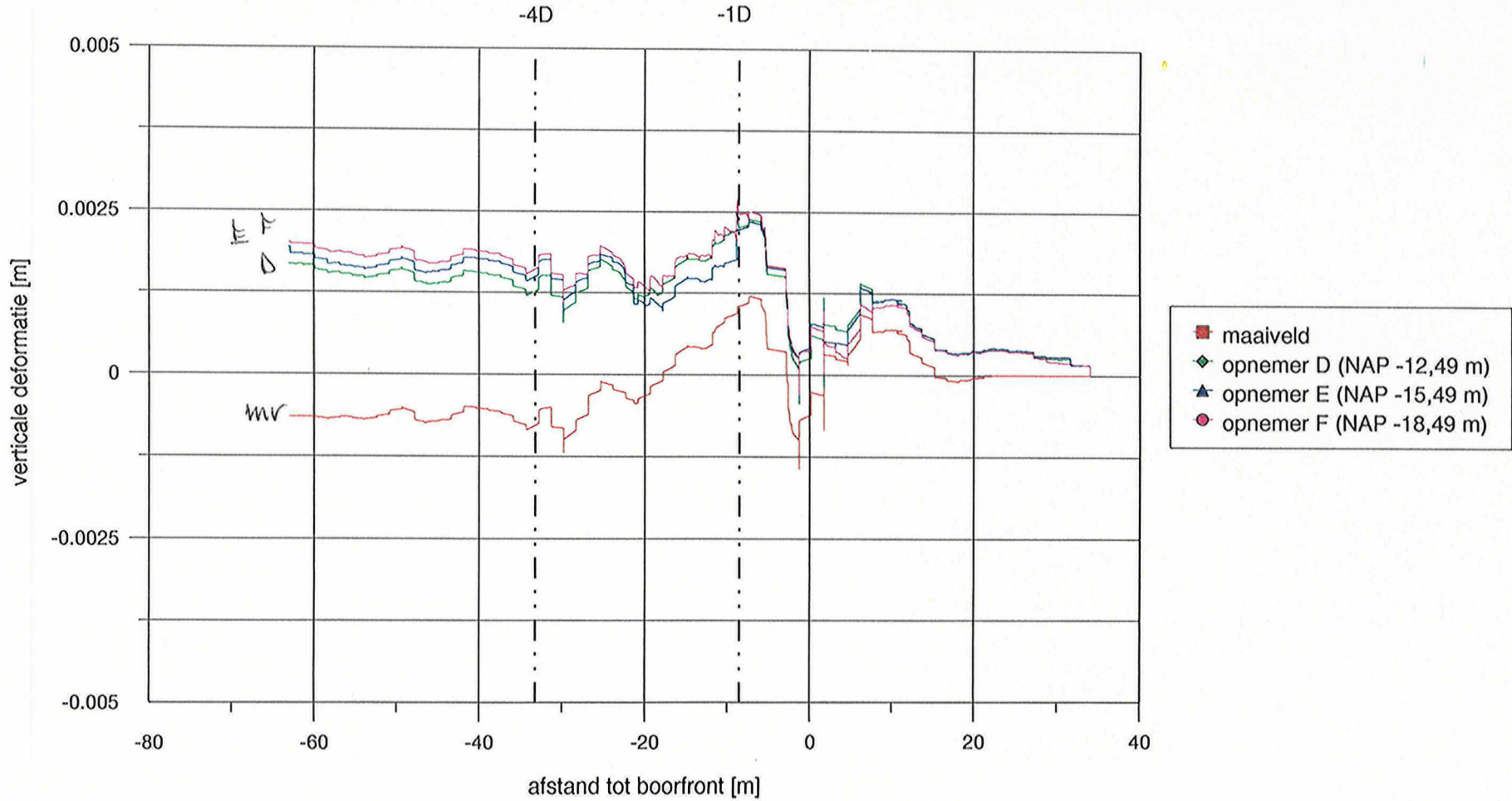
Vert. verplaatsingen in langsrichting raai U - genormaliseerd



