



Almer E.C. van der Stoel
Studienummer: 806488

Literatuurstudie naar mitigerende maatregelen ter beperking
van zettingen bij het realiseren van (boor)tunnels
en
Het aanbrengen van een wand tussen boortunnel en bebouwing &
Monitoren in combinatie met compaction grouting

Afstudeercommissie:

voorzitter-examinator: prof.ir. A.F. van Tol
coördinator-examinator: ir. K.G. Bezuyen
TU-examinator: ir. B. Polen
TU-examinator: ir. J.P. Oostveen
extern-examinator: ir. E.A.H. Teunissen

Mitigerende maatregelen bij de Noord/Zuidlijn te Amsterdam

Deel 1

*Literatuurstudie naar mitigerende maatregelen ter beperking van
zettingen bij het realiseren van (boor)tunnels*

Almer E.C. van der Stoel
Studienummer: 806488

juli 1996

TU Delft
Vakgroep Waterbouwkunde
Afdeling Geotechniek

Afstudeercommissie:

voorzitter-examinator:
coördinator-examinator:
examinator TU:
examinator TU:
extern examiner:

prof.ir. A.F. van Tol
ir. K.G. Bezuyen
ir. B. Polen
ir. J.P. Oostveen
ir. E.A.H. Teunissen

DANKWOORD

Mijn dank gaat uit naar de heren Van Tol, Polen, Bezuyen, Oostveen, Bosschaart, Danker, Hutteman, Kaalberg, Schaveling en Schiphouwer voor de begeleiding en het advies gedurende het schrijven van dit rapport. Speciale dank gaat uit naar Egbert Teunissen voor zijn aanstekelijk enthousiaste begeleiding.

Ingenieursbureau Witteveen + Bos en het Ontwerpbureau Noord/Zuidlijn wil ik bedanken voor het beschikbaar stellen van hun faciliteiten. Ik hoop dat deze scriptie bij hen net zo enthousiast onthaald zal worden als zij mij indertijd hebben onthaald.

Oom Juan en Opa, die inmiddels beide zijn overleden, wil ik bedanken voor hun financiële steun gedurende mijn studie. Zonder hen was het schrijven van deze scriptie een heel wat zwaardere opgave geworden.

Tot slot wil ik mijn familie en Dany bedanken, voor de emotionele steun die ik in de loop der jaren van hen heb ontvangen.

juli 1996, Almer van der Stoel

VOORWOORD

Dit rapport: "*Deel 1: Literatuurstudie naar mitigerende maatregelen ter beperking van zettingen bij het realiseren van (boor)tunnels*", is het eerste deel van een onderzoek naar de mitigerende maatregelen die zouden kunnen worden toegepast om paalfunderingen en belendingen te beschermen bij het aanleggen van een boortunnel voor de Noord/Zuidlijn in Amsterdam. Met **mitigerende maatregelen** worden in zijn algemeenheid die maatregelen bedoeld die tot doel hebben de nadelige gevolgen van de gevolgde bouwwijze dusdanig te verzachten dat deze acceptabel zijn.

Dit eerste deel heeft een vrij algemeen karakter en behandelt een literatuurstudie naar mitigerende maatregelen ter beperking van zettingen en verplaatsingen bij het aanleggen van (boor)tunnels in het algemeen. Omdat de te verwachten problemen bij de aanleg van boortunnels in Amsterdam (en de rest van Nederland) vooral op het gebied van paalfunderingen te verwachten zijn, is het onderzoek hierop geconcentreerd. Het eerste rapport heeft een tweeledig doel:

- 1 • het geven van een inventarisatie van de methoden ter bescherming van bebouwing (gefundeerd op palen) tegen zettingen en verplaatsingen, inclusief de voor- en nadelen, voorbeelden van toepassingen (case-studie), toepassingsmogelijkheden en waar mogelijk een indicatie van de kosten;
- 2 • het selecteren van de meest gunstige methoden, zowel in het algemeen als voor toepassing bij de Noord-Zuidlijn.

Het tweede deel van het onderzoek is ondergebracht in het rapport: "*Deel 2: Het aanbrengen van een wand tussen boortunnel en bebouwing & monitoren in combinatie met compaction grouting*". Dit deel spits zich meer toe op specifieke toepassing bij een knelpunt van de Noord/Zuidlijn in Amsterdam. In dit rapport zijn terug te vinden:

- 1 • een oriënterende berekening voor wat betreft de doeltreffendheid van een wand tussen de boortunnels en de bebouwing ter plaatse van de knelpunten:
 - Beurs van Berlage en
 - Industria / Madame Tussaud;
- 2 • een kwalitatieve vergelijking van de doeltreffendheid van monitoren in combinatie met compaction grouting voor het knelpunt Beurs van Berlage, waarbij onderscheid wordt gemaakt tussen injectie ter plaatse van de boortunnel en injectie ter plaatse van de paalfundering van de bebouwing; het resultaat wordt aan de hand van de criteria effectiviteit, hinder en kosten vergeleken met het aanbrengen van een wand.

SAMENVATTING

Bij de aanleg van de Noord/Zuidlijn in Amsterdam moet in de binnenstad een deel van het tracé worden gerealiseerd met behulp van de tunnelboormethode. Gezien de grondverplaatsingen en grondontspanning veroorzaakt door volumeverlies in en consolidatie van de grond tijdens het tunnelboorproces, worden problemen verwacht met betrekking tot (ongelijkmatige) zettingen van bebouwing. Gezien het feit dat paalfunderingen in Amsterdam veelvuldig langs het tracé wordt aangetroffen, moeten mitigerende maatregelen erop gericht zijn het draagvermogen van deze paalfundering te beschermen.

Na het geven van algemene informatie betreffende het project Noord/Zuidlijn, de bodemgesteldheid in Amsterdam en enige aspecten van het boren van tunnels zowel in het algemeen als in Amsterdam, wordt een overzicht gegeven van de mogelijke mitigerende maatregelen. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen:

- het geheel of gedeeltelijk ondervangen van bestaande bebouwing, hetzij onder die bebouwing, hetzij via een constructie die gedeeltelijk daarnaast is gelegen;
- grondverbetering via:
 - het kunstmatig bevrozen van de grond, als tijdelijke versteviging;
 - het injecteren (van chemicaliën) in de grond, als permanente versteviging;
 - het verdichten van grond (op paalpuntniveau), ter verhoging van de draagkracht;
- het aanbrengen van een schermconstructie (dam-, combi-, diep, grout-wand).

Bovendien wordt het gebruik van hoogwaardige monitoring systemen beschouwd, die in combinatie met de bovenstaande methoden een op de omstandigheden toegesneden oplossing voor de zettingen kunnen vormen.

De mitigerende maatregelen zijn zoveel mogelijk uiteengezet aan de hand van onder andere de volgende aspecten: doel, toepasbaarheid, eigenschappen van de toegepaste materialen, uitvoering, kosten, effectiviteit, voor- en nadelen en toepasbaarheid bij boortunnels.

Aan de hand van de uiteenzetting van cases worden de praktische mogelijkheden van de verschillende methoden bekeken. De cases leveren vaak ook interessante combinaties van methoden op.

Na het geven van het overzicht van mitigerende maatregelen is getracht te bepalen welke maatregelen voor universele toepassing geschikt zijn, waarbij al snel blijkt dat geschiktheid in hoge mate afhankelijk is van de situatie waarin de maatregel moet worden toegepast. De onderstaande conclusies worden getrokken.

- 1) Uit het bestuderen van de verschillende binnenlandse en vooral buitenlandse cases kwam naar voren dat bij boortunnel-projecten vooral *bevrozen* en *injecteren* van het grondmassief veelvuldig worden toegepast om de bodemeigenschappen te verbeteren en zo zettingen te voorkomen of te beperken. Hoewel soms moeilijk beheersbaar en relatief kostbaar, blijken de beide methoden wel uitermate effectief.
- 2) Het *bijplaatsen van kleine palen* (en/of het *dieper drukken van bestaande palen*) is een acceptabele methode om de bebouwing schadevrij te houden. De methode biedt een mogelijkheid om reeds schuin staande gebouwen weer recht te zetten en te houden en de fundering blijvend te verbeteren. Het belangrijkste nadeel van de methode is de bewerkelijkheid van het aanbrengen van de palen.
- 3) Het maken van een *ondervangingsconstructie met grote (boor)palen en (betonnen) balken* is een zeer solide oplossing met een zeer ingrijpend karakter. Een dergelijke oplossing verdient vanwege dit karakter en de hoge kosten alleen aanbeveling als de andere, voor de bebouwing minder ingrijpende mitigerende maatregelen geen oplossing bieden.

4) Het aanleggen van een *wand tussen boortunnel en bebouwing* verdient zeker nadere aandacht. De methode heeft als voordeel dat de zettingen worden geconcentreerd in het gebied rond de boortunnel, zodat de paalfunderingen een veel kleinere zetting ondergaan. Wanden kunnen een goede remedie vormen tegen verticale grondverplaatsingen. Horizontale verplaatsingen zijn met een wand veel moeilijker tegen te gaan.

5) Het *monitoren van het tunnelboorproces* is als mitigerende maatregelen op zich niet voldoende, maar kan wel een essentieel hulpmiddel zijn bij zettingsgevoelige projecten. Door nauwkeurig alle veranderingen in de omgeving te registreren kunnen op het moment dat het tunnelboorproces (zettings)problemen veroorzaakt direct mitigerende maatregelen, zoals compaction grouting (waarbij als het ware een betonnen ballon in de grond wordt 'opgeblazen', die de grond verdringt/verdicht), worden genomen. Het grote voordeel van deze werkwijze is dat slechts daar waar dat nodig is maatregelen worden genomen.

Voor wat betreft de toepassing van mitigerende maatregelen bij de **Noord/Zuidlijn in Amsterdam** kan het onderstaande worden geconcludeerd.

1) Over een deel van het tracé in de binnenstad ligt de paal(punt) binnen het geschatte invloedsgebied van de boortunnel, zodat een *nieuwe paalfundering* een dieper aanlegniveau moet hebben dan dat van de oude paalfundering. Voor een fundering in de eerste zandlaag betekent dit vaak een nieuwe fundering in de tweede zandlaag, voor een fundering in de tweede zandlaag moet nu in de Eemklei (kleefpaal) worden gefundeerd. Palen in de derde zandlaag (NAP -55 meter) zijn over het algemeen te duur. Het plaatsen van *extra palen* is een goede optie wanneer door onregelmatige zettingen de bebouwing scheef gaat staan. Met behulp van vijzels kan het gebouw recht worden gezet of gehouden en vervolgens waar nodig worden ondersteund met extra palen. Door deze ingreep zal het gebouw misschien nog wel enige zakking vertonen, maar de zakkingsverschillen worden grotendeels opgeheven.

2) Zowel de *injectiemethoden* als de *vriesmethoden* bieden voldoende perspectief. Het enige zwaarwegende nadeel dat naar voren komt zijn de relatief hoge kosten verbonden aan deze methoden. Bovendien is injecteren, behoudens compaction grouting, niet in elke grondsoort mogelijk. Het grote voordeel van beide methoden is de ruime ervaring die (zelfs bij boortunnels) is opgedaan met het gebruik als mitigerende maatregel.

3) Het voordeel van het aanbrengen van een *wand tussen boortunnel en bebouwing* zou kunnen zijn dat het volumeverlies geheel ter plaatse van de boortunnels en dus tussen de wanden moet worden gecompenseerd, zodat de paalfunderingen achter de wand niet beïnvloed worden. De reactiekracht moet worden ontleend aan grondlagen onder de boortunnel en de wrijvingsweerstand aan de paalzijde de wand, terwijl de te beschermen fundering naast of boven de boortunnel ligt. Gezien de positie van de tunnel in de tweede zandlaag of dieper, zullen de damwandlengtes al snel vrij groot worden. Een zwaarwegend nadeel van *diepwanden en boorpalen* is de ontspanning van de grond die optreedt tijdens het aanbrengen. Zelfs wanneer een diepwand op een aanvaardbare afstand van de paalfundering wordt aangebracht, resteert nog het nadeel dat de constructie permanent en dus kostbaar is. Het creëren van een *geïnjecteerde wand* is technisch gezien een goede oplossing, maar is kostbaar wanneer grote hoeveelheden injectievloeistof moeten worden gebruikt. Bij het aanbrengen moet er wel op worden gelet dat de injectielansen geen verstoring van de grond bij de paalpunt veroorzaken.

4) Met het oog op de te verwachten problemen met betrekking tot de zettingen en het verlies aan draagkracht van paalfunderingen, is *monitoring* absoluut noodzakelijk. In ieder geval dient genoeg meetcapaciteit aanwezig te zijn om de hoogteligging en hellingshoek van de bebouwing langs het boortunneltracé voortdurend in de gaten te houden. Met het oog op het beperken van de zettingen kan het koppelen van meetapparatuur aan de TBM gunstige mogelijkheden bieden. Het toepassen van hoogwaardige monitoring systemen gekoppeld aan een 'vangnet' van bevriezings- en/of injectiemethoden zou een degelijke oplossing kunnen vormen.

INHOUDSOPGAVE

blz.

1	INLEIDING	1
<u>1.1</u>	<u>Probleemstelling</u>	1
<u>1.2</u>	<u>Doelstelling afstudeerwerk</u>	2
<u>1.3</u>	<u>Leeswijzer</u>	2
2	PROJECT NOORD/ZUIDLIJN	3
<u>2.1</u>	<u>Kort overzicht van de ontstaansgeschiedenis</u>	3
<u>2.2</u>	<u>Beschrijving van het voorkeurstracé</u>	3
<u>2.3</u>	<u>Status van het project</u>	5
2.3.1	Algemeen	5
2.3.2	Amsterdam-Noord	5
2.3.3	IJ, Centraal Station en Stationsplein	5
2.3.4	Binnenstad	5
2.3.5	De Pijp	6
2.3.6	Amsterdam-Zuid	6
<u>2.4</u>	<u>Geotechnische gegevens</u>	6
3	HET BOREN VAN TUNNELS	7
<u>3.1</u>	<u>Historie</u>	7
<u>3.2</u>	<u>Principe bouwwijze</u>	7
<u>3.3</u>	<u>Ondersteuning van het graaffront</u>	8
<u>3.4</u>	<u>Invloed op de omgeving</u>	9
3.4.1	Algemeen	9
3.4.2	Staaftunderingen	9
3.4.3	Paalfunderingen	9
3.4.4	Afbakening invloedszone boren	10
4	EEN BOORTUNNEL IN HET CENTRUM VAN AMSTERDAM	13
5	MITIGERENDE MAATREGELEN: EEN INLEIDING	15
<u>5.1</u>	<u>Definitie</u>	15
<u>5.2</u>	<u>Indeling van de methoden</u>	16
<u>5.3</u>	<u>Onderscheid naar grondsoort</u>	16
<u>5.4</u>	<u>Beschouwde aspecten van de mitigerende maatregelen</u>	17
6	HET ONDERVANGEN VAN BESTAANDE BEBOUWING	19
<u>6.1</u>	<u>Algemeen</u>	19
6.1.1	Doel en toepassingen	19
6.1.2	Het geheel ondervangen van een bestaande fundering	19
6.1.3	Het gedeeltelijk ondervangen / versterken van een bestaande fundering	19
6.1.4	Mogelijke paalsystemen	20
6.1.4.1	Algemeen	20
6.1.4.2	Fundex en Tubex palen	20

6.1.4.3	<u>Elastische paal / groutpaal</u>	21
6.1.4.4	<u>Versteving met behulp van stalen en/of fiberglas pijpen</u>	21
6.1.4.5	<u>Het dieper drukken van bestaande palen (paalpuntverlaging)</u>	22
6.1.4.6	<u>Het bijplaatsen van kleine stalen of betonnen palen</u>	23
6.1.4.7	<u>De Waalpaal</u>	24
6.1.5	Mogelijke ondervangings-/versterkingsconstructies	25
6.1.5.1	<u>Constructie aangebracht onder de bestaande bebouwing</u>	25
6.1.5.2	<u>Constructie aangebracht naast de bestaande bebouwing</u>	26
6.1.6	Voor- en nadelen	27
6.1.7	Toepasbaarheid bij boortunnels	27
6.2	Cases	29
6.2.1	Case: Mansion House London, onderpinning, palenwand en verstijving van de bebouwing ...	29
6.2.1.1	<u>Inleiding</u>	29
6.2.1.2	<u>Problematiek</u>	29
6.2.1.3	<u>Vorgestelde mitigerende maatregelen</u>	30
6.2.2	Case: Diaconessenhuis Arnhem, de <i>dompconstructie</i>	32
6.2.2.1	<u>Inleiding</u>	32
6.2.2.2	<u>Mogelijke oplossingen</u>	33
6.2.2.3	<u>Leidingtunnel: <i>dompconstructie</i></u>	33
6.2.2.4	<u>Resultaten</u>	34
6.2.2.5	<u>Opmerking</u>	35
6.2.3	Case: 'Principe Pio' Station Madrid, tunnelaanleg door een stenen muur	35
6.2.3.1	<u>Inleiding</u>	35
6.2.3.2	<u>Uitvoering</u>	35
6.2.3.3	<u>Resultaten</u>	36
6.2.4	Case: verkeerstunnel Toulon, 'Paraplu'-principe	37
6.2.4.1	<u>Inleiding</u>	37
6.2.4.2	<u>Uitvoering</u>	37
7	GRONDVERBETERING	39
7.1	<u>Inleiding</u>	39
7.2	<u>Het kunstmatig bevrozen van grond</u>	39
7.2.1	Doelstelling en grenzen van toepasbaarheid	39
7.2.1.1	<u>Doelstelling</u>	39
7.2.1.2	<u>Grenzen van toepasbaarheid</u>	39
7.2.1.3	<u>Voorbeelden toepassing</u>	40
7.2.2	Verandering van de eigenschappen van de grond ten gevolge van het vriesproces	40
7.2.2.1	<u>Eigenschappen</u>	40
7.2.2.2	<u>Bepalende factoren voor de sterkte</u>	41
7.2.3	Principe, vriesmethoden en bijbehorende werkwijzen	41
7.2.3.1	<u>Principe</u>	41
7.2.3.2	<u>Vriesmethoden en bijbehorende werkwijzen</u>	42
7.2.3.3	<u>Methoden van aanbrengen vriesbuizen bij de aanleg van tunnels</u>	43
7.2.4	Voor- en nadelen	44
7.2.5	Keuze koudedragers	45
7.2.6	Toepasbaarheid bij boortunnels	45
7.3	<u>Het injecteren van de grond</u>	46
7.3.1	Doelstelling en grenzen van toepasbaarheid	46
7.3.1.1	<u>Doelstelling</u>	46
7.3.1.2	<u>Grenzen van toepasbaarheid</u>	46
7.3.1.3	<u>Voorbeelden toepassing</u>	47
7.3.2	Principe	47
7.3.2.1	<u>Methoden</u>	47

7.3.2.2	'Normaal' injecteren	47
7.3.2.3	Compaction grouting	48
7.3.2.4	Fracturing	48
7.3.2.5	Jet-grouten	48
7.3.2.6	Methoden van aanbrengen injectiemiddelen bij de aanleg van tunnels	50
7.3.3	Voor- en nadelen	50
7.3.4	Toepasbaarheid bij boortunnels	50
7.4	Het verdichten van grond	51
7.4.1	Doelstelling en methoden	51
7.4.1.1	Mechanisch verdichten	51
7.4.1.2	Injectie op paalpuntniveau	51
7.4.2	Toepasbaarheid bij boortunnels	52
7.5	Het verminderen van de (boven)belasting	52
7.6	Verlaging van de grondwaterstand door drainage ter beperking van de wateroverlast	52
7.7	Gewapende grond	52
7.8	Cases	53
7.8.1	Case: Mannheim by-pass connection, microtunnel vriesbuizen	53
7.8.1.1	Inleiding	53
7.8.1.2	Uitvoering	53
7.8.1.3	Resultaten	54
7.8.2	Case: Oslo rail tunnel, vriezen vanuit een bestaande tunnel	54
7.8.2.1	Inleiding	54
7.8.2.2	Uitvoering	54
7.8.2.3	Resultaten	55
7.8.3	Case: Ameria tunnel Egypte, aansluiting tussen boortunnel en ontvangtschacht in bevroren grond	55
7.8.3.1	Inleiding	55
7.8.3.2	Oorspronkelijke Uitvoering	55
7.8.3.3	Aansluiting met behulp van de vriesmethode	56
7.8.4	Case: Galleria Valsesia Milaan, Jet-grout boog	58
7.8.4.1	Inleiding	58
7.8.4.2	Uitvoering	58
7.8.5	Case: Keizershoofd Vlissingen, Jet-groutkolommen	58
7.8.5.1	Inleiding	58
7.8.5.2	Gegevens	58
7.8.5.3	Uitvoering	59
7.8.5.4	Resultaten	59
7.8.6	Case: Fabrieksgebouw Rotterdam, fracturing	60
7.8.6.1	Inleiding	60
7.8.6.2	Uitvoering	60
7.8.7	Case: Treintunnel Milaan, grouten vanuit een pilot tunnel	61
7.8.7.1	Inleiding	61
7.8.7.2	Uitvoering	61
7.8.8	Case: Turin railway junction, Jet-grouten en chemische injectie	62
7.8.8.1	Inleiding	62
7.8.8.2	Uitvoering	62
7.8.9	Case: Compensation grouting	63
7.8.9.1	Inleiding	63
7.8.9.2	Werkwijze	63

8	EEN SCHERM TUSSEN BOORTUNNEL EN BEBOUWING	65
8.1	<u>Algemeen</u>	65
8.1.1	Doelstelling en soorten schermen	65
8.1.2	Damwanden	65
8.1.2.1	<u>Houten en betonnen damwanden</u>	65
8.1.2.2	<u>Stalen damwanden</u>	66
8.1.2.3	<u>Recente ontwikkelingen</u>	66
8.1.3	Diepwanden	67
8.1.4	Geotextielen	68
8.1.4.1	<u>Eigenschappen</u>	68
8.1.4.2	<u>Grondscheiding</u>	69
8.1.5	Toepasbaarheid bij boortunnels	69
8.2	<u>Cases</u>	71
8.2.1	Case: Mansion House London	71
8.2.2	Case: Metro Bilbao, open bouwput naast monumenten	71
8.2.2.1	<u>Inleiding</u>	71
8.2.2.2	<u>Uitvoering</u>	72
8.2.3	Case: Panelgrouting bouwput Binnenrotte	72
8.2.3.1	<u>Inleiding</u>	72
8.2.3.2	<u>Uitvoering</u>	73
8.2.3.3	<u>Opmerkingen</u>	73
9	HET MONITOREN VAN HET TUNNELBOORPROCES	75
9.1	<u>Algemeen</u>	75
9.1.1	Principe	75
9.1.2	Toepassing	75
9.1.3	Mogelijke combinaties	76
9.1.4	Toepasbaarheid in de Amsterdamse situatie	76
9.2	<u>Cases</u>	77
9.2.1	Case: Seikan-tunnel Japan, gebruik van drukdozen	77
9.2.1.1	<u>Inleiding</u>	77
9.2.1.2	<u>Metingen met behulp van drukdozen</u>	77
9.2.1.3	<u>Resultaten</u>	77
9.2.2	Case: Milan metro station Venezia, monitoren in dicht bebouwd gebied	77
9.2.2.1	<u>Inleiding</u>	77
9.2.2.2	<u>Uitvoering</u>	78
9.2.2.3	<u>Resultaten</u>	78
9.2.3	Case: Boren naast brugpijler in Japan met de <i>Observational Construction Control Method</i> ...	79
9.2.3.1	<u>Inleiding</u>	79
9.2.3.2	<u>Werkwijze OCCM</u>	79
9.2.3.3	<u>Resultaten</u>	80
9.2.4	Case: Lille, Lyon en Parijs, geometrische invloeden (Hr/D)	81
9.2.4.1	<u>Inleiding</u>	81
9.2.4.2	<u>Uitvoering</u>	81
9.2.4.3	<u>Resultaten</u>	82
9.2.5	Case: Compensation grouting (fracturing), Jubilee Line London	82
9.2.5.1	<u>Inleiding</u>	82
9.2.5.2	<u>Werkwijze</u>	83
9.2.6	Compensation grouting middels compaction grouting	83

10 CONCLUSIES	85
<u>10.1 Inleiding</u>	85
<u>10.2 Geschikte mitigerende maatregelen voor het boren nabij paalfunderingen</u>	85
<u>10.3 Geschikte mitigerende maatregelen voor de Amsterdamse Noord/Zuidlijn</u>	86
10.3.1 Ondervangen van bestaande bebouwing	87
10.3.2 Grondverbetering	87
10.3.3 Wand tussen boortunnel en bebouwing	88
10.3.4 Monitoren van het tunnelboorproces	88
<u>10.4 Nadere uitwerking</u>	89
 LITERATUURLIJST	 91

BIJLAGEN

BIJLAGE I. OVERZICHTSTEKENING NOORD/ZUIDLIJN	95
BIJLAGE II. VERTICAAL ALIGNEMENT NOORD/ZUIDLIJN	99
BIJLAGE III. KARAKTERISTIEKE SONDERING AMSTERDAM	103
BIJLAGE IV. ORGANISATIE ONTWERPBUREAU NOORD/ZUIDLIJN	107
BIJLAGE V. PROGRAMMA VAN EISEN	109
BIJLAGE VI. GRONDVERBETERINGSTECHNIEKEN	111
BIJLAGE VII. UITVOERINGSMETHODEN BOREN	115
BIJLAGE VIII. FOTO'S UITVOERINGSMETHODEN H.M. BRESSER	119
BIJLAGE IX. BEOORDELINGSTABEL MITIGERENDE MAATREGELN	125

1 INLEIDING

1.1 Probleemstelling

Het onderwerp van afstuderen heeft zoals de titel al doet vermoeden direct te maken met de aanleg van de Noord-Zuidlijn in Amsterdam. Deze Noord-Zuidlijn moet een belangrijke bijdrage gaan leveren aan het openbaar vervoer in Amsterdam in het algemeen en de ontsluiting van Amsterdam-Noord in het bijzonder. Het tracé loopt van Amsterdam-Noord, via het Centraal Station 'over' het Damrak, het Rokin en de Vijzelgracht naar de RAI.

Bij de aanleg van deze metroverbinding zal voor de eerste maal, in 'Nederlandse' omstandigheden en in stedelijke omgeving, grootschalig gebruik worden gemaakt van tunnelboortechnieken. Één van de belangrijkste problemen bij het realiseren van een boortunnel zijn de zettingen en verplaatsingen die het boorproces tot gevolg heeft. Vooral in stedelijk gebied kunnen deze van doorslaggevend belang zijn met betrekking tot de haalbaarheid van de bouw van de tunnel. Uiteraard speelt dit probleem ook in belangrijke mate in Amsterdam, waar het boortunnel-tracé de binnenstad met zijn veelheid aan historische, op palen gefundeerde bebouwing doorsnijdt.

Uit vooronderzoek is gebleken dat de invloed van het tunnelboorproces op paalfunderingen nog niet voldoende bekend is. Op dit moment wordt gewerkt aan 3D-rekenmodellen en centrifuge-onderzoek, maar de resultaten en conclusies die kunnen leiden tot richtlijnen voor het ontwerp, worden niet binnen afzienbare tijd verwacht. Uit dit zelfde vooronderzoek bleek dat weinig bekend is over methoden ter bescherming van bebouwing bij het boren nabij paalfunderingen (zgn. *mitigerende maatregelen*⁽¹⁾). Hier en daar worden in de literatuur mogelijke methoden genoemd, maar een gedegen inventarisatie is nog niet gepubliceerd. Wel is de nodige informatie beschikbaar over hulpconstructies bij de bouw van ondergrondse constructies die wellicht kan worden aangepast en vervolgens toegepast bij boortunnels. Wanneer rekenmodellen zijn ontwikkeld kost het de nodige tijd om deze te valideren aan de hand van praktijkmetingen. Ook het effect van de mitigerende maatregelen moet aan de hand van deze praktijkmetingen worden getoetst.

⁽¹⁾ *mitigerende maatregelen zijn in zijn algemeenheid die maatregelen die tot doel hebben de nadelige gevolgen van de gevolgde bouwwijze dusdanig te verzachten dat deze acceptabel zijn.*

1.2 Doelstelling afstudeerwerk

Het doel van het afstuderen wordt als volgt omschreven:

- 1 • *het geven van een inventarisatie van de methoden ter bescherming van bebouwing bij het boren nabij paalfunderingen, inclusief de voor- en nadelen, voorbeelden van toepassingen (case-studie) en toepassingsmogelijkheden;*
- 2 • *het selecteren van de meest gunstige methoden voor toepassing, zowel in het algemeen als voor toepassing bij de Noord-Zuidlijn;*
- 3 • *het uitvoeren van een oriënterende berekening voor wat betreft de doeltreffendheid van een wand ter plaatse van de knelpunten:*
 - *Beurs van Berlage en*
 - *Industria / Madame Tussaud;*
- 4 • *een kwalitatieve vergelijking van de doeltreffendheid van monitoren in combinatie met compaction grouting voor het knelpunt Beurs van Berlage, waarbij onderscheid wordt gemaakt tussen injectie ter plaatse van de boortunnel en injectie ter plaatse van de paalfundering van de bebouwing; het resultaat wordt aan de hand van de criteria effectiviteit, hinder en kosten vergeleken met het aanbrengen van een wand.*

De eerste twee punten worden in dit eerste rapport behandeld, de punten drie en vier worden in deel 2 van de afstudeer-rapportage uitgewerkt.

1.3 Leeswijzer

Na deze inleiding wordt in hoofdstuk 2 ingegaan op enige algemene aspecten van het project Noord/Zuidlijn. In hoofdstuk 3 worden enige aspecten van het boren van tunnels behandeld, waarna in hoofdstuk 4 specifiek op het boren van een tunnel in Amsterdam en de problemen die dit met zich meebrengt wordt ingegaan.

Hoofdstuk 5 geeft een inleiding op en een overzicht van de te behandelen mitigerende maatregelen en in de hoofdstukken 6 t/m 9 worden respectievelijk de volgende maatregelen behandeld:

- ondervangen van bestaande bebouwing (6);
- grondverbetering (7);
- het aanbrengen van een scherm tussen boortunnel en bebouwing (8) en
- monitoren van het tunnelboorproces (9).

In het laatste hoofdstuk (10) worden de gevonden mitigerende maatregelen tegen elkaar afgewogen, waarna het tot een keuze van twee nader uit te werken maatregelen komt.

2 PROJECT NOORD/ZUIDLIJN

2.1 Kort overzicht van de ontstaansgeschiedenis

In de jaren zestig en zeventig zijn door het Gemeentevervoerbedrijf Amsterdam plannen ontwikkeld voor een metronet. Naast de inmiddels gerealiseerde Oostlijn is hierin ook voor het eerst sprake van een doorgaande verbinding die Amsterdam van noord naar zuid moet doorsnijden. Na diverse oriënterende studies, onder andere door de TU Delft in 1988 (zie Lit.[42]) is in 1989 een intensieve studie naar de haalbaarheid gestart, die op 31 juni 1994 resulteerde in de oprichting van het Ontwerpbureau Noord/Zuidlijn (Participanten zijn: Witteveen + Bos, De Weger Arch. en Ingenieursbureau en Ingenieursbureau Amsterdam). Het project bevat in zijn huidige omvang een verbinding tussen Amsterdam-Noord (Buikslootmeerplein) en Amsterdam-Zuid (WTC) met een beoogde capaciteit van 160.000 passagiers per dag (vanaf 2005). In een later stadium kan de metrolijn worden doorgetrokken in zuidelijke richting naar Schiphol/Hoofddorp en in noordelijke richting naar Purmerend en Zaandam. De capaciteit moet dan 300.000 passagiers per dag bedragen. De resultaten van de voorgaande studies zijn vastgelegd in een drietal studierapporten, te weten:

- 1) Technische Studie Ondergronds Openbaar Vervoer, december 1989; dit rapport behandelt de mogelijkheden en consequenties van de aanleg van tunnels voor ondergronds railvervoer in Amsterdam;
- 2) Technische Studie Ondergronds Openbaar Vervoer, deel 2, februari 1991; hierin wordt uitgegaan van een ondergronds tracé, waarbij drie varianten worden onderzocht (twee boormethoden, één vanaf maaiveld); naar aanleiding van dit rapport besloot de Gemeenteraad variant B3 uit te voeren, zijnde een boortunnel met als belangrijkste kenmerken van het tracé het volgen van de route: Damrak - Rokin - Vijzelstraat;
- 3) Studie Noord/Zuidlijn, juli 1993; hierin zijn een groot aantal deelonderzoeken uitgewerkt, gerangschikt naar de onderwerpen vervoerswaarde, technisch concept en tracéverkenning.

Aangaande de besluitvorming heeft de Gemeenteraad op 21 augustus 1991 besloten dat de Noord/Zuidlijn gewenst is, het tracé B3 moet volgen en een regionale functie dient te krijgen, zodat bovendien goede afstemming moet plaatsvinden met de Nederlandse Spoorwegen (NS) en het ministerie van Verkeer en Waterstaat.

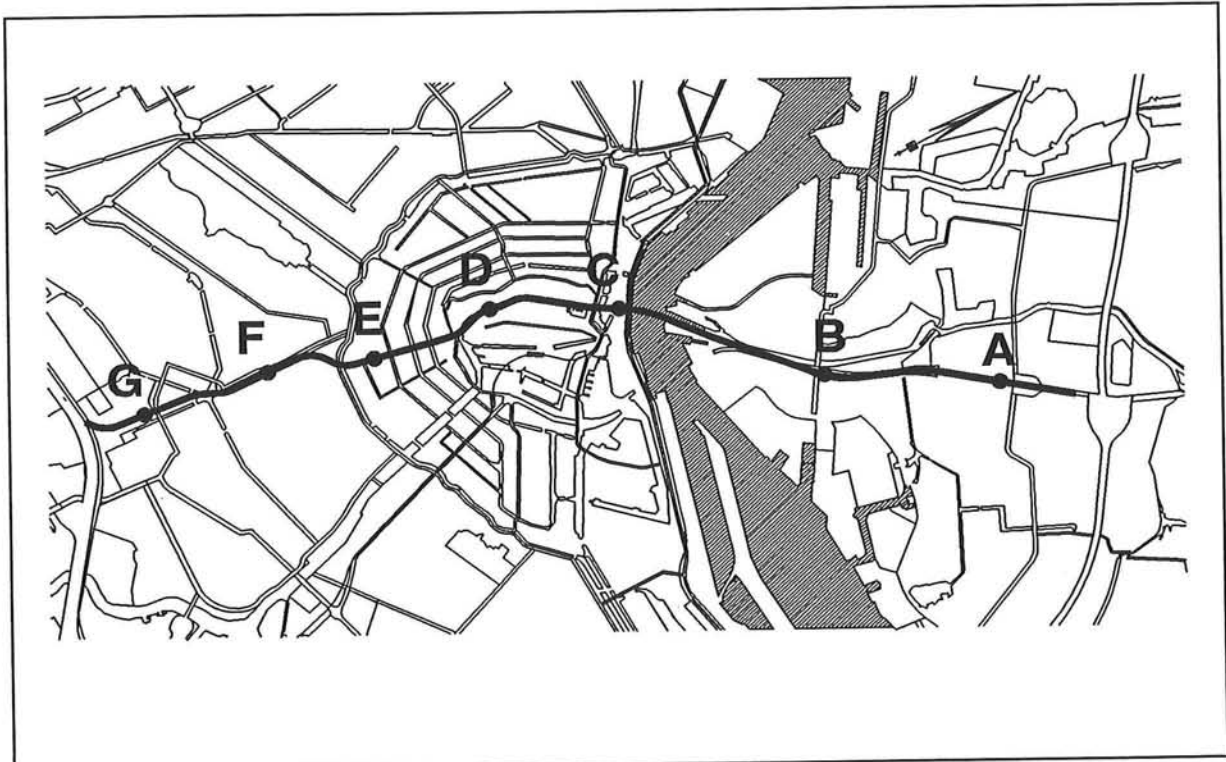
Op basis van het derde rapport is bovendien op 9 maart 1994 door de Gemeenteraad o.a. besloten om het voorkeurstracé "voortvarend uit te werken". De concrete gevolgen van de raadsbesluiten tot op heden voor wat betreft het tracé worden genoemd in de volgende paragrafen.

N.B. De Gemeenteraad heeft tot op heden (juni 1996) nog niet besloten de Noord/Zuidlijn daadwerkelijk aan te leggen!

2.2 Beschrijving van het voorkeurstracé

Hier wordt kort omschreven hoe het voorkeurstracé is ingepast in Amsterdam. Bij de omschrijving is uitgegaan van de B3 variant (Damarak - Rokin - Vijzelstraat) en tevens van de laatste modificaties (op het gebied van details). Aangezien een plaatje nog altijd meer zegt dan duizend woorden, is in bijlage I een gedetailleerde overzichtstekening van het tracé

opgenomen. De hoogte/diepteligging die in deze overzichtstekening is beschreven is slechts globaal. In figuur 2.1 is in één oogopslag in plattegrond de weg die het tracé door Amsterdam volgt te zien.



FIGUUR 2.1 Plattegrond Amsterdam en Noord/Zuidlijn

In plaats van een opsomming te geven van alle straten die het tracé doorkruist wordt hier volstaan met het globaal aangeven van het te volgen traject. In de volgende paragraaf wordt het voorkeurstracé nauwkeuriger beschreven. Daar wordt aan de hand van de methode van realisatie het tracé geschetst.

Over het algemeen volgt de Noord/Zuidlijn zoveel mogelijk het bestaande patroon van wegen en waterlopen. Dit heeft mede te maken met de (juridische) problemen die zijn te verwachten bij het aanleggen (boren) van een tunnel onder andermans terrein (Mijnbouwwet) en het voorkomen van overlast door zettingen. Op één plaats wordt afgeweken van deze regel, en dat is waar het tracé onder de bebouwing van De Pijp is gelegen (kruising Frans Halsstraat met de Stadhouderskade). De reden voor de afwijking is dat de knik die het stratenpatroon daar vertoont niet kan worden gevolgd door het tracé, omdat de horizontale boogstralen dan te klein zouden worden.

Het tracé is bovendien zo gekozen dat stations kunnen worden aangelegd op die plaatsen waar behoefte is aan in/overstapcapaciteit. Dit betekent overigens niet altijd dat deze lokaties ook uitvoeringstechnisch gunstig zijn om een station te realiseren. In de binnenstad is dat in ieder geval niet het geval.

2.3 Status van het project

2.3.1 Algemeen

Om een beeld te vormen van de manier waarop de Noord/Zuidlijn moet worden gerealiseerd, worden in dit hoofdstuk kort, van Noord naar Zuid, de aanlegmethoden en markante punten genoemd. Het gedeelte van het tracé waarover geboord gaat worden komt hierbij wat uitgebreider aan bod. De letteraanduidingen A t/m G bij de stations verwijzen naar figuur 2.1. Een gedetailleerd overzicht bevindt zich in Bijlage I. Met nadruk wordt er op gewezen dat het in deze bijlage een momentopname betreft van maart 1995.

2.3.2 Amsterdam-Noord

In Amsterdam-Noord worden de sporen westelijk van de Nieuwe Leeuwarderweg conflictvrij aangelegd op een hooggelegen aardebaan. Stations zijn opgenomen ter plaatse van het Buikslotermeerplein (A) en de Johan van Hasseltweg (B). In zuidelijke richting daalt het tracé langs het Noordhollands kanaal in een polder- en bakconstructie, tot de Sixhaven wordt bereikt. Hier is een reservering gemaakt voor een station.

2.3.3 IJ, Centraal Station en Stationsplein

Uit oogpunt van de slechte grondgesteldheid t.p.v. het IJ, de onaanvaardbaarheid van boren onder het Centraal Station voor de NS en de beoogde hoge ligging van het te bouwen metrostation CS (C), is gekozen voor een afzinktunnel ten behoeve van het passeren van het IJ. Ter plaatse van het stationsplein wordt gebouwd vanaf het maaiveld. Deze activiteiten moeten uit het oogpunt van overlast deels 's nachts plaatsvinden; overdag worden hulpbruggen over de bouwput geschoven.

2.3.4 Binnenstad

Onder het natte Damrak wordt vanuit een startschacht (de boorrichting is van noord naar zuid) de tunnel geboord. In het voorontwerp zijn twee varianten uitgewerkt, namelijk één dubbelsporige tunnel met een diameter van circa 10 m en twee enkelsporige tunnels met een diameter van circa 6,5 m. Op dit moment geniet de enkelsporige variant de voorkeur. De boorsnelheid bedraagt circa 10 m/dag per TBM⁽¹⁾ en er moet om de bouwtijd te bekorten met twee TBM's gewerkt worden. Het tracé loopt vervolgens via de Dam naar het Rokin, waar in het zuidelijke, droge deel een station (D) is opgenomen. Vanaf het station Rokin draait de tunnel met een S-vormig verloop de Vijzelstraat in. De tot dan toe gevolgde ligging in de tweede zandlaag wordt verlaten om onder de stalen palen van de brug bij de Munt door te gaan. Maatregelen ter verstijving van de ondergrond bij de Munt dienen te worden uitgevoerd om een ongestoorde verkeerssituatie te handhaven. Het tracé volgt nu de Vijzelstraat en blijft in de Eemklei tot voor het station Vijzelgracht. Daar stijgt de tunnel weer tot de tweede zandlaag, wat boortechnisch en kostentechnisch (aanleg station) het gunstigst is. Na het station Vijzelgracht (E) kruist het tracé het Weteringcircuit en vervolgt zijn weg naar De Pijp.

⁽¹⁾ TBM = Tunnel Boring Machine (Eng.) / tunnelboormachine

2.3.5 De Pijp

Komende vanuit de Vijzelstraat is het tracé vanaf de kruising Frans Halsstraat - Stadhouderskade tot aan de Boerenwetering/Eerste Jacob van Campenstraat onder de bebouwing gelegen. Het aantal te onderboren panden en de omvang van de werkzaamheden ter bescherming van de fundering kunnen beperkt blijven. De mitigerende maatregelen vereisen hoogstwaarschijnlijk wel een gedeeltelijke, tijdelijke ontruiming van deze panden. De tunnel is wederom gelegen in de tweede zandlaag.

2.3.6 Amsterdam-Zuid

Na het kruisen van de Boerenwetering stijgt de tunnel tot de eindschacht. Zuidelijk van deze schacht is gekozen voor de aanleg in een bouwkuip met damwanden. In dit laatste stuk bevinden zich nog de stations Ceintuurbaan (F) en RAI/Wielingenstraat (G) waarmee het totaal aantal stations op zeven is gekomen.

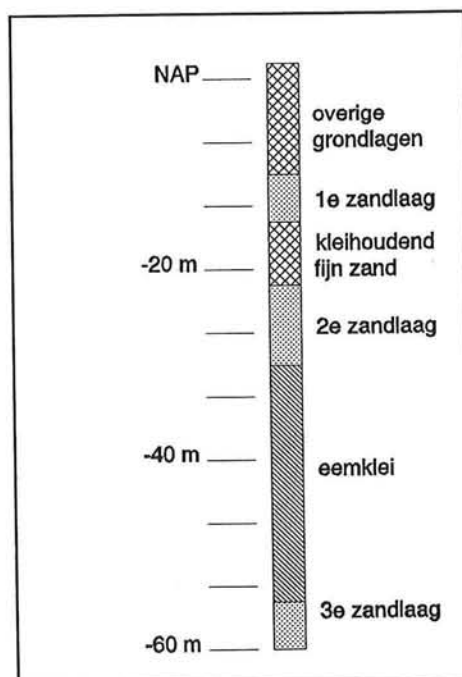
2.4 Geotechnische gegevens

De bodemopbouw heeft in Amsterdam globaal gesproken de volgende karakteristieken:

- het maaiveld bevindt zich gemiddeld op circa NAP +2,0 m;
- onder een enkele meters dikke laag ophoogmateriaal bevindt zich een holocene deklaag bestaande uit klei, veen en silthoudend zand tot circa NAP -14,0 m;
- drie pleistocene zandlagen waarvan de bovenkanten liggen op respectievelijk NAP -14,0 m, NAP -22,0 m en NAP -55,0 m;
- onder de eerste zandlaag bevindt zich een enkele meters dikke laag bestaande uit kleihoudend fijn zand (Alleröd) en onder de tweede zandlaag bevindt zich een circa 25 meter dikke laag slecht doorlatende klei, die bestaat uit Eemklei (tot NAP -44 m) en daaronder de formatie van Drenthe (tot NAP -55 m) gescheiden door een 0,2-0,5 meter dikke laag met de formatie van Harting.

Het bovenstaande bodemprofiel wordt over bijna het gehele tracé aangetroffen, met uitzondering van Amsterdam-Zuid, waar de drie zandlagen wigvormig naar elkaar toe lopen en het IJ, het Centraal Station en De Pijp, waar door geulvorming de eerste twee zandlagen grotendeels zijn geërodeerd.

In bijlage II is het verticaal alignment van de Noord/Zuidlijn opgenomen en in bijlage III is een karakteristieke sondering voor de binnenstad van Amsterdam opgenomen, zodat een beeld kan worden verkregen van de eigenschappen van de grond. Met nadruk wordt er op gewezen dat het hier een momentopname betreft van maart 1995.



FIGUUR 2.2 Globaal bodemprofiel (binnenstad)

3 HET BOREN VAN TUNNELS

3.1 Historie

Boortunnels worden hoofdzakelijk toegepast bij de passage van waterwegen (rivieren, kanalen, zeearmen) en in dichtbevolkte en dichtbebouwde gebieden. Bij de eerste categorie kan als alternatief afzinken van een tunnel worden genoemd. Wanneer dit door bijvoorbeeld stroming of golven onmogelijk is, vormt boren een goed alternatief. Bij de tweede categorie, het boren in dichtbebouwde gebieden, kan het onwenselijk zijn vanaf het maaiveld te bouwen (cut- en covermethode) vanwege de met de bouw gepaard gaande overlast.

In Nederland is traditioneel veel ervaring opgedaan met de cut- en covermethode en de afzinkmethode. Deze methoden lenen zich over het algemeen namelijk goed voor toepassing in de Nederlandse situatie, die wordt gekenschetst door hoge grondwaterstanden en een grote variatie aan slappe lagen. Deze geologie is er mede de oorzaak van dat in Nederland weinig ervaring is opgedaan met tunnelboormethoden (voor tunnels met een grote diameter), die oorspronkelijk zijn ontwikkeld voor gebruik in harde, rotsachtige grondsoorten en dus minder geschikt zijn voor gebruik in de Nederlandse bodem. Bovendien zijn tot op heden de kosten verbonden aan een boortunnel veelal niet concurrerend ten opzichte van die van de cut- en covermethode. Met de afzinkmethode is in sommige gevallen wel te concurreren.

In landen als Japan, Duitsland en Oostenrijk bestaat een vrij grote expertise op het gebied van boortunnels (circa 30 jaar ervaring). Ook in Groot-Brittannië en Frankrijk bestaat ruime ervaring met boortunnels. Deze ervaring is onlangs uitgebreid met de realisatie van de Kanaal-tunnel. Nederland heeft zich als doel gesteld de opgelopen achterstand in te halen door de oprichting van het Centrum Ondergronds Bouwen (COB) en de op stapel staande realisatie van een tweetal projecten (2e Heinenoordtunnel, Botlektunnel). Daarnaast zal de mogelijke realisatie van boortunnels bij de Noord/Zuidlijn en de Westerschelde tot verhoging van het kennisniveau leiden⁽¹⁾.

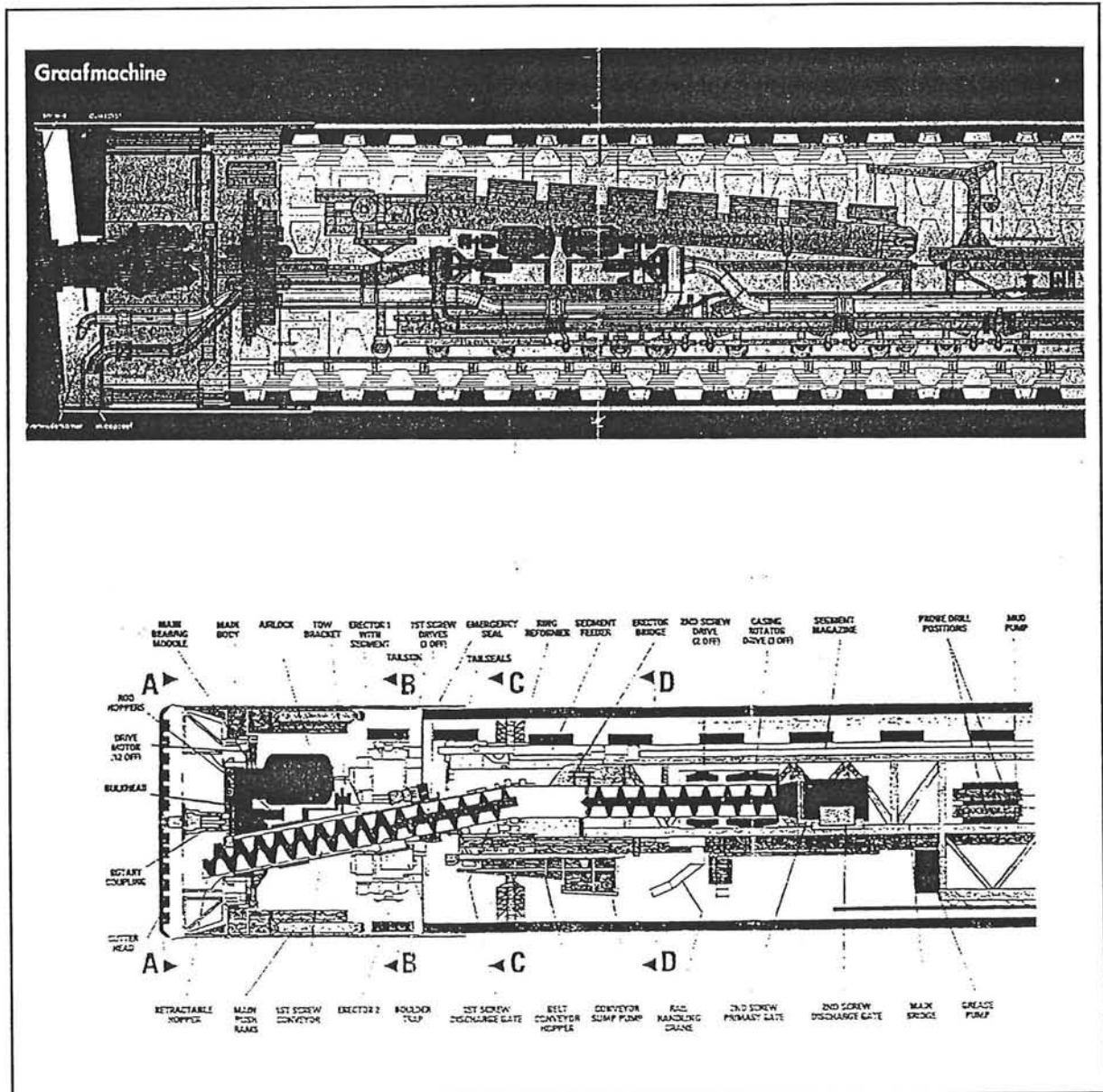
3.2 Principe bouwwijze

Voor het boren van tunnels in slappe grond worden over het algemeen de schildmethode gebruikt. Hierbij wordt gestart met het maken van een startschacht (diep-/damwandconstructie). Vervolgens wordt het boorschild, een stalen cilinder die een circa 15 cm grotere diameter heeft dan de buitenzijde van de tunnel, in deze schacht geplaatst. Aan de voorzijde van het schild wordt grond ontgraven en telkens als een ontgravingsfase gereed is, zet het schild zich met behulp van vijzels af tegen de achter het schild opgebouwde tunnellinging (= tunnelmantel). Daarna worden de vijzels ingetrokken en wordt een nieuw stuk tunnellinging geplaatst. Deze procedure herhaalt zich tot de eindschacht is bereikt.

⁽¹⁾ Op het moment van gereedkomen van dit rapport heeft het kabinet juist besloten de Hoge SnelheidsLijn (HSL) door het "groene hart" te voeren middels een geboorde tunnel.

3.3 Ondersteuning van het graaffront

De verhouding tussen de verticale grondspanning en de ongedraineerde schuifsterkte, de zogenaamde overload factor (OF) geeft een indicatie voor de wenselijkheid van ondersteuning van het graaffront. In Nederland zijn de kleilagen over het algemeen onvoldoende sterk en bevinden de zandlagen zich onder het grondwaterpeil, zodat geldt $OF > 5$. Dit duidt er op dat niet alleen het tunnelgat ($2 < OF < 5$) maar ook het graaffront dient te worden ondersteund. Over het algemeen kunnen de volgende typen graaffrontondersteuning worden onderscheiden: door luchtdruk; door bentonietsuspensie; mechanisch; door gronddruk of door combinaties van eerdergenoemde typen.



FIGUUR 3.1 Hydro-schild (boven) en EPBS (onder)

In Nederlandse omstandigheden gaat de voorkeur uit naar het gebruik van een slurrschild of een Gronddrukbalansschild (EPBS)⁽¹⁾. Het gaat te ver om hier de boortechnieken uitvoerig te beschrijven, zie hiervoor o.a. Lit.[48] en Lit.[4]. In bijlage VII is een overdruk uit Lit.[4]

⁽¹⁾ EPBS = Earth Pressure Balanced Shield (Eng.)

opgenomen waarin verschillende schildtypes zijn geclassificeerd. Om een idee te geven van de lay-out van een tunnelboormachine zijn in figuur 3.1 afbeeldingen opgenomen van een Hydro-schild en een EPBS.

3.4 Invloed op de omgeving

3.4.1 Algemeen

De invloed van het boorproces op de omgeving uit zich in vervormingen in de ondergrond (volumeverlies). Deze vervormingen leiden tot spanningsveranderingen en daaruit voortvloeiende maaiveldzakkingen en zakkingen op lagere niveaus in de grond.

Belangrijke oorzaken van de maaiveldzakkingen zijn het verschil tussen steundruk en oorspronkelijke gronddruk, het onvoldoende/ongelijkmatig vullen van de staartspleet⁽¹⁾, het ontgraven van een surplus aan grond in bochten (oversnijding) en indirecte effecten door consolidatie. De eerste twee oorzaken zijn goed voor ongeveer 55% van de totale zakking, de laatste voor de resterende 45%.

Als kengetal voor de invloed van het boorproces wordt vaak het volumeverlies $\Delta V/V$ gebruikt. Ook wordt wel de maximale maaiveldzakking gebruikt.

Voor de vorm van de zettingstrog in dwarsrichting wordt over het algemeen een Gausskromme aangehouden. Voor de vorm van de zettingstrog in langsrichting bestaat minder overeenstemming (een Gausskromme is één van de mogelijkheden).

3.4.2 Staalfunderingen

De belangrijkste gevolgen van het tunnelboorproces voor staalfunderingen zijn de hierbij optredende zettingen. Gelijkmatige zettingen zijn tot op zekere hoogte toelaatbaar, ongelijkmatige zettingen zijn aan strenge eisen gebonden. In Lit.[45] worden aanbevelingen voor toelaatbare zettingen gegeven, deze worden hier verder niet behandeld. De gehanteerde definities voor hoekverdraaiingen en dergelijke zijn onder andere terug te vinden in Lit.[48] en NEN 6740. Opgemerkt wordt nog dat de meeste eisen voor zettingen en hoekverdraaiingen betrekking hebben op lange duur effecten (kruip), terwijl bij een boortunnel juist snelle veranderingen in de grond optreden. Door deze relatief hoge snelheid liggen de normen voor boortunnels over het algemeen aanzienlijk hoger.

3.4.3 Paalfunderingen

Het effect van het tunnelboorproces op paalfunderingen is slechts sumier onderzocht. Dit is enerzijds te wijten aan het gebrek aan ervaring in Nederland op het gebied van boortunnels en anderzijds aan het ontbreken van paalfunderingen in landen waar wel tunnelboorerfaring is opgedaan. Bij het realiseren van de Heinenoordtunnel worden voor het eerst praktijkproeven gedaan naar het gedrag van de paalfunderingen. Grondmechanica Delft voerde eerder centrifugeproeven uit (zie **Deel 2**, paragraaf 2.1.3).

Bij het beschouwen van paalfunderingen dient onderscheid te worden gemaakt tussen (in Amsterdam op de eerste zandlaag gefundeerde) houten palen, die hun draagkracht voor een groot deel ontlenen aan schachtwrijving en prefab beton palen, die hun draagvermogen voornamelijk ontlenen aan de puntweerstand.

De beïnvloeding van paalfunderingen is over het algemeen gecompliceerd en globaal op te

⁽¹⁾ staartspleet = de ruimte tussen buitenkant schild en buitenkant lining

delen in de onderstaande componenten. Beïnvloeding ten gevolge van:

- de zetting van de laag waarin de paalpunt staat (evenredig);
- de zetting van de grondlagen boven de paalpunt (gedeeltelijk);
- ontspanning in de grond, die het draagvermogen van paalpunt en -schacht blijvend kan verlagen;
- horizontale verplaatsingen van de ondergrond.

Dergelijke beïnvloeding (zakkingen en verplaatsingen) kan uiteraard worden voorkomen door voldoende afstand aan te houden tussen de paalfundering en de boortunnel. Globaal kan worden aangehouden dat de zone waarin het boren van de tunnel ontoelaatbare schade veroorzaakt door ontspanning van de grond ongeveer 1 á 1,5 maal de diameter bedraagt⁽¹⁾. De invloedzone van de verplaatsingen wordt in de volgende paragraaf behandeld. Wanneer het houden van voldoende afstand door ruimtegebrek of bodemgesteldheid niet mogelijk is, zullen mitigerende maatregelen moeten worden genomen om de paalfunderingen te beschermen. Een inventarisatie van dergelijke maatregelen wordt in de volgende hoofdstukken gegeven.

3.4.4 Afbakening invloedzone boren

Om een beeld te krijgen van de verplaatsingen veroorzaakt door het boorproces op de belendingen, is het nodig om de invloedzone van het boren van een tunnel af te bakenen. Het is hierbij vooral van belang de uitgestrektheid van de invloed loodrecht op de tunnelas te onderzoeken. Het voert te ver om hier berekeningen uit te voeren, zodat wordt volstaan met het geven van een globaal beeld van de invloed op de omgeving. In deel 2 zal uitgebreider worden teruggekomen op deze invloeden.

De vorm van de zettingstrog aan het maaiveld boven de tunnel is door Peck geanalyseerd en in 1969 gepubliceerd (zie Lit.[40]). Resultaat van deze analyse was de beschrijving van de zettingstrog door middel van een (omgekeerde) Gauss-curve, zoals weergegeven in figuur 3.2.

Toelichting:

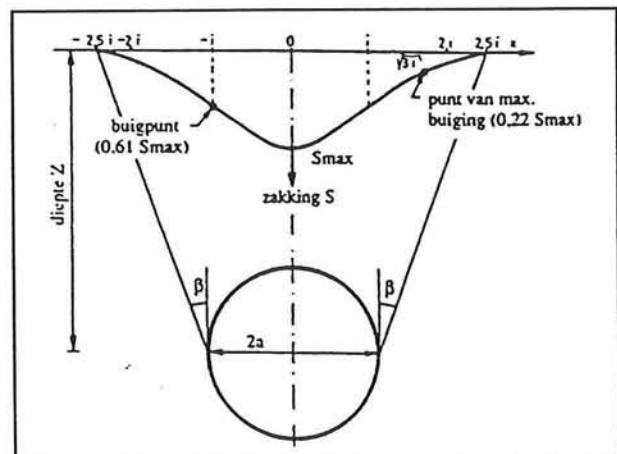
formules:

$$S(x) = S_{\max} e^{-(x^2/2i^2)}$$

$$V_s = S_{\max} * i * \sqrt{2\pi} = 2,5 * i * S_{\max}$$

verklaring parameters:

- $S(x)$ = zetting maaiveld;
 V_s = volume van de zettingstrog
 = volumeverlies;
 S_{\max} = maximale maaiveldzetting;
 x = horizontale afstand uit de as;
 i = vormcoëfficiënt;
 D = $2a$ = diameter van de tunnelbuis.



FIGUUR 3.2 Invloedzone boren

⁽¹⁾ Bron: Grondmechanica Delft

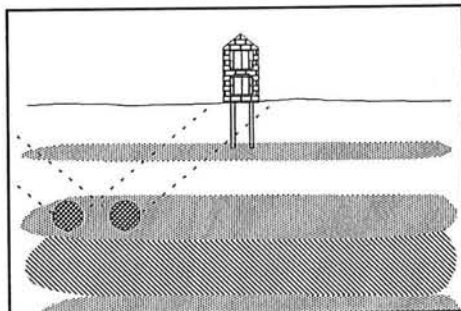
De coëfficiënt i hangt af van de grondeigenschappen enerzijds en de het aanlegniveau van de tunnel anderzijds. Bij de berekening van i komt tevens de nodige praktijkervaring kijken. Volgens Peck is bij een ondiepe tunnelbuis de verhouding i/D circa 1 en bij een diepe tunnelbuis 1,5 tot 3. De breedte van de zettingstrog op maaiveldniveau bedraagt dan respectievelijk ongeveer $3 D$ tot 6 à $12 D$. Het spreekt voor zich dat een bredere zettingstrog de maximale zetting en de hellingen reduceert. Het volumeverlies tijdens het boren moet namelijk gelijk zijn aan de inhoud van de zettingstrog, zodat een brede trog een geringere hoogte dan een smalle. Een bodem die zich relatief stijf gedraagt zal een kleine waarde van i/D geven en dus een smallere zettingstrog en een grotere maximale zetting dan bij een zich relatief slap gedragende bodem. Dit heeft consequenties ten aanzien van een hoge of een diepe ligging van de tunnelbuis (zie figuur 9.8 op blz. 82).

Zoals al eerder werd opgemerkt wordt de paalfundering beïnvloed door ontspanning van de grond en horizontale en verticale verplaatsingen van die grond. Om het effect van een mitigerende maatregel te kunnen bepalen moet dus altijd eerst de positie van de paalfundering ten opzichte van de boortunnel worden beschouwd. De formules voor de omvang van de zettingstrog, zoals die van Peck, geven vooral een beeld van de invloedssfeer van grondverplaatsingen. De 'veilige afstand' van 1 á $1,5 D$ betreft de zone waarin ontspanning van de grond optreedt. In het volgende hoofdstuk wordt hier voor de Amsterdamse situatie op teruggekomen.

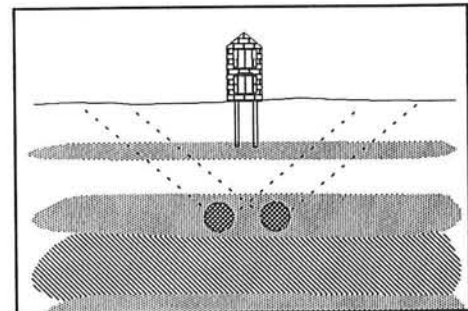
4 EEN BOORTUNNEL IN HET CENTRUM VAN AMSTERDAM

In paragraaf 2.4 is reeds een overzicht gegeven van de globale bodemopbouw in Amsterdam. In dit hoofdstuk wordt een onderscheid gemaakt tussen vier principiële verschillende situaties die zich kunnen voordoen bij het boren van een tunnel in de Amsterdamse binnenstad. Aan de hand van deze situaties kan reeds in het oriënterende stadium een idee worden verkregen van de geschiktheid van de verschillende mitigerende maatregelen voor wat betreft de Amsterdamse situatie.

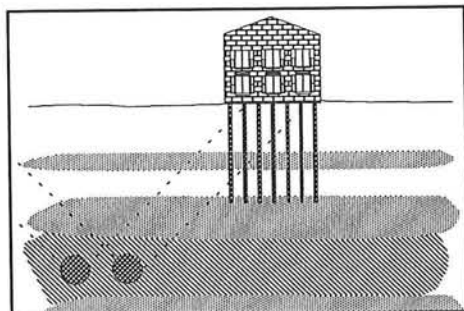
In de figuren 4.1 t/m 4.4 worden vier maatgevende situaties uiteengezet. De gebouwen die in de eerste zandlaag zijn gefundeerd, zijn over het algemeen gebouwd in de periode voor de tweede wereldoorlog. Na de tweede wereldoorlog zijn ook gebouwen in de tweede zandlaag gefundeerd. De boortunnel bevindt zich in de tweede zandlaag tussen het Centraal Station en de Albert Cuypstraat, met uitzondering van het gedeelte tussen het natte Rokin en de Prinsengracht, waar de tunnel in de eemklei wordt geboord.



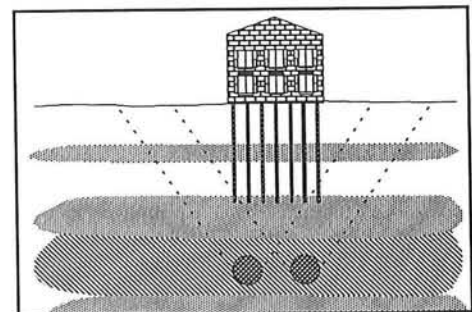
FIGUUR 4.1 Situatie 1:
fundering 1e zand-
laag, boortunnel
naast bebouwing



FIGUUR 4.2 Situatie 2:
fundering 1e zand-
laag, boortunnel on-
der bebouwing



FIGUUR 4.3 Situatie 3:
fundering 2e zand-
laag, boortunnel
naast bebouwing



FIGUUR 4.4 Situatie 4:
fundering 2e zand-
laag, boortunnel on-
der bebouwing

Zonder (ingewikkeld) rekenwerk voor de verplaatsingen en ontspanning in de grond uit te voeren wordt getracht aan de hand van de figuren een globaal beeld te schetsen van de invloed van het tunnelboorproces op de bebouwing. Opgemerkt wordt nog dat in situatie 1 en 3 rechts van de bebouwing deze verlengd kan worden gedacht. Dit geeft wellicht een duidelijker beeld van de verschillen in beïnvloeding.

Situatie 1 (figuur 4.1) betreft een in de eerste zandlaag gefundeerd gebouw dat wordt beïnvloed door het boorproces. Door het asymmetrische karakter van de situatie worden de palen ongelijkmatig beïnvloed, waardoor zakkingsverschillen ontstaan. In dit geval zou dat overhellen van het gebouw naar links tot gevolg kunnen hebben. De palen zijn bij deze oudere bebouwing voor wat betreft de negatieve kleef al maximaal belast. De gevelafstand speelt uiteraard een belangrijke rol; hoe dichter de gevel bij de tunnelas ligt, des te dichter ligt de gevel bij het gebied waar maximale zettingen optreden (zie vorig hoofdstuk).

Situatie 2 (figuur 4.2) betreft het boren onder een fundering in de eerste zandlaag door. De paalfundering wordt hierbij sterk beïnvloed. Er valt te denken aan zowel verlies van draagvermogen als aan zakkings van de palen. Negatieve kleef vormt hier geen extra gevaar, omdat de palen geheel met de grond mee zakken.

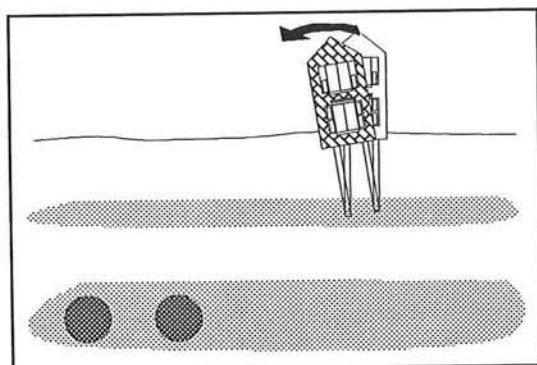
Zouden in situatie 1 de palen in de tweede zandlaag zijn gefundeerd, dan zou een veel groter deel van de paal buiten de invloedzone van de boortunnel liggen, zodat deze situatie automatisch minder bedreigend is. Situatie 2, maar dan met palen in de tweede zandlaag, doet zich nergens voor.

Voor de **situaties 3 en 4** (resp. figuur 4.3 en 4.4) geldt ongeveer hetzelfde als voor respectievelijk 1 en 2. Het verschil met de funderingen in de eerste zandlaag is dat nu de omvang van de grondlagen die zakken groter is, zodat de palen in situatie 3 een geringe extra negatieve kleef te verwerken kunnen krijgen ten gevolge van de zetting van de bovenste grondlagen, omdat de paalpunt minder zakt dan deze lagen. Deze invloed zal echter beperkt zijn. Het is bovendien waarschijnlijk dat door de diepere ligging van de boortunnel de zakkings aan het maaiveld minder extreem zijn, de breedte van het invloedgebied neemt echter toe (zie 3.4.4).

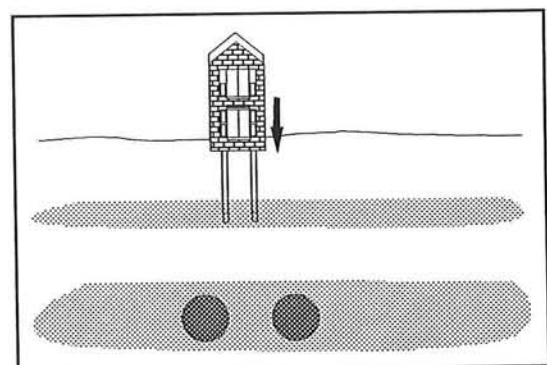
Voor wat betreft het schadebeeld ten gevolge van het boren kan ruwweg het volgende onderscheid worden gemaakt:

- het 'kantelen' van de bebouwing;
- het 'wegzakken' van de bebouwing.

In respectievelijk figuur 4.5 en 4.6 zijn hiervan schetsmatige afbeeldingen opgenomen. Het spreekt voor zich dat vooral de scheefstand forse schade kan veroorzaken. Denk hierbij bijvoorbeeld aan een gebouw dat zich over grote lengte naast het boortunneltracé bevindt. De gevel waar de boor het eerst passeert zal zodra de boortunnel langs komt scheef zakken, terwijl de gevel die verderop lang het tracé ligt nog recht staat. Dit geeft grote kans op de vorming van scheuren in langsrichting en dus schade.



FIGUUR 4.5 Scheefstand door tunnelboorproces



FIGUUR 4.6 zakking door tunnelboorproces

Extra aandacht verdienen nog de situaties waar meerdere panden aan elkaar zijn verbonden. Er zijn dan situaties denkbaar waarin het ene pand meer wordt beïnvloed dan het andere, waardoor ongelijkmatige zetting ontstaat. Dit kan weer scheurvorming tot gevolg hebben. Een soortgelijke situatie kan zich voordoen bij ondervanging van de bebouwing (zie ook 6.1.7).

5 MITIGERENDE MAATREGELEN: EEN INLEIDING

5.1 Definitie

De term mitigerende maatregelen is afkomstig uit de Engelse literatuur, waar voor die maatregelen die de nadelige effecten van een bouwwijze verminderen de term *mitigating⁽¹⁾ measures* wordt gebruikt. In deze scriptie wordt de volgende definitie van mitigerende maatregelen gehanteerd:

mitigerende maatregelen zijn die maatregelen die tot doel hebben de nadelige gevolgen van de gevolgde bouwwijze dusdanig te verzachten dat deze acceptabel zijn.

Meer concreet voor de situatie waarin het boortunnels betreft, moet het resultaat van mitigerende maatregelen dusdanig zijn dat de spanningsveranderingen en vervormingen veroorzaakt door het tunnelboorproces worden beperkt tot een niveau waarop schade aan de belendende bouwwerken wordt voorkomen. Bij deze schade kan bijvoorbeeld worden gedacht aan:

- onacceptabele zettingsverschillen aan het maaiveld (bijvoorbeeld de tramrijbaan);
- dusdanige ongelijkmatige zetting dat scheurvorming in de gevels van de belendende panden ontstaat;
- vermindering van de draagkracht van funderingen, waardoor de zettingen aanzienlijk kunnen toenemen en eventueel zelfs stabiliteitsverlies kan ontstaan;
- breuk in kabels en leidingen.

Bij het vinden van oplossingen moeten de voor- en nadelen van de betreffende mitigerende maatregel gedegen tegen elkaar worden afgewogen. Het kan zijn dat een maatregel goede resultaten boekt op het gebied van zettingsbeperking en trillingsreductie, maar tegelijk grote hinder veroorzaakt bij de uitvoering en/of grote investeringen met zich mee brengt. Tegen het geheel of gedeeltelijk opheffen van de zettingshinder dienen de volgende punten te worden afgewogen:

- haalbaarheid in uitvoeringstechnisch opzicht;
- overlast voor de omgeving (in hoeverre moeten de belendende panden ontruimd worden);
- de trillingshinder, veroorzaakt door de bij het boorproces gebruikte apparatuur;
- de wenselijkheid van het gebruik van (relatief) nieuwe technieken;
- de tijdsduur die gepaard gaat met het aanbrengen van de maatregel;
- de tijdsduur die gepaard gaat met het in werking treden van de maatregel (verhardingsproces);
- de totale kosten verbonden aan de maatregel (realisatie & onderhoud).

⁽¹⁾ to mitigate (Eng.) = verzachten, verlichten, lenigen

5.2 Indeling van de methoden

In de volgende hoofdstukken wordt een overzicht gegeven van bestaande methoden op het gebied van:

- de maatregelen die kunnen worden genomen om de schadelijke gevolgen van het boren van tunnels te beperken;
- de bescherming van belendende bebouwing bij de ontgravingen, zoals bv de aanleg van bouwputten e.d.;
- de bescherming van bestaande bebouwing bij het bouwen van ondergrondse constructies in het algemeen.

Het is hierbij niet de bedoeling uitputtend in te gaan op de werkwijze en mogelijkheden behorend bij elke methode, maar eerder om een duidelijk beeld te schetsen van de bestaande mogelijkheden. De volgende methoden worden onderscheiden:

- het geheel of gedeeltelijk ondervangen van bestaande bebouwing, hetzij onder die bebouwing, hetzij via een constructie die gedeeltelijk daarnaast is gelegen;
- grondverbetering via:
 - het kunstmatig bevrozen van de grond, als tijdelijke versterking;
 - het injecteren (van chemicaliën of grout) in de grond, als permanente versterking;
 - het verminderen van de negatieve kleef;
 - het verdichten van grond (op paalpuntniveau), ter verhoging van de draagkracht;
- het aanbrengen van een schermconstructie (dam-, combi-, diep, grout-wand).

Bovendien wordt het gebruik van hoogwaardige monitoring systemen beschouwd, die in combinatie met de bovenstaande methoden een op de omstandigheden toegesneden systeem kunnen vormen.

5.3 Onderscheid naar grondsoort

Bij het aanleggen van ondergrondse constructies dient onderscheid te worden gemaakt naar de soort grond waarin de constructie wordt aangelegd. Onderscheid wordt gemaakt tussen:

- grondlichamen waarvan de elementen weinig tot geen samenhang vertonen, bijvoorbeeld zand en grind;
- grondlichamen waarvan de elementen cohesieve samenhang vertonen, bijvoorbeeld klei;

De beide genoemde categorieën grond worden veel in de Nederlandse bodem aangetroffen en vormen daarom een belangrijk terrein van aandacht. Het gebrek aan ervaring op het gebied van mitigerende maatregelen ten bate van de opvang van paalfunderingen bij de aanleg van boortunnels staat in contrast met de ruime ervaring die is opgedaan met mitigerende maatregelen op andere gebieden in zowel binnen- als buitenland. Hierbij valt zowel te denken aan (boor)tunnels aangelegd nabij op staal gefundeerde bebouwing of (spoor)wegen (in het buitenland), als ook de ondersteuning van bebouwing bij de aanleg van bouwputten en funderingsversterking (zowel in binnen- als buitenland).

Naast de onsamenvangende en cohesieve samenhangende grondlichamen kent men nog een belangrijke laatste categorie, namelijk gesteente. Voor tunnelbouw in gesteente kent men een aantal zeer specifieke methoden (bijvoorbeeld gebruik van explosieven) die buiten het kader van deze scriptie vallen. Bovendien zijn in rotsgronden minder problemen te verwachten op het gebied van zettingen of vervormingen, zodat op dit gebied dan ook geen informatie wordt meegenomen.

5.4 Beschouwde aspecten van de mitigerende maatregelen

Sommige methoden lenen zich minder goed voor een systematische opzet dan andere, doordat de aspecten van de verschillende varianten van die methoden nogal kunnen verschillen. De verschillende mitigerende maatregelen zullen echter zoveel mogelijk worden uiteengezet aan de hand van de volgende aspecten:

- doel;
- grenzen van toepasbaarheid;
- eigenschappen van de toegepaste materialen;
- eigenschappen van de grond in de gewijzigde toestand;
- uitvoering;
- milieuvriendelijkheid;
- kosten;
- praktisch nut en effectiviteit;
- toepasbaarheid bij boortunnels.

Aan de hand van de behandeling van één of meerdere cases worden de mogelijkheden in de praktijk van de verschillende methoden bekeken. De cases zijn grotendeels gericht op toepassingen die direct te maken hebben met het reduceren van de schadelijke gevolgen van zettingen bij het realiseren van ondergrondse constructies, maar er wordt ook aandacht besteed aan projecten die het inzicht in de werkwijze van de betreffende mitigerende maatregelen verhogen. De cases leveren bovendien soms interessante combinaties van methoden op.

6

HET ONDERVANGEN VAN BESTAANDE BEBOUWING

6.1 Algemeen

6.1.1 Doel en toepassingen

Het doel van de ondervangingsconstructies is het geheel of gedeeltelijk opvangen van bebouwing die tijdens werkzaamheden dreigt te beschadigen of te bezwijken. Dit wordt veelal veroorzaakt door een verlies aan draagkracht van de bestaande fundering. Een tekort aan draagkracht kan ontstaan wanneer door bijvoorbeeld aan- of opbouw een grotere draagkracht van de fundering vereist is. Op specifiekere toepassingen wordt in de volgende paragrafen ingegaan. Ondervangingsconstructies zijn oorspronkelijk ontwikkeld voor gebruik bij funderingsherstel of voor de bescherming van bebouwing bij diepe bouwputten.

Speciale aandacht moet worden besteed aan de overgang tussen het gedeelte dat wel wordt ondervangen en het gedeelte dat ongemoeid blijft. Als de nieuwe fundering zich relatief star gedraagt en de oude gedraagt zich relatief slap, dan bestaat een aanzienlijk risico op scheurvorming. Dit kan worden voorkomen door een lage veiligheid te kiezen op de draagkracht van de bij te plaatsen palen, of te kiezen voor een groutpaal / elastische paal (zie 6.1.4.3).

Let wel dat de nieuwe paal de zakking niet voorkomt, maar er voor zorgt dat deze *gelijkmatig* verloopt. Dezelfde speciale attentie geldt uiteraard ook voor de overgang tussen het behandelde pand en de belendende panden (zie 6.1.2).

Op de lay-out van de ondervangingsconstructies wordt in paragraaf 6.1.5 teruggekomen.

6.1.2 Het geheel ondervangen van een bestaande fundering

Wanneer een fundering niet langer voldoet aan de gestelde eisen, bijvoorbeeld door paalkoprot, dan dient deze te worden vervangen. Wanneer de bestaande bebouwing niet mag worden gesloopt betekent dit dat een nieuwe fundering moet worden aangebracht onder deze bebouwing. Dit brengt zekere beperkingen voor wat betreft de werkruimte (vooral werkhoogte) met zich mee.

6.1.3 Het gedeeltelijk ondervangen / versterken van een bestaande fundering

Het grote verschil tussen de hierboven genoemde volledige ondervanging en gedeeltelijke ondervanging, is dat bij de laatstgenoemde methode een deel van de bestaande fundering zijn functie behoudt. De bestaande fundering voldoet blijkbaar plaatselijk/gedeeltelijk niet meer aan de gestelde eisen, en slechts dat deel wordt ondervangen (partieel *vervangen* van draagvermogen).

Bij versterking van de fundering blijft de bestaande fundering zijn functie vervullen; er wordt dus partieel draagvermogen *toegevoegd*. Een dergelijke versterking wordt vaak aangebracht in die situaties waar de paalpuntbelasting wordt verhoogd door bijvoorbeeld het aanbrengen van extra etages op bestaande hoogbouw. De paal wordt met een dusdanig lage veiligheid op het grensdragvermogen berekend, dat hij meezakt met de rest van de palen die de fundering vormen wanneer deze gaan zakken. Dit stelt hoge eisen aan de verbinding tussen

paal en bestaande fundering. In de volgende paragraaf wordt hier nader op ingegaan.

6.1.4 Mogelijke paalsystemen

6.1.4.1 Algemeen

De traditionele, geheide grondverdringende palen hebben het nadeel dat het aanbrengen daarvan een aanzienlijke geluids- en trillingsoverlast met zich mee brengt. Bovendien hebben deze palen een grote lengte, wat ze ongeschikt maakt voor toepassing onder bestaande bebouwing.

Een oplossing voor de geluids- en trillingsoverlast wordt gevonden in niet grondverdringende palen. Deze hebben echter weer als nadeel dat de grond ontspant, wat ongunstig is voor de draagkracht van de paal (en van de nabij gelegen bestaande fundering).

De oplossing die de goede eigenschappen van beide eerdergenoemde methoden verenigt, is die van de geschroefde (grondverdringende), in de grond gevormde palen. In Nederland zijn hiervoor o.a. het Fundex/Tubex systeem ontwikkeld. In de volgende paragrafen wordt hier nader op ingegaan. Tevens worden de door De Waalpaal en Bresser speciaal ontwikkelde hei- en/of perssystemen (met minimale overlast) behandeld.

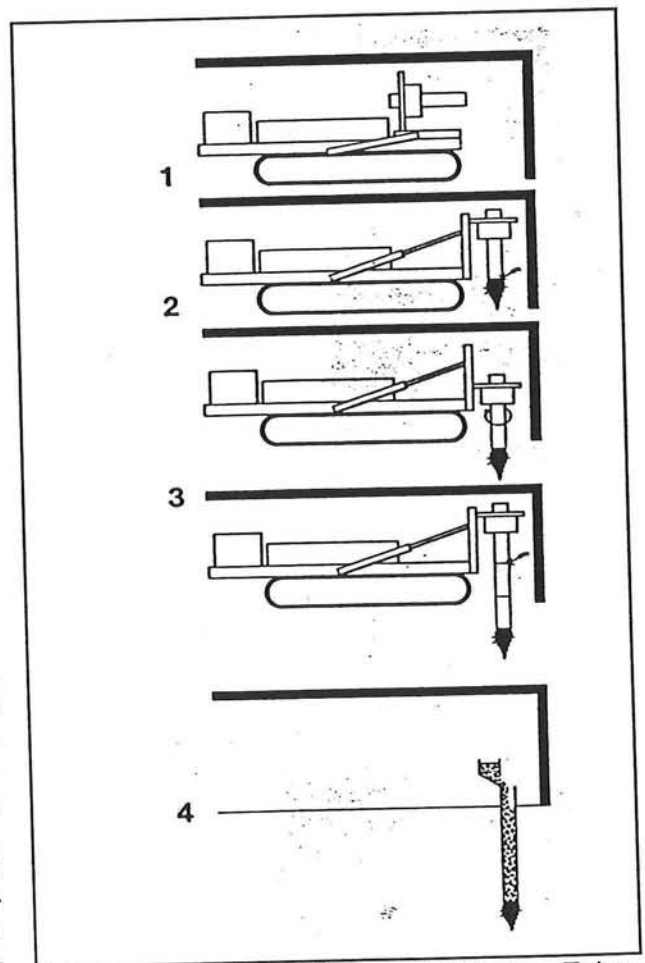
6.1.4.2 Fundex en Tubex palen

Algemeen

Het Fundex systeem is in 1960 ontwikkeld door Verstraeten B.V.. Later volgde het Tubex systeem, dat de boorbuis als blijvende paalmantel gebruikt. In Japan is het sinds 1970 verboden palen of damwanden te heien, zodat de schroefmethode daar tot volle wasdom is gekomen. Er bestaan inmiddels dan ook vele varianten (met bijbehorende machines) op de schroefmethode.

Werkwijze

De Tubexpaal wordt gevormd door een uit stalen elementen opgebouwde buis met een spiraalvormige voet in de grond te schroeven. Een speciaal voor het procedé ontworpen boortafel, schroeft en drukt tegelijkertijd de buis in de grond. Het benodigde draaimoment is evenals de benodigde drukkracht afhankelijk van de vastheid van de grond waarin de punt zich boort. Als de buis op diepte is gekomen wordt deze voorzien van een wapeningskorf en volgestort met beton. De mantelbuis wordt vervolgens al draaiend getrokken. Bij de Tubex methode blijft de buis achter in de grond. Bij het Fundexsysteem is de buispaal niet uit elementen opgebouwd, zodat een grotere werkhoogte noodzakelijk is. In figuur 6.1 is een afbeelding opgenomen van de werkwijze bij het aanbrengen van Tubex palen.



FIGUUR 6.1 Werkwijze aanbrengen Tubex palen

Karakteristieken

In de hier onderstaande tabel zijn enige karakteristieke parameters betreffende Fundex/Tubex palen opgenomen.

enkele schacht/voet diameters	toelaatbaar draagvermogen	productiesnelheid (m/installatie/dag)	personeel	min. paalafstand
324/450 mm 355/560 mm 457/670 mm	tot 1500 Kn	60 - 170	3 personen	2.00 m (op dezelfde dag vervaardigde palen)

TABEL 6.1 Karakteristieken Fundex/Tubexpaal (bron: Lit. [52])

6.1.4.3 Elastische paal / groutpaal

Deze paal bestaat uit een dikwandige stalen buis met kleine diameter (circa 45 cm) en een iets bredere voetplaat. De grout persing vindt plaats vanuit de punt en langs de buis t.p.v. de draagkrachtige lagen. Eventueel kan een voorspanning worden toegepast (1976, Nederhorst Grondtechniek). Voorwaarde is dat de zandlaag waarin de paal komt te staan dik genoeg is en dat de slappe lagen dusdanig zijn opgebouwd dat de paal niet kan uitknikken. Recentelijk heeft ook toepassing plaats gevonden met grote diameter buizen ($\varnothing = 1$ meter, voetplaat 1,5 m)

6.1.4.4 Versteving met behulp van stalen en/of fiberglas pijpen

Een andere methode van funderingsopvang is die waar gebruik wordt gemaakt van stalen en/of fiberglas buizen (zie figuur 6.15 op blz.38). De buizen worden bij tunneltoepassingen als volgt aangebracht:

- staal: (met een lichte helling t.o.v. de) horizontaal in een boog rond het de ontgraven tunnellichaam;
- fiberglas: radiaal vanuit een kleine, voorgeboorde (pilot) tunnel.

De ontstane boog rond de tunnel zorgt voor de krachtsoverdracht van de bovenliggende grond en/of bebouwing na ontgraven.

Een noodzakelijke voorwaarde bij dit systeem is dat de buizen de fundering niet mogen beïnvloeden.

De radiale methode vindt vooral toepassing in rotsgrond, bestaande uit onafhankelijke blokken. Door een combinatie van stalen en fiberglas buizen, Dywidag ankers en grout wordt de tunnel als het ware in het grondmassief verankerd. Gezien het ontbreken van dergelijke grond in Nederland wordt deze (zeer ingrijpende) methode hier verder niet behandeld. In de case in paragraaf 6.2.4 wordt een voorbeeld gegeven van een toepassing waar een stalen pijpen boog is gebruikt.

Bij nader onderzoek naar de in de volgende twee paragrafen genoemde onderwerpen (het dieper drukken van bestaande palen en het bijplaatsen van kleine palen) bleek de beschikbare literatuur nagenoeg nihil. Daarom is contact gezocht met aannemer H.M. Bresser Funderings- en Vijzeltechnieken B.V. (Krimpen a.d. Lek) die ruime ervaring heeft met dergelijke technieken, voornamelijk in Rotterdam en omgeving. Bresser kreeg landelijke bekendheid door het over 70 meter verplaatsen van een 600 ton zwaar huizenblok in de Haagse Rubenstraat en het verplaatsen van het Texaco-huisje in de Botlek.

Uit het contact bleek dat ook bij Bresser de documentatie beperkt was, mede door het 'maatwerk-karakter' van het funderingsherstel. Besloten is een werkbezoek te maken om de gevolgde werkwijze in kaart te brengen.

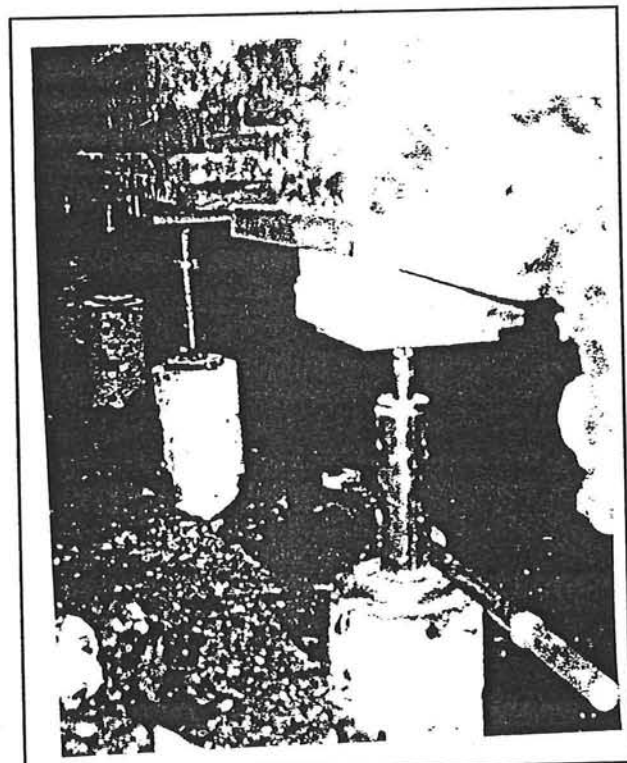
6.1.4.5 Het dieper drukken van bestaande palen (paalpuntverlaging)

Algemeen

Deze methode vereist zekerheid op gebied van de lengte van de palen en de toestand waarin deze verkeren. Vooral bij historische bebouwing is de documentatie over de fundering gebrekkig of slechts gedeeltelijk aanwezig. Bovendien bestaat het risico dat de palen gebroken zijn, op de verkeerde plaats staan of een zeer wisselende lengte hebben. Als de bestaande palen op stuit zijn geheid hangt het van de samendrukbaarheid van de grond af of dieper drukken een reële optie is. In principe kan dieper drukken altijd, maar bij grote benodigde drukkrachten bestaat het gevaar op kapot drukken van de paal. Wanneer de gegevens omtrent de bestaande fundering betrouwbaar zijn en deze verkeert tevens in redelijke staat, dan biedt deze methode goede toepassingsmogelijkheden.

Werkwijze

Allereerst wordt bekeken of de paalfundering zich nog in een goede staat bevindt. Het blijkt bij historische bebouwing nog al eens noodzakelijk om de bovenkant van de paal te verwijderen (paalrot). In de onderstaande uiteenzetting van de werkmethode wordt er van uit gegaan dat dit nodig is. Allereerst wordt een oppervlaktebemaling aangebracht waarna de grond onder de vloer (handmatig) wordt ontgraven tot een werkhoogte van 1,5 tot 2,0 meter verkregen is. De blootliggende paalkop wordt nu afgezaagd over een hoogte van 0,25 tot 1,50 meter en tot ongeveer een halve meter beneden de grondwaterstand, waarna een betonnen of stalen opzetstuk wordt aangebracht. Tussen deze opzetter en de vloerbalk wordt juist voldoende ruimte gelaten voor het plaatsen van een hydraulische/pneumatische vijzel die de opzetter wegdrukt. Vervolgens wordt een nieuwe opzetter geplaatst en herhaalt de procedure zich (een aantal keer). Uiteindelijk wordt de vijzel verwijderd en wordt een schroefvijzel geplaatst (zie figuur 6.2 en bijlage VIII). Deze vijzel wordt met behulp van een momentsleutel op spanning gebracht, zodat achteraf geen zetting kan optreden. Met behulp van een overdwars doorgezaagde PVC-pijp die als bekisting dienst doet wordt de schroefvijzel ingebetonneerd, zodat de duurzaamheid is gewaarborgd. Voor elke paal wordt de bovenomschreven procedure herhaald, waarna de ontgraven ruimte wordt gevuld met *Breston PS*⁽¹⁾. Het lage volumegewicht van dit vulmiddel zorgt voor een vermindering van de negatieve kleef, wat weer bijdraagt aan de draagkrachtverhoging. Speciale aandacht moet worden besteed aan de hoogte waarover de paal wordt weggedrukt. Er bestaat namelijk het gevaar dat de paal door de zandlaag heen wordt geperst, wat uiteraard desastreuze gevolgen heeft voor de draagkracht.



FIGUUR 6.2 Met een betonnen oplanger verlaagde houten palen, afgespannen met schroefvijzels

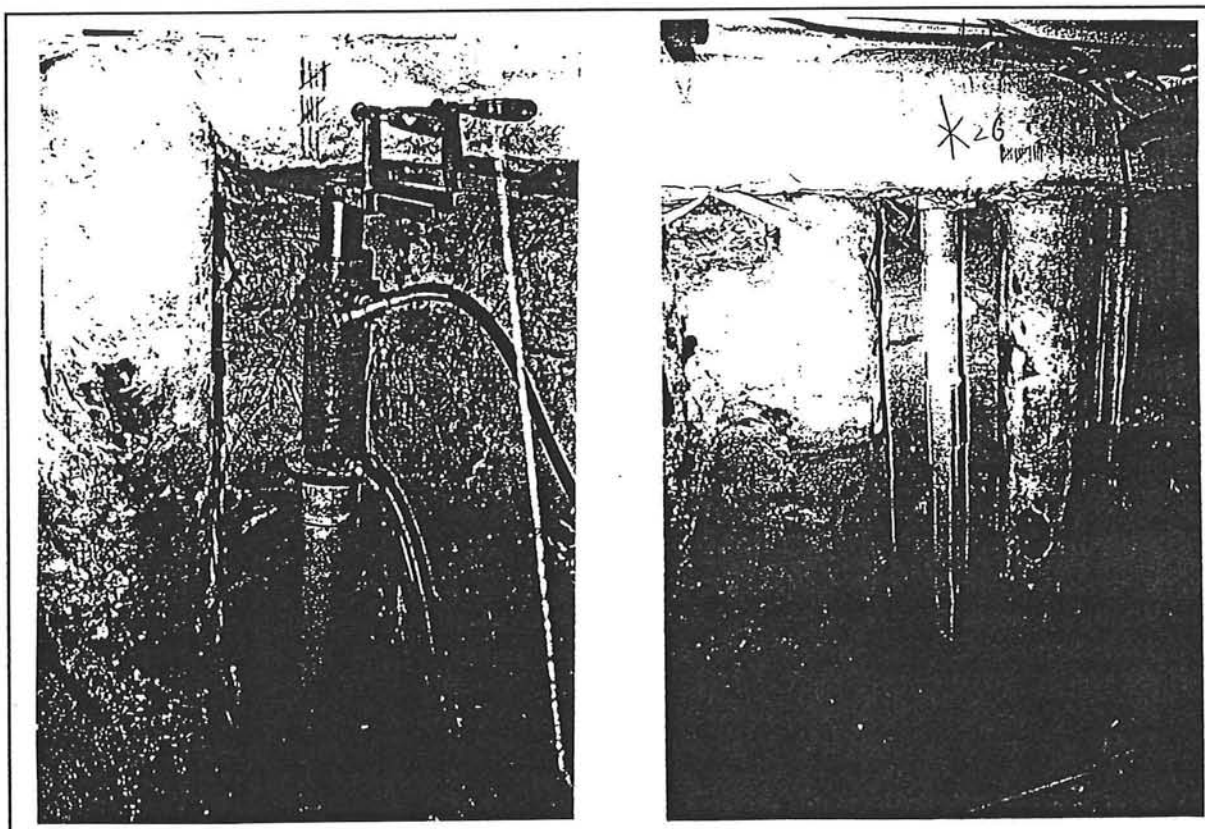
⁽¹⁾ Breston PS is een polystyreenbeton met een volumegewicht van 220-450 kg/m³ en een gemiddelde E-modulus van 480 N/mm². Kenmerkende eigenschap is bovendien dat bij druktoename en vervormingen van 7% tot 10% de E-modulus blijft behouden. Tijdens het hardingsproces treedt geen krimp op.

6.1.4.6 Het bijplaatsen van kleine stalen of betonnen palen

Algemeen

Wanneer de draagkracht van een (paal)fundering niet voldoet en men palen wil bijplaatsen, dan kan men gebruik maken van de eerdergenoemde Fundex/Tubex systemen of elastische palen. Het kan echter voorkomen dat de werkruimte zeer beperkt is of dat de draagkracht slechts gering verhoogd hoeft te worden. In dat geval kan worden volstaan met het bijplaatsen van enkele palen met een kleinere diameter.

Werkwijze



FIGUUR 6.3 Links: vijzel en buispaal

Rechts: twee gereedgekomen buispalen

Ook hier vind eerst bemaling van de grond en ontgraving onder de vloer plaats. Als de werkruimte is gecreëerd worden stalen of betonnen palen trillingsvrij aangebracht. Hiertoe wordt met behulp van een hydraulische of pneumatische vijzel die is aangebracht tegen de onderzijde van een vloerbalk, telkens een ongeveer 1 meter lange pijp weggedrukt (zie figuur 6.3 en bijlage VIII). Belangrijk hierbij is de locatie van het vijzelpunt (voldoende sterk om doorponsing te voorkomen). Als de pijp is weggedrukt wordt de volgende pijp op de voorgaande gelast, waarna het procedé zich herhaalt. Uiteindelijk bereikt de onderkant van de aldus samengestelde paal de draagkrachtige laag. Bij gebruik van stalen buizen wordt de paal gevuld met beton waarna opspannen plaats vind op een identieke manier als in 6.1.4.5 omschreven. Ook hier wordt weer vaak een licht opvulmateriaal gebruikt om de werkruimte te dichten.

Karakteristieken

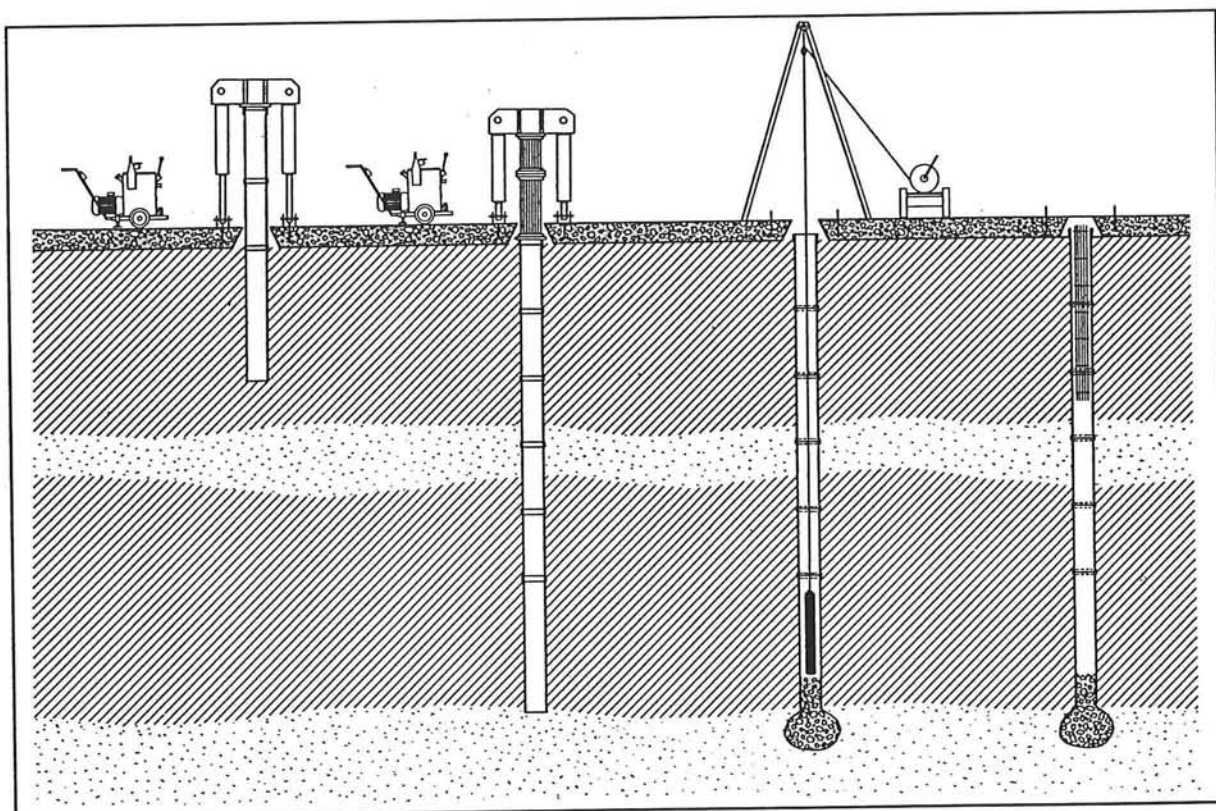
De bij te drukken palen hebben afmetingen variërend van \varnothing 78 mm tot \varnothing 350 mm en de draagkracht loopt op tot 1000 kN.

Opmerkingen

De hierboven omschreven methoden ter draagkrachtverhoging van de fundering worden vaak toegepast in combinatie met het opheffen van reeds opgetreden zakkingen. Ruime ervaring is opgedaan met het rechtzetten van bebouwing, qua grootte oplopend tot hele huizenblokken⁽¹⁾. Bij deze 'rechtzetoperaties' werd gebruik gemaakt van gefaseerd geschakelde vijzels/hefkussens, zodat het object geleidelijk recht komt te staan en scheurvorming wordt voorkomen.

6.1.4.7 De Waalpaal

De Waalpaal (Nigtevecht funderingstechnieken B.V.) vertoont de nodige overeenkomsten met de methoden die worden gebruikt door H.M. Bresser. De stalen buispalen worden hier weggedrukt door middel van een vooraf aangebrachte betonvloer, waarin sporingen voor de palen zijn opgenomen.



FIGUUR 6.4 Aanbrengen Waalpaal

Het inbrengen van de palen (door te 'trekken aan de vloer') geschiedt wederom trillingsvrij. Het verschil met de 'Bresser'-paal zit in het feit dat de paal niet op spanning wordt gebracht met een vijzel en vervolgens wordt volgestort, maar dat een verbrede voet onder de paal wordt uitgeheid (zie figuur 6.4). De afmetingen van de voet worden aangepast aan het gewenste draagvermogen van de paal.

Na het aanbrengen van de voet wordt een kopwapening aangebracht en de paal wordt volgestort met betonmortel. Tot slot wordt een verbinding tussen de vloer en de paal gerealiseerd.

⁽¹⁾ Grootste gerealiseerde project is het rechtzetten van een huizenblok met afmetingen: 60 meter lang, 10 meter breed en 10 meter hoog (1600 ton), waarvan de scheefstand 0,53 meter bedroeg.

Karakteristieken

De Waalpaal wordt als stalen buispaal (Fe360) toegepast met diameters tot 1800 mm. De segmentlengte is variabel en de op te nemen belasting bedraagt maximaal 1500 kN. De benodigde werkhoogte voor de pers en heistelling bedraagt circa 2,75 m.

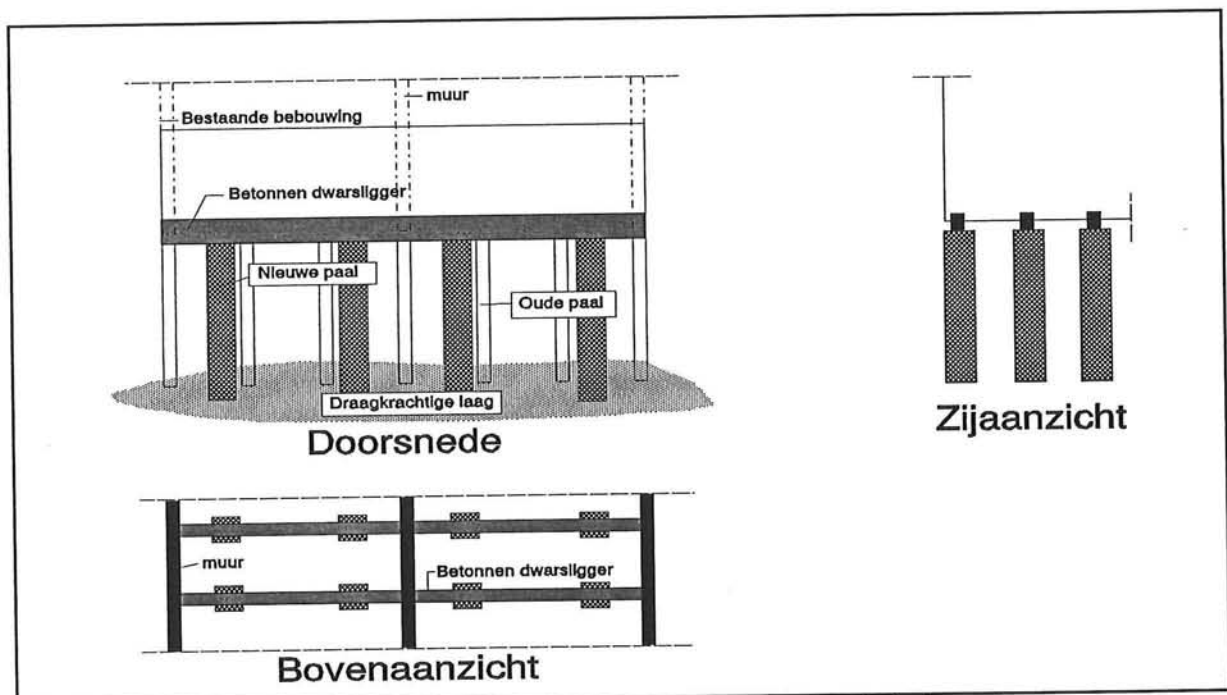
N.B. De Waalpaal is in Amsterdam veelvuldig toegepast bij funderingsherstel.

6.1.5 Mogelijke ondervangings-/versterkingsconstructies

De drie in de vorige paragrafen behandelde soorten ingrepen verschillen in die zin, dat de bijdrage die door de bestaande fundering wordt geleverd varieert van 0% tot 100%. De drie ingrepen zijn echter allen direct van invloed op de fundering. Op het gebied van de lay-out (of de uitvoeringswijze) zijn twee basisgevallen te onderscheiden die bij alle drie de ingrepen kunnen worden toegepast. Hieronder worden deze geïllustreerd.

6.1.5.1 Constructie aangebracht onder de bestaande bebouwing

Bij deze variant spelen de werkhoogte en het doorgangsprofiel van de toegang tot de werkruimte een grote rol. Aangezien de ruimte waar de fundering moet worden aangebracht over het algemeen zeer beperkt is, komen alleen het bijplaatsen van kleine stalen of betonnen palen of palen opgebouwd uit elementen (Tubex) in aanmerking.



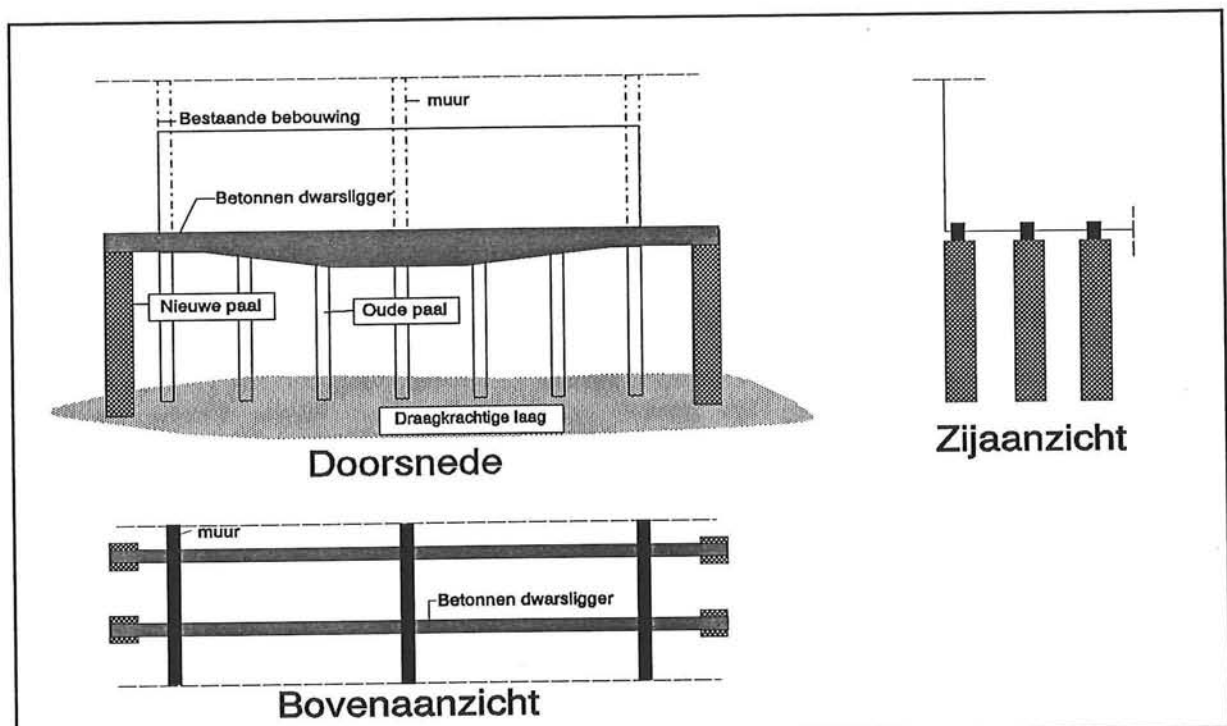
FIGUUR 6.5 Aanbrengen funderingsconstructie onder bestaande bebouwing

De uit elementen opgebouwde palen hebben als voordeel dat ze qua lengte gefaseerd kunnen worden aangebracht en niet de nadelige grondontspannende eigenschappen van de niet grondverdringende, in de grond gevormde palen bezitten. Nadat de palen zijn aangebracht worden deze met behulp van een gewapend-betonconstructie verbonden met de wanden van de bebouwing. Deze constructie zal over het algemeen vrij forse afmetingen hebben, vanwege het feit dat er maar een beperkt aantal (relatief grote) palen kan worden aangebracht, die ver uit elkaar en ver van de funderingsmuur staan. Als de verbinding is gerealiseerd kan de verbinding tussen de oude vloer en fundering en de bebouwing worden verbroken, zodat de (volledige) belasting op de nieuwe fundering komt te liggen. Of de

verbinding wordt verbroken hangt af van het feit of de gehele, gedeeltelijke of niets van de nieuwe belasting moet worden overgedragen op de oude palen. In figuur 6.5 is hiervan een zeer schematische afbeelding opgenomen, om een idee te geven van hoe een dergelijke constructie er uit kan zien.

6.1.5.2 Constructie aangebracht naast de bestaande bebouwing

Er zijn gevallen te bedenken waar de constructie niet onder de bestaande bebouwing kan worden aangebracht. Als voorbeelden hiervan worden genoemd een te kleine werkruimte onder de bestaande bebouwing of het niet toegankelijk zijn van deze ruimte. Als alternatief kunnen dan *naast* de bestaande bebouwing funderingspalen worden aangebracht, die via een overbruggingsconstructie met elkaar worden verbonden. Hier kunnen wel lange palen worden gebruikt in plaats van elementen, maar ontspanning blijft uit den boze. Vervolgens wordt een verbinding gerealiseerd tussen de 'brug' en de wanden van de bebouwing, waarna de verbinding tussen de oude vloer en fundering en de bebouwing kan worden verbroken, zodat de (volledige) belasting op de nieuwe fundering komt te liggen. Of de verbinding wordt verbroken hangt wederom af van het feit of de gehele, gedeeltelijke of niets van de nieuwe belasting op de oude palen moet worden overgedragen. In figuur 6.6 is hiervan een zeer schematische afbeelding opgenomen:



FIGUUR 6.6 Aanbrengen funderingsconstructie naast bestaande bebouwing

Een alternatief voor de 'brug-constructie' is het aanbrengen van consoles aan de muren van het pand, waarna palen kunnen worden bijgedrukt met vijzels of gepulst met behulp van een mini-heistelling (zie bijlage VIII). Deze methode leent zich vooral voor toepassing waar slechts een geringe draagkrachtverhoging is vereist.

6.1.6 Voor- en nadelen

De voor- en nadelen van het aanbrengen van een ondervangingsconstructie zijn enigzins afhankelijk van de gevolgde werkwijze. Als algemeen geldende voordelen kunnen worden genoemd:

- de blijvende verbetering van de fundering;
- de betrouwbaarheid van de solide constructies, die door hun conventionele materiaalgebruik goed voorspelbaar zijn;
- de mogelijkheid de funderingsverbetering te combineren met bijvoorbeeld het aanleggen van vloerisolatie of het aanbrengen van een nieuwe vloer;
- de beschikbaarheid van subsidie voor het verbeteren van de fundering.

Als mogelijke nadelen zijn te noemen het permanente karakter, de aanzienlijke kosten en de vereiste beperkte werkhoogte van de ingreep. Deze nadelen kunnen door een zorgvuldig ontwerp vaak worden beperkt. Een ander, minder makkelijk op te heffen nadeel is de bewerkelijkheid van de uitvoering (plaatsen van de vijzels) wanneer het te behandelen pand dateert van voor de tweede wereldoorlog en grote afmetingen heeft. Dergelijke bebouwing staat vaak op een enorm aantal houten palen, zodat verbetering van iedere individuele paal geen reële optie is.

6.1.7 Toepasbaarheid bij boortunnels

Uit het bovenstaande blijkt dat ondervangingsmethoden zich (uitvoeringstechnisch) goed lenen voor de toepassing bij boortunnels. Toepassing heeft al wel plaatsgevonden bij de passage van ondergrondse constructies maar veel minder bij boortunnels. De problemen die bij de uitvoering zijn te verwachten en de aanzienlijke kosten kunnen een bezwaar voor toepassing vormen.

Voor de **Amsterdamse situatie** moeten de volgende kanttekeningen worden geplaatst bij het ondervangen van bestaande bebouwing.

Wanneer de paalpunt zich buiten het invloedsgebied van de boortunnel bevindt⁽¹⁾, zullen voor de paalfundering de gevolgen van de verplaatsingen gering zijn. Wanneer de paalpunt zich echter binnen het invloedsgebied van de boortunnel bevindt⁽²⁾, spelen de ontspanning en verplaatsingen een belangrijker rol. Dit is over een deel van het tracé in de binnenstad het geval, zodat een *nieuwe paalfundering* een dieper aanlegniveau moet hebben dan dat van de oude paalfundering (paalpunt buiten het invloedsgebied).

Voor een fundering in de eerste zandlaag betekent dit vaak een nieuwe fundering in de tweede zandlaag, voor een fundering in de tweede zandlaag moet nu in de Eemklei (kleefpaal) of in de derde zandlaag (NAP -55 meter) worden gefundeerd. In de derde zandlaag moet in ieder geval worden gefundeerd wanneer de boortunnel zich in de Eemklei bevindt en zowel deze laag als de tweede zandlaag beïnvloed. Probleem is dat palen die worden gefundeerd in de derde zandlaag technisch wel te maken zijn, maar relatief erg duur uitvallen. Toepassing van dergelijke palen is dan ook niet waarschijnlijk.

Bij de aanleg van *extra palen* om de draagkracht te verhogen doet zich het bijkomend probleem voor dat de Eemkleilaag nog steeds consolideert. De zettingen die hiervan het gevolg zijn zorgen voor zakking van de eerste en tweede zandlaag, terwijl de derde zandlaag op zijn plaats blijft. Hierdoor willen de oude palen die zijn gefundeerd in de eerste twee zandlagen de zakking volgen, terwijl de palen in de derde zandlaag verticaal plaatsvast zijn. De spanningen die dit in het gebouw veroorzaakt zullen schade tot gevolg hebben. Het plaatsen van extra palen is een goede optie wanneer door onregelmatige zettingen de

⁽¹⁾ dit betekent over het algemeen dat de paalpunt zich onder het aanlegniveau van de boortunnel bevindt

⁽²⁾ over het algemeen op of boven het aanlegniveau van de boortunnel

bebouwing scheef gaat staan (figuur 4.5, bladzijde 14). Met behulp van vijzels kan het gebouw recht worden gezet (of gehóuden wanneer men tijdens het tunnelboorproces vijzelt) en vervolgens waar nodig worden ondersteund met extra palen. Door deze ingreep zal het gebouw misschien nog wel enige zakking vertonen, maar de zakkingsverschillen worden grotendeels opgeheven.

De slechte staat waarin de funderingen van sommige oudere panden zich bevindt, kan tot gevolg hebben dat het wenselijk is deze funderingen geheel ongemoeid te laten, omdat beroering desastreuze gevolgen zou hebben. Voor dergelijke panden is in funderingstechnisch opzicht slechts sloop en wederopbouw een optie. Zoals eerder gezegd is in Amsterdam sloop echter niet aanvaardbaar.

Aan de hand van cases in de volgende paragraaf wordt een beeld geschetst van mogelijke toepassingen.

6.2 Cases

6.2.1 Case: Mansion House London, underpinning, palenwand en verstijving van de bebouwing

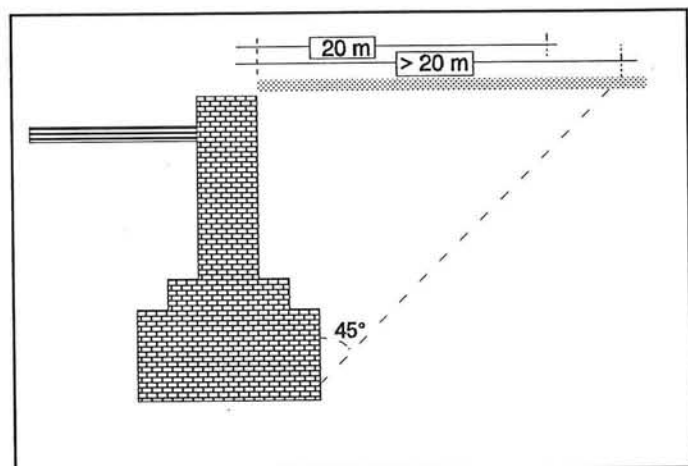
6.2.1.1 Inleiding

Het Mansion House is een gebouw van historisch grote waarde dat dateert uit halverwege de 18e eeuw en fungeert als residentie voor de burgemeester van Londen. Het gebouw, met afmetingen van 65 m x 30 m is gelegen nabij de Thames in het hart van de Londense City en is van zeer grote cultuurhistorische waarde. Het gebouw omvat een kelder en vier verdiepingen, de muren bestaan uit metselwerk en de vloeren zijn van hout. In 1985 heeft een diepgaand onderzoek plaats gevonden naar de staat waarin het gebouw zich bevond. Het resultaat hiervan was dat het gebouw in goede staat verkeerde, uitgezonderd een aantal scheuren in de muren.

De grondopbouw ter plaatse wordt gekenmerkt door rivierafzettingen (zachte grond) tot op een diepte van ongeveer 6 meter. Vervolgens wordt een één meter dikke laag riviergrind aangetroffen met daaronder een laag zgn. Londense Klei. De oorspronkelijke fundering (1739) bestaat uit houten palen en is herhaaldelijk versterkt, onder andere in 1868 met een staalfundering en in 1901 en 1931, toen funderingsversterking nodig was⁽¹⁾. Uit het onderzoek in 1985 bleek tevens dat de fundering in goede staat verkeerde en dat de oorspronkelijke houten palen waren verdwenen (?!).

6.2.1.2 Problematiek

In 1890 en 1930 werden schildtunnels geconstrueerd voor de zgn. Central Line. Achteraf bleek dat de zettingen die zijn opgetreden bij het bouwen van deze tunnels dermate groot zijn geweest, dat ze heden ten dage absoluut ontoelaatbaar zouden zijn. Bij het boren van nieuwe tunnels dienden dan ook aanvullende maatregelen te worden genomen. In 1988 werd door de transportmaatschappij London Regional Transport (LRT) een tunnel geboord, de eerste uit een serie van 3 bestemd voor de Docklands Light Railway (DLR), op ongeveer 15 meter onder het gebouw. Ondanks alle genomen maatregelen om de zettingen



FIGUUR 6.7 Definitieschets zone of influence

te beperken (o.a. het gebruiken van een kleinere tunneldiameter en een minimalisering van het grondverlies) bleken na één jaar de zettingen al twee maal groter dan verwacht. De oorzaak werd gevonden in het consolidatie effect, veroorzaakt door drainage langs de tunnelling. Het gevaar bestond tevens dat deze consolidatie nog jaren door zou gaan.

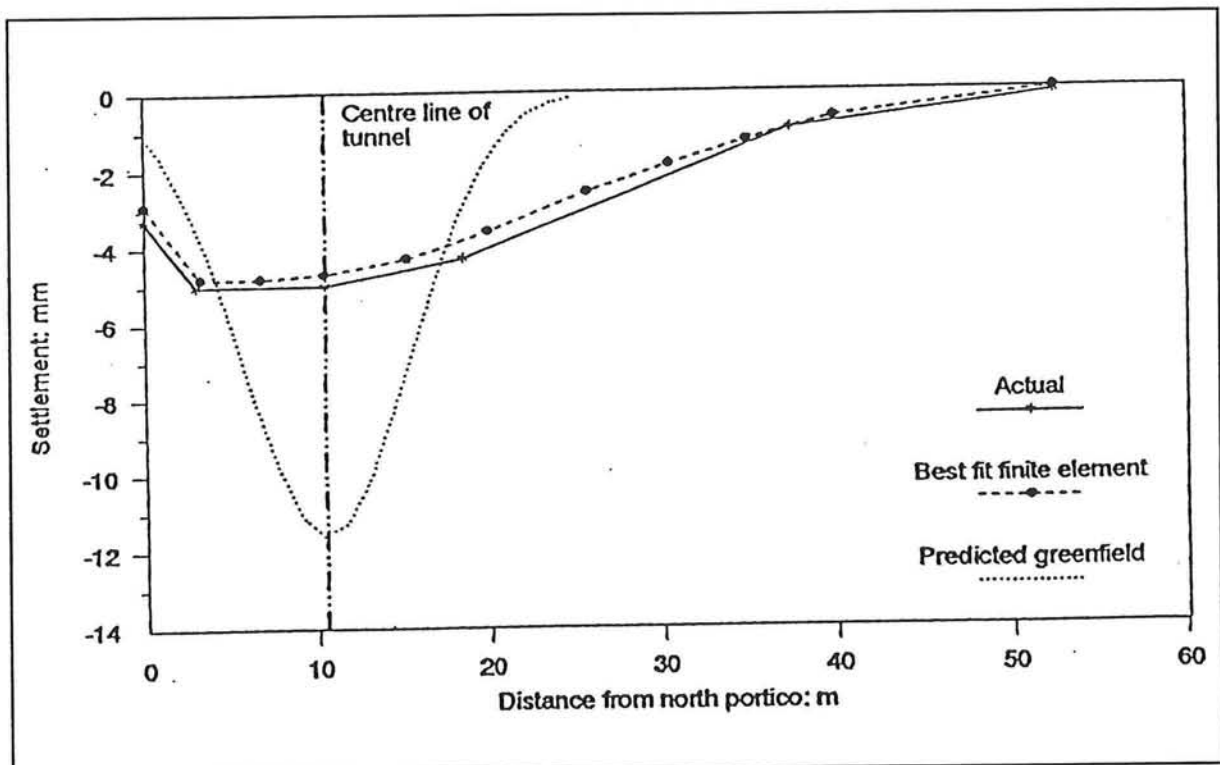
Een andere factor die heeft bijgedragen aan de grotere zetting dan werd verwacht, is de gehanteerde definitie van de *zone of influence* of invloedzone. Deze werd hier, vrij vertaald, omschreven als: "de grootste van de twee volgende vlakken: dat welk zich uitstrekt 20 meter vanaf de randen van de bebouwing dan wel dat vanaf de onderkant van de fundering lopend

⁽¹⁾ in het artikel wordt niet aangegeven of de houten paalfundering vervolgens is verwijderd!

onder een hoek van 45° tot aan het maaiveld", zie ook de definitieschets in figuur 6.7. Het bleek echter achteraf dat ook tunnelboringen buiten deze invloedszone wel degelijk hebben bijgedragen tot de zettingen van het Mansion House!

Uit evaluatie van de eerste tunnel bleek dat het volume van de zettingstrog goed overeenkwam met de initiële berekening (gebaseerd op een onbebouwd maaiveld), maar dat de vorm nogal afweek van de veronderstelde Gauss-curve. Vervolgens is een EEM berekening uitgevoerd waarin de stijfheid van de bebouwing is betrokken in de berekening. Hieruit bleek dat het resultaat dan veel meer lijkt op de daadwerkelijke zetting, zie ook figuur 6.8.

De conclusie die hieruit kan worden getrokken is dat de interactie tussen fundering en bebouwing van niet te onderschatten belang is, zeker niet als het gebouw zich zeer stijf gedraagt ten opzichte van de grond. Het volstond hier blijkbaar niet om bij het ontwerp uit te gaan van een zettingstrog voor een onbebouwd maaiveld.



FIGUUR 6.8 Zettingen Mansion House Londen, berekend en gemeten

Omdat nog twee tunnels moeten worden gebouwd die het Mansion House op circa 8 meter uit de gevel passeren, moesten er oplossingen worden bedacht om de zettingen te beperken. In de volgende paragraaf worden drie mogelijke oplossingen omschreven die voor de situatie bij het Mansion House zijn ontworpen.

6.2.1.3 Voorgestelde mitigerende maatregelen

Afscherpende palenwand (Piled Cut-Off Wall)

Deze maatregel bestaat uit het aanbrengen van een boorpalenwand langs het gebouw, op die plaatsen waar de tunnel de gevel passeert. De palen met een diameter van 900 mm, dienen dicht op elkaar te zijn geplaatst (hoh 1050 mm) en worden aan de bovenkant van een gording voorzien. De palen moeten reiken tot 44 meter beneden het maaiveld, wat 4 meter dieper is dan de onderkant van de diepste tunnel.

De gedachte achter dit ontwerp is dat de wrijving langs de paalwand een neerwaartse beweging van de grond aan beide zijden moet tegengaan. De plaatsvastheid van de paal wordt bewerkstelligd door het feit dat de krachten die de paal naar beneden drukken worden gecompenseerd door de weerstand van het diepe gedeelte van de paal, dat immers niet aan

zakkingen onderhevig is.

Het ontwerp is getoetst met behulp van een 2D-EEM model, waarbij de materialen lineair elastisch zijn verondersteld. Tevens is uitgegaan van een ongedraineerde toestand. Uit deze berekening bleek dat vlak naast de wand de zetting wordt gereduceerd tot 1/3 van de waarde die wordt gevonden zonder wand. Op 10 meter van de wand is geen enkele reductie meer te vinden. Hieruit kan de conclusie worden getrokken dat de wand dicht langs de rand van de bebouwing moet worden gerealiseerd, om daar de zettingen zo veel mogelijk te beperken. Dit bracht echter te veel problemen met zich mee (aanbrengen boorpaal door grindpakket en verplaatsen toegang bestaande metrostation), zodat van deze maatregel werd afgezien.

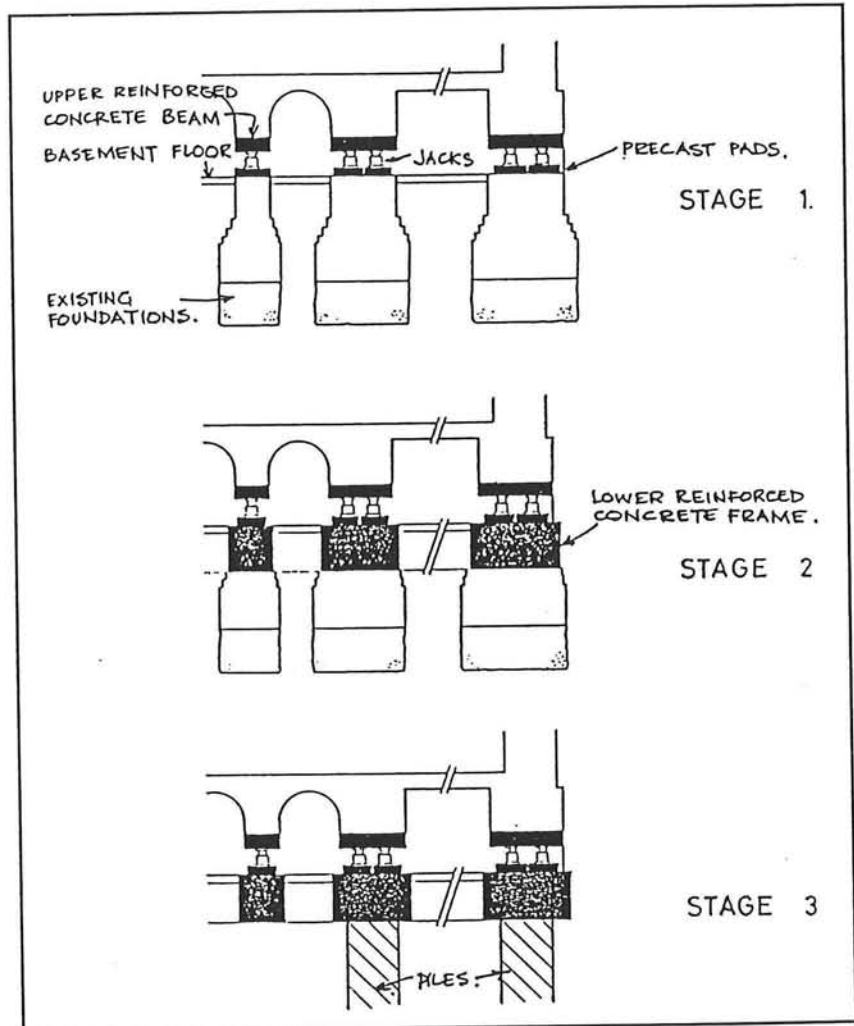
Funderingsversterking (Underpinning)

Bij deze methode werd een drie-fasen aanpak voorgestaan, waarbij de bestaande ondiepe fundering wordt vervangen door een nieuwe diepe gelegen fundering. In figuur 6.9 is voor elke fase een kenmerkende afbeelding opgenomen.

In fase één wordt de bebouwing losgemaakt van zijn fundering. Juist boven funderingsniveau wordt een sectie van 1 meter hoog uitgehakt en vervangen door hydraulische vijzels. Dezelfde procedure herhaalt zich vervolgens stapsgewijs langs de gehele gevel. Door nauwkeurige metingen te verrichten kan het gebouw zijn oorspronkelijke positie behouden, door de vijzels te verlengen of verkorten. Uiteindelijk worden sectiegewijs de muur onder en boven de vijzel versterkt met gewapend beton.

In de tweede fase wordt het funderingsgedeelte onder de versterkte vijzelvoet stapsgewijs verwijderd en vervangen door een dikke gewapend betonnen balk. Deze balken vormen tezamen een buigstijf raamwerk.

In de derde en laatste fase worden palen toegevoegd. Er is gekozen voor "handgegraven"⁽¹⁾ palen met een diameter van twee meter, die worden aangebracht onder het raamwerk en worden gefundeerd op een laag van 30-35 meter diepte. Het aantal palen dient beperkt te blijven (tot 30) vanwege de verstoring die het graven veroorzaakt. De derde fase wordt alleen dan uitgevoerd als de zettingen tijdens het boorproces hiertoe aanleiding zouden geven. Er wordt hier nog opgemerkt dat in de methode vreemd genoeg nergens wordt gesproken over het verwijderen van de oude fundering bij het uitvoeren van de derde fase. Gezien de



FIGUUR 6.9 Fasering ondervanging

⁽¹⁾ letterlijk vertaald uit artikel: "hand dug", hoe dit moet worden gerealiseerd is mij niet duidelijk

ruimtebeperking opgelegd door het in fase twee aangebrachte raamwerk zal dit zeker de nodige problemen opleveren. Tevens wordt nergens gesproken over het verwijderen van de hydraulische vijzels. Deze kunnen mijns inziens enige tijd na het boorproces worden vervangen door een permanent constructie bestaand uit (veel goedkopere) schroefvijzels (later ingestort in beton). Op deze manier kunnen ze nog wel worden gebruikt ter correctie van onevenredige zettingen tijdens het boren van de tunnel en de daarop volgende consolidatie.

Uiteindelijke oplossing: het verstijven van de bebouwing

De opdrachtgever van het bouwen van de drie tunnels (LRT), besloot dat geen van de twee oorspronkelijke plannen, zoals hierboven vermeld, voldeed aan haar wensen. Er werd daarom een derde alternatief ontwikkeld, waarbij de tunnels dusdanig werden verplaatst dat ze grotendeels buiten de invloedzone kwamen te liggen. Dit reduceerde de voorspelde zettingen met de helft, zodat minder rigoureuze maatregelen hoefden worden genomen.

Er werd besloten op 28 plaatsen in het gebouw koppelstaven (centerpennen) aan te brengen, op een zo onopvallend mogelijke wijze. De staven moeten een verstijvende uitwerking op het Mansion House hebben, met als resultaat:

- het verhogen van de interactie tussen fundering en bebouwing, waardoor een herverdeling van de belastingen optreedt nadat het gebouw meer als één geheel zakt; dit voorkomt scheurvorming door ongelijkmatige zettingen;
- het beperken van het verder uitdijen van bestaande scheuren, door juist daar staven aan te brengen.

Over het algemeen zijn roestvrijstalen staven met een diameter van 32 mm in de muren gebruikt in combinatie met roestvrijstalen platen van 100 cm² x 10 mm in de vloeren. Tijdens het tunnelboorproces zijn de krachten in de staven gemeten in combinatie met de zettingen. Het bleek hierbij dat de beoogde verstijving van het gebouw daadwerkelijk optrad. De staven die waren aangebracht op de kritieke plekken (daar waar de grootste zettingen werden verwacht en al scheuren aanwezig zijn) bleken de grootste krachten op te moeten nemen.

De conclusie die uit de uitvoeringsresultaten werd getrokken, was dat de effecten van de verstijving bevredigend waren. Als grootste voordeel werd ervaren dat het Mansion House, door een deels nachtelijke uitvoering, gedurende de werkzaamheden volledig in gebruik kon blijven.

Bron: Lit.[22]

6.2.2 Case: Diaconessenhuis Arnhem, de *dompconstructie*

6.2.2.1 Inleiding

Het Diaconessenhuis in Arnhem-Noord dateert uit de jaren vijftig en telt zes verdiepingen. Het gebouw bestaat uit een betonconstructie gevuld met baksteen en is op staal gefundeerd. De bouwactiviteiten betroffen hoofdzakelijk installatietechnisch werk, waarvoor de volgende bouwtechnische aspecten maatgevend waren (zie figuur 6.10):

- de aanleg van een nieuw verdeelstation aan de zuidzijde van de verpleegvleugel;
- de aanleg van een leidingtunnel onder de staalfundering, die het oude ketelhuis met een nieuw te bouwen verdeelruimte moest verbinden.

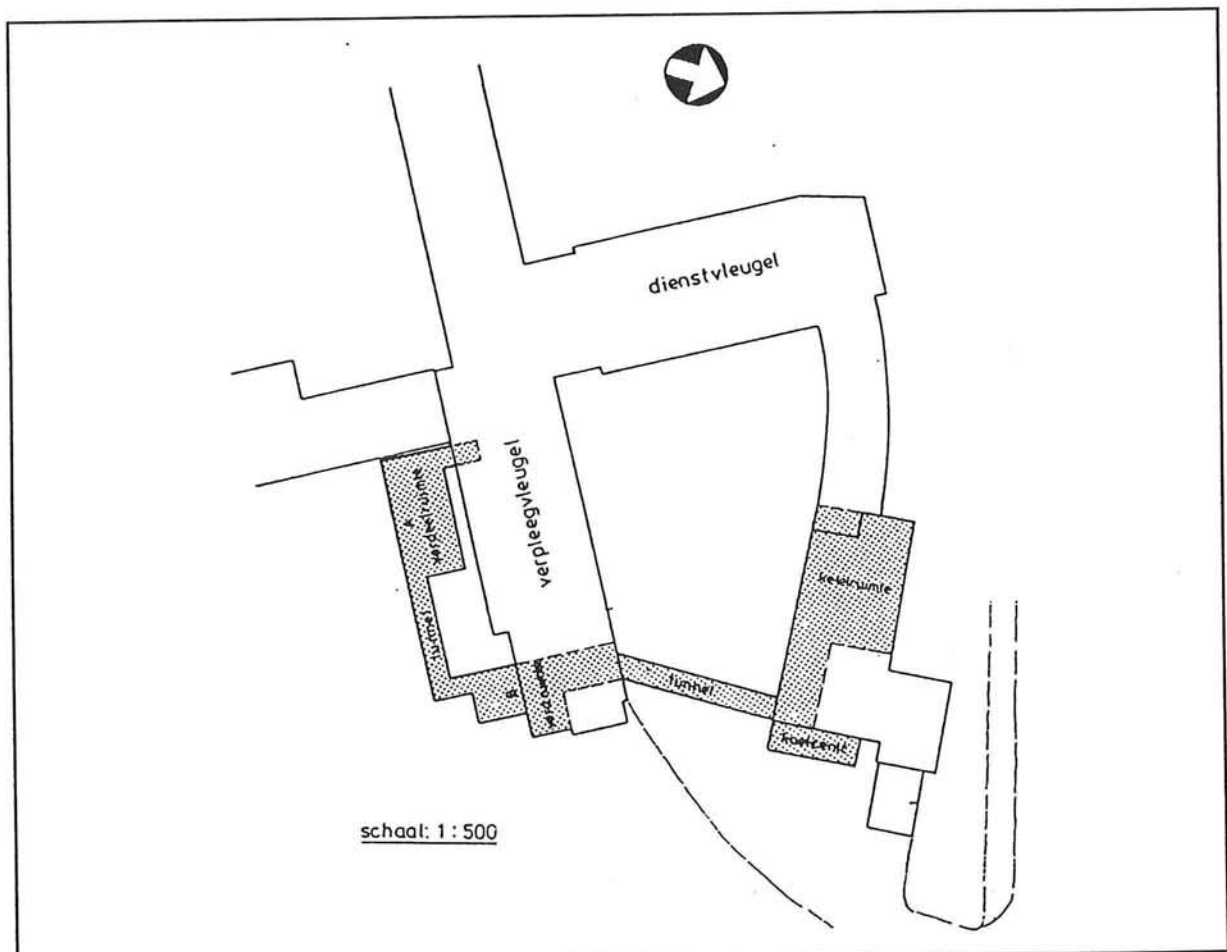
Vanwege de verpleegkundige activiteiten die in het Diaconessenhuis plaatsvinden, was het zeer belangrijk dat de bouwactiviteiten zo min mogelijk hinder voor het functioneren opleverden.

6.2.2.2 Mogelijke oplossingen

Bij de uitvoering is gekozen voor de drie volgende technieken:

- 1 • een bouwkuipbegrenzing bestaande uit damwanden van staal, al dan niet met groutankers verankerd;
- 2 • chemische injectie, naast de staalfundering;
- 3 • tijdelijke hulpfundering ter ontlasting van de bestaande fundering.

De eerste twee methoden veranderen onomkeerbaar het spanningsbeeld in de grond en zijn daarom zo min mogelijk toegepast. De tijdelijke hulpfundering vormde de belangrijkste noodmaatregel. Voor de aanleg van het verdeelstation is gekozen voor een boorpalenwand in combinatie met groutankers. Deze oplossing lijkt sterk op de methode genoemd bij het Mansion House en wordt hier verder niet behandeld.



FIGUUR 6.10 Overzicht Diaconessenhuis

6.2.2.3 Leidingtunnel: *dompconstructie*

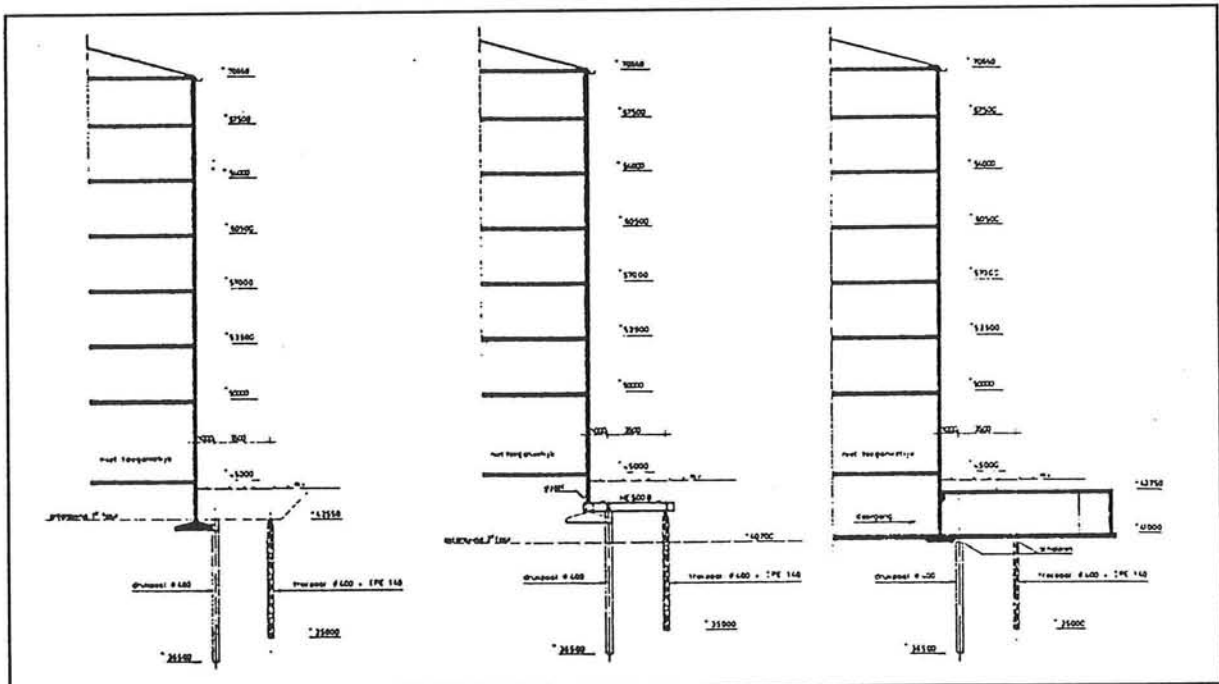
De fundering van de verpleegvleugel waaronder de leidingtunnel (2 m breed, 2,5 meter hoog) kruist, varieert vrij sterk door de aanwezigheid van kelders en trappenhuisen en de onregelmatigheid van het terrein. D.m.v. chemische injecties is de tunnel tot onder de binnengevel van de verpleegvleugel gebracht, waar de problemen begonnen. De fundering is daar veel hoger gelegen terwijl de fundering van de buitengevel bestaat uit grote, diepe poeren met kleine tussenafstanden. Chemische injectie kon worden gebruikt om de naast het te doorkruisen deel gelegen poeren te stabiliseren, maar voor dit deel zelf moest een andere oplossing worden bedacht.

De ziekenhuisfunctie van het onderste deel van de verpleegvleugel maakten in combinatie

met de vele aanwezige kabels en leidingen dat de kelder niet beschikbaar was voor het bijplaatsen van palen. Daarom werd besloten een tijdelijke opvang te creëren in de vorm van een *dompconstructie*. Het principe van de dompconstructie is gebaseerd op het koppelen van een drukpaal en een trekpaal via een zwaar belaste stalen ligger.

De werkwijze is aangegeven in figuur 6.11 en wordt hieronder toegelicht:

- de drukpaal \varnothing 400 mm (bovenste 3 meter gewapend) en de trekpaal \varnothing 400 (IPE 140 wapening over hele lengte) worden naast de fundering geheid;
- vervolgens wordt ontgraven tot aan paalkopniveau en wordt over de palen een stalen HE-500B profiel gelegd die met een stalen centreerplaat aan de drukpaal en met bouten aan de IPE 140 wordt verbonden;
- met behulp van vijzels wordt langzaam de belasting van de poeren overgedragen op de dompconstructie; dit gebeurt stapsgewijs en onder voortdurend waterpassen, waarbij de verticale beweging niet groter dan 3 mm mag worden om scheurvorming te beperken;
- als de vijzels de volle belasting hebben overgenomen krijgt de constructie de tijd om tijdsafhankelijke vervormingen plaats te laten vinden; de vervormingen worden met behulp van de vijzels gecorrigeerd;
- de nieuwe fundering en leidingtunnel kunnen worden aangelegd; de gebruikte vijzels bij het overdragen van de belastingen worden vervangen door permanente vijzels



FIGUUR 6.11 Dompconstructie

6.2.2.4 Resultaten

Door het voortdurend observeren van de verplaatsingen van zowel palen als gevel zijn nauwkeurige gegevens beschikbaar over het effect van de maatregelen. Het bleek dat de trekpalen maximaal 1,41 - 2,44 mm (resp. 2e dag en 50e dag) en de drukpalen 16,87 - 19,97 mm (resp. 2e dag en 50e dag) hadden bewogen. Voor de gevelpunten bedroegen deze waarden respectievelijk 1,08 - 1,67 mm. Deze resultaten waren zeer bevredigend, mede gezien het feit dat gedurende deze periode extreem lage buitentemperaturen werden gemeten, die op zich al verplaatsingen ten gevolg kunnen hebben.

6.2.2.5 Opmerking

Als speciaal aandachtspunt wordt nog genoemd het probleem dat optrad door de strenge vorst. De funderingsbalk lag tijdens de vorstperiode bloot, zodat aan de onderzijde een temperatuur van -20°C heerste tegenover aan de binnenzijde een temperatuur van $+20^{\circ}\text{C}$. Dit temperatuurverschil van 40°C leidde tot aanzienlijke trekspanningen onderin de balk, met scheurvorming als gevolg. Stalen UNP balken moesten worden aangebracht om de schade te herstellen.

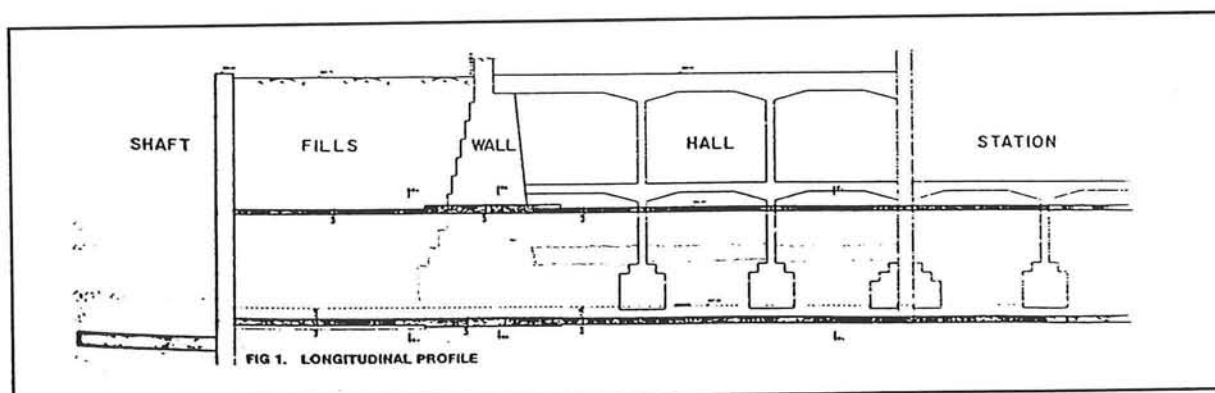
Dit is wederom een duidelijke waarschuwing dat zelfs het meest doordachte ontwerp door onvoorziene randvoorwaarden danig kan worden vertraagd of verstoord!

Bron: Lit.[24]

6.2.3 Case: 'Principe Pio' Station Madrid, tunnelaanleg door een stenen muur

6.2.3.1 Inleiding

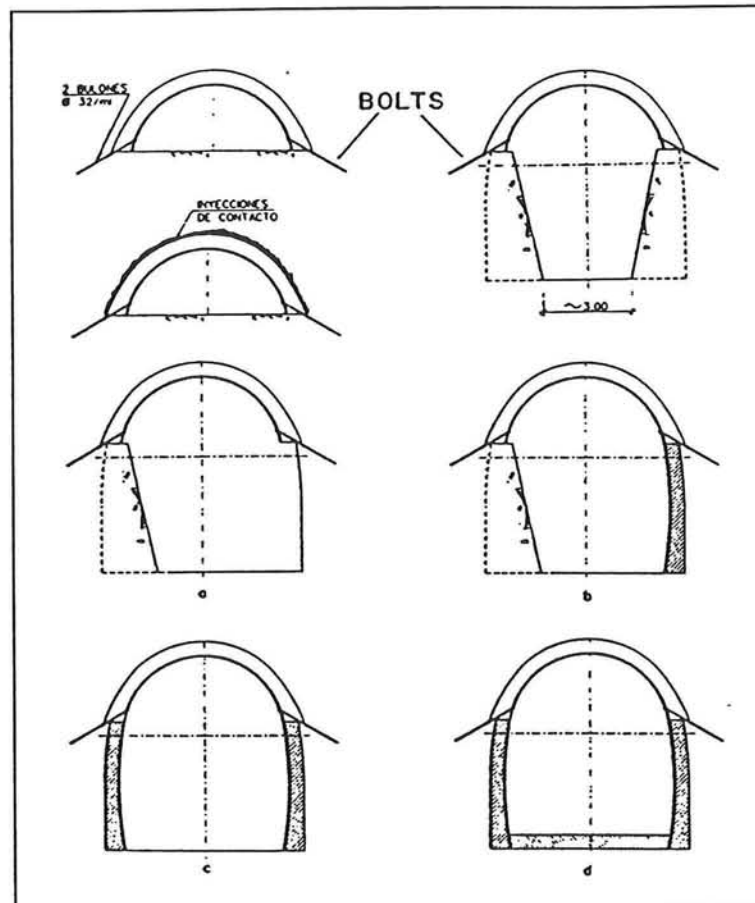
De verbinding tussen Principe Pio en Atocha, twee treinstations in Madrid, diende te worden verplaatst naar ondergronds niveau om zo de nodige ruimte in de overvolle stad te creëren. Er is hierbij gebruik gemaakt van het EPBS tunnelboorprocedé voor een deel van het tracé met twee enkelsporige tunnels ($d=7,40\text{ m}$). Nabij het station moest één dubbelsporige tunnel ($d=16\text{ m}$) worden geconstrueerd. In figuur 6.12 is een afbeelding opgenomen van de situatie ter plaatse. De boortunnel arriveert in de schacht (SHAFT), moet vervolgens door een stuk slappe grond worden voortgezet (FILLS) en stuit dan op een 6 meter dikke, massieve, uit grote stenen en cement opgebouwde funderingsmuur (WALL). Deze muur draagt voor een deel de stalen overkapping van een uit 1870 daterend station.



FIGUUR 6.12 Langsdoorsnede t.p.v. station

6.2.3.2 Uitvoering

Het gedeelte van de tunnel waar de slappe grond moet worden gekruist is verstevigd met behulp van jet-grouten (zie 7.3.2.5). Hierdoor kon de muur zonder bezwaren worden bereikt. De kruising met de funderingsmuur verdiende de speciale aandacht, omdat de bouwwijze dusdanig moest worden gekozen dat elke schade aan het bovenliggende station werd voorkomen. De methode van aanpak die is gehanteerd is afgebeeld in figuur 6.13 en werd sectiegewijs verricht.



FIGUUR 6.13 Stappenplan aanleg tunnel door muur

Toelichting bij de figuur:

- het bovenste tunneldeel wordt ontgraven;
- de buitenschil wordt voorzien van staalplaten en op enige afstand daarvan wordt een binnenschil van stalen platen aangebracht;
- de tussen de stalen liggende ruimte wordt volgestort met beton;
- na verharding van de beton wordt de binnenschil verwijderd en hergebruikt;
- er worden per strekkende meter tunnel 2 ankers (lengte 2,50 m, $d = 32$ mm) aangebracht om de tunnel te verbinden met de muur, zodat niet de gehele bovenbelasting op de tunnelmuren komt te liggen; op deze manier wordt het construeren van de anders benodigde veel dikkere tunnelwanden voorkomen;
- tot slot wordt de ruimte beneden de muren ontgraven en worden betonnen wanden aangebracht.

6.2.3.3 Resultaten

Waterpassing van het station na voltooiing van de werkzaamheden heeft aangetoond dat geen zetting is opgetreden. Opgemerkt wordt dat bij gebruik van de schild-boormethode een dergelijke doorsnijding niet mogelijk was geweest.

Bron: Lit.[12]

6.2.4 Case: verkeerstunnel Toulon, 'Paraplu'-principe

6.2.4.1 Inleiding

In Toulon zijn verschillende oplossingen bedacht voor de uitvoering van een verkeerstunnel. Hier wordt de oplossing waar gebruik wordt gemaakt van een 'paraplu' van stalen pijpen behandeld.

De grond ter plaatse is opgebouwd uit verschillende lagen en bevat voornamelijk kalkzandsteen. Het tunneltracé bevindt zich over een afstand van enige honderden meters onder bebouwing, zodat de zettingen gebonden zijn aan strenge eisen.

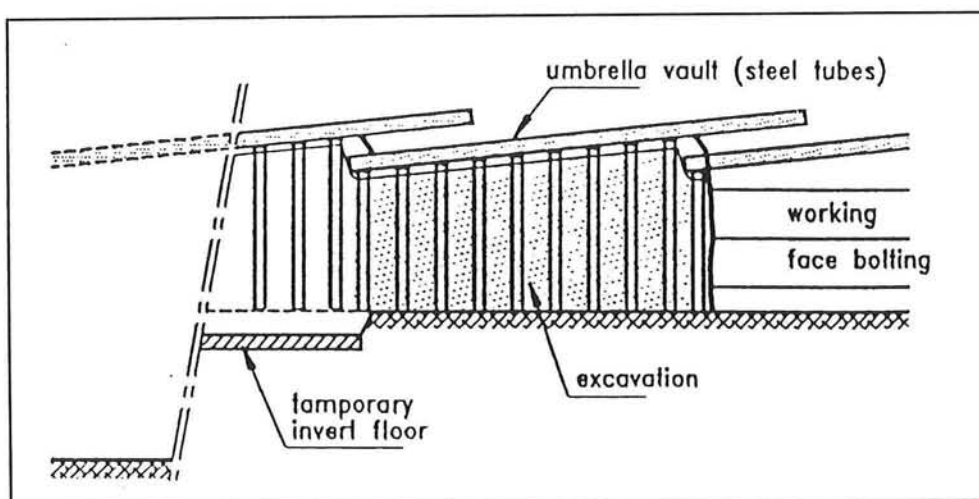
6.2.4.2 Uitvoering

Om stabiliteit van zowel de ontgraving als van het front te verkrijgen zijn de volgende maatregelen genomen (zie figuur 6.14):

- 12 meter lange stalen palen worden door een speciaal hiervoor ontworpen machine onder een lichte helling in de grond geboord, dusdanig dat een boogvorm ontstaat; de nauwkeurigheid van aanbrengen speelt hierbij een zeer grote rol;
- de negen meter lange ontgraving wordt gefaseerd uitgevoerd, per sectie van één meter;
- elke ontgraven sectie wordt ondersteund met een zwaar gedimensioneerde, stalen, boogvormige rib;
- tegen de boogvormige platen en de stalen buizen wordt *shotcrete*⁽¹⁾ gespoten;
- als nog ongeveer 3,5 meter van de stalen pijpen als ondersteuning vooruit steekt wordt een nieuwe paraplu aangebracht;
- de stabiliteit van het ontgravingsfront wordt gewaarborgd door het aanbrengen van lange, uit gehard viberglas opgebouwde ankerstaven; deze staven kunnen gemakkelijk worden vernietigd bij het verder boren als de ontgraving wordt voortgezet.

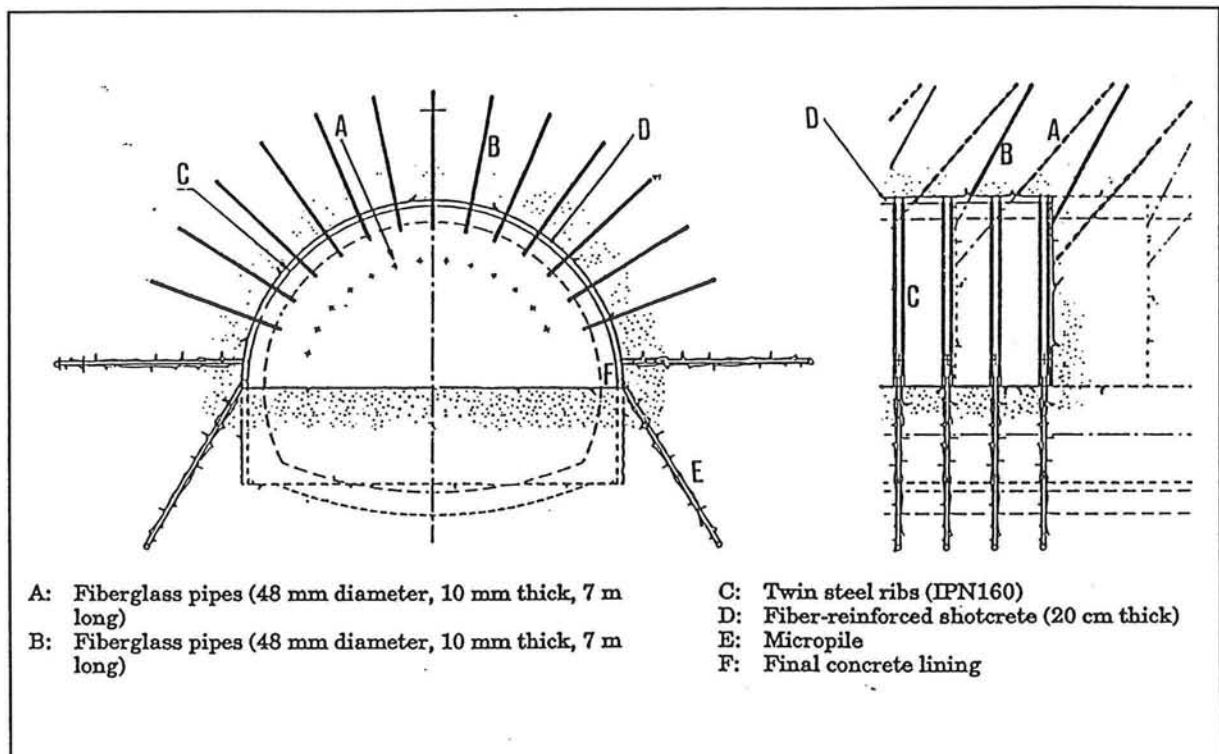
Plaatselijk zijn in plaats van longitudinale stalen buizen, radiale fiberglas buizen toegepast, zie figuur 6.15.

Bron: Lit.[11]



FIGUUR 6.14 Paraplu methode Toulon

⁽¹⁾ *shotcrete* = spuitbeton; dit is een cement, water en zandmengsel dat onder hoge druk tegen het te behandelen oppervlak wordt aangespoten; in de beginfase valt een groot deel van het mengsel weer van het oppervlak, maar gaandeweg wordt een steeds betere hechting verkregen; de uiteindelijke sterkte is groot.



FIGUUR 6.15 Plaatselijke radiale versterking

7 GRONDVERBETERING

7.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de mitigerende maatregelen behandeld die de grondmechanische eigenschappen van de grond verbeteren. De volgende mitigerende maatregelen worden onderscheiden:

- het kunstmatig bevrozen van de grond;
- het injecteren van de grond;
- het verminderen van de (boven)belasting;
- het verdichten van de grond;
- het wapenen van de grond.

Aan het eind van het hoofdstuk zijn cases voor de verschillende maatregelen opgenomen.

7.2 Het kunstmatig bevrozen van grond

7.2.1 Doelstelling en grenzen van toepasbaarheid

7.2.1.1 Doelstelling

Het bevrozen van grond heeft evenals het in het volgende hoofdstuk te noemen injecteren, het doel de doorlatendheid te verkleinen en de schuifweerstand te verhogen. Het grote verschil ten opzichte van de andere methoden is gelegen in het tijdelijk karakter van de bevrozingsmethode. Het permanent aanleggen van een vrieslichaam is niet reëel, voornamelijk door de daaraan verbonden kosten.

7.2.1.2 Grenzen van toepasbaarheid

Voor het toepassen van de vriestechniek kunnen de volgende voorwaarden worden genoemd:

- 1 • de grond moet voldoende waterhoudend zijn;
- 2 • tijdens het invriesproces mag de stroomsnelheid van het grondwater niet groter worden dan een bepaalde grenswaarde;
- 3 • de grond mag geen grote elementen zoals stukken rots of keien bevatten, omdat deze de uitvoering ernstig verstoren;
- 4 • een vrije uitstroming van het grondwater moet mogelijk zijn;
- 5 • het zoutgehalte van de grond mag niet te hoog zijn.

- ad.1 Hoe groter het waterpercentage in de grond, des te groter de sterkte die wordt bereikt. Op andere bepalende factoren voor de sterkte wordt in 7.2.2.2 teruggekomen.
- ad.2 Voor zover bekend is de grootste stroomsnelheid waarbij bevrozing naar wens is opgetreden iets groter dan 2 m/dag (Lit. [6]). Stromend water kan veel warmte uitwisselen.
- ad.3 Dit geldt voor de normale vriesmethode met buizen, zoals verderop uiteengezet. Bij gebruik van microtunneltechnieken voor het aanleggen van vrieslichamen kan zelfs door staal worden geboord en vervalt dit punt.

- ad.4 Als de vrieswand aan de onderzijde in een afsluitende laag wordt geplaatst en bovendien een vierkante, bevroren bak vormt, dan bestaat het gevaar op zwel (door de volumevergroting van het ijs binnen de bak wordt de fundering opgedrukt) of op barsten van de ijswand, met desastreuze gevolgen vandien.
- ad.5 Hoe hoger het zoutgehalte, des te moeilijker laat de grond zich bevriezen. In Argentinië heeft men eens getracht grond nabij de kali mijnen te bevriezen. Het zoutgehalte van het grondwater was dermate hoog dat bij -25°C pas de eerste bevroeringsverschijnselen werden waargenomen. Dit vrieslichaam had overigens geen noemenswaardige sterkte. Door geprogrammeerd te vriezen en ten koste van hoge energie-investering is dit probleem redelijk te verhelpen.

Als bijzonder geval wordt nog genoemd Mexico-Stad, waar de bodembestanddelen een celvormige structuur vertonen. Proefmonsters die na bevriezing werden ontdooid bleken te verworden tot een waterige suspensie, met onderin klei en zandresten. Hier zou bevriezing desastreuze gevolgen gehad hebben. Misschien ten overvloede wordt hier dan ook opgemerkt dat voortijdige beproeving van voldoende ongeroerde monsters een absolute noodzaak is, als niet eerder onder gelijke omstandigheden een vrieslichaam is aangebracht!

7.2.1.3 Voorbeelden toepassing

Deze zijn nagenoeg gelijk aan die van de injectiemethode in de volgende paragraaf. Toepassing vindt plaats wanneer andere technieken technisch onuitvoerbaar zijn, te veel tijd vergen of grote risico's opleveren, met andere woorden wanneer:

- een verlaging van de grondwaterstand schadelijk is voor de omgeving;
- het heien van damwanden door ruimtegebrek of trillings-/geluidshinder niet aanvaardbaar is;
- diepwanden niet kunnen worden aangebracht vanwege ruimtegebrek of een grote benodigde dikte van de wanden;
- chemisch injecteren (technisch) niet mogelijk is.

Als toepassingsgebieden kunnen worden genoemd het maken van tijdelijke tunnels, het dichten van lekken in dam-/diepwanden, het stoppen van onderloopsheid, het creëren van grond- en waterdichte wanden en vloeren t.b.v. bijvoorbeeld het graven van schachten en putten en bouwkuipen en het uitbreiden van bestaande bebouwing vanuit de kelder.

Het is overigens niet ongebruikelijk om vriezen te combineren met andere methoden, zoals grouten en damwanden, om de kosten enigzins te beperken.

7.2.2 Verandering van de eigenschappen van de grond ten gevolge van het vriesproces

7.2.2.1 Eigenschappen

Het grondwater dat tot ijs bevriest verandert de samenstelling van de grond niet, maar wel (tijdelijk) de eigenschappen. Van primair belang zijn de volgende eigenschappen:

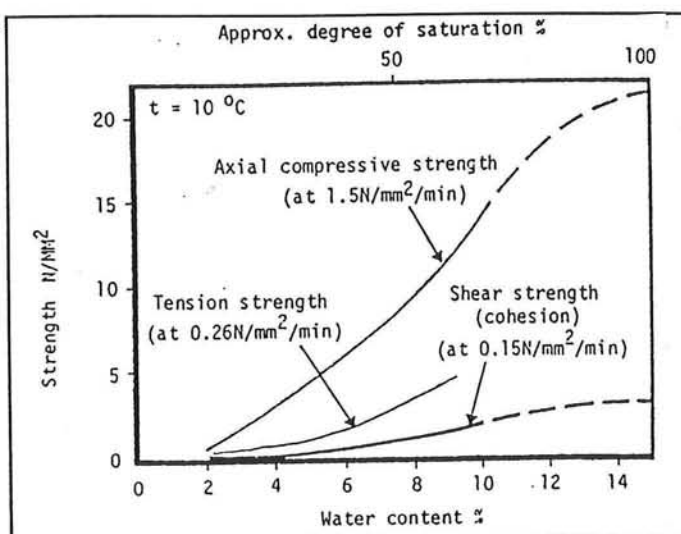
- cohesieloze gronden worden rotsachtig;
- het volume neemt afhankelijk van de omstandigheden toe tot ongeveer 10%;
- energie is benodigd voor het vries/dooi-proces (omzetten water→ijs vraagt 335 kJ aan energie).

Van secundair belang zijn verschijnselen als wateraanzuiging aan het vriesfront, lensvorming en zoutafstoting.

Met betrekking tot de gevoeligheid voor zwellen en opvriezen kan worden opgemerkt dat dit zich slechts voordoet in gronden met een aanzienlijk percentage aan fijne deeltjes ($<63\ \mu\text{m}$) zoals kleigronden. Vooral deeltjes met een grootte van om en nabij de $20\ \mu\text{m}$ blijken het meest van invloed op de zwellen. Hoewel het verschijnsel nog niet duidelijk kan worden verklaard, is wel bekend dat het aantrekken van water naar het vriesfront vooral wordt beïnvloed door de afstand tot de grondwaterspiegel, het watergehalte en de bovenbelasting. Een ander verschijnsel wat de aandacht verdient is de zogenaamde vries-dooi zetting. In een volledige cyclus van vriezen en dooien blijkt de grond consolidatie te ondergaan, wat enige zakking tot gevolg heeft.

7.2.2.2 Bepalende factoren voor de sterkte

Door het bevriezen krijgt de grond een hoge druksterkte. Deze sterkte laat zich beschrijven door de grenslijn van Coulomb: $\tau = c + \sigma \tan \phi$. Omstreeks 1970 zijn door Heiner proeven uitgevoerd, die onder andere tot doel hadden de invloed van het watergehalte op de mechanische sterkte van de grond te bepalen (Lit. [21]). In figuur 7.1 zijn enige resultaten weergegeven, waaruit duidelijk blijkt dat een toenemend watergehalte (horizontale as) een toename in de sterkte (verticale as) tot gevolg heeft.



FIGUUR 7.1 Sterkte als functie van het watergehalte (uit Lit. [21])

Andere bepalende factoren, die al uit de grenzen voor de toepasbaarheid genoemd in 7.2.1.2 volgden, zijn:

- de korrelverdeling van de grond;
- het zoutgehalte van het water;
- de porositeit;
- de soort en grootte van de belastingen en
- de temperatuur van de grond.

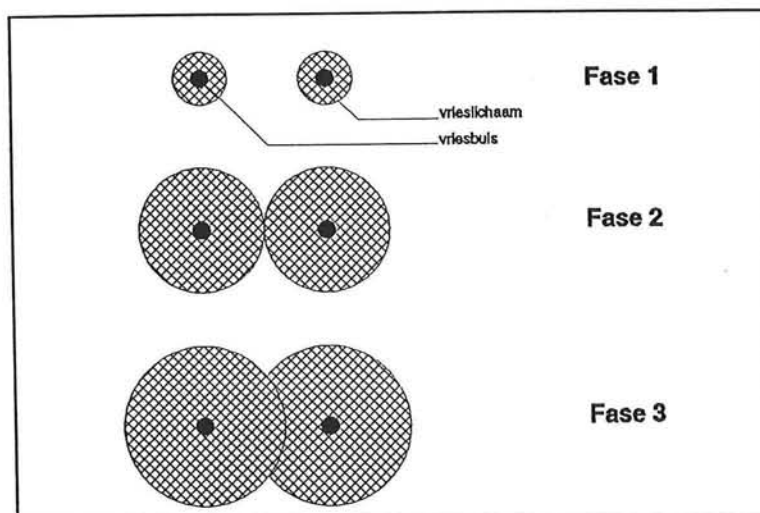
7.2.3 Principe, vriesmethoden en bijbehorende werkwijzen

7.2.3.1 Principe

Het principe van de vriesmethode is weergegeven in figuur 7.2. Het uiteindelijk gevormde lichaam is grond en waterdicht en bezit een hoge sterkte.

Verklaring:

- Fase 1: Rond een vriesbuis vormt zich een cirkelvormig lichaam, de vriescilinder.
- Fase 2: De lichamen raken aan elkaar en smelten (maar dan wel figuurlijk!) aaneen.
- Fase 3: De dikte van de 'muur' wordt langzaam uitgebreid tot een maximum is bereikt voor de gegeven omstandigheden.



FIGUUR 7.2 Het principe van de vriesmethode

De snelheid waarmee de vriescilinder groeit is afhankelijk van vochtgehalte, geleidingsvermogen en soortelijke warmte van de grond en van de aard en temperatuur van de koelvloeistof. Vrieslichamen met een diameter van 1,5 meter behoren tot de mogelijkheid, zodat de hart op hart afstand van de vriesbuizen 0,5 tot 1,5 meter bedraagt (afhankelijk van de gewenste overlap).

Als indicatie voor de aangroeisnelheid wordt vaak de volgende benaderingsformule gebruikt: $r = m\sqrt{t}$, waarbij geldt:

r = straal van de bevroren cilinder;
 t = tijd verstreken sinds de start van het proces;
 m = coëfficiënt die afhangt van de grond- en de vloeistofeigenschappen.

De coëfficiënt m kan via ingewikkelde formules worden berekend, maar de nomogrammen van Sanger & Sayles (zie Lit.[6]) vormen een handzaam alternatief.

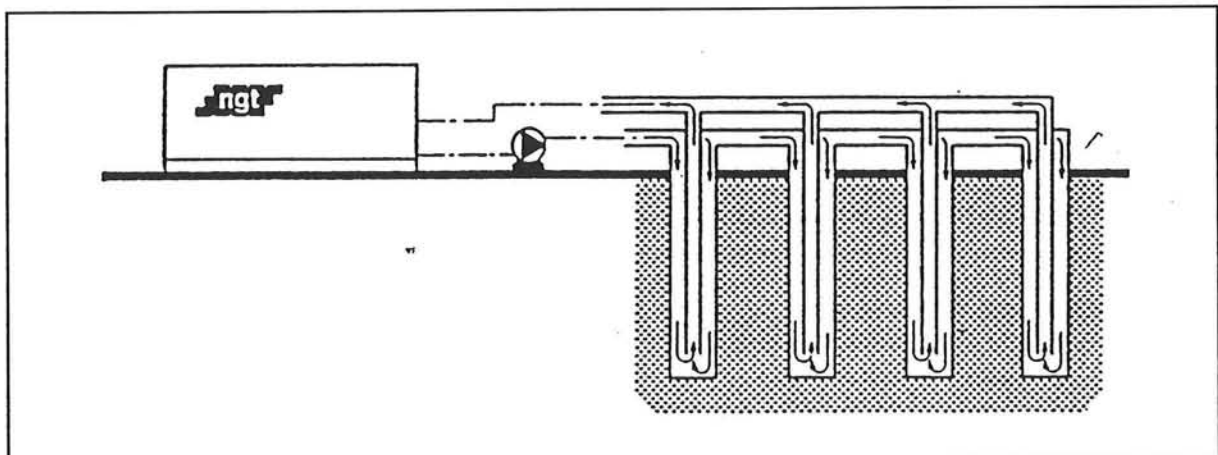
De benaderingsformule werkt goed voor korte periodes. Voor langere periodes gaan de bevroering van het aangetrokken water en de temperatuursverandering van de koudevloeistof een te grote rol gaan spelen.

7.2.3.2 Vriesmethoden en bijbehorende werkwijzen

Het bevroeren van het grondwater kan geschieden op drie manieren:

- 1 • door een koudevloeistof tussen vriesinstallatie en te bevroeren grond te laten door een gesloten buizenstelsel te laten circuleren (zie figuur 7.3), of
- 2 • met behulp van een poreus buizenstelsel waardoor vloeibaar stikstof wordt geleid, die vervolgens kan uittreden in de grond en verdampt.
- 3 • met behulp van een gesloten buizenstelsel waardoor vloeibaar stikstof wordt geleid, die uiteindelijk verdampt in de lucht (zie figuur 7.4).

De genoemde methoden worden in vele uitvoeringsvarianten toegepast. Het voert te ver om hier uitputtend op de werkwijze van deze methoden in te gaan, zie hiervoor o.a. Lit [56] en enige cases in de volgende paragraaf. Er wordt volstaan met kort iets te vertellen over de ontstaanswijze en de kenmerkende eigenschappen.

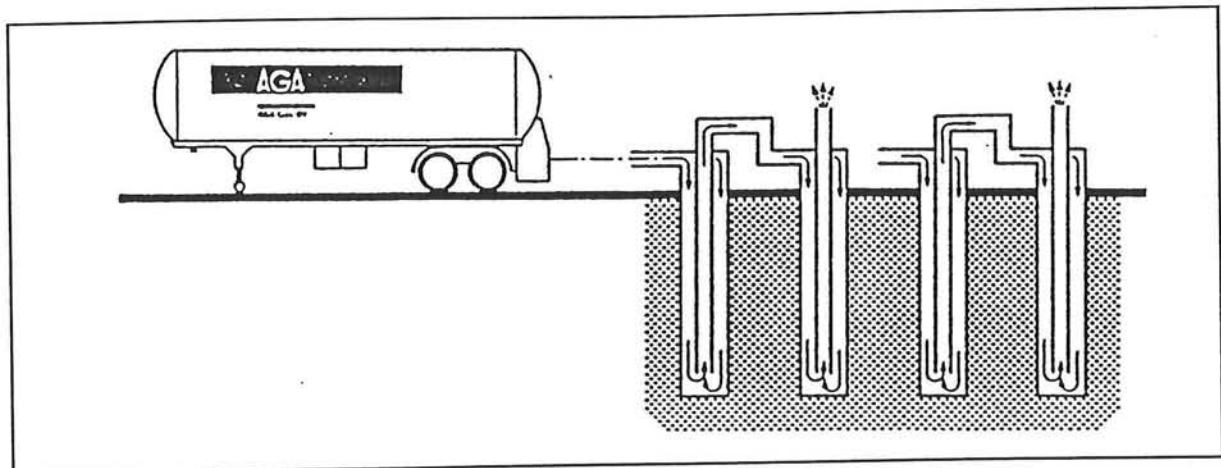


FIGUUR 7.3 Combinatie koudevloeistof, vriesmachine, buizenstelsel

Koude vloeistof en gesloten buizenstelsel (pekelfriezen)

De eerste methode is de oudste (Newton, Michaux, 1850) en vind zijn oorsprong in de mijnbouw. Vooral in België is veel ervaring met deze vriesmethode opgedaan, en het is dan ook Antwerpen waar de methode voor het eerst in de civiele techniek werd toegepast (Scheldetunnel, 1932). Vervolgens is de methode verder ontwikkeld in landen als Zwitserland, Duitsland, België, Canada en Engeland. De bij de methode horende vriesmachines gebruiken pekkel met CaCl_2 daarin opgelost of ammoniak als koude vloeistof. Belangrijk is dat de vloeistof, die een temperatuur heeft van $-15\text{ }^\circ\text{C}$ tot $-25\text{ }^\circ\text{C}$, niet kan bevriezen.

Bij gebruik van pekkel als koudedragers in combinatie met een koelinstallatie kan het tot 40 dagen duren eer het grondlichaam afdoende is bevroren. Dit is te wijten aan het geringe verschil in temperatuur tussen grond en vriesvloeistof.



FIGUUR 7.4 Vloeibaar stikstof in gesloten buizenstelsel

LN-methode

De tweede en derde methode, internationaal ook wel bekend als LN-methode⁽¹⁾, zijn gebaseerd op de extreem lage verdampingstemperatuur van vloeibare stikstof (-196 °C). De stikstof wordt via tankwagens aangevoerd en vervolgens bewaard in geïsoleerde tanks. Als de stikstof onder aan de buis uittreedt dan is deze aanzienlijk kouder dan op het moment dat ontsnapping aan de atmosfeer plaatsvindt (-40 °C). Dit heeft een peervormig vrieslichaam tot gevolg, wat gunstig kan zijn als een afsluitende laag aan de onderzijde gewenst is maar van nature ontbreekt.

Toepassingen van vloeibare stikstof heeft na een periode van ongeveer 1 tot 2 dagen een bevroren grondlichaam tot resultaat.

7.2.3.3 Methoden van aanbrengen vriesbuizen bij de aanleg van tunnels

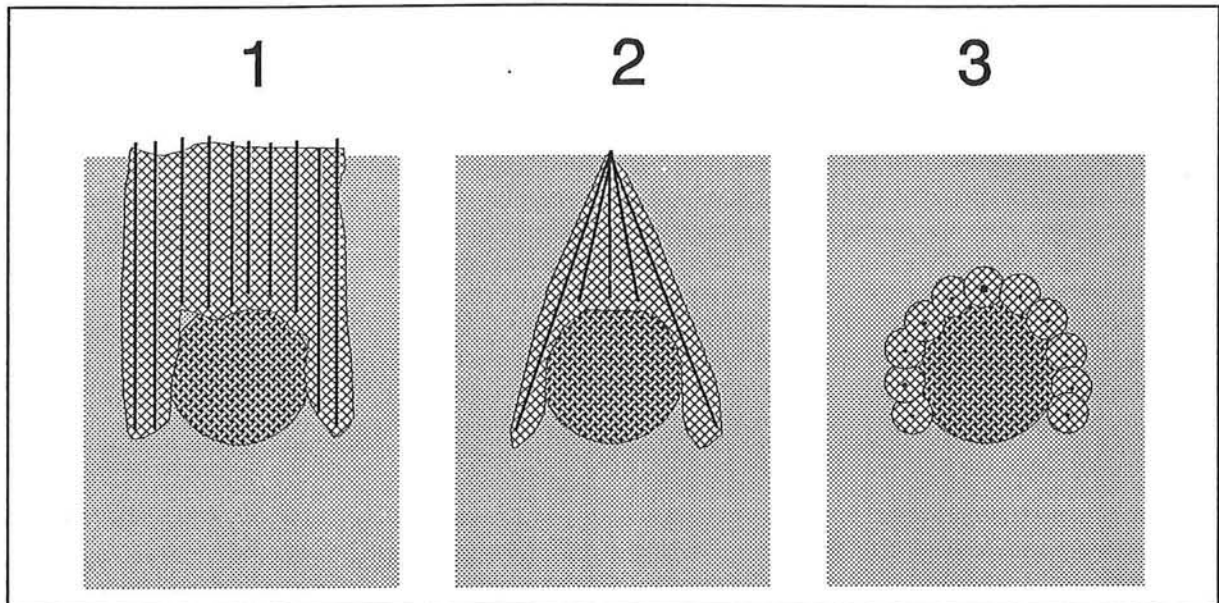
Ondanks de grote variëteit in aanbrengmethoden, kan een globale opsplitsing in drie hoofdtypen worden gemaakt (zie figuur 7.5):

- 1 • verticale inbreng van de buizen;
- 2 • diagonale inbreng van de buizen in het verticale vlak;
- 3 • inbreng van de buizen in het horizontale vlak, onder een lichte hellingshoek.

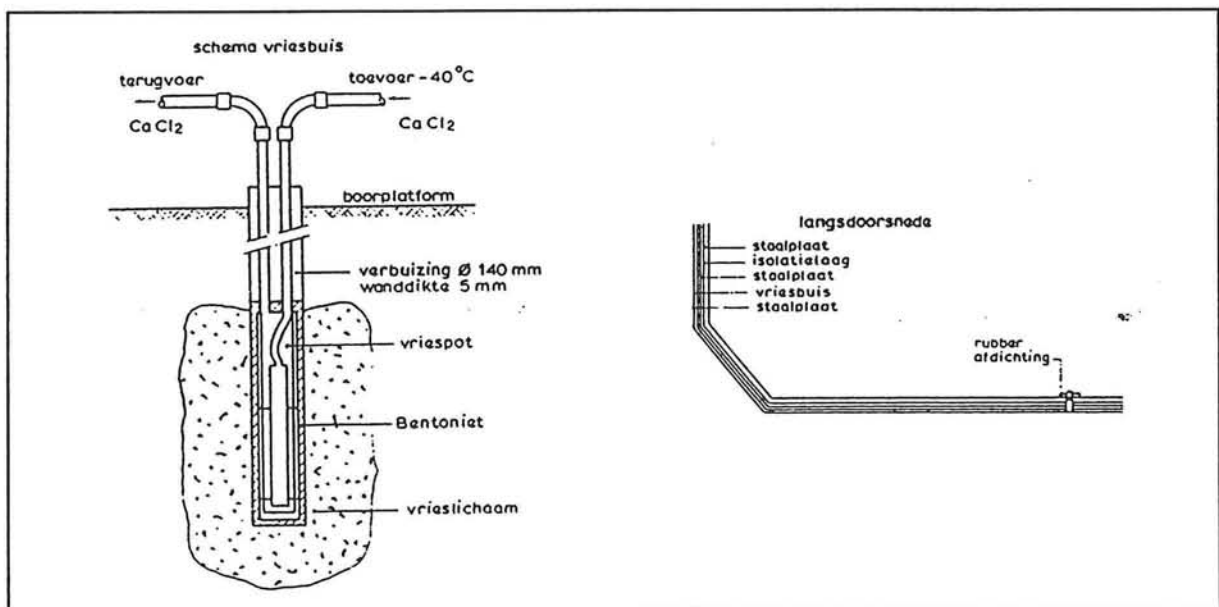
De eerste methode wordt vooral gebruikt bij ondiepe tunnels in combinatie met een vrij toegankelijk maaiveld. Een relatief groot deel van de grond wordt nodeloos bevroren. De tweede variant heeft als groot voordeel dat slechts een klein gedeelte van het oppervlak hoeft te worden beroerd, zodat bijvoorbeeld verkeer ongehinderd de doorgang kan vinden. De derde variant kan uitstekend worden toegepast onder dicht bebouwd gebied of bij diepe tunnels. De ingebrachte vriesbuizen hebben een maximale lengte van 30 meter om richtproblemen te voorkomen. Groot nadeel is dat de TBM moet worden stilgelegd als de buizen opnieuw moeten worden aangebracht, en vervolgens moet worden gewacht tot de grond is bevroren. Deze methode wordt veelal gebruikt in combinatie met de New Austrian Tunneling Method (NATM).

Figuur 7.6 toont recenter ontwikkelingen, zijnde *vriespotten* die over een beperkte hoogte bevroren en de Japanse *freezingboards* of vriesplaten, waardoor pekellooft om zo eenzijdig van een plaat verkoeling te brengen (toegepast ten bate van bevroren van een rivierbodem). De vriespotten bestaan uit een mantelbuis waarin een aan- en afvoerbuis voor vriesvloei- stoffen zijn aangebracht. De bentoniet moet als geleider er voor zorgen dat de koude zijn weg vindt naar de grond. De reden waarom bentoniet is gekozen is in de literatuur (Bron: Lit.[6]) niet vermeld. Vermoedelijk heeft het te maken met de eigenschappen van bentoniet tijdens het bevroren.

⁽¹⁾ afkorting van Liquid Nitrogen



FIGUUR 7.5 Methoden van aanbrengen vriesbuizen bij de aanleg van tunnels



FIGUUR 7.6 Vriespotten en vriesplaten

7.2.4 Voor- en nadelen

Bij het noemen van voor- en nadelen van de vriesmethode moet een onderscheid worden gemaakt tussen pekelvriezen en de LN-methode.

De voordelen van de LN-methode zijn:

- de grote snelheid waarmee het vrieslichaam wordt gevormd;
- snelle opstelling van de apparatuur mogelijk;
- geen aansluiting op het hoogspanningsnet noodzakelijk;
- de eenvoudige opzet leidt tot een kleine kans op storingen;
- de lagere temperatuur geeft een grotere sterkte, zodat met dunnere wanden kan worden volstaan.

Als nadelen van de LN-methode zijn te noemen:

- de hoge kosten voor het instandhouden van een vrieslichaam (veel hoger dan bij pekelvriezen);
- veiligheidsmaatregelen om menselijk contact met de vrieswand te voorkomen zijn noodzakelijk (bijvoorbeeld het gebruik van speciale handschoenen);
- de moeilijkheden die ontstaan bij het storten van beton tegen de (zeer koude) vrieswand; bij een betonwand van minimaal 300 mm dik zijn maatregelen hiertegen het aanbrengen van een isolatielaag en het niet meenemen van de buitenste 50 mm betonwand in de sterkteberekeningen.

Om de voordelen van beide methoden te combineren kan worden overwogen de vrieswand aan te brengen met de LN-methode en vervolgens in stand te houden met het pekelvriezen (Brusselse metro). Speciale maatregelen in de vorm van aanpassing van het buizenstelsel aan beide methoden en voorkomen van het bevriezen van de pekel tijdens de overgang zijn dan vereist.

Als voordelen van vriezen in het algemeen worden nog genoemd:

- het realiseren van een hoge sterkte en een geringe doorlatendheid;
- een sterke beperking van het volumeverlies tijdens het boren;
- redelijke flexibiliteit m.b.t. de vorm van het vrieslichaam;
- geen trillingshinder tijdens installatie;
- de beperkte benodigde werkruimte voor het aanbrengen van de vrieslichamen;
- de mogelijkheid van toepassing in fijne grondsoorten (klei, horizontaal dungelaagde grond) en grondsoorten waar injecteren niet mogelijk is, waarbij een absolute waterdichtheid wordt bereikt.

Als nadelen van vriezen in het algemeen worden genoemd:

- de relatief hoge kosten die aan het aanbrengen en instandhouden van een vrieslichaam zijn verbonden;
- het risico van het verzwakken van de grondstructuur doordat het vriesproces zwellen van de poriën tot gevolg heeft, waardoor de porositeit toeneemt;
- het gevaar van de vorming van ijslenzen;
- het optreden van deformaties (ijsvorming) met de verhoging van het spanningsniveau; deze volumevergrotingen zijn verwaarloosbaar in goed doorlatende zandlagen, maar kunnen aanzienlijk zijn in slecht doorlatende grondsoorten;
- de aanzienlijke inspanningen die moeten worden geleverd om het vriesproces beheersbaar te houden.