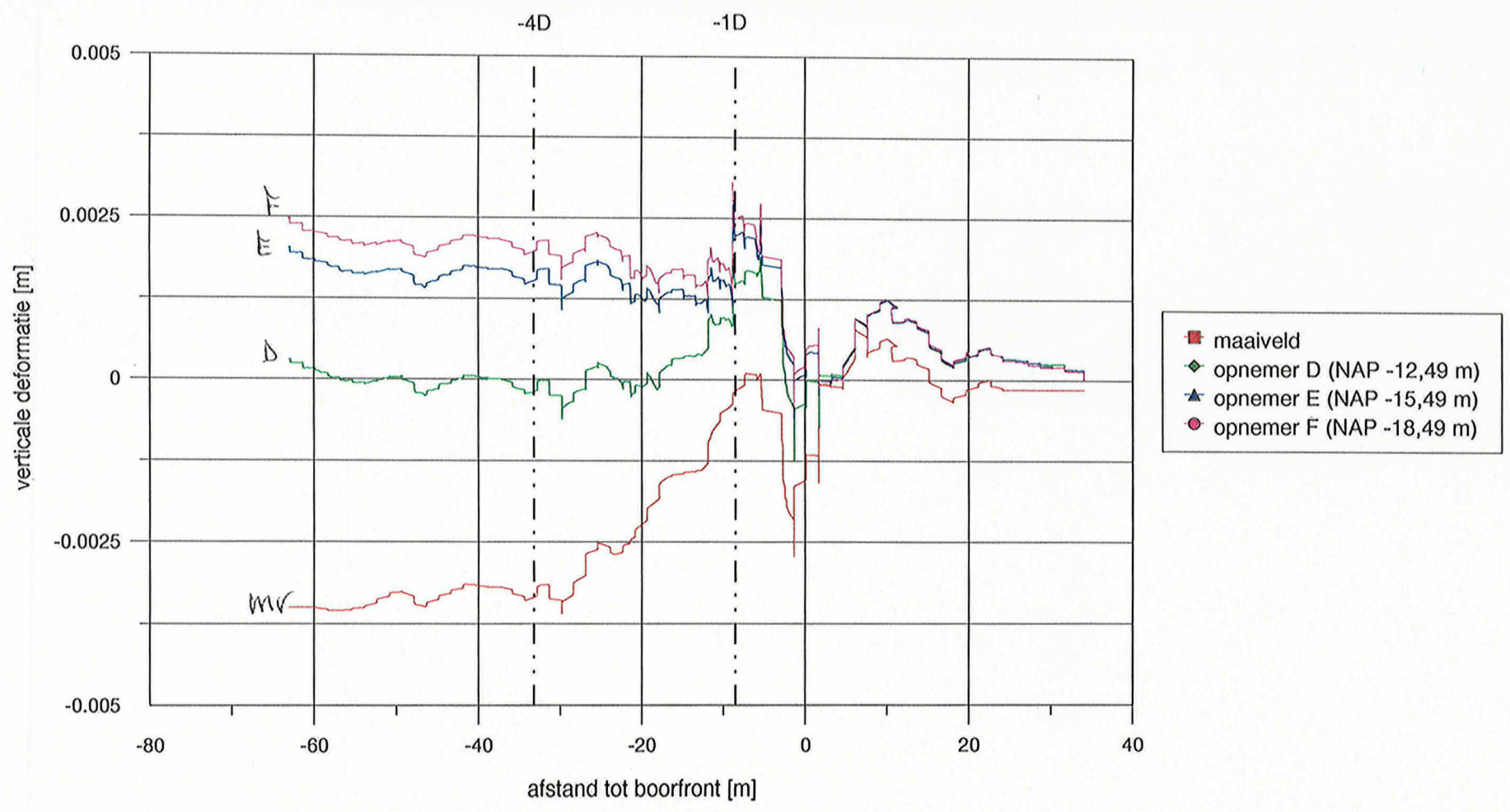
Tweede Heinenoordtunnel Meetveld Zuid (II)
deformaties extensometer EX1 t.o.v. boorfront



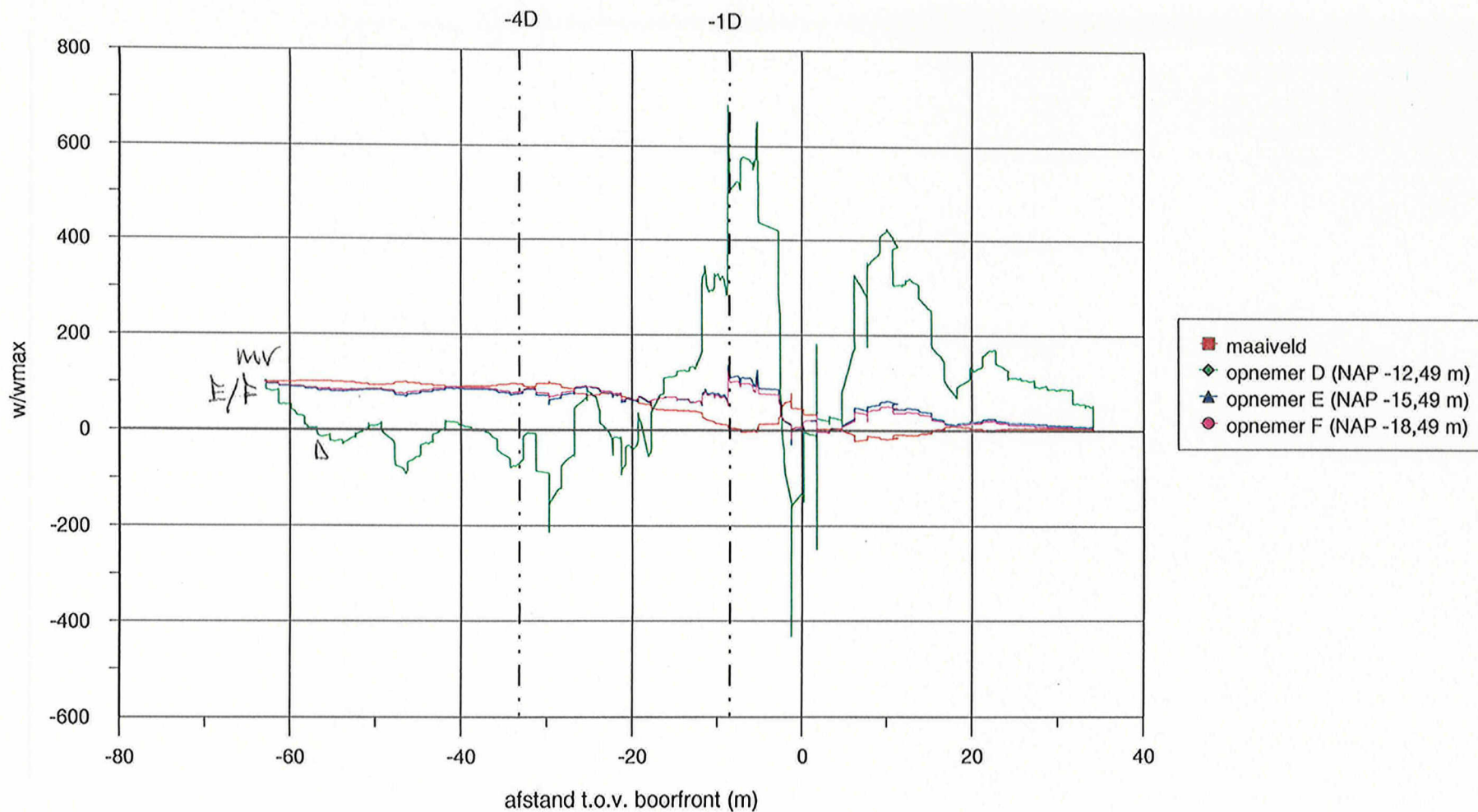
Tweede Heinenoordtunnel Meetveld Zuid (II)
deformaties extensometer EX2 t.o.v. boorfront