Er wordt nog opgemerkt dat de sterkte van de bevroren grond wordt beïnvloed door de temperatuur, de grondsoort en door een kruipeffect als functie van de tijd.

7.2.5 Keuze koudedragers

De keuze tussen pekelvriezen en de LN-methode wordt bepaald door de aard en omvang van het werk, de tijd die beschikbaar is om de vrieswand te realiseren, de tijd gedurende welke de wand in stand moet worden gehouden en de aard van de grondslag. Tevens speelt de mate waarin de bovenstaande voor- en nadelen meewegen een belangrijke rol.

7.2.6 Toepasbaarheid bij boortunnels

Uit de cases aan het eind van het hoofdstuk blijkt dat het kunstmatig bevroren van grond zeer goed kan worden toegepast bij boortunnels.

In de **Amsterdamse situatie** bieden de *vriesmethoden* voldoende perspectief. Het enige zwaarwegende nadeel dat naar voren komt zijn de relatief hoge kosten verbonden aan het grondbevriezen en het gevaar op het zwellen van de grond door het bevriezen.

7.3 Het injecteren van de grond

7.3.1 Doelstelling en grenzen van toepasbaarheid

7.3.1.1 Doelstelling

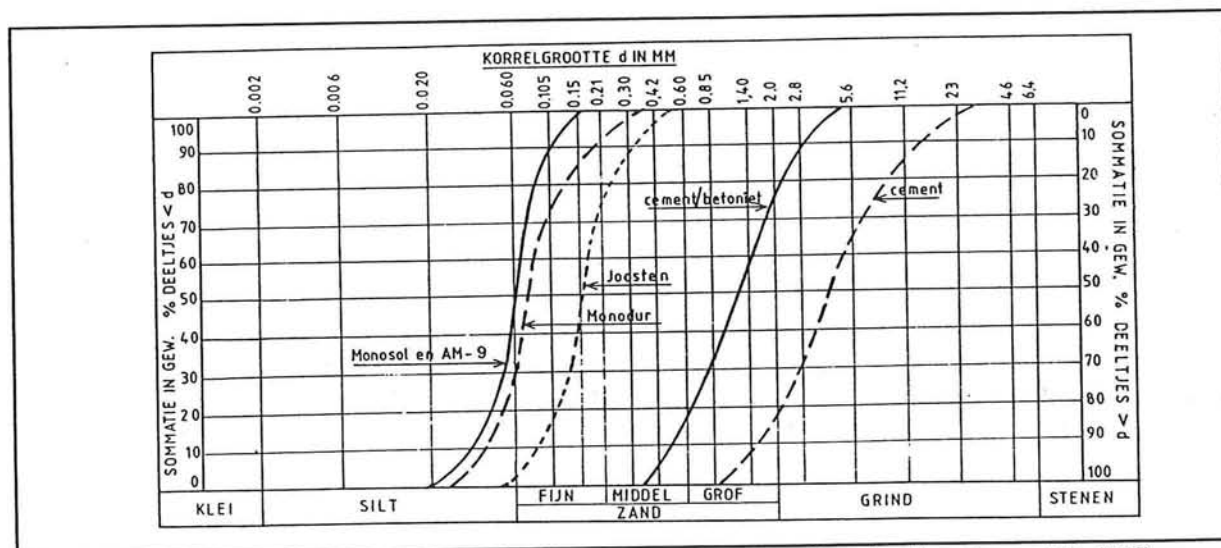
Het injecteren van grond heeft het doel de doorlatendheid te verkleinen en de schuifweerstand te verhogen. Het grote verschil met de in de vorige paragraaf behandelde vriesmethode is gelegen in het permanente karakter van de injectiemethode en de noodzaak dat de grond enige mate van doorlatendheid bezit.

7.3.1.2 Grenzen van toepasbaarheid 'normale injectie'

Injectiemethoden, zoals *compaction grouting*, *fracturing* en *jet-grouten* (zie 7.3.2.1) zijn meer universeel toepasbaar. Injectie waarbij het water (en de lucht) uit de poriën van de grond moet worden verdrongen, kent echter een beperkt toepassingsgebied, waarop hieronder wordt ingegaan.

Cement/bentoniet-suspensies (*grouts*) kunnen als injectiemiddel worden gebruikt in vrij grove zandgronden. Een ander type injectievloeistof, die wordt gebruikt bij fijnere korrelverdelingen, is de zogenaamde chemische injectievloeistof (bijvoorbeeld Monosol (waterafsluitend) en Monodur (verhardend)).

Aangezien de bodemopbouw van groot belang is voor de toepasbaarheid van het 'normale' injecteren zijn in figuur 7.7 de ondergrenzen van de toepasbaarheid van cement, bentoniet en enige chemische injectievloeistoffen weergegeven. De reden voor het afnemen van de bruikbaarheid van grout in fijnere grondsoorten ligt in het feit dat het in een fijnmazige structuur veel moeilijker is voor de cement- en bentonietsuspensies om het poriënsysteem van de grond binnen te dringen. Het blijkt dat chemische injectie met bijvoorbeeld Monosol of Monodur het best geschikt is voor toepassing in fijnkorrelige grond.



FIGUUR 7.7 Ondergrenzen toepasbaarheid injectievloeistoffen (ontleent aan Lit. [56])

7.3.1.3 Voorbeelden toepassing

De injectiemethode wordt toegepast wanneer andere technieken technisch onuitvoerbaar zijn, te veel tijd vergen of grote risico's opleveren. Dit zijn over het algemeen dezelfde gevallen als bij het bevroren, maar ze worden hier voor de volledigheid wel genoemd.

Toepassing vindt plaats wanneer:

- een verlaging van de grondwaterstand schadelijk is voor de omgeving;
- het heien van damwanden door ruimtegebrek of trillings-/geluidshinder niet aanvaardbaar is;
- diepwanden niet kunnen worden aangebracht vanwege ruimtegebrek of een grote benodigde dikte van de wanden.

Als toepassingsgebieden kunnen worden genoemd het maken van tunnels, het dichten van lekken in dam-/diepwanden of rioleringsstelsels, het stoppen van onderloopsheid, het creëren van grond- en waterdichte wanden en vloeren t.b.v. bijvoorbeeld het graven van schachten en putten en bouwkuipen en het uitbreiden van bestaande bebouwing vanuit de kelder.

De injectiemethode wordt vaak in combinatie met andere methoden, zoals bijvoorbeeld bevroren, toegepast.

7.3.2 Principe

7.3.2.1 Methoden

Voor het aanbrengen van injectievloeistof zijn verschillende methoden bedacht. Van nu af aan wordt uitgegaan van chemicaliën als injectievloeistof, voor wat betreft het 'normale' injecteren. Primair valt onderscheid te maken tussen:

- 1 • normaal injecteren (met chemicaliën);
- 2 • *compaction grouting*;
- 3 • *fracturing*, en
- 4 • jet-grouten.

- ad.1 Normale, de grond infiltrerende injectie zorgt voor een blijvende wijziging van het grondlichaam. Onder een druk van 20-40 bar worden de chemicaliën of grout in de bodem gepompt, waarbij het de bedoeling is dat de poriën van de grond worden gevuld door deze chemicaliën of grout.
- ad.2 Bij compaction grouting worden hogere drukken gehanteerd dan bij normaal injecteren, waarbij de ruimte die ontstaat in de grond wordt samengedrukt door het gevormde injectielichaam. Bij verder opvoeren van de druk tot over de breukgrens van de grond treedt fracturing op.
- ad.3 Fracturing berust op het principe van het breken van de grond en houdt het midden tussen normaal injecteren en jet-grouten.
- ad.4 Jet-grouten geeft tevens een volledige meniging van grond met grout, met als groot verschil dat hier de gebruikte injectiedruk varieert van 200 tot 400 bar. Als gevolg hiervan ontstaat een kolomvormige constructie, die betere materiaaleigenschappen bezit dan de oorspronkelijke grond.

In de volgende paragrafen wordt nader op de verschillende methoden ingegaan.

Bij het aanbrengen van een groot aantal injectielichamen, dan wel een injectielichaam met grote afmetingen verdient het de aanbeveling eerst een proeflichaam te creëren om de effecten van de grondeigenschappen op de vorm van het injectielichaam optimaal in kaart te brengen.

7.3.2.2 'Normaal' injecteren

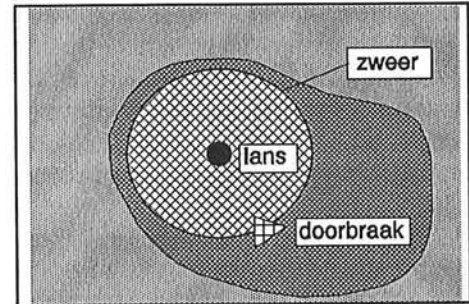
Het principe van het normale injecteren berust zoals gezegd op het verdringen van het water (en de lucht) in de poriën van de grond door de injectievloeistof. De injectievloeistof wordt in de grond aangebracht d.m.v. injectielansen, speciale injectieëlementen of injectiebuizen

(manchetbuizen). Deze elementen/buizen blijven na gebruik in de grond achter. De injectie-openingen in de buiswand bevinden zich op korte afstand van elkaar, zodat een regelmatige vloeistof-inbreng wordt verkregen.

Bij het injecteren moet van grof naar fijn worden gewerkt. Dit betekent dat bij een grote doorlatendheid van de grond eerst grove injectievloeistof moet worden gebruikt, waarna de doorlatendheid afneemt zodat een dunnere vloeistof moet worden gebruikt.

Bij een poriënvolume van 40% dient men circa 400 liter/m³ te behandelen grond aan te houden. Omdat het fijnste deel van de poriën vaak niet gevuld kan worden, moet rekening worden gehouden met een kleiner injectievloeistof-verbruik. Doet men dit niet dan bestaat gevaar voor volumevergroting van de grond.

De pompsnelheid van de injectievloeistof moet dusdanig worden gekozen dat geen doorbraak kan plaatsvinden. Bij een gewenste pompsnelheid van 5-10 liter/minuut zijn de drukken dermate laag dat ook de hardingssnelheid dient te worden aangepast. Als de injectievloeistof te snel zou harden, dan zou zich een bol met verharde buitenschil vormen rond de kop van de injectielans. Door de druk kan dan plaatselijk de wand barsten en er zal zich een nieuwe, onregelmatige schil om de eerste vormen, zogenaamde *zweervorming* (zie figuur 7.7). Dit is in hoge mate ongewenst en dient dus ten alle tijden te worden voorkomen. Degelijke ontwerpberekeningen zijn vereist, omdat controle op de vorming van het injectielichaam tijdens de bouw nauwelijks kan plaatsvinden.



FIGUUR 7.8 Zweervorming

7.3.2.3 Compaction grouting

Compaction grouting lijkt qua uitvoeringsmethode zeer veel op normaal injecteren. Het verschil zit in het feit dat het injectielichaam alle nieuw ontstane holle ruimten in de grond door samendrukking moet dichten. Hierbij is het niet de bedoeling dat de grond wordt verdrongen, zoals bij het hierna te behandelen fracturing. Een belangrijk onderdeel van compaction grouting is het monitoren van de verplaatsingen van de grond. Bij compaction grouting mag de grond niet omhoogkomen, omdat dan van fracturing sprake is.

In **Deel 2** van de afstudeerscriptie wordt uitgebreid ingegaan op de mogelijkheden van compaction grouting. Tevens worden daar enkele cases uitvoerig behandeld.

7.3.2.4 Fracturing

Als speciale variant op het injecteren wordt het zgn. *fracturing* genoemd. Deze techniek bedient zich van dezelfde aanbrengmethoden als injecteren met hogere drukken, maar verschilt principieel in het feit dat het doel niet het infiltreren in het korrelskelet is, maar het verdringen van de grond. Het doel van de verdringing is het opstuwen van de boven het aanbrengniveau gelegen grond. Deze techniek van het "breken van de grond" kan nuttig worden toegepast wanneer zettingen moeten worden gecompenseerd.

Grote voorzichtigheid is bij dit proces op zijn plaats. Het ongelijkmatig compenseren van zettingen kan desastreuze gevolgen hebben voor bovenliggende bebouwing (indien aanwezig).

7.3.2.5 Jet-grouten

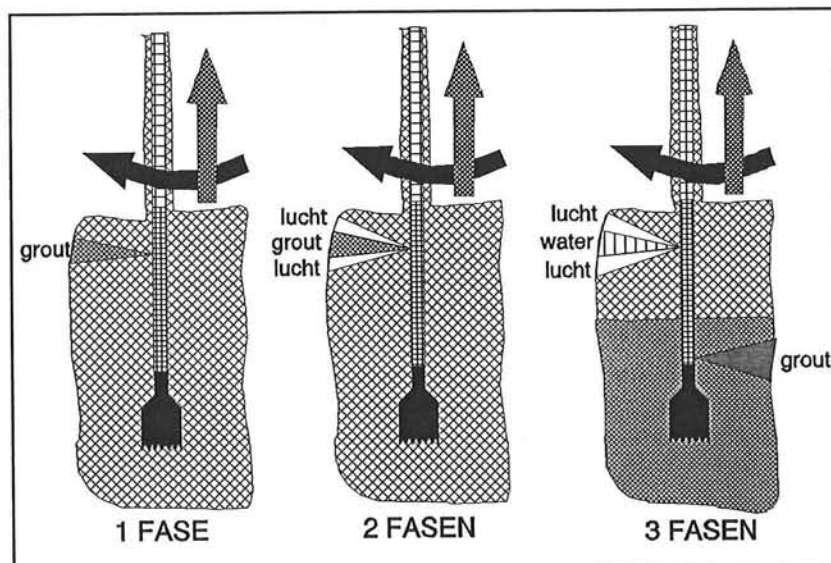
Het jet-grouten is begin zeventiger jaren ontwikkeld in Japan. Vervolgens is het geïntroduceerd in Europa en vooral in Italië geperfectioneerd. Het toepassingsgebied heeft zich door deze verbeteringen zover verbreed, dat bijna alle grondtypen kunnen worden behandeld. Een uitzondering moet worden gemaakt voor veengronden die zekere, voor jet-grouten ongunstige, elastische eigenschappen hebben. Hierdoor bestaat het gevaar dat de grond insnoert na

het beëindigen van het jet-groutproces⁽¹⁾. Bij conusweerstand lager dan 2 MN/m² en lagen dikker dan 1,5 meter moet men hiermee rekening houden.

Voor wat betreft de aanbrengtechnieken kan een onderscheid worden gemaakt tussen drie verschillende methoden. Deze methoden zijn allen gebaseerd op het principe van het inbrengen van een spuitlans in de grond met behulp van een boormachine. Het inspuiten van de grout heeft door de hoge drukken een eroderende werking, waarbij een overspanning in de injectievloeistof zorgt voor het minimaliseren van de korrelspanningen. Het is daarom dus wel van belang dat het inspuiten buiten de invloedszone van (paal)funderingen plaatsvindt! De drie te onderscheiden methoden zijn (zie o.a. Lit.[5]):

- 1 • 1 fase systeem, waarbij onder hoge druk een cementgrout mengsel de grond in wordt gespoten, dat zowel de grond moet losmaken alsook de uiteindelijke grond-cement matrix moet vormen;
- 2 • 2 fasen systeem, die verschilt van het 1 fase systeem door het aanbrengen van een luchtstraal rond de cementgrout, zodat grotere diameters worden verkregen;
- 3 • 3 fasen systeem, waarbij een gecombineerde water-luchtstraal de grond losspuit en geheel of gedeeltelijk verwijderd; de ontstane ruimte wordt gevuld met een cementgrout mengsel, waarbij gekozen kan worden voor volledige vervanging of een mix met de bestaande grond.

In figuur 7.9 worden de drie systemen nader toegelicht. De kleinste kolomafmetingen kunnen worden verkregen bij de eerste methode en de grootste kolomafmetingen kunnen worden verkregen bij de laatste methode. In Nederland wordt meestal de 2e of 3e methode toegepast. De overmaat aan lucht (en water) die bij de tweede (en derde) methode worden ingebracht kan over het algemeen langs de boorbuis naar het oppervlak ontsnappen.



FIGUUR 7.9 Drie verschillende jet-grout systemen

⁽¹⁾ na het wegvallen van de injectiedruk wil de veenlaag zich door de elastische eigenschappen als het ware in de oude staat herstellen, en perst hiertoe de grout weg uit de laag.

Ook bij het jet-grouten is het van belang van te voren een goed beeld te hebben van de samenstelling van de grond. De drukken die worden gehanteerd voor de cement-, lucht- en waterinspuiting moeten dusdanig worden aangepast dat de juiste afmetingen van het lichaam worden verkregen. Als injectieparameters kunnen worden genoemd:

- de waterdruk;
- de snijstraalopeningen;
- het groutdebiet;
- de luchtdruk;
- de trek- & draaisnelheid van de boorbuizen.
- het waterdebiet;
- de groutdruk;
- de groutstraalopeningen;
- het luchtdebiet;

7.3.2.6 Methoden van aanbrengen injectiemiddelen bij de aanleg van tunnels

Het gebruik van injectielansen wordt over het algemeen beperkt tot zanderige grondsoorten en/of injectie op geringe diepte. De bereikte nauwkeurigheid is in hoge mate afhankelijk van het voorkomen van obstakels in de grond, omdat deze de lans uit positie kunnen brengen. Voor het inbrengen van de injectiebuizen of injectieelementen worden dezelfde aanbrengmethoden gehanteerd als bij het aanbrengen van vriesbuizen (zie 7.2.3.3), namelijk:

- 1 • verticale inbreng van de spuitlans;
- 2 • diagonale inbreng van de spuitlans in het verticale vlak;
- 3 • diagonale inbreng van de spuitlans in het horizontale vlak.

In hoofdstuk 8 wordt het aanbrengen van een groutwand behandeld.

7.3.3 Voor- en nadelen

De voordelen van de injectiemethoden zijn:

- de grote snelheid waarmee het injectielichaam wordt gevormd;
- snelle opstelling van de apparatuur mogelijk;
- het realiseren van een hoge sterkte en een geringe doorlatendheid;
- grote flexibiliteit m.b.t. de vorm van het injectielichaam;
- de beperkte benodigde werkruimte voor het aanbrengen van de injectielichamen;
- geen trillingshinder tijdens installatie;
- bij jet-grouten kan met een relatief kleine boordiameter (0,12 meter) al een paaldiameter van 1,6 meter worden verkregen.

Als nadelen zijn te noemen:

- de permanente wijziging in samenstelling en eigenschappen van de grond (dit hoeft overigens niet altijd nadelig te zijn);
- na 24 uur is nog nauwelijks sterkte van het injectielichaam bereikt;
- bij jet-grouten in sterk gelaagde gronden wordt over het algemeen een sterk variërende diameter van het injectielichaam verkregen (minst bij 3e methode);
- de beheersbaarheid van het jet-groutproces is moeilijk;
- bij uitvoering van panelen op grote diepte bestaat het gevaar op ontmenging;
- de slechte toepassingsmogelijkheden in veenachtige gronden;
- de hoge kosten.

7.3.4 Toepasbaarheid bij boortunnels

Ook injectiemethoden bieden een goede mogelijkheid voor toepassing bij boortunnels, zowel in het algemeen als in Amsterdam, zoals uit de cases aan het eind van het hoofdstuk blijkt. In de **Amsterdamse situatie** moeten bij "normaal" injecteren waarschijnlijk chemische injectievloeistoffen worden gebruikt. Compaction grouting lijkt gezien de mogelijkheden de zettingen "op maat" te compenseren, ook een goede oplossing.

7.4 Het verdichten van grond

7.4.1 Doelstelling en methoden

Het verdichten van grond heeft een sterke verhoging van de schuifweerstand en een kleinere samendrukbaarheid tot gevolg. De verhoging van de schuifweerstand draagt er toe bij dat de horizontale gronddrukken groter worden, de horizontale grondweerstand dus groter worden en hogere funderingsdrukken toelaatbaar zijn. De verdichtingsmethoden zijn ontwikkeld om lichtere en dus goedkopere funderingsconstructies mogelijk te maken.

Het principe van verdichting is gestoeld op het zoveel mogelijk verkleinen van het poriëngehalte n . Men spreekt van zeer dicht gepakte zandgronden als $n=0,25-0,30$ en van een losse pakking bij $n=0,45-0,50$. De spreiding is in hoge mate afhankelijk van de korrelverdeling. Een goede gradering en droog materiaal hebben een gunstige invloed op respectievelijk de uiteindelijke pakking en de snelheid waarmee de verdichting optreedt. Bij nat materiaal kunnen maatregelen worden genomen om de uittreeweg van het water te bekorten. Te denken valt hierbij aan verticale drainage. Bij een hoge aanwezige korrelspanning kan de grond door middel van spuitlansen worden losgewoeld, zodat de verdichting makkelijker tot stand komt.

De methoden die worden gehanteerd ter verdichting van de grond zijn o.a. mechanisch verdichten en injecteren.

7.4.1.1 Mechanisch verdichten

Het effect van de verdichting door trillen met behulp van bijvoorbeeld trilnaalden of Terraprobe verdichting wordt grotendeels teniet gedaan door de zakking van de fundering die optreedt door ontspanning van de grond. Bij het spuiten van de lans is de zakking waarschijnlijk nog erger. Zouden de methoden worden toegepast om een draagkrachtiger laag voor de ondervangingsconstructie (gelegen naast de bebouwing) te bouwen, dan weegt dit waarschijnlijk niet op tegen:

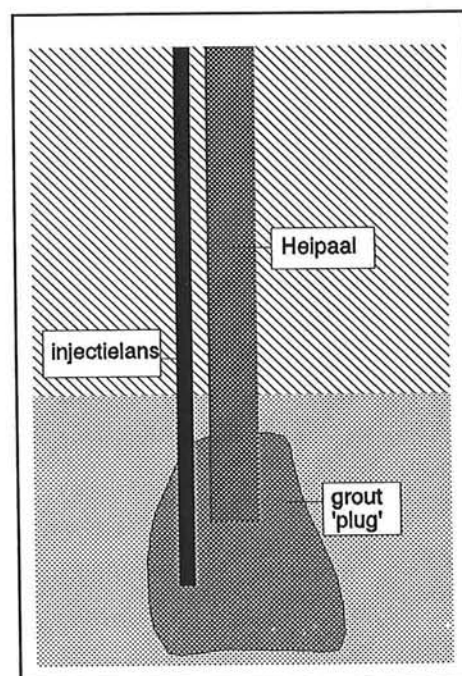
- de schade (verlies aan draagkracht) die de bestaande, naast de getrilde palen gelegen funderingspalen oplopen;
- de extra kosten, die veel hoger zijn dan die van het verlengen van de palen die toch al noodzakelijk zijn voor het bouwen van de ondervangingsconstructie.

Het is daarom dat deze methode hier verder niet wordt behandeld.

7.4.1.2 Injectie op paalpuntniveau

Met deze methode is nog weinig ervaring opgedaan. Rond de paalpunt wordt onder druk een injectievloeistof geïnjecteerd (zie figuur 7.12). Dit verhoogt de draagkracht van de grond aanzienlijk. Er moet wel op worden gelet dat de palen niet omhoog en 'door' de vloerbalk worden gedrukt door het injecteren (doorponseffect). Zie voor de injectiemethode paragraaf 7.3.

Let wel dat met deze methode de zakking niet wordt voorkomen, maar slechts behoud van draagkracht gerealiseerd. Speciale aandacht moet worden besteed aan de ontspanning die kan optreden ten gevolge van het inbrengen van de injectielansen. Globaal kan een afstand van minimaal 3 keer de paalpunt diameter tussen de injectielansen en de paal worden aangehouden. In **Deel 2** wordt nader op deze methode ingegaan.



FIGUUR 7.10 Injectie op paalpuntniveau

7.4.2 Toepasbaarheid bij boortunnels

De injectie op paalpuntniveau biedt goede mogelijkheden voor het versterken van de bestaande fundering. De ingreep is niet omvangrijk maar vereist wel een degelijke staat van de bestaande paalfundering.

In de **Amsterdamse situatie** kan *injectie op paalpuntniveau* worden toegepast in die gevallen waar geringe zettingen toelaatbaar zijn, maar zettingsverschillen niet. Op die manier kan het draagvermogen van de fundering worden behouden, terwijl de gehele bebouwing een geringe, gelijkmatige zakking vertoont.

7.5 Het verminderen van de (boven)belasting

Deze methode, die berust op het verwijderen van een pakket grond of het verlagen van de korrelspanningen, wordt vanwege de uiterst beperkte toepassingsmogelijkheden in stedelijk gebied behandeld in bijlage VI.

7.6 Verlaging van de grondwaterstand door drainage ter beperking van de wateroverlast

Bij deze methode wordt gebruikt gemaakt van bemaling en/of drainagetechnieken, wat de methode nauwelijks geschikt voor de toepassing in samendrukbare grond in stedelijk gebied. Slechts daar waar zettingen een inferieure rol spelen en wateroverlast de bepalende factor is, kan deze methode nuttig toegepast worden. De methode wordt slechts in bijlage VI behandeld.

7.7 Gewapende grond

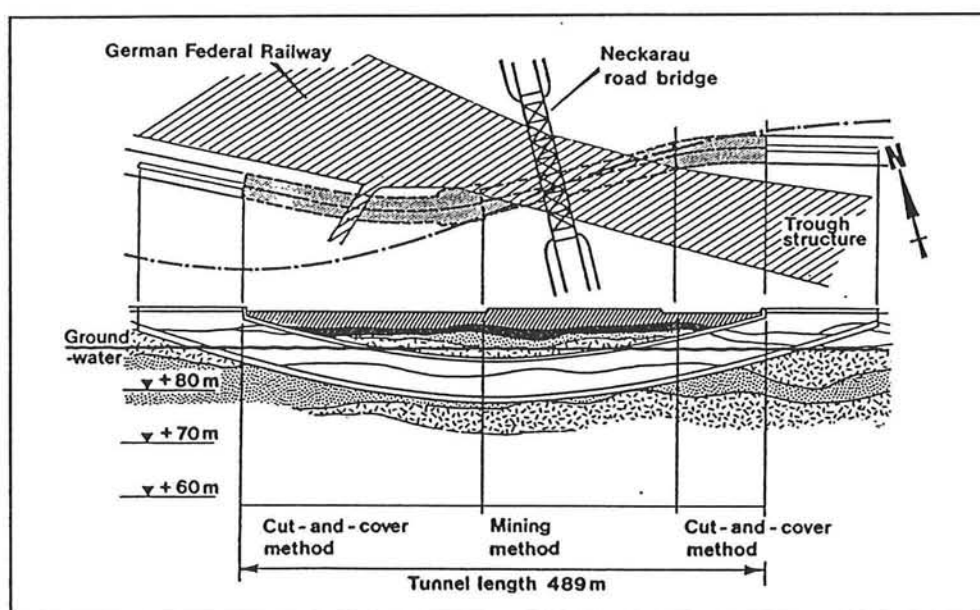
Vanwege de noodzaak de grond te verstoren bij het aanbrengen van wapening wordt geen nuttige toepassingsmethode verwacht, op het aanbrengen van geotextiel wapeningen na. In bijlage VI wordt hier nader op ingegaan.

7.8 Cases

7.8.1 Case: Mannheim by-pass connection, microtunnel vriesbuizen

7.8.1.1 Inleiding

In het centrum van Mannheim is de Fahrlach tunnel aangelegd. Deze tunnel loopt onder het hart van de stad en is bedoeld om het stadsverkeer te ontlasten. Het voornaamste obstakel in het tracé wordt gevormd door de kruising met een 60 meter brede sporenbundel (10 sporen) van de DB⁽¹⁾. Deze bundel wordt intensief gebruikt (meer dan 1000 treinen per dag), zodat stremmingen onaanvaardbaar zijn. Bovendien lopen ter plaatse van de bundel nog twee hoofdrioleringen en er bevindt zich de Neckarau brug (zie figuur 7.11). De grond is opgebouwd uit grind, zand en silt en de laagdiktes vertonen grote variaties.



FIGUUR 7.11 Bodemopbouw en situering tunnel ten opzichte van de obstakels

7.8.1.2 Uitvoering

Voor het kruisen van de bundel is gekozen voor het tunnelboorprocedé, over een lengte van 184 m. De gronddekking tussen tunneldak en spoor kon slechts 5 meter bedragen en het spoor mocht nauwelijks bewegen, zodat ingrijpende maatregelen vereist waren. Vanwege de grote lengte van de tunnel is gekozen voor het aanleggen van een ijswand van vier meter dik halverwege de sporen. Deze is gerealiseerd door een kleine toegangstunnel juist boven de grondwaterstand te boren en vanuit hier radiaal vriesbuizen de grond in te brengen. Oorspronkelijk wilde men nu van beide zijden 90 meter lange vriesbuizen horizontaal richting deze muur boren. Bij aanvang van de werkzaamheden bleek echter dat deze werkwijze grote afwijkingen (3-5 m) tot gevolg had. Dit was uiteraard niet acceptabel, zodat een alternatieve werkwijze werd gezocht.

Door de hoge vereiste nauwkeurigheid van het boren van de vriesbuizen, is uiteindelijk gekozen voor *microtunneling* als vriesmethode. Hierbij gold dat drie microtunnels (diameter 404 mm elk), vier vriesbuizen konden vervangen. De microtunnels werden wederom vanaf beide zijden ingeboord. Speciale aandacht moest worden besteed aan de snijkop van de

⁽¹⁾ DB = Deutsche Bundesbahn = de Duitse Staats-Spoorwegen

microtunnel-boormachine. Deze moest in staat zijn door oude houten paalfunderingen te boren. In sommige gevallen moest door de achtergebleven vriesbuizen van de eerste methode worden geboord, zie hiervoor 7.8.1.3.

Een ander belangrijk punt bij het boren van de microtunnel, is het gevaar dat bestaat voor het vastvriezen van de boormachine. Als de boor de bevroren grond raakt wordt dit onmiddellijk opgemerkt door de operator, omdat de weerstand enorm omhoog schiet (vergelijkbaar met de weerstand gevonden bij het boren in rots). Het is dan van vitaal belang dat de boor binnen 24 uur uit de bevroren grond wordt gehaald, omdat deze anders vastvriest. Dit gebeurde hier volgens een unieke techniek, waarbij de snijkop door de zojuist aangebrachte buizen wordt teruggetrokken.

7.8.1.3 Resultaten

Om het werk te voltooien zijn uiteindelijk 3 boormachines en 4 opstelframes gebruikt. Op die manier werd constant aan 2 tunnels geboord, terwijl de derde machine werd geprepareerd en de frames voor de twee volgende tunnels werden klaargezet. In totaal zijn 92 buizen geboord, met een cyclusduur van 3-4 dagen per buis.

In één geval raakte de snijkop een achtergelaten vriesbuis en het was niet mogelijk om er doorheen te boren. De machine is vervolgens teruggetrokken en het gat is gevuld met een cement/bentoniet mengsel. Na harding hiervan is het gat opnieuw geboord met behulp van een snijkop die door staal kan boren.

Bron: Lit.[8]

7.8.2 Case: Oslo rail tunnel, vriezen vanuit een bestaande tunnel

7.8.2.1 Inleiding

De grond in Noorwegen is overwegend rotsachtig van aard. Bij het ontwerp van een 3,6 km lange railtunnel door het centrum van de stad Oslo bleek echter dat over een deel van het traject de rotsgrond ontbrak, zodat de gebruikelijke explosiemethoden (*blasting*) hier niet konden worden gebruikt. Bovendien bevonden zich boven dit gedeelte belangrijke verkeersaders en historische bebouwing en was de aanwezige grondslag nogal variërend van aard. Daarom werd besloten de verbinding ter plaatse uit te voeren met behulp van twee enkelsporige tunnels. De rest van het traject is uitgevoerd als dubbelsporige tunnel.

7.8.2.2 Uitvoering

Als methode ter verbetering van de grondslag is gekozen voor de vriesmethode, omdat deze methode geschikt is voor alle aanwezige grondsoorten en bovendien de grondeigenschappen niet blijvend veranderde. Er is hierbij uitgegaan van volledig met water verzadigde grond tot 1,0 meter boven de grondwaterstand.

Voor wat betreft de uitvoering waren drie mogelijke alternatieven voor het aanbrengen van de vriesbuizen bedacht:

- 1 • verticaal aanbrengen vanaf straatniveau;
- 2 • diagonaal aanbrengen vanuit de tunnel;
- 3 • horizontaal vanuit een bestaande aangrenzende tunnel.

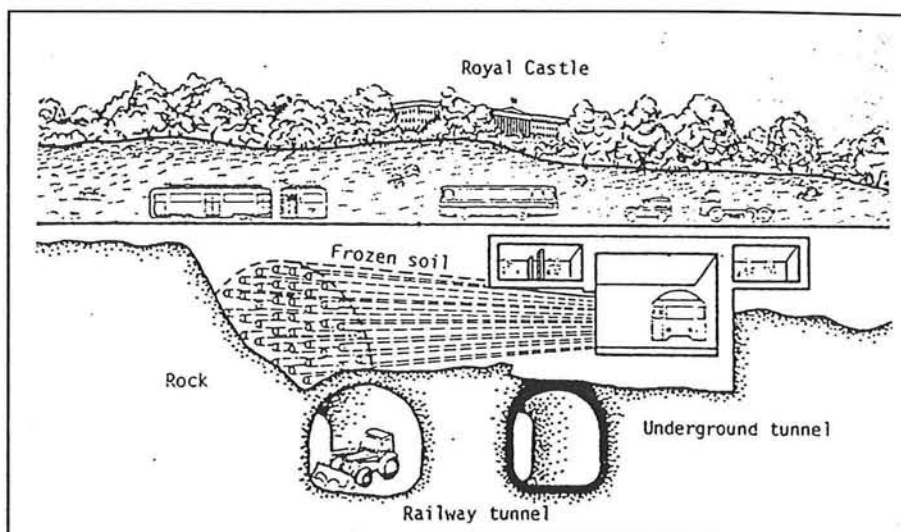
Alternatief 1 had als nadeel het stilleggen van het verkeer, alternatief 2 zou vertraging van het boorproces inhouden en alternatief 3 stelde beperkingen aan de werktijden ('s nachts) en vereiste boren door de wand van de bestaande tunnel. De nadelen van alternatief één en twee wogen dermate zwaar dat men gekozen heeft voor alternatief drie. Het grootste voordeel van deze methode is uiteraard dat het boorproces "onafhankelijk" is van het vriesproces.

In figuur 7.12 is een afbeelding opgenomen van alternatief 3. Er is gekozen voor buizen met

een lengte van maximaal 26 meter en een h.o.h. afstand van ongeveer 1,0 m. De uiteindelijke dikte van het vrieslichaam bedroeg ongeveer 5 m.

7.8.2.3 Resultaten

De werkzaamheden hebben zonder ernstige problemen plaatsgevonden. Als bijzonderheid wordt nog genoemd dat door de koude van de grond problemen ontstonden met het aanbrengen van de betonnen tunnelling. De scheurvorming die hierdoor optrad gaf onzekerheden m.b.t. de veiligheid, zodat is besloten de dikte van de lining te vergroten.



FIGUUR 7.12 Doorsnede alternatief 3, bevroren vanuit een bestaande tunnel

De kosten van deze operatie waren aanzienlijk, wat voornamelijk het gevolg was van de noodzaak 's nachts in de metrotunnel te werken. Bovendien bleek zich achter de betonnen wand van de bestaande metrotunnel nog een stalen damwand te bevinden. Dit stelde extra eisen aan de boorapparatuur. De uiteindelijke prijs die werd betaald bedroeg ongeveer fl.1150,- per m³ te behandelen grond (totaal 1100 m³).

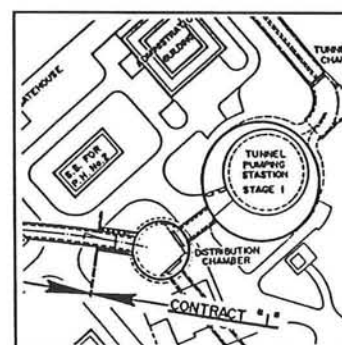
Bron: Lit.[27]

7.8.3 Case: Ameria tunnel Egypte, aansluiting tussen boortunnel en ontvangtschacht in bevroren grond

7.8.3.1 Inleiding

In Caïro heeft eind jaren tachtig en begin jaren negentig een enorme revisie van het rioolstelsel plaatsgevonden. Één van belangrijkste onderdelen van dit stelsel is het Ameria pompstation complex. In dit complex komt een met een schildtunnel geboorde rioolbuis $\varnothing=5$ m een distributiekamer binnen (zie figuur 7.13). De distributiekamer staat weer in contact met een pompstation via een even grote tunnel.

De bodemopbouw bij Ameria bestaat uit fijn tot grof zand, hier en daar doorsneden met dunne kleilaagjes. De waterstand bevindt zich op 5 meter beneden het maaiveld.

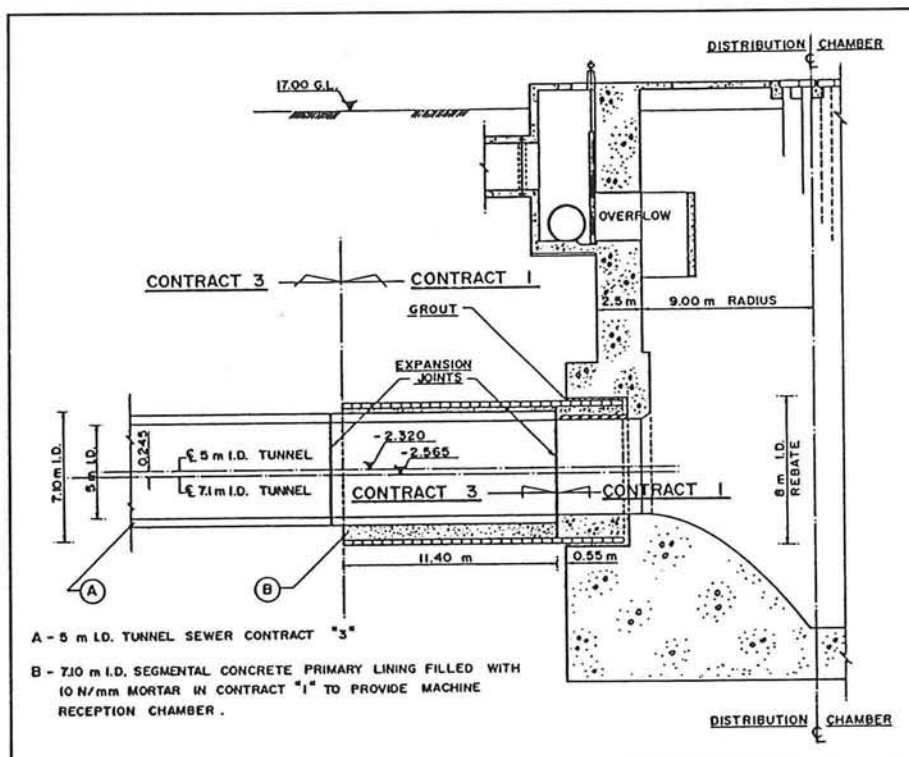


FIGUUR 7.13 Layout Ameria

7.8.3.2 Oorspronkelijke Uitvoering

In figuur 7.14 is een afbeelding opgenomen van de oorspronkelijke oplossing. Hierin is de distributiekamer te zien, die met behulp van de caissonmethode moet worden afgezonken tot een diepte van 31 meter. De distributiekamer is dusdanig overgedimensioneerd dat de TBM die het riool boort in de distributiekamer kan worden ontmanteld of als geheel kan worden verwijderd. Op de plaats waar de distributiekamer wordt gepenetreerd wordt een 'oog' in de wand gevuld met zachte beton om makkelijke penetratie van de TBM te bewerkstelligen.

Tegelijkertijd moet de waterdichtheid worden behouden. Met behulp van jet-grouten moet een 'ring' grond naast de distributiekamer worden versteend zodat de verbinding waterdicht is, waarna vanuit de distributiekamer een definitieve verbinding met de tunnel moet worden gerealiseerd.



FIGUUR 7.14 Oorspronkelijke oplossing aansluiting

Door moeilijkheden die optraden bij het afzinken van de distributiekamer, werden dusdanige vertragingen opgelopen dat de tunnel eerder op het aansluitpunt arriveerde dan de distributiekamer gereed was. Dit had als consequentie dat de beoogde constructiemethode gemodificeerd moest worden. Men dacht de oplossing te vinden in een massieve versterking van het aansluitpunt met chemische injectie, maar dit leverde problemen op voor de TBM die hierdoor niet meer in beweging te krijgen was. De pogingen om de boorkop te smeren met bentoniet leidden er slechts toe dat door overdrukken de bentoniet ontsnapte naar het oppervlak, waardoor de stabiliteit van het boorfront ernstig in gevaar kwam en de kans op lekkages toenam. Deze grote risico's hebben er toe geleid dat men een alternatief met behulp van de vriesmethode heeft uitgewerkt.

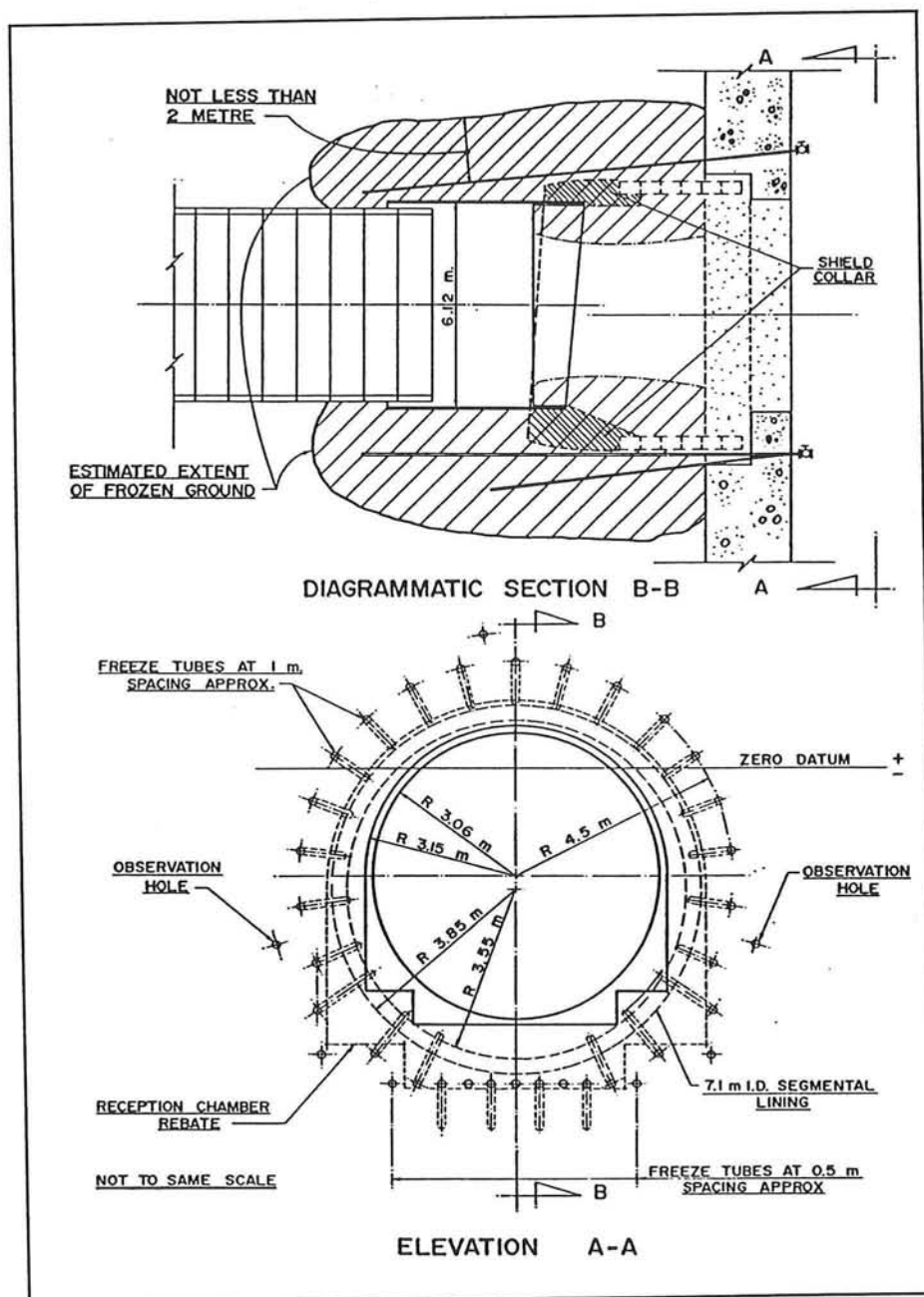
7.8.3.3 Aansluiting met behulp van de vriesmethode

De uitgevoerde oplossing bestaat uit een ringvormig vrieslichaam dat wordt aangebracht vanuit de distributiekamer. De vriesbuizen zijn door de wand van de distributiekamer geboord en waterdicht afgesloten. Tevens is meetapparatuur aangebracht om het vriesproces zorgvuldig in de gaten te houden. De verbindingstunnel tussen distributiekamer en pompruimte (zie figuur 7.13) werd ook met behulp van een vrieslichaam gerealiseerd. Doordat dit tegelijkertijd gebeurde, heeft men de beide werken op dezelfde vriesmachine aangesloten. Instorten van deze verbindingstunnel zorgde ervoor dat alle vriescapaciteit daar benodigd was, zodat de uitvoering van de aansluiting een jaar moest worden uitgesteld. Bovendien is de vriesconstructie opnieuw berekend, wat er toe leidde dat aanvullende verticale vriesbuizen moesten worden aangebracht om de veiligheid te garanderen.

Na de realisatie van het vrieslichaam en het verwijderen van het 'oog' deed zich het eerste probleem voor. Bij de uitvoering was de exacte positie van de tunnel ten opzichte van het oog in de distributiekamer benodigd. Aangezien het oog al was geconstrueerd voor de problemen met de tunnel ontstonden, was de exacte positie niet bekend en moest met behulp van een houten zoekstaaf de kop van de TBM worden gelokaliseerd. Gelukkig verschil-

de deze nauwelijks van de berekende positie. Stapsgewijs zijn vervolgens zes gewapend betonnen ringen aangebracht, met een lengte van 0,61 meter en een buitendiameter van 7,1 meter (zie figuur 7.15).

Vervolgens moest een verbinding worden gerealiseerd tussen de tunnel en de betonnen ringen. Omdat de TBM niet kon worden verwijderd, heeft men besloten het stalen schild te laten zitten en de ringen via een betonnen kraag met het schild te verbinden. Aan de zijde van het schild werd een overlap van één meter toegepast, aan de zijde van de ringen werden stalen ankers $\varnothing = 25$ mm in de ringen en de kraag aangebracht. De kraag is in zes fasen aangebracht, waarbij na het gereedkomen van elke moot werd gewacht tot de meetapparatuur aantoonde dat het vrieslichaam achter de gerealiseerde kraagmoot zich volledig had hersteld. Na de realisatie van de kraag is de TBM gedemonteerd en was de definitieve tunnel gebruiksklaar.



FIGUUR 7.15 Aansluiting distributiekamer-tunnel met behulp van vrieslichaam

Bron: Lit.[13]

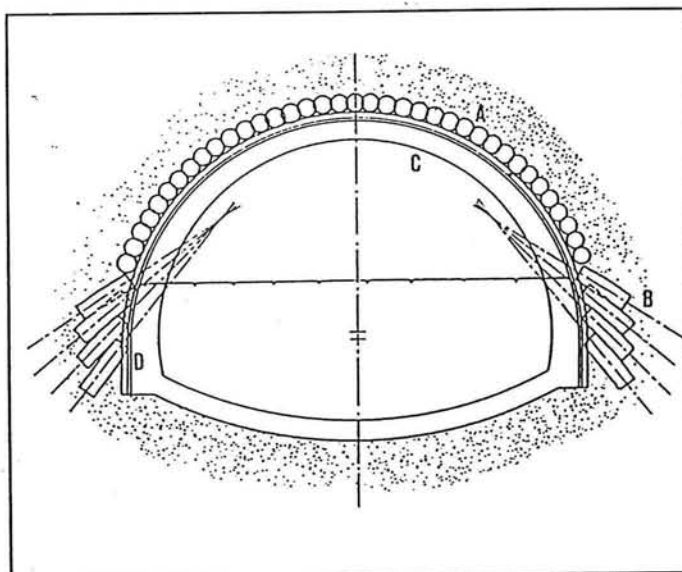
7.8.4 Case: Galleria Valsesia Milaan, jet-grout boog

7.8.4.1 Inleiding

Het betreft hier de aanleg van een dubbelsporige wegverkeer-tunnel met een gronddekking van 10 meter tot 26 meter, een lengte van 600 meter en een oppervlak van 120 m² in Milaan. De grondslag bestaat uit silthoudend zand, zandig grind en enige keien. Door de gegeven grondslag werden problemen verwacht met de stabiliteit van het graafront.

7.8.4.2 Uitvoering

De oplossing werd gevonden in het creëren van een boogconstructie over de bovenzijde van de tunnel. Deze boog werd deels opgebouwd uit sub-horizontale elementen en deels uit sub-verticale elementen (zie figuur 7.16).



FIGUUR 7.16 Jet-grout boog (arch)

De procedure verliep als volgt:

- injecteren van sub-horizontale elementen (A);
- ontgraven bovenste deel tunnel en plaatsen stalen elementen (B) en aanbrengen *shotcrete* (C);
- verstevigen van de wanden met stalen ribben (D);
- ontgraven onderste deel tunnel en plaatsen definitieve betonnen lining.

Bron: Lit.[41]

7.8.5 Case: Keizershoofd Vlissingen, jet-groutkolommen

7.8.5.1 Inleiding

Het Keizershoofd is een uit de 16e eeuw daterend bolwerk van het verdedigingssysteem van de stad Vlissingen. Het bouwwerk is opgebouwd uit een zeer zware metselwerkmuur waarbinnen een grondaanvulling en daarop gebouwde kazematten zijn gelegen. Het gebouw is van grote historische waarde en gezichtsbepalend voor de stad.

Het bouwwerk sluit eenzijdig aan op een kademuur, en aan deze kademuur moesten werkzaamheden worden verricht in verband met verbetering van de hoogwaterkering. Mogelijk onder invloed van getijwisselingen werden tijdens de uitvoering van de werkzaamheden zettingen van het bolwerk geconstateerd. Gezien de slechte staat van onderhoud waarin het bolwerk verkeerde was dit hoogst ongewenst. De nog op de planning staande verdieping voor de kademuur kon dan ook niet zonder aanvullende maatregelen worden uitgevoerd.

7.8.5.2 Gegevens

Het eerste probleem wat men bij nader onderzoek tegenkwam, is dat gegevens over de fundering ontbraken. De oorspronkelijke veronderstelling dat de fundering op palen stond bleek bij nader, in-situ onderzoek niet juist. Uit andere gegevens heeft men geconcludeerd dat de constructie op staal gefundeerd moest zijn.

De grondslag onder de wand bleek te bestaan uit een laag fijn zand van ongeveer 4 meter

onder funderingsniveau. Deze laag is doorsneden met dunne veen- en kleilaagjes. Onder deze laag bevindt zich een één meter dikke, vaste veenlaag die rust op een 5 meter dikke laag zeer vastgepakt zand.

7.8.5.3 Uitvoering

De oplossingen die door verschillende aannemers werden aangedragen waren hoofdzakelijk gericht op het beperken van de mogelijke verweking van de bodem onder en nabij de fundering. Tevens werden de trillingen tijdens het heien zoveel mogelijk beperkt.

Speciale aandacht werd tijdens de ontwerpen besteed aan de aansluiting tussen het funderingselement en de muur, welke uiteraard niets aan het karakter van de muur mocht veranderen.

De gekozen oplossing bestond uit in de grond gevormde groutkolommen i.c.m. groutankers als horizontale verankering en een beschermde en opsluitende damwand. De damwand mocht pas worden aangebracht na de versterking, zodat het gevaar van beschadigingen tijdens het inheien werd beperkt. Uitgebreide berekeningen met o.a. Plaxis hebben geleid tot de keuze voor twee rijen groutkolommen onder de wand en één rij kolommen vóór de wand in combinatie met groutankers.

De assen van de groutkolommen zijn voorgeboord met een boorkop $\varnothing = 180$ mm over een hoogte van ongeveer 12 m. Door de tijdelijke grondverweking die gepaard gaat met het aanbrengen van de groutkolommen is gekozen voor het om en om aanbrengen hiervan. De tussenliggende kolommen konden dus pas één tot twee dagen na de voorgaande worden aangelegd.

7.8.5.4 Resultaten

Uit kernboringen in de groutkolommen is gebleken dat de vereiste druksterkte ruimschoots werd gehaald, zelfs bij een gehanteerde treksnelheid van de injectielans in het zand van 0,3 m/min. De aansluiting tussen de muur en de groutkolommen was eveneens bevredigend.

Problemen werden tijdens de uitvoering ondervonden, toen het groutmengsel door scheuren in de muur naar buiten kwam. Tevens zorgde de overdruk van het groutmengsel er voor dat slechte stukken metselwerk uit de muur 'spatten'. De hierdoor veroorzaakte schade bleek echter redelijk simpel te herstellen.

Een ander probleem was de onvoorziene aanwezigheid van een *grote holle ruimte* die bij het jet-grouten geleidelijk werd gevuld. Dit leidde tot scheurvorming in de wand en onacceptabele zettingen. Met behulp van een hulpconstructie is deze schade zoveel mogelijk beperkt.

Bron: Lit.[44]

7.8.6 Case: Fabrieksgebouw Rotterdam, fracturing

7.8.6.1 Inleiding

Naast een fabrieksgebouw in Rotterdam werd een nieuwe fundering van pulspalen gereali-seerd. Tijdens het inbrengen van deze palen bleek het gebouw door ontspanning van de ondergrond ernstig te gaan zakken (zie figuur 7.17). Het werk werd stilgelegd en de grond onder de funderingsbalken van de fabriek werd versteend. Dit had niet het gewenste effect, omdat de ontspanning op paalpuntniveau had plaatsgevonden.

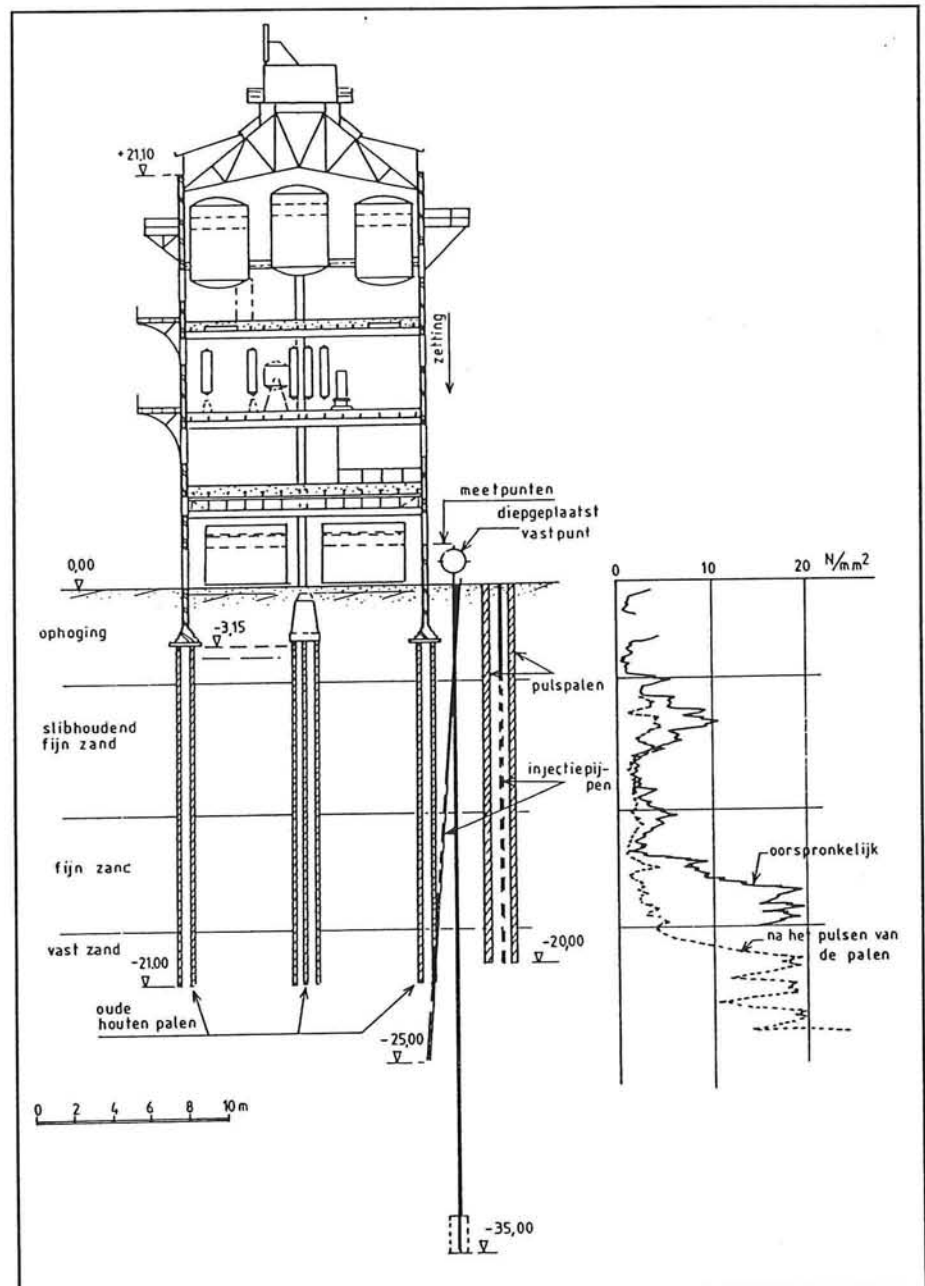
7.8.6.2 Uitvoering

De oplossing werd gevonden in de frac-turing techniek:

- over de lengte van de paal-schachten werd de grond op-nieuw opge-spannen, om zo de ontspanning te compenseren en de draagkracht (schacht-wrijving) van de palen weer op peil te brengen;
- enkele meters onder paalpuntniveau werd de grond opgedrukt, zodat de zettingen van 30 mm uitein-delijk werden teruggebracht naar 20 mm.

Omdat de zettingen nu tot stilstand waren gebracht was men tevreden met het resultaat. Volledige compensatie van de zettingen was echter wel mogelijk geweest.

Bron: Lit.[56]



FIGUUR 7.17 Ontspanning door aanbrengen pulspalen

7.8.7 Case: Treintunnel Milaan, grouten vanuit een pilot tunnel

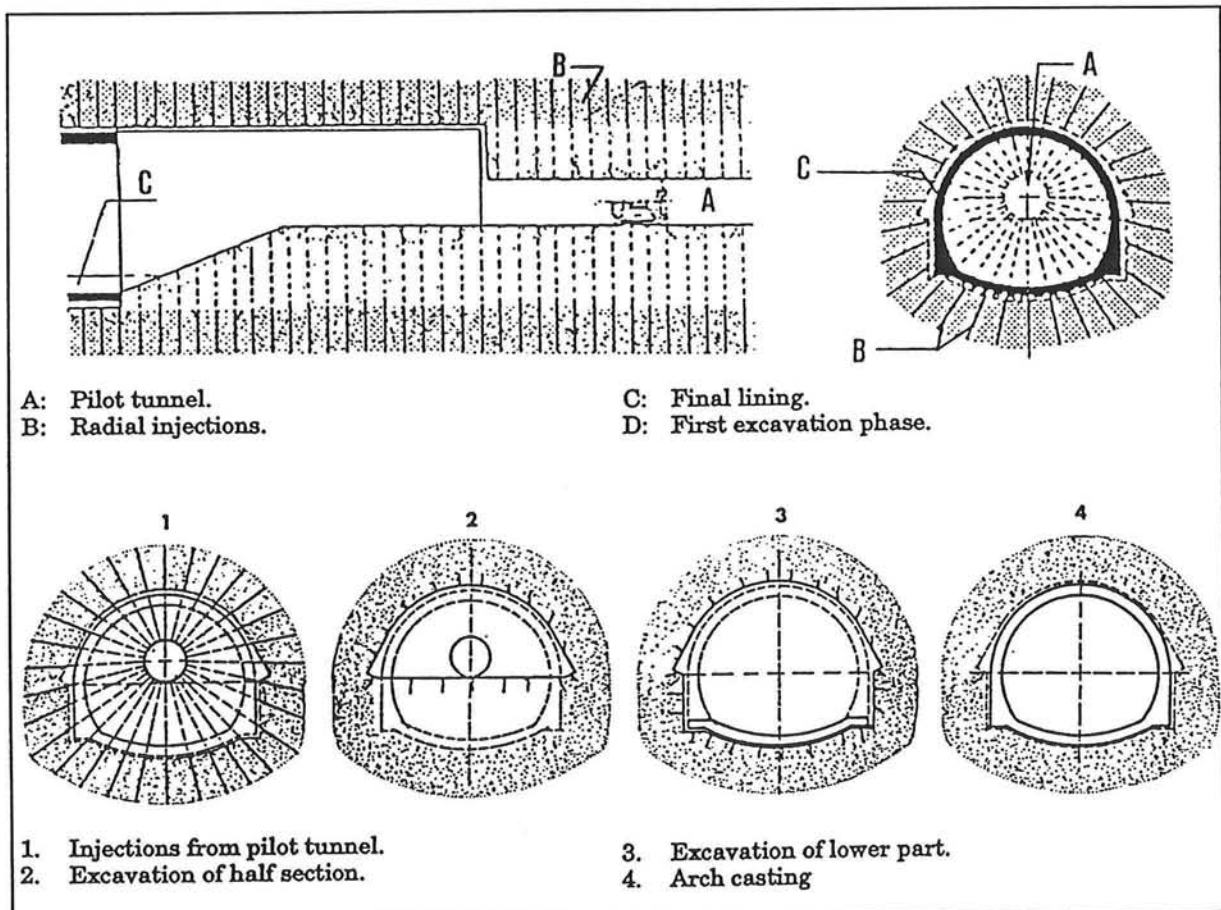
7.8.7.1 Inleiding

Het betreft hier de aanleg van een dubbelsporige railtunnel in Milaan, met een gronddekking van 10 meter tot 13 meter, een lengte van 430 meter en een diameter van 8,8 meter. De grondslag bestaat uit silthoudend zand tot zandig grind. Boven de toekomstige tunnel bevonden zich bovendien de funderingen van bebouwing. Aangezien deze bebouwing uiteraard niet mag worden beïnvloed door het boren van de tunnel, moesten mitigerende maatregelen worden genomen.

7.8.7.2 Uitvoering

In figuur 7.18 is een afbeelding opgenomen van de oplossing. De fasering verloopt als volgt:

- A • het boren van een pilot tunnel met een diameter van 3,2 m;
- B • radiaal injecteren rond de tunnel;
- C • uitgraven van de bovenste helft van de tunnel en deze verstevigen met stalen bogen en 20 cm dik shotcrete;
- D • uitgraven van de onderste helft van de tunnel en wederom verstevigen.



FIGUUR 7.18 Grouten vanuit een pilot tunnel

Bron: Lit.[41]

7.8.8 Case: Turin railway junction, jet-grouten en chemische injectie

7.8.8.1 Inleiding

In Turijn heeft recent een complete opwaardering van het openbaar vervoer netwerk plaatsgevonden. Onderdeel van deze opwaardering vormt het aanleggen van een dubbelsporige railtunnel, deels onder een bestaand treinspoor dat ook moest worden uitgebreid. Het spreekt voor zich dat de zettingen beperkt moesten blijven om het treinverkeer ongestoord doorgang te kunnen laten vinden.

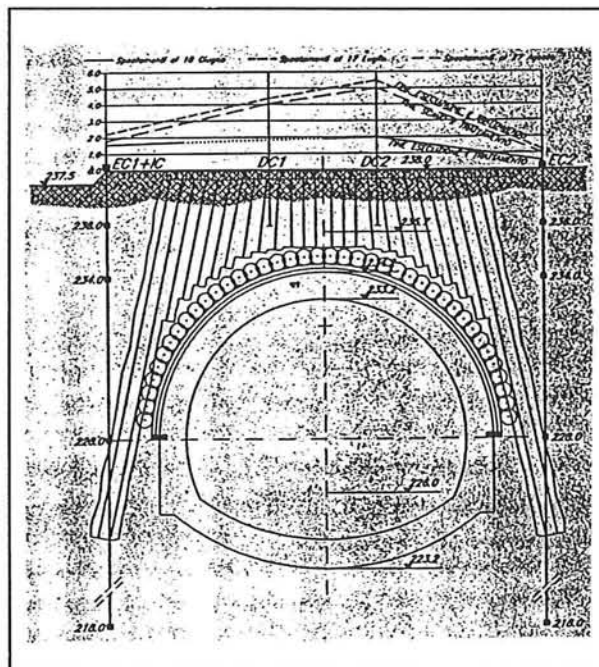
De grond ter plaatse is opgebouwd uit een mengsel van zand en grind.

7.8.8.2 Uitvoering

Door middel van verticaal jet-grouten is een boogconstructie aangebracht boven het te vormen tunneldak. De gebruikte injectiedruk bedroeg hierbij 400 bar.

Verder moest speciale aandacht worden besteed aan het omhoogkomen van het bestaande treinspoor en mogelijke groutlekken, die klontering van het ballastbed konden veroorzaken. Hiertoe is ter plaatse van de kruising met het bestaande treinspoor gekozen voor chemische injectie om de draagkracht van de grond te verhogen, zodat de uitbreiding van de sporen door de grond kon worden gedragen. De hierbij gehanteerde drukken zijn veel lager (9-10 bar). Als tweede stap werden horizontale jet-groutlichamen aangebracht die een boog moesten vormen rond het tunneldak. Uit proefnemingen bleek dat de grondrijzing hierdoor zo groot werd, dat de grenzen van aanvaardbaarheid werden overschreden. Daarom zijn de jet-groutlichamen vervangen door stalen pijpen (zie figuur 7.19).

Bron: Lit.[36]



FIGUUR 7.19 Dwarsdoorsnede railtunnel Turijn

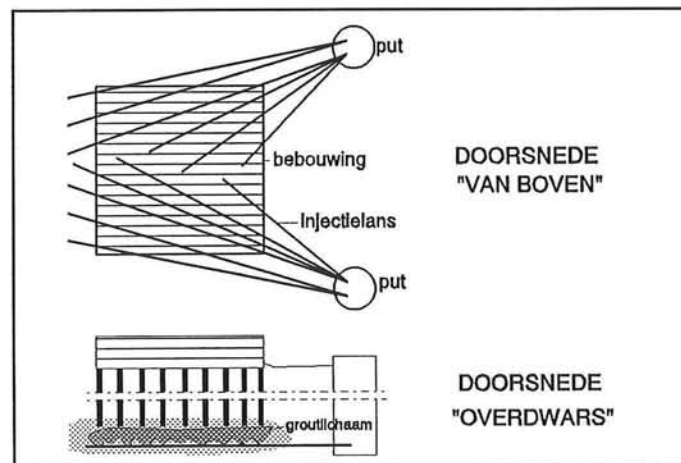
7.8.9 Case: Compensation grouting

7.8.9.1 Inleiding

In de vorige cases lag de nadruk steeds op de realisatie van de tunnel. Het is echter ook mogelijk om te injecteren onder de bestaande bebouwing. Deze methode is oorspronkelijk ontwikkeld voor op staal gefundeerde panden. Het lijkt echter mogelijk om voor op palen gefundeerde bebouwing een zelfde soort procedure te ontwikkelen.

7.8.9.2 Werkwijze

De gevolgde werkwijze houdt het midden tussen fracturing en injectie op paalpuntniveau. Vanuit een aantal putten worden horizontaal injectielansen aangebracht waaruit grout wordt geperst, zodat de draagkracht van de paalfundering wordt verhoogd. Deze methode heft uiteraard de zettingen niet op, zolang de grond niet wordt verdrongen. In figuur 7.20 is een schematische afbeelding van deze werkwijze opgenomen.



FIGUUR 7.20 Voorbeeld compensation grouting

N.B. Zie ook 7.8.9, 9.2.5 (monitoring) en Deel 2

8

EEN SCHERM TUSSEN BOORTUNNEL EN BEBOUWING

8.1 Algemeen

8.1.1 Doelstelling en soorten schermen

Om een fysieke grens aan te brengen tussen bestaande bebouwing en bouwwerkzaamheden t.b.v. nog te realiseren bouwwerken, kan een wand worden gemaakt. Er bestaan verschillende typen wanden, met elk specifieke eigenschappen op het gebied van sterkte, stabiliteit en doorlatendheid.

Er kan onderscheid worden gemaakt tussen:

- stalen, houten of betonnen damwanden;
- diepwanden;
- kleischermen;
- folie-wanden;
- vrieswanden, en
- groutwanden (panelgrouting).

Het aanbrengen van groutschermen (panelgrouting) wordt aan de hand van de case in paragraaf 8.2.3 uiteengezet, omdat in hoofdstuk 8 al het groutproces werd behandeld. Vrieswanden zijn reeds in paragraaf 7.2 ter sprake gekomen, de verschillende aspecten van de overige typen wanden worden hieronder uitgewerkt.

8.1.2 Damwanden

Damwanden zijn grond- en/of waterkerende constructies, bestaande uit elementen (damplanken) van hout, beton of staal, die d.m.v. verbindingen een min of meer grond- en waterdicht scherm vormen. Damwanden vinden o.a. toepassing als definitieve constructie bij kademuuren (grondkering), sluizen (grondwaterkering) en als tijdelijke constructie ter begrenzing van bouwkuipen.

8.1.2.1 Houten en betonnen damwanden

Van oorsprong worden houten damplanken toegepast, die als permanente constructie zich geheel onder water moeten bevinden, om rotten van het hout tegen te gaan.

De uit gewapend beton vervaardigde damwanden hebben een plankdikte die varieert van 10 tot 40 cm en de grootste lengte is ongeveer 20 m. De in Nederland toegepaste damwanden van gewapend beton hebben meestal een messing die over de hele planklengte doorloopt. Wanneer dit niet het geval is, moet de groef tussen de planken eerst worden schoongespoten en daarna met een afdichtend materiaal worden gevuld. De mate van langswapening wordt veelal bepaald door de optredende buigende momenten in de grond. Verder moet nog worden gelet op het vervoer van de planken en op optredende krachten tijdens het heien (plankmuts!).

8.1.2.2 Stalen damwanden

Na de eerste wereldoorlog zijn stalen damwandprofielen sterk naar voren gekomen, ondermeer vanwege de volgende gunstige eigenschappen:

- de dichting van stalen damplanken onderling is goed;
- stalen damplanken komen in lengtes tot 30 m voor;
- een stalen damwand is goed in staat om van een rechte lijn afwijkende constructievormen te volgen;
- stalen damplanken kunnen in vrijwel elke grondsoort worden geheid;
- de sterkte eigenschappen van stalen damwanden zijn gunstig;
- de constructie hoeft geen blijvende ingreep te vormen, de damwand kan worden verwijderd;
- bij tijdelijke constructies kunnen de planken worden hergebruikt.

Tegenover de voordelen staan ook enkele nadelen. Zo kan met betrekking tot de waterdichtheid van een damwandenscherm opgemerkt worden dat ondanks de grote mate van stijfheid van een damwand, de damplanken zich vooral bij het heien zeer slap gedragen. Dit slappe gedrag kan tot gevolg hebben dat de damplanken niet zuiver recht in de grond komen. De damplank heeft de neiging tijdens het heien scheluw te trekken en dit heeft tot gevolg dat de volgende plank geen goede geleiding heeft. Als dit niet op tijd wordt gesignaleerd kan het gevolg zijn dat het slot uit elkaar wordt getrokken en een open naad ontstaat. De desastreuze gevolgen hiervan voor de (grond)waterkering laten zich raden.

Andere (minder zwaar wegende) nadelen zijn:

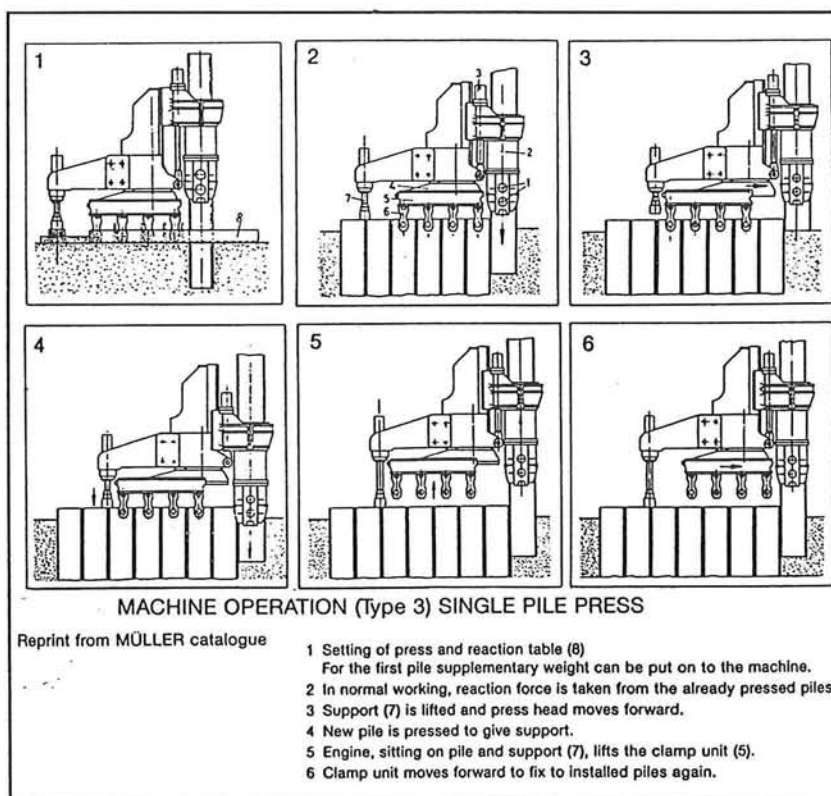
- de onbruikbaarheid bij grotere lengtes dan 30 m;
- de hinder in de vorm van geluids- en trillingsoverlast die optreedt tijdens het heien van de damplanken;
- de grote benodigde werkhoogte voor de heistelling.

Een wandtype dat het bezwaar van de grote lengte en/of het slappe gedrag van damwanden opheft is de *combi-wand*. Deze wand is opgebouwd uit stalen buispalen met daartussen damwandplanken (zie 8.2.3.1).

8.1.2.3 Recente ontwikkelingen

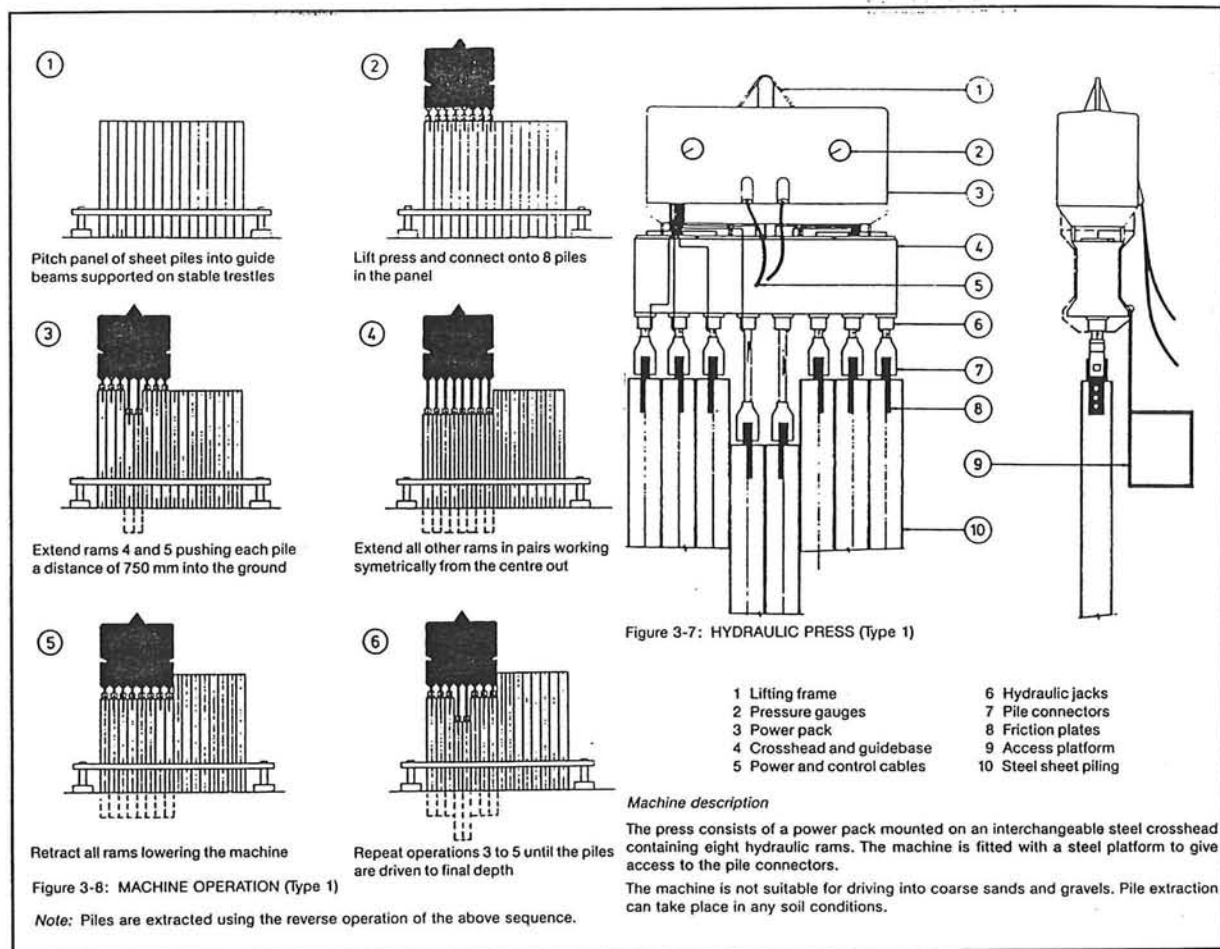
Door de bezwaren van geluids- en trillingshinder is men op zoek gegaan naar methoden om de stalen planken geluids- en trillingsvrij in de grond te drijven.

Hiertoe zijn o.a. een hydraulische pers voor het drukken van meerdere planken in fasen (zie figuur 8.1) en een pers voor het drukken van één enkele plank per keer (zie figuur 8.2) ontwikkeld. Opgemerkt wordt dat deze methoden zeer bevredigende resultaten geven, en hoofdzakelijk geschikt zijn voor toepassing in cohesieve gronden. De reactiekracht wordt ontleent aan de wrijving van de vorige damplank(en).



FIGUUR 8.1 Enkelvoudige hydraulische pers

De persen werken hydraulisch en de perskracht bedraagt maximaal 3000 kN. Voor wat betreft de uitvoering spreken de figuren voor zich.



FIGUUR 8.2 Meervoudige hydraulische pers

8.1.3 Diepwanden

Diepwanden zijn grond- en waterkerende constructies bestaande uit elementen van gewapend beton. Het aanbrengen vertoont grote gelijkenis met het aanbrengen van boorpalen, en gaat dus niet gepaard met trillingshinder. De geluidsoverlast en de productiesnelheid liggen lager dan die van (damwand)heimachines en de kosten zijn hoger.

Diepwanden worden in grote lijnen als volgt vervaardigd:

- aanbrengen van een geleidebalk ten behoeve van de graafmachine;
- ontgraven van de diepwandsleuf met behulp van een grijper, terwijl de sleuf gelijktijdig wordt gevuld met bentoniet suspensie (hoofdzakelijk om de stabiliteit te waarborgen); een overhoogte tussen de stijghoogte van het grondwater en het niveau van de bentoniet suspensie van 1,0 meter blijkt een ondergrens; wanneer dit een probleem vormt kan de stabiliteit belangrijk worden vergroot door het verlagen van de grondwaterstand (stijghoogte);
- aanbrengen van voegmallen, zodat een scherpe verticale begrenzing ontstaat, die goed aansluit op het volgende element; voegmallen beschermen tevens het gerealiseerde element tegen het geweld van de ontgraving van het volgende element;
- aanbrengen van een wapeningskorf; deze moet voldoende gestroomlijnd zijn om problemen bij het inbrengen te voorkomen;
- vullen van de sleuf met beton; het is hierbij belangrijk dat het beton dusdanig vloeibaar is dat de aanwezige bentoniet suspensie volledig wordt verdrongen en dat het stortproces niet wordt onderbroken.

Voor de volledigheid wordt vermeldt dat ook prefab diepwanden worden toegepast.

De voordelen zijn:

- de beperkte geluidsoverlast;
- geen trillingshinder;
- de afmetingen zijn flexibel, zowel grote diktes als dieptes kunnen waar nodig worden gerealiseerd.

Als nadelen zijn te noemen:

- de ontspanning van de grond (voornamelijk in zandlagen);
- het permanente karakter van de diepwand;
- de lage productiesnelheid;
- de relatief hoge vereiste organisatiegraad op het bouwterrein, die nodig is om de continuïteit van het procedé te waarborgen;
- de verontreiniging van de ontgraven grond met bentoniet, wat grondreiniging (regeneratie van het bentoniet) vereist;
- de relatief hoge kosten (naast productie o.a. door bovengenoemde grondreiniging en het permanente karakter);
- de grote benodigde werkhoogte voor de kraan die de grijper inbrengt.

8.1.4 Geotextielen

Geotextielen worden toegepast bij de wapening van grond, de scheiding van grondlichamen, ter voorkoming van uitspoeling van fijne gronddeeltjes (filterfunctie) en als ter versnelling van de consolidatie (drainage).

De wapeningsfunctie werd in paragraaf 7.7 al behandeld en de filterfunctie is niet van belang als mitigerende maatregel. Hieronder wordt de scheidingsfunctie behandeld en worden eveneens enige kenmerkende eigenschappen van geotextielen gegeven.

8.1.4.1 Eigenschappen

Geotextielen komen voor in vlies-,weefsel- of gridvorm of een combinatie hiervan. Bij de eerste variant is het doek opgebouwd uit willekeurig gerichte vezels, bij de tweede bestaat de opbouw uit regelmatig geordende draden en bij de derde vormen gaasachtige structuren met groot open oppervlak (40-90%) het doek.

De grondstoffen waaruit een geotextiel wordt gefabriceerd staan hieronder vermeld. Ter indicatie zijn tevens enige karakteristieke materiaaleigenschappen weergegeven.

soort geotextiel	volumieke massa (kg/m ³)	treksterkte (N/mm ²)	breukrek (%)	E-modulus (N/mm ²)
PP (polyprop- een)	900	400-600	18-25	2000 - 5000
PE (polyetheen)	950	80-600	10-80	500 - 5000
PA (polyamide)	1140	700-900	18-25	3000 - 4000
PET (polyester)	1380	800-1200	8-15	12000 - 15000

TABEL 8.1 Materiaaleigenschappen geotextielen (uit Lit.[7])

Met betrekking tot de duurzaamheid wordt opgemerkt dat de levensduur van geotextielen ongunstig wordt beïnvloed door UV-straling en mechanische belastingen. Dit heeft er in eerdere projecten toe geleid dat bij een lange vereiste levensduur de keuze niet op geotextielen is gevallen.

Als gunstige eigenschappen kunnen worden aangemerkt:

- het gemak waarmee de doorlatendheid naar wens kan worden beïnvloed;
- de snelheid waarmee de wand kan worden aangebracht;
- de grote flexibiliteit van de wand, zodat horizontale verplaatsingen zonder problemen kunnen plaatsvinden;
- de relatief geringe kosten.

Een zwaar wegend nadeel is de geringe mogelijkheid tot krachtsopname, zodat bij krappe ontgravingen altijd een sterke en stabiele ondersteuning vereist blijft. Minder zwaar wegen de beperkte levensduur, die door nieuwe ontwikkelingen voortdurend vergroot wordt en de overlast tijdens het aanbrengen bij gebruik als drainage.

8.1.4.2 Grondscheiding

Geotextielen kunnen succesvol worden toegepast ten bate van grondscheiding in zowel horizontale richting als verticale richting. In horizontale richting kan het doel zijn:

- het vergroten van de draagkracht, een principe dat in paragraaf 7.7 nader is toegelicht, of
- het vormen van een scheiding tussen lagen grond, bij vervuilde grond of als grondwaterscheiding.

In verticale richting heeft het een scherm slechts een scheidingsfunctie (zie 7.5 en 7.6, 7.6), de effecten van verticale krachtsoverdracht middels wrijving zijn niet bekend.

8.1.5 Toepasbaarheid bij boortunnels

Scherminconstructies worden gebruikt om bepaalde zones (grond)waterdicht van elkaar te scheiden. Bij tijdelijke constructies zijn over het algemeen grotere verplaatsingen van het scherm toegestaan dan bij definitieve. In het geval van boortunnels zal waarschijnlijk een tijdelijk scherm worden geplaatst dat kan worden gebruikt om de fundering van de bebouwing af te schermen van de hinderlijke invloeden van het boorproces. Enige punten waarop gelet moet worden zijn dan:

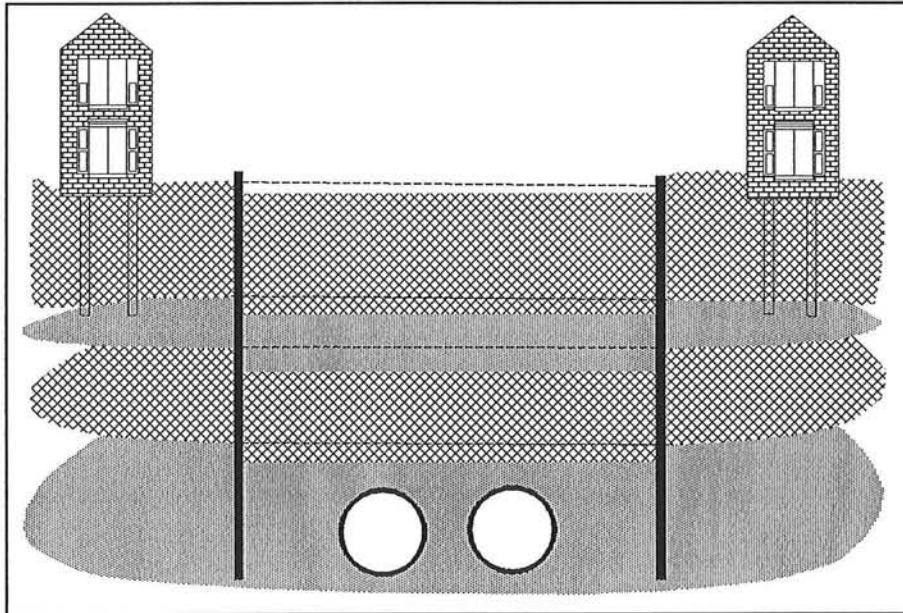
- de noodzakelijkheid/mogelijkheden van verankering (plaatsvastheid van het scherm);
- de mate waarin ontspanning van de grond door het boren, via zakking en verplaatsing van het scherm doorwerkt in een zakking van de achterliggende fundering;
- de mate waarin het scherm horizontale verplaatsingen tegengaat (zelfs bij een degelijke verankering zijn deze verplaatsingen veel moeilijker tegen te gaan dan verticale);
- de technische realiseerbaarheid van het aanbrengen van een scherm (is er voldoende ruimte om het scherm aan te brengen?);
- de mate waarin het aanbrengen van het scherm trillings- en geluidshinder met zich mee brengt (is het middel niet erger dan de kwaal?);
- de vereiste levensduur van het scherm;
- de (hoge) kosten die verbonden zijn aan het aanbrengen van een scherm.

Het voordeel van het aanbrengen van een wand kan zijn dat het volumeverlies geheel binnen de wanden moet worden gecompenseerd (zie figuur 8.3), zodat de paalfunderingen achter de wand niet beïnvloed worden (deze methode wordt nader onderzocht in **Deel 2**).

In de **Amsterdamse situatie** kan over de toepassing van wanden het volgende worden opgemerkt.

De reactiekracht (inklemming wand) moet worden ontleend aan grondlagen onder de boortunnel en de wrijvingsweerstand aan de paalzijde de wand, terwijl de te beschermen fundering naast of boven de boortunnel ligt. Gezien de positie van de tunnel in de tweede zandlaag of dieper, zou het kunnen dat de damwandlengtes groot worden. Het slappe gedrag van een damwand maakt wat heibaarheid betreft dat een *combi-wand* een meer aantrekkelijke optie vormt. De combi-wand heeft echter weer als zwaarwegend nadeel dat de (lange) buispalen moeten worden geheid of getrild. Deze beide methoden geven aanzienlijke geluids- en trillingshinder en het risico op zettingen van de bestaande paalfundering is niet denkbeeldig (misschien zou het wegpersen van de damwanden tussen de palen enige

reductie in die hinder kunnen brengen). Bovendien zou het verwijderen van de combi-wand na afloop een onaanvaardbare schade aan tunnel en paalfunderingen kunnen veroorzaken door de deformaties in de grond die daarmee gepaard gaan. Dit laatste nadeel kan worden voorkomen door de combi-wand in de grond te laten zitten, wat echter de kosten aanzienlijk verhoogt. Een combi-wand lijkt dus alleen een goede oplossing voor zeer beperkte delen van het traject. Een damwand kan afhankelijk van de trillingshinder en de lengte een goede oplossing vormen.



FIGUUR 8.3 Verwachte zettingen bij aanbrengen van een (grout)wand

Een zwaarwegend nadeel van *diepwanden en boorpalen* is de ontspanning van de grond die optreedt tijdens het aanbrengen. Zelfs wanneer een diepwand op een aanvaardbare afstand (1-1,5 maal de paneellengte) van de paalfundering wordt aangebracht, resteert nog het nadeel dat de constructie permanent en kostbaar is.

Het creëren van een "bouwdok" met behulp van *foliën* neemt slechts het waterbezwaar bij het boren weg. De diepe ligging van de boortunnel zou voor toepassing in Amsterdam betekenen dat een enorm debiet moest worden onttrokken. Bovendien bieden geotextiel wanden geen remedie tegen vervormingen, zodat deze optie volledig vervalt.

Het creëren van een *geïnjecteerde wand* is tevens een goede oplossing. Bij het aanbrengen moet er wel op worden gelet dat de injectielansen geen verstoring van de grond bij de paalpunt veroorzaken. Nadelig is de grote hoeveelheid injectievloeistof die moet worden geïnjecteerd, zodat de kosten behoorlijk oplopen met de hoeveelheid wand die benodigd is.

8.2 Cases

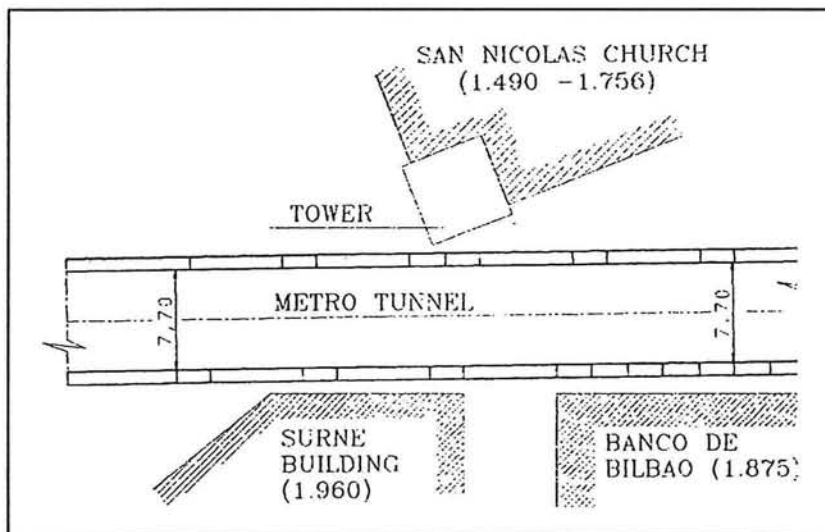
8.2.1 Case: Mansion House London

Bij de in paragraaf 6.2.1 behandelde case van het Mansion House in London, is uiteengezet hoe men met behulp van een palenwand had gedacht de zettingen te beperken. Deze variant is niet uitgevoerd. Voor een beschrijving wordt verwezen naar 6.2.1, bladzijde 29.

8.2.2 Case: Metro Bilbao, open bouwput naast monumenten

8.2.2.1 Inleiding

Bilbao is een middelgrote stad gelegen in Baskenland (Spanje), waarvan de kust wordt gekenmerkt door een grillig, rotsachtig verloop. Vanwege de hoge ligging van de bebouwing en de lage ligging van de bestaande treinverbinding (bijna 75 m verschil!) diende een nieuwe lijn te worden aangelegd die voldoet aan de huidige eisen van de gebruikers. De gewenste ondiepe ligging van deze lijn zorgde ervoor dat voor een metro-tunnelopzet werd gekozen. Deze opzet leverde langs het 8,7 km lange tracé slechts problemen op ter plaatse van San Nicolas kerk (zie figuur 8.4).