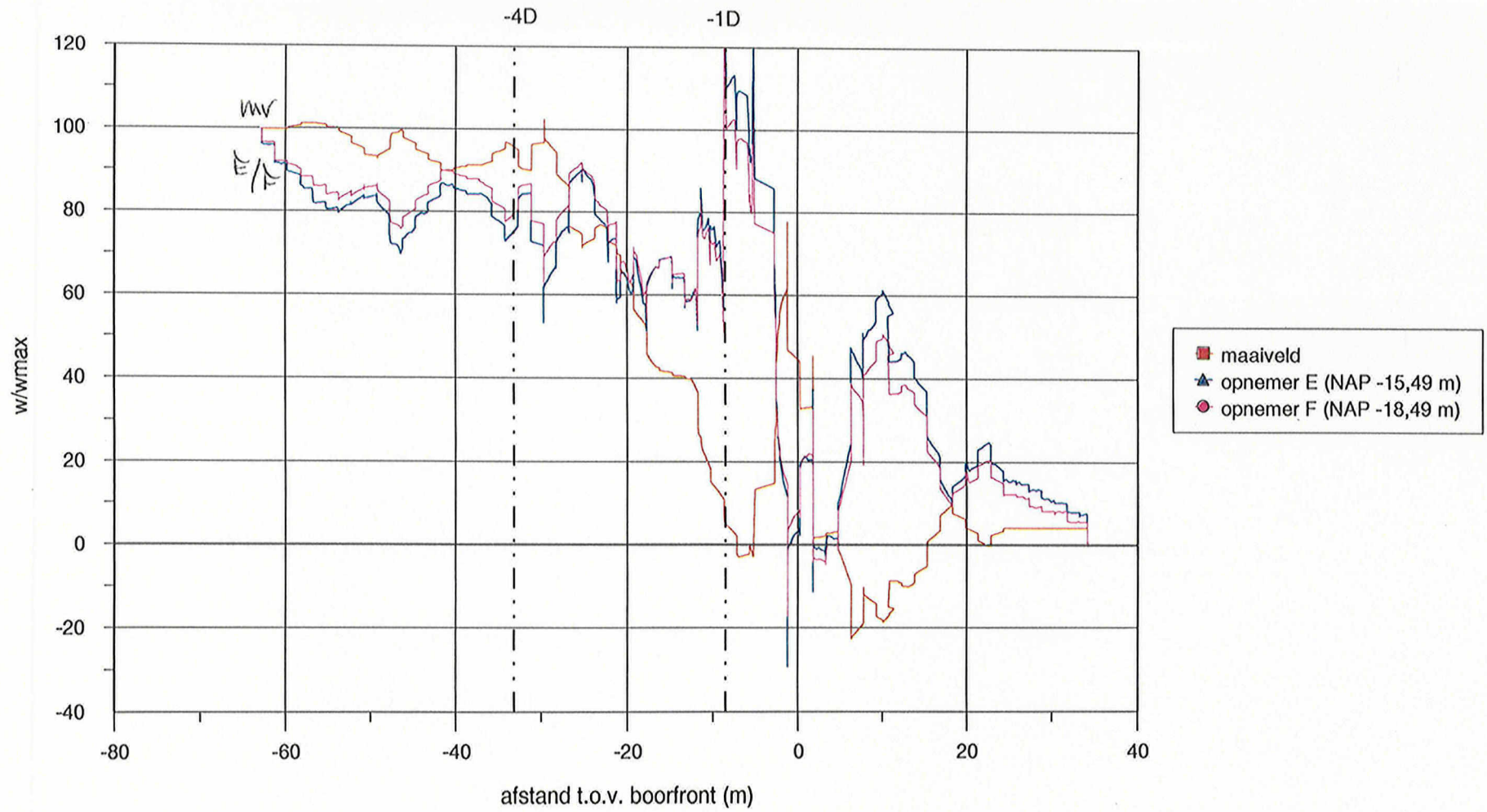
Tweede Heinenoordtunnel Meetveld Zuid (II)
deformaties extensometer EX4 t.o.v. boorfront



Tweede Heinenoordtunnel Meetveld Zuid (II)
deformaties extensometer EX4 t.o.v. boorfront (genormaliseerd)

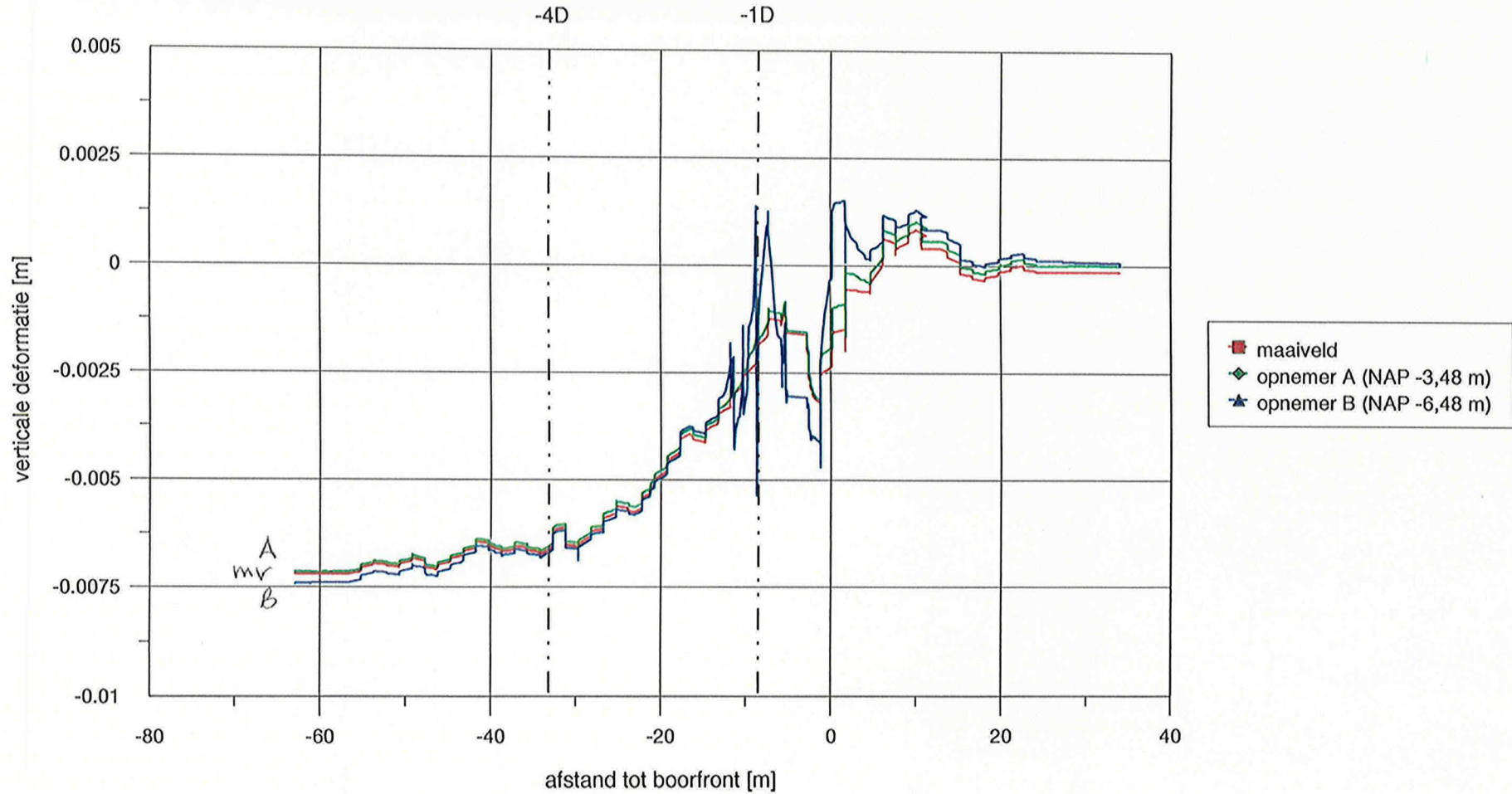


Tweede Heinoordtunnel Meetveld Zuid (II)
deformaties extensometer EX4 t.o.v. boorfront (genormaliseerd)