FIGUUR 8.4 Locatie metrolijn ten opzichte van historische bebouwing (Bilbao)

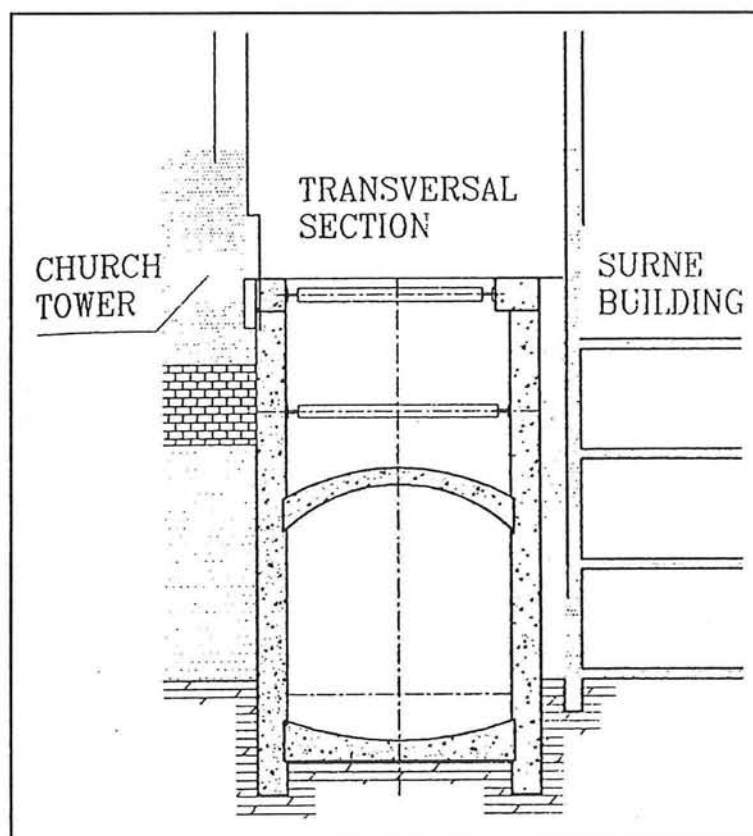
De daar gerezen problemen hadden te maken met het feit dat enige eeuwen geleden een rivier langs deze kerk heeft gelegen, die de rots heeft geërodeerd en een grote hoeveelheid inhomogene onsamenhangende grond heeft achtergelaten. Dit sediment kenmerkt zich heden nog door een beperkte consolidatiegraad en de grondwaterstand ter plaatse is tevens vrij hoog. De ontgravingswerkzaamheden benodigd voor het realiseren van de metrolijn zouden een dusdanige ontspanning van de grond tot gevolg hebben dat zettingen niet te vermijden zouden zijn. Dit was met het oog op de historische waarde van de San Nicolas kerk en de Banco de Bilbao niet gewenst.

8.2.2.2 Uitvoering

De oplossing voor het probleem werd gevonden in het construeren van twee gewapend betonnen (diep)wanden (zie figuur 8.5) die als volgt werden geconstrueerd:

- met behulp van een *trench cutter*⁽¹⁾ zijn sleuven gegraven tot in de diepgelegen rotslaag;
- in de sleuven werden in fasen gewapend betonnen wanden geconstrueerd;
- tijdens de ontgraving in fasen werden de wanden vervolgens gesteund door stempels, het tunneldak en de tunnelvloer.

Bron: Lit.[31]



FIGUUR 8.5 Oplossing metrolijn Bilbao

8.2.3 Case: Panelgrouting bouwput Binnenrotte

8.2.3.1 Inleiding

In Rotterdam ondervond men bij de aanleg van de bouwput Binnenrotte problemen bij het handhaven van het verticale evenwicht van de putwand. Deze putwand, een combi-wand, was opgebouwd uit stalen buizen \varnothing 1016 mm (inheidiepte NAP -23 m) en Larssen PU 20 damwandprofielen (inheidiepte NAP -17 m, in het pleistocene zand). Op een afstand van 20 meter van de combi-wand bevond zich de St. Laurenskerk, een monumentaal bouwwerk.

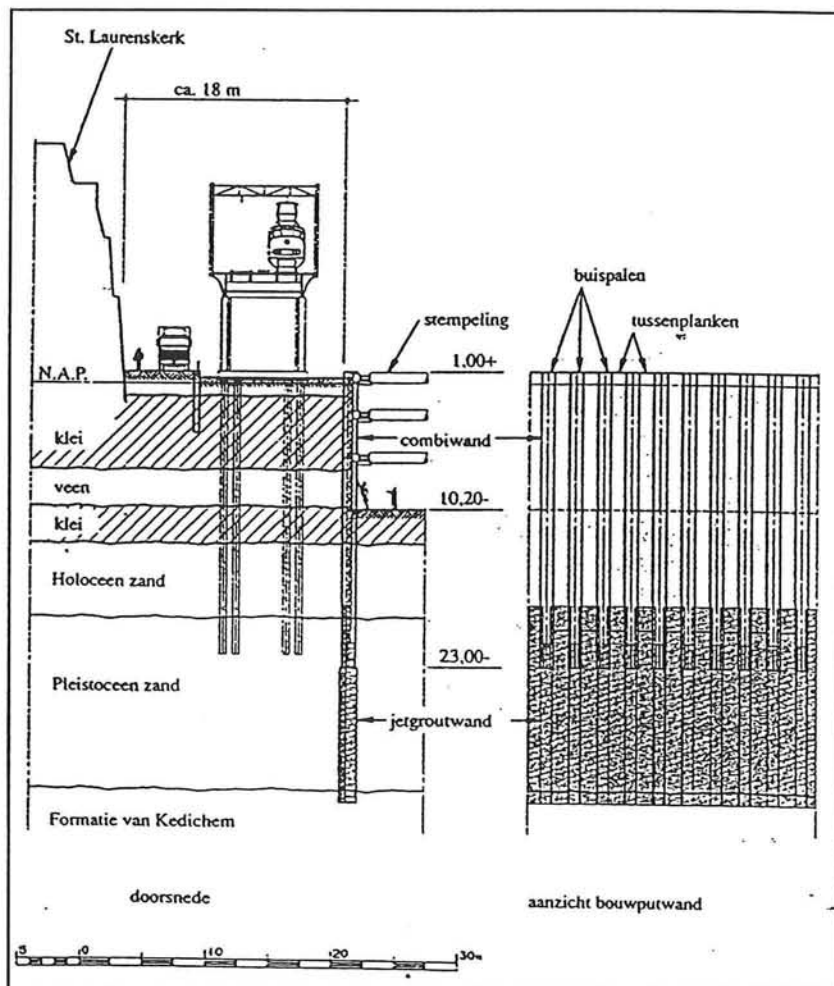
Het probleem bij het verkrijgen van verticaal evenwicht zat in het feit dat een stijghoogte verlaging ter plaatse van de kerk nodig was die 4 meter groter was dan toegestaan. Aangezien een dermate groot verschil niet over zo'n korte afstand kan worden gerealiseerd,

⁽¹⁾ een trench cutter is een machine met een roterende boorkop die rots kan verbrijzelen, het residu van het snijproces wordt naar de oppervlakte gepompt.

diende een scherm dat reikte tot maximaal NAP -35 m onder de combi-wand te worden aangebracht. Oorspronkelijk wilde men hiervoor een klei-cement scherm gebruiken, maar o.a. vanwege het risico van vastlopen van de diepwand-grijper onder de combi-wand koos men voor *panelgrouting*

8.2.3.2 Uitvoering

Het jet-groutscherm is opgebouwd uit groutkolommen die tot twee meter in de buispalen zijn doorgezet en groutpanelen daartussen (onder de damwand). De groutpanelen worden geconstrueerd door aan de buitenzijde van de damwand een boring te maken. De boorbuis heeft twee tegenovergestelde spuitopeningen en wordt zonder deze te draaien opgetrokken tot de onderkant van de buispaal wordt bereikt, vanaf dat moment wordt de buis gedraaid tot ca. 2 meter boven de voet van de damwand, zodat een goede aansluiting wordt verkregen. De gevormde panelen hebben een dikte van ongeveer 0,25 m en een lengte van ongeveer 1,7 m. In figuur 8.6 is een afbeelding van de oplossing opgenomen.



FIGUUR 8.6 Doorsnede en aanzicht combi-wand

8.2.3.3 Opmerkingen

Uit pompproeven bleek dat de hierboven beschreven oplossing niet aan de eisen van (on)doorlatendheid voldeed. De reden hiervan lag niet zozeer in een tekortkoming in het ontwerp van de constructie, als wel in het feit dat de doorlatendheids-eisen extreem hoog waren. De bestaande doorlatendheid moest namelijk worden gereduceerd tot 1/720 van de oorspronkelijke. De oplossing werd gevonden in het deels toepassen van een groutkolommenwand en het deels toepassen van een dubbele panelenwand.

Uit pompproeven die de toekomstige bemalingssituatie moesten simuleren, bleek dat de gewenste doorlatendheid ter plaatse van de kerk nog steeds niet was bereikt. Hiertoe werd de bouwkuip nabij de kerk voorzien van een horizontale injectielaag, zodat de afmaling daar met enkele meters kon worden teruggebracht. Door deze laatste ingreep werd overal een bevredigende doorlatendheid gevonden.

Bron: Lit.[51]

9

HET MONITOREN VAN HET TUNNELBOORPROCES

9.1 Algemeen

9.1.1 Principe

De ontwikkeling van de relatie tussen monitoren en tunnelboorproces (nabij bebouwing) is chronologisch ongeveer als volgt verlopen:

- het boren van de tunnel en achteraf constateren wat de gevolgen zijn;
- het voorspellen van de gevolgen van het tunnelboorproces, het boren van de tunnel en achteraf meten wat de werkelijke gevolgen zijn;
- het zoveel mogelijk beperken van de negatieve gevolgen van het tunnelboorproces, vervolgens het boren en wederom meten;
- het gelijktijdig boren van de tunnel en meten van de gevolgen van het tunnelboorproces, zodat tijdens het boren nog een aanpassing van het tunnelboorproces kan plaatsvinden waardoor de schadelijke gevolgen voor de rest van het tracé met behulp van (extra) mitigerende maatregelen kunnen worden voorkomen.

Ten behoeve van de laatste methode zijn recentelijk hoogwaardige monitoring systemen ontwikkeld en worden op dit moment nieuwe systemen ontwikkeld. Deze methoden berusten op een grondige berekening van de gevolgen van het tunnelboorproces vooraf en het principe dat meetapparatuur wordt aangebracht op zettingsgevoelige plaatsen in het tracé. De meetapparatuur kan via een computersysteem gekoppeld worden aan de TBM, zodat door bijvoorbeeld wijziging in de boorsnelheid of de druk waarmee de staartspleet wordt volgeperst de verandering in de spanningstoestand in de grond zoveel mogelijk wordt beperkt.

Het is nu de vraag of het monitoren op zich een mitigerende maatregel is. Een interpretatie kan ook zijn dat het beperken van de zettingen door metingen en aanpassing van het tunnelboorproces hieraan, gewoon een onderdeel zijn van het 'goed uitvoeren van het werk'. Gezien de mogelijke combinatie met eerder genoemde mitigerende maatregelen wordt het monitoren hier echter zelfstandig behandeld.

Wanneer de grond ondanks de nauwkeurige monitoring en het optimale tunnelboorproces toch te veel zakt, lijkt de ideale oplossing het koppelen van de hoogwaardige monitoring systemen aan (andere) mitigerende maatregelen. Op het moment dat het monitoring systeem ontoelaatbare vervormingen registreert, moet een draaiboek beschikbaar zijn, waarin allerlei mitigerende maatregelen zijn omschreven. Afhankelijk van de aard van de vervormingen wordt een mitigerende maatregel gekozen en toegepast.

9.1.2 Toepassing

De hoogwaardige monitoring systemen zijn pas vrij recent ontwikkeld. Het lijkt echter duidelijk dat een dergelijk systeem in combinatie met koppeling aan de TBM de schadelijke gevolgen van het tunnelboorproces tot aanvaardbare proporties terug kan brengen. Het blijft echter noodzakelijk terdege rekening te houden met de gevolgen van consolidatie. Gezien het tijdsafhankelijk karakter van consolidatie (van slappe lagen) kan deze slecht voorkomen worden tijdens het boren. In gevallen waar een aanzienlijke consolidatie en schadelijke gevolgen hiervan worden verwacht, blijven aanvullende mitigerende maatregelen dus noodzakelijk.

Het monitoren dient zowel voor, tijdens als na het boren van de tunnel plaats te vinden. Het monitoren vóór de tunnelaanleg is zeer belangrijk en wordt nog wel eens over het hoofd gezien. Hierdoor worden verplaatsingen die bijvoorbeeld door temperatuurschommelingen, verkeer of wind worden veroorzaakt, beoordeeld als verplaatsingen veroorzaakt door het tunnelboorproces.

Enige andere zaken die bij monitoring een rol spelen zijn:

- het aanbrengen van de meetapparatuur op karakteristieke plaatsen, zodat naar tussenliggende plaatsen kan worden geïnterpoleerd;
- de noodzaak enkele metingen 'dubbel' te verrichten met secundaire meetapparatuur, zodat de primaire metingen kunnen worden gecontroleerd op grove onjuistheden; de intensiteit van deze secundaire metingen mag uiteraard veel lager zijn;
- de verwerking van de meetgegevens moet dusdanig snel verlopen dat deze 'direct' interpreteerbaar zijn (grafieken); dit vraagt om een zogenaamd *real time* data-verwerkingssysteem.

9.1.3 Mogelijke combinaties

Voor wat betreft de mogelijke combinaties kan worden gedacht aan een combinatie van monitoren met kunstmatig bevrozen of met injecteren (compensation grouting). Deze methoden hebben namelijk in tegenstelling tot de andere mitigerende maatregelen als eigenschap dat ze snel kunnen worden gerealiseerd. Het is bijvoorbeeld mogelijk om van te voren op plaatsen waar problemen met het tunnelboorproces zouden kunnen optreden, voorzieningen te treffen in de vorm van bijvoorbeeld vries-/injectielansen of putten (zie resp. 7.8.9, 9.2.5). Op het moment dat de verplaatsing van de grond of de ontspanning te groot wordt kan vries- of injectievloeistof in de grond worden gespoten, zodat de grondverbetering slechts daar waar nodig wordt gerealiseerd.

9.1.4 Toepasbaarheid in de Amsterdamse situatie

Gezien de onbekendheid met het tunnelboorproces in Amsterdam en de rest van Nederland verdient het alleen al uit het oogpunt van kennisvergaring sterke aanbeveling om een *monitoring systeem* aan te brengen bij de realisatie van de Noord/Zuidlijn. Met het oog op de te verwachten problemen met betrekking tot de zettingen en het verlies aan draagkracht van paalfunderingen, is monitoring absoluut noodzakelijk.

De omvang van het monitoring systeem zal voor een groot deel afhankelijk zijn van het beschikbare budget. In ieder geval dient genoeg capaciteit aanwezig te zijn om de hoogteligging en hellingshoek van de bebouwing langs het boortunneltracé voortdurend in de gaten te houden. Verder strekt het tot de aanbeveling apparatuur aan te brengen die de druk op de tunnelling registreert.

Met het oog op het beperken van de zettingen kan het koppelen van meetapparatuur aan de TBM gunstige mogelijkheden bieden. Een voorbeeld hiervan wordt gegeven in de case behandeld in paragraaf 9.2.3. Het ligt in de lijn der verwachting dat zelfs deze maatregel geen complete zekerheid geeft op het gebied van het beperken van de schadelijke gevolgen. Het blijft dus nodig additionele mitigerende maatregelen te nemen. Het toepassen van hoogwaardige monitoring systemen gekoppeld aan een 'vangnet' van bevrozings- en injectiemethoden zou een goede oplossing kunnen vormen.

9.2 Cases

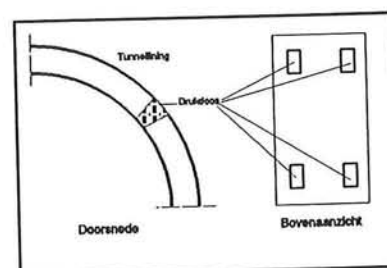
9.2.1 Case: Seikan-tunnel Japan, gebruik van drukdozen

9.2.1.1 Inleiding

De aanleg van de Seikan-tunnel moest een onderzeese verbinding van realiseren van Honshu (hoofdeiland) naar Hokkaido (noordelijke eiland) in Japan. De tunnel was oorspronkelijk ontworpen voor de Shinkansen⁽¹⁾, maar is heden in gebruik voor 'normaal' treinverkeer. De tunnel is ruim 53 km lang en werd over 11,1 km geboord ($\varnothing = 11,1$ meter). Het diepste punt ligt 270 m onder zeeniveau en op dat punt bevindt zich boven de boortunnel 100 meter gronddekking en 140 meter water. De grondslag bestond uit verschillende soorten, rotsachtige materialen.

9.2.1.2 Metingen met behulp van drukdozen

Tijdens de aanleg van de tunnel is o.a. onderzoek gedaan naar de druk op de lining. Hiertoe zijn drukdozen opgenomen in de buitenzijde van de lining, dus tussen lining en schild. Voor enkele delen van het tracé zijn zo per cirkelvormig tunnelsegment vier drukdozen op gelijke afstand aangebracht (zie figuur 9.1). Wanneer het schild nu naar voren wordt gedrukt en de drukdozen 'vrij' komen te liggen, registreren deze de groutdruk.



FIGUUR 9.1 Drukdoos in tunnelling

9.2.1.3 Resultaten

Uit de registratie van de drukdozen blijkt dat de groutdruk in de meeste gevallen binnen korte tijd oploopt tot een constante waarde. Voor alle vier de drukdozen zijn de geregistreeerde drukken nagenoeg constant, wat gezien de grote aanlegdiepte van de tunnel uiteraard niet verwonderlijk is (kleine gradiënt belasting). Wanneer drukdozen zouden worden gebruikt op die punten waar de diepte geringer is, dan registreren de onderste drukdozen waarschijnlijk een hogere druk. Dit is een gevolg van de grotere gradiënt van de belasting.

Bron: Lit.[16]

9.2.2 Case: Milan metro station Venezia, monitoren in dicht bebouwd gebied

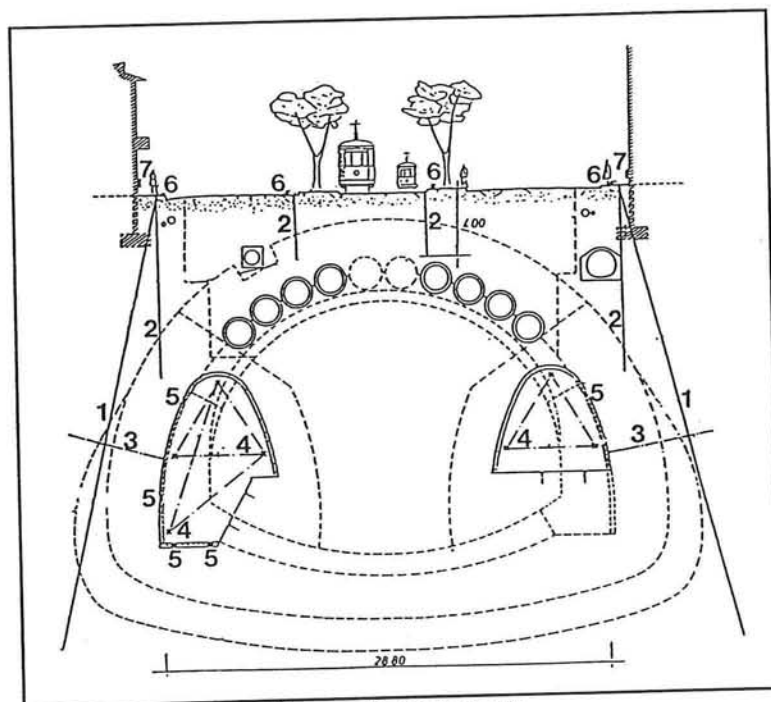
9.2.2.1 Inleiding

Ten behoeve van de Milanese metro moest een station worden gebouwd in het centrum van deze stad. De breedte van het station bedraagt circa 30 meter en de dekking slechts 4 tot 5 meter. De bodem is opgebouwd uit niet cohesieve, alluviale grond en het station bevindt zich deels onder de grondwaterstand. De obstakels bestaan onder andere uit een boven het station gelegen drukke verkeersweg, een dichtbij gelegen zeer gevoelige 220.000 Volt ondergrondse stroomkabel en enige op staal gefundeerde gebouwen van meerdere verdiepingen.

⁽¹⁾ Shinkansen = Japanse versie van de Hoge Snelheidslijn (HSL/TGV)

9.2.2.2 Uitvoering

Het project is uitgevoerd met behulp van *cellular arch* technologie. Het principe hiervan komt grotendeels overeen met de stalen pijpen methode (zie 6.1.4.4 en 6.2.4). Het verschil met de stalen pijpen methode is dat hier gewapend betonnen buizen en idem. ribben zijn gebruikt. Vanwege het belang van het vermijden van zettingen is een intensief meetprogramma opgesteld. Hieronder worden de meetmethoden nader toegelicht, zodat een beeld kan worden gevormd van de mogelijkheden.



FIGUUR 9.2 Positie meetapparatuur

In vier kenmerkende dwarsprofielen is meetapparatuur aangebracht op de in figuur 9.2 afgebeelde wijze. Deze apparatuur moest onder andere registreren:

- de verplaatsingen van het maaiveld en de bestaande bebouwing;
- de deformatie van de grond nabij de tunnel;
- de spanningen en rekken in de definitieve stations- en tunnelwand.

De apparatuur bestond uit: *hellingsmeters* (1), *rekmeters* aangebracht op verschillende hoogtes (1,2,3), *convergentiemeters* voor de tunnels (4), *drukcellen* tussen de lining en de grond (5) en *hoogtebouten* over het gehele tracé aan het maaiveld (6) en in de gebouwen (7). Bovendien zijn ter plaatse van de betonnen buizen rekmeters opgenomen en bevonden zich in het station langs op punten *topografische merktekens*, om de positie van de verschillende stationsonderdelen ten opzichte van elkaar te kunnen meten.

9.2.2.3 Resultaten

Mede door de intensieve metingen in combinatie met aanpassing van het bouwproces aan de resultaten van die metingen, is men erin geslaagd de zettingen te beperken tot maximaal 14 mm op maaiveldniveau. Ter plaatse van het stationsdak werd een gemiddelde zetting van ongeveer 11 mm geregistreerd, ter plaatse van de funderingen van de bebouwing was dit gemiddeld circa 4 mm. Gezien de afmetingen van de constructie en de geringe gronddekking zijn dit uitstekende resultaten.

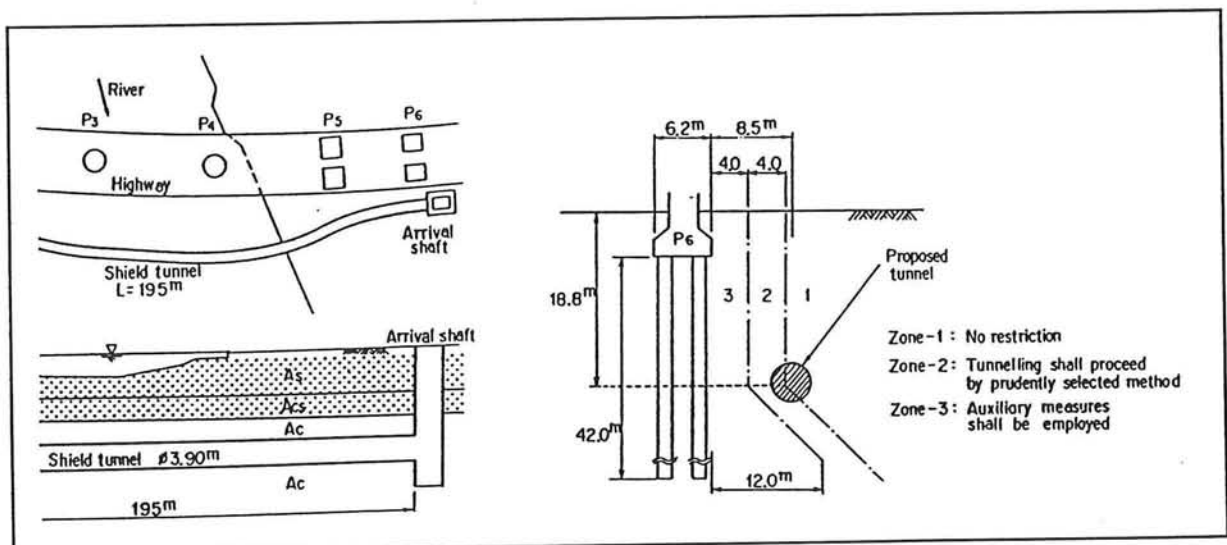
Bron: Lit.[30]

9.2.3 Case: Boren naast brugpier in Japan met de *Observational Construction Control Method*

9.2.3.1 Inleiding

In Japan bestaat vanwege de hoge bebouwingsgraad ruime ervaring met het boren van tunnels onder en nabij bebouwing of infrastructuurbundels. Door de voortdurende verbetering van boorapparatuur worden de zettingen steeds verder beperkt, zelfs in de Japanse zachte alluviale gronden. Tevens zijn de observatiemethoden die tijdens het tunnelboorproces worden gebruikt dusdanig geperfectioneerd, dat een koppeling aan de TBM zorgt voor een optimale steundruk. Deze methode staat bekend als de *Observational Construction Control Method (OCCM)*.

In figuur 9.3 is een afbeelding opgenomen van een tunnel die gerealiseerd moet worden vlak naast een brugpier. Het blijkt dat de tunnel deels in een gebied ligt waar extra maatregelen dienen te worden genomen om de pier te beschermen. Er is gekozen voor de OCCM om het werk uit te voeren.



FIGUUR 9.3 Situering tunnel t.o.v. brugpier

9.2.3.2 Werkwijze OCCM

De OCCM is gebaseerd op het verbeteren van de stabiliteit van het boorfront. Door het meten van de grond-, korrel- en waterspanningen aan het front kan de steundruk hierop worden afgesteld. Bovendien kunnen de boorsnelheid en de snelheid van grondafvoer worden bijgesteld. In figuur 9.5 is een overzicht opgenomen van de meetpunten.

Een voorwaarde om de OCCM goed te laten werken is dat de grondafvoer wordt geperfectioneerd. De conventionele grondafvoer met behulp van schroefvijzels heeft als nadeel dat de druk op de grond moeilijk te controleren is als:

- de grond te dun is (modderig), of
- de druk zo hoog wordt dat de grond uit de vijzel spuit.

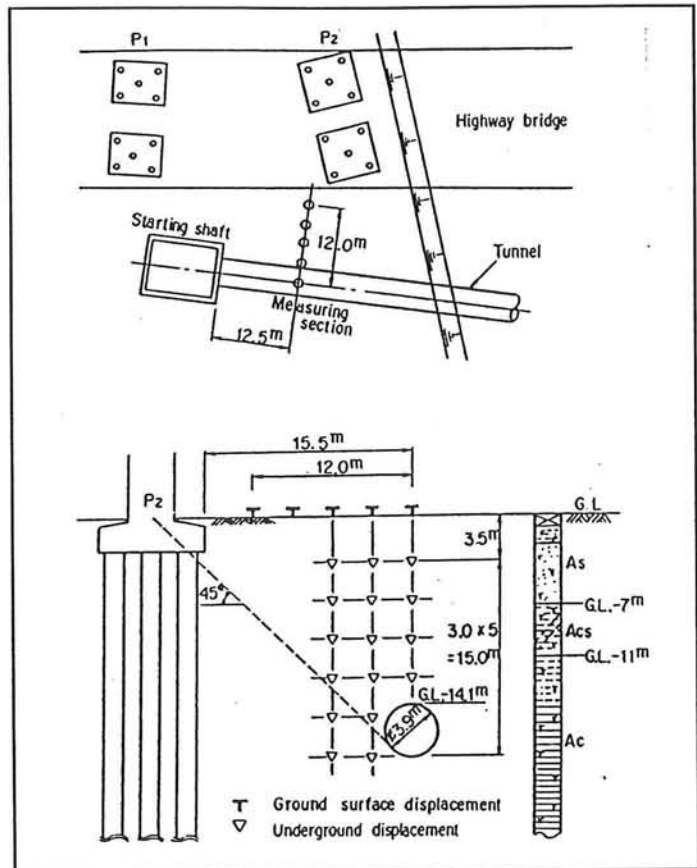
Daarom is een systeem ontwikkeld waarbij de grond gedoseerd naar achteren wordt verpompt. Hierdoor kan de boordruk worden gecontroleerd.

Ten slotte is gekozen voor het onmiddellijk opvullen van de staartspleet (*simultaneous backfill grouting*). De groudruk is hierbij zo gekozen dat deze maximaal gelijk is aan de heersende druk.

9.2.3.3 Resultaten

Uit observatie van het zettingsbeeld, bleek het volgende:

- bij de start van het tunnelboorproces (druk 215 kPa) kwam de grond 5 mm omhoog;
- tijdens het inbrengen van de machine in de meetsectie bedroeg de druk nog 167 kPa en de zetting 1 tot 2 mm;
- als de staart van het schild de meetsectie penetreert bedragen de zettingen de zettingen 10 mm;
- na het passeren van de staart worden door het onmiddellijk opvullen van de staartspleet de zettingen met circa 5 mm gecompenseerd tot 5 mm;
- de zettingen aan het oppervlak bedroegen uiteindelijk 4-5 mm;
- twee maanden na het boren bleek de maaiveldzakking 10 mm, wat een consolidatie van ongeveer 5 mm inhoudt;
- de pier heeft geen substantiële verplaatsingen of hoekverdraaiingen ondergaan.



FIGUUR 9.4 Situering meetpunten

Ten slotte is een vergelijk gemaakt voor verschillende projecten. Het resultaat hiervan is opgenomen in de onderstaande tabel.

Execution management and performance of ground settlements (Sonoda-1982, Hirata-1983, Yamada-1986).				
	Work A	Work B	Work C	The work
Work year	1981	1982	1978	1989
Diameter (m)	5.10	6.80	8.30	3.90
Earth cover (m)	12.5	11.5	12.8	14.5
Cover-to-Diameter ratio	2.5	1.7	1.5	3.7
Chamber pressure (kPa)	130 - 170	50 - 150	— (No data)	160 - 170
Grouting pressure (kPa)	290 - 490	200 - 350	— (No data)	250 - 290
Grouting ratio (%)	130 - 240	120 - 320	180 (Average)	130 - 150
Start of back-fill grouting	80 minutes later.	Simultaneously.	60 minutes later.	Simultaneously.
Maximum ground surface settlement (mm)				
at the time of passing face	4	17	10	1
after passing tail and grouting	19 (+15)*	5 (-12)*	55 (+45)*	5 (+4)*
2 months after passing tail	39 (+20)**	28 (+23)**	105 (+50)**	10 (+5)**

* Increment due to tail voids or back-fill grouting.
** Increment due to consolidation.

FIGUUR 9.5 Geregistreerde zettingen bij verschillende projecten

Uit de tabel kan het volgende worden geconcludeerd:

- de uiteindelijke zettingen zijn veel kleiner dan bij de andere projecten, zelfs als de invloed van de tunneldiameter wordt gecompenseerd;
- de OCCM is een goede methode om de zettingen te beperken, mits de groudruk niet te hoog wordt, omdat dan de grond wordt verstoord en secundaire zettingen worden versterkt.

Bron: Lit.[15] & Lit.[43]

9.2.4 Case: Lille, Lyon en Parijs, geometrische invloeden (Hr/D)

9.2.4.1 Inleiding

Franse onderzoekers hebben de gemeten zettingen van drie met een slurry-schild geboorde tunnels vergeleken en geprobeerd een patroon te vinden in de verplaatsingsmechanismen. Het betreft de aanleg van de metro in Lille, de metrotunnels onder de Rhône en Saone voor de metro van Lyon en twee TGV-tunnels in Villejust, nabij Parijs. De gegevens zijn opgenomen in figuur 9.6.

Met het EEM-pakket GEFDYN is het zettingspatroon berekend om de theorie aan de praktijk te toetsen. Deze berekeningen worden verder niet behandeld, omdat ze slechts karakteristiek zijn voor de behandelde situaties.

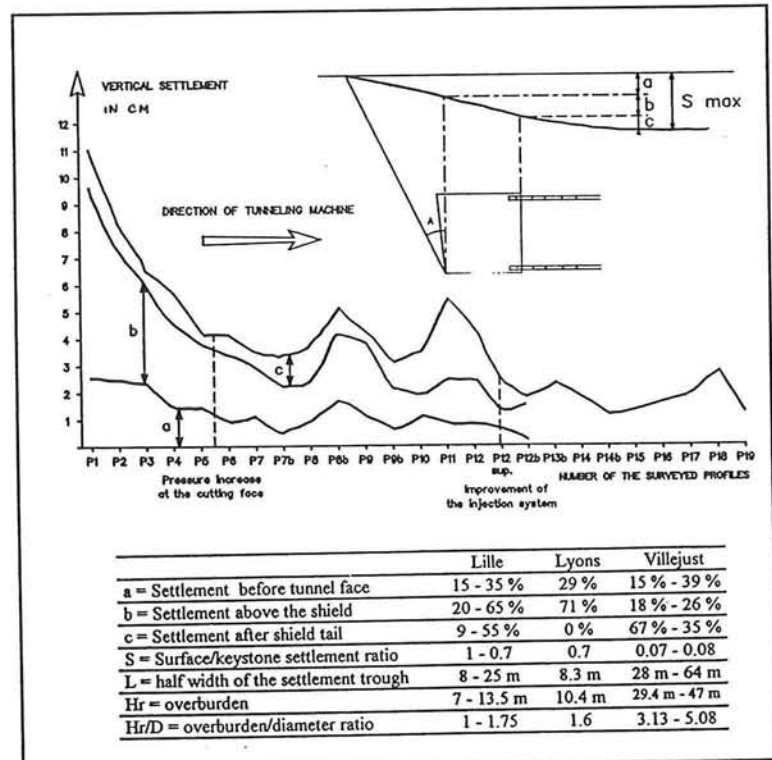
Site	Lille	Lyons	Villejust
Geology	a - Deule Alluvium (fine sand, silt, clay) b - Ostricourt Sands (fine sand)	Rhone and Saone alluvium Sandy gravel	Fontainebleau Sands Fine sand
Cohesion	a - $C_{uu} = 20$ kPa b - $C_{uu} = 0$	$C = 20$ kPa	$C = 0$
Friction angle	a - $\phi = 29^\circ$ to 38° b - $\phi = 40^\circ$ to 45°	$\phi = 29^\circ$ to 38°	$\phi = 35^\circ$
Permeability	$K = 5 \cdot 10^{-6}$ m/s	$K = 7 \cdot 10^{-4}$ m/s	$K = 7.6 \cdot 10^{-5}$ m/s
Depth of water table	10 m	5.20 m	deep
Geometry	a - 7 to 13.50 m b - 9 m	10.40 m	a - 29.40 m b - 47 m c - 28.50 m
Depth of tunnel roof (Hr)	7.70 m	6.50 m	9.25 m
Outside diameter D			
Hr/D	a - 1 to 1.75 b - 1.17	1.6	a - 3.13 b - 5.08 c - 3.08
Annular void (D-d)	0.20/2 m		0.21/2 m
Lining	Segments	Extru-concrete	Segments

FIGUUR 9.6 Gegevens tunnelwerkzaamheden

9.2.4.2 Uitvoering

Voor het meten van de verplaatsingen in de grond zijn verschillende instrumenten aangebracht (zie 9.2.2). Bij de analyse van de gegevens is onderscheid gemaakt tussen drie fasen in het tunnelboorproces. Het betreft metingen:

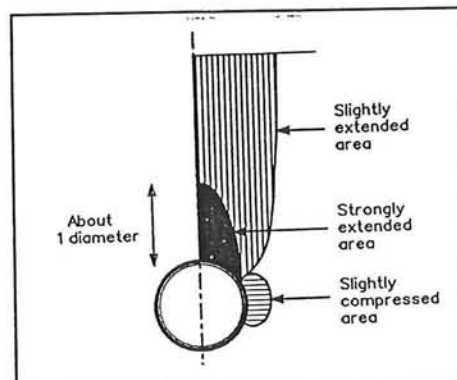
a - voor de TBM, voor passage;
b - boven de TBM;
c - na het passeren van de TBM.
In figuur 9.7 zijn enige karakteristieke gegevens van de projecten opgenomen. Uit de grafiek blijkt dat de zettingen in Lille groot waren, vooral tijdens de aanvang van het boorproces (startproblemen). Dit beeld is redelijk karakteristiek voor het tunnelboorproces in zijn algemeenheid.



FIGUUR 9.7 Resultaten metingen (de grafiek betreft Lille)

9.2.4.3 Resultaten

Hoewel de resultaten van het onderzoek op zich niet revolutionair zijn, wordt wel een interessante uitspraak gedaan over de invloed van de relatie gronddekking/diameter (Hr/D). Gesteld wordt dat onder een grenswaarde van 2,5 een zogenaamd ondiep zettingsmechanisme⁽¹⁾ optreedt. Boven deze grenswaarde treedt een diep zettingsmechanisme⁽²⁾ op. In figuur 9.8 is een afbeelding opgenomen van het diepe mechanisme. Boven de tunnel bevindt zich een bult met een hoogte van 1 à 1,5 maal de tunneldiameter, waar de grond sterk wordt 'uitgerekt'. In de zone daarboven wordt de grond slechts gering uitgerekt. De zettingen aan het maaiveld zijn bij dit mechanisme dus kleiner dan ter plaatse van het tunneldak. Het ondiepe mechanisme, dat wordt gekenmerkt door een hoge ligging van de boortunnel, kent dit verschil in zettingen boven de tunnel nauwelijks. Het is daarom belangrijk verschil te maken tussen een diepe en een ondiepe tunnelling. De grenswaarde voor Hr/D van 2,5 is kenmerkend voor de Franse projecten. Het is waarschijnlijk dat voor andere bodemcondities andere waarden worden gevonden, zodat bijvoorbeeld in Nederland onderzoek vooraf noodzakelijk blijft.



FIGUUR 9.8 Zettingsmechanisme

Bron: Lit.[39]

9.2.5 Case: Compensation grouting (fracturing), Jubilee Line London

9.2.5.1 Inleiding

Doordat bij de aanleg van de Jubilee-line (metro) in Londen problemen werden verwacht met betrekking tot zettingen van de grond, hoofdzakelijk opgebouwd uit London-clay en gravel, is o.a. ter plaatse van Southwark Station een fijnmazig netwerk van injectiebuizen aangelegd. Dit netwerk moest slechts zettingen voorkomen op die plaatsen waar deze ook daadwerkelijk optraden, en de andere plaatsen ongemoeid laten. De grootste problemen werden verwacht ter plaatse van de kruising van het tracé met een Victoriaans viaduct van British Railway. Dit viaduct is gefundeerd op staal (baksteen). De tunnel werd over het behandelde deel geboord met de schild-methode.

(1) superficial mechanism

(2) deep mechanism

9.2.5.2 Werkwijze

In totaal zijn zo'n 3000 injectiebuizen met een lengte van 10 tot 30 meter verticaal en diagonaal in de grond gebracht. Aanvullend zijn zo'n 1000 buizen met lengtes tot 70 meter horizontaal ingebracht. De buizen zijn over de eerste 10 meter gesloten en hebben vervolgens iedere halve meter een injectie-opening. In de injectiebuis bevindt zich een binnen-buis die naar wens de injectie-openingen kan blokkeren.

Tijdens het boren van de injectiebuizen is nauwkeurig de positie van de buis bepaald. Op die manier kan later exact worden bepaald waar de injectie-openingen zich bevinden.

De eis van British Rail was de zettingen beneden de 10 mm te houden. De zettingen worden gemeten met behulp van hellingmeters, rekmeters op het viaduct (tijdens de spits werd door de trein-bewegingen alleen al zettingen van zo'n 5 mm geconstateerd) en piëzometers (zie ook 9.2.2). Al deze data werd verwerkt in een 3D-model, zodat op de PC een duidelijk visueel beeld van de heersende situatie kon worden getoond.

Compensation grouting, in dit geval middels fracturing, is voornamelijk uitgevoerd in de diepere klei-lagen, waarin 4 tot 5 meter lange breuken werden gerealiseerd, zodat het fijne groutmengsel als een soort krik de zettingen compenseerde. Bij grote zettingen is op verschillende niveaus geïnjecteerd, waarbij verschillende diktes injectievloeistof zijn gebruikt. Over het algemeen worden dikke cement/zand mengsels gebruikt voor grote heffingen op een specifiek punt, terwijl de dunnere cement/bentoniet mengsels worden gebruikt voor kleinere gelijkmatige heffingen over een gespreid oppervlak.

De snelheid waarmee het resultaat van compensation grouting zijn effect heeft werd geschat op enkele minuten. De praktijk wees echter uit dat door het gevoelige karakter een compensatie van 1 mm per ingreep betere resultaten geeft.

Bron: Lit.[18]

9.2.6 Compensation grouting middels compaction grouting

In **Deel 2** van de afstudeerscriptie wordt uitgebreid ingegaan op de mogelijkheden van het compenserend grouten door middel van *compaction grouting*. Tevens worden daar enkele compaction grouting cases uitvoerig behandeld.

10 CONCLUSIES

10.1 Inleiding

In de vorige hoofdstukken is een zo compleet mogelijke inventarisatie gegeven van mitigerende maatregelen ter beperking van de kwalijke gevolgen van het tunnelboorproces voor de omgeving. Telkens zijn hierbij voor elke mitigerende maatregel enige voor- en nadelen genoemd en is waar mogelijk getracht een indicatie te geven van de relatieve hoogte van de kosten. De volgende logische stap lijkt dus het afwegen van de voor- en nadelen ten opzichte van elkaar en het vinden van dé ideale maatregel. Dat deze echter niet bestaat is natuurlijk duidelijk. Er kan hoogstens worden gezocht naar een mitigerende maatregel die universeel toepasbaar is en tevens vele voordelen biedt, maar het al dan niet 'ideaal' zijn van een mitigerende maatregel is in hoge mate afhankelijk van de situatie waarin deze moet worden toegepast.

Om een beeld te krijgen van de bruikbaarheid van de verschillende mitigerende maatregelen is in eerste instantie een tabel gemaakt waarin elke mitigerende maatregel op verschillende criteria wordt beoordeeld. Vervolgens zijn de "beste" mitigerende maatregelen getoetst aan de belangrijkste criteria middels een Multi Criteria Evaluatie (MCE). De tabellen zijn opgenomen in bijlage IX en worden gezien het oriënterende karakter slechts daar nader behandeld.

10.2 Geschikte mitigerende maatregelen voor het boren nabij paalfunderingen

Uit het voorgaande is gebleken dat de toepasbaarheid van een mitigerende maatregel bij het boren van tunnels sterk afhangt van de randvoorwaarden die door de omgeving worden opgelegd. Wat uit het bestuderen van de verschillende binnenlandse en vooral buitenlandse cases naar voren kwam, is dat bij boortunnel-projecten vooral *bevrozen* en *injecteren* van het grondmassief veelvuldig worden toegepast om de bodemeigenschappen te verbeteren en zo verplaatsingen te voorkomen of te reduceren. Hoewel beide methoden de nodige problemen hebben met de beheersbaarheid van het proces en een aanzienlijke aanslag op het budget vormen, blijken ze wel uitermate effectief. Gezien de hoge kosten dient de hoeveelheid injectie- of vriesvloeistof die wordt gebruikt beperkt te worden gehouden. Dit betekent dat de injectie- en vrieslichamen niet te groot mogen worden en in het geval van bevrozen moet bovendien de periode waarin het vrieslichaam in stand moet worden gehouden beperkt blijven.

De keuze tussen bevrozen en injecteren wordt bepaald door:

- de beschikbare tijd om het lichaam te creëren;
- de tijd gedurende welk het lichaam in stand moet worden gehouden;
- de omvang van het werk / de kosten;
- de samenstelling van de grond;
- de aanvaardbaarheid van milieuverontreiniging bij (chemisch) injecteren;
- het bezwaar van volumevergroting door het vriezen.

Het *verminderen van de bovenbelasting* door het verwijderen van een pakket grond geeft slechts een geringe belastingreductie. Het *verlagen van korrelspanningen* vereist een enigszins regelmatige bodemopbouw, die juist in gronden waar paalfunderingen worden toegepast vaak ontbreekt. Deze methode biedt bovendien alleen een oplossing als paalpunt-ontspanning een probleem vormt.

Injectie op paalpuntniveau kan worden toegepast in die gevallen waar geringe zettingen

toelaatbaar zijn, maar zettingsverschillen niet. Op die manier kan het draagvermogen van de fundering worden behouden, terwijl de gehele bebouwing een geringe, gelijkmatige zakking vertoont.

Andere grondverbeteringsmethoden, zoals *het verdichten van grond door trillen en het wapenen van grond* zijn voor toepassing bij paalfunderingen weinig efficiënte mitigerende maatregelen.

Een methode die slechts beperkt als mitigerende maatregel bij het boren van tunnels is toegepast is het *bijplaatsen van kleine palen* (en/of het *dieper drukken van bestaande palen*). Het recht houden van het gebouw met vijzels en het vervolgens aanbrengen van extra draagkracht, is een acceptabele methode om de bebouwing schadevrij te houden. Bovendien biedt de methode een mogelijkheid om reeds schuin staande gebouwen weer recht te zetten en te houden en de fundering blijvend te verbeteren. De belangrijkste nadelen van de methode zijn de bewerkelijkheid van het aanbrengen van de palen en de onmogelijkheid de methode toe te passen bij gebouwen met een in slechte staat verkerende fundering. Bovendien is de het dieper drukken van bestaande palen zeer bewerkelijk bij grote hoeveelheden houten palen (vooorlogse bebouwing).

Het maken van een *ondervangingsconstructie met grote (boor)palen en (betonnen) balken* is een zeer solide oplossing met een zeer ingrijpend karakter. Een dergelijke oplossing verdient vanwege dit karakter en de hoge kosten alleen aanbeveling als de andere, voor de bebouwing minder ingrijpende mitigerende maatregelen geen oplossing bieden. Hetzelfde geldt, zij het in iets beperkter mate, voor de toepassing van Tubex palen.

Het aanleggen van een *wand tussen boortunnel en bebouwing* verdient zeker nadere aandacht. De methode heeft zeer waarschijnlijk als voordeel dat de zettingen worden geconcentreerd in het gebied rond de boortunnel, zodat de buiten de wand gelegen paalfunderingen een veel kleinere zetting ondergaan. Er wordt onderscheid gemaakt tussen damwanden, combi-wanden, diepwanden, groutwanden en folie-wanden. Het laatste type wordt vanwege de slechte sterkte eigenschappen slechts toegepast wanneer uitsluitend de waterdichtheid een rol speelt. De wanden bieden een goede remedie tegen verticale grondverplaatsingen. De horizontale verplaatsingen zijn met een wand veel moeilijker tegen te gaan, zelfs wanneer de wand degelijk wordt verankerd.

Het *monitoren van het tunnelboorproces* is als mitigerende maatregelen op zich niet voldoende, maar kan wel een essentieel hulpmiddel zijn bij zettingsgevoelige projecten. Door nauwkeurig alle veranderingen in de omgeving te registreren kunnen op het moment dat het tunnelboorproces (zettings)problemen veroorzaakt óf direct mitigerende maatregelen worden genomen óf kan het tunnelboorproces worden aangepast aan de omstandigheden. Het grote voordeel van deze werkwijze is dat slechts daar waar dat nodig is maatregelen worden genomen. De benodigde apparatuur voor de mitigerende maatregelen dient echter wel continu beschikbaar te zijn.

10.3 Geschikte mitigerende maatregelen voor de Amsterdamse Noord/Zuidlijn

In deze paragraaf worden de kanttekeningen die zijn geplaatst bij de toepassing van de mitigerende maatregelen in de voorgaande hoofdstukken nog eens op een rijtje gezet. Uiteindelijk moeten hieruit die mitigerende maatregelen volgen die bij de boortunnel voor de Noord/Zuidlijn kunnen worden toegepast.

10.3.1 Ondervangen van bestaande bebouwing

Wanneer de paalpunt zich buiten het invloedsgebied van de boortunnel bevindt⁽¹⁾, zullen voor de paalfundering de gevolgen van de verplaatsingen gering zijn. Wanneer de paalpunt zich echter binnen het invloedsgebied van de boortunnel bevindt⁽²⁾, spelen de ontspanning en verplaatsingen een belangrijker rol. Dit is over een deel van het tracé in de binnenstad het geval, zodat een *nieuwe paalfundering* een dieper aanlegniveau moet hebben dan dat van de oude paalfundering (paalpunt buiten het invloedsgebied).

Voor een fundering in de eerste zandlaag betekent dit vaak een nieuwe fundering in de tweede zandlaag, voor een fundering in de tweede zandlaag moet nu in de Eemklei (kleefpaal) of in de derde zandlaag (NAP -55 meter) worden gefundeerd. In de derde zandlaag moet in ieder geval worden gefundeerd wanneer de boortunnel zich in de Eemklei bevindt en zowel deze laag als de tweede zandlaag beïnvloed. Probleem is dat palen die worden gefundeerd in de derde zandlaag technisch wel te maken zijn, maar relatief erg duur uitvallen. Toepassing van dergelijke palen is dan ook niet waarschijnlijk.

Bij de aanleg van *extra palen* om de draagkracht te verhogen doet zich het bijkomend probleem voor dat de Eemkleilaag nog steeds consolideert. De zettingen die hiervan het gevolg zijn zorgen voor zakking van de eerste en tweede zandlaag, terwijl de derde zandlaag op zijn plaats blijft. Hierdoor willen de oude palen die zijn gefundeerd in de eerste twee zandlagen de zakking volgen, terwijl de palen in de derde zandlaag verticaal plaatsvast zijn. De spanningen die dit in het gebouw veroorzaakt zullen schade tot gevolg hebben.

Het plaatsen van extra palen is een goede optie wanneer door onregelmatige zettingen de bebouwing scheef gaat staan (figuur 4.5, bladzijde 14). Met behulp van vijzels kan het gebouw recht worden gezet (of gehóuden wanneer men tijdens het tunnelboorproces vijzelt) en vervolgens waar nodig worden ondersteund met extra palen. Door deze ingreep zal het gebouw misschien nog wel enige zakking vertonen, maar de zakkingsverschillen worden grotendeels opgeheven.

De slechte staat waarin de funderingen van sommige oudere panden zich bevindt, kan tot gevolg hebben dat het wenselijk is deze funderingen geheel ongemoeid te laten, omdat beroering desastreuze gevolgen zou hebben. Voor dergelijke panden is in funderingstechnisch opzicht slechts sloop en wederopbouw een optie. Zoals eerder gezegd is in Amsterdam sloop echter niet aanvaardbaar.

10.3.2 Grondverbetering

Zowel de *injectiemethoden* als de *vriesmethoden* bieden voldoende perspectief. Het enige zwaarwegende nadeel dat naar voren komt zijn de relatief hoge kosten verbonden aan deze methoden. Bovendien is injecteren, behoudens compaction grouting, niet in elke grondsoort mogelijk. Het grote voordeel van beide methoden is de ruime ervaring die (zelfs bij boortunnels) is opgedaan met het gebruik als mitigerende maatregel.

Het is onwaarschijnlijk dat het *verwijderen van een pakket grond* voldoende compensatie biedt voor het verlies aan draagkracht. De zakking van het gebouw zal bovendien gewoon blijven optreden. In combinatie met de hinder die gepaard gaat met grond aan- en afvoer in de binnenstad is de conclusie dat deze methode voor Amsterdam onbruikbaar is.

Het *verlagen van de korrelspanningen* door de waterspanningen te verhogen is een methode die een regelmatige bodemopbouw vereist (geen discontinuïteiten in de afsluitende laag). Dit en de noodzaak van een permanente constructie waarbij de toch al hoge grondwaterstand nog verder wordt verhoogd, maken deze methode ongeschikt voor toepassing in Amsterdam.

(1) dit betekent over het algemeen dat de paalpunt zich onder het aanlegniveau van de boortunnel bevindt

(2) over het algemeen op of boven het aanlegniveau van de boortunnel

10.3.3 Wand tussen boortunnel en bebouwing

De reactiekracht (inklemming wand) moet worden ontleend aan grondlagen onder de boortunnel en de wrijvingsweerstand aan de paalzijde de wand, terwijl de te beschermen fundering naast of boven de boortunnel ligt. Gezien de positie van de tunnel in de tweede zandlaag of dieper, zou het kunnen dat de damwandlengtes groot worden. Het slappe gedrag van een damwand maakt wat heikbaarheid betreft dat een *combi-wand* een meer aantrekkelijke optie vormt. De combi-wand heeft echter weer als zwaarwegend nadeel dat de (lange) buispalen moeten worden geheid of getrild. Deze beide methoden geven aanzienlijke geluids- en trillingshinder en het risico op zettingen van de bestaande paalfundering is niet denkbeeldig (misschien zou het wegpersen van de damwanden tussen de palen enige reductie in die hinder kunnen brengen). Bovendien zou het verwijderen van de combi-wand na afloop een onaanvaardbare schade aan tunnel en paalfunderingen kunnen veroorzaken door de deformaties in de grond die daarmee gepaard gaan. Dit laatste nadeel kan worden voorkomen door de combi-wand in de grond te laten zitten, wat echter de kosten aanzienlijk verhoogt. Een combi-wand lijkt dus alleen een goede oplossing voor zeer beperkte delen van het traject. Een damwand kan afhankelijk van de trillingshinder en de lengte een goede oplossing vormen.

Een zwaarwegend nadeel van *diepwanden en boorpalen* is de ontspanning van de grond die optreedt tijdens het aanbrengen. Zelfs wanneer een diepwand op een aanvaardbare afstand (1-1,5 maal de paneellengte) van de paalfundering wordt aangebracht, resteert nog het nadeel dat de constructie permanent en kostbaar is.

Het voordeel van het aanbrengen van een wand tussen boortunnel en bebouwing zou kunnen zijn dat het volumeverlies geheel binnen de wanden moet worden gecompenseerd (zie figuur 8.3, bladzijde 70), zodat de paalfunderingen achter de wand niet beïnvloed worden.

Het creëren van een "bouwdok" met behulp van *foliën* neemt slechts het waterbezwaar bij het boren weg. De diepe ligging van de boortunnel zou voor toepassing in Amsterdam betekenen dat een enorm debiet moest worden onttrokken. Bovendien bieden geotextiel wanden geen remedie tegen vervormingen, zodat deze optie volledig vervalt.

Het creëren van een *geïnjecteerde wand* is tevens een goede oplossing. Bij het aanbrengen moet er wel op worden gelet dat de injectielansen geen verstoring van de grond bij de paalpunt veroorzaken. Nadelig is de grote hoeveelheid injectievloeistof die moet worden geïnjecteerd, zodat de kosten behoorlijk oplopen met de hoeveelheid wand die benodigd is.

10.3.4 Monitoren van het tunnelboorproces

Gezien de onbekendheid met het tunnelboorproces in Amsterdam en de rest van Nederland verdient het alleen al uit het oogpunt van kennisvergaring sterke aanbeveling om een *monitoring systeem* aan te brengen bij de realisatie van de Noord/Zuidlijn. Met het oog op de verwachte problemen met betrekking tot de zettingen en het verlies aan draagkracht van paalfunderingen, is monitoring absoluut noodzakelijk.

De omvang van het monitoring systeem zal voor een groot deel afhankelijk zijn van het beschikbare budget. In ieder geval dient genoeg capaciteit aanwezig te zijn om de hoogteligging en hellingshoek van de bebouwing langs het boortunneltracé voortdurend in de gaten te houden. Verder strekt het tot de aanbeveling apparatuur aan te brengen die de druk op de tunnelling registreert.

Met het oog op het beperken van de zettingen kan het koppelen van meetapparatuur aan de TBM gunstige mogelijkheden bieden. Een voorbeeld hiervan werd gegeven in de case behandeld in paragraaf 9.2.3. Het ligt in de lijn der verwachting dat zelfs deze maatregel geen complete zekerheid geeft op het gebied van het beperken van de schadelijke gevolgen. Het blijft dus nodig additionele mitigerende maatregelen te nemen. Het toepassen van hoogwaardige monitoring systemen gekoppeld aan een 'vangnet' van bevroerings- en injectiemethoden zou een goede oplossing kunnen vormen.

10.4 Nadere uitwerking

De volgende methoden lenen zich voor nadere uitwerking:

- kunstmatig bevriezen (in combinatie met monitoren);
- (chemische) injectie (in combinatie met monitoren);
- een wand tussen boortunnel en bebouwing;
- ondervanging van de bebouwing.

Gezien het feit dat zowel ondervanging, kunstmatig bevriezen en chemische injectie door het Ontwerpbureau Noord/Zuidlijn al redelijk uitgebreid zijn onderzocht, en gezien de relatieve onbekendheid met de gevolgen van het aanbrengen van een **wand**, zal deze laatste mogelijkheid grondig worden onderzocht. Het aanbrengen van een wand zou een goede oplossing kunnen bieden bij drie knelpunten, zijnde:

- de Beurs van Berlage;
- de Bijenkorf (hoek Damzijde);
- het Industria gebouw / Madam Tussaud.

De eerste twee knelpunten verschillen niet veel in bodemopbouw en beïnvloeding door het tunnelboorproces, zodat waarschijnlijk de berekeningen met een kleine modificatie voor beide knelpunten kunnen worden uitgevoerd. Het laatste knelpunt, die de doorgang aan het begin van het Rokin vormt, heeft wel een gelijksoortige bodemopbouw als de eerste twee knelpunten, maar het tunnelboorproces veroorzaakt hier niet alleen zettingen maar ook paalpuntontspanning. Dit is het gevolg van de kleine afstand tussen de boortunnel en paalfundering. Dit knelpunt moet dus apart worden uitgerekend.

Een andere mogelijke mitigerende maatregel die onderzocht gaat worden is de combinatie van monitoren met compaction grouting, zowel in het algemeen als voor het knelpunt Beurs van Berlage in het bijzonder. Hierbij zal onderscheid worden gemaakt naar injecteren onder de bebouwing en injecteren ter plaatse van de tunnel. De nadruk zal bij dit onderzoek liggen op een kwalitatieve beschouwing van uitvoeringstechnische aspecten.

Tot slot zal aan de hand van de criteria kosten, hinder en effectiviteit een afweging worden gemaakt tussen injecteren middels compaction grouting en het plaatsen van een wand tussen boortunnel en bebouwing.

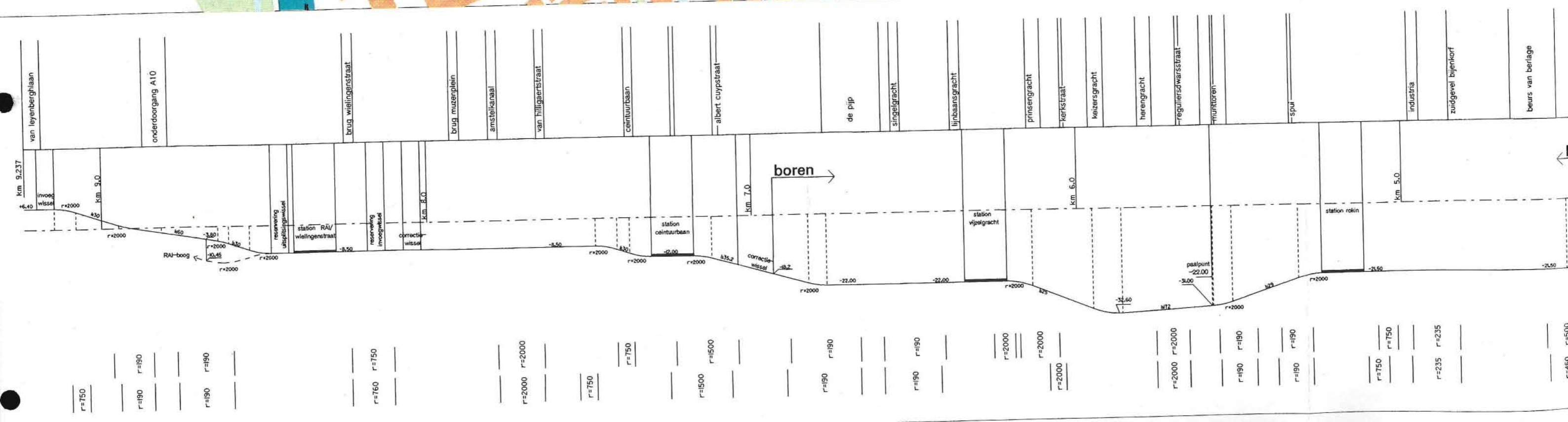
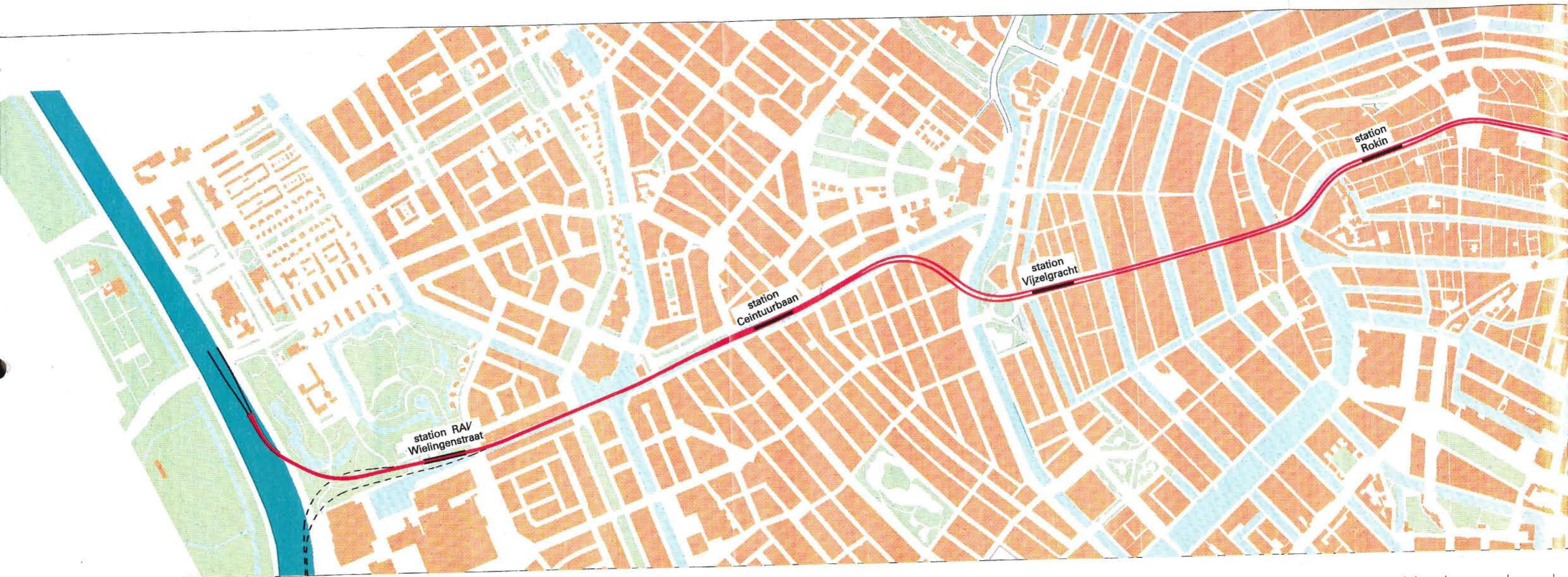
LITERATUURLIJST

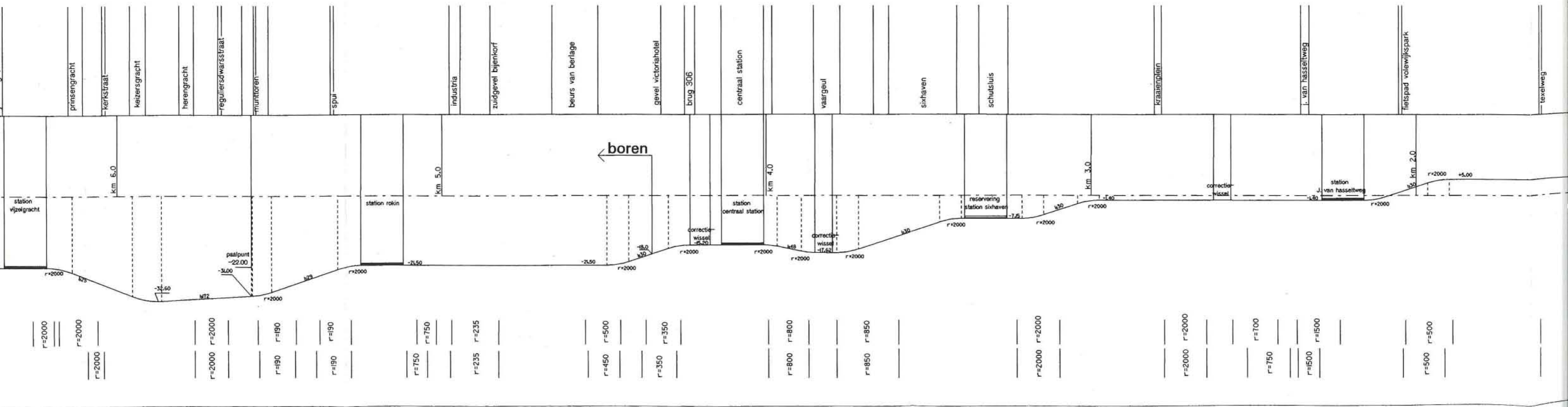
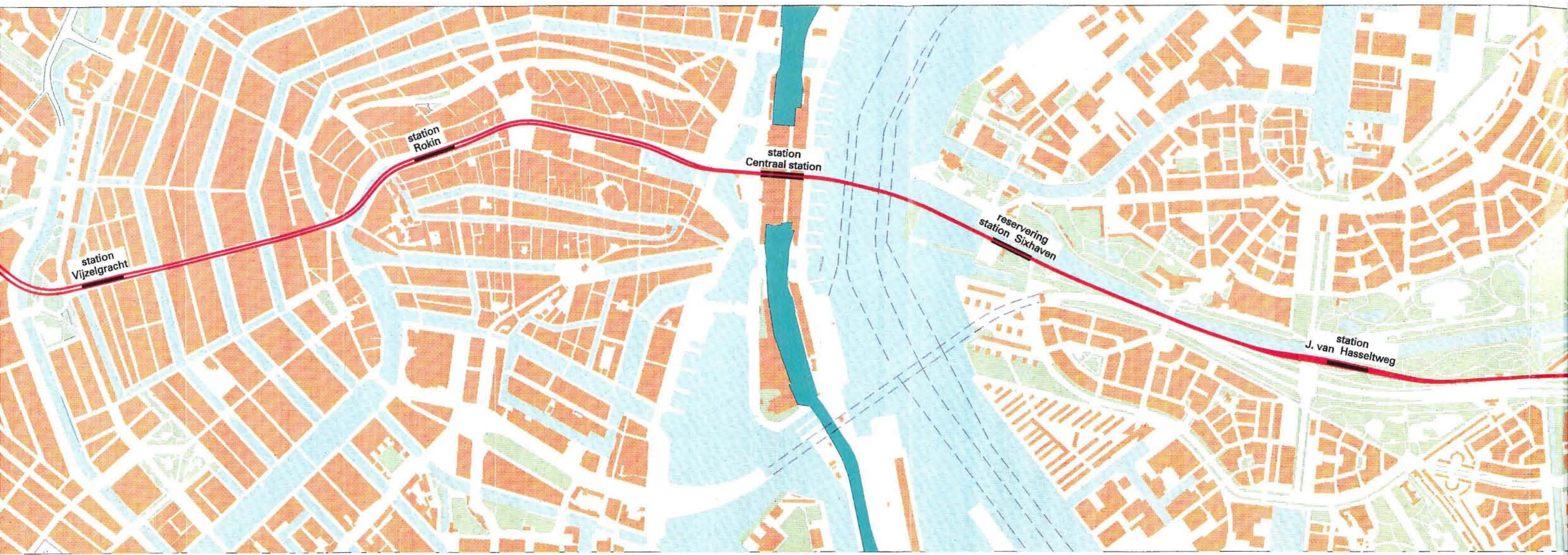
- [1] Aukema, K. & J.W. Griffioen, Vriestechniek bij de metrobouw, Cement XXV, nr. 8, 1973
- [2] Amsterdam metro, strategic advice report, Mott MacDonald, Croydon UK, November 1994
- [3] Bol, J.P.M., Freezing Technology, Infratunnel, verslag van de "1995 Conference & Trade Show on Underground and In-ground Infrastructure, Amsterdam, 1995
- [4] Boren van tunnels voor rail- en wegverbindingen, KIVI Eindrapportage, ? ,29 augustus 1993
- [5] Burke, G.K. e.a., Jet grouting for underpinning & excavation support, Foundation Engineering Congress, ACSE Geo. Division, 1989
- [6] Buttiens, E., Nieuwe ontwikkelingen bij het bevrizen van grond, Polytechnisch tijdschrift w&w, nr 3, 1981
- [7] Construeren met grond; grondraagconstructies op en in weinig draagkrachtige en sterk samendrukbare grond, CUR 162, Gouda, november 1992
- [8] Clarke, Ian, Manheim by-pass connection, World Tunneling, October 1991
- [9] Cursus "Boortechniek voor tunnels in Nederland", Stichting Postacademisch Onderwijs Civiele Techniek en Bouwtechniek, Delft, 1992
- [10] Dijk, Tilbert van & Frans de Jong, Funderingen en stadsvernieuwing; onderzoek, beheer en herstel, Publikatiereeks civiele planologie no 3, Delft, 1982
- [11] Durand, J.P. a.o., Surface settlements in urban tunneling works: Design approach for Toulon underground motorway crossing, Tunneling and Ground Conditions, Proceedings of the international congress on tunneling and ground conditions, Caïro, Egypt, 3-7 April 1994, Ed. M.E. Abdel Salam, A.A. Balkema, Rotterdam, 1994
- [12] Estefania, S. & A. Fernández, Excavation through an old masonry wall in the 'Principe Pio' Station, Madrid, Tunneling and Ground Conditions, Proceedings of the International congress on tunneling and ground conditions, Caïro, Egypt, 3-7 April 1994, Ed. M.E. Abdel Salam, A.A. Balkema, Rotterdam, 1994
- [13] Flint, G.R., Ameria tunnel junction using the freezing technique, Tunneling and Ground Conditions, Proceedings of the international congress on tunneling and ground conditions, Caïro, Egypt, 3-7 April 1994, Ed. M.E. Abdel Salam, A.A. Balkema, Rotterdam, 1994
- [14] Fujita, Keiichi, Soft ground tunneling and buried structures, XIII ICSMFE, New Dehli, 1994
- [15] Fujimoto, A., N. Moroto, M. Ohno, Observational control of shield tunneling adjacent to bridge piers, Japan, ?
- [16] Grashuis A., Verslag uitwisseling Grondmechanica Delft met School of civil engineering Kyoto University Japan, Delft, 1994
- [17] Greywell, Charles, Reducing the risk factor, Tunnels & Tunneling, September 1994
- [18] Greeman, Adrian, Taking the Tube, Construction Today, November/December 1994
- [19] Funderingstechniek III, verslag Funderingsdag 2 okt 1990, Betonvereniging, Gouda, 1990
- [20] Funderingsverval, Research Instituut Gebouwde Omgeving (RIGO), Amsterdam, 1974
- [21] Heiner, A., Strength and compaction properties of frozen soil, Rapport D11, Statens Institut för Byggnadsforskning, Stockholm, 1972
- [22] Hellings, J.E., Limiting the damage to historic buildings due to tunneling: experience at the Mansion House, London, Pell Frischmann Consulting Engineers, Ltd., London, England, 1994
- [23] Horibe, Y. a.o., Connection between two tunnels under a busy crossing in a big city, Tunneling and Ground Conditions, Proceedings of the international congress on tunneling and ground conditions, Caïro, Egypt, 3-7 April 1994, Ed. M.E. Abdel Salam, A.A. Balkema, Rotterdam, 1994
- [24] Hulsbergen, J.G. & R. Nijse, Renovatie Diaconessenhuis Arnhem met tijdelijke hulpfundering, Bouwkunde en Civiele Techniek, no.2, 1986
- [25] Infratunnel, verslag van de "1995 Conference & Trade Show on Underground and In-ground Infrastructure", Amsterdam, 1995
- [26] Installation of sheet piles, Technical European Sheet Piling Association, Luxembourg, 1993
- [27] Jøsang, Tormod, Oslo rail tunnel turns to freezing to save historic buildings, Tunnels & Tunneling, June, 1981
- [28] Kretschmer, Martin, Unterwassertunnel in offener und geschlossener Bauweise, Eberhard Flegner, Ernst & Sohn, Berlin, 1987

- [29] Lees, D.J., Improving ground characteristics (through drainage), Tunnels & tunneling, march 1995
- [30] Lunardi, P., A. Colombo & E.M. Pizzarotti, Performance observations during construction of the large span Milan metro (Venezia) station, Options for tunneling, Developments in Geotechnical Engineering 74, ed. H Burger, Elsevier, Amsterdam, 1993
- [31] Madinaveita, J.R. & R. Aneró, A singular point in the cut and cover works for the Bilbao underground. The bottleneck in the old town, Tunneling and Ground Conditions, Proceedings of the international congress on tunneling and ground conditions, Caïro, Egypt, 3-7 April 1994, Ed. M.E. Abdel Salam, A.A. Balkema, Rotterdam, 1994
- [32] Mizuno, Eiki a.o., Excavating tunnels of large cross-sections with a thin overburden beneath densely populated areas, Tunneling and Ground Conditions, Proceedings of the international congress on tunneling and ground conditions, Caïro, Egypt, 3-7 April 1994, Ed. M.E. Abdel Salam, A.A. Balkema, Rotterdam, 1994
- [33] Nishimura, Masuo a.o., The evaluation of effects by motorway tunnel excavation on a nearby railway tunnel in operation and the supervising system to maintain the tunnel stability, Tunneling and Ground Conditions, Proceedings of the international congress on tunneling and ground conditions, Caïro, Egypt, 3-7 April 1994, Ed. M.E. Abdel Salam, A.A. Balkema, Rotterdam, 1994
- [34] Noord/Zuidlijn, Schetsmatig Voorontwerp, Definitiefase, ontwerp bureau Noord/Zuidlijn, Amsterdam, maart 1995
- [35] Noord/Zuidlijn, Programma van Eisen, Definitiefase, ontwerp bureau Noord/Zuidlijn, Amsterdam, maart 1995
- [36] Macchi, Alessandro, The Turin railway junction, 1993 work progress report notes, Gallerie e grandi opere sotterranee, Novembre 1993
- [37] Molendijk, Ir. W.O. & H.J.A.M. Hergarden, Verkennd onderzoek omgevingsinvloeden t.g.v. het boren van de Noord/Zuidlijn te Amsterdam, Grondmechanica Delft, rapport nummer CO-352160/12, Delft, augustus 1994
- [38] Options for Tunneling, Developments in Geotechnical Engineering 74, ed. H Burger, Elsevier, Amsterdam, 1993
- [39] Pantet, A., R. Kastner, & J. Piraud, In situ measurement and calculation of displacement field above slurry shields, Options for tunneling, Developments in Geotechnical Engineering 74, ed. H Burger, Elsevier, Amsterdam, 1993
- [40] Peck, R.B., Deep excavations and tunneling in soft ground, Proceedings of the 7th international conf. on soil mechanics and foundation engineering, Mexico, 1969
- [41] Pelizza, Sebastiano & Daniele Peila, Soil and Rock Reinforcements in Tunneling, Tunnel and Underground Space Technology, Vol.8, No.3, 1993
- [42] Polen, B., A. Glerum, A.F. van Weele, e.a., Noord-Zuid sneltramverbinding Amsterdam, Technische Universiteit Delft, Delft, 7 maart 1988
- [43] Saitoh, A. a.o., Influence forecast and field measurement of a tunnel excavation crossing right above existing tunnels, Tunneling and Ground Conditions, Proceedings of the international congress on tunneling and ground conditions, Caïro, Egypt, 3-7 April 1994, Ed. M.E. Abdel Salam, A.A. Balkema, Rotterdam, 1994
- [44] Schaft, M. van de & B. Admiraal, Jet-grouten voorkomt zettingen bij oude bouwwerken, Land + water, nr.4, april 1992
- [45] Skempton, A.W. & D.H. Macdonald, Allowable settlement of buildings, Proceedings Institute of Civil Engineers, part 3, vol 5, 1956
- [46] Technology of bored tunnels under deep waterways, International symposium 3-5 November 1993, TEKNISK FORLAG, Copenhagen, 1993
- [47] Teunissen, E.A.H., Effects of tunneling under and close to pile foundations, Infratunnel, verslag van de "1995 Conference & Trade Show on Underground and In-ground Infrastructure", Amsterdam, 1995
- [48] Tol, A.F. van, Fundering en constructie, Collegedictaat g81, TU-Delft, 1994
- [49] Tol, A.F. van, Funderingstechnieken, Collegedictaat g80, TU-Delft, 1994
- [50] Tol, A.F. van, Jet-grouting als alternatief voor grondwaterkering, Civiele Techniek, Nr.3, 1991
- [51] Tol, A.F. van, Panelgrouting in bouwput Binnenrotte, Civiele Techniek, Nr.3, 1991
- [52] Tubex B.V. Produktinformatie, Oostburg, 1995
- [53] Tunneling and Ground Conditions, Proceedings of the international congress on tunneling and ground conditions, Caïro, Egypt, 3-7 April 1994, Ed. M.E. Abdel Salam, A.A. Balkema, Rotterdam, 1994
- [54] Velde, J.A. van der & A.D.M. Smits, Grondbevroren als funderingstechniek, Polytechnisch Tijdschrift, 1987 (42) No. 2
- [55] Warner, J. & D. Brown, Planning and performing compaction grouting, ASCE, Journal of Geotechnical Engineers, paper #10606, July 1974
- [56] Weele, A.F. van, Moderne Funderingstechnieken, 2e druk, Delft, 1993

BIJLAGEN

BIJLAGE I. OVERZICHTSTEKENING NOORD/ZUIDLIJN



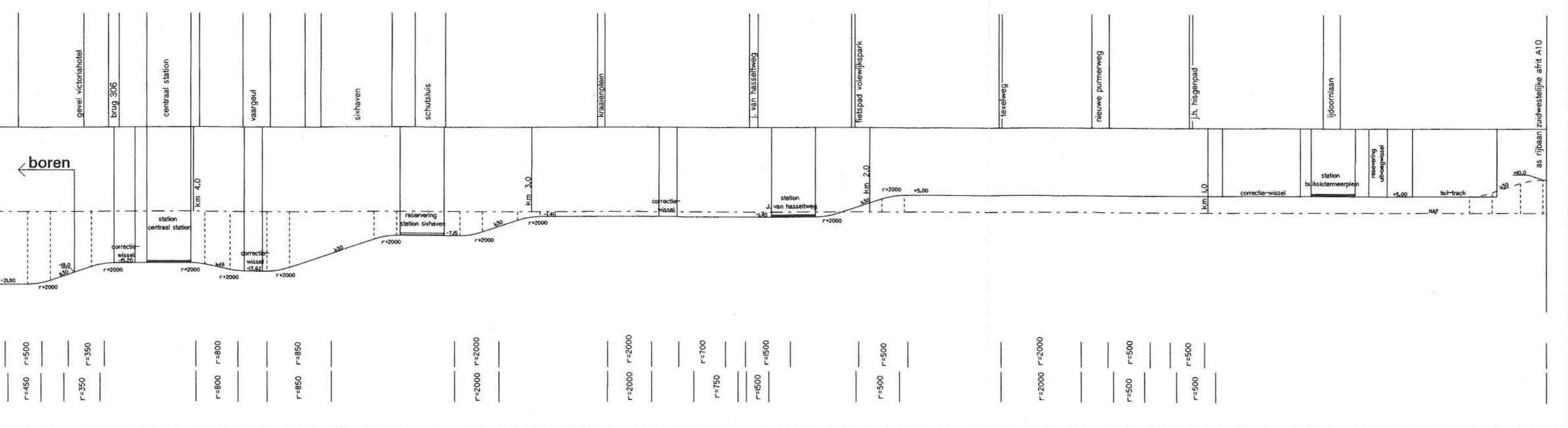
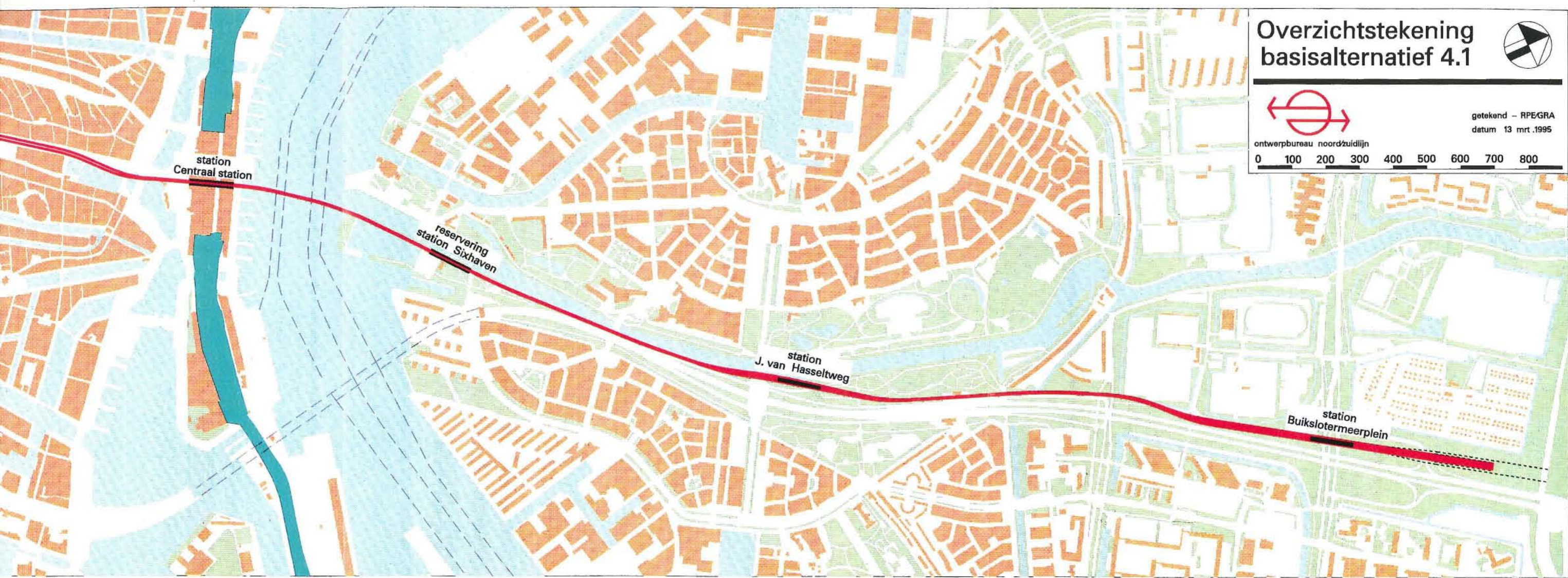


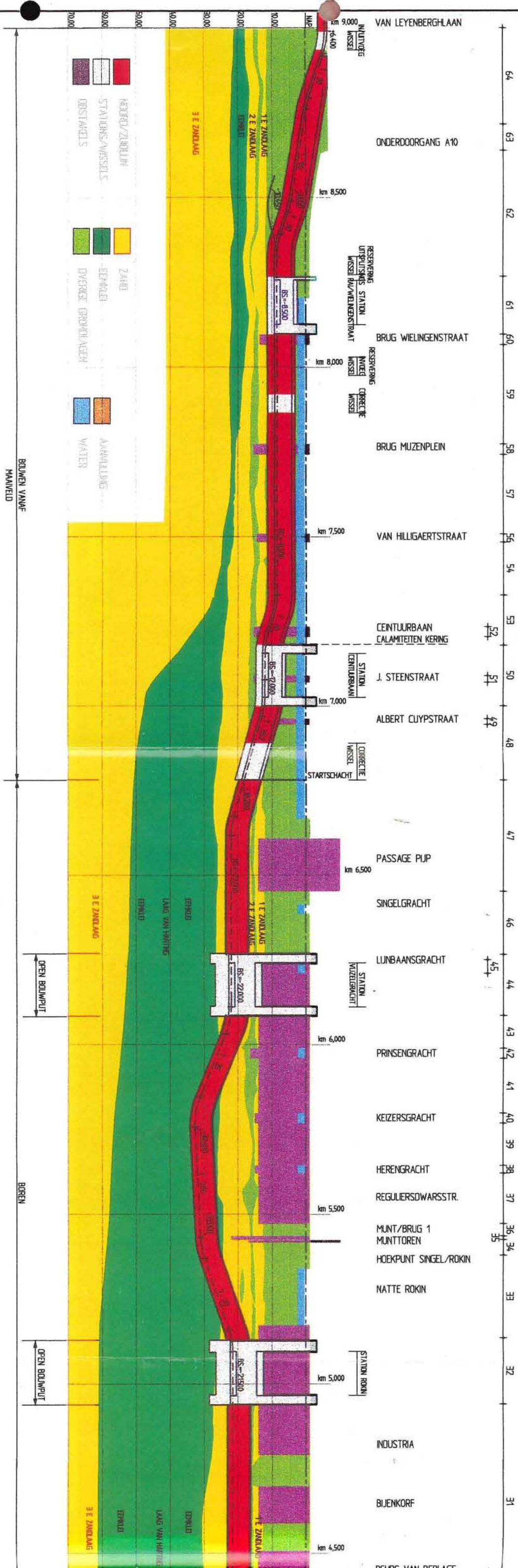
Overzichtstekening basialternatief 4.1



getekend - RPE/GRA
datum 13 mrt. 1995

ontwerpbureau noordzuidlijn





NEDER/ZIJDEN
 STATIONS/WISSELS
 OBSTACLES

ZAND
 DUNEN
 DIVERSE GRONDLAGEN

AANWELDING
 WATER

BOUWEN VANAF
MAANVELD

BOREN

OPEN BOLWIPUIT

OPEN BOLWIPUIT

64
 63
 62
 61
 60
 59
 58
 57
 56
 55
 54
 53
 52
 51
 50
 49
 48
 47
 46
 45
 44
 43
 42
 41
 40
 39
 38
 37
 36
 35
 34
 33
 32
 31

VAN LEYENBERGHLAAN

ONDERDOORGANG A10

BRUG WIELINGENSTRAAT

BRUG MUZENPLEIN

VAN HILLIGAERTSTRAAT

CENTURBAAN CALAMITEITEN KERING

J. STEENSTRAAT

ALBERT CLUYPSTRAAT

PASSAGE PIJP

SINGELGRACHT

LUNBAANSGRACHT

PRINSEGRACHT

KEIZERSGRACHT

HERENGRACHT

REGULIERSDWARSTR.

MUNT/BRUG 1 MUNTTOREN

HOEKPUNT SINGEL/ROKIN

NATTE ROKIN

STATION ROKIN

INDUSTRIA

BIJENKORF

DEURS VAN DE PLAC

RESERVEERINGS
UTPULSINGS STATION
WISSEL VAN WELINGENSTRAAT

RESERVEERINGS
WISSEL
CORRECTIE
WISSEL

STATION
CENTURBAAN

CORRECTIE
WISSEL
STARTSCHACHT

STATION
WISSEL
WISSEL

STATION
ROKIN

km 8,500

km 8,000

km 7,500

km 7,000

km 6,500

km 6,000

km 5,500

km 5,000

km 4,500

AMP

9,000

E 16,400

MUNT/WISSEL

10,00

20,00

30,00

40,00

50,00

60,00

70,00

1 E ZANDLAG
2 E ZANDLAG

1 E ZANDLAG
2 E ZANDLAG

1 E ZANDLAG
2 E ZANDLAG

1 E ZANDLAG
2 E ZANDLAG

1 E ZANDLAG
2 E ZANDLAG

1 E ZANDLAG
2 E ZANDLAG

1 E ZANDLAG
2 E ZANDLAG

1 E ZANDLAG
2 E ZANDLAG

1 E ZANDLAG
2 E ZANDLAG

3 E ZANDLAG

3 E ZANDLAG

3 E ZANDLAG

3 E ZANDLAG

3 E ZANDLAG

3 E ZANDLAG

3 E ZANDLAG

3 E ZANDLAG

3 E ZANDLAG

ERVEN
LAAG VAN HERTING

ERVEN
LAAG VAN HERTING

ERVEN
LAAG VAN HERTING

ERVEN
LAAG VAN HERTING

ERVEN
LAAG VAN HERTING

ERVEN
LAAG VAN HERTING

ERVEN
LAAG VAN HERTING

ERVEN
LAAG VAN HERTING

ERVEN
LAAG VAN HERTING

41 40 39 38 37 36 35 34 33 32 31 30 29 28 27 26 25 24 23 22 21 20 19 18 15 14 13 12 09 08

KEIZERSGRACHT
 HEREGRACHT
 REGULIERSWARSSSTR.
 MUNT/BRUG 1
 MUNTTOREN
 HOEKPUNT SINGEL/ROKIN
 NATTE ROKIN

INDUSTRIA
 BLIENKORF
 BEURS VAN BERLAGE
 OUDE BRUGSTEEG

BRUG 303
 BRUG 326
 BRUG 306
 CENTRAAL STATION
 CALAMITEITEN KERNG

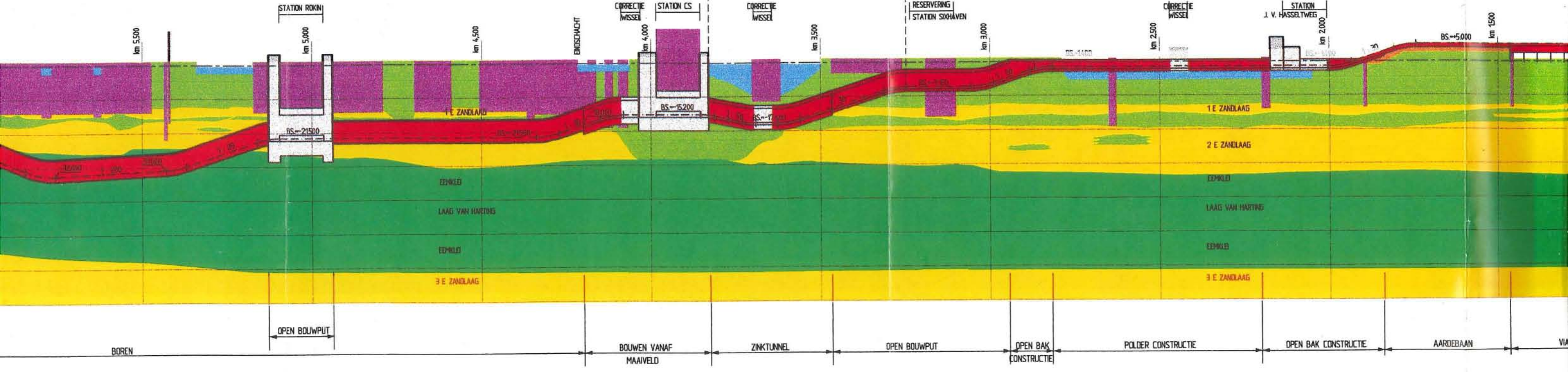
VAARGELI
 SIXHAVEN
 CALAMITEITEN KERNG
 RESERVERING
 STATION SIXHAVEN
 SCHUTSLUIS

KRAANPLEIN

J. VAN HASSELTWEG

FRETUNNEL
 VOLEWIJKSPARK

WADDENDIJK



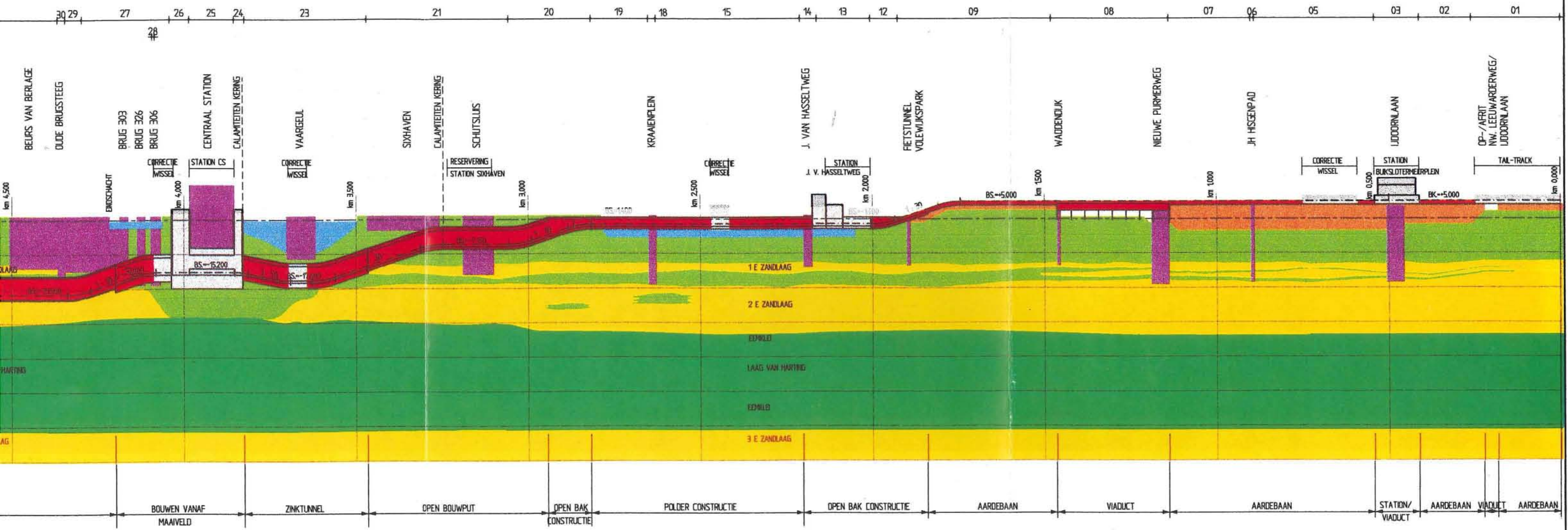
NOORD/ZUIDLIJN



Entrada 231
 1096 EG Amsterdam
 Telefoon 020 5694100
 Telefax 020 5694150

VERTIK

GEOTE



NOORD/ZUIDLIJN

VERTIKAAL ALIGNEMENT BASISALTERNATIEF 4.1

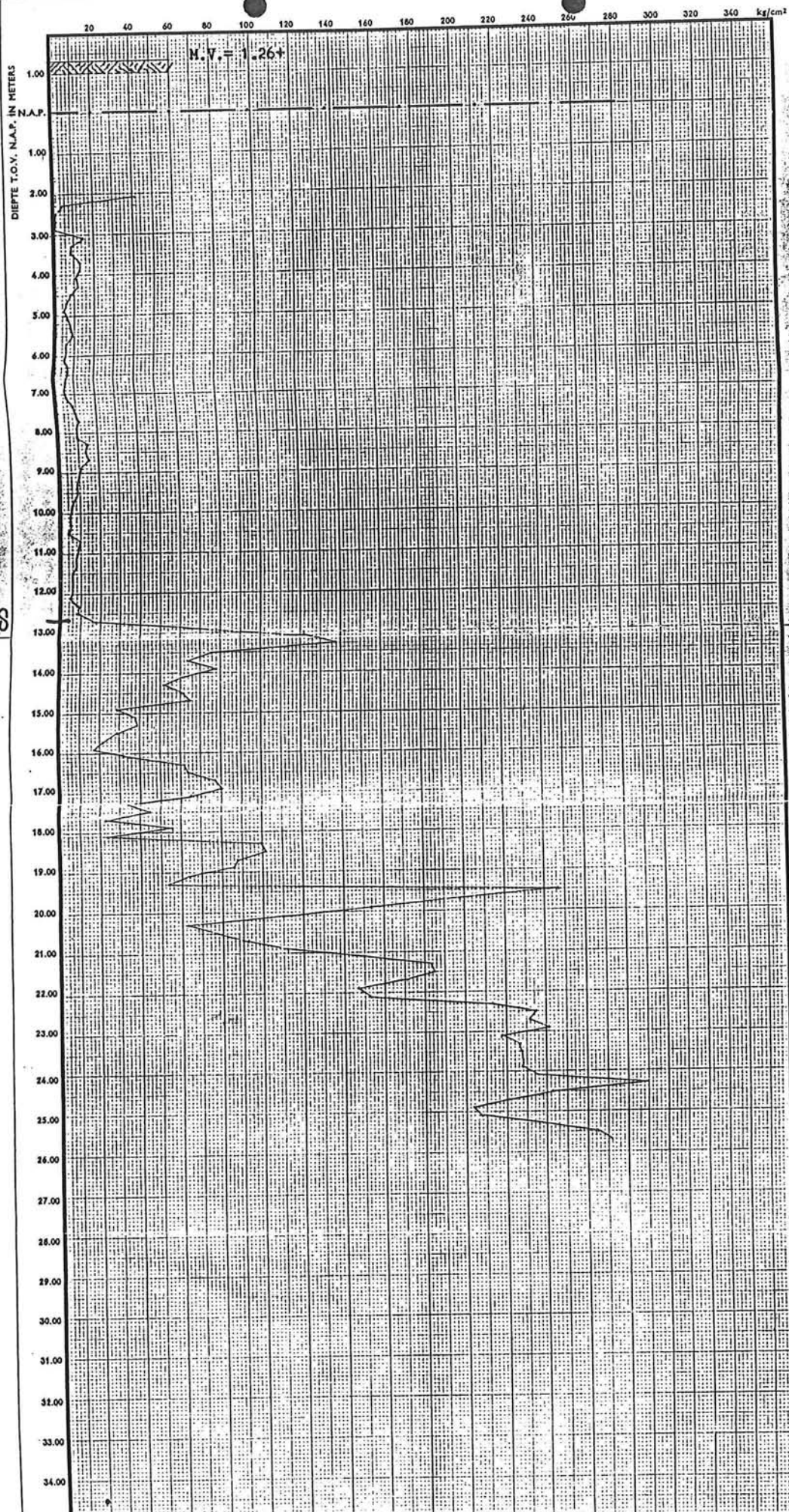


Entrada 231
 1096 EG Amsterdam
 Telefoon 020 5694100
 Telefax 020 5694150

GEOTECH. PROFIEL

412_051
 Getekend LINM
 Datum 31-03-1995
 Schaal
 Formaat

BIJLAGE III. KARAKTERISTIEKE SONDERING AMSTERDAM



as

Hierlangs afknippen

Hierlangs afknippen

DIENST DER PUBLIEKE WERKEN AMSTERDAM BUREAU GRONDMECHANICA	SONDERING Conusweerstand in kg/cm ²	Get.: 4-2-64 as	Opdr. No. 1451
		Gec.: 1/2 64	V D6-881
		Gez.: H.A. 5	

1. Organisatiestructuur

De aanpak van het project Noord/Zuidlijn vindt plaats door middel van een matrix organisatie. Het project is daartoe opgedeeld in zes deelprojecten, te weten: Stations; Amsterdam-Noord; het IJ; het CS; de binnenstad (Damrak, Rokin, Vijzelstraat) en Amsterdam-Zuid. Voor de verzorging van de ondersteuning van die deelprojecten wordt onderscheid gemaakt naar bouwtechnische disciplines. Voor wat betreft de civieltechnische disciplines waarbij de geotechniek en de bouwtechniek een belangrijke rol spelen onderscheiden we Beheer & Onderhoud, Milieutechniek & Water, Bodem en Bouwtechniek.