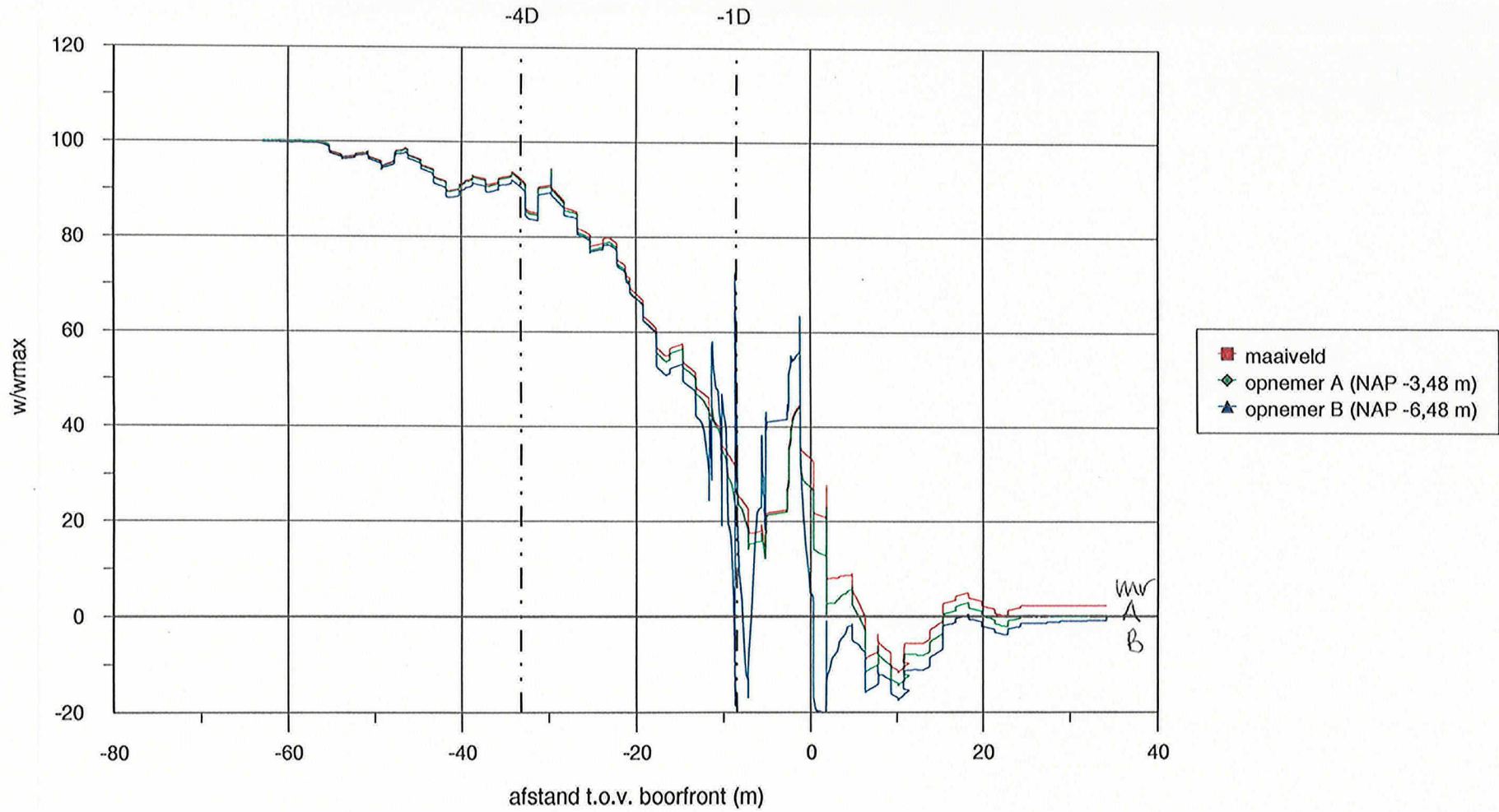


Tweede Heineoordtunnel Meetveld Zuid (II)

deformaties extensometer EX5 t.o.v. boorfront



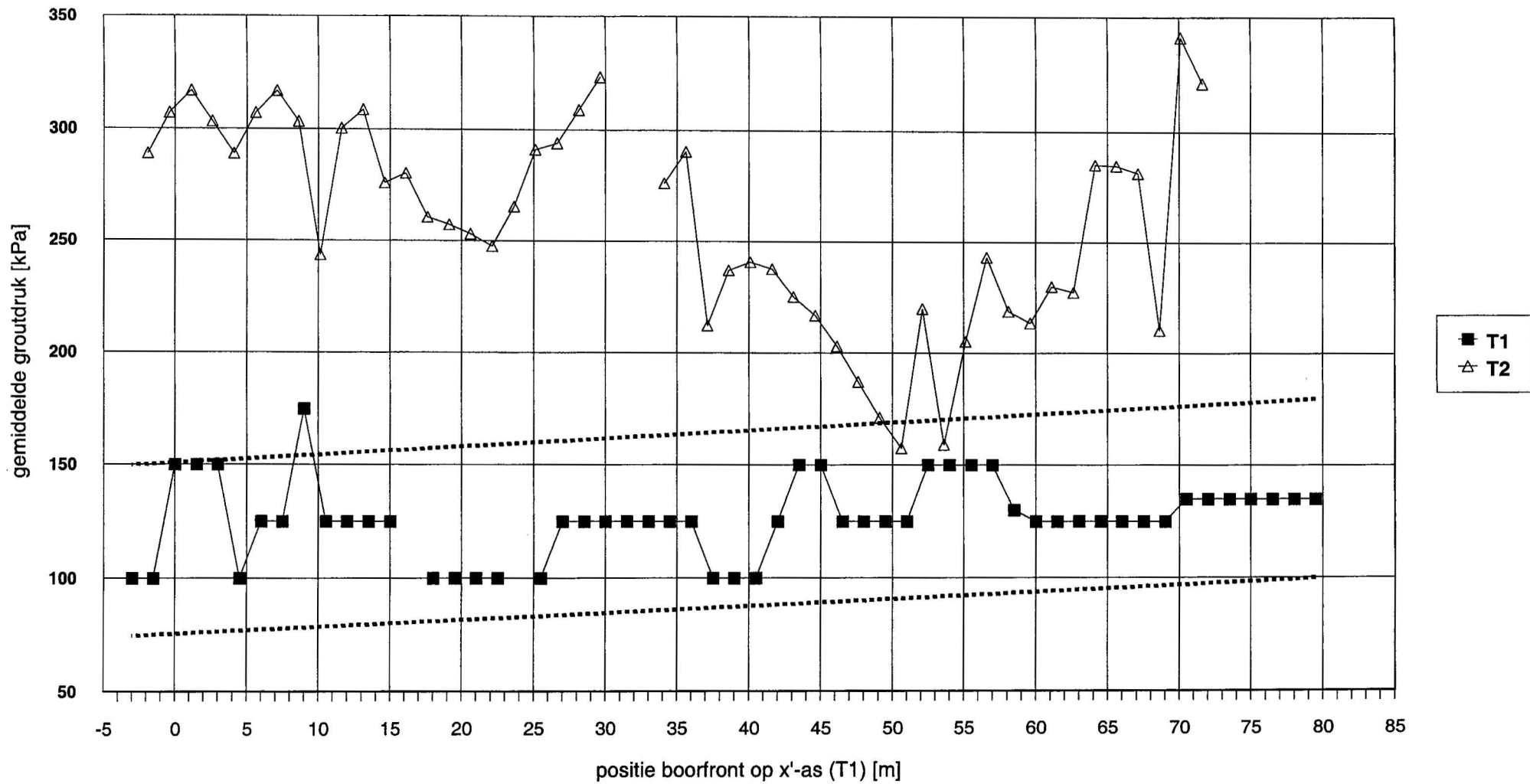
Tweede Heinoordtunnel Meetveld Zuid (II)
deformaties extensometer EX5 t.o.v. boorfront (genormaliseerd)



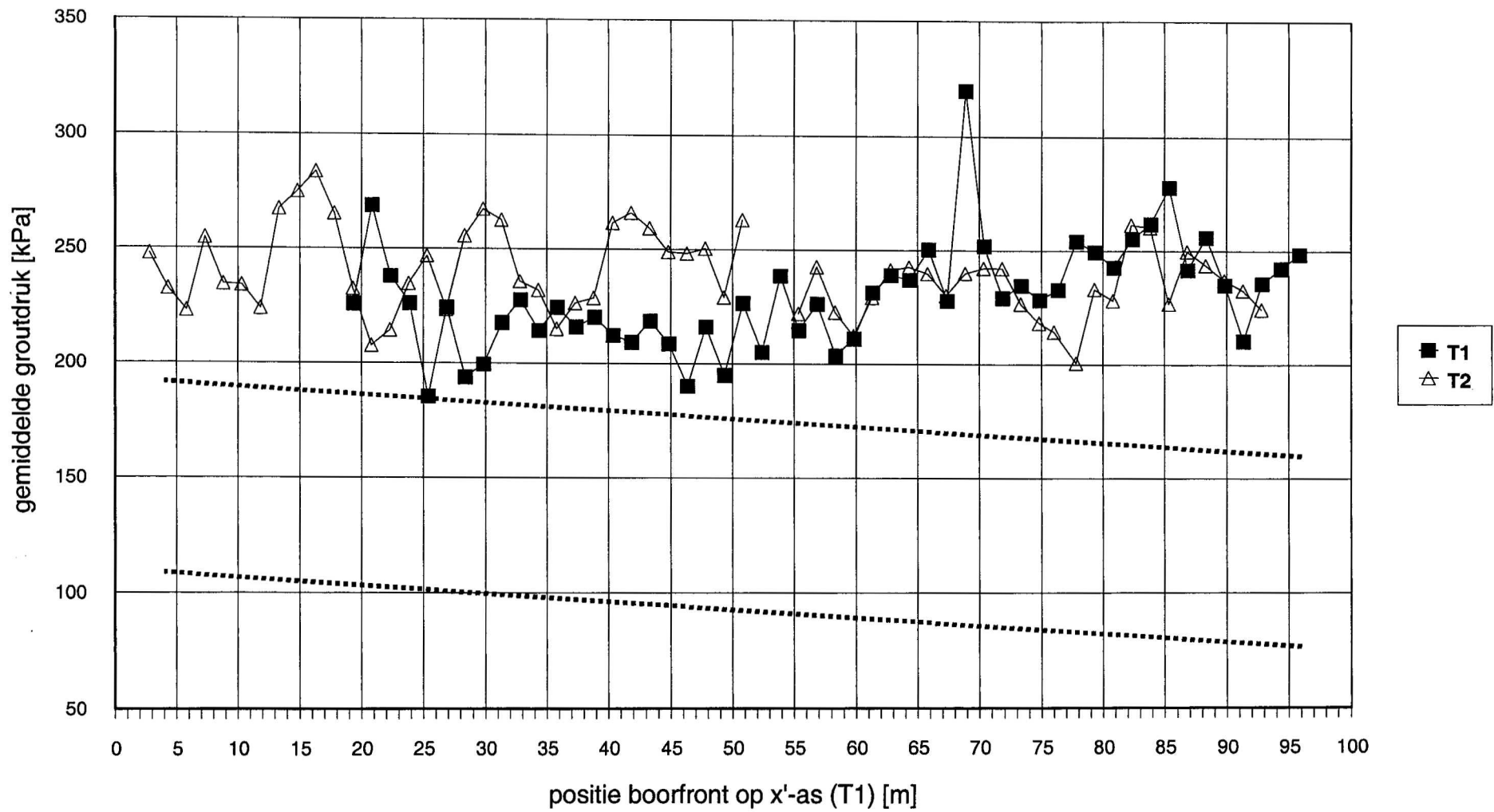
BIJLAGE VII

ANALYSE GEHANTEERDE GROUTDRUKKEN
- Meetveld Noord / Zuid -

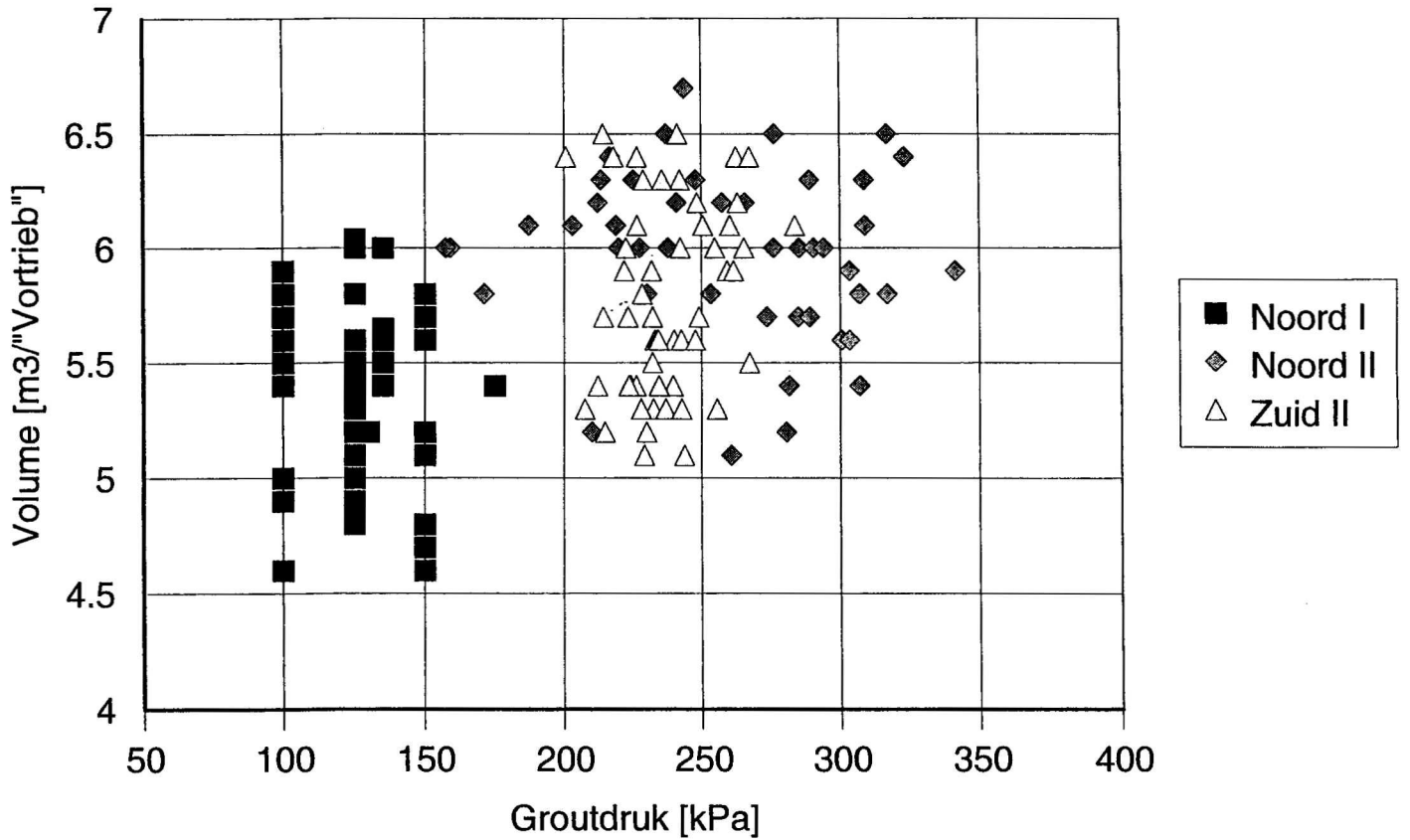
Tweede Heineoordtunnel - Meetgebied Noord T1 en T2