Bij de totstandkoming van deze scriptie is hoofdzakelijk gebruik gemaakt van de begeleiding van de afdelingen Geotechniek/Geohydrologie en Boortunnels/Belendingen. Daarom zal in het navolgende kort worden uiteengezet hoe deze afdelingen functioneren binnen het ontwerp bureau Noord/Zuidlijn. Hierbij wordt van te voren opgemerkt dat de raakvlakken tussen de beide afdelingen legio zijn en bovendien nauw wordt samengewerkt met OMEGAM⁽¹⁾ voor de toelevering van grondmechanische parameters. De afdeling Geotechniek houdt zich bezig met nagenoeg het gehele tracé. Boortunnels beperkt zich tot het geboorde deel van het tracé: de Amsterdamse binnenstad en een deel van De Pijp.

2. Werkwijze Geotechniek/Geohydrologie

Uitgangspunt voor het ontwerp zijn de geotechnische aspecten van de ondergrond langs het metrotracé. Door de optredende deformaties tijdens het boorproces worden de funderingen in ongunstige zin beïnvloed. Een belangrijke taak van de geotechnische afdeling is dan ook het aangeven van de omvang en gevolgen van deze beïnvloeding en wanneer nodig het vinden van maatregelen ter voorkoming hiervan. Bovendien moeten adviezen worden gegeven over de fundering van bijvoorbeeld de stations.

Naast deze taken houdt men zich bezig met een aantal (voor deze scriptie minder belangrijke) andere taken, die hieronder voor de volledigheid worden genoemd:

- inventariseren geotechnische gegevens;
- analyseren bestaande gegevens / vervaardigen geotechnische profielen en geotechnische parametersets;
- opstellen van een grondonderzoeksplan;
- vaststellen noodzaak verder grondonderzoek;
- bepalen van de invloed op de omgeving van het maken van bouwputten;
- onderzoek naar de mogelijkheden van kunstmatig bevriezen, jet-grouten en de buizenmethode;
- het ontwerp van bouwkuipen en de analyse en de optimalisering van de bouwmethode hiervan.

3. Werkwijze Boortunnels/Belendingen

Uitgangspunt is hier het resultaat van onderzoek naar de beïnvloeding van de omgeving. Na eerst volumeverliezen tijdens het boorproces van 1,0% (rechtstand) en 1,9% (bochten) te hanteren, bleek uit berekeningen dat de zettingen die daarvan het gevolg zouden zijn te hoog lagen. Bij onderzoek naar de resultaten van gehalveerde volumeverliezen (resp. 0,5% en 0,9%) is gebleken dat ter plekke van enkele knelpunten⁽²⁾ mitigerende maatregelen noodzakelijk blijven (ongeacht het gehanteerde initiële volumeverlies) maar dat op de tussenliggende trajectdelen de kans op scheurvorming van de gevels aanzienlijk wordt beperkt.

Doel van de ontwikkelingsgroep Boortunnels/Belendingen is het aantonen van de haalbaarheid van het boren van een tunnel in de Amsterdamse binnenstad. Onder haalbaar wordt hierbij verstaan het beperken van de hinder voor de omgeving tot een aantal knelpunten en het reduceren van de invloed van het tunnelboorproces tot een aanvaardbaar niveau. Bij deze invloed kan zowel worden gedacht aan deformaties als aan het met ontspanning gepaard gaande verlies van draagvermogen van paalfunderingen. Tevens moet onderzoek worden gedaan naar de vervormingscapaciteit van de belendingen.

⁽¹⁾ OMEGAM is een ingenieursbureau dat gespecialiseerd is in het verkrijgen en verwerken van gegevens omtrent samenstelling en gedrag van de bodem

⁽²⁾ de knelpunten zijn die punten waar de boortunnel dicht langs funderingen loopt

BIJLAGE V. PROGRAMMA VAN EISEN

1. Inleiding

Van de eisen die door toekomstige gebruikers en omgeving aan de Noord/Zuidlijn worden gesteld, zijn hier slechts die punten opgenomen die van belang voor deze scriptie. Dit wil zeggen dat slechts die punten uit het Programma van Eisen (PvE) zijn vermeld, die direct of indirect betrekking hebben op de situering van de tunnel, het boren van de tunnel, de hinder hiervan voor de bebouwing en de afmetingen van de tunnelbuis.

2. Algemene Eisen

Voor wat betreft de stelselkenmerken wordt uitgegaan van een kruisingsvrij tracé met een gemiddelde exploitatiesnelheid van 40 km/u, wat neerkomt op een ontwerpsnelheid van 70 km/u. De onderlinge afstand tussen de stations, bepaald door deze snelheid enerzijds en de wens tot beperkte loopafstanden anderzijds, wordt gesteld op 800-1200 m. De stations hebben een druk reizigersaanbod uit de regio (B klasse) of uit interlokale en nationale verbindingen (A klasse) en zijn dusdanig gesitueerd, dat de aansluiting op voetganger-, fiets- en openbaar vervoerverbindingen zo gunstig mogelijk is. Bij het passeren van waterkeringen dienen speciale maatregelen te worden genomen om de veiligheid en bedrijfszekerheid van het waterkeringssysteem te waarborgen. In verband met brandgevaar moeten zoveel mogelijk onbrandbare of brandwerende materialen worden gebruikt. Tevens moeten maatregelen worden genomen m.b.t. ventilatie en communicatie.

3. Eisen met betrekking tot (hinder voor) de omgeving

Tijdens de aanlegfase veroorzaken de gebruikte machines trillingshinder. In de gebruiksfase zullen trillingen van de tunnelbuis optreden die voornamelijk leiden tot (hinderlijk) contactgeluid. Het is dan ook vereist dat de trillingshinder tot een minimum wordt beperkt. Verder moet worden gelet op het "doorsnijden" van archeologisch interessante lokaties en moet men voldoende ver weg blijven van de fundering van historische bebouwing. Er dient hierbij opgemerkt te worden dat voorzover bekend de eerstgenoemde tot een diepte van NAP -15,0 m, en de laatstgenoemde tot een diepte van NAP -12,0 m voorkomen. De aanleg van de tunnel dient zodanig te geschieden dat kabel- en leidingverbindingen niet duurzaam worden onderbroken. De belendingen moeten zoveel mogelijk worden ontzien bij het boren van de tunnel. In principe mag geen sloop plaatsvinden⁽¹⁾. De interactie bebouwing-boorproces mag slechts beperkt zijn en is in hoge mate afhankelijk van de locatie van de beschouwde bebouwing in het zettingsbeeld.

4. Eisen met betrekking tot de bodem

Voor de bodemopbouw wordt verwezen naar paragraaf 2.4. De bij het aanleggen van de tunnel en stations vrijkomende grond/boorspecie zal moeten worden getoetst aan de streefwaarden zoals gesteld in de Wet Bodembescherming en dienovereenkomstig moeten worden behandeld. De grondwaterstroming mag niet noemenswaardig worden aangetast door aanleg van de tunnel. Hierbij moet zowel aan de feitelijke stroming alsook aan kortsluiting tussen watervoerende pakketten worden gedacht.

5. Eisen met betrekking tot de bruggen

Tijdens de aanleg moet de (verkeers)functie van de bruggen behouden blijven. Enkele bruggen bevinden zich op het tunneltracé, wat betekent dat deze moeten worden gesloopt en vervangen door hulpbruggen. Voor de bruggen gelegen in het boortunneltraject geldt als sloop onaanvaardbaar is, dat waar nodig mitigerende maatregelen moeten worden toegepast om de draagkracht van de paalfunderingen van deze bruggen te behouden.

⁽¹⁾ denk hierbij aan de rellen tijdens de aanleg van de Oostlijn

BIJLAGE VI. GRONDVERBETERINGSTECHNIEKEN

A. Het verminderen van de (boven)belasting

1. Doelstelling en methoden

Voor het verminderen van de (boven)belasting staan een aantal methoden ter beschikking:

- het verwijderen van een pakket grond (en vervangen door lichter materiaal);
- het verhogen van de waterspanningen.

Het doel van deze methoden is het verminderen van de (boven)belasting veroorzaakt door het bovenste grondpakket. Dit heeft tot gevolg dat het spanningsniveau in de grond wordt verlaagd, wat de effecten van de zettingen enigszins kan beperken. Bij paalfunderingen uit het positieve effect zich in een vermindering van de negatieve kleeft.

2. Methode 1: Het verwijderen van een pakket grond

a. Principe

De procedure bestaat uit het verwijderen van een laag zware grond en eventueel het vervangen hiervan door een laag lichter materiaal. Als de bebouwing dusdanig is gelegen dat in de loop der jaren aangebrachte ophogingen zonder probleem kunnen worden verwijderd, dan worden de korrelspanningen aanzienlijk verlaagd en kan het zettingsproces hierdoor aanzienlijk worden vertraagd of zelfs worden gestopt. Vaak ligt het funderingsniveau echter dusdanig hoog, dat het 'straatpeil' niet zonder meer kan worden verlaagd. Dan moet een vervangend materiaal worden aangebracht. Dit materiaal zal moeten voldoen aan eisen t.a.v. beschikbaarheid en kosten en moet kunnen worden aangebracht onder de vereiste omstandigheden. In Lit. [7] worden verschillende lichte ophoogmaterialen genoemd, zoals bijvoorbeeld schuimbeton, Flugsand, PS-hardschuim en geëxpandeerde kleikorrels. In 6.1.4.5 werd al melding gedaan van Breston PS.

b. Toepasbaarheid bij boortunnels

Als het boorproces een vermindering van het draagvermogen van de fundering tot gevolg heeft, dan biedt de bovengenoemde methode een goede mogelijkheid om de belasting door negatieve kleeft evenredig met het verlies in draagvermogen te reduceren. Knelpunt hierbij is het (van te voren) bepalen van de omvang van het draagvermogenverlies. Bovendien zullen de gewenste belastingsverlagingen niet te groot moeten worden, omdat dan te veel grond moet worden ontgraven. Het ontgraven en aanbrengen van grond onder bestaande bebouwing is uitvoeringstechnisch haalbaar. Voor wat betreft de kosten kan worden gezegd dat deze samenhangen met de hoeveelheid te ontgraven grond, de aard en hoeveelheid van het ophoogmateriaal en de toegankelijkheid van de bebouwing. Bij kleine hoeveelheden schone grond is de prijs vrijwel zeker concurrerend.

3. Methode 2: Het verlagen van de korrelspanningen

a. Principe

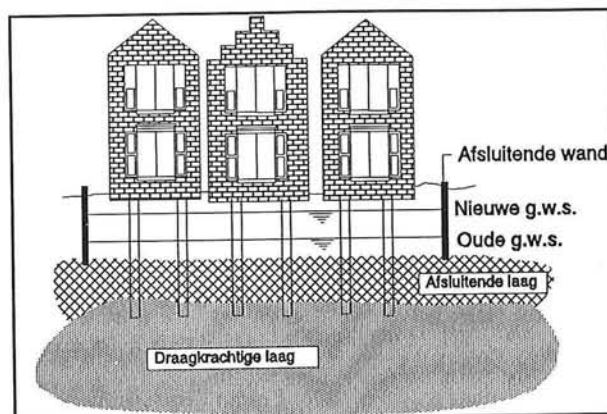
De korrelspanningen (en dus de negatieve kleeft) kunnen ook worden verlaagd door de waterspanningen te verhogen ($\sigma_g = \sigma_k + \sigma_w$). Dit kan in stedelijk gebied problemen geven op het gebied van opvriazing van funderingsconstructies of het vollopen van kelders dan wel het opbarsten van kelder-vloeren. Tevens kan verhoging van de grondwaterstand problemen opleveren voor de vegetatie. In de ondoorlatende lagen kan moeilijk water worden geïnjecteerd, maar in de doorlatende lagen des te beter. De ondoorlatende lagen kunnen dienen als onderliggende afsluiting en (damwand)schermen of foliën als zijdelingse waterdichte afsluiting. Zo wordt een waterbak gevormd met blijvende gunstige omstandigheden m.b.t. de negatieve kleeft. In figuur A is een afbeelding van een dergelijke constructie opgenomen.

b. Toepasbaarheid bij boortunnels

Deze methode stuit op nogal wat praktische nadelen. Het verhogen van de grondwaterstand geeft waarschijnlijk problemen voor de bestaande bebouwing en er bestaat een reëel gevaar voor paalrot en hernieuwde zetting als de waterstand door lekkages zich zou herstellen op het oude niveau.

Het grote voordeel van deze oplossing zijn de relatief lage investeringskosten. Deze blijven namelijk beperkt tot het aanbrengen van enige folie-, klei- of damwandschermen.

De invloed van de verhoogde waterstand op het boorproces dient nader te worden onderzocht. De tunnel moet altijd dusdanig diep komen te liggen, dat de ondoorlatende laag die de onderzijde van de waterbak vormt ongemoeid blijft.



FIGUUR A Waterbak-constructie

4. Voor- en nadelen

De twee genoemde methoden hebben ieder specifieke voor- en nadelen. Het meest kenmerkend zijn:

Nadelen:

- (Methode 1) er moet (te) veel grond worden vervangen als de bovenbelasting aanzienlijk wordt verhoogd;
- (Methode 1) bij houten paalfunderingen dient de ontgraving in den natte te geschieden (i.v.m. rotten) terwijl de werkruimte vaak toch al beperkt is;
- (Methode 2) opvries- en of opbarstproblemen, waterbezwaar kelders;
- (Methode 2) permanente voorziening nodig, gevaar voor lekkage;

Voordelen:

- (Methode 1) geringe investering wanneer grondhoeveelheid wordt beperkt;
- (Methode 2) goedkope oplossing, weinig onderhoud verwacht;

5. Toepasbaarheid in de Amsterdamse situatie

In de **Amsterdamse situatie** is het onwaarschijnlijk dat het *verwijderen van een pakket grond* voldoende compensatie biedt voor het verlies aan draagkracht. De zakking van het gebouw zal bovendien gewoon blijven optreden. In combinatie met de hinder die gepaard gaat met grond aan- en afvoer in de binnenstad is de conclusie dat deze methode voor Amsterdam onbruikbaar is.

Het *verlagen van de korrelspanningen* door de waterspanningen te verhogen is een methode die een regelmatige bodemopbouw vereist (geen discontinuïteiten in de afsluitende laag). Dit en de noodzaak van een permanente constructie waarbij de toch al hoge grondwaterstand tot een ontoelaatbaar hoger niveau moet worden verhoogd, maken deze methode ongeschikt voor toepassing in Amsterdam.

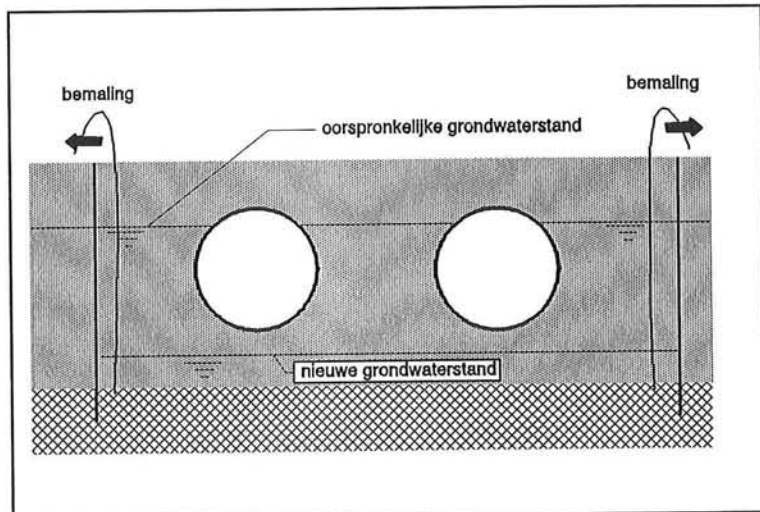
B. Verlaging van de grondwaterstand door drainage ter beperking van de wateroverlast

1. Principe

Wanneer problemen met het grondwater worden verwacht bij het tunnelboorproces, dan kan gebruik worden gemaakt van drainagetechnieken (zie Lit.[29] en Lit.[17]). Drainagetechnieken zijn oorspronkelijk ontwikkeld om het consolidatieproces te versnellen, zodat bouwgrond efficiënter en sneller kon worden gebruikt.

De aard van de grondwater-problemen ligt bijvoorbeeld in de te hoge waterdrukken of wateroverlast. De waterstand moet hierbij dusdanig worden verlaagd dat deze onder de tunnel komt te liggen.

Hierdoor wordt het gevaar op vollopen verkleind en de stabiliteit van het boorfront verzekerd. De grondsoort waarin drainage kan worden toegepast beperkt zich tot zand. Belangrijk is rekening te houden met seizoensgebonden variatie van de grondwaterstand (heftige regenval). Ook bij projecten die een grote tijd bestrijken kan de grondwaterstand drastisch veranderen. Een gedegen kennis van de grondwaterstromingen en watervoerende pakketten is ook gewenst, omdat verstoring hiervan een drastische verandering van de (tunnelboor)condities kan geven. Wanneer men besluit drainage toe te passen dient gedurende het gehele project zorgvuldige monitoring van de stijghoogten plaats te vinden.



FIGUUR A Bouwdok m.b.v. folieschermen

Een belangrijke voorwaarde voor drainage is dat de consolidatie die daar uit volgt geen zettingen geeft die onacceptabel zijn. Door te combineren met waterdichte wanden kan drainage een oplossing bieden conform de voor bouwputten bekende technieken.

De uitstekende kwaliteiten van foliën op het gebied van waterafsluitendheid en gronddichtheid (zie ook 8.1.4), maken hen uitstekend geschikt voor toepassing in situaties waar de sterkte en stabiliteit van de wand geen rol spelen. In combinatie met verlagende van de grondwaterstand kan een goedkope oplossing voor in-situ realisatie van bouwwerken worden verkregen. Als voorbeeld valt te noemen het creëren van een 'bouwdok' (zie figuur B). Hierbij wordt gebruik gemaakt van de waterdichtheid van een relatief ondoorlatende (klei)laag die zich onder een zandpakket bevindt.

2. Toepasbaarheid bij boortunnels

Hoewel drainage op zich een goede methode is om de wateroverlast te beperken en zo bijvoorbeeld instabiliteit door grondwaterstroming tegen te gaan, is de methode nauwelijks geschikt voor de toepassing in samendrukbare grond in stedelijk gebied. Slechts daar waar zettingen een inferieure rol spelen en wateroverlast de bepalende factor is, kan deze methode nuttig toegepast worden. In het geval van het boren van een tunnel onder bebouwd gebied spelen de zettingen echter een primaire rol. De zettingen en negatieve kleef die gepaard gaan met de consolidatie zijn dusdanig dat het middel erger wordt dan de kwaal.

Het toepassen *drainage* is in Amsterdam daarom onmogelijk en niet gewenst.

C. Gewapende grond

1. Doelstelling en methoden

Om te beginnen wordt er onderscheid gemaakt tussen wapening op micro- en op macroniveau. Met wapening op microniveau worden die wapeningselementen bedoeld die niet groter zijn dan enkele tientallen malen de gemiddelde korreldiameter. Wapening op macroniveau betreft de wapeningselementen die honderden tot tienduizenden malen groter zijn dan de gemiddelde korreldiameter.

Bij grondwapening op microniveau wordt getracht de eigenschappen van de grond te verbeteren door het inspelen op de wrijvingseigenschappen van de grond. Als er voor wordt gezorgd dat de wapening betere sterkte- en stijfheidseigenschappen bezit dan de grond, dan kunnen de sterkte en stijfheid van de gewapende grond aanzienlijk worden verhoogd.

Gezien het feit dat wrijving de cruciale rol vervult, is het wapenen van grond meestal slechts mogelijk in goed verdichte zandgrond. Deze grond bezit een grote hoek van inwendige wrijving, een hoge draagkracht en gedraagt zich dilatant, wat gunstig is bij het aanbrengen van de wapening.

Bij grondwapening op macroniveau wordt tevens ingespeeld op de wrijvingseigenschappen van de grond. Het betreft hier echter wapening met grote elementen, zoals geotextiel matten of fiberglas buizen waar de wrijving een minstens even belangrijke rol speelt.

2. Wapening op micro- of macro niveau

a. Microniveau: vezels

Wapening van grond op microniveau verkeert nog in het ontwikkelings-stadium. Bij deze methode van wapening wordt grond vermengt met vezelachtige elementen die enkele tientallen malen groter zijn dan de gemiddelde korreldiameter. Deze elementen kunnen van kunststof of staal zijn vervaardigd en hebben over het algemeen een plaatstructuur of zijn lintvormig, zodat het wrijvingsoppervlak groot is. In Nederland is, zij het op beperkte schaal, een dergelijke wapening toegepast (merknaam: Texsoil).

b. Macroniveau: geotextielen

Bij wapening op macroniveau bestaat veel ervaring op het gebied van de wapening van het grondmassief en van wegfunderingen. De laatste tijd vindt ook wapening plaats als alternatief voor stalen of betonnen wanden ('Terre Armee', gabions-methode en enveloppe-methode). Bij al deze toepassingen wordt gebruik gemaakt van de gunstige wrijvingsinteractie tussen grond en een kunststoffen mat. Deze kunststoffen mat wordt horizontaal in de grond ingebracht en vormt zo een zeer groot wrijvingsoppervlak. Als gunstige nevenfunctie wordt nog genoemd de grondscheiding die met behulp van kunststof matten wordt verkregen. Voor meer informatie over de eigenschappen van de kunststof matten wordt verwezen naar 8.1.4 (geotextielen).

c. Keuze

De keuze tussen wapening op micro- of macroniveau is op dit moment nog een moeilijke. De beschikbare kennis op het gebied van de microwapening is hiervoor nog niet afdoende. Wanneer wel voldoende kennis beschikbaar is, zal de keuze voornamelijk afhangen van de antwoorden op de volgende vragen:

- kan de grond worden ontgraven? en als dit niet kan, kunnen de vezels dan in situ door de grond worden gemixed?;
- hoe verhouden de sterkte-eigenschappen van de twee methoden zich?;
- hoe gunstig is het tijdsafhankelijk sterkte gedrag van de vezels?

3. Toepasbaarheid bij boortunnels

Gezien het feit dat de boortunnel juist is bedoeld als middel om de bovenliggende grond en bebouwing zoveel mogelijk met rust te laten, lijkt de toepassing van *wapening op microniveau* niet echt nuttig. Op de één of andere manier zullen de vezels namelijk toch met de grond moeten worden vermengd. *Wapening op macroniveau* biedt mogelijkheden om de stabiliteit te bevorderen. Bij de aanleg van boortunnels zijn de problemen echter vaak te verwachten op het gebied van gebrek aan sterkte (van de boven de tunnel gelegen funderingen). Een geotextiel onder een staalfundering of weglichaam zou kunnen zorgen voor enige mate van belastingspreiding. Bij paalfunderingen zal zo op het eerste gezicht geen toepassing mogelijk zijn. In de **Amsterdamse situatie** worden dan ook geen nuttige toepassingen verwacht.

BIJLAGE VII. UITVOERINGSMETHODEN BOREN

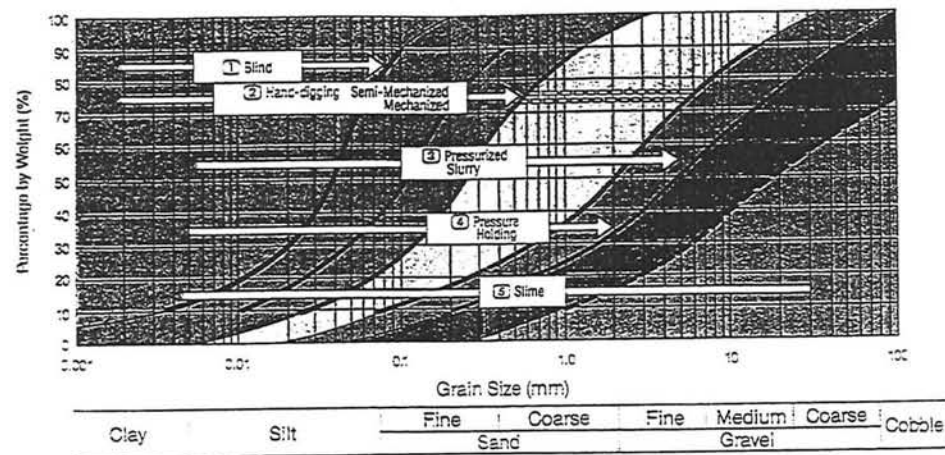
Optimum Shield Machine for Various Soil Grain Sizes

The chart on the facing page shows you how to select a shield machine according to the soil grain size distribution curve.

In addition to the above, soil consistency, N-value, moisture content and conditions must also be considered.

■ Conventional Shields

Type	① Blind	② Hand-digging Semi-mechanized	Mechanized	
Description	Good for soft, silty soils containing less sand. Muck discharge rate controlled by adjusting the aperture ratio in accordance with the excavating speed.	Good for hard, non-collapsing soils or semi-hard soils. Equipped with half-moon and face jacks to hold the face. Special equipment, such as movable hood, movable deck, etc. is available if the soil condition requires it.	A mechanized version of the manual open type, equipped with a backhoe, boom, cutter or the like if the soil condition requires it.	A fully mechanized version of the manual open or blind type. Full-face disc cutter is standard.
Form				
Appearance				



■ Special Shields

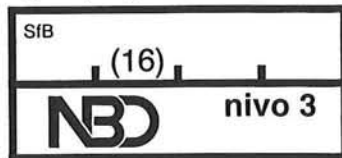
Type	③ Pressurized Slurry	④ Pressure Holding	⑤ Slime	
			Ribbon Screw	Double Screw
Description	Good for water-seeping sand and sand-gravel (less gravel) soils. May be equipped with stone box and stone discharger to remove cobbles in the slurry.	Good for clay and clay-sand soils. One of the main features is the screw discharger with a cone valve to form a sand plug. Also applicable to partial pneumatic operation.	With slime injection into cutter chamber. Good for water-seeping sand-gravel-cobble soil and super-soft soil as well as complex strata. This type has the features of the pressurized slurry type and the pressure holding type in that it is adaptable to any type of strata.	
Form				
Appearance				

figuur 4.14 Classificatie van schild types

BIJLAGE VIII. FOTO'S UITVOERINGSMETHODEN H.M. BRESSER

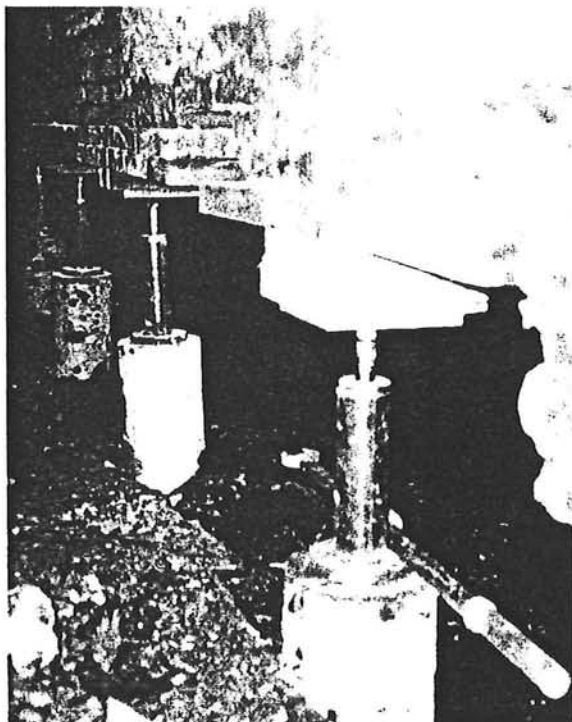


H.M. Bresser
Funderings- en
Vijzeltechnieken B.V.
Tiendweg 1
2931 LC KRIMPEN a/d LEK
Postbus 2073
2930 AB KRIMPEN a/d LEK

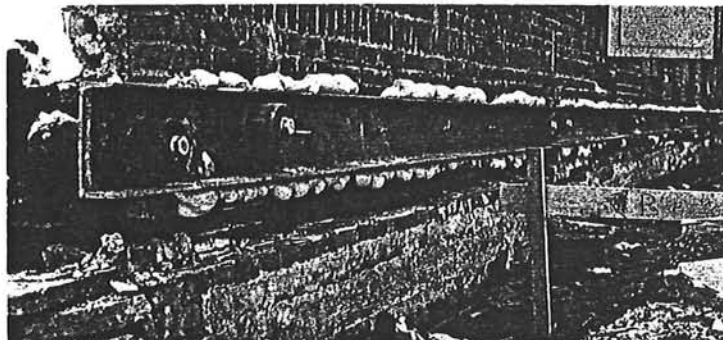


PDB Nr. 2318/01
Uitgave 1991

Pneumatische en hydraulische vijzelsystemen



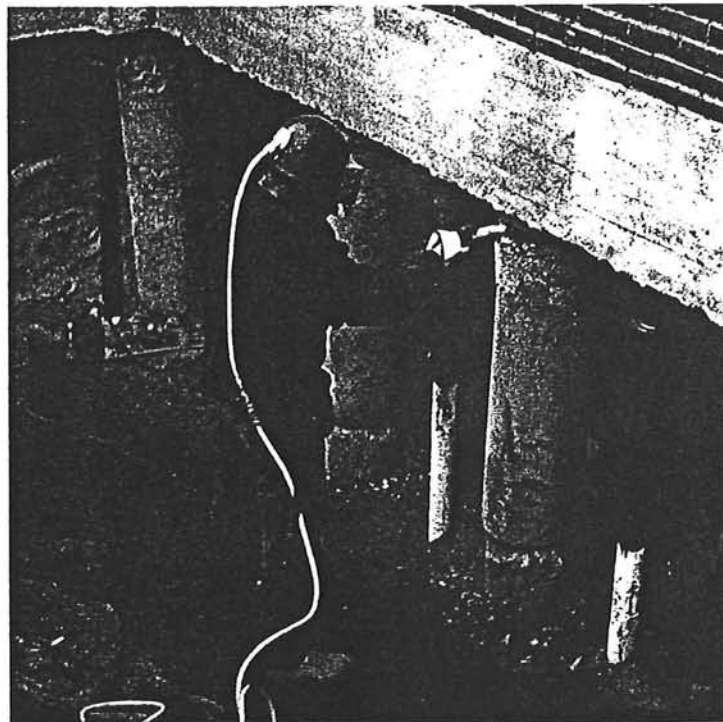
Met betonnen oplanger verlaagde houten palen, afgespannen met schroefvijzels, die later ingestort worden in beton



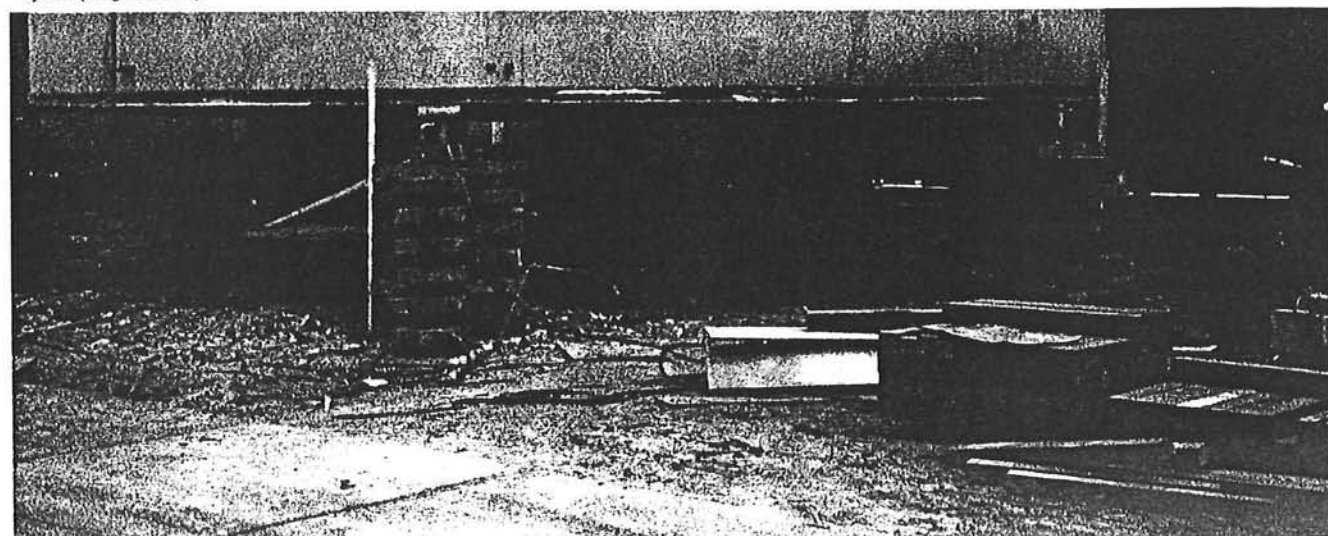
Situatie tijdens het vijzelen van een woonblok van 60 m lang. Scheefstand ca. 550 mm.



Ontstane ruimte tussen een funderingsbalk en een bouwmuur na het vijzelen (hoogte 300 mm).



Betonreparatie aan bestaande palen, na het indrukken van stalen segmentpalen.



Vijzelen en waterpas stellen van landtanks.

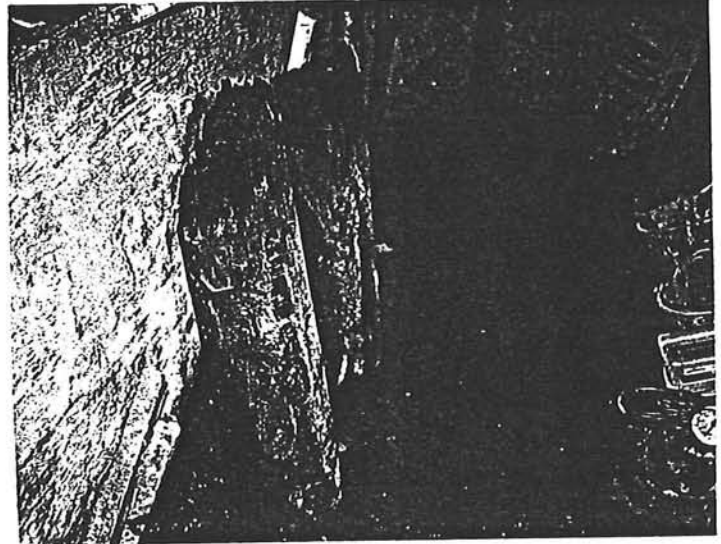
© NBD product-informationsystems B.V.

FUNDERINGSVERBETERING

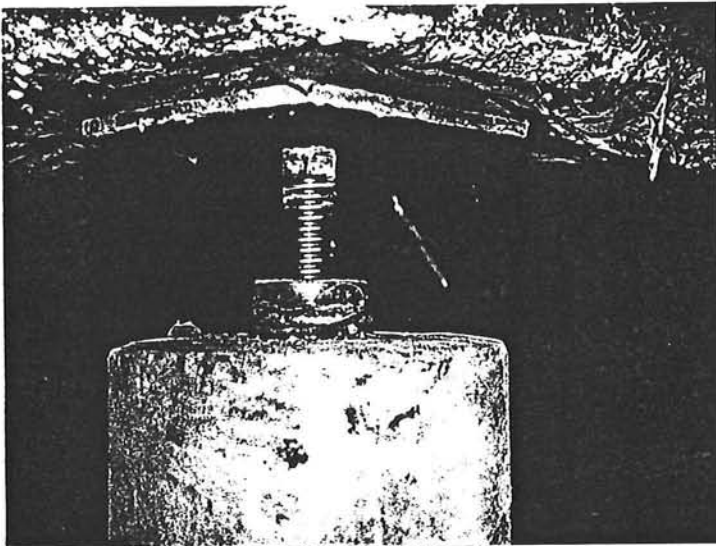
Paalverlagen

Paalverlagen komt voornamelijk voor bij funderingsconstructies die gebouwd zijn voor 1920. Deze constructies zijn namelijk van hout. Dit hout kan aangetast zijn als gevolg van een verlaging van de grondwaterstand of door lekkages van het hoofdriool.

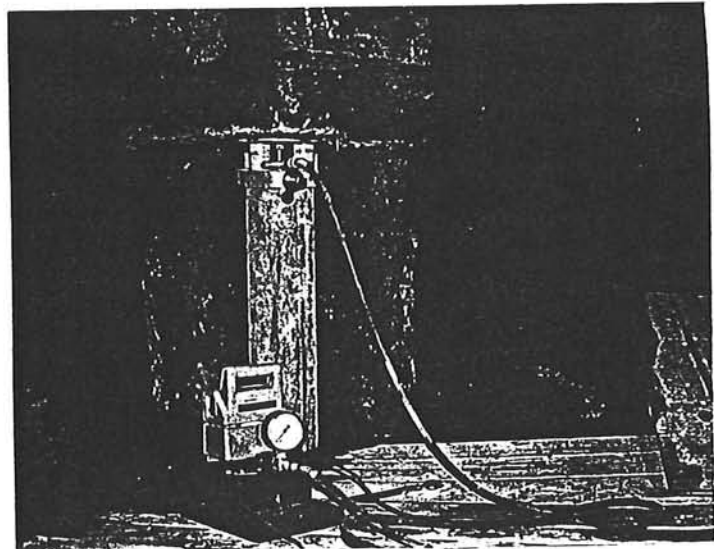
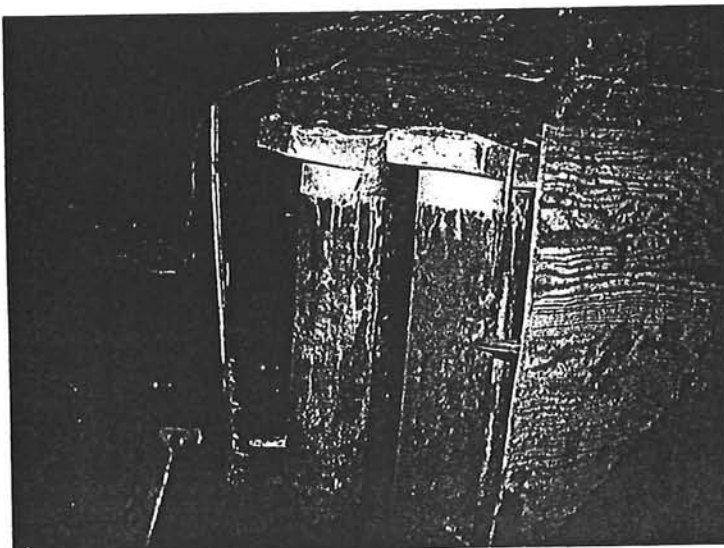
Zolang een houten fundering onder water blijft staan, geeft dit geen problemen. Indien echter het hout langdurig wordt blootgesteld aan een droge omgeving, zal onder invloed van zuurstof enerzijds en schimmels, bacterien en insecten anderzijds houtrot gaan optreden.



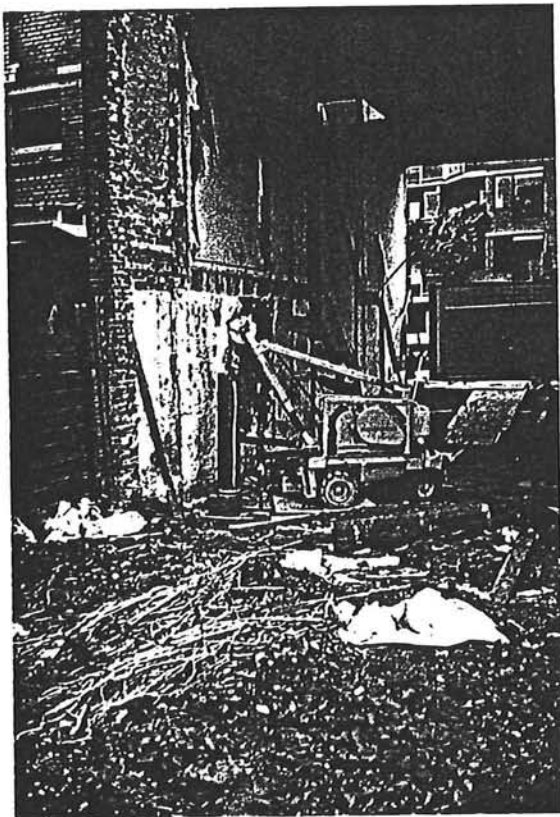
H.M. Bresser Funderings- en Vijzeltechnieken B.V. graaft in zo'n situatie de paalkoppen vrij en zaagt deze af tot ca. 0.40 meter onder het huidige grondwaterpeil. De afgezaagde paalkoppen worden vervangen door een betonbalk en/of betonnen opzetstukken, waarna de palen opnieuw worden afgespannen zodat geen extra zetting achteraf zal plaatsvinden.



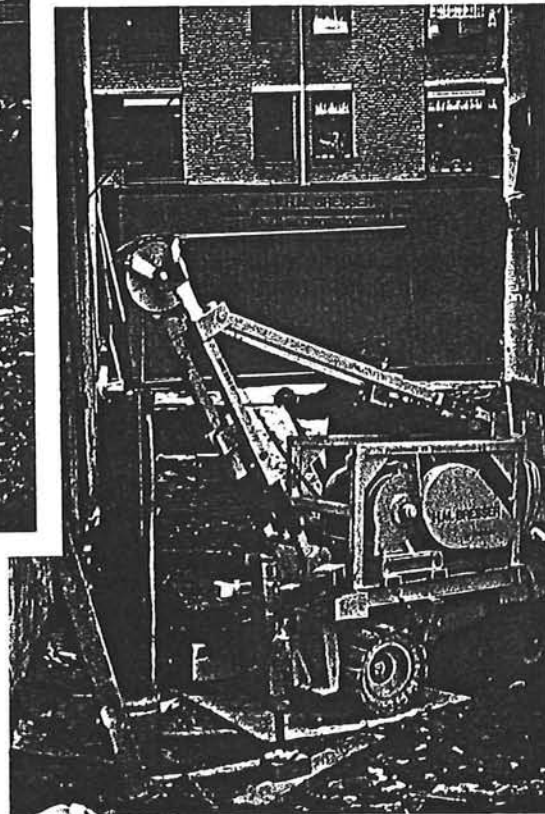
Funderingsverbetering van winkelcentrum "de Passage" te Schiedam



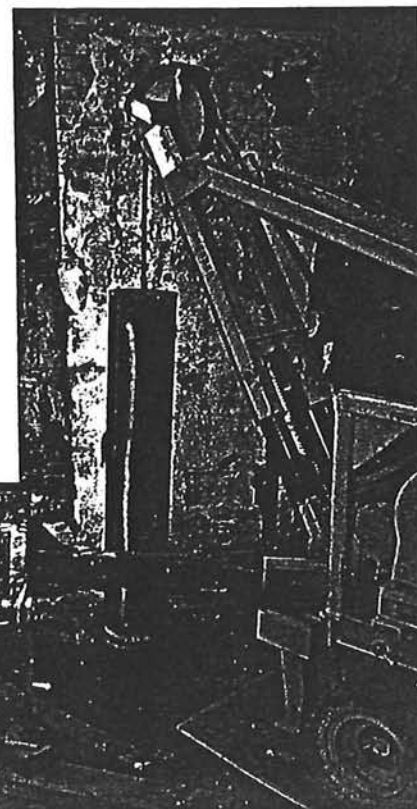
H.M. Bresser Funderings- en Vijzeltechnieken B.V. beschikt over eigen heimmaterieel en voert alleen specialistisch heiwerk uit. Hierbij wordt bedoeld het trillingsarm inheien van heipalen in een (zeer) beperkte ruimte. Ook deze aktiviteit wordt vaak geïntegreerd uitgevoerd met andere werkzaamheden.



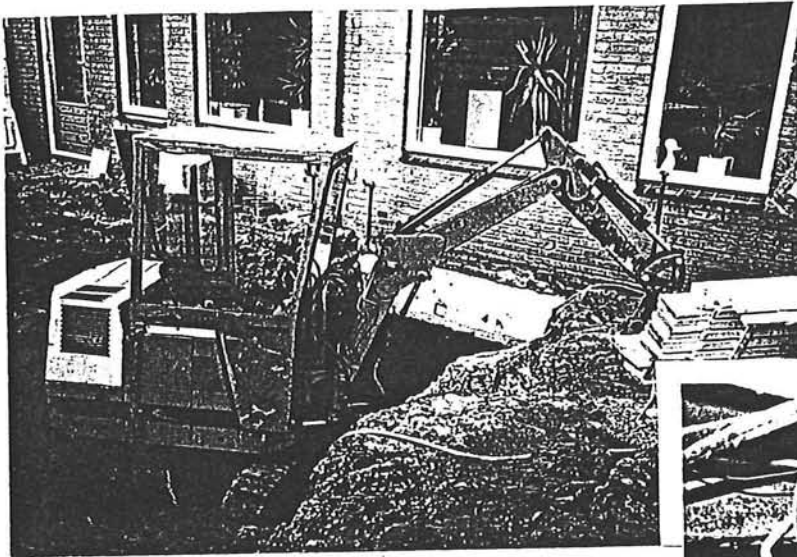
Heiwerk Paradijssellaan te Rotterdam



HEIWERK



Tiendweg 1 2931 LC Krimpen aan de Lek
 Postbus 2073 2930 AB Krimpen aan de Lek
 Tel.: 01807-24445 Fax.: 01807-23378

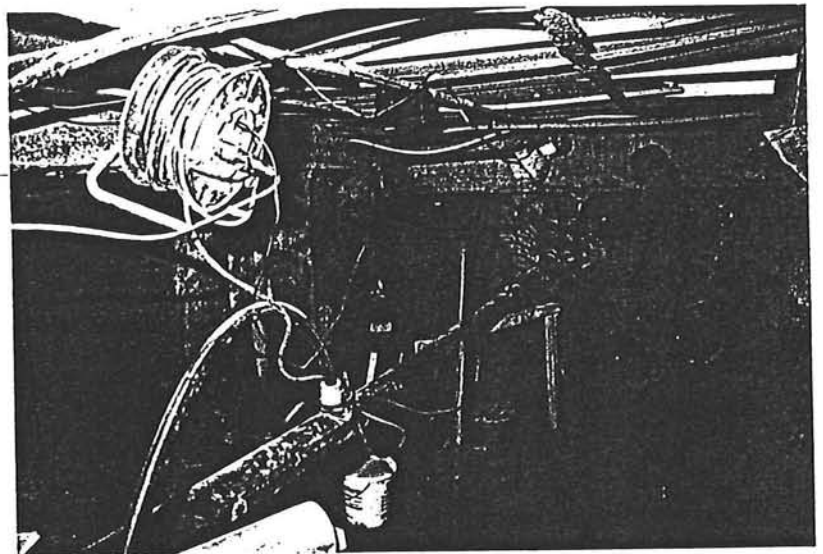
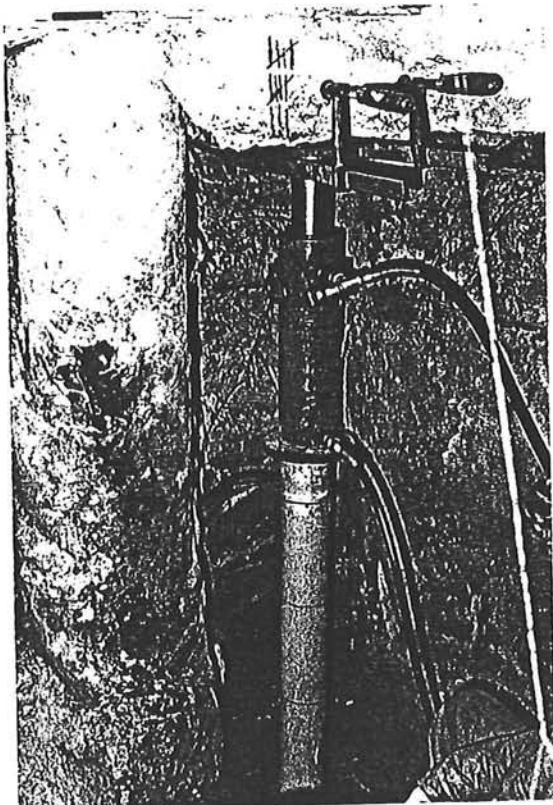


Palen drukken

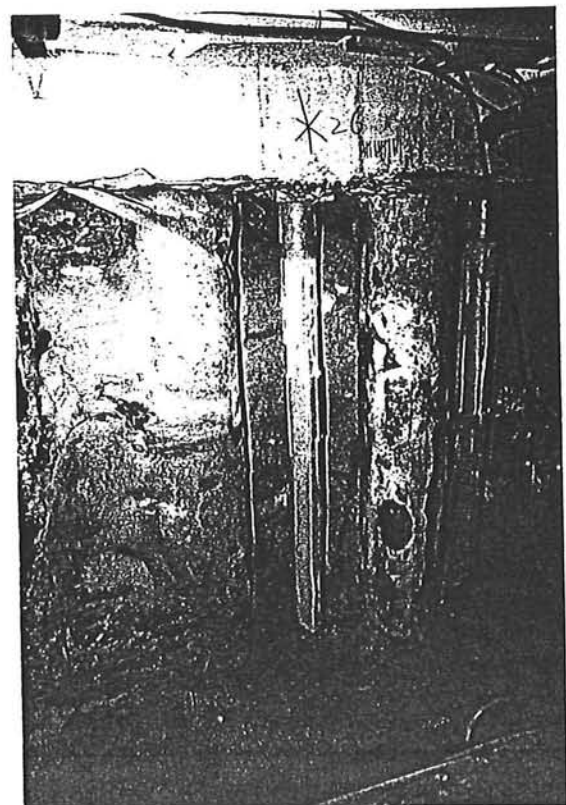
Een oplossing voor funderingen op palen, welke niet voldoende draagvermogen blijken te hebben, is het trillingsvrij indrukken van drukpalen met behulp van een hydraulisch vijzel.

Oorzaken hiervan kunnen bijvoorbeeld zijn :

- een te licht geconstrueerde fundering
- verkeerd uitgevoerd heiwerk
- het breken van een heipaal tijdens het heien
- een verhoging van de negatieve kleef als gevolg van het verlagen van de grondwaterstand en/of verhogen van het maaiveld.



Funderingsverbetering van een huizenblok in bewoonde staat aan de Berkendreef te Vlaardingse.



BIJLAGE IX. BEOORDELINGSTABEL MITIGERENDE MAATREGELEN

De in deze bijlage afgebeelde tabellen slaat in sterke mate terug op de voorgaande hoofdstukken maar hebben als voordeel dat 'in één oogopslag' de verschillende maatregelen kunnen worden vergeleken. Er is volgens het principe van Multi Criteria Evaluatie (MCE) per beoordelingscriterium een score toegekend. De waardering van de scores is als volgt:

- 1 slecht;
- 2 matig;
- 3 redelijk;
- 4 goed;
- 5 uitstekend.

Waar een * is ingevuld wordt het criterium niet van toepassing geacht op de beschouwde methode en wordt tevens het criterium niet meegenomen in de uiteindelijke score.

Tevens heeft elk beoordelingscriterium een wegingsfactor, zodat een zwaarwegend criterium als kosten een grotere invloed heeft op de uiteindelijke score dan bijvoorbeeld de verstoring het (leef)milieu. De % score is respectievelijk de niet gewogen som van de scores of het produkt van de wegingsfactor en de score.

Onmiddellijk wordt onderkent dat de tabellen slechts een indicatieve waarde hebben omdat juist de weging van de criteria een grote invloed heeft op de uiteindelijke score van de mitigerende maatregel. Door te spelen met de wegingsfactoren kan echter wel gevoel ontstaan voor de geschiktheid van elke mitigerende maatregel in een specifieke situatie.

Uit tabel A blijkt dat in zijn algemeenheid paalkopverlaging, het bijplaatsen van Tubex/kleine palen, een ondervangingsconstructie naast de bebouwing, LN-vriezen, pekelvriezen en grouten als goede methoden naar voren komen. Mede door het ingrijpende karakter van een stalen pijpen boog scoort deze methode vrij laag.

De meest geschikte mitigerende maatregelen zijn vervolgens gescheiden van de minder geschikte en vervolgens gewogen op 8 verschillende criteria. Deze 8 criteria zijn onderling vergeleken om de volgorde van belangrijkheid te bepalen. In tabel B is hiertoe een 1 geplaatst als het criterium op de verticale as belangrijker is dan dat op de horizontale. *Bijvoorbeeld:* kosten zijn belangrijker dan flexibiliteit (1), of kennis is minder belangrijk dan sterkte (0). De verkregen volgorde van belangrijkheid van de criteria is:

- 1 mogelijkheid van **toepassing** nabij paalfunderingen;
- 2 **sterkte** van de constructie;
- 3 **overlast** veroorzaakt door de mitigerende maatregel;
- 4 **flexibiliteit** van uitvoering en toepassingsgebied;
- 5 gemak en snelheid van **uitvoering**;
- 6 aantasting en verstoring van het **milieu**;
- 7 **veiligheid** van het personeel tijdens de uitvoering (de veiligheid van de omgeving zit besloten in de sterkte);
- 8 **kennis** van rekenmethodes en praktijkervaring.

De wegingsfactor van een criterium is gelijk aan het totaal aantal enen dat een criterium scoort plus één (anders telt de kennis met een totaal van nul niet mee).

Bijvoorbeeld: flexibiliteit heet een wegingsfactor van $4 + 1 = 5$.

Elke mitigerende maatregel scoort nu een percentage tussen de nul en honderd procent, waarbij het hoogste percentage de "beste" mitigerende maatregel aangeeft. Het percentage is weer de wegingsfactor vermenigvuldigt met de score.

De verkregen volgorde van mitigerende maatregelen is:

- 1 een ondervangingsconstructie naast de bestaande bebouwing;
- 2 het bijplaatsen van kleine palen;
- 3/4 compaction grouting in combinatie met monitoren;
- 3/4 kunstmatig bevriezen;
- 5 grout/chemische injectie;
- 6/7 jet-grouten;
- 6/7 Tubex palen onder de bestaande bebouwing;
- 8 diepwand;
- 9 damwand;
- 10 groutwand.

N.B. de mitigerende maatregelen ontlopen elkaar slecht weinig in totaalscore, wat eens te meer de gevoeligheid van de uitkomsten voor de wegingsfactoren en voor de subjectiviteit van de samensteller aangeeft.

TABEL A
MITIGERENDE MAATREGELEN BEOORDEELD OP DIVERSE CRITERIA
ZOWEL GEWOGEN ALS ONGEWOGEN

ONDERWERP	flexibiliteit van de toepassing			sterkte			overlast			milieu		uitvoering, snelheid & kosten			veiligheid		kennisseniveau		toepassing		% score	
	flexibiliteit geologie	flexibiliteit werkhoogte	flexibiliteit plaatsbeslag	uiteindelijke sterkte	tijd nodig voor sterkte	duurzaamheid	geluids-overlast	trillings-overlast	ontruimings-overlast	aantasting	verstoring	gemak van uitvoering	totale snelheid	totale kosten	veiligheid personeel	veiligheid omgeving	praktijk-ervaring	reken-modellen	nabij paalfund.	zonder weging	met weging	
WEGINGSFACTOR ->	5	5	2	5	3	4	4	4	4	3	3	5	5	10	2	3	5	2	25	*	*	
ONDERVANGEN																						
Onder bebouwing																						
Tubex	5	4	4	5	3	5	3	4	3	5	3	3	4	2	5	5	5	4	4	77	80	
Elastische paal	3	4	4	4	3	4	3	4	3	3	3	4	3	5	5	4	4	3	70	69		
Stalen pijpen boog	3	2	2	4	3	4	2	3	2	5	3	1	3	1	5	3	4	3	1	55	48	
Bijplaatsen kleine palen /verlaging	5	5	5	4	4	5	5	5	4	5	3	3	4	4	4	5	5	4	5	85	89	
Fundex/Boorpaal naast bebouwing	5	5	3	4	3	4	3	4	5	5	3	4	4	3	5	3	5	4	5	78	84	
GRONDVERSTEVIGING																						
pekelvriezen	5	4	3	5	2	1	5	5	5	5	2	4	2	3	3	5	4	3	5	72	78	
LN-vriezen	5	4	3	5	5	1	5	5	5	4	2	4	5	1	2	5	4	3	5	74	85	
grouden	3	4	3	4	2	4	5	5	5	2	1	4	3	3	5	5	4	2	5	70	78	
fracturing	4	4	3	3	3	4	5	5	5	2	1	4	4	3	5	3	4	2	3	68	68	
compaction grouting	5	5	5	3	4	3	2	4	5	2	2	5	5	4	5	5	3	1	4	73	79	
jet-grouden	4	4	3	4	3	4	5	5	5	2	1	4	5	3	5	4	4	2	4	72	77	
grond verwijderen	5	3	5	*	2	*	3	4	4	4	1	4	4	5	4	4	5	5	1	71	53	
grond vervangen	4	3	5	*	2	4	3	4	4	5	1	4	3	4	4	4	5	5	1	69	53	
verlagen korrelspanning	2	3	5	*	4	3	5	5	5	2	1	5	4	4	5	5	5	1	73	58		
drainage	2	3	5	*	4	2	5	5	5	4	1	5	4	4	5	5	5	1	74	58		
trillen (naald/terraprobe)	3	3	5	3	4	4	3	1	4	5	2	3	4	3	4	4	4	2	1	63	55	
injectie p.p.niveau	3	4	3	4	2	4	5	4	4	2	2	3	4	3	4	4	4	3	3	66	67	
SCHERMCONSTRUCTIE																						
damwand / com bi-wand	5	1	4	5	4	5	2	1	5	4	4	3	4	2	4	4	5	5	4	72	75	
groutwand	3	3	4	5	2	5	3	4	5	3	3	3	2	5	5	3	3	5	70	78		
diepwand	4	2	4	5	2	5	3	4	5	3	3	2	3	2	4	4	5	5	4	70	72	
geotextiel	5	3	5	1	*	3	4	4	5	5	4	5	5	4	4	4	4	5	2	73	67	
MONITOREN																						
gebruik meetsysteem + koppeling TBM	3	5	5	*	*	*	5	5	3	*	*	4	4	3	*	*	*	*	5	*	*	

Multi Criteria Evaluatie (MCE)

criterium	flexibiliteit	sterkte	overlast	milieu	uitvoering	veiligheid	kennis	toepassing	totaal	positie
flexibiliteit	*	0	0	1	1	1	1	0	4	4
sterkte	1	*	1	1	1	1	1	0	6	2
overlast	1	0	*	1	1	1	1	0	5	3
milieu	0	0	0	*	0	1	1	0	2	6
uitvoering	0	0	0	1	*	1	1	0	3	5
veiligheid	0	0	0	0	0	*	1	0	1	7
kennis	0	0	0	0	0	0	*	0	0	8
toepassing	1	1	1	1	1	1	1	*	7	1
totaal	4	6	5	2	3	1	0	7		

Weging van de verschillende mitigerende maatregelen

wegingsfactor = totaal MCE + 1

criterium	flexibiliteit	sterkte	overlast	milieu	uitvoering	veiligheid	kennis	toepassing	gewogen %	positie
<i>wegingsfactor</i>	5	8	6	3	4	2	1	9	100	
Tubex palen	3	5	2	4	2	3	5	4	71	6/7
kleine palen	4	4	3	4	3	3	5	5	79	2
Fundex/boorpaal naast kunstmatig bevrozen grouten	3	5	3	4	3	3	5	5	81	1
compaction grouting	5	3	4	2	4	3	2	5	78	3/4
jet-grouten	4	3	4	2	4	3	3	5	76	5
groutwand	3	3	3	2	4	3	3	4	65	10
damwand	2	5	1	4	3	3	5	4	67	9
diepwand	2	5	2	4	3	3	5	4	70	8

TABEL B
 WEGING "BESTE" MITIGERENDE MAATREGELEN
 AAN DE HAND VAN DE BELANGRIJKSTE CRITERIA

Mitigerende maatregelen bij de Noord/Zuidlijn te Amsterdam

Deel 2

*Het aanbrengen van een wand tussen boortunnel en bebouwing
&
Monitoren in combinatie met compaction grouting*

Almer E.C. van der Stoel
Studienummer: 806488

juli 1996

TU Delft
Vakgroep Waterbouwkunde
Afdeling Geotechniek

Afstudeercommissie:

voorzitter-examinator:	prof.ir. A.F. van Tol
coördinator-examinator:	ir. K.G. Bezuyen
examinator TU:	ir. B. Polen
examinator TU:	ir. J.P. Oostveen
extern examiner:	ir. E.A.H. Teunissen

VOORWOORD

Dit rapport: "*Deel 2: Het aanbrengen van een wand tussen boortunnel en bebouwing & monitoren in combinatie met compaction grouting*", is het tweede deel van een onderzoek naar de mitigerende maatregelen die zouden kunnen worden toegepast om paalfunderingen en belendingen te beschermen bij het aanleggen van een boortunnel voor de Noord/Zuidlijn in Amsterdam. Met **mitigerende maatregelen** worden in zijn algemeenheid die maatregelen bedoeld die tot doel hebben de nadelige gevolgen van de gevolgde bouwwijze dusdanig te *verzachten* dat deze acceptabel zijn.

Dit tweede deel spits zich toe op specifieke toepassing bij twee knelpunten van de Noord/Zuidlijn in Amsterdam. In dit rapport zijn terug te vinden:

- 1 • een oriënterende berekening voor wat betreft de doeltreffendheid van een wand tussen de boortunnels en de bebouwing ter plaatse van de knelpunten:
 - Beurs van Berlage en
 - Industria / Madame Tussaud;
- 2 • een kwalitatieve vergelijking van de doeltreffendheid van monitoren in combinatie met compaction grouting voor het knelpunt Beurs van Berlage, waarbij onderscheid wordt gemaakt tussen injectie ter plaatse van de boortunnel en injectie ter plaatse van de paalfundering van de bebouwing; het resultaat wordt aan de hand van de criteria effectiviteit, hinder en kosten vergeleken met het aanbrengen van een wand.

In het eerste deel van de scriptie: "*Deel 1: Literatuurstudie naar mitigerende maatregelen ter beperking van zettingen bij het realiseren van (boor)tunnels*", werd een literatuurstudie naar mitigerende maatregelen ter beperking van zettingen en verplaatsingen bij het aanleggen van (boor)tunnels in het algemeen behandeld. Omdat de te verwachten problemen bij de aanleg van boortunnels in Amsterdam (en de rest van Nederland) vooral op het gebied van paalfunderingen te verwachten zijn, is het onderzoek hierop geconcentreerd. In het eerste rapport zijn te vinden:

- 1 • een inventarisatie van de methoden ter bescherming van bebouwing (gefundeerd op palen) tegen zettingen en verplaatsingen, inclusief de voor- en nadelen, voorbeelden van toepassingen (case-studie), toepassingsmogelijkheden en waar mogelijk een indicatie van de kosten;
- 2 • een selectie van de optimale methoden, zowel in het algemeen als voor toepassing bij de Noord-Zuidlijn;

SAMENVATTING

Zoals uit het eerste deel van deze scriptie al bleek, is de toepassing van mitigerende maatregelen bij de realisatie van de Noord/Zuidlijn te Amsterdam onontbeerlijk. In deze deelstudie zijn twee mitigerende maatregelen, te weten het plaatsen van een wand tussen boortunnels en bebouwing en monitoren in combinatie met compaction grouting nader uitgewerkt.

Allereerst is een inventarisatie gemaakt van alle relevante uitgangspunten en randvoorwaarden, voornamelijk met betrekking tot de geotechnische parameters en de toelaatbare verplaatsingen van de bebouwing. Dit heeft geleid tot een schematisatie die als uitgangspunt voor de berekeningen kon dienen.

Vervolgens zijn met behulp van empirische en analytische methoden zettingsberekeningen uitgevoerd. Dit is enerzijds gedaan om gevoel te krijgen voor de aard en het verloop van de zettingen en anderzijds om een referentie te hebben waaraan de later uit te voeren Eindige Elementen Methode (EEM) berekeningen konden worden gespiegeld.

Om voor de beide knelpunten de effectiviteit van het **plaatsen van een wand tussen boortunnels en bebouwing** te toetsen zijn met behulp van het EEM-computerprogramma PLAXIS (Mohr-Coulomb model) verschillende berekeningen uitgevoerd. Allereerst is een onderzoek gedaan naar de gevoeligheid van de berekeningsresultaten voor verschillende parameters en voor enkele aspecten van de schematisatie. Vervolgens zijn voor verschillende wandtypen, -lengtes en -posities berekeningen uitgevoerd. Uit de resultaten blijkt dat uitgaande van economisch- en technisch haalbare wanddieptes de zettingen en hoekverdraaiingen tot maximaal 70% gereduceerd kunnen worden. Het rendement van de wand is dus procentueel gezien hoog, wat betekent dat vooral in geval van calamiteiten (bv volumeverlies 4%) de wand zeer nuttig kan zijn. Wanneer kleine verplaatsingen moeten worden gecompenseerd is de absolute zettingsreductie slechts gering. Voor de beschouwde knelpunten kunnen, uitgaande van een economisch aantrekkelijke wanddiepte van minder dan 25 meter, door het plaatsen van stalen damwanden (profiel PU20) de zettingen en hoekverdraaiingen tot respectievelijk circa 45% en 60% worden gereduceerd.

De uitvoeringsrisico's van het aanbrengen van een wand zijn aanzienlijk. De wanden moeten dicht bij de fundering van de te beschermen bebouwing worden aangebracht. Dit betekent dat de trillingen die worden veroorzaakt door het heien, een risico met betrekking tot directe schade aan de bebouwing en meeheien van de funderingspalen inhouden. Tevens wordt dicht langs de gevel geheid, zodat er gevaar bestaat voor beschadiging of vervuiling (dieselspatten) hiervan. Veel van de bovengenoemde uitvoeringsrisico's kunnen waarschijnlijk worden uitgeschakeld door het toepassen van een damwanden-persinstallatie.

Mede gezien het ingrijpende karakter van het aanbrengen van een wand valt het te betwijfelen of deze oplossing geschikt is voor toepassing bij de knelpunten.

De andere onderzochte mitigerende maatregel, **compaction grouting**, is in Nederland relatief onbekend en nauwelijks toegepast. Op basis van een diepgaande literatuurstudie is getracht de compaction grouting methode grondig uiteen te zetten. Aan de hand van: definities, toepasbaarheid, vooronderzoek, plan van aanpak, samenstelling van de injectievloeistof, benodigde apparatuur, richtlijnen voor het aanbrengen van het injectienetwerk/lichaam, invloedsgebied, pompdebieten en -drukken en eigenschappen van het injectielichaam wordt een zo compleet mogelijk beeld gegeven van de uitvoeringstechnische en organisatorische aspecten van de compaction grouting methode. Vervolgens wordt een aantal (uit de V.S. afkomstige) cases, die de mogelijkheden van de methode verhelderen, behandeld.

Compaction grouting is een uitermate flexibele en goed controleerbare methode, die in de V.S. veelvuldig is toegepast om zettingen te compenseren. Wanneer de injectiebuizen van tevoren zijn geïnstalleerd kan het injectienetwerk snel worden geïnitieerd. De injectie-installaties zijn vrij licht en nemen weinig ruimte in beslag, zodat ze ook een geringe

verstoring van de (leef)omgeving waarin ze geplaatst worden veroorzaken. Wanneer nabij paalpunten geïnjecteerd moet worden dient een persinstallatie te worden gebruikt om de injectielansen aan te brengen.

De werking van compaction grouting is deels gebaseerd op het vervangen van verloren gegane grond (circa 40%) en deels op het samendrukken van het ontstane extra volume in de grond boven de tunnel. Het te gebruiken volume injectievloeistof (grout) is groter dan het volumeverlies, omdat de grond ook (opnieuw) opgespannen dient te worden. In vergelijking tot 'normaal' injecteren zijn veel minder injectiepunten en -buizen nodig, zodat de tijd om het systeem aan te brengen aanzienlijk lager is. Een bijkomend voordeel is dat de hoeveelheden geïnjecteerd grout relatief lager zijn dan bij 'normaal' injecteren. Deze factoren beperken de kosten van compaction grouting ten opzichte van 'normaal' injecteren aanzienlijk.

Tegenover het voordeel dat compaction grouting een oplossing *op maat* biedt voor de verplaatsingen ten gevolge van het tunnelboorproces, staan de nadelen dat er nog betrekkelijk weinig inzicht is in de mechanische processen die zich in de grond afspelen tijdens het compaction grouting proces en het gebrek aan ervaring met de methode in Nederland.

Aan de hand van de meer algemene uiteenzettingen over compaction grouting wordt aangegeven hoe de methode toegepast kan worden bij de Beurs van Berlage. Er wordt hierbij onderscheid gemaakt tussen injectie ter plaatse van de paalfundering en ter plaatse van de boortunnel en tussen injectie vanuit de kelder van het Beursgebouw en injectie vanaf het maaiveld. Het blijkt dat injectie vanuit de kelder van het Beursgebouw ter plaatse van de paalpunten de voorkeur verdient.

De mogelijkheden van toepassing van compaction grouting bij de Noord/Zuidlijn te Amsterdam worden gunstig geacht, mits vóór grootschalige toepassing bij de knelpunten eerst proefnemingen worden gedaan naar de effecten van de methode in 'Amsterdamse' omstandigheden. Te denken valt hierbij aan proefnemingen bij het proefpalenproject (2e Heinenoord, CUR, K100) of aan proefnemingen nabij het Centraal Station, waar de TBM nog geen verplaatsing-gevoelige objecten passeert.

Het zal blijken dat compaction grouting als mitigerende maatregel de **voorkeur** geniet boven het plaatsen van een wand.

Wanneer er vanuit wordt gegaan dat de in de literatuur gevonden resultaten met betrekking tot de *effectiviteit* van compaction grouting een indicatie vormen voor de effectiviteit bij toepassing in Amsterdam, dan zullen door het toepassen van deze methode de zettingen volledig kunnen worden gecompenseerd. Het grootste voordeel van de methode ten opzichte van het plaatsen van een wand, maar ook ten opzichte van andere mitigerende maatregelen, is dat de zettingen worden gecompenseerd waar en wanneer dat nodig is. In vergelijking met 'normaal' injecteren (verstenen) zijn het aantal aan te brengen injectiebuizen en de hoeveelheid te injecteren injectievloeistof kleiner, zodat de kosten ook lager zullen zijn. Bovendien wordt niet méér grout geïnjecteerd dan nodig is, wat uit kosten- en milieutechnische overwegingen gunstig is. De effectiviteit van het plaatsen van een wand is bij grote verplaatsingen goed te noemen, het nadeel is echter dat bij kleine optredende verplaatsingen, de ingreep relatief zwaar is.

Voor het knelpunt Beurs van Berlage is een berekening van de *kosten* van de beide mitigerende maatregelen gemaakt. Het blijkt dat de kosten van het aanbrengen van een wand bijna drie keer zo hoog zijn als de kosten van het toepassen van compaction grouting. Per strekkende meter tracé komen de maximale kosten inclusief BTW op respectievelijk NLG 9940,- en NLG 3650,-. Dit betekent dat de kosten van het compaction grouting ook laag zijn ten opzicht van die van andere mitigerende maatregelen.

De *hinder* is bij het plaatsen van de wanden ontegenzeggelijk groter dan bij compaction grouting. Wanneer wordt gekozen voor het aanbrengen van het injectienetwerk vanuit de kelder van de bebouwing heeft dit twee grote voordelen. Ten eerste merkt de omgeving (verkeer) weinig van de werkzaamheden en ten tweede hoeven de kabels en leidingen niet te worden omgelegd. Het nadeel is dat de kelder van de bebouwing (deels) moet worden ontruimd om ruimte te maken voor de injectieapparatuur (toestemming eigenaar nodig). Het aanbrengen van damwanden in het overvolle Amsterdamse centrum geeft echter een veelvoud van deze overlast.

INHOUDSOPGAVE

blz.

1	INLEIDING	1
	<u>1.1</u> <u>Algemeen</u>	1
	<u>1.2</u> <u>Doelstelling</u>	1
	<u>1.3</u> <u>Leeswijzer</u>	2
2	PROBLEEMSTELLING	3
	<u>2.1</u> <u>Algemeen</u>	3
	2.1.1 <u>Belastingen en interactie</u>	3
	2.1.2 <u>Horizontale paalbelasting door de grond</u>	3
	2.1.3 <u>Invloed tunnelboren op paalfundering (CUR-rapport 177)</u>	4
	<u>2.2</u> <u>Case 1: Het aanbrengen van een wand tussen boortunnel en bebouwing</u>	4
	2.2.1 <u>Case 1a: Wand ter plaatse van knelpunt Beurs van Berlage</u>	4
	2.2.2 <u>Case 1b: Wand ter plaatse van knelpunt Industria / Madame Tussaud</u>	4
	<u>2.3</u> <u>Case 2: Monitoren in combinatie met compaction grouting</u>	5
	2.3.1 <u>Case 2a: Monitoren in combinatie met compaction grouting ter plaatse van de boortunnel</u> ..	5
	2.3.2 <u>Case 2b: Monitoren in combinatie met compaction grouting ter plaatse van de bebouwing</u> ..	5
3	UITGANGSPUNTEN EN RANDVOORWAARDEN	7
	<u>3.1</u> <u>Inleiding</u>	7
	<u>3.2</u> <u>Algemeen</u>	7
	3.2.1 <u>Knelpunt Beurs van Berlage</u>	7
	3.2.2 <u>Knelpunt Industria / Madame Tussaud</u>	8
	<u>3.3</u> <u>Geotechniek en geohydrologie</u>	9
	<u>3.4</u> <u>Tunnel-constructie en hoogteligging tunnel</u>	9
	<u>3.5</u> <u>Ligging tunnel t.o.v. belendingen</u>	9
	<u>3.6</u> <u>Tunnelboorproces</u>	9
	<u>3.7</u> <u>Verplaatsing en hoekverdraaiing van de bebouwing</u>	10
	<u>3.8</u> <u>Schadebeeld</u>	12
	<u>3.9</u> <u>Hinder voor het verkeer</u>	14
	<u>3.10</u> <u>Schematisatie</u>	15
4	EMPIRISCHE BEREKENINGEN	17
	<u>4.1</u> <u>Inleiding</u>	17
	<u>4.2</u> <u>Berekeningen</u>	17
	<u>4.3</u> <u>Conclusies</u>	22
5	ANALYTISCHE BEREKENING	25
	<u>5.1</u> <u>Inleiding</u>	25
	<u>5.2</u> <u>Berekeningen</u>	26
	<u>5.3</u> <u>Conclusies</u>	26
6	TOETSING EFFECTIVITEIT WAND TUSSEN BOORTUNNEL EN BEBOUWING MIDDELS EINDIGE ELEMENTEN METHODE BEREKENINGEN	29
	<u>6.1</u> <u>Inleiding</u>	29
	<u>6.2</u> <u>Achtergronden FEM en PLAXIS</u>	29
	<u>6.3</u> <u>Opmerkingen m.b.t. de schematisatie</u>	29
	6.3.1 <u>Algemeen</u>	29
	6.3.2 <u>Twee-dimensionaal rekenen versus drie-dimensionaal rekenen</u>	30
	6.3.3 <u>Modellering van de tunnel</u>	30
	6.3.4 <u>Validatie van het rekenmodel</u>	30
	6.3.4.1 <u>Vergelijking met de empirische methoden</u>	31
	6.3.4.2 <u>Controle van het opgelegde volumeverlies / de contractie</u>	31
	6.3.5 <u>Calibratie van het rekenmodel</u>	32
	6.3.5.1 <u>Invloed van de meshbreedte</u>	32
	6.3.5.2 <u>Invloed opbouw mesh</u>	32
	6.3.5.3 <u>Invloed gebruik elastische interface</u>	33
	6.3.5.4 <u>Invloed aanbrengen paalpunt</u>	34
	6.3.5.5 <u>Invloed volgorde schematisatiestappen</u>	34
	6.3.5.6 <u>Invloed van het uitschakelen van het zweleffect</u>	35
	6.3.6 <u>Verificatie van het rekenmodel</u>	36

6.4	Berekeningsresultaten	37
6.4.1	Algemeen	37
6.4.2	Wandtypen	37
6.4.3	Resultaten Case 1a: knelpunt Beurs van Berlage	38
6.4.3.1	Gekozen oplossing	42
6.4.3.2	Calamiteiten	48
6.4.4	Resultaten Case 1b: knelpunt Industria / Madame Tussaud	49
6.4.4.1	Gekozen oplossing	53
6.4.4.2	Calamiteiten	59
6.4.5	Werking van de wand	60
6.5	Conclusies en aanbevelingen	62
6.5.1	Conclusies	62
6.5.2	Aanbevelingen	63

7	MONITOREN IN COMBINATIE MET COMPACTION GROUTING, EEN KWALITATIEVE BESCHOUWING	65
7.1	Inleiding	65
7.2	Injectiemethoden algemeen	65
7.3	Compaction grouting	66
7.3.1	Inleiding	66
7.3.2	Definitie compaction grouting	66
7.3.3	Toepasbaarheid gerelateerd aan grondsoort en toepassingen	67
7.3.4	Principe compaction grouting bij tunnels	67
7.3.5	Vooronderzoek	67
7.3.6	Plan van aanpak	68
7.3.7	Bestanddelen en samenstelling van de injectievloeistof (grout)	69
7.3.7.1	Algemeen	69
7.3.7.2	Cement	69
7.3.7.3	Water	69
7.3.7.4	Zand	70
7.3.7.5	Hulpstoffen	70
7.3.7.6	Samenstelling	70
7.3.8	Benodigde apparatuur	71
7.3.9	Richtlijnen voor het aanbrengen van een injectienetwerk	71
7.3.10	Methoden ten behoeve van het aanbrengen van het injectielichaam	72
7.3.10.1	top down methode	72
7.3.10.2	bottom up methode	73
7.3.10.3	Keuze tussen de methoden	73
7.3.10.4	Uitvoeringsaspecten	73
7.3.11	Invloedsgebied van een injectielichaam	74
7.3.12	Pompdebiet en pompdruk	74
7.3.13	Het monitoren, beheersen en controleren van het injectie-proces	75
7.3.13.1	Algemeen	75
7.3.13.2	Evaluatie van de gegevens van het injectieproces	75
7.3.13.3	Evaluatie resultaten / optimalisering	76
7.3.13.4	Beproeving groutmengsel	76
7.3.14	Eigenschappen van het geïnjecteerde lichaam	77
7.3.14.1	Vorm	77
7.3.14.2	Sterkte	77
7.3.14.3	Berekeningen sterkte en afmetingen	77
7.3.15	Case studie	78
7.3.15.1	Algemeen	78
7.3.15.2	Schatting benodigde hoeveelheid injectievloeistof	78
7.3.15.3	Jubilee Line London	78
7.3.15.4	West Orange Country Municipal Courts Building	78
7.3.15.5	Bolton Hill Tunnel	79
7.3.15.6	Minneapolis Tunnel	82
7.3.15.7	Conclusies case-studie	83
7.3.16	Doeltreffendheid compaction grouting	84
7.3.17	Conclusies	85
7.4	Methode van aanbrengen van het injectielichaam ter plaatse van de Beurs van Berlage	86
7.5	Mogelijke oplossingen voor het knelpunt Beurs van Berlage	87
7.5.1	Uitgangspunten Beurs van Berlage	87
7.5.1.1	De fundering	87
7.5.1.2	De kelder	87
7.5.1.3	Het maaiveld	88
7.5.1.4	De te compenseren zakkingen	88
7.5.2	De gekozen oplossingen	88
7.5.3	Case 2a: injectie t.p.v. de paalfundering	90
7.5.3.1	Algemeen	90

	7.5.3.2	Variant a: Injectie vanuit de kelder van het Beursgebouw	90
	7.5.3.3	Variant b: Injectie vanaf het maaiveld voor het Beursgebouw	91
	7.5.4	Case 2b: injectie t.p.v. de boortunnel	92
	7.5.4.1	Algemeen	92
	7.5.4.2	Variant e: Injectie vanuit de kelder van het Beursgebouw	92
	7.5.4.3	Variant f: Injectie vanaf het maaiveld voor het Beursgebouw	93
	7.5.5	Overige aandachtspunten	93
	7.6	Afweging kwaliteit, hinder en kosten	94
	7.7	Conclusie	95
8		KOSTENRAMING	97
	8.1	Kostenraming voor het aanbrengen van een wand tussen boortunnel en bebouwing	97
	8.1.1	Knelpunt Beurs van Berlage	97
	8.1.2	Knelpunt Industria / Madame Tussaud	97
	8.2	Kostenraming voor het toepassen van compaction grouting ter plaatse van de paalfundering	98
	8.3	Slotopmerkingen	98
9		CONCLUSIES	99
		LITERATUURLIJST	101
		BIJLAGEN	103
	BIJLAGE I.	GEGEVENS GEOTECHNIEK EN GEOHYDROLOGIE	105
	BIJLAGE II.	OVERZICHTSTEKENINGEN EN SONDERINGEN BEURS VAN BERLAGE & INDUSTRIA / MADAME TUSSAUD	113
	BIJLAGE III.	FOTO'S BEURS VAN BERLAGE, INDUSTRIA GEBOUW EN PEEK & CLOPPENBURG GEBOUW	119
	BIJLAGE IV.	ACHTERGRONDEN EEM EN PLAXIS	125
	BIJLAGE V.	STAPSGEWIJZE INVOER IN PLAXIS EN ANALYSE INVLOED ZWELEFFECT	131
	BIJLAGE VI.	INVOERGEGEVENS CASE 1A EN CASE 1B T.B.V. PLAXIS.	135
	BIJLAGE VII.	GRAFISCHE PRESENTATIE BEREKENINGSRISULTATEN CASE 1A & CASE 1B	143
	BIJLAGE VIII.	BEREKENING OPPERVLAKTE ONDER DE ZETTINGSTROG VOOR CASE 1A EN CASE 1B	147
	BIJLAGE IX.	TOELICHTING APPARATUUR COMPACTION GROUTING	151
	BIJLAGE X.	GESCHIKTHEID UITVOERINGSMETHODEN COMPACTION GROUTING VOOR CASE 1A	153
	BIJLAGE XI.	PRINCIPESCHETSEN COMPACTION GROUTING VARIANTEN a,b,e & f	155
	BIJLAGE XII.	Globale berekening kosten compaction grouting en aanbrengen damwand	165

1 INLEIDING

1.1 Algemeen

Voor algemene informatie omtrent het project Noord/Zuidlijn en de algemene doelstellingen van het afstudeerwerk wordt verwezen naar **Deel 1** van de scriptie: "*Literatuurstudie naar mitigerende maatregelen ter beperking van zettingen bij het realiseren van (boor)tunnels*".

Op de conclusies van het eerste rapport wordt hier kort teruggekomen. Het bleek dat de volgende methoden zich goed voor toepassing lenen:

- kunstmatig bevrozen van de grond (in combinatie met het monitoren van de verplaatsingen in de grond, van het gebouw en van de tunnelling);
- (chemische) injectie van de grond (in combinatie met monitoren van de verplaatsingen in de grond, van het gebouw en van de tunnelling);
- een afschermd wand tussen de boortunnel en de te beschermen bebouwing;
- het ondervangen van de te beschermen bebouwing.

Gezien het feit dat zowel ondervanging, kunstmatig bevrozen als (chemische) injectie door het Ontwerpbureau Noord/Zuidlijn al redelijk uitgebreid zijn onderzocht, en gezien de relatieve onbekendheid met de gevolgen van het aanbrengen van een **wand**, wordt deze laatste mogelijkheid in dit rapport grondig onderzocht. De andere mogelijke mitigerende maatregel die is onderzocht, is de **combinatie van monitoren en compaction grouting**.

1.2 Doelstelling

Het doel van dit tweede deel van de scriptie is tweeledig, namelijk het uitvoeren van:

- 1 • een oriënterende berekening voor wat betreft de doeltreffendheid van een wand tussen de boortunnels en de bebouwing ter plaatse van de knelpunten:
 - Beurs van Berlage en
 - Industria / Madame Tussaud;
- 2 • een kwalitatieve vergelijking van de doeltreffendheid van monitoren in combinatie met compaction grouting voor het knelpunt Beurs van Berlage; het resultaat wordt aan de hand van de criteria effectiviteit, hinder en kosten vergeleken met het aanbrengen van een wand.
 - ad.1 De twee knelpunten verschillen niet veel in bodemopbouw maar wel in beïnvloeding door het tunnelboorproces. Het knelpunt Industria / Madame Tussaud, dat de doorgang aan het begin van het Rokin vormt, heeft wel een ongeveer gelijksoortige bodemopbouw als het knelpunt Beurs van Berlage, maar het tunnelboorproces veroorzaakt hier niet alleen zettingen maar naar alle waarschijnlijkheid ook paalpunt-ontspanning, wat het gevolg is van de kleine afstand tussen de boortunnel en paalfundering. Dit knelpunt moet dus met extra zorg worden benaderd.
 - ad.2 De nadruk zal bij dit onderzoek meer liggen op de kwalitatieve aspecten van compaction grouting dan op de kwalitatieve (berekeningen). Mede om deze reden wordt slechts het knelpunt Beurs van Berlage beschouwd. Er zal onderscheid worden gemaakt tussen injectie ter plaatse van de boortunnel en injectie ter plaatse van de

paalfundering van de bebouwing. De uitvoeringstechnische aspecten spelen bij deze verhandelingen een belangrijke rol.

N.B. Na behandeling van enige meer algemene aspecten van compaction grouting, wordt een aanzet voor het plan van aanpak voor het Beursgebouw behandeld.

Voor de benaming van de verschillende knelpunten en mitigerende maatregelen zal de volgende notatie worden aangehouden:

Case 1: Het aanbrengen van een wand tussen boortunnel en bebouwing

Case 1a: Wand ter plaatse van knelpunt Beurs van Berlage

Case 1b: Wand ter plaatse van knelpunt Industria / Madame Tussaud

Case 2: Monitoren in combinatie met compaction grouting

Case 2a: Monitoren in combinatie met compaction grouting ter plaatse van de boortunnel

Case 2b: Monitoren in combinatie met compaction grouting ter plaatse van de bebouwing

1.3 Leeswijzer

Na deze inleiding wordt in hoofdstuk 2 de probleemstelling behandeld. In hoofdstuk 3 komen de uitgangspunten en randvoorwaarden aan bod. De empirische berekeningen zijn opgenomen in hoofdstuk 4 en de analytische berekeningen in hoofdstuk 5.

Hoofdstuk 6 behandelt de doeltreffendheid van het plaatsen van een wand tussen boortunnel en bebouwing voor de beide knelpunten en bevat de Eindige Elementen Methode (EEM) berekeningen die zijn uitgevoerd met het Mohr-Coulomb model van het computerprogramma PLAXIS.

In hoofdstuk 7 wordt een kwalitatieve beschouwing gegeven van de doeltreffendheid van monitoren in combinatie met compaction grouting in het algemeen en voor het knelpunt Beurs van Berlage in het bijzonder. Onderscheid wordt gemaakt tussen injectie ter plaatse van de boortunnel en injectie ter plaatse van de bebouwing.

Hoofdstuk 8 bevat een globale kostenberekening voor zowel de wand als voor het compactie-grouting en ten slotte wordt in hoofdstuk 9 enige conclusies getrokken omtrent de toepasbaarheid van de beide methoden, wederom in het algemeen en voor het knelpunt Beurs van Berlage in het bijzonder. Deze toepasbaarheid wordt bepaald aan de hand van de criteria effectiviteit, uitvoering, hinder en kosten.

2 PROBLEEMSTELLING

2.1 Algemeen

2.1.1 Belastingen en interactie

Om te bepalen wat het effect is van het tunnelboorproces op de paalfunderingen moeten berekeningen worden gemaakt waaruit volgt:

- de spanningsverandering in de ondergrond en
- de verplaatsingen in de ondergrond.

De noodzaak voor deze berekeningen ligt in het feit dat slechts na dergelijke berekeningen te hebben uitgevoerd conclusies kunnen worden getrokken omtrent de verplaatsing van de belendingen (zettingen en hoekverdraaiingen van de paalfundering en bebouwing). Het is echter veelal te eenvoudig om uit te gaan van een opgelegde spanningsverandering en verplaatsing door de grond aan de belendingen. De vervormingen en spanningen zijn namelijk in zekere mate *afhankelijk* van elkaar. Deze afhankelijkheid heeft te maken met de stijfheid van de bebouwing, van de fundering en van de grond. Als de bebouwing relatief stijf is ten opzichte van de gemiddelde stijfheid van de grond en de fundering dan is het zinvol een interactie-berekening uit te voeren. Bij relatief slap gedrag van de bebouwing kan deze berekening achterwege gelaten worden.

Door zettingen en interactie zullen waarschijnlijk enkele palen hoger worden belast dan de gedimensioneerde waarde. Dit vormt waarschijnlijk geen probleem, gezien het feit dat bij het bereiken van het grensdragvermogen de palen extra zakken en de belastingen meer gelijkmatig worden gespreid. Voor de (statisch onbepaalde) bebouwing kunnen zakkingsverschillen tussen de palen tot gevolg hebben dat grote hoekverdraaiingen optreden. Deze hoekverdraaiingen kunnen hoge spanningen in bijvoorbeeld metselwerk muren veroorzaken, wat bij het overschrijden van de treksterkte van de stenen of de mortel kan leiden tot scheurvorming.

Op basis van de bovenstaande beschouwingen wordt het gebruik van een geavanceerd rekenmodel (Eindige Elementen Methode) wenselijk geacht.

2.1.2 Horizontale paalbelasting door de grond

Vooraf wanneer de tunnel dicht langs een paalfundering wordt geboord zullen de horizontale grondverplaatsingen ter plaatse van de paal enkele millimeters tot enkele centimeters bedragen. Volgens NEN 6740 paragraaf 11.5.2 moeten indien de grondverplaatsingen groter worden dan 0,1 meter de gronddrukken worden beschouwd als een belasting op de palen. Bij kleinere waarden dan 0,1 m moeten de effecten van de vervormingen worden geanalyseerd als een interactieproces tussen de paal en de grond. De verwachting was dat in de beschouwde cases de verplaatsingen de waarde van 10 cm niet zullen overschrijden, wat later juist bleek te zijn.

2.1.3 Invloed tunnelboren op paalfundering (CUR-rapport 177)

Recentelijk is CUR-rapport 177 verschenen, waarin de invloed van het tunnelboorproces op paalfunderingen wordt beschreven. De belangrijkste conclusies worden hieronder kort beschreven.

- 1 De spanningsveranderingen die optreden ten gevolge van het tunnelboorproces zijn voor een belangrijk deel debet aan het optreden van de paalzakking; dit kan worden geconcludeerd uit de waargenomen zakking van de funderingspalen op afstanden waar het zand in de funderingslaag nauwelijks deformeert.
- 2 Het grensdragvermogen van palen op korte afstand van de boortunnel neemt dusdanig af dat de palen aanzienlijke verticale verplaatsingen moeten ondergaan om weer het oude draagvermogen te bereiken.
- 3 De consolidatie-effecten blijken dusdanig dat het uiteindelijke volumeverlies na consolidatie groter is dan het opgelegde volumeverlies; dit leidt tot circa twee keer zo grote maximale zettingen dan de initiële; in zandlagen kan door dilatantie het uiteindelijke volumeverlies kleiner zijn.
- 4 Deformaties spreiden zich in horizontale richting minder in zandlagen dan in kleilagen.

2.2 Case 1: Het aanbrengen van een wand tussen boortunnel en bebouwing

2.2.1 Case 1a: Wand ter plaatse van knelpunt Beurs van Berlage

Het probleem dat zich hier voordoet zijn de door het tunnelboorproces veroorzaakte verplaatsingen in het grondlichaam. Mogelijk kunnen deze verplaatsingen door het aanbrengen van een wand tussen de boortunnel en de bebouwing, tot aanvaardbare proporties worden teruggebracht. Er zal met behulp van EEM-berekeningen worden vastgesteld wat de optimale wandlengte is en welke wanddikte en/of welk wandtype een optimaal resultaat geeft (lengte en dikte/type afwegen tegen het effect van de maatregel).

2.2.2 Case 1b: Wand ter plaatse van knelpunt Industria / Madame Tussaud

Hier spelen niet alleen de verplaatsing van het grondlichaam maar ook de mogelijke paalpuntontspanning een rol. Deze ontspanning heeft waarschijnlijk grotere verplaatsingen van de paalpunten tot gevolg. Ook hier wordt weer met behulp van EEM-berekeningen worden vastgesteld wat de optimale wandlengte is en welke wanddikte en/of welk wandtype een optimaal resultaat geeft.

2.3 Case 2: Monitoren in combinatie met compaction grouting

2.3.1 Case 2a: Monitoren in combinatie met compaction grouting ter plaatse van de boortunnel

Het volumeverlies dat optreedt ten gevolge van het tunnelboorproces is de oorzaak van zettingen en hoekverdraaiingen van de aan het tracé grenzende bebouwing. Door middel van het aanbrengen van een groutlichaam middels het injecteren van een groutmengsel met een hoge stijfheid, wordt enerzijds het volume van de verloren gegane grond gecompenseerd en anderzijds wordt het ontstane extra poriënvolume in de grond samengedrukt. Op die manier kan het verlies aan draagkracht van de paalfunderingen dat optreedt door ontspanning van de grond worden opgevangen en kan tevens de zetting van de palen worden tegengegaan. Door te injecteren ter plaatse van de boortunnel wordt het probleem bij de bron aangepakt. Dicht bij de boortunnel treden de grootste volumeverliezen op, zodat daar een groot groutlichaam gevormd zal moeten worden.

2.3.2 Case 2b: Monitoren in combinatie met compaction grouting ter plaatse van de bebouwing

Voor case 2b geldt grotendeels hetzelfde principe als voor case 2a. Het grote verschil zit in het feit dat nu onder de paalfundering wordt geïnjecteerd. De hoeveelheid te injecteren grout is hoogstwaarschijnlijk kleiner, terwijl de effectiviteit nagenoeg gelijk zal zijn. Een nadeel is dat wanneer de injectielansen dichtbij de paalpunten moeten worden ingebracht, een verstoring van het invloedsgebied rond de paalpunt zou kunnen optreden.

3

UITGANGSPUNTEN EN RANDVOORWAARDEN

3.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de uitgangspunten en randvoorwaarden voor het ontwerp behandeld. Het betreft hier respectievelijk uitgangspunten op de volgende gebieden:

- algemeen;
- geotechniek en geohydrologie;
- tunnel-constructie en hoogteligging tunnel;
- belendingen;
- tunnelboorproces;
- verplaatsingen en hoekverdraaiingen;
- schadebeeld;
- hinder.

Voor het vergaren van de in dit hoofdstuk genoemde informatie is hoofdzakelijk gebruik gemaakt van geotechnische rapporten van het Ontwerpbureau Noord/Zuidlijn en OMEGAM, afdrukken van de bouwtekeningen van de Beurs van Berlage, het Industria-gebouw en het Peek & Cloppenburg gebouw (Madame Tussaud en P&C). Deze rapporten zijn overigens niet bijgevoegd.

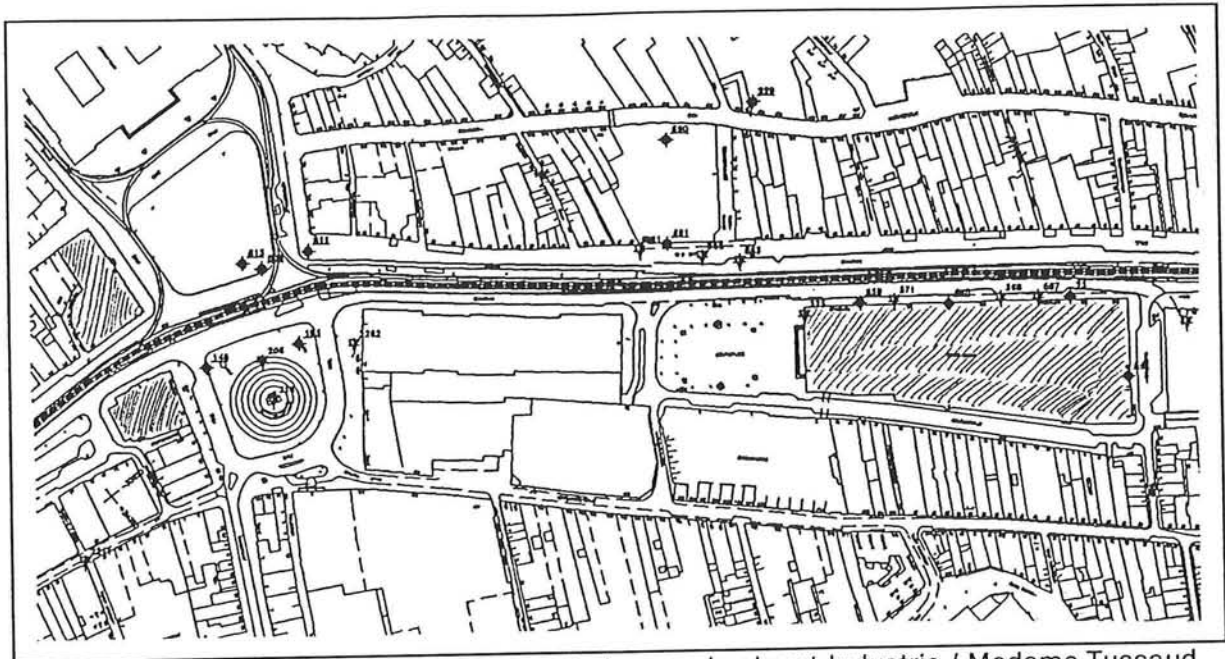
3.2 Algemeen

3.2.1 Knelpunt Beurs van Berlage

De Beurs van Berlage is gelegen aan het Damrak, zie figuur 3.1 en foto's in bijlage III. Het belangrijkste knelpunt bij de realisatie van de boortunnel op deze lokatie wordt gevormd door het Beursgebouw, dat in 1903 werd gebouwd door de bekende bouwmeester H.P. Berlage. In 1987 vertrokken de laatste beursactiviteiten uit het gebouw en vanaf dat moment biedt het gebouw onderdak aan het Nederlands Philharmonisch Orkest (NKO & NedPhO). De voormalige Graanbeurszaal en Effectenbeurszaal zijn omgebouwd tot respectievelijk AGA zaal (200 stoelen) en Yakult Zaal (665 stoelen). Aan de Beurszijde bevinden zich twee kleinere zalen (Berglage zaal, Toorop hal) die o.a. een indrukwekkend glas in lood raam bevatten). De grootste ruimte wordt gevormd door de Goederenbeurszaal, die wordt gebruikt voor tentoonstellingen en zeer uiteenlopende manifestaties. Gezien deze functies van het Beursgebouw zal voldoende aandacht aan het bestrijden van geluidsoverlast besteed moeten worden.

De fundering bestaat uit houten palen, die tot in de eerste zandlaag zijn geheid. Het gebouw zelf is geheel opgebouwd uit metselwerk, en een belangrijk deel van het dak bestaat uit een overkapping van stalen spanten met daartussen glaswerk. De gerenoveerde zalen zijn voorzien van nieuwe vloeren, maar de muren van het gebouw zijn zichtbaar gelaten (tableaus van o.a. Toorop). Het gebouw bevat twee grote kelders, waarvan er één als fietsenstalling (zuidelijke) en één als opslagruimte (noordelijke) in dienst is.

De reden voor de aanwijzing van de Beurs als knelpunt is gelegen in het feit dat de staat waarin het gebouw verkeert slecht is. In het verleden zijn diverse onderzoeken uitgevoerd, waarvan de eerste reeds in 1909 (zie Lit.[13]). Een onafhankelijke commissie van deskundigen kwam tot de conclusie dat de toestand van de Beurs zorgwekkend was. De zettingen



FIGUUR 3.1 Ligging knelpunt Beurs van Berlage en knelpunt Industria / Madame Tussaud

van het gebouw werden toegeschreven aan bodemzettingen en het heien van enige palen dáár waar de eerste zandlaag ontbrak⁽¹⁾ en het gebouw zou in de toenmalige staat kunnen worden gehandhaafd, "indien althans verder geen groote verzakkingen optreden". Vlak na de oorlog en eind jaren zeventig is er sprake van geweest de Beurs te slopen. Omstreeks 1960 en 1988 hebben verbeteringen aan het metselwerk van het gebouw plaatsgevonden (renovatie, o.a. in de vorm van trekstaven in het metselwerk). In 1994 is overwogen het gebouw van een gehele nieuwe fundering te voorzien (zie Lit.[14]), maar deze funderingsvernieuwing heeft tot op heden niet plaatsgevonden. De huidige kelderconstructie bestaat uit bakstenen wanden en kolommen. De bovenstaande feiten geven duidelijk aan dat de toestand van het Beursgebouw uitermate precair is, zodat de vervormingseisen die daar aan de grond worden gesteld zeer streng zullen moeten zijn. In paragraaf 3.8 wordt hier nader op ingegaan.

3.2.2 Knelpunt Industria / Madame Tussaud

Het knelpunt Industria / Madame Tussaud bevindt zich op de kop van het Rokin aan de Damzijde, zie figuur 3.1 en foto's in bijlage III. De te beschermen bebouwing bestaat hier uit het Industria-gebouw aan de oostelijke zijde en het Peek & Cloppenburg (P&C) gebouw aan de westelijke zijde. In het P&C gebouw is sinds 1989 aan de Rokin-zijde Madame Tussaud gevestigd. Aangezien deze zijde van het P&C gebouw het meest door het tunnelboorproces wordt beïnvloed, is het knelpunt aangeduid met knelpunt Industria / Madame Tussaud. Het Industria gebouw is gebouwd in 1915 en staat op houten palen die zijn geheid tot in de eerste zandlaag. De vloeren zijn geconstrueerd van gewapend beton en de muren van metselwerk. Opvallend is nog het boogvormige glas in lood raam ter plaatse van de Rokin-ingang. Dit gebouw heeft voor zover bekend geen ingrijpende wijzigingen ondergaan. Het P&C is gebouwd in 1914 en staat op houten palen die zijn geheid tot in de eerste zandlaag. De vloeren zijn geconstrueerd van gewapend beton en de muren van metselwerk. Bij de renovatie in 1989 zijn verschillende muren van gewapend beton aangebracht binnen het gebouw (herindelings). Tevens zijn extra palen in 2e zandlaag aangebracht, o.a. ter plaatse van de Rokin-zijde van het pand.

⁽¹⁾ en niet zoals werd gesuggereerd door *De Telegraaf* door scheuren van het gebouw gevolgd door onregelmatige belastingsverdeling (zie Lit.[16])

3.3 Geotechniek en geohydrologie

In bijlage I zijn alle relevante geotechnische en geohydrologische parameters opgenomen (in tabelvorm). Tevens zijn voor de beide knelpunten bodemprofielen opgenomen.

3.4 Tunnel-constructie en hoogteligging tunnel

Voor de tunnelconstructie wordt aangehouden: een uitwendige diameter van de boortunnel van 6,5 m, een uitwendige diameter van de boormachine van 6,7 m, een lengte van het schild van de boormachine van 8,5 m, een wanddikte van de tunnelling van 0,35 m, een hoogte van de bovenkant van het spoor (BS) van NAP -21,5 m en een hoogte van het hart van de boortunnel van BS + 1,5 m.

3.5 Ligging tunnel t.o.v. belendingen

Het tracé van de boortunnel is in grote lijnen bekend, maar met betrekking tot de nauwkeurige ligging in het horizontale- en verticale vlak bestaat nog de nodige speelruimte. Op het moment van samenstellen van dit rapport wordt uitgegaan van een ligging zoals weergegeven in de figuren op bladzijde 15, ontleent aan (niet openbare) ontwerpen van het Ontwerpbureau Noord/Zuidlijn. Dit betekent dat de volgende minimale afstanden tussen de buitenzijde van de boortunnel en de buitenzijde van de gevel moeten worden aangehouden:

- knelpunt Beurs van Berlage: circa 7,0 m⁽¹⁾;
- knelpunt Industria / Madame Tussaud: circa 1,7 m.

Voor de boogstralen wordt voorlopig aangehouden:

- knelpunt Beurs van Berlage: R = 500 m;
- knelpunt Industria / Madame Tussaud: R = 235 m.

Met nadruk wordt hier gewezen op het feit dat het mogelijk is deze afstanden en boogstralen aan te passen, mocht daartoe aanleiding zijn. Het verschuiven van de boortunnel in westelijke richting betekent dat de bebouwing aan deze zijde van de straat meer wordt beïnvloed door het tunnelboorproces. Nader onderzoek van de zettingen van de grond kan uitwijzen of een dergelijke verplaatsing van het tracé aanvaardbaar is.

3.6 Tunnelboorproces

De voor dit onderzoek belangrijkste parameter van het tunnelboorproces is het volumeverlies. Aan de hand van het volumeverlies worden de zettingen berekend, waarbij onderscheid moet worden gemaakt tussen de volumeverliezen in een rechtstand en de volumeverliezen in

⁽¹⁾ Ter plaatse van de noordelijke hoek van het gebouw wordt een bocht in de tunnel ingezet en bedraagt de afstand slechts 5 meter. Aangezien dit stuk slechts ongeveer 10-15% van de totale lengte (140 meter) bedraagt, wordt er gekozen voor een afstand van 7,0 meter. Dit betekent wel dat over dit deel van het tracé misschien extra maatregelen genomen moeten worden, wanneer de berekende zettingen hiertoe aanleiding geven.

een bocht. Bij het boren in bochten zal het volumeverlies groter zijn omdat de oversnijding daar groter is dan in de rechtstand. In de onderstaande tabel is de relatie tussen enige gehanteerde boogstralen en de bijbehorende additionele volumeverliezen ($\Delta V'/V$) weergegeven, uitgaande van 0,5-2,0 % volumeverlies ($\Delta V/V$) bij het boren van een rechtstand.

R (m)	$\Delta V'/V$ (0,5 %)	$\Delta V'/V$ (1,0%)	$\Delta V'/V$ (1,5%)	$\Delta V'/V$ (2,0%)
190	0,40	0,80	1,20	1,60
210	0,35	0,70	1,05	1,40
235	0,30	0,60	0,90	1,20
400	0,20	0,40	0,60	0,80
1000	0,05	0,10	0,15	0,20

TABEL 3.1 Relatie boogstraal - additioneel volumeverlies (bron: intern rapport Ontwerpbureau Noord/Zuidlijn)

De waarden in de tabel kunnen als volgt worden gebruikt:

- $(\Delta V/V)_{\text{totaal}} = \Delta V/V + \Delta V'/V$;
- bij een volumeverlies in de rechtstand van 1,0 % en een boogstraal van 235 m is het totale volumeverlies $1,0 + 0,6 = 1,6$ %;
- bij een volumeverlies in de rechtstand van 0,75% en een boogstraal van 190 m is het totale volumeverlies $0,75 + (0,80-0,40)/2 = 0,95$ % (lineair interpoleren).

In het vervolg zal voor de cases worden aangehouden dat het volumeverlies bij het boren in een rechtstand 0,5 % mag bedragen. Daar komt dan nog maximaal 0,5% bij voor het boren in een bocht, zodat het maximale beoogde volumeverlies 1,0 % bedraagt.

3.7 Verplaatsing en hoekverdraaiing van de bebouwing

Voor de maximaal toelaatbare verplaatsingen en hoekverdraaiing kunnen moeilijk eenduidige waarden worden aangehouden. De bekende restricties die worden gesteld aan de verplaatsingen die de bebouwing mag ondergaan zijn opgesteld voor langlopende processen, zoals bv consolidatie. De zettingen en hoekverdraaiingen die bij het tunnelboorproces optreden komen echter veel sneller tot stand, zodat de toegepaste eisen aangescherpt moeten worden.

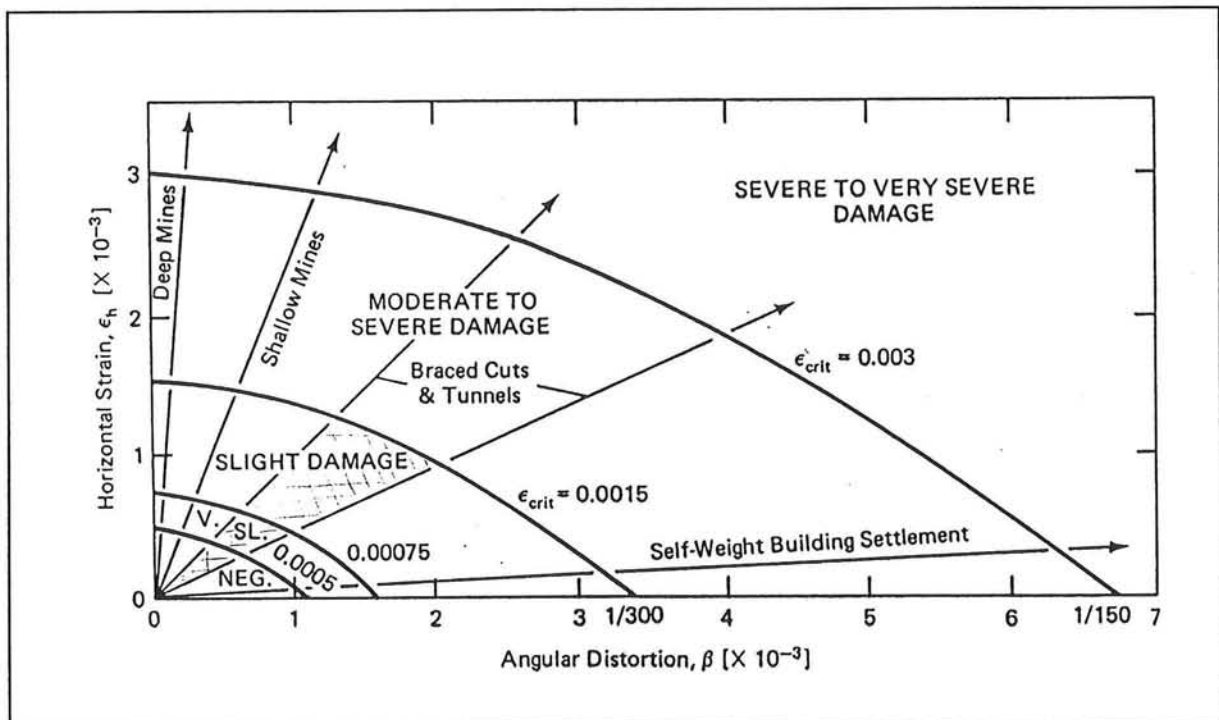
Andere belangrijke factoren zijn de aard van de bebouwing en toestand waarin deze bebouwing zich bevindt. Op het laatste wordt in de volgende paragraaf teruggekomen. Met betrekking tot het eerste kan worden gesteld dat een *relatief starre* constructie (bv gewapend beton) de zettingen in de grond op een dusdanige manier zal volgen dat de constructie gelijkmatig zakt. Er treedt dus in zekere zin een herverdeling van belastingen op. De zettingen van de grond zorgen voor een verhoging van de spanningen in de constructie en de hoekverdraaiing zal ongeveer de gemiddelde hellingshoek van de zakkingsstroeg volgen. Een zich *relatief minder star* gedragende constructie (metselwerk en hout) zal het zettingsbeeld meer gelijkmatig volgen. Dit betekent dat ook daar spanningen in de constructie zullen optreden, hoewel deze minder groot zullen zijn dan bij een starre constructie. De verplaatsing van de constructie kan echter wel een gevaar vormen, omdat de weerstand tegen verplaatsingen van de onderdelen van de constructie onderling veel kleiner is. Hierdoor zou het kunnen gebeuren dat bij relatief grote verplaatsingen bijvoorbeeld het contact tussen vloeren en muren verloren zou gaan, waardoor de bebouwing zijn stabiliteit verliest. In Amsterdam in het algemeen en bij de gekozen knelpunten in het bijzonder zijn de dragende wanden veelal opgebouwd uit metselwerk. Dit betekent dat de constructie zich relatief slap zal gedragen. Er is daarom gekozen om de hoekverdraaiing te bepalen aan de

hand van de twee rijen palen die het dichtst bij de boortunnels liggen. Ter plaatse van deze punten is de helling van de zettingstrog het grootst, zodat bij benadering de maximale hoekverdraaiing wordt gevonden. De spanningen in de constructie worden vanwege de complexiteit niet in de berekeningen meegenomen. In plaats daarvan wordt de verplaatsing van de paalpunten beschouwd. Wanneer deze verplaatsingen beperkt blijven (zie 3.8), zullen de spanningen in de bebouwing niet tot ontoelaatbare schade leiden.

Omdat de literatuur omtrent toelaatbare zettingen en hoekverdraaiingen beperkt is tot metselwerk gebouwen, wordt van de veronderstelling uitgegaan dat de bebouwing bij de beide knelpunten geheel bestaat uit metselwerk. In Lit.[6] wordt een grafiek gegeven die voor een bepaalde verhouding tussen horizontale rekken en hoekverdraaiing een indicatie geeft van de te verwachten schade bij dragende metselwerk wanden voor verschillende technieken (zie figuur 3.2).

Voor zover uit de artikelen is af te leiden is de figuur opgesteld aan de hand van:

- de relatie tussen hoekverdraaiing en schade voor bebouwing die zakt onder het eigen gewicht, zoals gegeven door Skempton en McDonald (zie Lit.[19]); deze relatie is nagenoeg onafhankelijk van de horizontale rek in de bebouwing;
- de relatie tussen de schade en de horizontale rek in de bebouwing bij "Deep Mines", waar de hoekverdraaiing blijkbaar geen rol van betekenis spelen; helaas is er geen definitie gegeven van wat het begrip "Deep Mines" precies inhoudt, behalve dat de aanlegdiepte meer dan 100 meter bedraagt.



FIGUUR 3.2 Schade criteria voor dragende metselwerk muren (naar *Cording & Boscardin*)

De definitie van de in de figuur gebruikte symbolen is als volgt:

- β = relatieve rotatie = maat voor de schuifspanningen in een constructie; rotatie door zettingen van een rechte lijn tussen twee referentiepunten minus de rotatie van de starre constructie als geheel;
- ϵ_h = horizontale rek = gemiddelde rek ten gevolge van de relatieve horizontale verplaatsing van twee referentiepunten.

De figuur vertoont tevens lijnen voor Shallow Mines, Braced Cuts en Tunnels (allen minder dan 30 meter diep), maar ook hier geldt weer dat niet wordt vermeld hoe men aan deze lijnen is gekomen. Andere mogelijke minpunten van de grafiek zijn dat het tijdsafhankelijk effect

en de invloed van interactie tussen bebouwing en grond niet zijn terug te vinden in de beschouwingen.

Uit de figuur kan worden geconcludeerd dat wanneer het *lichte schadeniveau (slight damage)* wordt gehanteerd, de hoekverdraaiingen de waarde van 1/2500 niet mogen overschrijden, bij kleine horizontale rekken. Bij grotere horizontale rekken geldt een waarde voor de hoekverdraaiing van 1/500. Voor deze scriptie zal bij het knelpunt Beurs van Berlage vanwege de slechte staat waarin het Beursgebouw verkeert, een toelaatbare hoekverdraaiing van 1/2500 worden aangehouden. Bij het knelpunt Industria / Madame Tussaud zijn de gebouwen in een betere staat, zodat daar een waarde van 1/1250 wordt aangehouden. Voor wat betreft de paalpunten kan als indicatie worden aangehouden dat de zettingen niet groter dan 10 á 20 mm mogen worden, voor in redelijke goede staat verkerende bebouwing. Wanneer de toestand van de bebouwing matig tot slecht is, zoals bij de Beurs van Berlage, zullen deze eisen (aanzienlijk) moeten worden aangescherpt. Het is echter nagenoeg onmogelijk om hiervoor strikte zettingseisen op te stellen.

3.8 Schadebeeld

Een belangrijke bepalende factor bij het bepalen van de toelaatbare zetting en hoekverdraaiing is de schade die men accepteert. Volgens de in de vorige paragraaf besproken classificering valt een indeling te maken naar schadeniveau variërend van lichte tot zeer ernstige schade. De hierbij behorende criteria zijn weergegeven in de tabel opgenomen in figuur 3.3. Deze tabel is ontleend aan Lit.[6].

Het ongenueanceerd hanteren van een de tabel is uiteraard niet verstandig. Er moet een duidelijk onderscheid worden gemaakt tussen de juridische aspecten van schade en de constructieve aspecten daarvan.

Allereerst moet voor dat met het tunnelboorproces wordt begonnen door middel van een *inspectie* nauwkeurig worden vastgesteld wat de huidige staat van de bebouwing is. Alleen op die manier kan worden vastgesteld welke schade door het tunnelboorproces wordt veroorzaakt. Vooral vanuit *juridisch oogpunt* is de inspectie zeer belangrijk, opdat schadeclaims van onroerend goed bezitters kunnen worden getoetst.

De *constructieve aspecten* van de schade zijn moeilijker vast te stellen. In de tabel wordt de schade gerelateerd aan oorspronkelijk in goede staat verkerende bebouwing die wordt aangetast. Wanneer echter de bebouwing al kleine scheuren vertoont, die door toedoen van het tunnelboorproces groter worden, dan zal deze schade ook in een van de categorieën moeten worden ingedeeld. De vraag is nu uiteraard, welke categorie? Het is hierbij verleidelijk om de extra scheurwijdte te meten en in de tabel deze *extra* wijdte te koppelen aan de schade. De reden dat deze methode niet bruikbaar is, ligt in het feit dat zo wel een beeld wordt verkregen van de extra schade die wordt veroorzaakt, maar niet van de uiteindelijke schade. Het onderstaande voorbeeld licht dat toe.

*Als een gebouw bv een zeer licht schadeniveau heeft (stel 1 mm scheuren) en door het tunnelboorproces worden de scheuren 5 mm groter, dan is de totale scheurwijdte 6 mm, zodat het schadeniveau **gemiddeld** is. Als slechts was gekeken naar de extra schade dan was het niveau hiervan **licht** geweest, zodat de ernst voor de uiteindelijke toestand van het gebouw was onderschat.*

Wat uit het bovenstaande duidelijk blijkt, is dat een onderscheid moet worden gemaakt tussen het *uiteindelijke schadeniveau* van de bebouwing en de *extra schade* veroorzaakt door het tunnelboorproces. De extra schade is vooral belangrijk als juridisch argument en wordt hier verder niet als maatstaf gehanteerd. Het uiteindelijke schadeniveau is constructief van belang en fungeert daarom als maatstaf.

Class of damage (1)	Description of damage ^a (2)	Approximate width ^b of cracks, mm (3)
Negligible	Hairline cracks	<0.1
Very Slight	Fine cracks easily treated during normal redecoration. Perhaps isolated slight fracture in building. Cracks in exterior brickwork visible upon close inspection.	<1
Slight	Cracks easily filled. Re-decoration probably required. Several slight fractures inside building. Exterior cracks visible, some re-pointing may be required for weathertightness. Doors and windows may stick slightly.	<5
Moderate	Cracks may require cutting out and patching. Recurrent cracks can be masked by suitable linings. Tuck-pointing and possibly replacement of a small amount of exterior brickwork may be required. Doors and windows sticking. Utility service may be interrupted. Weathertightness often impaired.	5 to 15 or several cracks > 3 mm
Severe	Extensive repair involving removal and replacement of sections of walls, especially over doors and windows required. Windows and door frames distorted, floor slopes noticeably. Walls lean or bulge noticeably, some loss of bearing in beams. Utility service disrupted.	15 to 25 also depends on number of cracks
Very Severe	Major repair required involving partial or complete re-construction. Beams lose bearing, walls lean badly and require shoring. Windows broken by distortion. Danger of instability.	usually >25 depends on number of cracks

^aLocation of damage in the building or structure must be considered when classifying degree of damage.

^bCrack width is only one aspect of damage and should not be used on alone as a direct measure of it.

Note: Modified from Burland et al. (1977)

FIGUUR 3.3 Classificering zichtbare schade

Dit betekent dat voordat het tunnelboorproces start:

- 1) een beeld moet worden verkregen van het huidige schadeniveau van de bebouwing ter plaatse van de knelpunten;
- 2) een norm moet worden opgesteld voor het maximale schadeniveau, waaraan de bebouwing moet voldoen.

3.9 Hinder voor het verkeer

Aan het begrip hinder kan op vele uiteenlopende wijzen invulling worden gegeven. Met betrekking tot de *geluidsoverlast* die wordt toegelaten kan worden gesteld dat hieraan overdag bepaalde restricties worden gesteld. In de avonduren en 's nachts zal het geluidsniveau beperkt moeten zijn.

De *trillingshinder* heeft vooral betrekking op de mogelijke ontspanning die daarmee gepaard gaat. Als criterium geldt dat de trillingen in de grond veroorzaakt door het aanbrengen van een wand niet dusdanig groot mogen worden dat ontoelaatbare paalpuntontspanning en/of paalpuntverplaatsing optreedt.

Hieronder is opgesomd welke eisen worden gesteld aan de toelaatbare *verkeershinder* voor de beide knelpunten. Dit is een belangrijk criterium met betrekking de ruimte die nodig is voor het creëren van de van een wand.

Verkeershinder Damrak / knelpunt Beurs van Berlage

Gezien de belangrijke functie die het Damrak vervult op het gebied van de continuïteit van de verkeersstroom, is het onacceptabel dat deze straat gedurende langere tijd voor het verkeer wordt afgesloten.

Het openbaar vervoer (tramlijnen 4, 9, 16, 24, 25) mag niet worden verstoord, omdat hiervoor geen aanvaardbare alternatieve route bestaat voor een langere termijn dan bv een halve dag. Voor de korte termijn zou gebruik kunnen worden gemaakt van de route lopend over de Nieuwezijds Voorburgwal, waar al wel tramlijnen 1, 2, 5, 13 en 17 en diverse buslijnen over lopen, zodat voor vertragingen en capaciteitsvermindering gevreesd moet worden.

Tussen ongeveer 00.30 u en 6.00 u maken slechts nachtbussen gebruik van het traject. Deze kunnen relatief gemakkelijk worden omgeleid, zodat 's nachts werken een oplossing biedt (bv bij de aan- en afvoer van groot materieel).

Het autoverkeer beweegt zich slechts in één richting, van de Dam richting C.S., en kan met de nodige inspanning via de Nieuwezijds Voorburgwal worden omgeleid.

Verkeershinder Rokin / knelpunt Industria / Madame Tussaud

Om dezelfde redenen als bij het Damrak is het onacceptabel dat het Rokin gedurende langere tijd voor het verkeer wordt afgesloten.

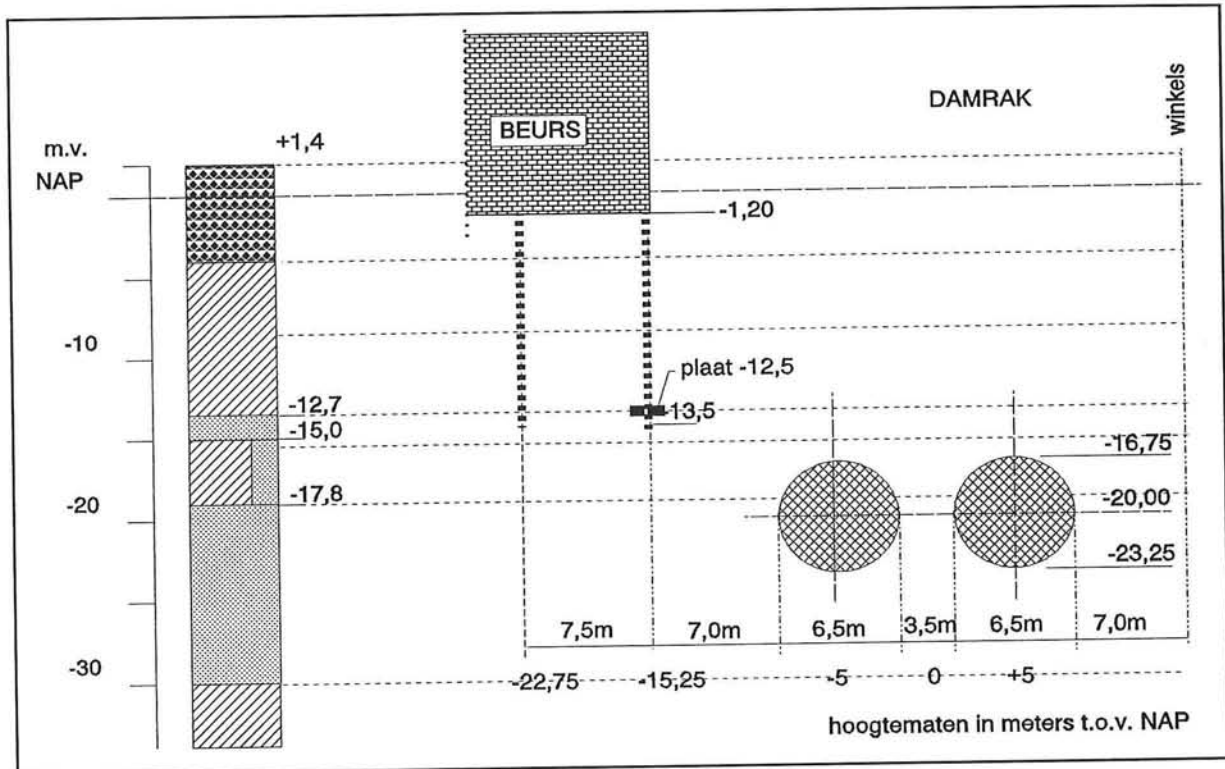
Het openbaar vervoer (tramlijnen 4, 9, 14, 16, 24, 25) mag niet worden verstoord, omdat hiervoor (voor de langere termijn) geen aanvaardbare alternatieve route bestaat.

Tussen ongeveer 00.30 u en 6.00 u maken slechts nachtbussen gebruik van het traject. Deze kunnen relatief gemakkelijk worden omgeleid, zodat 's nachts werken een oplossing bied.

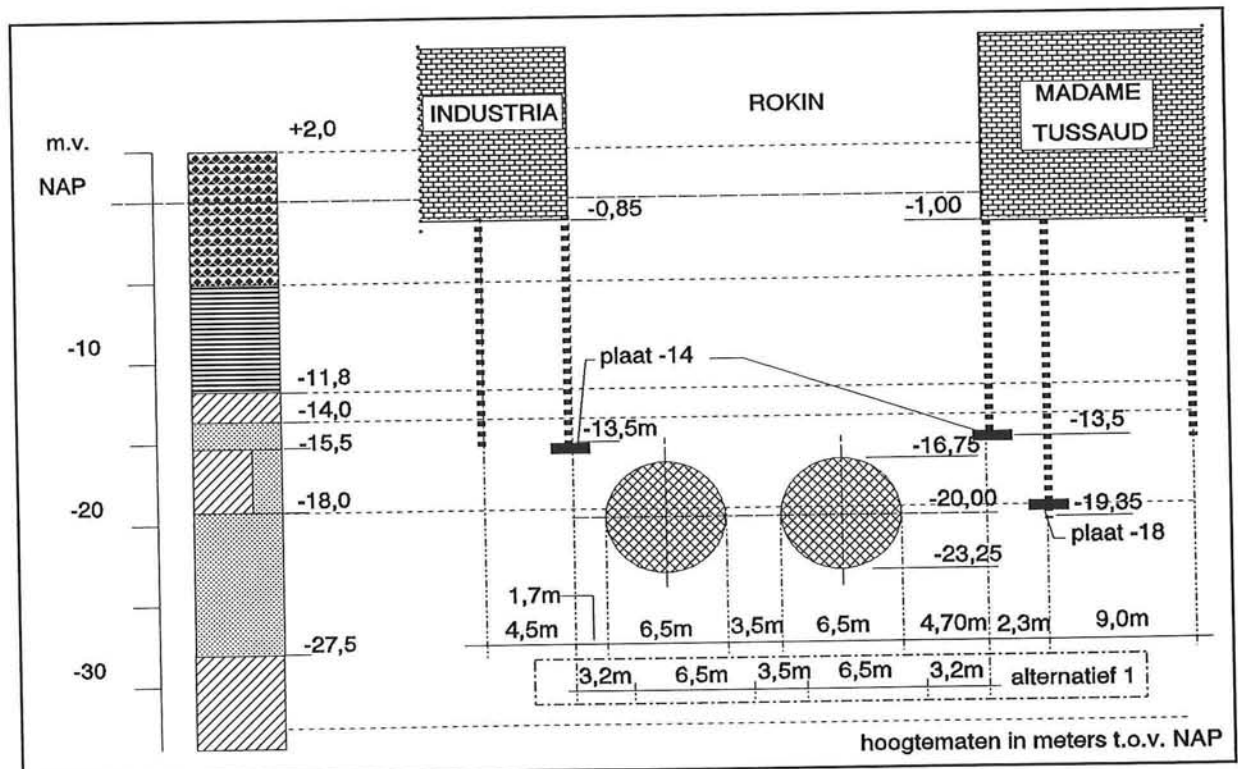
Het autoverkeer beweegt zich slechts in een richting, van de Dam richting de Munt en kan slecht worden omgeleid.

3.10 Schematisatie

Op basis van de in de bovenstaande paragrafen behandelde gegevens en bouwtekeningen van de betreffende belendende panden zijn de onderstaande schematische dwarsprofielen opgesteld.



FIGUUR 3.4 Schematisatie knelpunt Beurs van Berlage



FIGUUR 3.5 Schematisatie knelpunt Industria / Madame Tussaud

4 EMPIRISCHE BEREKENINGEN

4.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden berekeningen uitgevoerd met behulp van formules die zijn afgeleid uit metingen gedaan in de tunnelboor-praktijk. Om te beginnen wordt kort paragraaf 3.4.4 uit Deel 1 herhaald.

De vorm van de zettingstrog aan het maaiveld boven de tunnel is voor het eerst door Peck geanalyseerd en in 1969 gepubliceerd. Resultaat van deze analyse was de beschrijving van de zettingstrog door middel van een (omgekeerde) Gauss-curve, zoals weergegeven in figuur 4.1.

Toelichting:

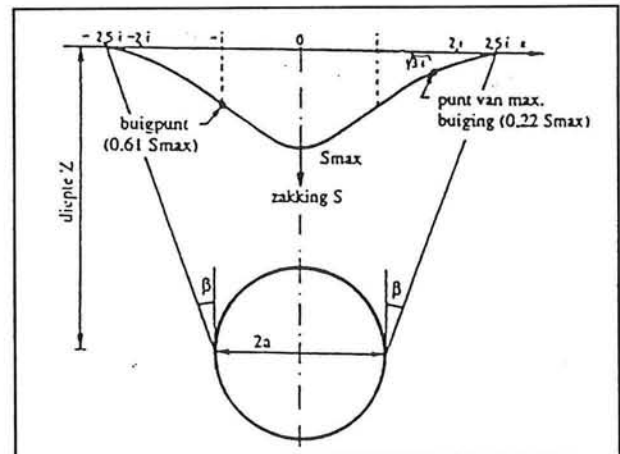
formules:

$$S(x) = S_{\max} e^{-(x^2/2i^2)}$$

$$V_s = S_{\max} * i * \sqrt{2\pi} = 2,5 * i * S_{\max}$$

verklaring parameters:

- $S(x)$ = zetting maaiveld;
- V_s = volume van de zettingstrog
= volumeverlies;
- S_{\max} = maximale maaiveldzetting;
- x = horizontale afstand uit de as;
- i = vormcoëfficiënt⁽¹⁾;
- D = $2a$ = diameter van de tunnelbuis.



FIGUUR 4.1 Invloedszone boren

4.2 Berekeningen

Het spreekt voor zich dat een bredere zettingstrog de maximale zetting en de scherpe hellingen van de trog reduceert. Het volumeverlies tijdens het boren moet namelijk gelijk zijn aan de inhoud van de zettingstrog. Een brede trog heeft daarom een geringere hoogte dan een smalle. Een bodem die zich stevig gedraagt zal een kleine waarde van i/D geven en dus een smallere zettingstrog en een grotere maximale zetting dan bij een slappe bodem.

Om een beeld te krijgen van de orde-grootte van de zettingen en de breedte van de zettingstrog worden in dit hoofdstuk enige analytische berekeningen behandeld. Voor het analytisch berekenen van de afmetingen van de zettingstrog zijn een groot aantal formules ter bepaling

⁽¹⁾ de coëfficiënt i hangt af van de grondeigenschappen enerzijds en de het aanlegniveau van de tunnel anderzijds; i is hier gedefinieerd als de horizontale afstand van de tunnelas tot het buigpunt van de zettingstrog (i is dus vergelijkbaar met σ in de statistische Gausskromme)

van de coëfficiënt i beschikbaar. De volgende kanttekeningen worden hierbij geplaatst:

- de bekende formules zijn gevalideerd voor bepaalde praktijksituaties, zodat de geldigheid vaak afhankelijk is van de mate waarop de situatie waarin ze worden gebruikt overeenstemt met de situatie waarvoor ze zijn ontwikkeld;
- de meeste formules zijn gebaseerd op een homogene grondopbouw of een sterk geschematiseerde grondopbouw;
- interactie tussen grond en constructie, bovenbelastingen, invloed van funderingen e.d. kunnen niet door de formules worden meegenomen in de beschouwing;
- er wordt geen rekening gehouden met tijdsafhankelijke vervormingen, zoals kruip en consolidatie; hiervoor zijn aparte formules ontwikkeld (bv Attewell & Selby) die echter zijn gericht op boren *in* slappe grond (klei/silt).

Er is hier gekozen voor berekeningen met een formule die de formules van New en O'Reilly combineert en voor de formule van Leach. Beide formules zijn afgeleid van de hierboven behandelde formule van Peck.

New en O'Reilly

New en O'Reilly veronderstellen dat de korrels van de grond langs radiaal gerichte paden naar de tunnels toestromen en dat er een vlakke spannings-toestand heerst. Bovendien geven zij als enige een formule die toe te passen is in gelaagde grond (kleilaag op zandlaag of zandlaag op kleilaag). Voor de aanleg van een boortunnel in een zandlaag met daarbovenop een kleipakket geldt:

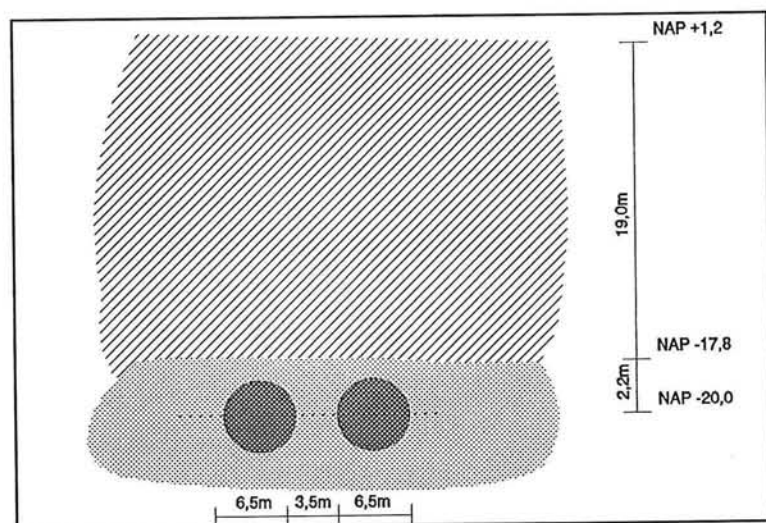
$$i = 0,28 \cdot z_a + 0,43 \cdot z_b - 0,1$$

waarin:

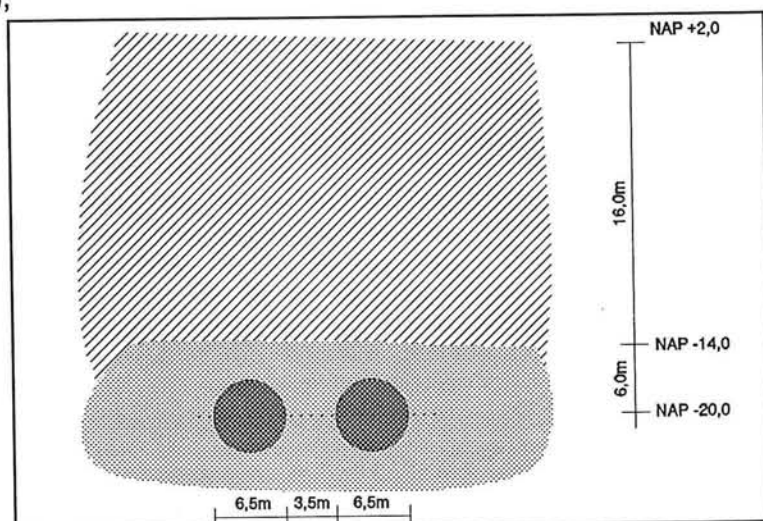
z_a = de afstand tussen tunnels en overgangslaag (m);

z_b = de dikte van de bovenste, afdekkende laag (m).

Voor de beide knelpunten is nu voor volumeverliezen van 0,5%, 1,0%, 1,5%, en 2,0% procent bepaald wat de bijbehorende zakking van het maaiveld is. Dit is gedaan door de zakkings van de twee afzonderlijke tunnels te superponeren. In figuur 4.2 is een afbeelding opgenomen van de geschematiseerde situatie voor het knelpunt Beurs van Berlage. In deze figuur zijn tevens de curves opgenomen voor de afzonderlijke tunnels bij een volumeverlies van 0,5%. In figuur 4.3 staat de geschemati-



FIGUUR 4.2 Schematisatie knelpunt Beurs van Berlage t.b.v. New & O'Reilly berekening



FIGUUR 4.3 Schematisatie knelpunt Industria / Madam Tussaud t.b.v. New & O'Reilly berekening

seerde situatie voor het knelpunt Industria / Madame Tussaud weergegeven. In de onderstaande tabel zijn de numerieke resultaten van de berekening opgenomen, waarbij S_{max} de maximale zetting op maaiveldniveau weergeeft. In de figuren 4.4 en 4.5 zijn de resultaten grafisch uitgezet.

case	volume (m ³)	z _a (m)	z _b (m)	i (m)	S _{max} (mm) bij een volumeverlies van:			
					0,5%	1,0%	1,5 %	2,0 %
1a	33,18	2,2	19,2	8,77	-11,5	-22,9	-34,4	-45,8
1b	33,18	6,0	16,0	8,46	-11,6	-23,3	-34,9	-46,6

TABEL 4.1 Resultaten berekening New & O'Reilly (S_{max} op maaiveldniveau)

Leach

De formules van Leach lijken sterk op de door New en O'Reilly opgestelde formules. Deze formules tonen een lineair *met de diepte verlopende waarde* van i en zijn gebaseerd op een homogene grondopbouw. De formule van O'Reilly heeft als nadeel dat hij in niet-cohesieve grond slechts geldig is voor $z_0 = 6-10$ meter. De formule die Leach hanteert voor weinig consolidatie gevoelige grond is:

$$i = 0,57 + 0,45 \cdot (z_0 - z) \pm 1,01$$

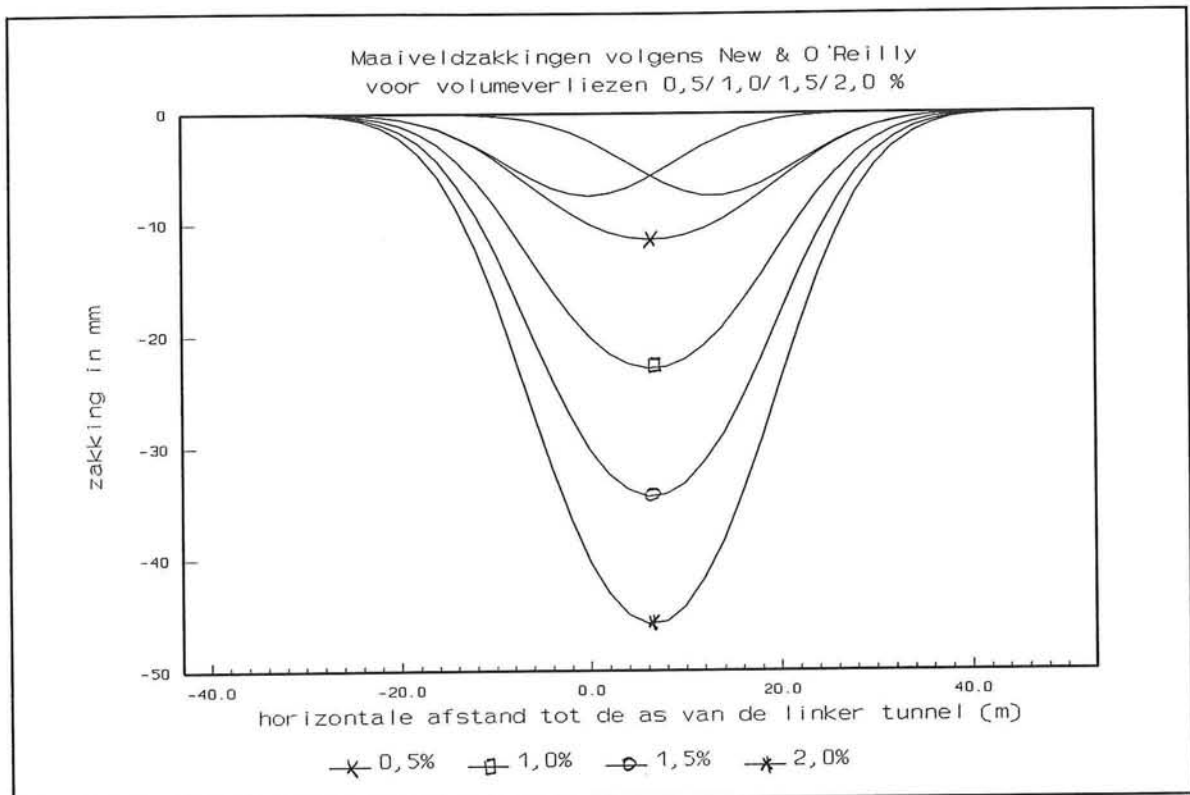
waarin:

- z_0 = de afstand tussen maaiveld en tunnelas (m);
- z = de afstand en het niveau waarop de zettingen worden beschouwd, waarbij $z = 0$ het maaiveld voorstelt (m).

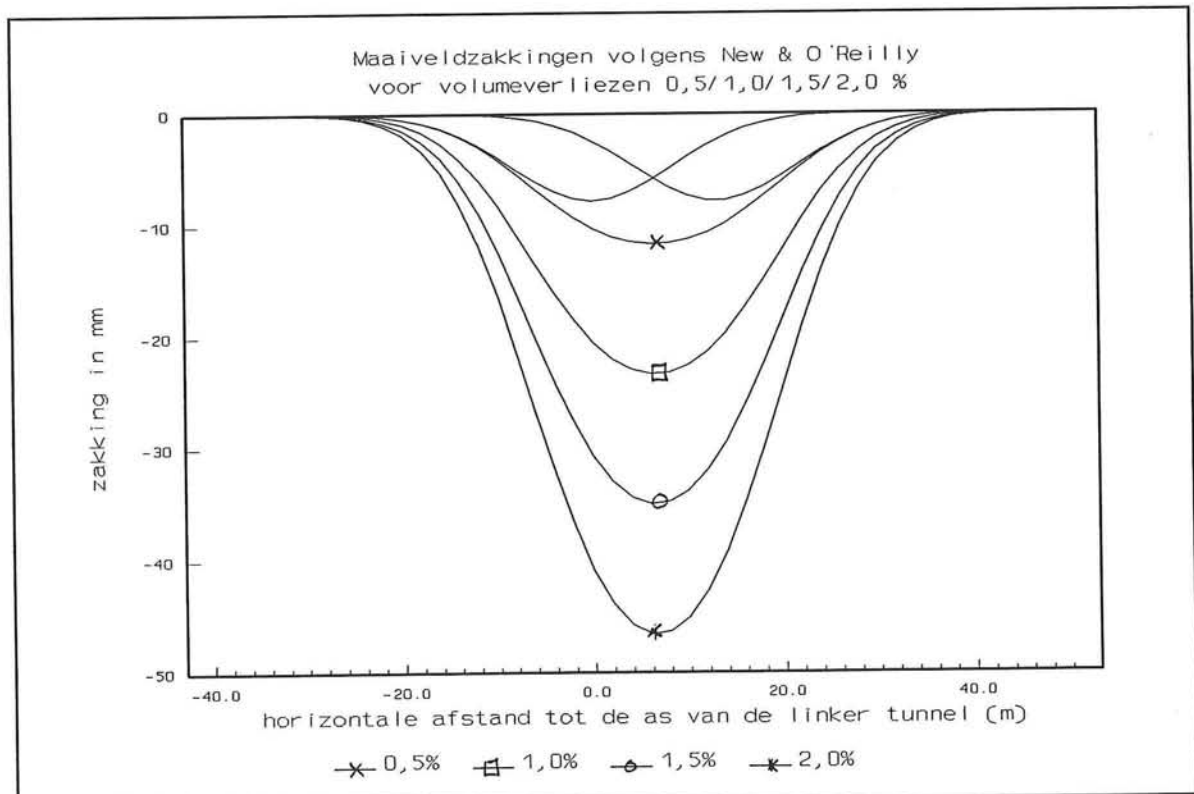
Het \pm teken in de formule betekent dat er een minimum waarde en een maximum waarde voor i kunnen worden gevonden (resp. i_{min} en i_{max}). In de onderstaande tabel zijn voor deze minimale en maximale waarde de maximale zettingen aan het maaiveld weergegeven. In de figuren 4.6 en 4.7 zijn de resultaten voor een volumeverlies van 0,5% grafisch uitgezet, zowel voor de minimum als voor de maximum waarde van i . De grafieken hebben, vanwege de lineaire relatie tussen volumeverlies en zetting, bij volumeverliezen van 1,0%, 1,5% en 2,0% een gelijkvormig verloop, zodat deze niet worden weergegeven.

De schematisatie voor de beide knelpunten verschilt in zoverre van de schematisatie gebruikt bij New & O'Reilly, dat de grond nu geheel uit zand opgebouwd wordt verondersteld.

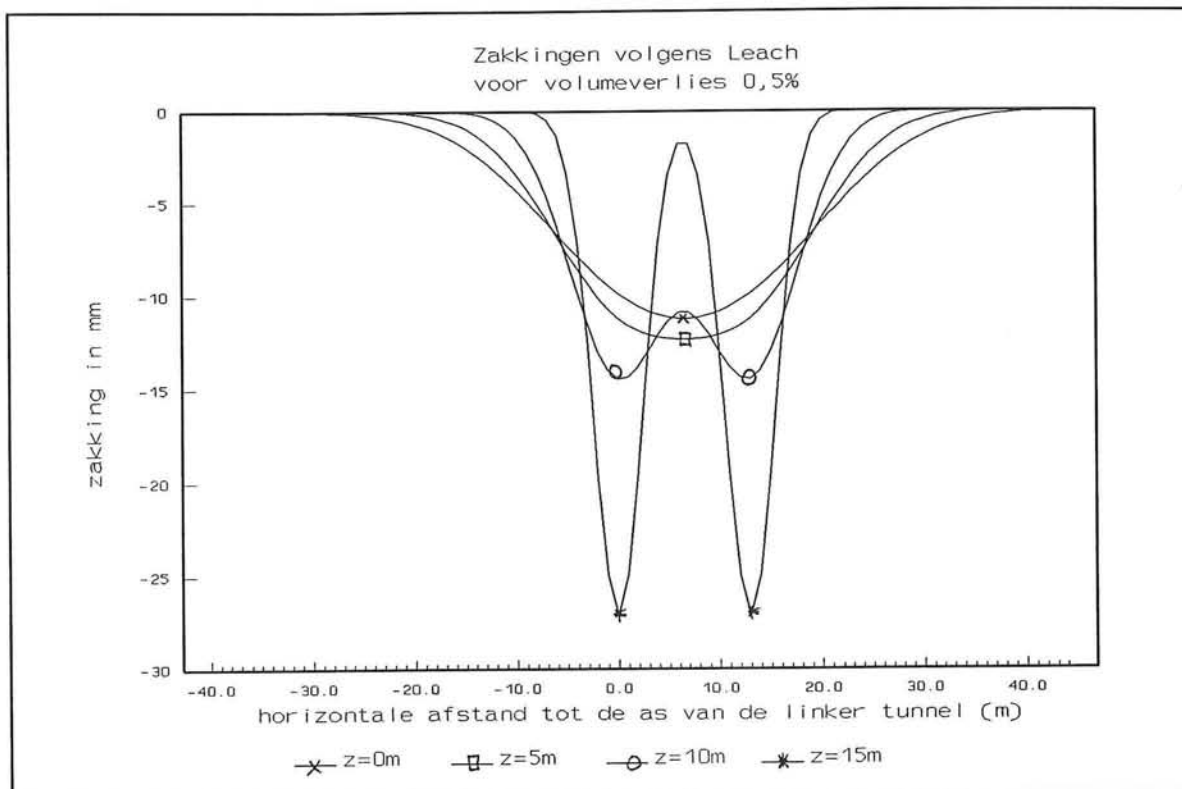
Allereerst zijn berekeningen uitgevoerd voor de beide waarden van z_0 . Aangezien de waarde van z_0 voor de beide cases nagenoeg gelijk is (1a: 21,4 meter & 1b: 22,0 meter), werd verwacht dat de resultaten niet veel zouden verschillen. Uit de berekeningen bleek dat bij $z_0 = 22,0$ meter de resultaten minder dan 1 procent kleiner uitvallen dan bij $z_0 = 21,4$ meter. Omdat deze waarde de grootse zettingen gaf, zijn slechts hiervan de resultaten opgenomen.



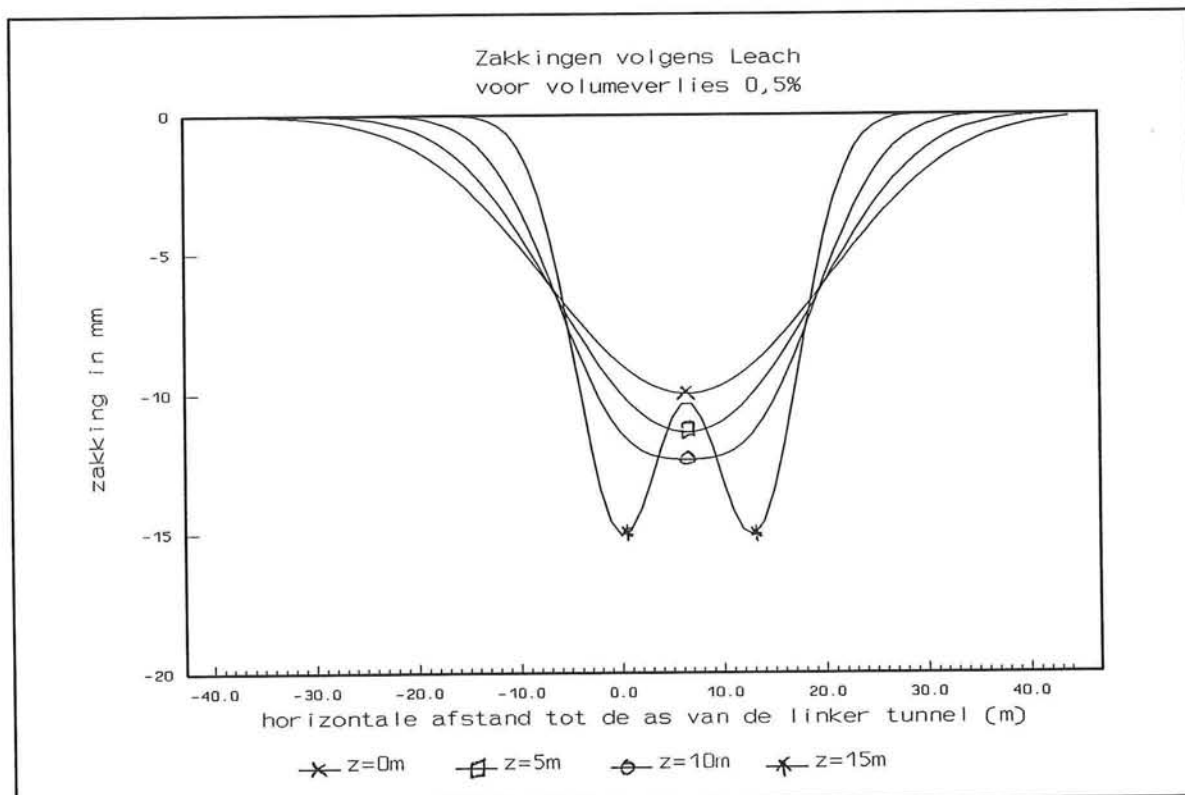
FIGUUR 4.4 Maaiveldzakkingen volgens New & O'Reilly voor case 1a: Beurs van Berlage



FIGUUR 4.5 Maaiveldzakkingen volgens New & O'Reilly voor case 1b: Industria / Madam Tussaud



FIGUUR 4.6 Zakkingen volgens Leach voor case 1a en 1b bij 0,5% volumeverlies en i_{min}



FIGUUR 4.7 Zakkingen volgens Leach voor case 1a en 1b bij 0,5% volumeverlies en i_{max}

case	i (m)	S_{max} (mm) bij volumeverlies 0,5% en $z =$			
		0 m	5 m	10 m	15 m
1a en/of 1b	i_{min}	-11,2	-12,3	-14,4	-27,1
	i_{max}	-10,0	-11,3	-12,3	-15,0

TABEL 4.2 Resultaten berekening Leach (S_{max} op vier verschillende niveaus voor een volumeverlies van 0,5%)

case	i (m)	S_{max} (mm) bij een volumeverlies van:			
		0,5%	1,0%	1,5 %	2,0 %
1a en/of 1b	i_{min}	-11,2	-22,4	-33,7	-44,9
	i_{max}	-10,0	-20,0	-30,0	-40,0

TABEL 4.3 Resultaten berekening Leach (S_{max} op maaiveldniveau bij verschillende volumeverliezen)

4.3 Conclusies

Uit de voorgaande tabellen en grafieken kan het onderstaande worden geconcludeerd. De zakkingsstrog van de methode van New & O'Reilly vertoont een regelmatige Gauss-curve. Blijkbaar zijn de beide tunnels dermate diep gelegen dat ze geen afzonderlijke pieken in het zettingsverloop veroorzaken. Bij de methode van Leach is een soortgelijk beeld te zien. Het valt hier echter direct op, dat naarmate de diepte toeneemt, de hellingen van de zakkings-troggen steiler worden en de invloed van de afzonderlijke tunnels op de totale zetting toeneemt. De maximale zettingen worden niet meer gevonden halverwege de twee tunnels, maar meer richting de verticale as van de individuele tunnels. Midden tussen de tunnels is de zakking aanzienlijk kleiner, zelfs kleiner dan de maximale zakking van op dezelfde verticaal gelegen hogere punten, doordat de zettingen elkaar daar veel minder versterken. Het verschil in de locatie van de maximale zettingen kan een belangrijk gegeven zijn wanneer de paalfundering van bebouwing boven de tunnels is gelegen.

In tabel 4.4 zijn de maximale maaiveldzettingen van de methode New & O'Reilly vergeleken met die van de methode Leach. Voor de laatste zijn de maximale zakkings gekozen, wat wil zeggen $i = i_{min}$. Uit de vergelijking blijkt dat de verschillen tussen de waarden van S_{max} voor de beide methoden in geval van case 1a kleiner zijn dan 2%. Dit betekent dat het schematisatie-verschil (homogeen dan wel laagopbouw) in dit geval niet veel invloed op de maximale zettingen heeft gehad. In geval van case 1b zijn de verschillen veel groter. Dit heeft waarschijnlijk te maken met de grotere dikte van de zandlaag boven de tunnels. De verschillen bedragen nu maximaal 12%. Dit wordt gezien het feit dat beide formules een benadering vormen als aanvaardbaar gezien.

case	methode	S_{max} (mm) bij een volumeverlies van:			
		0,5%	1,0%	1,5 %	2,0 %
1a	Leach	-11,2	-22,4	-33,7	-44,9
	N&O	-11,5	-22,9	-34,4	-45,8
1b	Leach	-10,0	-20,0	-30,0	-40,0
	N&O	-11,6	-23,3	-34,9	-46,6

TABEL 4.4 Vergelijking van de S_{max} op maaiveldniveau voor methode New & O'Reilly en methode Leach (bij verschillende volumeverliezen)

De breedte van de trog verschilt, zoals uit de figuren is af te leiden, wel voor de beide methoden. De methode van Leach geeft, vooral bij gebruik van i_{max} , een bredere trog te zien. Aangezien het volumeverlies gelijk blijft moeten de maximale zettingen dan kleiner worden, wat duidelijk in de resultaten terug te vinden is.

Om een idee te krijgen van de zettingen van de paalfunderingen in de eerste zandlaag kunnen de zettingen op het niveau van de eerste zandlaag (circa NAP -13,0 m) worden beschouwd. Dit geeft de in de onderstaande tabel vermelde zettingen.

case	methode Leach diepte:	S_{max} (mm) op niveau eerste zandlaag bij een volumeverlies van:			
		0,5%	1,0%	1,5 %	2,0 %
1a	NAP -13,6 m (z = 15 m)	-10,0	-20,9	-31,5	-42,1
1b	NAP -13,0 m (z = 15 m)	-10,6	-21,3	-31,9	-42,5

TABEL 4.5 Vergelijking van de S_{max} op niveau eerste zandlaag voor methode Leach (bij verschillende volumeverliezen)

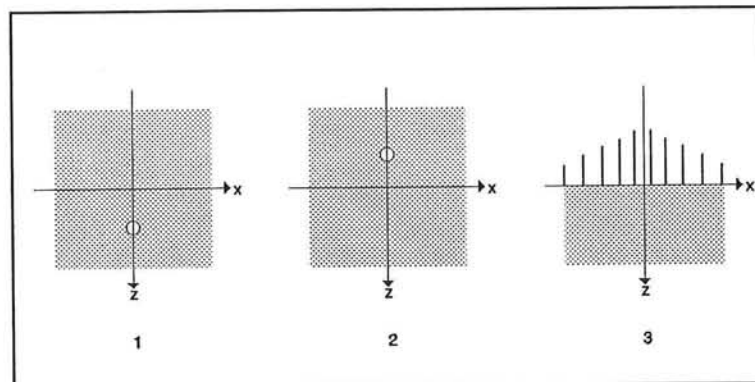
Enige voorzichtigheid bij het interpreteren van deze resultaten is geboden, daar de zettingen op $z = 15$ m misschien een niet al te betrouwbaar beeld oplevert. In de figuren was immers duidelijk de individuele invloed van de twee verschillende tunnels overheersend.

5 ANALYTISCHE BEREKENING

5.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden berekeningen uitgevoerd met formules die zijn afgeleid door Sagaseta (1987). De methode geeft een analytische oplossing voor een elastisch verplaatsingsprobleem. Het probleem is hierbij geschematiseerd als een tunnel met een straal a op een diepte h onder een vrij oppervlak in een elastische halfruimte. Het totale grondverlies is gelijk aan V_s . Er worden vervolgens drie basisproblemen (zie figuur 5.1) gesuperponeerd, namelijk:

- 1) een cirkelvormige ruimte in een oneindig grote ruimte;
- 2) de gespiegelde situatie van 1);
- 3) een spanningsverdeling die evenwicht maakt met de spanningsverdeling die volgt uit 1) en 2), aangebracht op het vrije oppervlak van een oneindige halfruimte.



FIGUUR 5.1 Superpositie van 3 problemen

Hieronder worden in formulevorm de belangrijkste resultaten van de oplossing gegeven. Voor de uitwerking wordt verwezen naar Lit.[23].

$$w_{x0} = -\frac{V_s}{2\pi} \frac{x}{x^2+h^2} \left[1 + \frac{y}{\sqrt{x^2+y^2+h^2}} \right] \quad w_{y0} = \frac{V_s}{2\pi} \frac{1}{\sqrt{x^2+y^2+h^2}} \quad w_{z0} = \frac{V_s}{2\pi} \frac{x}{x^2+h^2} \left[1 + \frac{y}{\sqrt{x^2+y^2+h^2}} \right]$$

verklaring parameters:

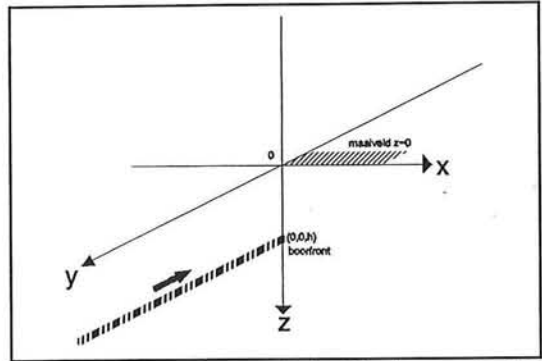
V_s	= volume van de zettingstrog = volumeverlies;
$w_{x0,y0,z0}$	= verplaatsing aan het maaiveld, respectievelijk in x-,y- en z-richting;
x	= horizontale afstand loodrecht op de as;
y	= horizontale afstand evenwijdig aan de as;
h	= afstand tussen maaiveld en tunnelas;

In figuur 5.2 is het gebruikte assenstelsel weergegeven.

Op grote afstand van het boorfront ($y \rightarrow \infty$) geldt de vlakke spanningstoestand. De vergelijkingen worden dan gereduceerd tot:

$$w_{x0}(y \rightarrow \infty) = -\frac{V_s}{\pi} \frac{x}{x^2 + h^2} \quad w_{z0}(y \rightarrow \infty) = \frac{V_s}{\pi} \frac{h}{x^2 + h^2}$$

Uit de formules is eenvoudig af te leiden dat de horizontale verplaatsingen boven het boorfront ($x=0$) gelijk zijn aan nul en dat zij ter plaatse van $x=h$ de maximale waarde bereiken.



FIGUUR 5.2 Assenstelsel behorende bij de methode van Sagaseta

5.2 Berekeningen

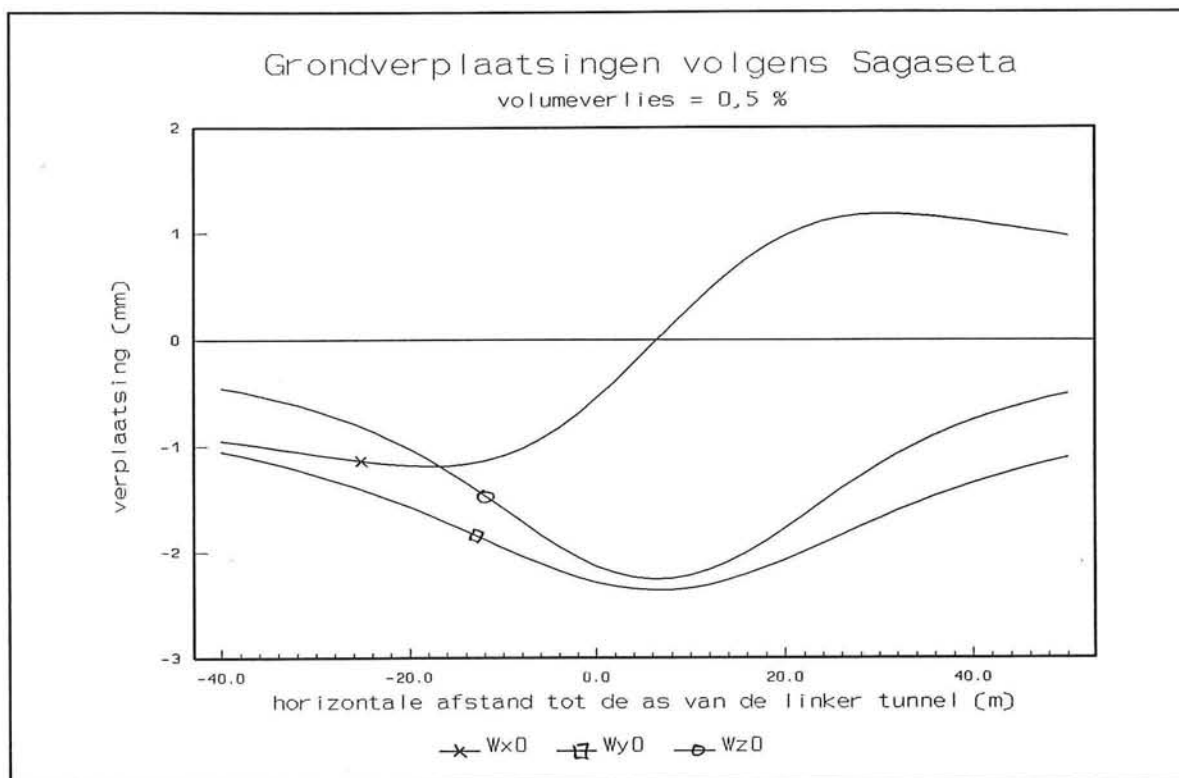
In de onderstaande tabel zijn voor $y=0$ en $y=\infty$ en voor een volumeverlies van 0,5% de waarden voor de maximale verplaatsingen aan het maaiveld weergegeven. In de figuren 5.3 en 5.4 zijn de berekeningsresultaten grafisch uitgezet. Voor volumeverliezen van meer dan 0,5% kunnen de verplaatsingen eenvoudig worden berekend (het verband is lineair, dus een twee maal groter volumeverlies geeft een twee maal grotere verplaatsing).

case	y (m)	w_{\max} (mm) bij volumeverlies 0,5%		
		w_{x0}	w_{y0}	w_{z0}
1a en/of 1b	0	0.6	1.2	2.3
	∞	2.4	0	4.5

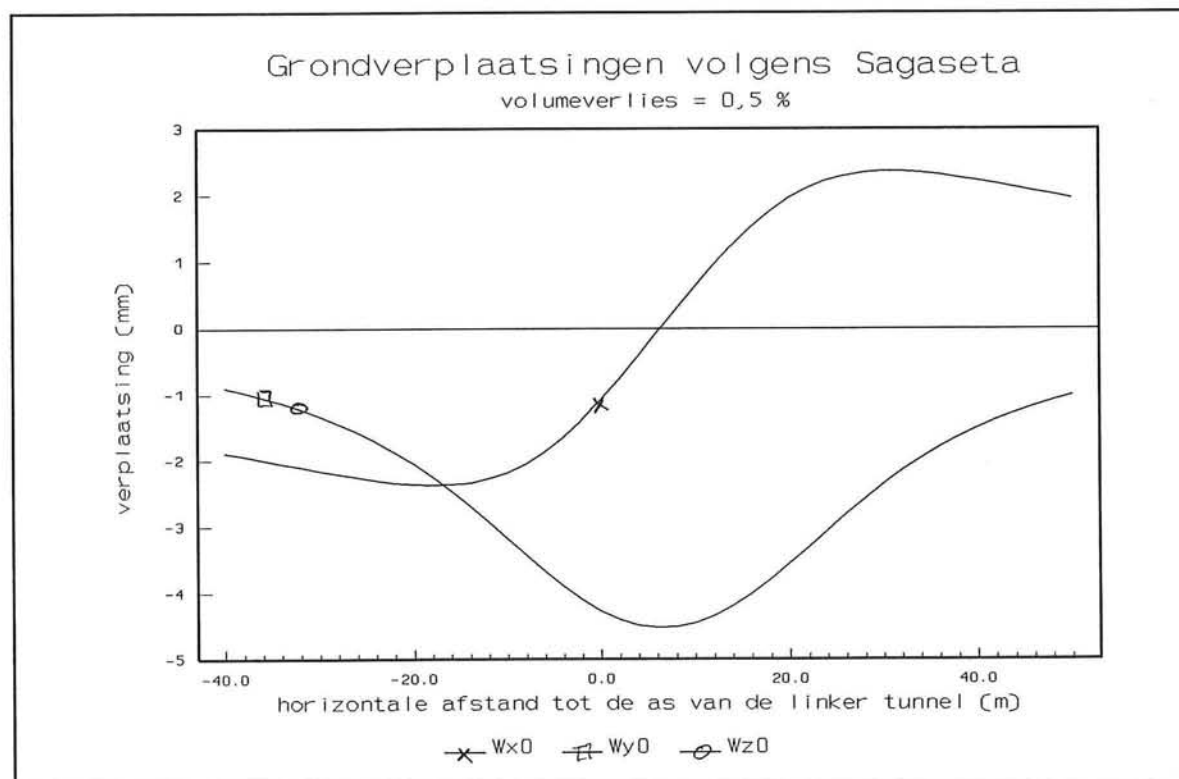
TABEL 5.1 Resultaten berekening Sagaseta ($w_{x0,y0,z0}$ op maaiveldniveau voor een volumeverlies van 0,5%)

5.3 Conclusies

In vergelijking met de resultaten van de empirische berekeningen valt op dat de maximale zettingen (w_{z0}) ongeveer 2,5 maal kleiner zijn. Dit heeft wellicht te maken met het meenemen van de verplaatsingen in x- en y-richting.



FIGUUR 5.3 Zakkingen volgens Sagaseta voor de case 1a en 1b bij 0,5% volumeverlies en $y = 0$



FIGUUR 5.4 Zakkingen volgens Sagaseta voor de cases 1a en 1b bij 0,5% volumeverlies en $y = \infty$

6

TOETSING EFFECTIVITEIT WAND TUSSEN BOORTUNNEL EN BEBOUWING MIDDELS EINDIGE ELEMENTEN METHODE BEREKENINGEN

6.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt allereerst uiteengezet waarop de werking van de Eindige Elementen Methode (EEM) in het algemeen en het EEM-programma PLAXIS in het bijzonder, op gebaseerd zijn. Hierin komt het Mohr-Coulomb model, dat voor de berekeningen is gebruikt, uitgebreid aan de orde. Wanneer in de tekst wordt gesproken over PLAXIS-MC berekeningen worden die berekeningen bedoeld die zijn uitgevoerd met het Mohr-Coulomb model dat in PLAXIS is opgenomen.

Vervolgens worden de diverse aannames en schematisaties uiteengezet, die nodig waren om het fysische model om te zetten in een EEM model (waarmee PLAXIS kan rekenen). Deze paragraaf is vooral belangrijk, omdat hij een indicatie geeft van de relatieve waarde van de berekeningsuitkomsten.

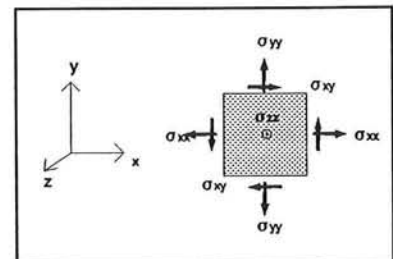
Als laatste en meest belangrijke onderwerp worden de berekeningsresultaten betreffende het effect van het plaatsen van een wand tussen de boortunnels en de bebouwing voor de beide knelpunten behandeld, en wordt een geschikte oplossing voor de beide knelpunten aangegeven. Er wordt hierbij nog kort ingegaan op de uitvoeringswijze, de geraamde kosten komen in hoofdstuk 8 aan bod.

6.2 Achtergronden EEM en PLAXIS

In bijlage IV zijn de achtergronden van EEM-berekeningen in het algemeen en de werking van het EEM-programma PLAXIS in het bijzonder opgenomen. In de bijlage wordt uiteengezet waarom hier is gekozen voor het rekenen met het *Mohr-Coulomb model* en worden de achtergronden behorende bij dit model behandeld.

In de nevenstaande figuur 6.1 is de gehanteerde spanningsnotatie van het Mohr-Coulomb model opgenomen.

Voor de berekeningen zijn de PLAXIS versies 5.3 en 6.1 gebruikt. De resultaten die in dit rapport zijn opgenomen zijn allen verkregen met behulp van versie 6.1.



FIGUUR 6.1 Spanningsnotatie Mohr-Coulomb model

6.3 Opmerkingen m.b.t. de schematisatie

6.3.1 Algemeen

De wijze waarop de knelpunten zijn geschematiseerd in PLAXIS is opgenomen in de paragrafen 6.4.3 en 6.4.4. In bijlage V wordt stap voor stap aangegeven hoe een karakteristieke berekening wordt uitgevoerd.

6.3.2 Twee-dimensionaal rekenen versus drie-dimensionaal rekenen

Het boren van een tunnel geeft, zoals al eerder werd opgemerkt, niet slechts verticale verplaatsingen van de grond (zettingen) maar ook horizontale verplaatsingen. Deze beide verplaatsingen treden niet alleen in het vlak loodrecht op de boorricting op, maar ook evenwijdig aan dit vlak. De twee-dimensionale schematisatie zoals gehanteerd door PLAXIS (*plane-strain*) geeft de gevolgen aan van het tunnelboorproces na passage van de boormachine, in het vlak loodrecht op de boorricting.

De vraag resteert dan in welke mate de verplaatsingen in het vlak loodrecht op de boorricting van invloed zijn op de belendingen. Aangezien de beantwoording hiervan een drie-dimensionaal rekenmodel vereist valt dit buiten het kader van deze scriptie.

Voor het schematiseren van een houten of betonnen funderingspaal geldt principieel hetzelfde probleem. De opspanning van de grond die plaatsvindt door het aanbrengen van de paal is drie-dimensionaal, terwijl in PLAXIS een twee-dimensionale schematisatie van de spanningstoestand wordt gebruikt. Over de manier waarop palen in PLAXIS geschematiseerd moeten worden bestaan tussen de gebruikers van het programma de nodige meningsverschillen. Het gaat hierbij vooral om een juiste verdeling tussen schachtwrijving en paalpuntweerstand. Nader onderzoek naar deze verdeling en de verwerking hiervan door PLAXIS moet nog plaats vinden. Voor deze scriptie is gezien de beperkte beschikbare tijd geen diepgaand onderzoek uitgevoerd, maar is na een beperkte studie de schematisatie aangehouden zoals gehanteerd bij het Ontwerpbureau Noord/Zuidlijn. Dit houdt in dat houten palen (eerste zandlaag) zijn geschematiseerd als een 1,0 meter brede plaat (circa $2,5 D_{eq}$) met een belasting van 140 kN/m^2 en betonnen palen (tweede zandlaag) zijn geschematiseerd als een 1,0 meter brede plaat (circa $2 D_{eq}$) met een belasting van 500 kN/m^2 .

6.3.3 Modelleren van de tunnel

De mesh van PLAXIS is opgebouwd uit driehoekige elementen. De boortunnel kan door middel van *remesh*⁽¹⁾ worden geschematiseerd door kromlijnige elementen, zodat een geometrisch realistisch beeld wordt verkregen. Er is gekozen voor een ruim *remesh* gebied rond de boortunnels. Dit gebied geeft aan welk deel van de oorspronkelijk mesh mag worden aangepast om een zo goed mogelijk inpassing van de ronde boortunnels in deze rechthoekige mesh te verkrijgen.

De tunnelwand is gemodelleerd als continue buigstijf. In de praktijk is de wand waarschijnlijk opgebouwd uit elementen zodat deze schematisatie de werkelijkheid slechts benadert. Dit probleem zou kunnen worden opgelost door het aanbrengen van plastische scharnieren of het opgeven van een lagere buigstijfheid. In het vervolg wordt er echter van uitgegaan dat de "continue buigstijf" benadering voldoende nauwkeurig is voor de verplaatsingsberekeningen.

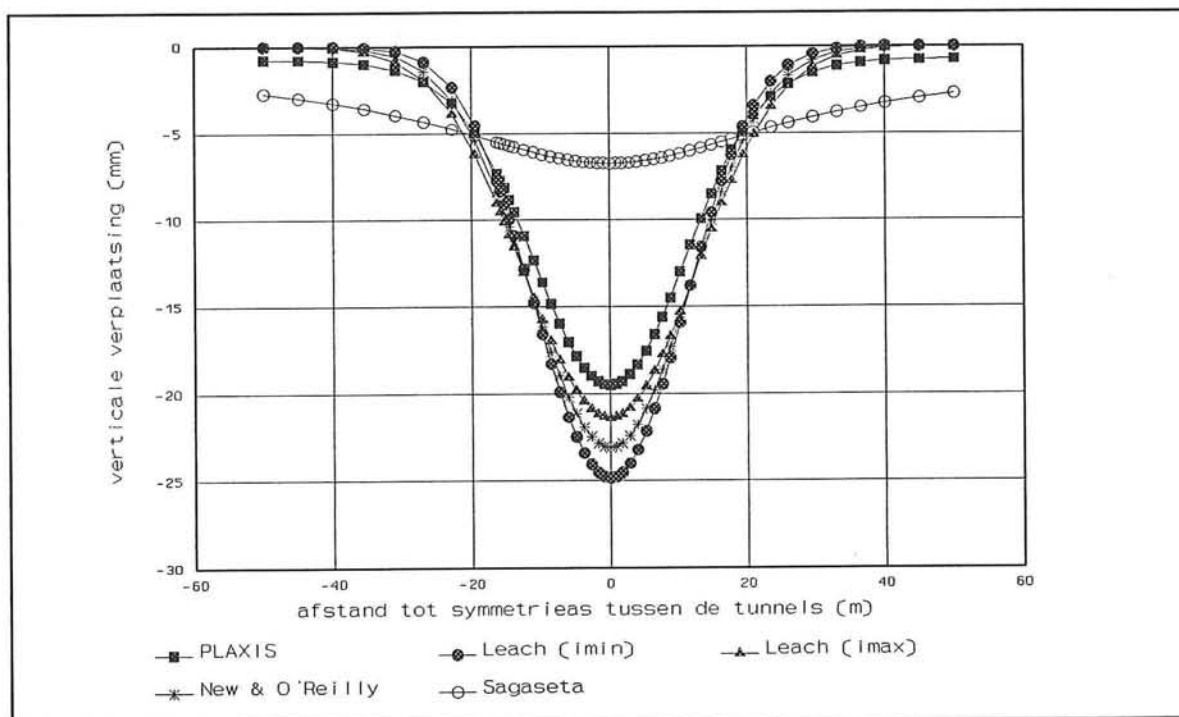
6.3.4 Validatie van het rekenmodel

Om de geldigheid van een rekenmodel of rekenprogramma te toetsen, is het nodig dit model respectievelijk te valideren, te calibreren en te verifiëren. Hoewel dit voor het programma PLAXIS uiteraard uitgebreid is gedaan, ontbreken tot dusver gegevens betreffende het boren in slappe, gelaagde grond. Hierdoor is het niet mogelijk om een sluitende validatie uit te voeren.

⁽¹⁾ *remesh* = automatische aanpassing van de mesh

6.3.4.1 Vergelijking met de empirische methoden

In deze scriptie zijn als validatie de benaderingsformules voor zettingen aan het maaiveld gebruikt (Peck / New / O'Reilly / Leach), die slechts een beperkte waarde hebben vanwege hun gevoeligheid voor de in de formules gebruikte parameter i . In figuur 6.2 staan de resultaten van de empirische berekeningen (zie hoofdstuk 4 en 5) en de resultaten van de PLAXIS-MC berekening tegen elkaar uitgezet.



FIGUUR 6.2 Vergelijking PLAXIS-MC berekening met empirische methoden bij een volumeverlies van 1,0%, verplaatsingen beschouwd op maaiveldniveau

Uit de figuur kan worden geconcludeerd dat de PLAXIS-MC berekening kleinere zettingen geeft dan de methode van New en O'Reilly en dan de methode van Leach. Het patroon en de grootte van de zettingen zijn voor de methode van Sagaseta sterk afwijkend. Deze methode heeft aanpassing (in de vorm van curve-fitting) om voor de gelaagde bodemopbouw redelijke resultaten te geven. Opvallend is dat bij empirische methode de zettingen aan de randen reeds op zo'n 30 meter uit de symmetrie-as van de tunnels ongeveer gelijk aan nul zijn, terwijl PLAXIS-MC daar nog steeds zettingen vindt. Dit vindt waarschijnlijk zijn oorzaak in de invloed van de meshbreedte (zie 6.3.5.1).

6.3.4.2 Controle van het opgelegde volumeverlies / de contractie

Aangezien het volumeverlies door PLAXIS wordt geschematiseerd door het samentrekken van de tunnelling, is gecontroleerd in hoeverre dit overeenkomt met het opgelegde volumeverlies van 1,0%. In bijlage VIII zijn berekeningen opgenomen die het oppervlak van de zettingstrog aan het maaiveld en op paalpuntniveau berekenen. Dit oppervlak is vergeleken met het opgelegde volumeverlies en bij de beide knelpunten blijkt het gerealiseerde volumeverlies circa 0,92%. De PLAXIS-uitvoer geeft een gerealiseerd volumeverlies van 1,00% aan. Het verschil tussen deze twee waarden is te wijten aan opgetreden dilatantie en/of volumevergroting van de ondergrond (toename poriënvolume) door ontspanningsverschijnselen. Bovendien wordt de 1,00% volumeverlies opgelegd rond de tunnel (en dus op een dieper niveau).

6.3.5 Calibratie van het rekenmodel

Bij het *calibreren*⁽¹⁾ van een model moet de invloed van elk van de afzonderlijke parameters op het uiteindelijk resultaat worden bepaald. Normaal gesproken wordt een deel van de beschikbare meetgegevens gebruikt om te calibreren. Aangezien hier geen meetgegevens beschikbaar zijn gebeurt de calibratie op basis van de beschikbare theorie en verwachte uitkomsten.

Het calibratie-onderzoek is voor een aantal parameters door het ontwerp bureau Noord/Zuidlijn verricht. Uit de resultaten bleek onder andere dat de E-modulus van de Eemkleilaag van invloed is op de zettingen⁽²⁾. Aangezien de boortunnel in de beide in deze scriptie behandelde cases in de tweede zandlaag ligt, en de verplaatsingen vóór het opleggen van het volumeverlies op nul worden gezet (zie 6.3.5.6) wordt niet met een stijfheidsvariatie gerekend.

Ter calibratie is hier de invloed onderzocht van de breedte- en ruimtelijke opbouw van de mesh en van de volgorde van het aanbrengen van de schematisatiestappen. Tevens is de invloed van het gebruik van een elastische interface rond de tunnels onderzocht. Een dergelijke interface bespoedigt namelijk het rekenproces aanzienlijk. Deze calibratie is uitgevoerd aan de hand van het knelpunt Beurs van Berlage en de resultaten worden hieronder behandeld.