 gemiddelde groutdruk per "Vortrieb" tegen de positie van het boorfront in x'-richting (T1)



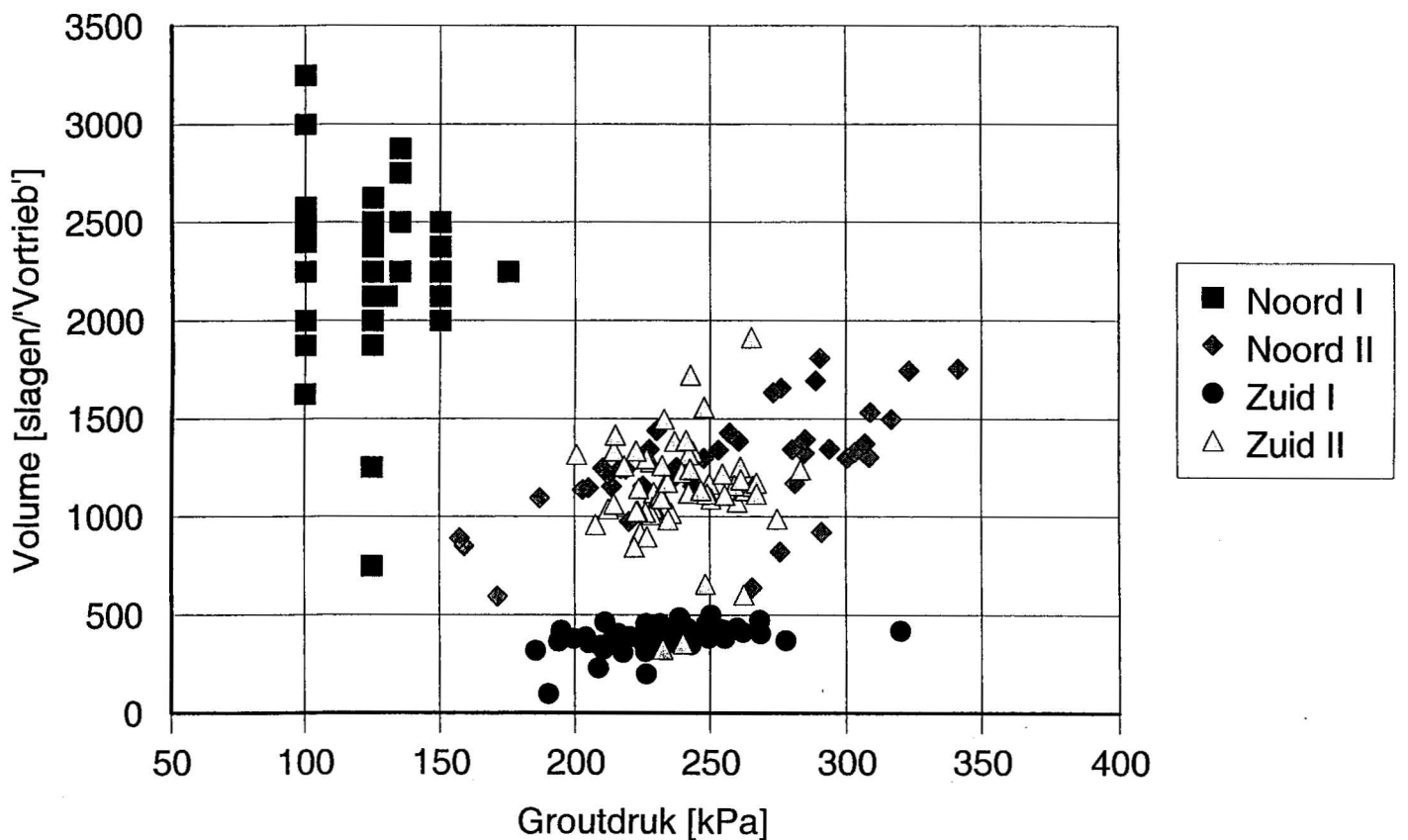
Tweede Heinenoordtunnel - Meetgebied Zuid T1 en T2
gemiddelde groutdruk per "Vortrieb" tegen positie van het boorfront in x'-richting (T1)