6.3.5.1 Invloed van de meshbreedte

Er zijn berekeningen uitgevoerd met een 50 meter brede, een 100 meter brede en een 150 meter brede mesh. Hieruit blijkt dat vooral bij het opleggen van grote volumeverliezen (4%) de verplaatsingen aan de rand van het 50 meter brede model niet verwaarloosbaar zijn. Bij het 100 meter brede model is dit wel het geval en bij het 150 meter brede model worden geen significante verschillen ten opzichte van het 100 meter brede model gevonden (zie tabel 6.1).

Meshnaam (en breedte)	Max. zetting linker ⁽³⁾ -rand (mm)	Max. zetting rechter-rand (mm)
BVB50 (50 meter breed)	-4,68	-4,88
BVBPAAL1 (100 meter breed)	-0,76 (-83%)	-0,74 (-85%)
BVB150 (150 meter breed)	-0,49 (-89%)	-0,50 (-90%)

TABEL 6.1 Invloed van de breedte van de mesh, percentages zijn reductie ten opzichte van 50 meter brede mesh

6.3.5.2 Invloed opbouw mesh

Uit de verschillende berekeningen bleek dat een onregelmatig opgebouwde mesh (veel lange en smalle elementen) weliswaar door het programma wordt geaccepteerd, maar de rekentijd aanzienlijk kan verlengen. Dit heeft te maken met het singulier worden van de stijfheidsma-

⁽¹⁾ *calibreren* = trial & error proces waarbij de verschillende coëfficiënten van het model gevarieerd worden om overeenstemming te vinden met (de helft van de) gedane metingen (andere helft is voor validatie).

⁽²⁾ Ook uit eigen onderzoek is dit gebleken. Aangezien de grond overwegend lineair vervormd, betekent een twee keer grotere E-modulus ruwweg een twee keer grotere zetting van de betreffende laag.

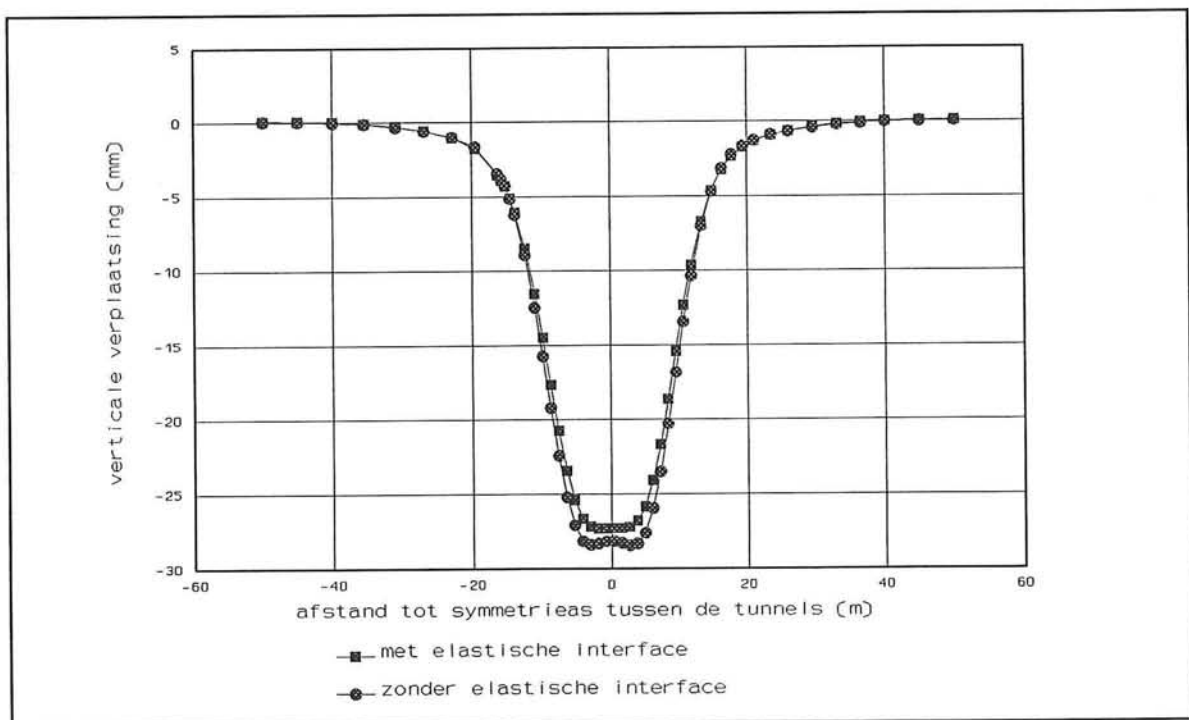
⁽³⁾ Met linker tunnel wordt hier steeds de tunnel bedoeld die links ligt in de verticale doorsnede gezien vanuit het noorden.

trix. Dit probleem is voorkomen door in de uiteindelijk gebruikte meshes de verticale meshlijnen zo regelmatig mogelijk over het vlak te verdelen. Het blijft echter noodzakelijk enkele verticaal smalle elementen in de mesh op te nemen om de 1,0 meter brede "paalpunten" te schematiseren. Uit de optimaliseringsberekening voor de mesh is uiteindelijk een mesh gekomen met een optimale balans tussen rekentijd en nauwkeurigheid.

6.3.5.3 Invloed gebruik elastische interface

Wanneer de interface-laag rond de boortunnels dezelfde eigenschappen krijgt toebedeeld als de omringende grond met daarop toegepast een bepaalde reductie (in dit geval circa 33%), dan treedt bij het contraheren van de boortunnels het probleem op dat als het ware aan de grond wordt getrokken om de benodigde verplaatsingen nabij de tunnel te schematiseren. Dit leidt tot een fysisch onjuiste interpretatie van negatieve waterspanningen en loslaatpunten (*tension cut-off points*) in die grond. Bovendien is het aantal benodigde rekenstappen om een dergelijk probleem uit te rekenen zeer groot, zodat veel rekentijd wordt verbruikt.

In werkelijkheid zal de (zand)grond rond de tunnel in de ontstane loze ruimte vallen zonder dat dit negatieve waterspanningen of loslating veroorzaakt. Dit wordt geschematiseerd door de interface rond de boortunnels elastische eigenschappen toe te kennen. Bovendien wordt de waarde voor de E-modulus tien keer kleiner genomen dan die van de omringende grond⁽¹⁾. Als nu de boortunnels worden gecontraheerd dan volgen de omringende interface-lagen vrijwel direct (de slappe laag wordt opgerekt). Vervolgens 'valt' de omringende grond tegen de elastische interface aan die geleidelijk vervormt, zonder dat loslating optreedt. Het blijkt dat deze schematisatie de rekentijd aanzienlijk bekort en nauwelijks invloed heeft op de verplaatsingen in de grond (zie figuur 6.3 voor de verticale verplaatsingen).

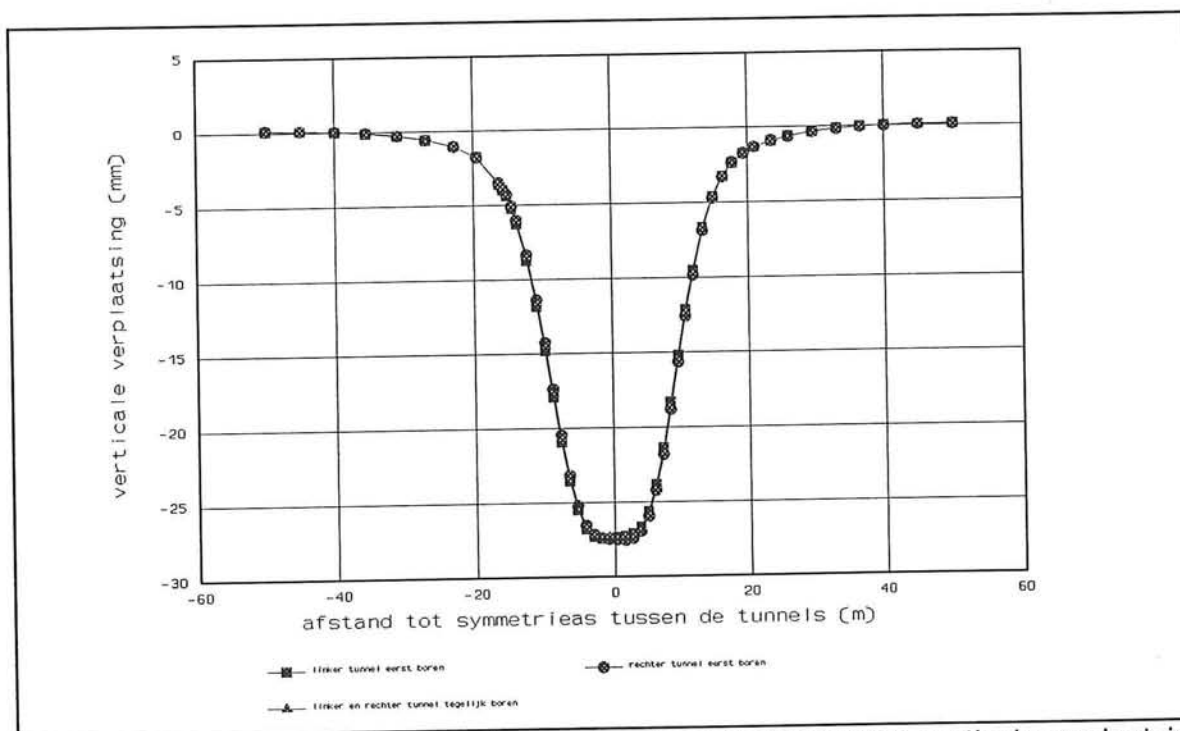


FIGUUR 6.3 Invloed van het gebruik van een elastische interface op de verticale verplaatsingen, op paalpuntniveau

(1) $E_{\text{interface rond boortunnel}} = 0,1 * E_{2e \text{ zandlaag}}$

6.3.5.4 Invloed aanbrengen paalpunt

Het blijkt dat het aanbrengen van de platen die de paalpunten schematiseren (zie 6.3.2) ten opzichte van de situatie zonder paalpunten een grotere zakking van de paalpunten (knopen) veroorzaakt. Dit verschil bedraagt minder dan 5 %, maar omdat het "paalpunteneffect" de zakkingen *vergroot* en de spanningen worden beïnvloed als de paal dicht bij de boortunnel ligt, worden de paalpunten toch meegenomen (bovendien verduidelijkt het opnemen van de paalpunt de grafische output van de contourlijnen). De invloed van het aanbrengen van de paalpunt op de rekentijd is overigens verwaarloosbaar.



FIGUUR 6.4 Invloed van de volgorde van de schematisatiestappen, verticale verplaatsingen op paalpuntniveau

6.3.5.5 Invloed volgorde schematisatiestappen

Aangezien de boortunnels in de tweede zandlaag liggen, wordt voor het gehele proces gedraineerd gerekend. Zand heeft immers een relatief grote doorlatendheid en dus een korte consolidatietijd, zodat de verplaatsingen ten gevolge van het volumeverlies na consolidatie het grootst zullen zijn. Aangezien bij het gedraineerd rekenen weinig invloed wordt verwacht van de boorvolgorde of de volgorde waarin de schematisatiestappen worden uitgevoerd, is (voor het knelpunt Beurs van Berlage) een in bijlage V opgenomen analyse uitgevoerd. Uit de analyse blijkt dat bij gedraineerd rekenen de invloed van de volgorde van het aanbrengen van de schematisatiestappen verwaarloosbaar is (zie figuur 6.4). Uit de output blijkt bovendien dat de grond overal elastisch vervormt. Met betrekking tot het plaatsen van de paalpunt en de wand wordt nog opgemerkt dat ook hierna de verplaatsingen op nul worden gezet.

De volgorde gebruikt om de effecten van het plaatsen van een wand tussen de boortunnels en de bebouwing te testen is nu:

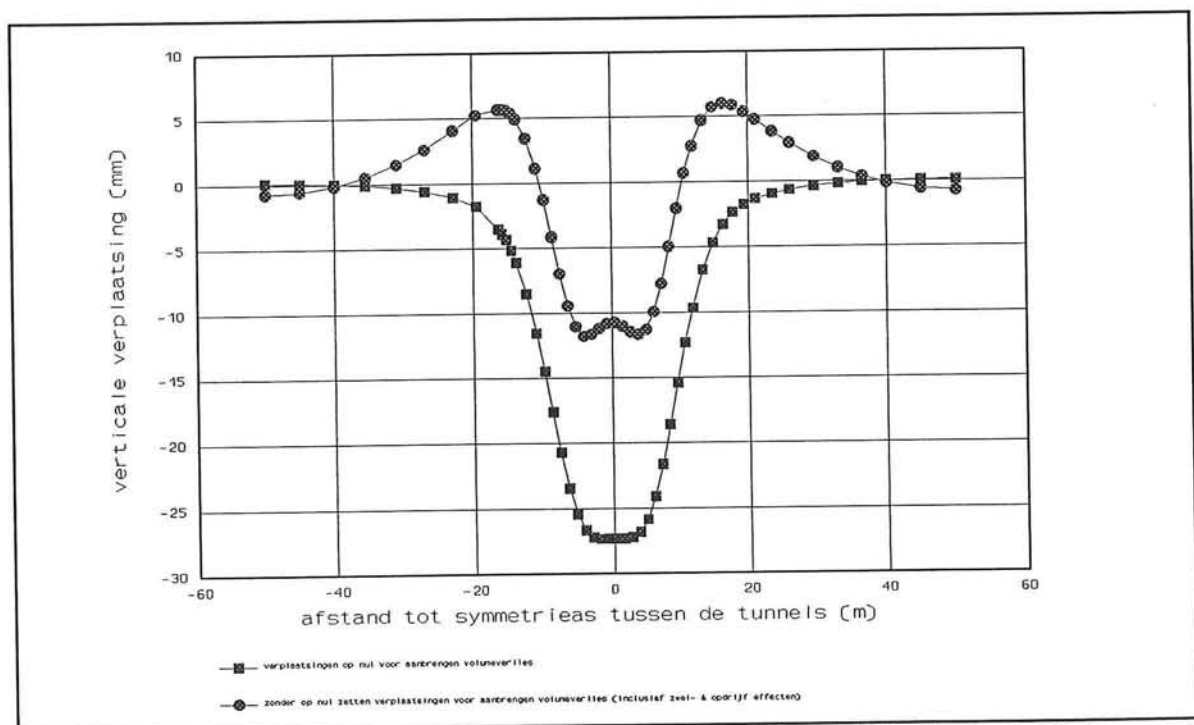
- 0 het initiëren van de spanningen;
- 1 het opspannen van de punt van de funderingspaal (plaat van 1,0 m);
het plaatsen van de wand;
- 2 verplaatsingen = 0;
het verwijderen van het water uit de tunnel;
het "aan" zetten van de tunnelling;
het verwijderen van de grond binnen de tunnelling;
- 3 verplaatsingen = 0;
het aanbrengen van het volumeverlies.

Een meer uitgebreide en nauwkeuriger beschrijving van de uitvoering van de berekeningstappen is opgenomen in bijlage V.

6.3.5.6 Invloed van het uitschakelen van het zweleffect

Zoals in de bovenstaande schematisatie-volgorde te zien was worden tot twee maal toe de verplaatsingen "op nul gezet". Dit houdt in dat elke knoop in de mesh op zijn oorspronkelijke positie wordt gezet, terwijl de spanningen gehandhaafd blijven.

De reden voor het op nul zetten van de verplaatsingen in stap 2 is vrij eenvoudig te verklaren. Na het initiëren van de spanningen in de grond worden de paalpunt en de wand geplaatst. Hierdoor heeft de grond een verplaatsing ondergaan onder invloed van respectievelijk de belastingen en het eigen gewicht die in werkelijkheid niet optreedt, zodat deze verplaatsingen ongedaan gemaakt moeten worden. De spanningen blijven ongewijzigd nadat de verplaatsingen op nul zijn gezet!



FIGUUR 6.5 Invloed van het uitschakelen van het zweleffect, verticale verplaatsingen op paalpuntniveau

Het op nul zetten van de verplaatsingen voor het aanbrengen van het volumeverlies (stap 3) is veel minder vanzelfsprekend en heeft te maken met het uitschakelen van het zweleffect. Het wordt daarom uitgebreid toegelicht.

Het ontlastingsgedrag van de Eemklei wordt waarschijnlijk niet geheel juist weergegeven door PLAXIS-MC. In werkelijkheid zal grond bij ontlasten namelijk veel stijver reageren dan bij belasten, zodat de E-modulus van de Eemklei circa twee tot vijf maal hoger kan zijn. Onderzoek van het Ontwerpbureau toont aan dat een hogere E-modulus voor de Eemklei de zweleffecten aanzienlijk reduceert, zodat de positieve invloed van de zweleffecten wordt overschat. Opgemerkt wordt nog dat bij ongedraineerd rekenen de zwel aanzienlijk kleiner zal zijn dan bij gedraineerd rekenen. Door gebruik te maken het PLAXIS Cam Clay model kunnen deze effecten wel worden meegenomen (zie bijlage IV).

Na het verwijderen van grond en water uit de boortunnel vindt zowel een opdrijfeffect van de tunnel als een zweleffect van de Eemklei plaats. Het eerste effect vindt relatief snel plaats, het laatste relatief geleidelijk. Het invallen van de grond door het volumeverlies is een proces dat zeer snel plaatsvindt. De meest veilige benadering van de gevolgen van het volumeverlies is dus die waar het zweleffect buiten beschouwing wordt gelaten. Dit zweleffect heeft namelijk een gunstige invloed op de zettingen, omdat deze voor een bepaald deel kunnen worden gecompenseerd (zie figuur 6.5). Nadeel van het uitschakelen van het zweleffect is dat opdrijfeffecten, die gunstig zijn en tevens snel plaatsvinden ook worden geëlimineerd. Aangezien de benadering hierdoor aan veiligheid wint wordt dit voor lief genomen. Achteraf kan nog worden gekeken wat de effecten zijn na het omhoogkomen van de grond.

Met betrekking tot het schadecriterium (zie 3.8) speelt de snelheid van de verplaatsingen ook een belangrijke rol. Snelle verplaatsingen kunnen moeilijk door het metselwerk van de belendingen worden opgenomen, zodat de effecten van het (snel optredende) volumeverlies een zeer kwalijke invloed kunnen hebben. Verplaatsingen die langzaam plaatsvinden, zoals consolidatie (bv 10 tot 20 jaar) kunnen veel makkelijker door het metselwerk worden opgevangen. De vele scheefstaande panden in de Amsterdamse binnenstad illustreren dit overtuigend.

Bovenstaande redenen worden voldoende geacht om de zweleffecten veroorzaakt door het tunnelboorproces in eerste instantie buiten beschouwing te laten.

6.3.6 Verificatie van het rekenmodel

Verificatie van het rekenmodel kan pas plaatsvinden wanneer de metingen uit de boorpraktijk beschikbaar zijn voor interpretatie.

6.4 Berekeningsresultaten

6.4.1 Algemeen

In bijlage VI is een uitgebreid overzicht opgenomen van de input van de berekeningen die met PLAXIS-MC zijn gemaakt. In deze paragraaf worden de belangrijkste invoergegevens en resultaten besproken en wordt enige numerieke uitvoer uit PLAXIS-MC grafisch weergegeven, om zo een beter beeld te krijgen van de effecten die het plaatsen van een wand heeft op de belendingen. De uitvoer die in de verschillende tabellen in dit hoofdstuk is opgenomen in grafisch verwerkt in bijlage VII.

6.4.2 Wandtypen

Om de wanden in PLAXIS te schematiseren is gebruik gemaakt van de onderstaande drie typen wanden.

- 1) Een betonnen diepwand met een dikte van 0,75 m.
- 2) Een betonnen diepwand met een dikte van 0,25 m.
- 3) Een stalen damwand PU20.

Deze hebben de in tabel 6.2 vermelde eigenschappen.

	wandtype 1	wandtype 2	wandtype 3
<i>eigenschap</i>			
EI (kNm ² /m)	7,03e5 ⁽¹⁾	1,43e4 ⁽²⁾	6,41e4 ⁽²⁾
EA (kN/m)	1,50e7	2,75e6	3,78e6
d (m)	0,75	0,25	0,45 ⁽³⁾
ν (-)	0,20	0,20	0
M _p ⁽⁵⁾ (kNm)	300	33	- ⁽⁴⁾
N _p ⁽⁶⁾ (kN)	1,39e3	0,25e3	-
w ⁽⁷⁾ (kN/m ³ /m)	24	24	3

TABEL 6.2 Eigenschappen wandtypen

⁽¹⁾ $E_{\text{beton}} = 20.000 \text{ N/mm}^2$ (tussen gescheurd en ongescheurd)

⁽²⁾ $E_{\text{staal}} = 210.000 \text{ N/mm}^2$

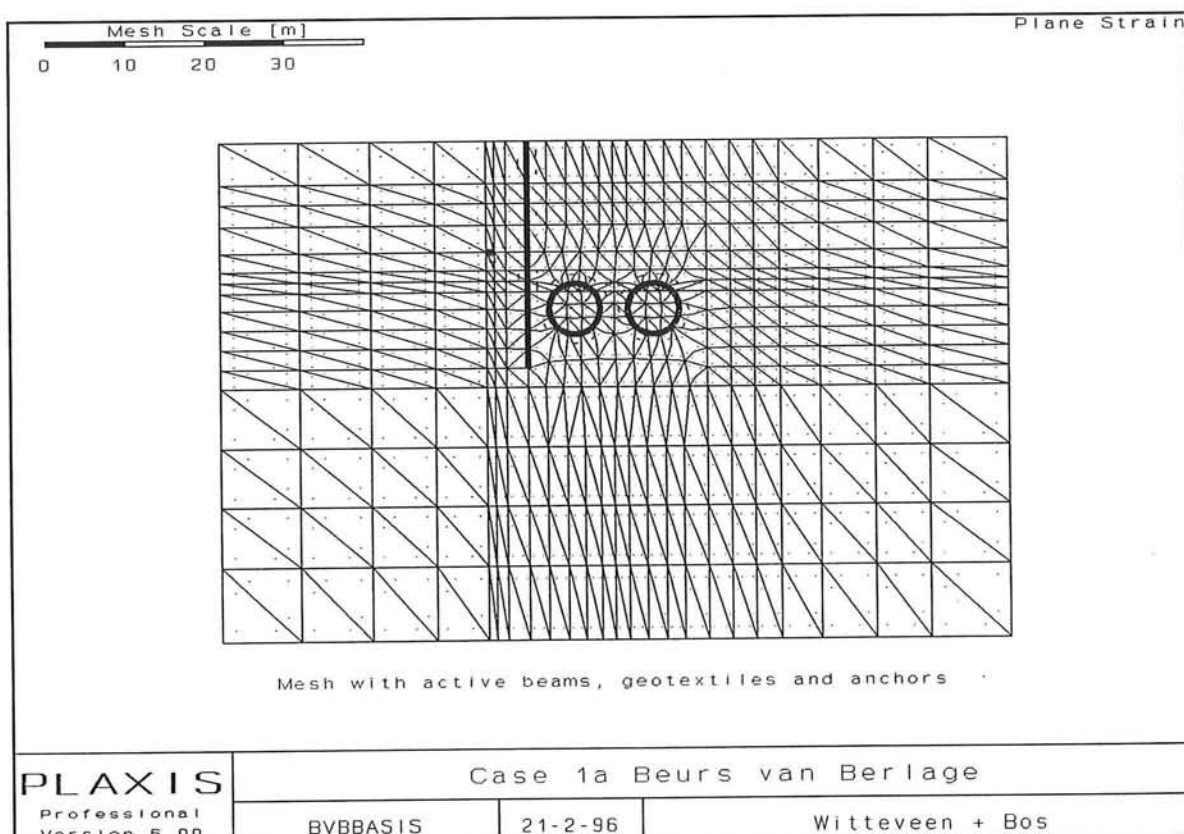
⁽³⁾ het betreft hier de equivalente dikte, dat wil zeggen uitgaande van een rechthoekige doorsnede van de wand; aangezien deze doorsnede in werkelijkheid niet rechthoekig is moet een reductie worden uitgevoerd op de invoer van het volumegewicht van de wand (w), dusdanig dat $w \cdot d_{\text{equivalent}}$ het werkelijke volumegewicht van het betreffende profiel geeft

⁽⁴⁾ voor de damwandprofielen wordt gerekend met elastisch materiaalgedrag zodat geen plastische grenswaarden voor M en N hoeven te worden gegeven

- (5) plastisch moment
- (6) plastische normaalkracht
- (7) gewicht van het materiaal waaruit de wand is opgebouwd

6.4.3 Resultaten Case 1a: knelpunt Beurs van Berlage

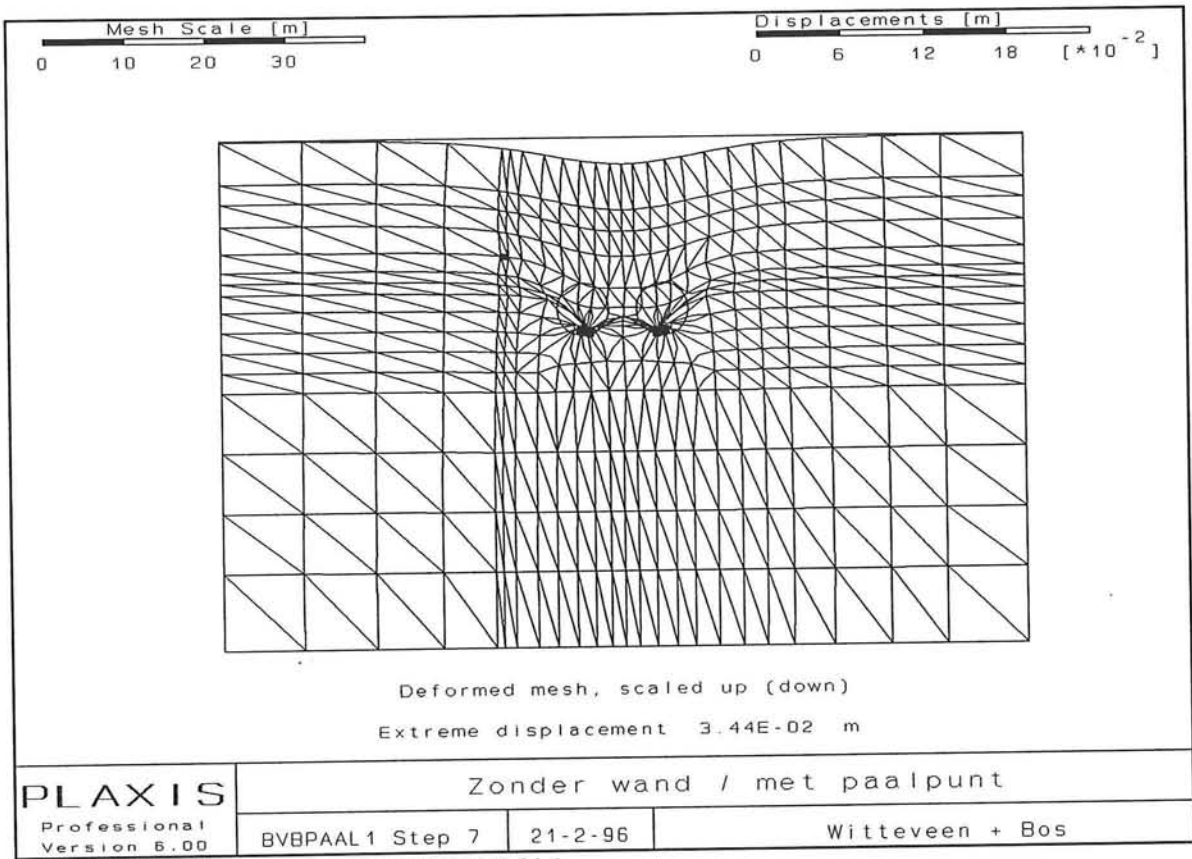
In figuur 6.6 is een afbeelding opgenomen van de mesh gebruikt voor het knelpunt Beurs van Berlage. In de mesh zijn duidelijk de boortunnels, de paalpunt en de wand te herkennen. Uiteraard varieert de lengte van de wand voor de verschillende runs (hier weergegeven NAP - 27,5 m).



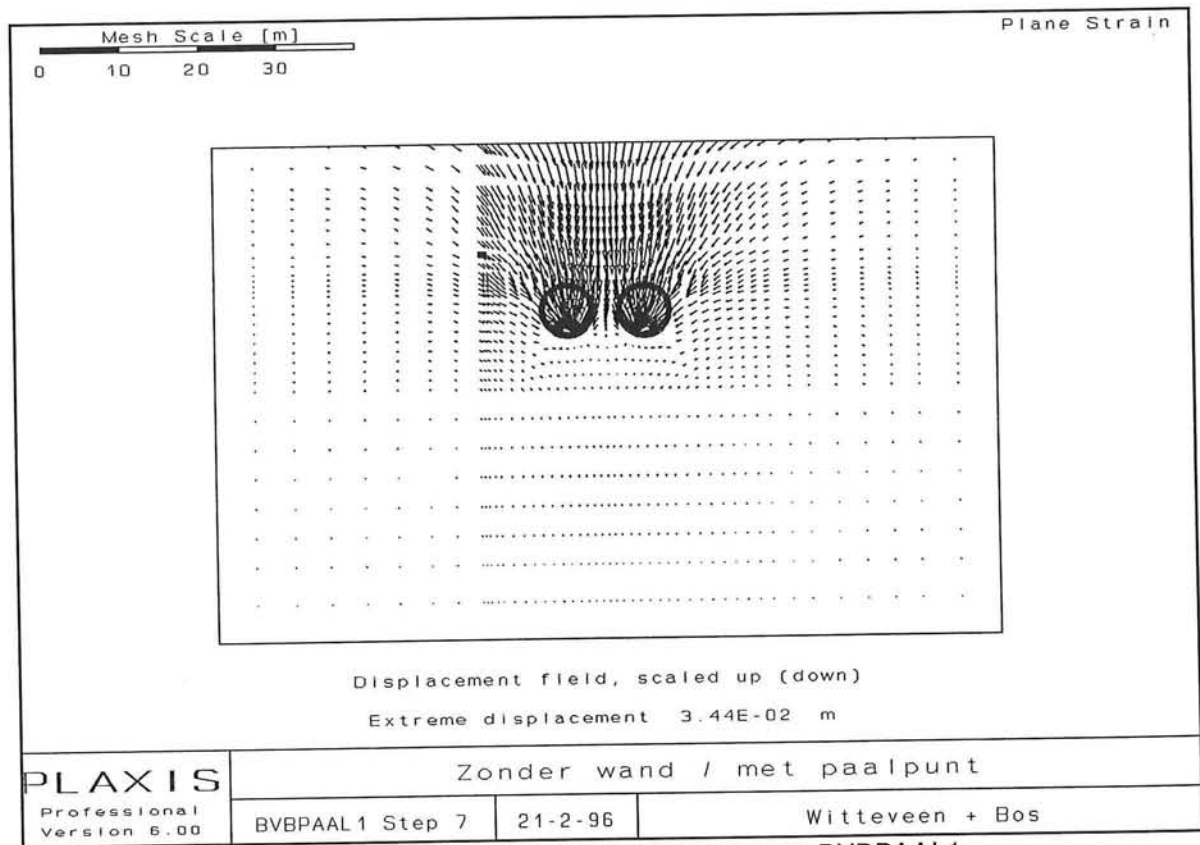
FIGUUR 6.6 Mesh knelpunt Beurs van Berlage

In tabel 6.3 en in de figuren VII.1 t/m VII.3 in bijlage VII zijn de resultaten opgenomen van de belangrijkste berekeningen die zijn uitgevoerd voor het knelpunt Beurs van Berlage. Uitgangspunt bij deze berekening was het testen van de effectiviteit van een wand. Deze effectiviteit is getoetst door de volgende aspecten van de berekeningsresultaten te beschouwen: de vervormde mesh, de contourlijnen van de verplaatsingen (kleurenplot waarin punten met hetzelfde zakkingsbereik / verplaatsingsbereik gelijk gekleurd zijn), de verticale verplaatsing van de grond op paalpuntniveau en bovenal naar de zakkings van de dichtst bij de tunnel gelegen mesh-knoop die de paalpunt vertegenwoordigt.

De resultaten van deze berekeningen met verschillende wandtypen zijn steeds vergeleken met de resultaten van de situatie zonder wand (BVBPAAL1), waarin slechts de paalpunt en de boortunnels zijn geschematiseerd. De grafische resultaten van deze berekening zijn opgenomen in de figuren 6.7 en 6.8 (PLAXIS mesh- en verplaatsingen-plots), de figuren 6.15 en 6.17 (PLAXIS contourlijnenplots van de horizontale en verticale verplaatsingen) en in figuur 6.9 (Lotus grafiek van PLAXIS output). Op basis van vergelijking met deze output is het gekomen tot een globale optimalisering die aangeeft welke oplossing waarschijnlijk de beste is.



FIGUUR 6.7 Vervormde mesh BVBPAAL1



FIGUUR 6.8 Vectorenveld van de totale verplaatsingen voor BVBPAAL1

code	filenaam	wand-type	locatie	inheidiepte t.o.v. NAP (m)	zakking paalpunt (mm)	zettingsverschil t.o.v. P1 (%)	hoekverdraaiing (1/x)	hoekverdraaiing verschil t.o.v. P1 (%)	horizontale verplaatsing	horizontale verplaatsing verschil t.o.v. P1 (%)
P1	BVBPAAL1	-	-	-	-4,31	-	2301	-	5,77	-
1	BVBWAND1	d75	tun	-27,5	-3,06	-29	4098	-44	6,83	18
2	BVBWAND2	d25	tun	-27,5	-3,09	-28	3866	-40	6,14	6
3	BVBWAND3	d75	tun	-17,8	-5,91	37	1630	41	7,98	38
4	BVBWAND4	d75	paal	-27,5	-2,25	-48	6466	-64	5,83	1
5	BVBWAND5	d75	paal	-17,8	-4,18	-3	2427	-5	6,01	4
6	BVBWAND6	d25	paal	-17,8	-3,86	-10	2622	-12	5,80	1
7	BVBWAND7	d25	paal	-27,5	-2,21	-49	6356	-64	5,44	-6
8	BVBWAND8	d25	paal	-22,5	-2,27	-47	5906	-61	5,42	-6
F	BVBWANDF	PU20	paal	-22,5	-1,92	-55	7075	-67	4,96	-14
G	BVBWANDG	PU20	paal	-17,8	-2,36	-45	5319	-57	5,43	-6
H	BVBWANDH	PU20	paal	-15,0	-4,56	6	2072	11	5,78	0

TABEL 6.3 Verplaatsingen en hoekverdraaiing voor verschillende wandtypen bij een volumeverlies van 1,0 %

Toelichting bij de tabel.

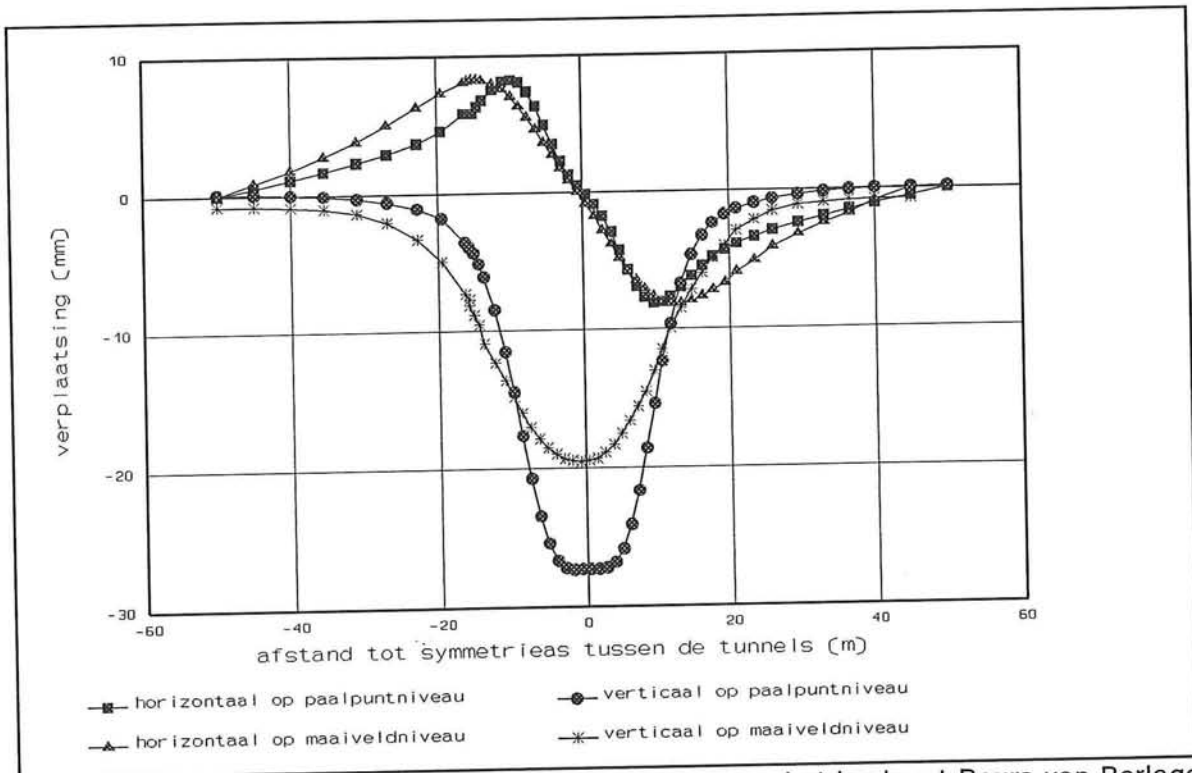
kolom omschrijving

1 naam van de MS-DOS file met de berekeningsgegevens

2 d75 = betonnen diepwand met een dikte van 0,75 m.
d25 = stalen damwand PU6.
PU20 = stalen damwand PU20.

3 paal = hart wand 1,50 m van paal en 5,50 meter van buitenkant tunnel
tun = hart wand 4,25 m van paal en 2,75 meter van buitenkant tunnel

6/8/10 procentueel verschil ten opzichte van de zetting/hoekverdraaiing/horizontale verplaatsing zonder wand



FIGUUR 6.9 Horizontale en verticale verplaatsingen voor het knelpunt Beurs van Berlage zonder mitigerende maatregelen, voor 1% volumeverlies (zonder zwefeffect)

Uit de tabel en de figuren VII.1 t/m VII.3 in bijlage VII kunnen de onderstaande conclusies worden getrokken. Vooraf wordt opgemerkt dat het principe van de werking van de wand in paragraaf 6.4.5 nog eens apart uiteengezet wordt.

- 1) De horizontale verplaatsingen op paalpuntniveau worden niet noemenswaardig beïnvloed door het aanbrengen van de wand. Afhankelijk van de vervorming van de wand beweegt de grond enige tienden millimeters meer naar rechts of naar links.
De wand spreidt door diens stijfheid de horizontale verplaatsingen over enkele meters wandhoogte, zodat de horizontale verplaatsingen iets minder extreem zijn dan in de situatie zonder wand. De wand is echter zeker niet stijf genoeg om horizontale verplaatsingen tegen te gaan.
- 2) De hoekverdraaiing wordt aanzienlijk gereduceerd (tot bijna 70%) door het aanbrengen van de wand. De oorspronkelijke hoekverdraaiing van 1/2301 is groter dan de in paragraaf 3.7 gestelde toelaatbare hoekverdraaiing.
De wand vlakkt als het ware de zettingstrog uit (zie figuur 6.10 en 6.14). De zettingen worden verder weg van de tunnel slecht marginaal groter (circa 10%). De zettingen bedragen hier initieel overigens slechts 1,05 mm zodat dit niet tot problemen leidt.
- 3) Een grote aanleg/inheidiepte van de wand (een lange wand) brengt een grotere reductie in verticale verplaatsing te wege dan een kleine inheidiepte (korte wand).
*Als de voet van de wand dusdanig diep gelegen is, dat deze onder het aanlegniveau van de boortunnels ligt, dan is de invloed van het volumeverlies op de verplaatsing van deze voet verwaarloosbaar. Dichtbij de tunnel reikt de invloed van het volumeverlies tot aan het aanlegniveau, zodat de wand daar ook een dieper aanlegniveau moet hebben. De diepte van het invloedgebied neemt vervolgens af als men verder van de boortunnel vandaan gaat.
 Beneden het aanlegniveau van de tunnels (NAP -22,5 m) maakt het relatief minder veel uit of de wand dichtbij de paal of bij de tunnel ligt. De voet ligt dan immers buiten het invloedgebied van de boortunnels. Het verschil in zetting dat toch nog wordt gevonden wordt verklaard bij punt 4.*

- 4) Als de wand dichtbij de paal wordt geplaatst is het effect groter dan als de wand dichtbij de tunnel wordt geplaatst.
Zie ook punt 3. Dichtbij de paal is het gewicht van de grond die aan de wand gaat "hangen" (door het opgelegde volumeverlies) minder groot dan dichtbij de boortunnels, waar immers veel meer grond naar beneden wordt getrokken. Dit wordt uitgebreid toegelicht in paragraaf 6.4.5.
- 5) De spanningen in de grond ter plaatse van de paal worden niet noemenswaardig beïnvloed.
Dit was gezien de relatief grote afstand tussen paalpunt en boortunnel ook niet de verwachting.
- 6) De stijfheid van de wand beïnvloed de resultaten nauwelijks.
De wand hoeft slechts zo stijf te zijn dat hij als een geheel op de verplaatsingen van de grond reageert. Aangezien de buigstijfheid van een betonnen diepwand of stalen damwand voldoende groot is, levert de stijfheid geen enkel probleem op.
- 7) De momenten en schuifkrachten in de wand zijn zeer gering, er treden rond de wand geen plastische vervormingen van de grond op.
Dit is te verklaren doordat de wand slechts zeer licht buigt en relatief weinig verplaatst.
- 8) De economisch meest aantrekkelijke opties lijken de dunne betonnen wand met een aanlegdiepte van NAP -22,5 m en de stalen damwand PU20 met een inheidiepte van NAP -17,8 m. Beide alternatieven brengen een zettingsreductie van de paalpunt van circa 40 % tot 50 % te weeg. De hoekverdraaiingen zijn kleiner dan de maximaal toegestane hoekverdraaiing van 1/2500. Een groter inheidiepte (NAP -27,5 m) brengt slechts tot 10% extra zettingsreductie te weeg.

6.4.3.1 Gekozen oplossing

Het kiezen van een praktisch haalbare oplossing hangt af van vele aspecten, zoals bijvoorbeeld de (uitvoerings)technische haalbaarheid, de verhouding tussen prijs en prestatie en de overlast die gepaard gaat met de aanleg.

In het geval van het plaatsen van een wand is vooral het eerste punt belangrijk. De aanleg van een diepwand heeft zoals bekend ontspanning van de ondergrond tot gevolg, zodat er een reëel risico bestaat dat de gevolgen van de aanleg van een diepwand schadelijker zijn dan de gevolgen van het tunnelboorproces. Bij het Beursgebouw zou het aanleggen van een diepwand waarschijnlijk wel mogelijk zijn, mits de wand ver genoeg van de funderingspalen wordt aangelegd, wat automatisch inhoudt dat de wand langer moet worden. Bij het knelpunt Industria / Madame Tussaud kan geen diepwand worden aangelegd omdat de ruimte tussen de boortunnels en de funderingspalen daarvoor veel te klein is.

Een damwand kan makkelijk over de eerste 10 meter (prut) worden weggeslagen met een relatief zwaar heiblok, waarna vervolgens door de eerste zandlaag moet worden geheid. De verwachting is dat zonder problemen door de eerste zandlaag en de onderliggende zandhoudende klei kan worden geheid. Mocht tijdens het heien te veel weerstand worden ondervonden, dan kan een spuitlans aan de tunnelzijde van de wand worden aangebracht. Men spuit dan de grond los en hervat vervolgens het heien. Wanneer blijkt dat de wanden te veel weerstand ondervinden bij het heien en er mag geen zwaarder blok gebruikt worden, kan men ter plaatse van het slot van de planken (hoge weerstand) een bentonietpaaltje construeren. Dit paaltje, met een diameter van circa 15 cm, is snel en gemakkelijk aan te brengen en reduceert de weerstand die wordt ondervonden bij het heien aanzienlijk.

Afgezien van de technische haalbaarheid is een diepwand veel duurder dan een damwand, zodat (bij gelijke prestatie) de prijs-prestatie verhouding voor de diepwand minder gunstig is. Bovendien is het gezien het feit dat de buigstijfheid van weinig belang is, niet belangrijk dat de diepwand een grote dikte heeft. Praktisch gezien moet echter wel een dikte van minimaal 0,50 m worden gerealiseerd, zodat dit de prijs-prestatie verhouding nog eens extra negatief beïnvloed. Voor het damwandprofiel is uit praktische overwegingen gekozen voor een PU20 profiel (141 kg/m²), terwijl met een PU-6 profiel (75 kg/m²) vrijwel identieke resultaten worden behaald (onder andere BVBWANDE). Dit PU-6 profiel is echter bij de gekozen wandlengte

van ongeveer 19,5 m niet heibaar.

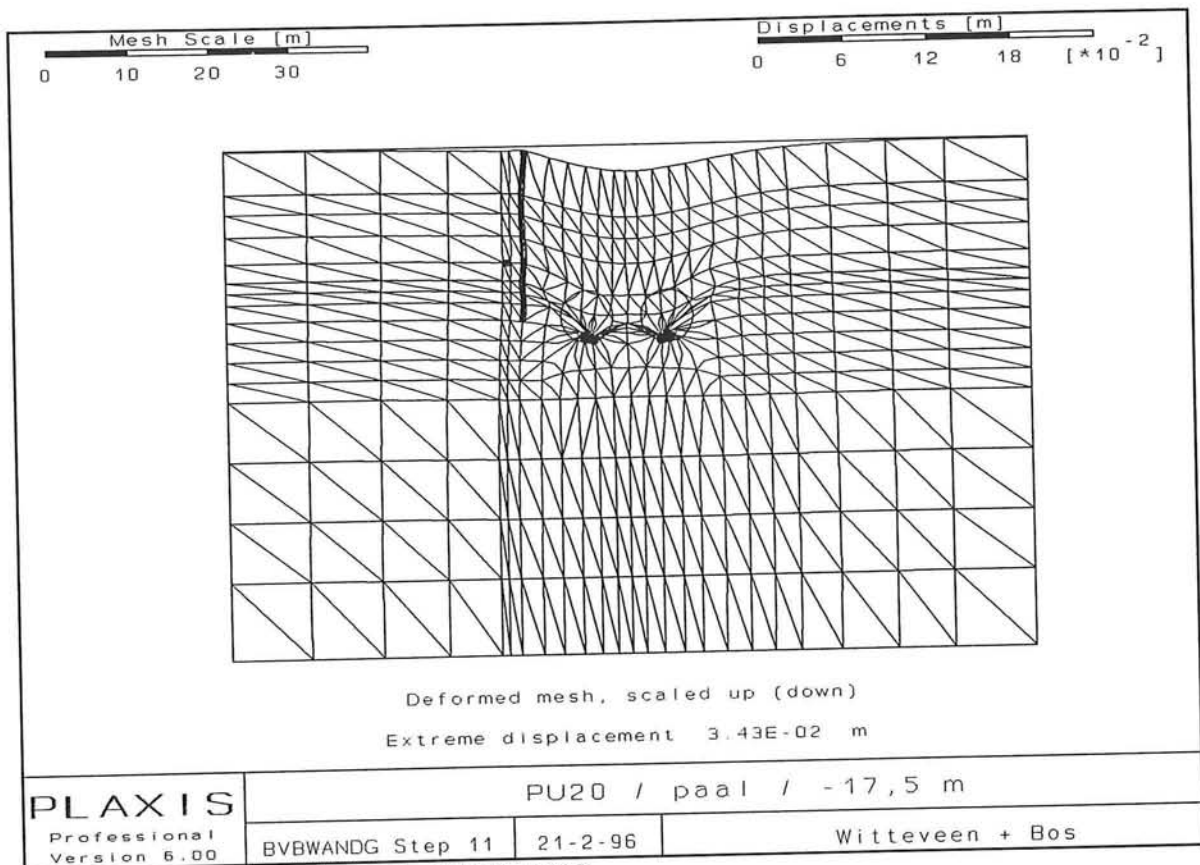
De overlast gepaard gaande met de aanleg van diepwanden en damwanden is vooral te wijten aan het ruimtebeslag van het materieel en de noodzaak de verharding te verwijderen en kabels en leidingen geheel of gedeeltelijk om te leggen. Diepwanden hebben als bijkomend nadeel dat de bentonietslurry over het hele terrein loopt en de regeneratiecentrales en bentonietopslag op het werkterrein moeten worden geplaatst. Dit geeft in stedelijk gebied de nodige overlast. Damwanden hebben als nadeel de overlast veroorzaakt door het heien. Met de bovenstaande werkwijze wordt deze overlast grotendeels beperkt. Verdere beperking kan plaats vinden door de damwandplanken deels weg te drukken m.b.v. een hydraulische pers (zie **Deel 1**, 8.1.2.3).

In de conclusies wordt nader op de haalbaarheid van de aangegeven oplossingen ingegaan.

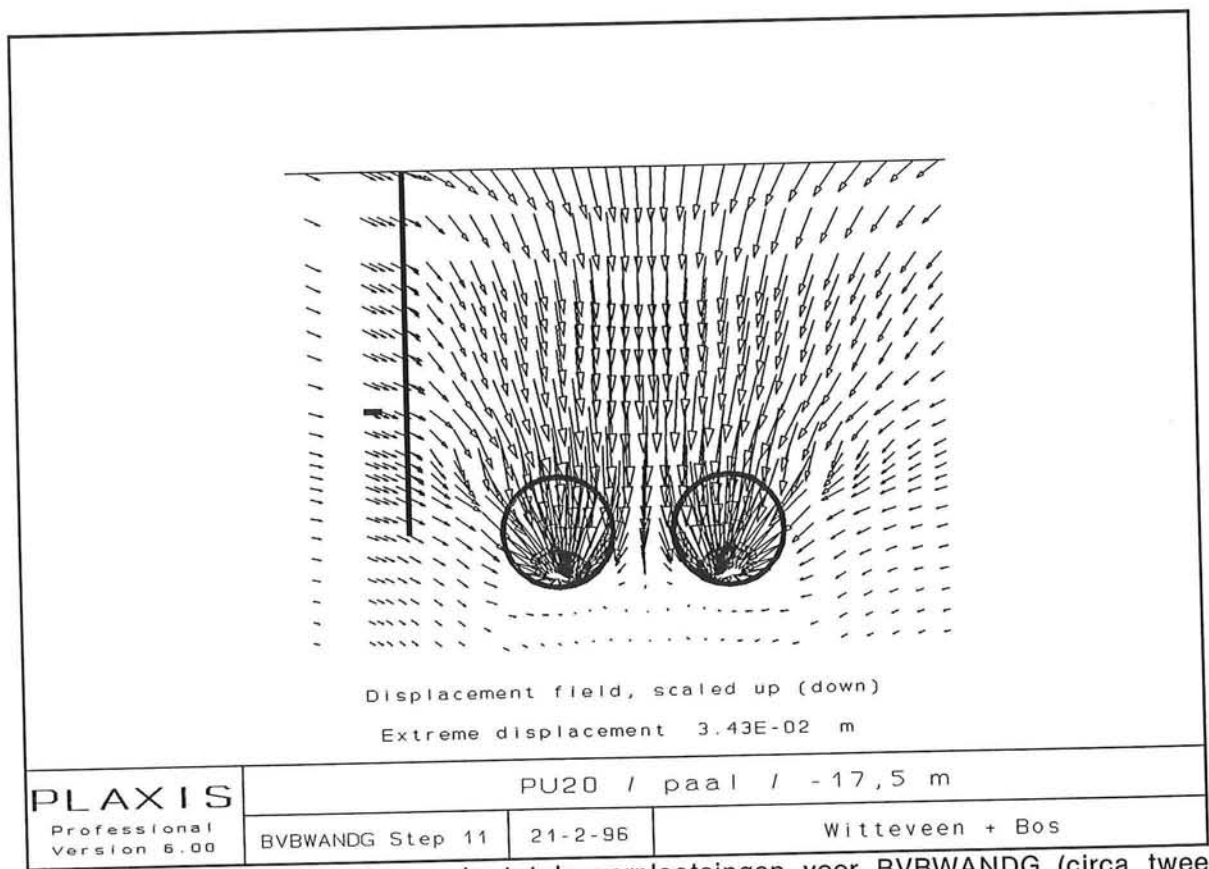
Op basis van bovenstaande overwegingen wordt de volgende oplossing gekozen:

- stalen damwanden PU 20 (d = 600 mm; h = 430 mm; w = 141 kg/m²; I = 43000 cm⁴/cm);
- inheidiepte: NAP -17,8 m (zettingsreductie circa 45 %);
- plaats: hart wand 1,50 m van de paal en 5,50 meter van buitenkant tunnel;
- wijze van aanbrengen: heien tot NAP -17,8 m (eventueel spuiten);
alternatief: persen vanaf NAP -13 m.

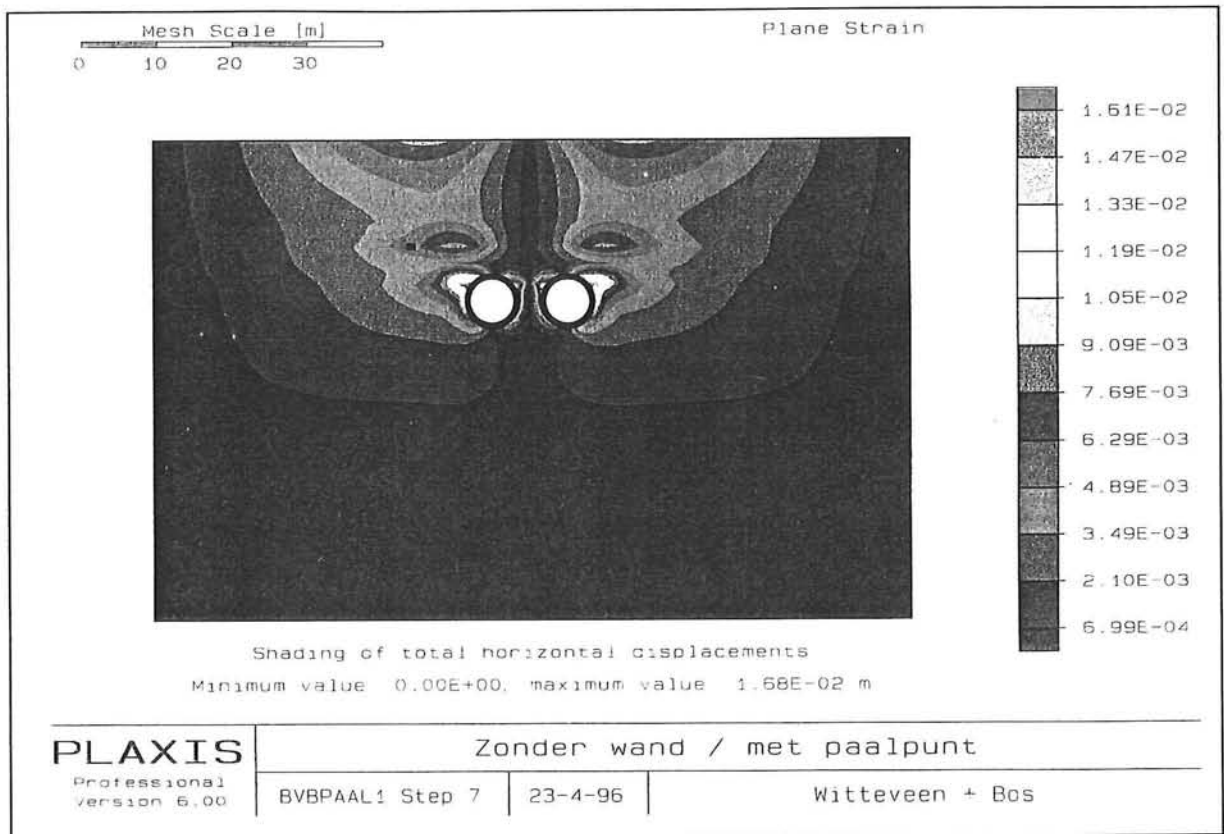
Dit is de variant BVBWANDG. De grafische uitvoer is opgenomen in de figuren 6.10 t/m 6.17. Uit de figuren blijkt duidelijk de werking van de wand. De mesh vervormt links van de wand veel minder dan rechts daarvan, wat ook in de close-up van het verplaatsingsveld goed te zien is. Dit effect is te wijten aan het feit dat het volumeverlies nu niet meer links van de wand kan worden gerealiseerd, zodat rechts van de wand extra zakkingen optreden. Afhankelijk van de bebouwing van de grond rechts van de wand zullen daar maatregelen moeten worden genomen. Bij het knelpunt Beurs van Berlage worden daar geen problemen verwacht. De figuur waarin de krachten op- en verplaatsing van de wand staan weergegeven laten zien dat alleen de normaalkracht in de wand van enige betekenis is.



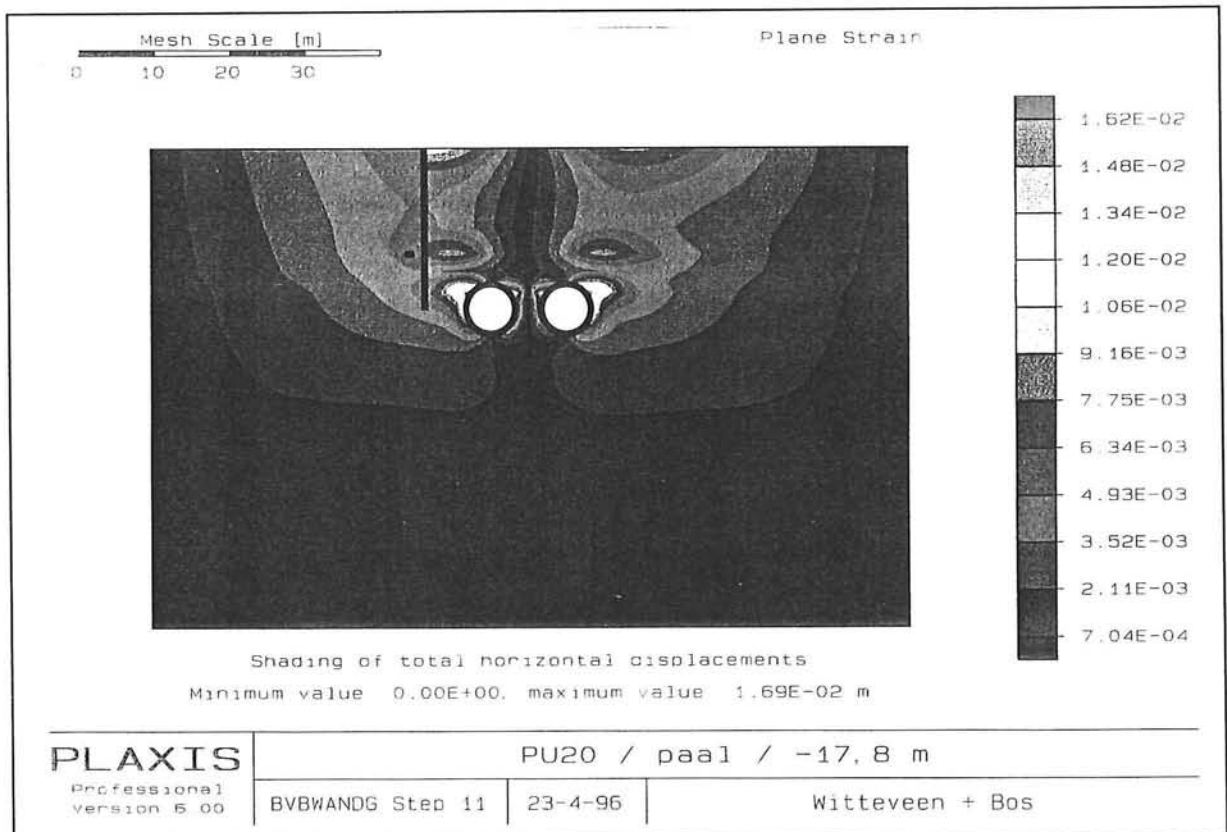
FIGUUR 6.10 Vervormde mesh BVBWANDG



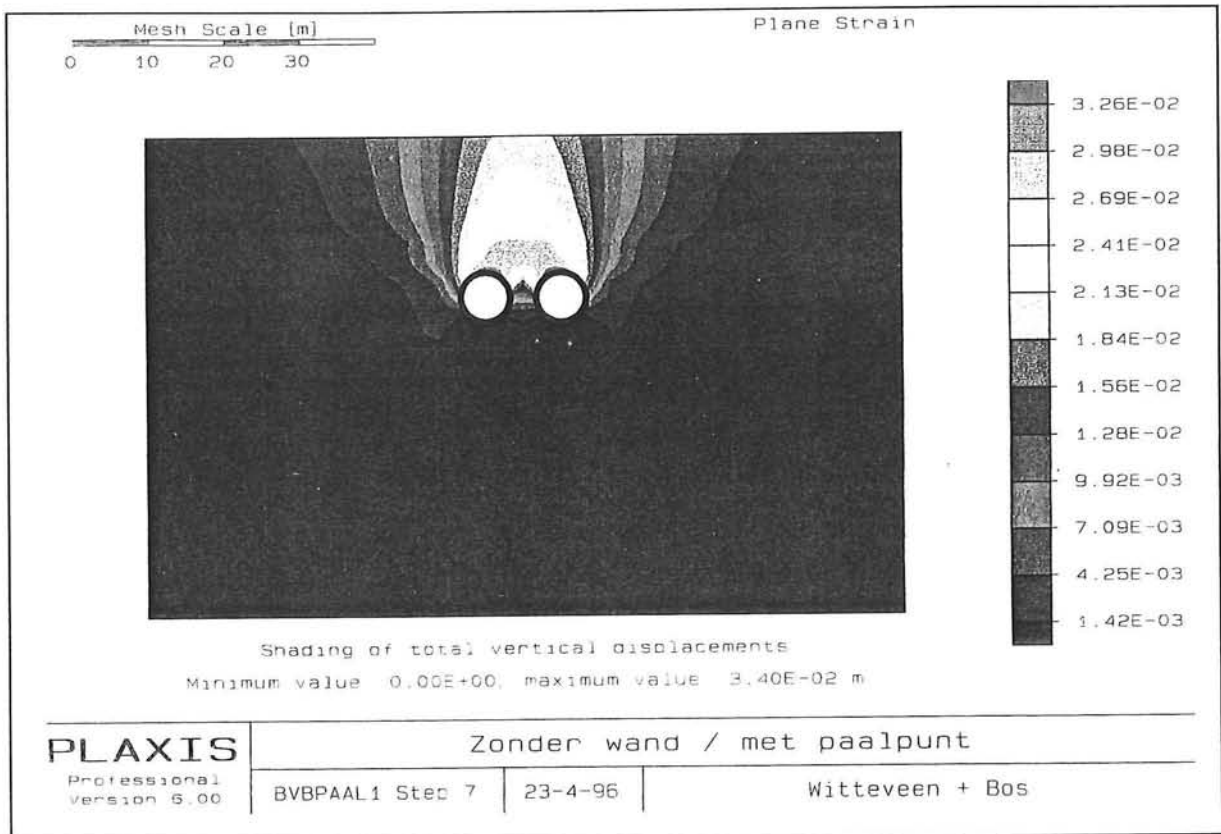
FIGUUR 6.11 Vectorenveld van de totale verplaatsingen voor BVBWANDG (circa twee maal vergrote schaal t.o.v. mesh)



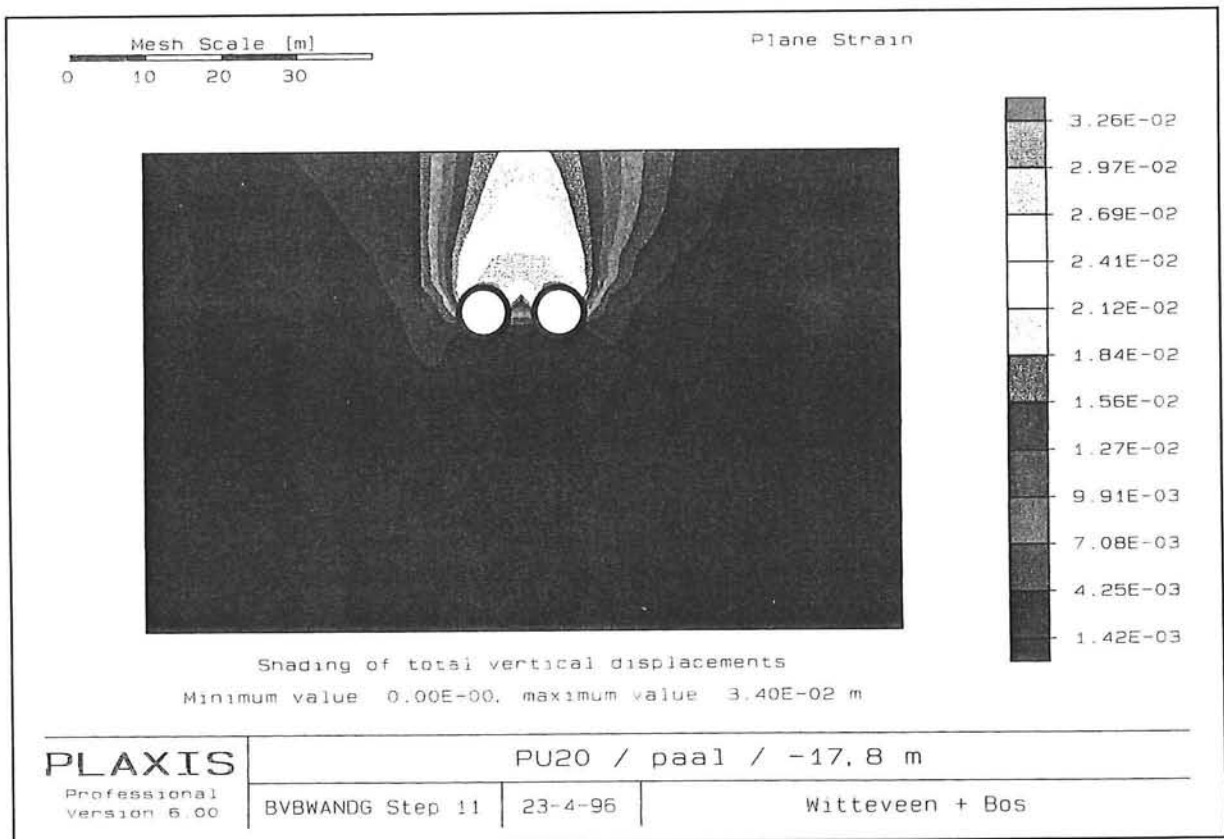
FIGUUR 6.12 Contourlijnen van de horizontale verplaatsingen voor het knelpunt Beurs van Berlage voor een volumeverlies van 1%, zonder mitigerende maatregel



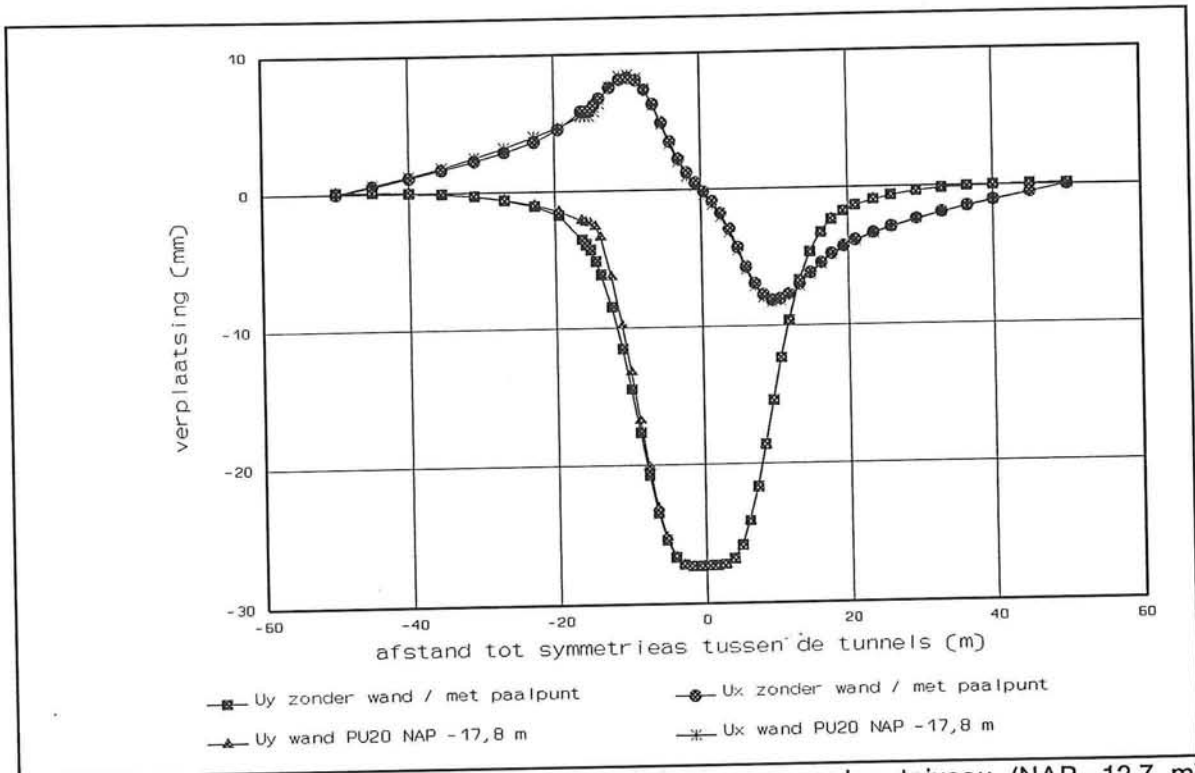
FIGUUR 6.13 Contourlijnen van de horizontale verplaatsingen voor het knelpunt Beurs van Berlage voor een volumeverlies van 1%, mitigerende maatregel: BVBWANDG



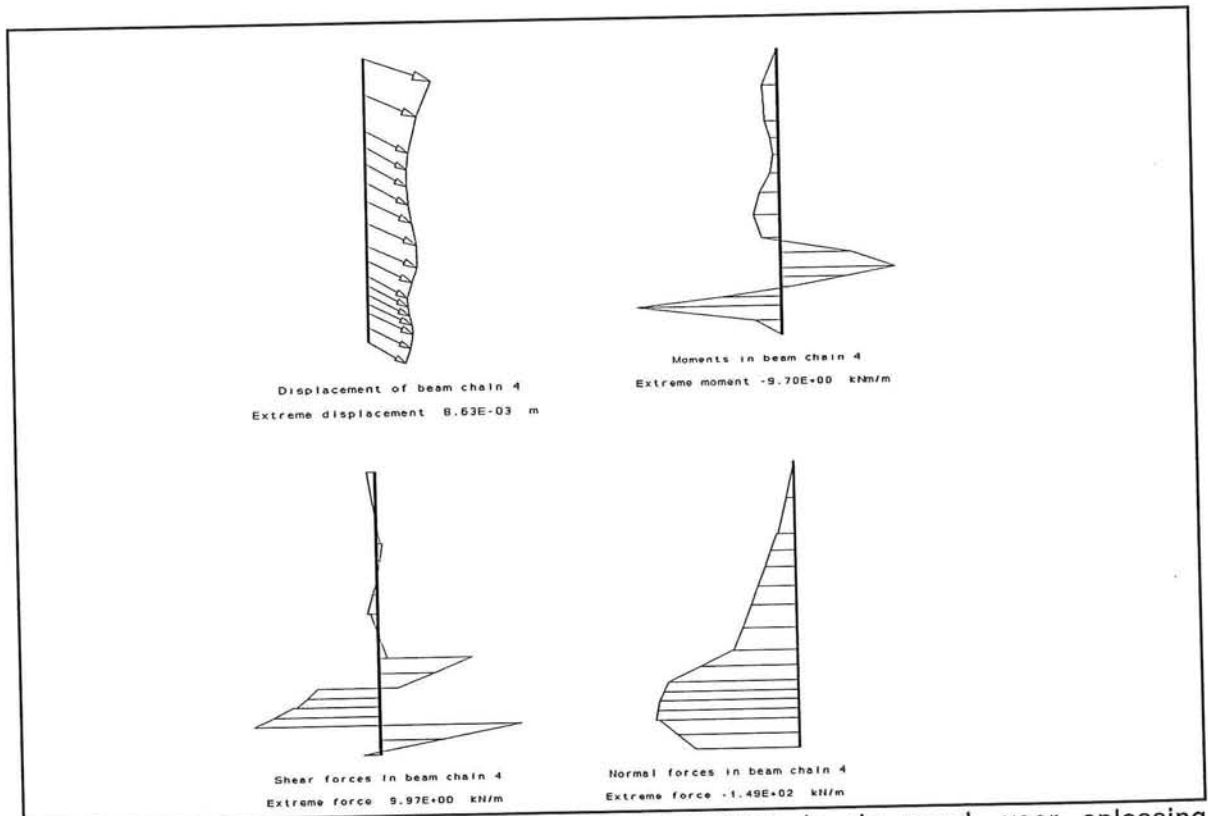
FIGUUR 6.14 Contourlijnen van de verticale verplaatsingen voor het knelpunt Beurs van Berlage voor een volumeverlies van 1%, zonder mitigerende maatregel



FIGUUR 6.15 Contourlijnen van de verticale verplaatsingen voor het knelpunt Beurs van Berlage voor een volumeverlies van 1%, mitigerende maatregel: BVBWANDG



FIGUUR 6.16 Horizontale en verticale verplaatsingen op paalpuntniveau (NAP -12,7 m) voor oplossing BVBWANDG: wanden PU20 in heidiepte NAP -17,8 m



FIGUUR 6.17 Verplaatsingen van de wand / krachten in de wand, voor oplossing BVBWANDG

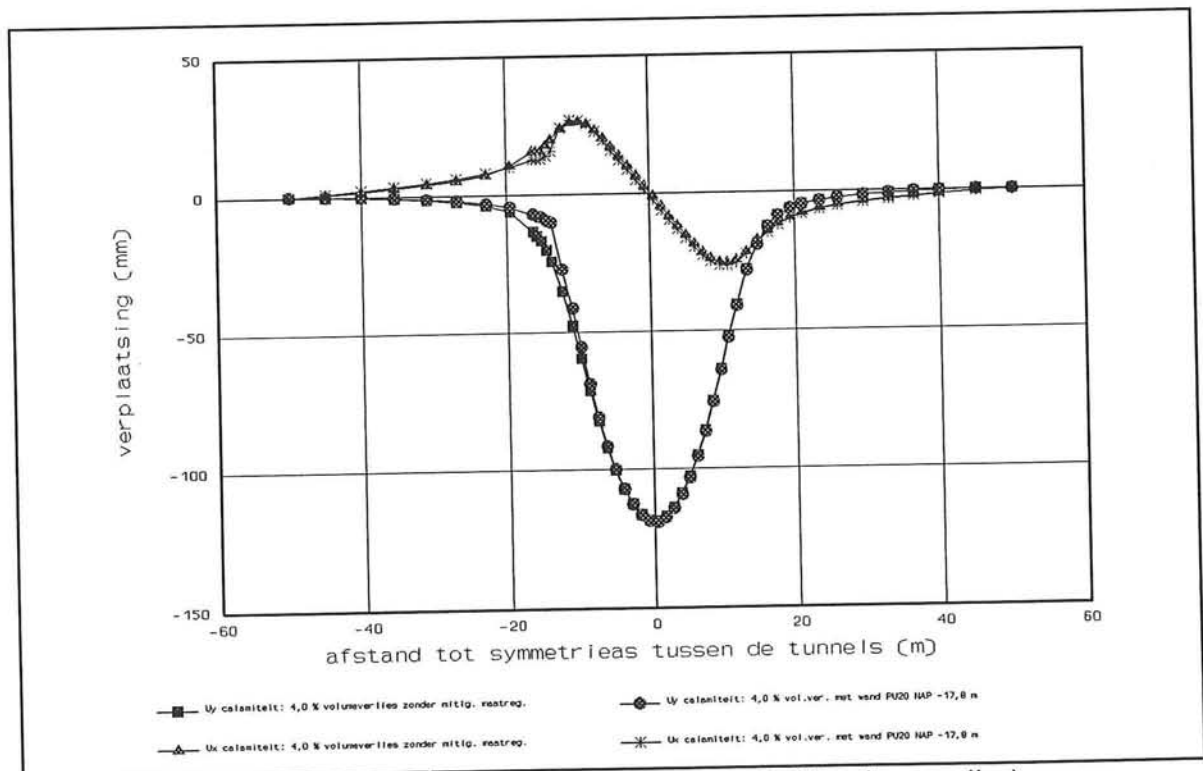
6.4.3.2 Calamiteiten

Uiteraard is het van belang om te controleren hoe goed de bescherming van de gekozen wand tegen verplaatsingen is bij een volumeverlies groter dan 1,0%. Hiertoe zijn twee runs gemaakt: volumeverlies = 4,0 % zonder wand & volumeverlies = 4,0 % met wand PU20 met inheidiepte NAP -17,8 m (bij de paal). De resultaten staan weergegeven in tabel 6.4 en figuur 6.18.

code	filenaam	wand-type	locatie	inheidiepte wand t.o.v. NAP (m)	zakking paalpunt (mm)	zettingsverschil t.o.v. P4 (%)	hoekverdraaiing (1/x)	hoekverdraaiing verschil t.o.v. P4 (%)	horizontale verplaatsing (mm)	horizontale verplaatsing verschil t.o.v. P4 (%)
P4	BVBPAAL4	-	-	-	-16,8	-	575	-	15,4	-
K4	BVBWANDK	PU20	paal	-17,8	-8,27	-51	1473	-61	12,5	-19

TABEL 6.4 Verplaatsingen en hoekverdraaiing voor calamiteit (volumeverlies van 4,0 %)

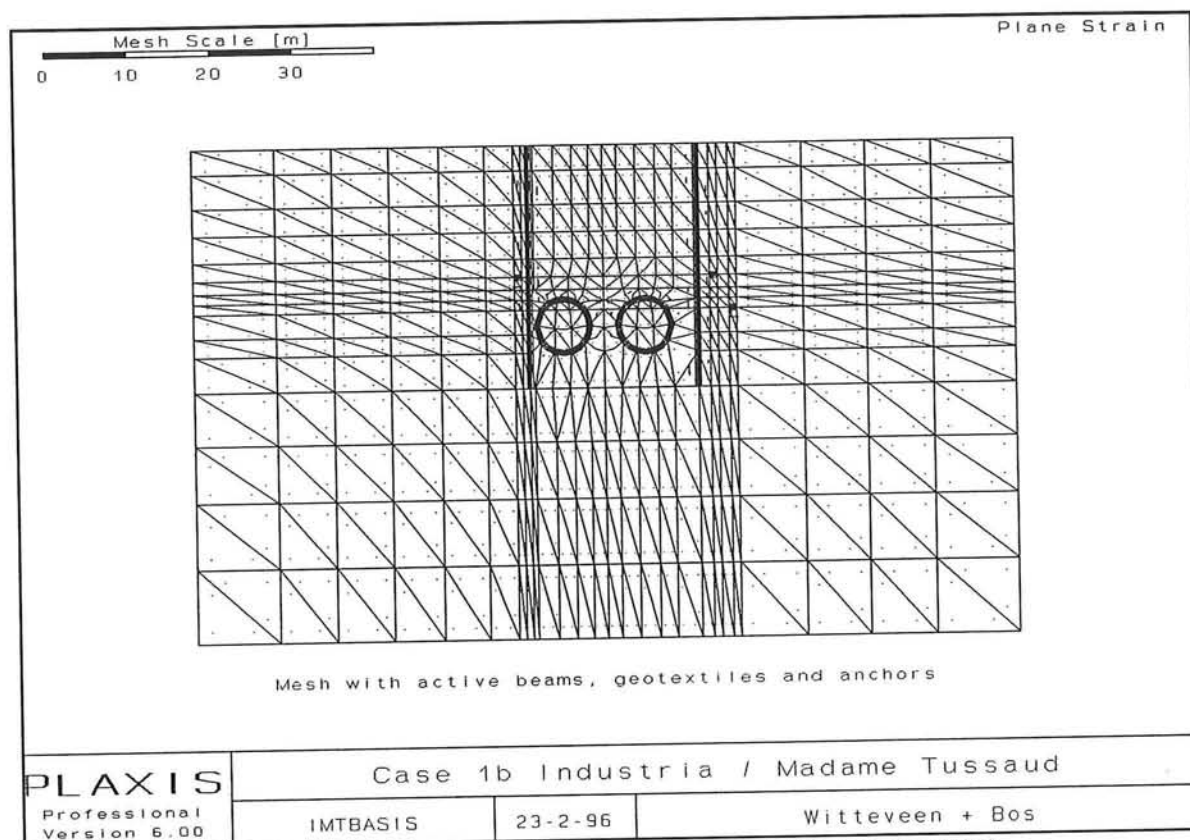
De conclusie die uit deze berekeningen kan worden getrokken is dat ook bij grote volumeverliezen de reductie van de zettingen en hoekverdraaiingen respectievelijk circa 50 % en 60 % bedraagt.



FIGUUR 6.18 Werking wand in geval van een calamiteit (4,0% volumeverlies)

6.4.4 Resultaten Case 1b: knelpunt Industria / Madame Tussaud

In de figuren 6.19 en 6.20 zijn afbeeldingen opgenomen van de meshes die zijn gebruikt voor het knelpunt Industria / Madame Tussaud. In de meshes zijn duidelijk de boortunnels, de paalpunten en de wanden te herkennen. Uiteraard varieert de lengte van de wanden voor de verschillende runs.

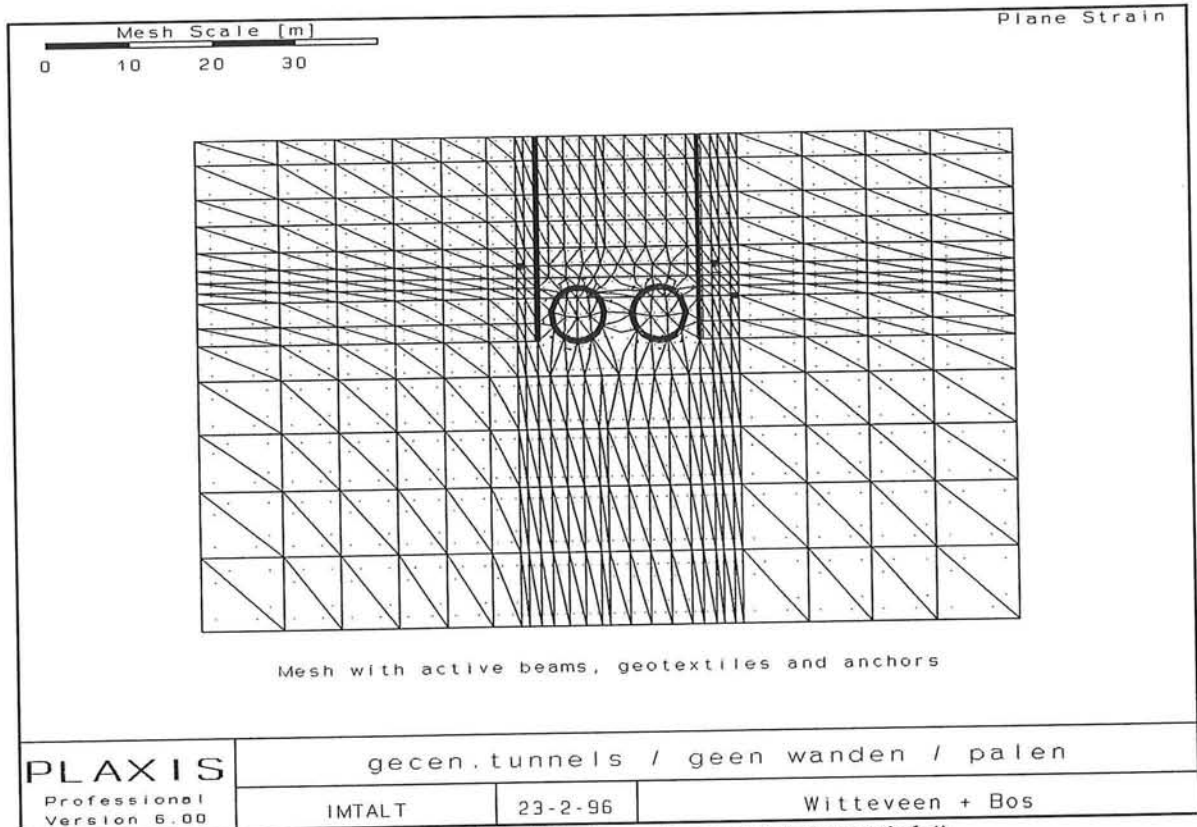


FIGUUR 6.19 Mesh knelpunt Industria / Madame Tussaud (uitgangspositie)

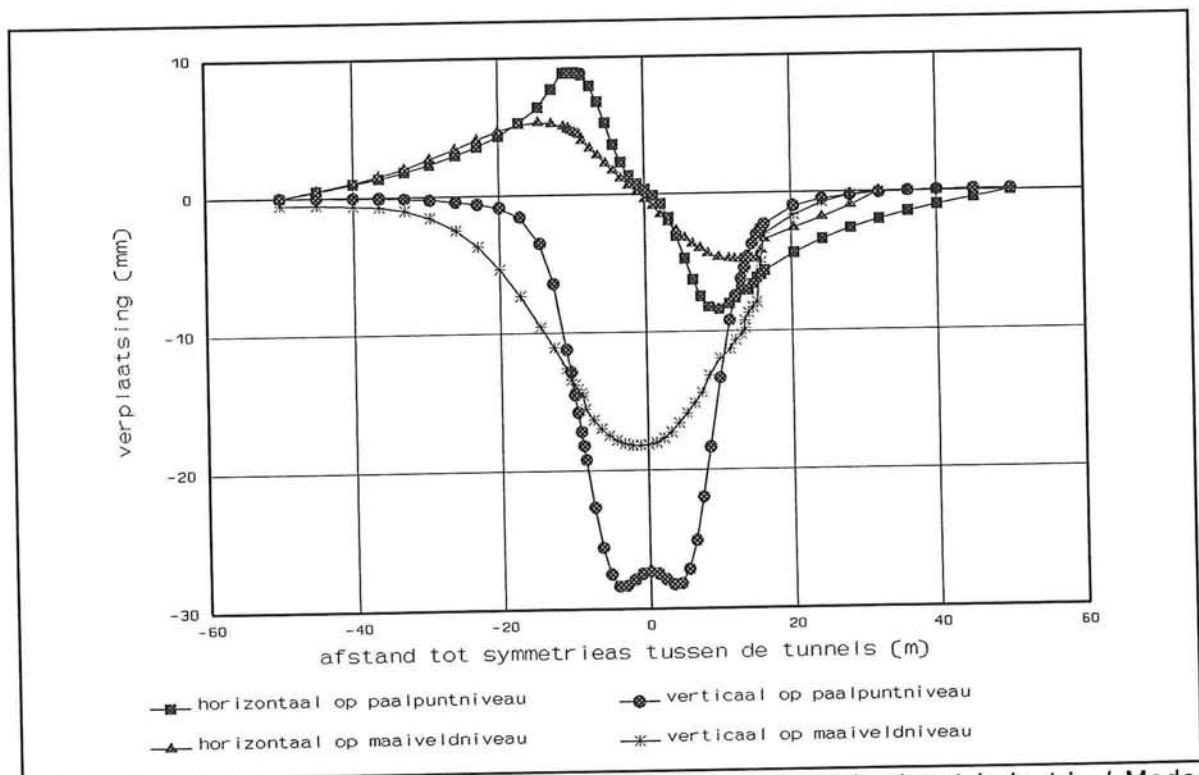
In de tabellen 6.5 en 6.6 en in de figuren VII.4 en VII.5 in bijlage VII zijn de resultaten opgenomen van de belangrijkste berekeningen die zijn uitgevoerd voor het knelpunt Industria / Madame Tussaud. Uitgangspunt bij deze berekening was wederom het testen van de effectiviteit van een wanden. Deze effectiviteit is getoetst door de volgende aspecten van de berekeningsresultaten te beschouwen: de vervormde mesh, de contourlijnen van de verplaatsingen (kleurenplot waarin punten met hetzelfde zakkingsbereik / verplaatsingsbereik gelijk gekleurd zijn), de verticale verplaatsing van de grond op paalpuntniveau en bovenal naar de zakking van de dichtst bij de tunnel gelegen mesh-knoop die de paalpunt vertegenwoordigt. De resultaten van deze berekeningen met verschillende wandtypen zijn steeds vergeleken met de resultaten van de situatie zonder wand (IMTPAAL1), waarin slechts de paalpunten en de boortunnels zijn geschematiseerd.

Omdat de ruimte tussen boortunnel en belendingen (paal) aan de linkerzijde wel heel erg krap was is ook een alternatief uitgezocht, waarbij de boortunnels tussen de belendingen is gecentreerd (zie figuur 3.7, blz. 15). De basissituatie is dan IMTALTP.

Op basis van de vergelijking van de oplossingen met de beide alternatieven is het gekomen tot een globale optimalisering die aangeeft welke oplossing waarschijnlijk de beste is.



FIGUUR 6.20 Mesh knelpunt Industria / Madame Tussaud (alternatief 1)



FIGUUR 6.21 Horizontale en verticale verplaatsingen voor het knelpunt Industria / Madame Tussaud zonder mitigerende maatregelen, voor volumeverlies 1,0 %

code	filenaam	beschouwde paalpunt locatie	inheidiepte wand t.o.v. NAP links / rechts (m)	zakking paalpunt (mm)	zettings- verschil t.o.v. P1 (%)	hoek- verdraaiing (1/x)	hoek- verdraaiing verschil t.o.v. P1 (%)	horizontale verplaatsing (mm)	horizontale verplaatsing verschil t.o.v. P1 (%)
P1	IMTPAAL1	links 1e z.l. rechts 1e z.l. rechts 2e z.l.	- / -	-13,4 -5,81 -1,85	- - -	595 924 -	- - -	8,31 -6,86 -4,32	- - -
1	IMTWAND1	links 1e z.l. rechts 1e z.l. rechts 2e z.l.	-21,0 / -21,0	-9,41 -4,03 -2,04	-30 -31 10	1044 1930 -	-43 -52 -	8,48 -7,06 -4,42	2 3 2
2	IMTWAND2	links 1e z.l. rechts 1e z.l. rechts 2e z.l.	-23,25 / -21,0	-6,52 -4,12 -4,54	-51 -29 145	1848 1468 -	-68 -38 -	7,61 -7,57 -4,54	-8 10 5
3	IMTWAND3	links 1e z.l. rechts 1e z.l. rechts 2e z.l.	-27,5 / -27,5	-4,52 -3,52 -1,72	-66 -39 -7	2861 2230 -	-79 -59 -	6,95 -7,36 -4,60	-16 - -
4	IMTWAND4	links 1e z.l. rechts 1e z.l. rechts 2e z.l.	-23,25 / -23,25	-6,52 -3,83 -1,97	-51 -34 6	1842 2063 -	-68 -55 -	7,63 -7,31 -5,15	-8 7 19

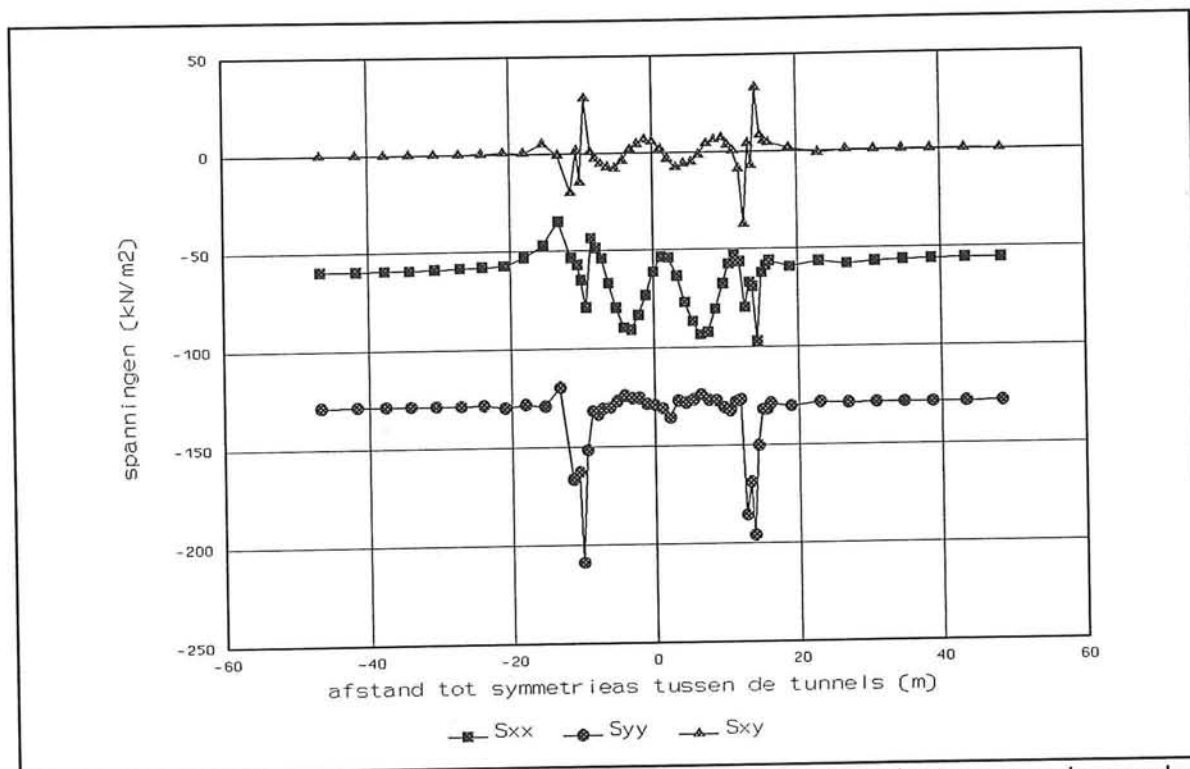
TABEL 6.5 Verplaatsingen en hoekverdraaiing voor wandtype PU20 bij een volumeverlies van 1,0 %

Toelichting: 1e z.l. = eerste zandlaag (NAP -14,0 m tot NAP -15,0 m)
2e z.l. = tweede zandlaag (NAP -18,0 m tot NAP -27,5 m)

code	filenaam	beschouwde paalpunt locatie	inheidiepte wand t.o.v. NAP links / rechts (m)	zakking paalpunt (mm)	zettings- verschil t.o.v. AP (%)	hoek- verdraaiing (1/x)	hoek- verdraaiing verschil t.o.v. AP (%)	horizontale verplaatsing (mm)	horizontale verplaatsing verschil t.o.v. AP (%)
AP	IMTALTP	links 1e z.l. rechts 1e z.l. rechts 2e z.l.	-	-10,2 -9,37 -3,24	- - -	765 570 -	- - -	8,40 -9,37 -5,07	- - -
A1	IMTALT1	links 1e z.l. rechts 1e z.l. rechts 2e z.l.	-23,25 / -23,25	-5,41 -5,73 -3,87	-47 -39 19	1970 1514 -	-61 -62 -	7,45 -8,02 -5,47	-11 -14 8
A2	IMTALT2	links 1e z.l. rechts 1e z.l. rechts 2e z.l.	-21,0 / -21,0	-7,09 -6,44 -4,12	30 31 27	1358 1250 -	-44 -54 -	8,15 -8,23 -5,55	-3 -12 9
A3	IMTALT3	links 1e z.l. rechts 1e z.l. rechts 2e z.l.	-27,5 / -27,5	-4,48 -4,60 -2,86	-56 -51 -12	2543 1953 -	-70 -71 -	7,49 -7,89 -6,10	-11 -16 20

TABEL 6.6 Verplaatsingen en hoekverdraaiing voor wandtype PU20 en tracé-alternatief 1 bij een volumeverlies van 1,0 %

Toelichting: 1e z.l. = eerste zandlaag (NAP -14,0 m / NAP -15,0 m)
2e z.l. = tweede zandlaag (NAP -18,0 m / NAP -27,5 m)



FIGUUR 6.22 Spanningen in de grond op NAP -14,25 m voor het plaatsen van de wanden (IMTALTP)

Uit de tabel en de figuren kunnen de onderstaande conclusies worden getrokken.