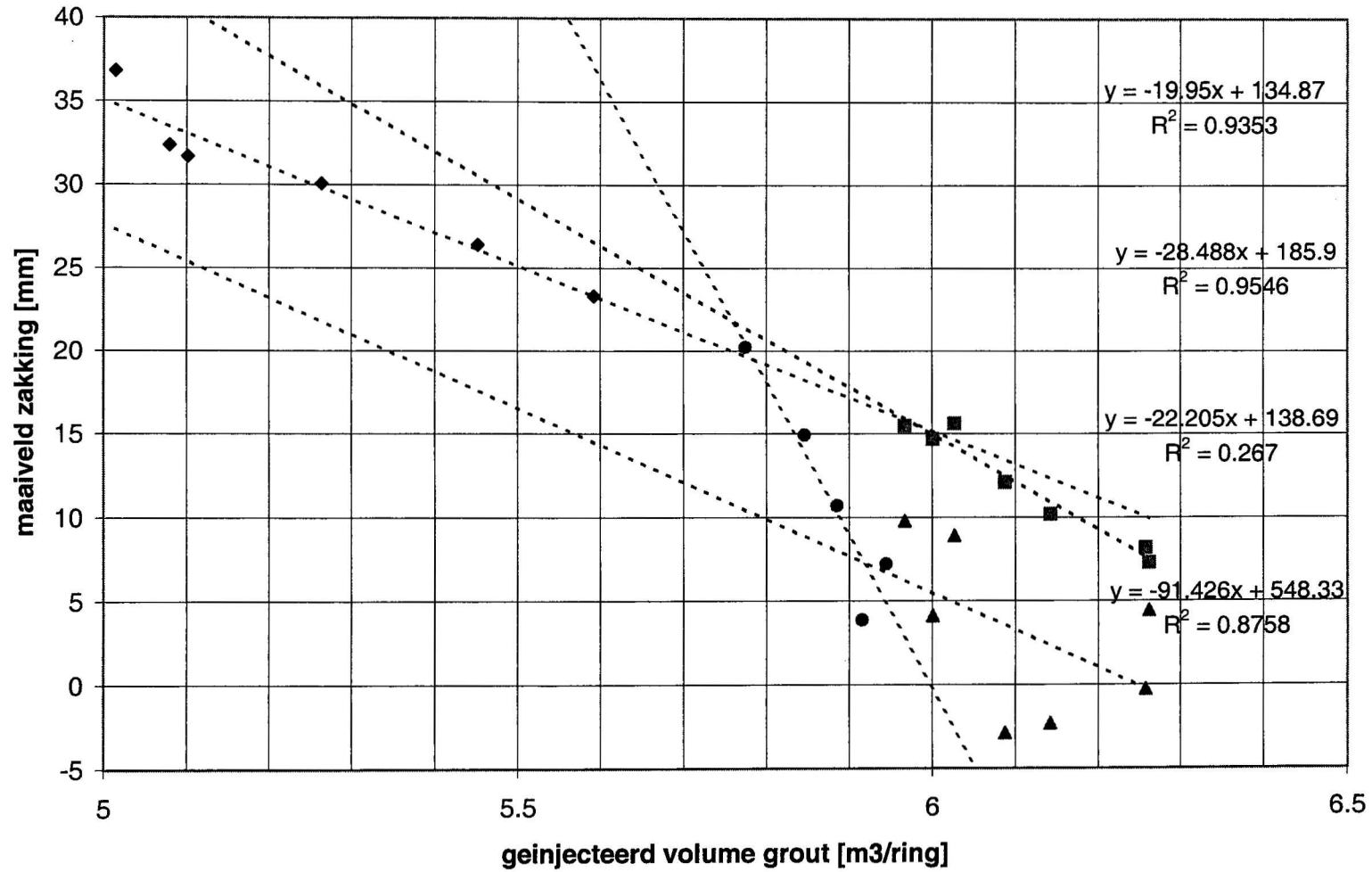
Relatie groutdruk vs groutvolume (I)



Relatie groutdruk vs groutvolume (II)



Tweede Heinenoordtunnel Meetveld Noord / Meetveld Zuid
 volume geïnjecteerd grout vs maaiveld zakking



- ◆ Noord - T1
- Noord - T2
- ▲ Zuid - T1
- Zuid - T2
- Linear (Noord - T1)
- Linear (Zuid - T2)
- Linear (Noord - T2)
- Linear (Zuid - T1)

Tweede Heinenoordtunnel Meetveld Noord / Meetveld Zuid
volume geïnjecteerd grout vs maaiveld zakking