- 1) De conclusies 1,2,3,4 en 7 getrokken bij case 1a gaan ook op voor case 1b. De oorspronkelijke hoekverdraaiingen van 1/595, 1/924 en 1/765, 1/570 zijn groter dan de in paragraaf 3.7 gestelde toelaatbare hoekverdraaiing van 1/1250.
- 2) De horizontale en verticale spanningen in de grond ter plaatse van de paal worden aanzienlijk beïnvloed.
Dit beeld lag in de lijn der verwachtingen, de paalpunten liggen immers dicht bij de boortunnels. Omdat de spanningen voor dit onderzoek van ondergeschikt belang zijn aan de verplaatsingen wordt hier verder niet op ingegaan.
- 3) De economisch meest aantrekkelijke opties zijn:
 - voor het oorspronkelijk tracé: de stalen damwand PU20 met een inheidiepte van NAP -23,25 m links en NAP -21,00 m rechts (IMTWAND2); er wordt hierbij een zettingsreductie van de paalpunt van circa 50 % links en 35 % rechts gerealiseerd; de hoekverdraaiingen zijn kleiner dan de maximaal toelaatbare hoekverdraaiing van 1/1250; een groter inheidiepte (NAP -27,5 m) brengt slechts circa 15% extra zettingsreductie te weeg.
 - voor het alternatieve tracé: de stalen damwand PU20 met een inheidiepte van NAP -23,25 m (IMTALT1); er wordt hierbij een zettingsreductie van de paalpunt van circa 50 % links en 40 % rechts gerealiseerd; de hoekverdraaiingen zijn kleiner dan de maximaal toelaatbare hoekverdraaiing van 1/1250; een groter inheidiepte (NAP -27,5 m) brengt slechts circa 10% extra zettingsreductie te weeg.

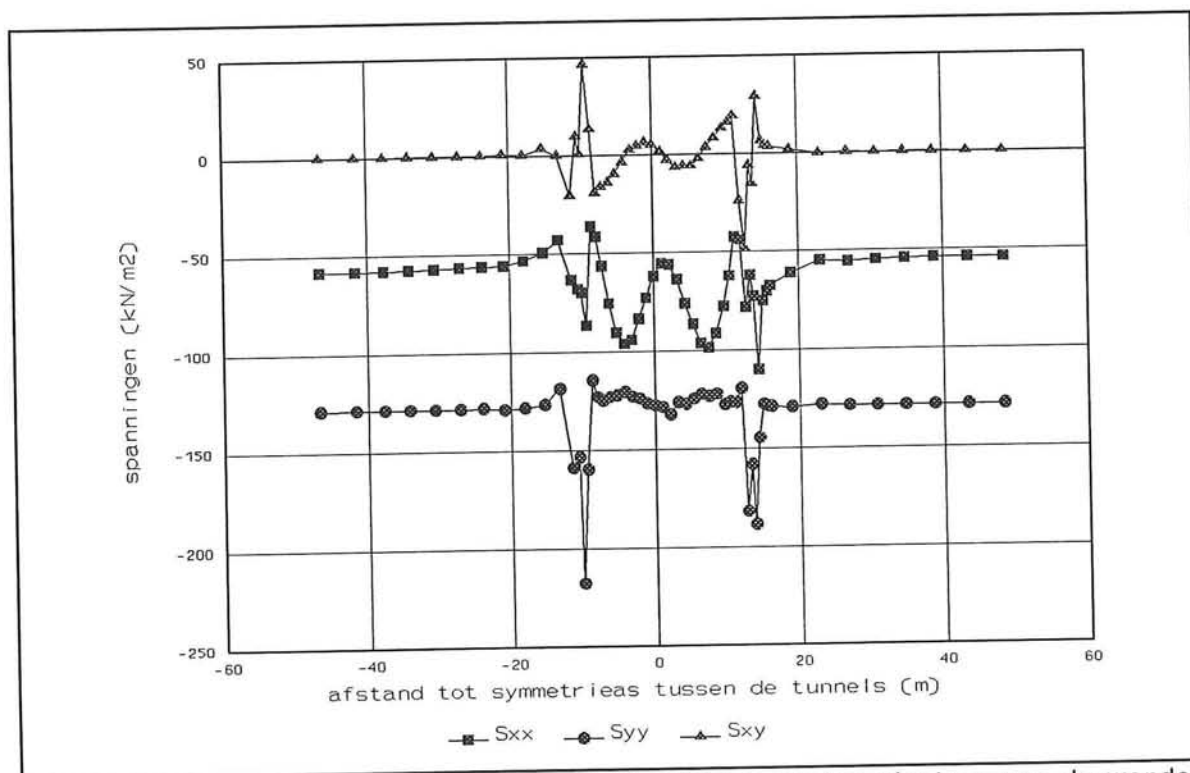
6.4.4.1 Gekozen oplossing

Op basis van de overwegingen zoals die werden genoemd bij case 1a is gekozen voor het toepassen van stalen damwanden. In de conclusies wordt teruggekomen op de uitvoeringstechnische haalbaarheid.

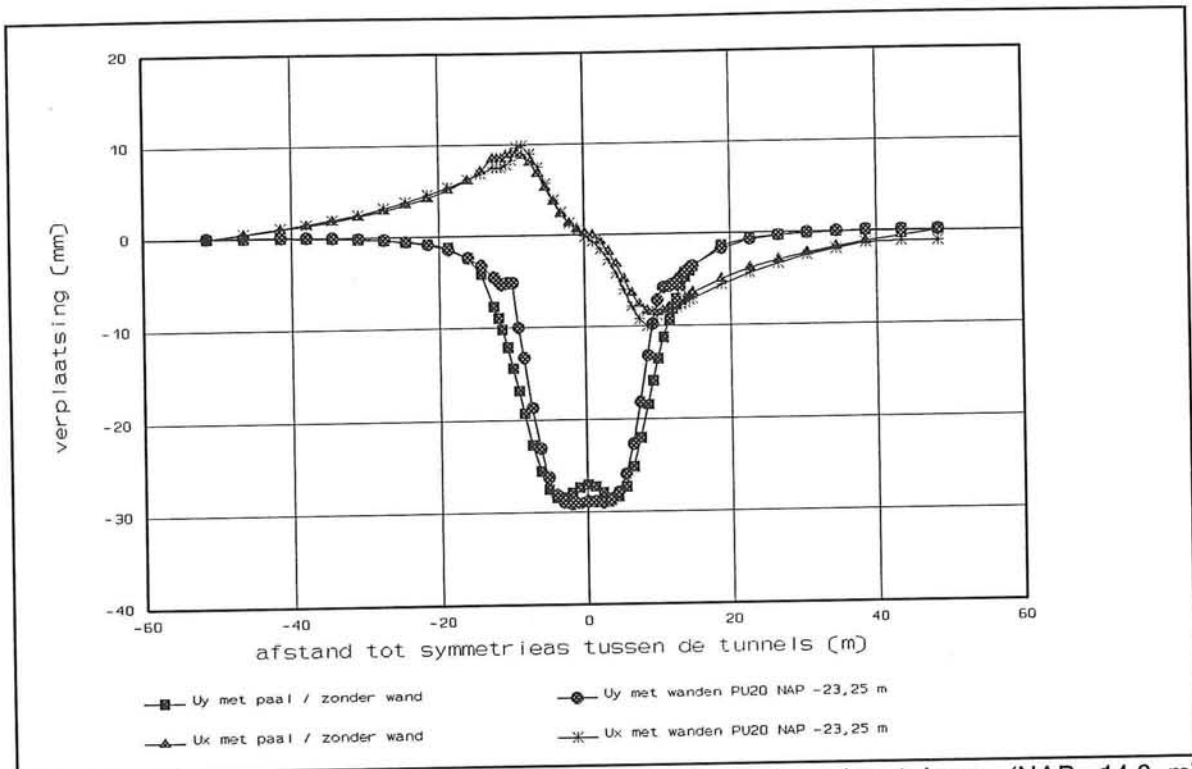
Het oorspronkelijk tracé laat aan de linkerkant zo weinig ruimte tussen de boortunnel en de paal (1,7 meter) dat het aanbrengen van een wand niet of nauwelijks te realiseren is. Door het toepassen van het alternatieve tracé wordt de ruimte voor het aanbrengen van een wand aan beide zijden 3,2 meter. Dit wordt voldoende geacht voor het aanbrengen van de stalen damwand. Op basis van de berekeningsresultaten wordt dan gekozen voor het volgende alternatief:

- stalen damwanden PU 20 (d = 600 mm; h = 430 mm; w = 141 kg/m²; I = 43000 cm⁴/cm);
- inheidiepte: NAP -23,25 m (zettingsreductie circa 45 %);
- plaats: hart wand 1,60 m van de paal en 1,60 meter van buitenkant tunnel;
- wijze van aanbrengen: heien tot NAP -18,0 m (eventueel spuiten);
 vervolgens verder heien tot NAP -23,25 m;
 alternatief: persen tot NAP -23,25 m.

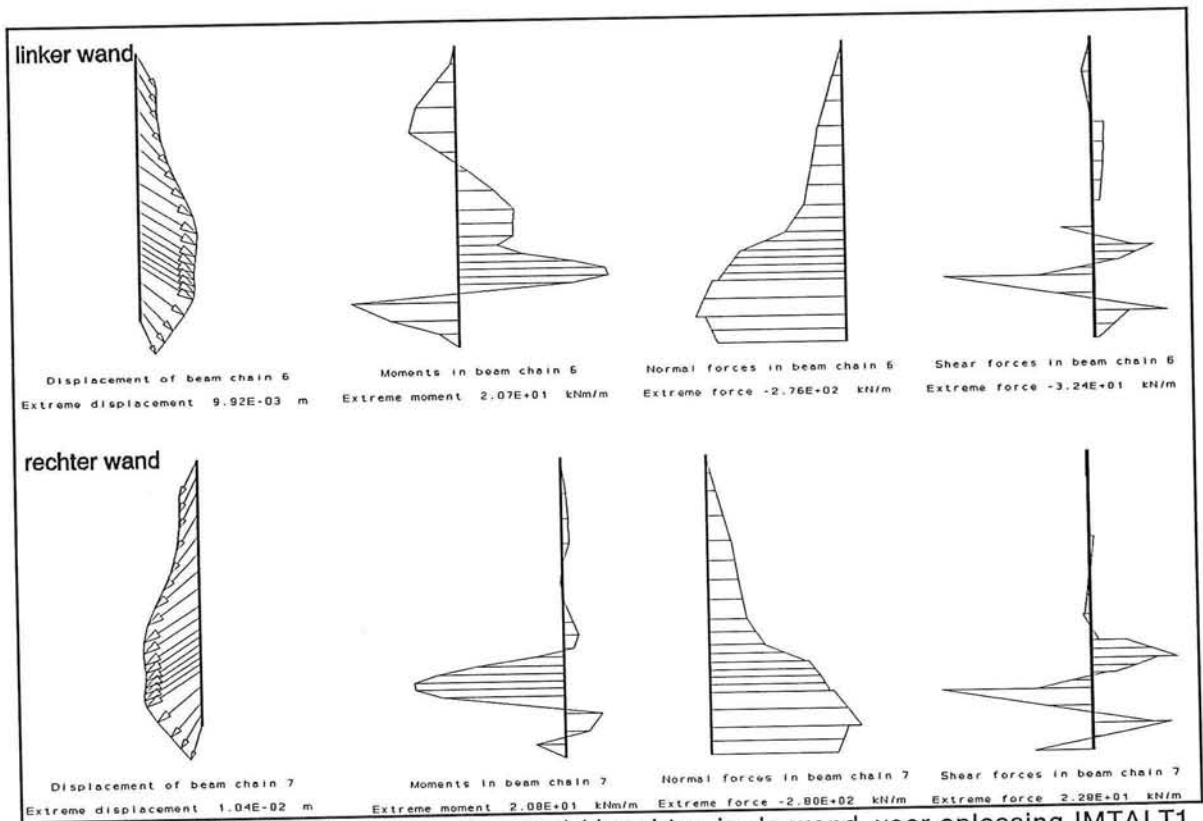
Dit is de variant IMTALT1. De grafische uitvoer is opgenomen in de figuren 6.23 t/m 6.36. Uit de figuren blijkt duidelijk de werking van de wand. De mesh vervormt aan de paalzijde van de wand veel minder dan aan de tunnelzijde, wat ook in de close-up van het verplaatsingsveld goed te zien is. Dit effect is te wijten aan het feit dat het volumeverlies nu grotendeels binnen de wanden moet worden gerealiseerd, zodat daar extra zakkings optreden. De figuur waarin de krachten op en verplaatsing van de wand staan weergegeven laten zien dat alleen de normaalkracht in de wanden van enige betekenis is. Het plaatsen van de wand heeft nauwelijks invloed op deze spanningsveranderingen (vergelijk figuur 6.22 met figuur 6.23).



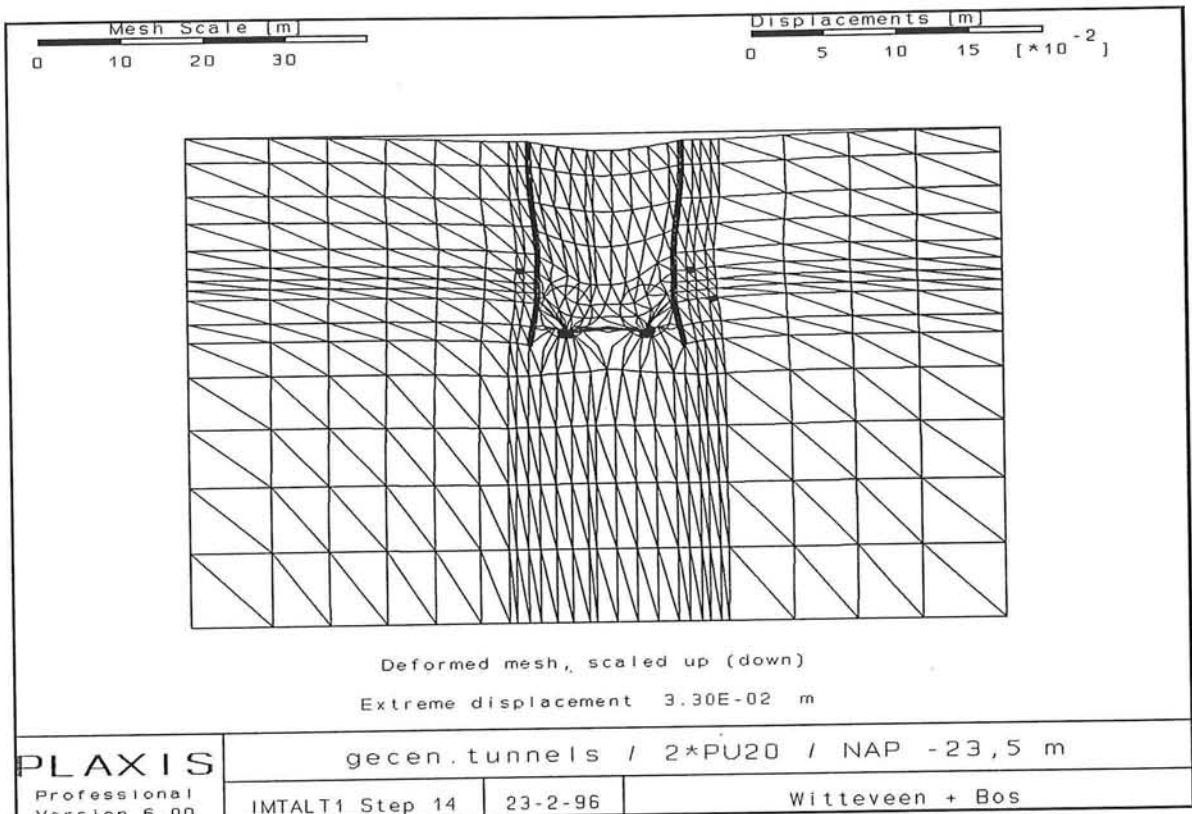
FIGUUR 6.23 Spanningen in de grond op NAP -14,25 m na het plaatsen van de wanden PU20 inheidiepte NAP -23,25 m (IMTALT1)



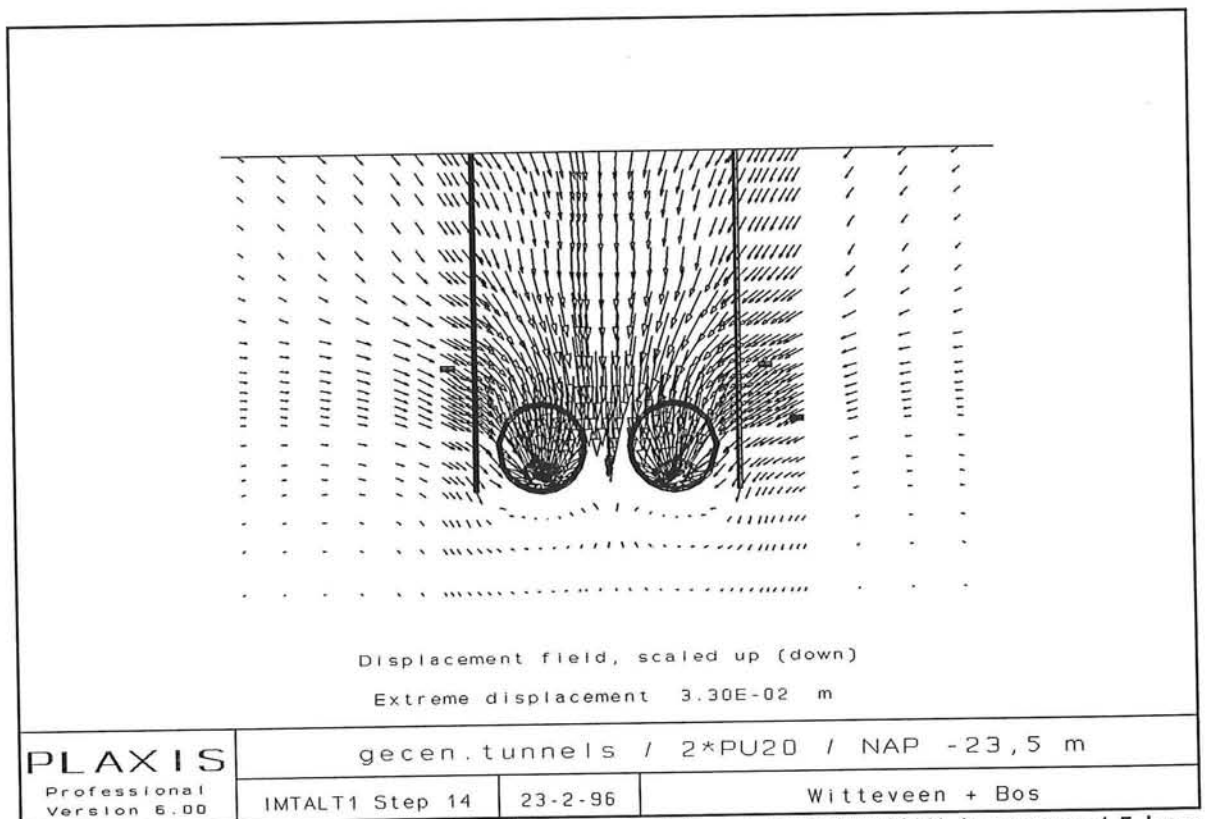
FIGUUR 6.24 Horizontale en verticale verplaatsingen op paalpuntniveau (NAP -14,0 m) voor oplossing IMTALT1: wanden PU20 in diepte NAP -23,25 m



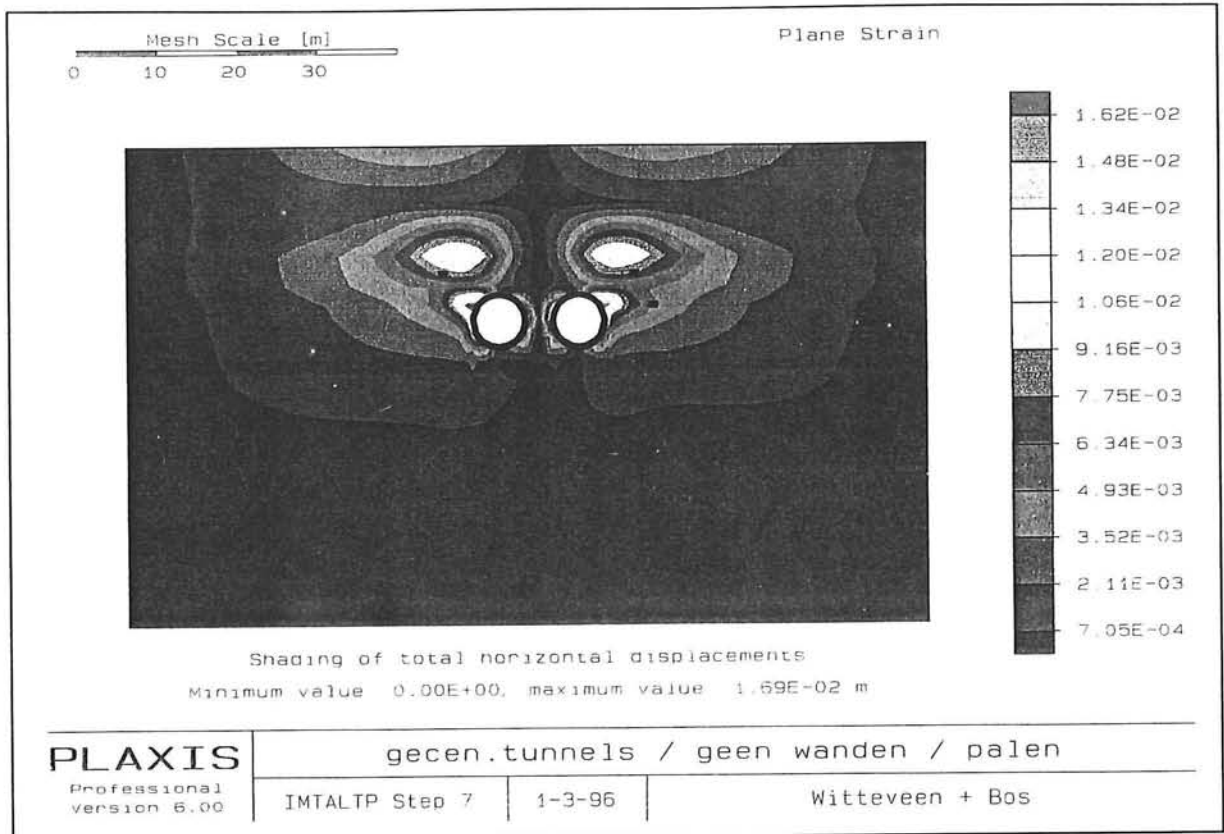
FIGUUR 6.25 Verplaatsingen van de wand / krachten in de wand, voor oplossing IMTALT1



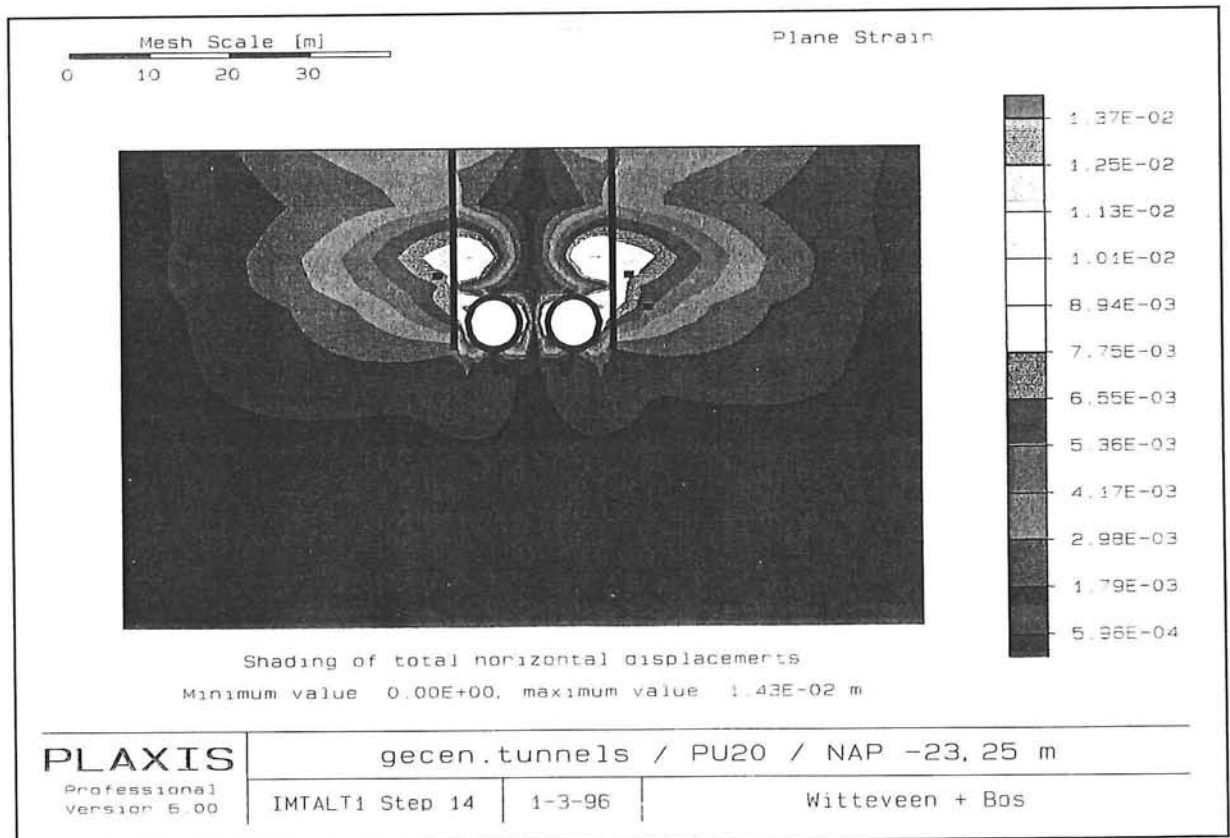
FIGUUR 6.26 Vervormde mesh IMTALT1



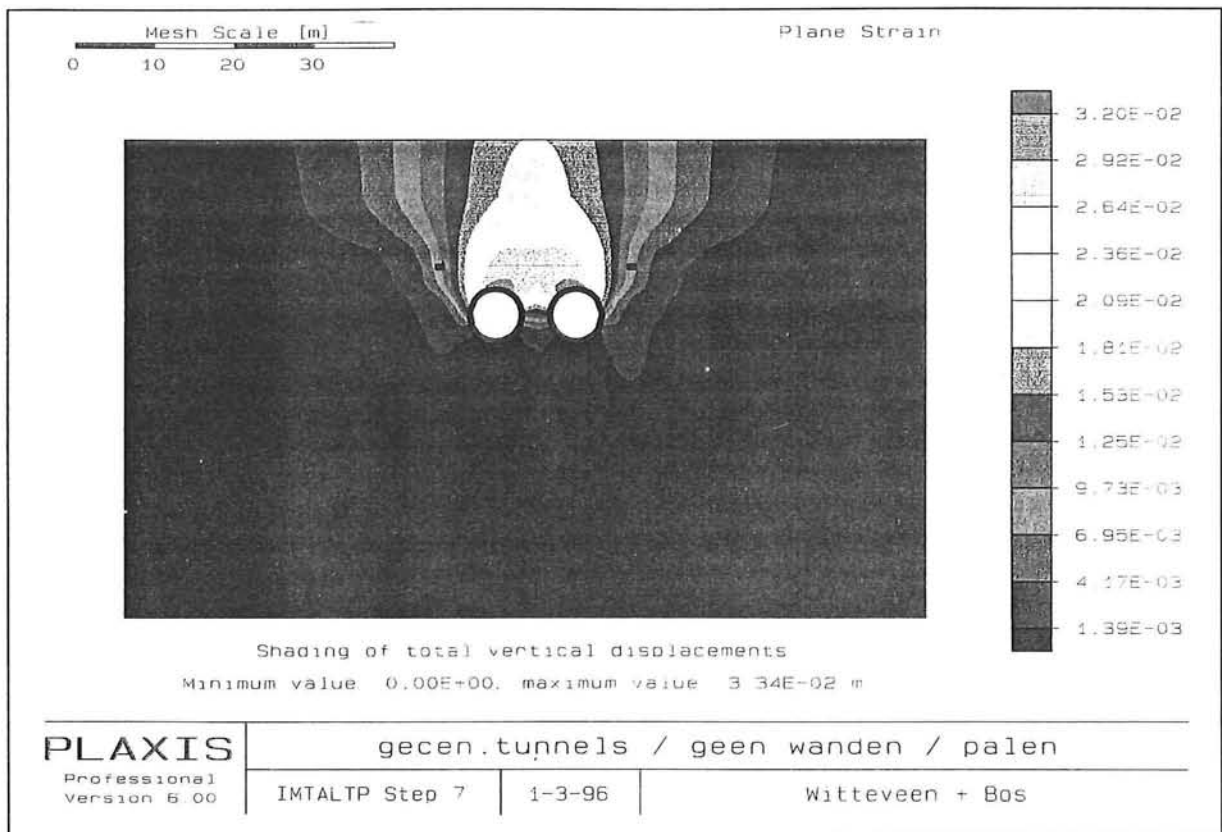
FIGUUR 6.27 Vectorenveld van de totale verplaatsingen voor IMTALT1 (ongeveer 1,5 keer vergroot)



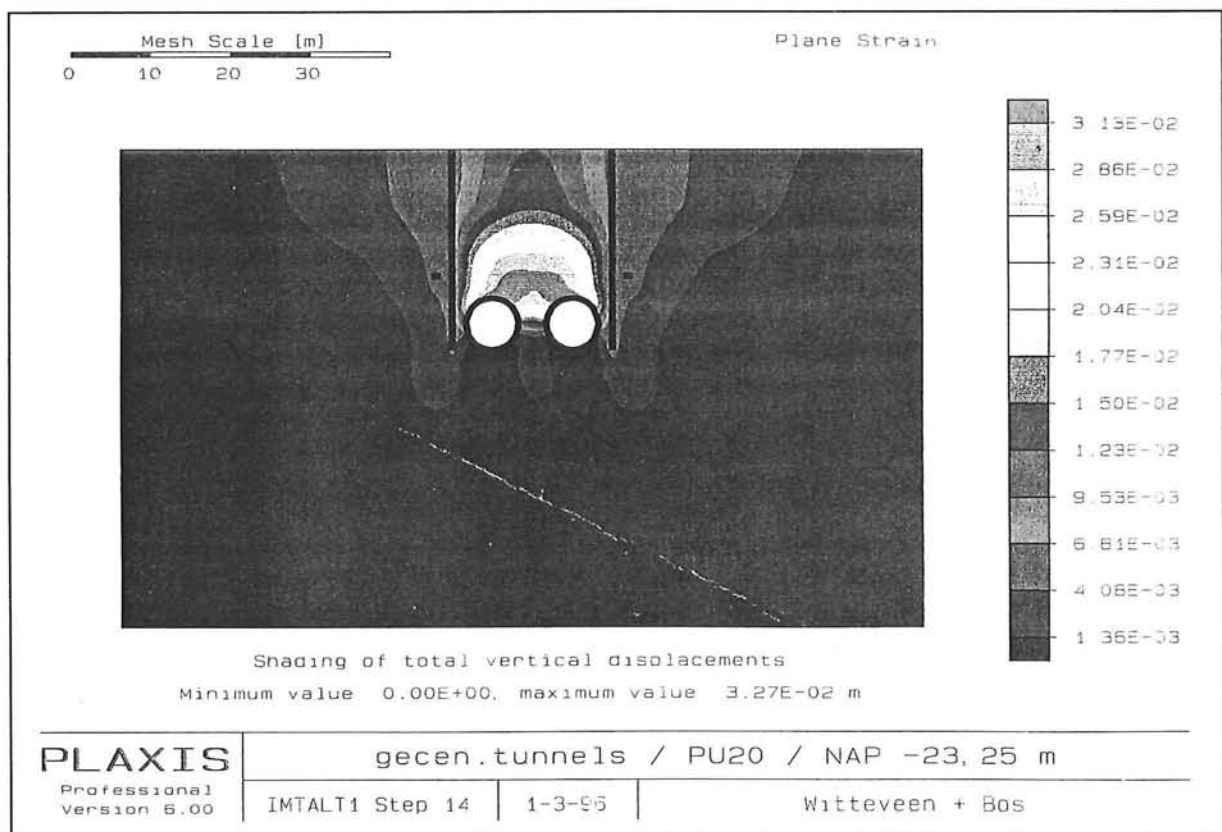
FIGUUR 6.28 Contourlijnen van de horizontale verplaatsingen voor het knelpunt Industria / Madame Tussaud (volumeverlies 1%), zonder mitigerende maatregel



FIGUUR 6.29 Contourlijnen van de horizontale verplaatsingen voor het knelpunt Industria / Madame Tussaud (volumeverlies 1%), mitigerende maatregel: IMTALT1



FIGUUR 6.30 Contourlijnen van de verticale verplaatsingen voor het knelpunt Industria / Madame Tussaud (volumeverlies 1%), zonder mitigerende maatregel



FIGUUR 6.31 Contourlijnen van de verticale verplaatsingen voor het knelpunt Industria / Madame Tussaud (volumeverlies 1%), mitigerende maatregel: IMTALT1

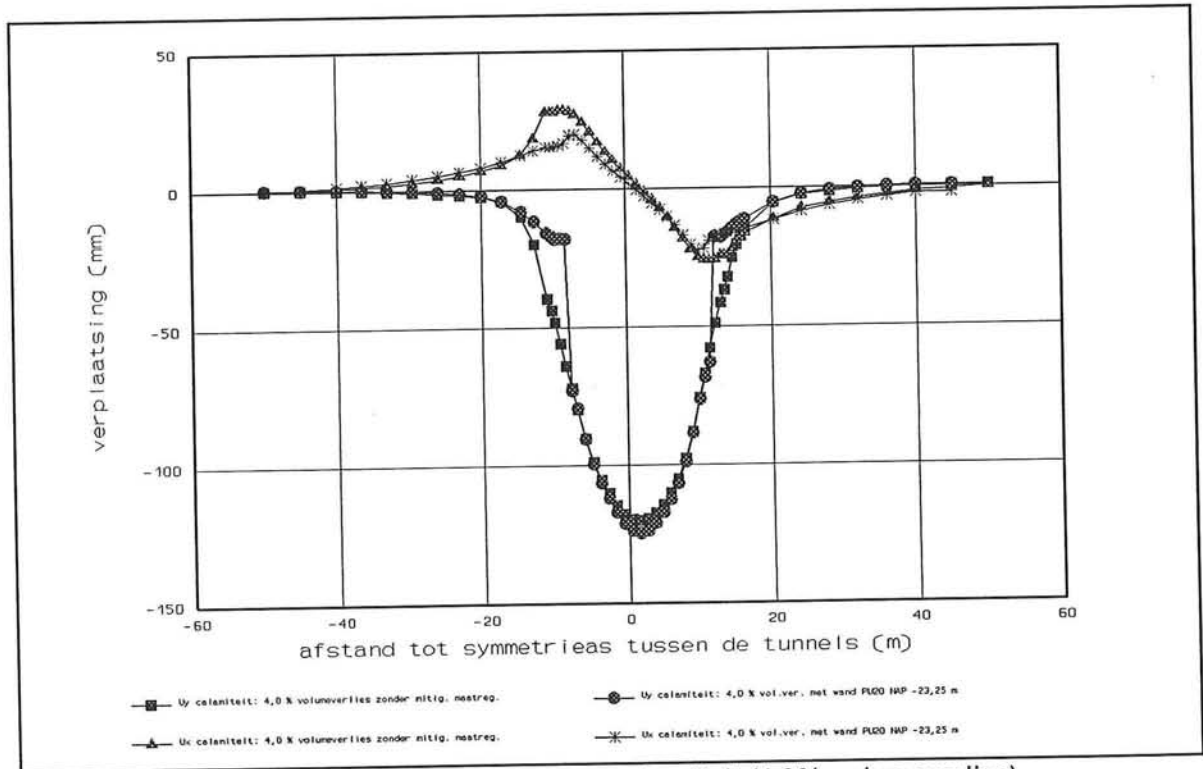
6.4.4.2 Calamiteiten

Ook hier is het van belang om te controleren hoe goed de bescherming van gekozen wand tegen verplaatsingen is bij een volumeverlies groter dan 1,0%. Hiertoe zijn twee runs gemaakt: volumeverlies = 4,0 % zonder wand & volumeverlies = 4,0 % met wand PU20 bij de paal met inheidiepte NAP -23,25 m. De resultaten staan weergegeven in tabel 6.7 en figuur 6.32.

code	filenaam	wand-type	locatie	inheidiepte wand t.o.v. NAP (m)	zakking paalpunt (mm)	zettingsverschil t.o.v. P4 (%)	hoekverdraaiing (1/x)	hoekverdraaiing verschil t.o.v. P4 (%)	horizontale verplaatsing (mm)	horizontale verplaatsing verschil t.o.v. P4 (%)
P4	IMTALT4%	-	1 z l l	-	-48,1	0	139	0	27,2	0
			1 z l r	-	-41,3	0	123	0	-29,8	0
			2 z l r	-	-12,5	0	-	-	-6,44	0
W4	IMTAL_4%	PU20	1 z l l	-23,35	-17,8	-63	535	-74	15,3	-44
			1 z l r	-23,35	-17,7	-57	924	-86	-16,7	-44
			2 z l r	-23,35	-13,8	10	-	-	-10,6	65

TABEL 6.7 Verplaatsingen en hoekverdraaiing voor calamiteit (volumeverlies van 4,0 %)

De conclusie die uit deze berekeningen kan worden getrokken is dat ook bij grote volumeverliezen de reductie van de zettingen en hoekverdraaiingen respectievelijk circa 60 % en 80 % bedraagt.

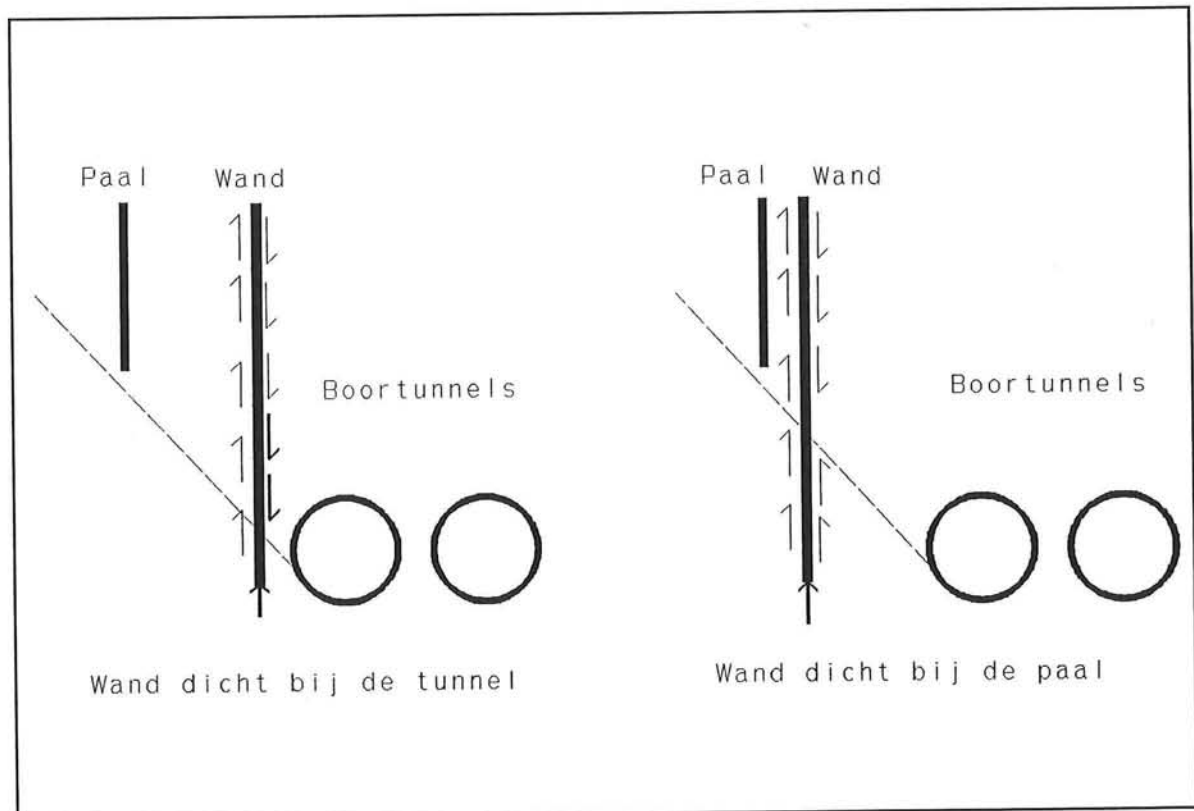


FIGUUR 6.32 Werking wand in geval van een calamiteit (4,0% volumeverlies)

6.4.5 Werking van de wand

Als het volumeverlies wordt opgelegd dan verplaatst de grond rondom de boortunnels in de richting van de boortunnels. De mate waarin een elementje grond de verplaatsingen volgt is afhankelijk van de ligging van het elementje ten opzichte van de boortunnels. Hierbij geldt dat de elementjes die boven de boortunnels en tevens dichtbij de boortunnels liggen het meest zullen verplaatsen. Het gebied waarin de effecten van het volumeverlies waarneembaar zijn, wordt hier het invloedsgebied genoemd. In figuur 6.33 is de grens van het (linker) invloedsgebied afgebakend met een onderbroken lijn. Uiteraard betreft het hier een schematische weergave!

Uit de berekeningen is gebleken dat het plaatsen van een wand tussen de boortunnels en de palen van de belendingen, een reductie van de verticale verplaatsingen achter de wand geeft van ongeveer 50% ten opzichte van de initiële situatie, uitgaande van een reële wandlengte. Bij grotere wandlengtes kunnen de zettingen worden gereduceerd tot circa 60 a 70 %. Er is hierbij steeds gekeken naar de verplaatsingen op paalpuntniveau. De horizontale verplaatsingen op paalpuntniveau blijken nauwelijks te worden beïnvloed, tenzij het volumeverlies erg groot wordt. Wanneer de contourlijnen van de verplaatsingen worden beschouwd, dan valt op dat door het plaatsen van een wand, de verplaatsingen aan de tunnelzijde van de wand worden versterkt. Dit lag in de lijn der verwachtingen, omdat het opgelegde volumeverlies zich slechts aan deze zijde kan manifesteren.



FIGUUR 6.33 Principe werking van de (dam)wand

De berekeningsresultaten laten onmiskenbaar zien, dat een wand die dicht bij de boortunnels wordt geplaatst minder goed werkt dan een wand die dicht bij de paalpunt wordt geplaatst. Aan de hand van figuur 6.33 wordt uiteengezet waarom dit het geval is.

Als de wand dicht bij de boortunnels staat, dan wordt een groot gedeelte van de wand aan de tunnelzijde "naar beneden getrokken" door de verplaatsende grond (wandwrijving). Vooral aan de onderzijde van de wand verplaatst de grond sterk, zodat de wand daar relatief zwaar wordt belast. De weerstand wordt slechts geleverd door de wandwrijving aan de paalzijde van de wand en de wandvoetweerstand (propvorming door het heien).

Als de wand nu ver van de boortunnels staat, dan is het gedeelte van de wand dat aan de tunnelzijde "naar beneden getrokken" wordt door de verplaatsende grond veel kleiner. Bovendien is de negatieve invloed van de zich aan de onderzijde van de wand sterk verplaatsende grond vervangen door een tegenwerkende kracht van de grond aan de tunnelzijde die buiten het invloedsgebied ligt. Er wordt dus niet slechts een (negatieve werkende) belasting weggewerkt, maar er komt ook een (positief werkende) weerstand voor terug! De weerstand die wordt geleverd door de wandwrijving aan de paalzijde van de wand en de wandvoetweerstand (propvorming) blijft gelijk, zodat per saldo een wand met een grotere verticale plaatsvastheid is verkregen.

De momenten in de wand zijn steeds verwaarloosbaar klein en de normaalkrachten groot wat bevestigt dat de werking op wrijvingskrachten en niet op buigstijfheid is gebaseerd. Om de zetting van de wand ten gevolge van het volumeverlies te controleren is voor een situatie de gemiddelde normaalkracht in de wand berekend. Deze gemiddelde normaalkracht is in de vorm van een puntlast aangebracht op een zelfde type wand (zonder boortunnels) en vervolgens zijn de zettingen van de wandvoet vergeleken. Hieruit bleek dat deze zettingen tot op 1% nauwkeurig gelijk waren. Hieruit wordt de conclusie getrokken dat de normaalkracht in de wand door PLAXIS wordt berekend aan de hand van de zetting van de wandvoet.

Een punt dat nader onderzocht is, is de invloed van de breedte van de wand op de zettingen. Aangezien PLAXIS de buigstijfheid (EI) en rekstijfheid (EA) van de wand gebruikt om een equivalente dikte ($d_{\text{equivalent}}$) uit te rekenen, is de invloed van deze dikte op de zettingen onderzocht. Zolang de voet van de wand net zoveel zakt als de laag waarin hij staat, zal de invloed van de breedte verwaarloosbaar zijn. De vraag is echter of een dunne wand, zoals bijvoorbeeld een damwand, niet door deze laag heen wordt gedrukt. In PLAXIS zijn enige berekeningen gemaakt met een verschillende $d_{\text{equivalent}}$, waarbij het gewicht van de wand steeds gelijk is gehouden. Het blijkt dan dat de zettingen slecht marginaal verschillen. Dit lijkt juist te zijn, aangezien de weerstand van de wand tegen zettingen voor een groot deel op wrijvingseigenschappen is gebaseerd. De wand wordt pas doorgeponst als de wrijvingskracht die de wand naar beneden drukt de weerstand van de wrijvingskracht die dat tegenhoudt overschrijdt, zodat de grond aan de tunnelzijde de wand loslaat. Mede gezien het hierna genoemde punt en de eerdergenoemde problemen met de schematisatie van de funderingspalen verdient het toch aanbeveling de effecten van de modellering van de wandvoet door PLAXIS nader te onderzoeken.

Een opvallend aspect van de berekeningsresultaten is de invloed van het wandgewicht op de zettingen. De files BVBWAND6 (diepwand dikte 0,25 m) en BVBWANDG (damwand PU20) hebben vrijwel gelijke eigenschappen, op het gewicht van de wand na. De diepwand heeft namelijk een ongeveer acht keer hoger gewicht dan de wand. Uit de resultaten blijkt dat de zettingsreductie van de damwand 45% is, tegen slechts 10 % voor de diepwand. De zetting van de voet van de diepwand en de normaalkrachten die in de diepwand worden gevonden zijn dan ook hoger. Dit heeft mogelijk te maken met spanningsveranderingen ter plaatse van de voet van de wand. Wanneer de grond enigszins verplaatst en tevens iets ontspant, dan gaat de wand zakken onder invloed van zijn eigen gewicht. Deze zakking zal bij een zwaardere wand groter zijn dan bij een lichtere wand. Het verdient aanbeveling de precieze oorzaak van dit effect nauwkeuriger te onderzoeken.

6.5 Conclusies en aanbevelingen

6.5.1 Conclusies

Uit de voorgaande paragrafen kunnen de onderstaande conclusies worden getrokken.

- 1 Het plaatsen van een wand tussen boortunnels en bebouwing blijkt, op basis van de uitkomsten van de PLAXIS-MC-berekeningen, een goede oplossing te zijn om de zettingen en hoekverdraaiingen ten gevolge van het tunnelboorproces te beperken. Afhankelijk van de diepte van de gebruikte wand en uitgaande van economisch- en technisch haalbare wanddieptes, worden zettingen en hoekverdraaiingen tot maximaal 70% gereduceerd.
- 2 Voor de beschouwde knelpunten kunnen, uitgaande van een economisch aantrekkelijke wanddiepte van minder dan 25 meter, door het plaatsen van stalen damwanden (profiel PU20) de zettingen en hoekverdraaiingen tot respectievelijk circa 45% en 60% worden gereduceerd.
- 3 Het rendement van de wand is procentueel gezien hoog. Dit betekent dat vooral in geval van calamiteiten (bv volumeverlies 4%) de wand zeer nuttig kan zijn. Wanneer echter de te verwachten zettingen laag zijn, zoals bij een volumeverlies van 1% het geval is, zal de absolute zettingsreductie slechts gering zijn. Mede gezien het ingrijpende karakter van het aanbrengen van een wand valt het dus te betwijfelen of deze oplossing geschikt is voor toepassing bij de beide knelpunten. Een nadere beschouwing van de kosten zal hierover verder uitsluitsel geven.
- 4 De absolute reductie van de zettingen is voldoende zolang de zettingen ten gevolge van het boorproces niet groter worden dan ongeveer 12 mm. In dat geval bedraagt de resterende zetting circa $12 - 0,5 \cdot 12 = 6$ mm.
- 5 De gevolgen van zwel en opdrijven zijn verwaarloosd, terwijl deze een positief effect hebben op de zettingen (en hoekverdraaiingen). Deze effecten zullen in werkelijkheid niet verwaarloosbaar zijn. Vooral het relatief snelle opdrijfeffect zal de zettingen reduceren. Mede uit het oogpunt van deze reductie zijn de berekeningsresultaten relatief veilig te noemen, zodat het toepassen van een veiligheidsfactor achterwege kon worden gelaten.
- 6 Berekeningen met een rekenmodel dat de werkelijkheid beter benadert hebben gezien de gevoeligheid van de berekeningen voor de verschillende parameters (waaronder vooral de E-modulus), pas zin wanneer de parameters van de grond voor de betreffende knelpunten nauwkeurig bekend zijn. Gezien het feit dat een dergelijk onderzoek nog moet plaatsvinden, kan voorlopig met de gedane berekeningen worden volstaan.
- 7 Voorzover het de gevoelsmatige effecten van het aanbrengen van een wand betreft, kan het onderstaande worden opgemerkt.
Enerzijds zal deze ingreep veel weerstand kan oproepen omdat de hinder aan het maaiveld relatief groot is. Het argument dat echter is gebruikt om de tunnels te boren, heeft grotendeels betrekking op het uitblijven van maaiveldhinder bij deze methode, zodat de tegenstanders van realisatie van de Noord/Zuidlijn de optredende hinder kunnen gebruiken in hun anti Noord/Zuidlijn campagne. Anderzijds laat het aanbrengen van een wand duidelijk zien dat er van alles aan wordt gedaan om de zettingen ten gevolge van het volumeverlies te beperken.
- 8 De uitvoeringsrisico's zijn aanzienlijk. De wanden moeten dicht bij de fundering van de te beschermen bebouwing worden aangebracht. Dit betekent dat de trillingen die worden veroorzaakt door het heien, een risico met betrekking tot directe schade aan de bebouwing en met betrekking tot meeheien van de funderingspalen inhouden. Tevens wordt dicht langs de gevel geheid, zodat er gevaar staat voor beschadiging of vervuiling (dieselspatten). Veel van de bovengenoemde uitvoeringsrisico's kunnen waarschijnlijk worden uitgeschakeld door het toepassen van een persinstallatie.
- 9 Het terugwinnen van de damwanden na gebruik zou economisch gezien een zeer aantrekkelijk alternatief zijn. De kans is echter zeer groot dat de door de wand tegengehouden verplaatsingen dan alsnog gerealiseerd worden op het moment dat de wand

verwijderd wordt (dit is ook het resultaat van het weghalen van de wand ("uitzetten") bij de PLAXIS-MC berekening). Ook in de praktijk is gebleken dat het verwijderen van een wand vaak desastreuze gevolgen heeft. De conclusie die hieruit moet worden getrokken is dat de wand niet terug te winnen is.

6.5.2 Aanbevelingen

Tijdens het onderzoek is naar voren gekomen dat de onderstaande aspecten nadere aandacht verdienen.

- 1 Om de invloed van het zwelgedrag van de boortunnels na het ontgraven van de grond, het verwijderen van het water en het aanbrengen van de lining nader te onderzoeken, moeten berekeningen worden uitgevoerd waarbij rekening wordt gehouden met consolidatie. Deze berekeningen geven een beeld van het verplaatsingsgedrag van de grond in de tijd. Uitvoering kan plaats vinden zodra de vereiste parameters met betrekking tot de doorlatendheid bekend zijn. Gezien het omslachtige karakter van consolidatieberekeningen zal de uitvoering redelijk arbeidsintensief zijn en veel rekentijd kosten.
- 2 De modellering van de paal-/wandvoet door PLAXIS moet nader onderzocht worden. Bestudering van de berekeningsresultaten toont een invloed van het wandgewicht op de zettingen, wat mogelijk te maken heeft met de gevolgen van spanningsveranderingen tijdens het contraheren van de tunnel (volumeverlies) ter plaatse van de voet van de wand.
- 3 Het tunnelboorproces is tweedimensionaal beschouwd. Hierdoor zijn de (belangrijke) effecten van het boren op de bebouwing evenwijdig aan het boortunneltracé niet meegenomen in de beschouwingen. Om deze effecten en de beïnvloeding van deze effecten door een wand nauwkeurig vast te kunnen stellen, dient een driedimensionale berekening te worden uitgevoerd. De verwachting hierbij is dat de wand ook in langsrichting zijn wrijvingseigenschappen behoudt, en daardoor een zinvolle bijdrage kan leveren aan het beperken van de schadelijke gevolgen van het tunnelboorproces.

De gevonden resultaten stemmen redelijk overeen met de gegevens zoals die zijn behandeld voor het Mansion House in London (zie **Deel 1**, paragraaf 6.2.1). Ook hier werd uitgegaan van het plaatsen van een (boorpalen)wand dicht langs de bebouwing. De resultaten van de voor deze case uitgerekende EEM-berekening toonden een reductie van de zettingen tot circa 1/3 van de zettingen zonder wand aan. Dit stemt zeer wel overeen met de gevonden waarden van dit onderzoek, aangezien de wand bij het Mansion House werd doorgezet tot 4 meter onder het aanlegniveau van de diepste tunnel. Dit is ongeveer vergelijkbaar met de wanden ingeheid tot NAP -27,5 meter bij deze berekeningen, die een zettingsreductie van 50% tot 66% lieten zien.

7

MONITOREN IN COMBINATIE MET COMPACTION GROUTING, EEN KWALITATIEVE BESCHOUWING

7.1 Inleiding

In dit hoofdstuk zal een 'kwalitatieve' beschouwing worden gegeven van de mogelijkheden en beperkingen van monitoren in combinatie met compaction grouting. Er wordt daarbij onderscheid gemaakt tussen injectie ter plaatse van de boortunnel en injectie ter plaatse van de bebouwing. Het belang van monitoren is dat slechts daar injectie plaats vindt waar dat nodig blijkt te zijn en dat bovendien de geïnjecteerde hoeveelheden naar behoeven kunnen worden aangepast.

Allereerst wordt uiteengezet waarom compaction grouting de meest bruikbare injectietechniek is voor de omstandigheden in de Amsterdamse binnenstad. Vervolgens is om een beeld te vormen van de mogelijkheden van compaction grouting een literatuurstudie uitgevoerd. Aansluitend hierop is een case studie uitgevoerd naar projecten waar compaction grouting is toegepast. Ten slotte wordt voor het knelpunt Beurs van Berlage uitgewerkt hoe de compaction grouting daar toegepast zou kunnen worden.

7.2 Injectiemethoden algemeen

In **Deel 1** is al naar voren gekomen dat er vier principieel verschillende methoden zijn om de grond te injecteren, te weten:

- 1 • 'normaal' injecteren (met chemicaliën);
- 2 • *compaction grouting*;
- 3 • *fracturing*, en
- 4 • jet-grouten.

De grens tussen compaction grouting en fracturing is nogal vaag. In de bestudeerde literatuur wordt de methode waarbij de grond verder wordt verplaatst dan de initiële situatie meestal aangeduid met fracturing, maar soms wordt voor dezelfde situatie ook de term compaction grouting gebruikt. Het voornaamste verschil tussen de beide methoden is mijns inziens dan ook te vinden in de samenstelling en het gedrag van de injectievloeistof. Bij compaction grouting worden zeer stijve mengsels gebruikt, terwijl bij fracturing juist zeer plastische mengsels toegepast worden.

Het 'normale' injecteren biedt voldoende mogelijkheden bij het preventief injecteren (ver voor het arriveren van de TBM), maar schiet vanwege de lange voorbereidingstijd die nodig is voor het aanbrengen van het uitgebreide netwerk van injectiebuizen, te kort wanneer op korte termijn moet worden geïnjecteerd.

De tweede variant, compaction grouting, biedt zeer interessante mogelijkheden. Het belangrijkste verschil dat deze variant vertoont ten opzichte van het normale injecteren is dat de door ontspanning (ontgraving, volumeverlies) ontstane extra poriënvolume in de grond wordt gedicht door (onder hoge druk) een injectielichaam te vormen.

De derde methode, fracturing, biedt gunstige vooruitzichten op het gebied van het compenseren van zettingen, maar kent onzekerheden met betrekking tot de beheersbaarheid van het proces.

De laatste methode is vooral geschikt voor het creëren van een groutpalen wand.

In de volgende paragraaf wordt de veelbelovende compaction grouting methode stap voor stap uitgewerkt.

7.3 Compaction grouting

7.3.1 Inleiding

In deze paragraaf wordt een definitie gegeven van compaction grouting en worden nauwkeurige richtlijnen gegeven over hoe de uitvoering dient te geschieden. Tevens worden toepassingen, toepasbaarheid en functionaliteit van compaction grouting behandeld.

Gezien de relatieve onbekendheid met de toepassingen van compaction grouting in Nederland, is hoofdzakelijk gebruik gemaakt van literatuur die afkomstig is uit de Verenigde Staten (zie Lit.[1], [3], [5], [6], [10], [17], [24], [25], [26] en [27]). De meeste van deze literatuur komt direct of indirect voort uit het pionierswerk van W.H. Baker en J. Warner, die de grondleggers kunnen worden genoemd van de huidige kennis op het gebied van compaction grouting. Ondanks de verschillen in grondslag tussen Nederland en de V.S. blijken deze artikelen zeer waardevol om een beeld te krijgen van de mogelijkheden van toepassing van compaction grouting in het algemeen en bij de Noord/Zuidlijn te Amsterdam in het bijzonder.

7.3.2 Definitie compaction grouting

Compaction grouting is een angelsaksische term die wordt gebruikt voor die injectiemethoden, waarbij de grond wordt *verdicht* middels verdringing van de grond rond het injectiepunt door een injectievloeistof (grout⁽¹⁾). De grond wordt hierbij verdicht en opgespannen. De reden voor toepassing is het ongedaan maken van zettingen die zijn ontstaan door:

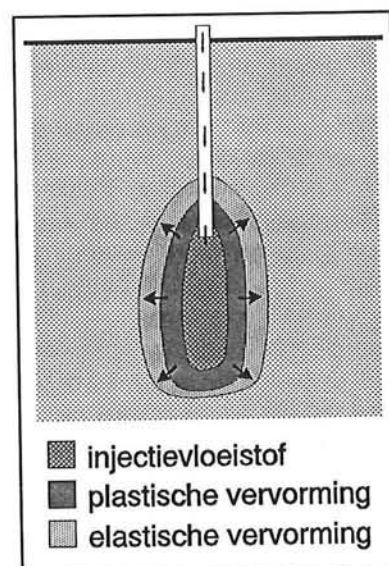
- a) consolidatie, of
- b) ontspanning veroorzaakt door ontgraving of volumeverlies t.g.v. het boren van een tunnel).

De grout moet een dusdanige viscositeit en korrelverdeling bezitten dat de poriën in de grond niet worden gevuld en de injectiedrukken moeten dermate laag worden gehouden dat de grond niet kan breken. Hiermee is gelijk het essentiële verschil met normaal injecteren aangegeven, waar het doel juist indringing in de poriën en vervolgens 'verstening' van de grond is en met fracturing, waar juist het breken van het grondmassief als geheel het doel vormt.

Rond het injectiepunt vormt zich een injectielichaam. Vlak langs dit injectielichaam vervormt de grond plastisch en daarbuiten elastisch (zie figuur 7.1). Het resultaat is een verdichting van de grond tot een zeker maximum, waarna de grond zou gaan scheuren.

Wanneer de initiële horizontale korrelspanningen groter zijn dan de verticale, dan scheurt de grond horizontaal. Wanneer het omgekeerde het geval is scheurt de grond verticaal (lensvorming).

Een belangrijk onderdeel van compaction grouting is het monitoren van de verplaatsingen van de grond. Dit gebeurt door het aanbrengen van meetapparatuur die de verplaatsingen van de te beschermen constructie (of het maaiveld) registreert.



FIGUUR 7.1 Principe compaction grouting

⁽¹⁾ De term injectievloeistof is wat algemener. Bij compaction grouting zal over het algemeen grout als injectievloeistof worden gebruikt.

7.3.3 Toepasbaarheid gerelateerd aan grondsoort en toepassingen

Compaction grouting is toe te passen in elk grondtype dat verdicht kan worden door het verdringen van lucht en/of water uit het korrelskelet. Hieronder wordt opgesomd wat dit concreet betekent voor enige grondsoorten.

Silt: verdichting van siltgronden onder en boven de grondwaterstand heeft plaatsgevonden; rekening moet worden gehouden met één tot enkele dagen voor dissipatie van de wateroverspanningen.

Klei: verdichting van losgepakte kleilagen boven de grondwaterstand heeft plaatsgevonden; het gebonden water kan niet weggeperst worden, maar het vrije water wel (echter zeer langzaam).

Zand: alle soorten zand kunnen probleemloos worden verdicht; het effect bij zand dat reeds een zeer dichte pakking bezit zal laag zijn.

Veen: over het algemeen wordt aangenomen dat veen kan worden verdicht, wanneer de doorlatendheid van het veen overeenkomt met die van silt.

Gecementeerde grond: compaction grouting is met succes toegepast in licht gecementeed, siltig zand.

Voorbeelden van veel voorkomende toepassingen van compaction grouting zijn:

- 1 • het verdichten van losgepakte natuurlijke gronden of kunstmatige aanvullingen;
- 2 • het heffen van bebouwing en kunstwerken (veel toegepast bij olietanks);
- 3 • het gebruik als fundering door groutkolommen te vormen;
- 4 • combinaties van 1,2 en/of 3 (bv onder stuwdam: vergroten van de draagkracht en reduceren van de doorlatendheid van de ondergrond).

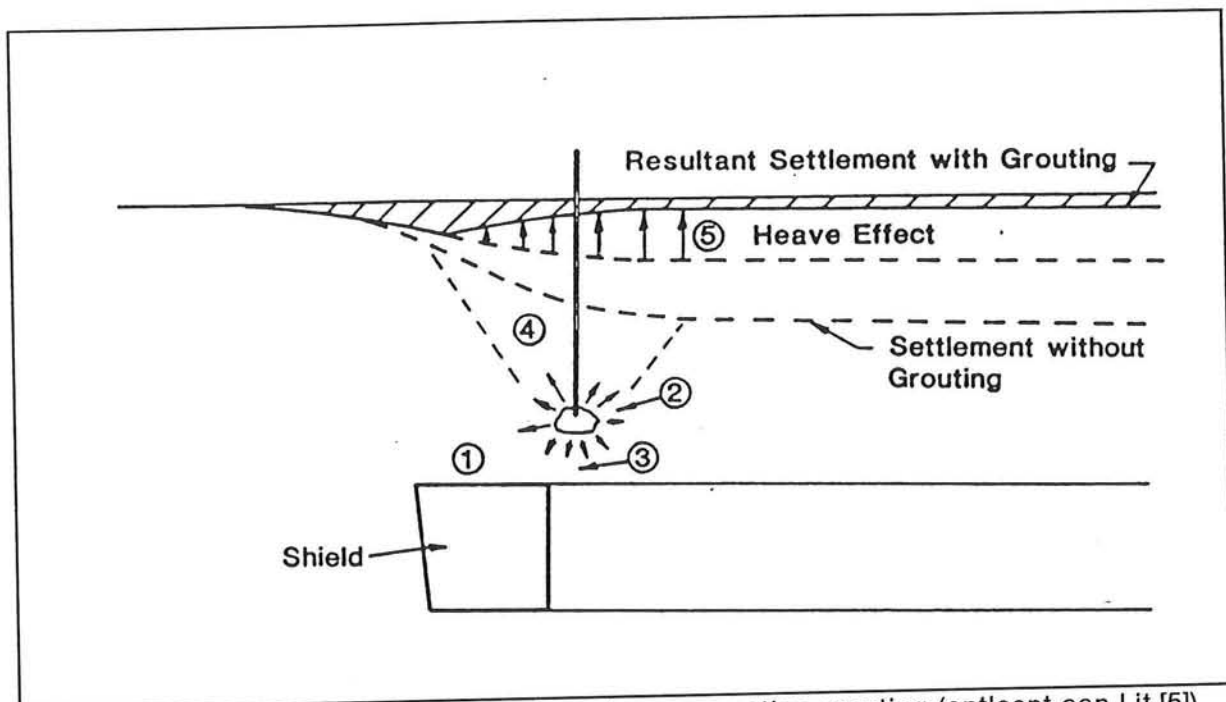
7.3.4 Principe compaction grouting bij tunnels

Om te beginnen wordt hier kort het principe van compaction grouting bij tunnels behandeld. Dit maakt het lezen van de volgende sub-paragrafen, waar het injectieproces van begin tot eind nauwkeurig uiteengezet wordt, eenvoudiger.

In figuur 7.2 is (zeer schematisch) aangegeven hoe het compaction grouting proces uitgevoerd dient te worden. Ter plaatse van de tunnel (1) kunnen bijvoorbeeld de verplaatsingen worden gemeten, waarna bij (2) op basis van deze metingen een bepaalde hoeveelheid grout wordt ingebracht. Deze grout zorgt voor een verdichting van de grond boven de tunnelling (3) en rondom het injectiepunt (2,4) en voor een opvulling van het extra poriënvolume in de grond ontstaan door de verplaatsing (2). Tevens vindt bij voldoende injectiedruk een heffing van de boven het injectiepunt gelegen grond (4) plaats. Bij (5) is te zien in hoeverre de zetting wordt gecompenseerd.

7.3.5 Vooronderzoek

Wanneer compaction grouting zonder een gedegen vooronderzoek wordt uitgevoerd, loopt men het risico dat de kwalijke gevolgen voor de bebouwing door het groutproces worden versterkt i.p.v. verzwakt. Dit kan bv het geval zijn wanneer men zonder het te weten boven een sterk samendrukbare laag injecteert, waardoor de belasting op die laag sterk wordt verhoogd en de zettingen evenredig zullen toenemen.



FIGUUR 7.2 Schematische weergave uitvoering compaction grouting (ontleent aan Lit.[5])

In het vooronderzoek zullen over het algemeen de volgende punten behandeld moeten worden:

- een inventarisatie van de eigenschappen van de (funderings)grondslag;
- het (juridisch) vastleggen van de kwalitatieve toestand waarin het gebouw zich bevindt door middel van foto's en een beschrijving van scheuren e.d.;
- het vaststellen van de bron van de zettingen (huidige en/of toekomstige bron);
- het opstellen van een globaal plan dat de methode van aanbrengen van de injectielichamen beschrijft, eventueel aangevuld met de beschrijving van een proefproject;
- het trekken van een conclusie omtrent de haalbaarheid van compaction grouting als oplossing van het probleem, middels een afweging van uitvoeringsmogelijkheden, verwachte effectiviteit en kosten.

7.3.6 Plan van aanpak

Het is uiteraard niet reëel een plan van aanpak (PvA) te eisen waarvan de daarin voorspelde zettingen precies overeen dienen te komen met de werkelijk opgetreden zettingen. Het verdient veeleer de aanbeveling om het PvA dermate flexibel te houden, dat gegevens die beschikbaar komen gedurende het begin van het injectieproces direct kunnen worden verwerkt ten bate van het verbeteren van de resultaten van het verdere injectieproces. Het PvA moet echter wel zo grondig zijn opgesteld, dat het optreden van grote hoeveelheden meerwerk tijdens de uitvoering uitgesloten is.

Het belangrijkste aspect van het PvA vormt de omschrijving van het doel van het compactiegrouten. Er wordt hierbij een onderscheid gemaakt tussen het compenseren van reeds opgetreden zettingen, het acuut compenseren van optredende zettingen en het heffen van de grond (overcompensatie/fracturing). Hierbij dient het risico van nazakking volgend op het injectieproces te worden ingeschat en moet duidelijk worden vastgesteld wie hiervoor aansprakelijk is. Het is belangrijk dat hierbij een onderscheid wordt gemaakt tussen de technische- en de juridische aansprakelijkheid.

Verder dient het PvA een omschrijving te bevatten van:

- de plaats van de injectiepunten (genummerd op een plattegrond);
- de diepte en hellingshoek van de injectielansen;
- de samenstelling van de injectievloeistof (de grout);
- de zettingen waarbij injectie plaats moet vinden en een schatting van de bijbehorende

- hoeveelheden te injecteren grout;
- de injectieprocedure (volgorde injecteren, injectiedrukken, enz.);
- de te volgen handelswijze bij het ontmoeten van obstakels.

7.3.7 Bestanddelen en samenstelling van de injectievloeistof (grout)

7.3.7.1 Algemeen

In tegenstelling tot normaal injecteren, waar de samenstelling van de injectievloeistof vaak verschillen vertoont in verband met de gewenste mate van indringing in de grond, is de samenstelling van de injectievloeistof bij compaction grouting redelijk constant. Over het algemeen kan worden aangehouden dat de zetmaat⁽¹⁾ niet meer dan 25 mm mag bedragen⁽²⁾. Als vuistregel wordt dan ook aangehouden: "hoe stijver de grout, des te effectiever de injectie ervan".

Hoewel de zetmaat vaak als bepalende factor voor het groutmengsel wordt beschouwd, is de plasticiteit van het groutmengsel en daarmee de mate waarin de grout zich verspreid in de grond minstens even belangrijk. Een groutmengsel bestaande uit slecht gegradeerd en grofkorrelig zand vormt waarschijnlijk een injectielichaam van kleine afmetingen, ongeacht de zetmaat! De plasticiteit is mede daarom bepalende factor voor de beheersbaarheid van het proces. Groutmengsels met een te hoge plasticiteit zijn moeilijk beheersbaar en kunnen fracturing tot gevolg hebben.

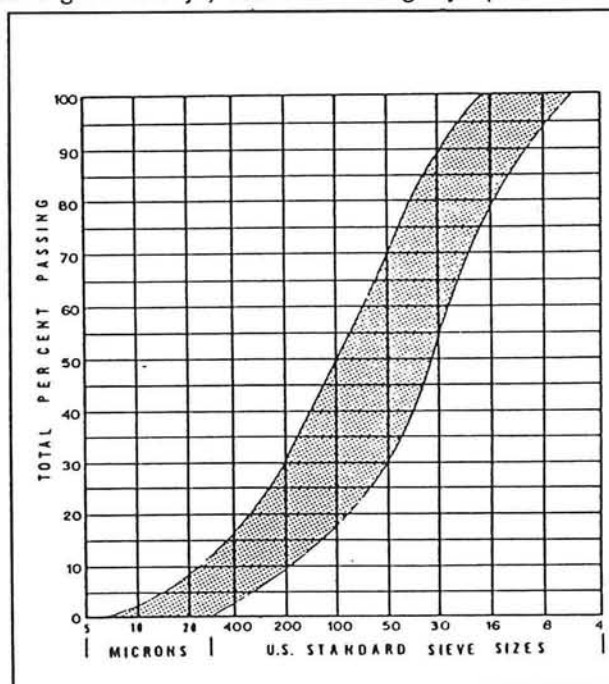
Grout dat wordt gebruikt voor compaction grouting wordt samengesteld uit cement, water en fijn zand. Het gebruik van hulpstoffen is niet gebruikelijk, maar wel mogelijk (bv om de verpompbaarheid te vergroten of de verhardingstijd te verkorten).

7.3.7.2 Cement

Een (veel gebruikt) cementaandeel van ca. 12% geeft een grout-sterkte van 2,8 N/mm² (MPa). Voor hogere gewenste sterkten, bijvoorbeeld bij injectie onder paalfunderingen, wordt het cementaandeel verhoogd. In de praktijk blijkt overigens vaak dat de uiteindelijke sterkte die in de grond wordt bereikt, door het uitdrijven van het overtollige water, op kan lopen tot ca. 35 N/mm² (sterktebepaling aan de hand van in-situ monsterneming).

7.3.7.3 Water

De hoeveelheid mengwater wordt minimaal gehouden, wanneer men de integriteit van het groutlichaam hoog wil houden. Wanneer een meer vloeibaar gedrag van het geïnjecteerd grout wordt verlangd, dient meer water aan het mengsel te worden



FIGUUR 7.3 Gradatie van zand gebruikt voor compaction grouting

⁽¹⁾ de zetmaat geeft de inzakking van een beton/grout-monster aan en wordt gevonden m.b.v. de kegel van Abrams

⁽²⁾ Dit is een norm van de American Society of Civil Engineers (ASCE, 1980). Mijns inziens is een dergelijke kleine zetmaat zeer moeilijk haalbaar. In de literatuur wordt echter herhaaldelijk melding gedaan van mengsels met een zetmaat kleiner dan 25. mm.

toegevoegd. De hoeveelheid water in het groutmengsel heeft dus een grote invloed op de plasticiteit van het monster.

Aangezien het watergehalte laag zal zijn, moet extra zorg aan de dosering van het water worden besteed. Een ander punt van zorg betreffende het lage watergehalte ligt in het feit dat het gevaar bestaat dat bij het verpompen van een laag groutdebiet, bij gebruik van een ondeugdelijke pomp (zie 7.3.8), water weglekt uit het mengsel. Om dit probleem te verhelpen wordt dan extra water of bentoniet aan het groutmengsel toegevoegd. De dosering hiervan is echter zeer lastig vast te stellen en de gevolgen van een mogelijke te hoge plasticiteit kunnen desastreus zijn (fracturing).

7.3.7.4 Zand

Belangrijk is dat het zand een goede gradatie bezit. In figuur 7.3 is een zeefkromme met daarin de gewenste grenzen weergegeven. De gradatie is van belang met betrekking tot de stabiliteit van het groutmengsel onder hoge drukken ($>3,5 \text{ N/mm}^2$). Als het zand grover wordt dan bestaat het risico dat het water voor het grout uit geduwd wordt, wat resulteert in een lagere verdichting.

7.3.7.5 Hulpstoffen

Om de verpompbaarheid van de grout te verhogen wordt soms *bentoniet* aan het mengsel toegevoegd. Volgens Graf [10] kan men dit vanwege de hoge plasticiteit van bentoniet beter achterwege laten, omdat het gevolg mogelijk fracturing is.

Toevoeging van *puzzolaan* (30-100% van het cementaandeel) aan het groutmengsel verhoogt zowel de verpompbaarheid als de sterkte.

Cement waaraan *calcium-chloride* is toegevoegd zal een snellere verharding van het groutlichaam veroorzaken.

7.3.7.6 Samenstelling

Een veelgebruikte mengverhouding is de "five bag mix", waarbij 1 gewichtsdeel cement aan 5 gewichtsdelen zand wordt toegevoegd. Het siltaandeel in het zand mag niet hoger worden dan 35% (bij grove siltkorrels, 25% bij ronde siltkorrels).

Uit proefnemingen (zie Lit.[27]) en ervaringen van aannemers (zie Lit.[10]) blijkt dat het toevoegen van grind aan het groutmengsel de resultaten aanzienlijk kan verbeteren. De oorzaak hiervan ligt volgens Warner mogelijk in de bevordering van de groei van het groutlichaam door brugvorming tussen de grindkiezels.

Belangrijk is verder dat het mengsel minder dan 1% klei bevat, om een minimale plasticiteit te garanderen. Ook bij het toevoegen van hulpstoffen dient ten alle tijde de maximaal toelaatbare plasticiteit niet overschreden te worden.

Over de dosering water die aan het zand en cement moeten worden toegevoegd is geen informatie gevonden, op de bovengenoemde eisen ten aanzien van de plasticiteit na. In paragraaf 7.3.13.4 wordt aangegeven hoe de toe te voegen hoeveelheid water in de praktijk wordt bepaald.

Gezien het feit dat het injectielichaam permanent in de grond aanwezig blijft, dient men gezien de milieuwetgeving, de nodige voorzichtigheid in acht te nemen met betrekking tot de chemische samenstelling van het groutmengsel (o.a. ten aanzien van toxische bestanddelen).

Meer uitgebreide informatie over de invloed van de samenstelling is te vinden in groutproeven die zijn uitgevoerd door Warner e.a. (zie Lit.[27]). Een belangrijke conclusie uit deze proefnemingen is dat een hoger watergehalte van het groutmengsel over het algemeen de beheersbaarheid van het injectieproces vermindert.

7.3.8 Benodigde apparatuur

Ten bate van het aanbrengen van een injectielichaam dienen over het algemeen de volgende zaken aanwezig te zijn:

- 1) een *opslagplaats* t.b.v. de opslag van de (droge) injectiemiddelen (zakken cement, zand);
- 2) een *menginstallatie (mixer)* t.b.v. samenstellen van de injectievloeistof;
- 3) een *silo* t.b.v. de opslag van een hoeveelheid injectievloeistof;
- 4) een *boor- en/of persinstallatie* t.b.v. het inbrengen van de injectielansen;
- 5) *injectielansen of casing* t.b.v. het in de grond brengen van de injectievloeistof;
- 6) *koppelingsslangen* voor de verbinding tussen de compressor/pomp en het injectiepunt;
- 7) een *zuigerpomp* t.b.v. het opwekken van voldoende pompdruk;
- 8) apparatuur t.b.v. het *monitoren* van het groutproces;
- 9) *communicatiemiddelen* t.b.v. het onderhouden van het contact tussen boor-, grout- en observatieploeg en controlers;
- 10) *computerapparatuur* ter onmiddellijke verwerking en eventueel visualisatie van de meetgegevens;

In bijlage IX wordt nader ingegaan op de specificaties van de apparatuur.

N.B.

1 N/m ²	≡	1 Pa				
1 N/mm ²	≡	1 MPa	≈	10 bar	≈	10 atm
1 atm	≡	101325 Pa	≈	0,1 MPa	≈	14,7 psi
1 bar	≡	0,9869 atm	≈	0,1 MPa	≈	14,7 psi

7.3.9 Richtlijnen voor het aanbrengen van een injectienetwerk

Bij het aanleggen van het injectienetwerk, zijnde het patroon waarin de injectiepunten over het te behandelen terrein worden gespreid, wordt over het algemeen een zo regelmatig mogelijk patroon aangehouden. Afhankelijk van de aanwezige grondslag, de beoogde injectiediepte, eerder opgedane ervaring en de duur van de injectie wordt een onderlinge afstand tussen de injectiepunten gekozen. De volgende regels kunnen hierbij worden aangehouden:

- 1 • in losgepakte gronden kunnen de injectiepunten verder uit elkaar worden gesitueerd dan in dichtgepakte gronden, omdat het injectielichaam in losgepakte gronden een grotere diameter kan bereiken;
- 2 • bij lichte, flexibele constructies kan de afstand tussen de injectiepunten groter worden genomen dan bij zware, starre constructies;
- 3 • wanneer gedurende een langere periode wordt geïnjecteerd kunnen de injectiepunten verder uit elkaar gekozen worden.

Als vuistregel kunnen onderlinge afstanden van 1,5 tot 4,5 meter worden aangehouden wanneer gedurende korte tijd wordt geïnjecteerd. Wanneer het injecteren enkele dagen duurt variëren deze afstanden van 4,5 tot 6,0 meter.

Over het algemeen wordt 'versprongen'⁽¹⁾ geïnjecteerd, wat wil zeggen dat tijdens de eerste injectiecyclus (dag) telkens een injectiepunt in de rij wordt overgeslagen en dat tijdens de volgende injectiecyclus (dag) alleen deze overgeslagen injectiepunten worden gebruikt. Wanneer vervolgens blijkt dat het groutverbruik in de tussenliggende gaten (tweede injectiecyclus) even groot is als in de gaten van de eerste injectiecyclus, dan wordt de

⁽¹⁾ Het patroon dat ontstaat lijkt op dat van een dambord

afstand tussen de injectiepunten voor de rest van het project verkleind.

Ruimtelijk gezien wordt over het algemeen 'van buiten naar binnen' geïnjecteerd. Dit heeft als voordeel dat de buitenste injectielichamen horizontale steun verlenen aan de binnenste (opsluiting-principe), zodat bij nagenoeg gelijke verdichting de hoeveelheden te injecteren grout kleiner zullen zijn.

Het aanhouden van bovenstaande onderlinge afstanden zal in de praktijk alleen goed werken wanneer de bebouwing op staal gefundeerd is en relatief grote afmetingen heeft. Het is dan namelijk wenselijk dat de ondersteuning in de vorm van het injectielichaam regelmatig verspreid onder de fundering wordt aangebracht. Bij een paalfundering is het wenselijk dat de steun onder de paalpunten wordt aangebracht of dat de paalpunten voldoende worden afgeschermd. Dit betekent in de eerste plaats dat op een grotere diepte moet worden geïnjecteerd en in de tweede plaats dat de spreiding van de injectiepunten niet meer regelmatig, maar meer geconcentreerd rond de paalpunten moet zijn.

Met betrekking tot het eerste punt wordt opgemerkt dat volgens de theorie van Graf (zie Lit.[9]) het effect van het injecteren op grote diepte tot op een grotere horizontale afstand te merken is dan op geringe diepte, zodat daar een kleiner aantal injectiepunten nodig zou zijn. Gezien het feit dat de praktijkgevallen deze theorie niet ondersteunen, wordt voor de case studie in Amsterdam hier niet van uitgegaan. De oorzaak van het ontbreken van het voorspelde diepte-effect zou mogelijkerwijs kunnen liggen in de grotere passieve weerstand van de grond tegen verplaatsingen bij toenemende diepte.

Het tweede punt, de minder gelijkmatige spreiding van de injectiepunten, heeft geen gevolgen voor de effectiviteit van de methode op zich. Het betekent wel dat extra zorg moet worden besteed aan de volgorde van injecteren om ongelijkmatige zettingen te voorkomen.

7.3.10 Methoden ten behoeve van het aanbrengen van het injectielichaam

In deze paragraaf wordt stapsgewijs omschreven hoe een allereerst een injectiepunt en vervolgens een injectielichaam wordt gerealiseerd. Er valt hierbij een essentieel onderscheid te maken tussen de *top down* en de *bottom up* methode.

De injectie-gaten worden geboord met behulp van een spoelboring. Het gebruik van percussie-boormethoden wordt afgeraden, omdat deze het gebied rond de boorkop sterk verdichten, wat schade aan de bebouwing kan opleveren en bovendien het starten van de injectie ernstig kan belemmeren (door de vorming van een dichte prop onder aan de injectielans).

Wanneer onder palen of anderszins op diepte moet worden geïnjecteerd, wordt gebruik gemaakt van een casing tot op de gewenste injectiediepte. Het injecteren onder obstakels zoals palen is mogelijk, maar de hellingshoek met de verticaal dient niet groter te worden dan 20°. Dit heeft te maken met het feit dat een verticaal geïnjecteerde groutkolom een betere verdichting (in horizontale richting) van de grond veroorzaakt dan een diagonale kolom.

7.3.10.1 top down methode

Bij deze methode wordt de volgende procedure aangehouden:

- 1 • er wordt een gat geboord tot aan de *bovenkant* van de te verdichten zone;
- 2 • in dit gat wordt een casing (injectiepijp/lans) ingebracht, waarbij de ruimte tussen de casing en de grond wordt gevuld met sneldrogend cement;
- 3 • vervolgens wordt grout geïnjecteerd tot de injectiedruk het aanvaardbare maximum bereikt of de grond en/of paal enigszins omhoog komt;
- 4 • om het gat te verdiepen (0,9 m tot 2,4 m, nooit meer dan 3,7 m) wordt door de casing verder geboord;
- 5 • nadat de eerder geïnjecteerde grout gehard is, worden de stappen 3,4 en 5 herhaald tot de gewenste verdichting is bereikt.

7.3.10.2 bottom up methode

Bij deze methode wordt de volgende procedure aangehouden:

- 1 • er wordt een gat geboord tot aan de *onderkant* van de te verdichten zone;
- 2 • in dit gat wordt een casing ingebracht tot op ca. 30 cm van de onderkant van het gat; deze casing moet nauw sluiten, zodat soms zelfs het voorboren van het gat (1) wordt weggelaten en de casing is zijn geheel wordt gedrukt;
- 3 • het injecteren van grout tot de injectiedruk het aanvaardbare maximum bereikt of de grond of de paal enigszins omhoog komt;
- 4 • optrekken (0,9 m tot 2,4 m) van de casing;
- 5 • nadat de eerder geïnjecteerde grout gehard is opnieuw injecteren van grout;
- 6 • herhaling van de stappen 4 en 5 tot de gewenste verrichting of de bovenkant van de verdichtingszone is bereikt.

7.3.10.3 Keuze tussen de methoden

De totale hoeveelheid grout en daarmee de effectiviteit van de verdichting zal groter zijn wanneer een groot aantal korte injectiestappen worden gehanteerd. Uit economische motieven zal echter eerder worden gekozen voor het minimale aantal stappen dat nodig is om de gewenste dichtheid te bereiken.

Op basis van ervaring komen Warner en Brown (zie Lit.[24]) tot de conclusie dat de *top down* methode effectiever is (gebaseerd op een groter groutverbruik). Proefnemingen gedaan bij het Kaiser Hospital (Donovan, 1984, (zie Lit.[3])) bevestigen deze conclusie deels. Er zijn daar echter ook injecties met de *bottom up* methode uitgevoerd, die bij het verkleinen van de afstand tussen de injectiepunten hetzelfde eindresultaat hadden als die met de *top down* methode. Dezelfde effectiviteit kan dus blijkbaar wel worden bereikt, maar dit gaat wel gepaard met extra uitvoerings-handelingen en dus extra kosten.

Het is logisch dat wanneer vooral de dieper gelegen grond moet worden verdicht, de *top down* methode aanzienlijke voordelen heeft. Bij deze methode levert het bovengelegen geharde grout namelijk tegendruk voor het deel van het lichaam dat daar onder wordt gerealiseerd. Hierdoor kunnen hogere drukken worden gehanteerd dan bij de *bottom up* methode, waar het gevaar bestaat voor het opbarsten van de grond wanneer de bovengelegen grond wordt geïnjecteerd. Bovendien kan er volgens de literatuur, bij de *top down* methode, mits de omstandigheden dat toelaten, bij onvoldoende verdichting voor worden gekozen om de injectie tot op grotere diepte voort te zetten.

7.3.10.4 Uitvoeringsaspecten

Tijdens de uitvoering moet speciale aandacht worden besteed aan de volgende zaken:

algemeen:

- verplaatsing van de te beschermen constructie;
- kortsluiting tussen de injectiepunten;
- vergelijking van de gevonden injectiehoeveelheden en drukken met standaardgrafieken en/of eerder in het traject gevonden waarden;

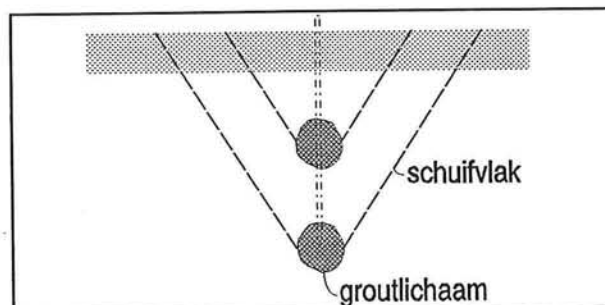
specifiek voor boortunnels:

- doorbuiging of schade aan de TBM en/of de tunnelling;
- het verbruikte volume injectievloeistof; globaal moet dit volume overeenkomen met één tot twee maal het volumeverlies veroorzaakt door het boorproces; een groter volumeverbruik kan duiden op lekkages of (ongelijke) heffing van de grond en kan tevens betekenen dat de drukken op de tunnelling te groot worden;
- lekkage van injectievloeistoffen in de tunnel.

7.3.11 Invloedsgebied van een injectielichaam

In figuur 7.4 staat schematisch weergegeven hoe het invloedsgebied van een injectielichaam zich uitstrekt. De weergave is tweedimensionaal, waar de werkelijkheid driedimensionaal is. De afmetingen van het invloedsgebied zijn hoofdzakelijk afhankelijk van de volgende factoren:

- 1 • de afmetingen van het injectielichaam;
- 2 • de injectiedruk;
- 3 • de weerstand van de grond tegen verplaatsingen en vervormingen, welke afhankelijk is van:
 - het gewicht van de conusvormige (hoek 30-45°) grondmoot boven het injectielichaam;
 - de schuifweerstand langs de conusvormige grondmoot;
- 4 • (in mindere mate) het gewicht van de constructie boven het injectielichaam (vooral bij poging tot heffen);



FIGUUR 7.4 Schematisch invloedsgebied van een injectielichaam

7.3.12 Pompdebiet en pompdruk

Het pompdebiet is essentieel voor de kwaliteit van het groutproces, omdat het zowel de maximale druk op de grond als de hoeveelheid ingebracht grout bepaald. Wanneer men snel injecteert zal de druk snel oplopen en dus minder grout geïnjecteerd kunnen worden, wat afbraak doet aan de effectiviteit (bereikte dichtheid) van het compactation grouten. Lijnrecht tegenover de belangen van goed (langzaam) verdichte grond staat dus het economische belang van het zo snel mogelijk uitvoeren van het injectieproces.

Voor een kwalitatief hoogwaardig produkt dient de pompdruk afhankelijk te worden gesteld van de gewenste druk op het grondlichaam. Deze is weer afhankelijk van de mate van verdichting die men wil bereiken (type grond en relatieve dichtheid daarvan) en zaken als vochtgehalte, injectiediepte en bovenbelasting. Een gebruikelijk aanvang-pompdebiet is 0,03 m³/min, wat vervolgens afhankelijk van de resultaten kan worden aangepast.

In ongedraineerde grond (kleilagen) moet het pompdebiet veel lager zijn (0,003 m³/min tot 0,014 m³/min). Hetzelfde geldt voor het injecteren nabij kwetsbare ondergrondse constructies of wanneer men zich tot doel stelt grote en/of complexe constructies te heffen.

De pompdruk kan worden gemeten tijdens het injecteren, maar het meten van de tegendruk na het tijdelijk stoppen met injecteren d.m.v. een terugslagklep is nauwkeuriger en verdient daarom de voorkeur. Belangrijk is dat de terugslagwaarde, die een maat is voor de passieve weerstand die de grond levert tegen verplaatsing, wordt gecorrigeerd met de wrijvingsweerstand van de grout in de casing en in de koppelingsslang (circa 0,23 N/mm² per meter slang (Ø = 38 mm)). In tabel 7.1 is een overzicht gegeven van gebruikelijke pompdrukken.

omstandigheden	pompdruk (psi ⁽¹⁾)	pompdruk (N/mm ²)
1,5 m onder maaiveld	50-250	0,35-1,70
> 6,1 m onder maaiveld	<500	<3,50
maximale druk (ongeacht diepte)	600	4,20
initiatie druk (bij nauw injectiegat)	1000	7,00

TABEL 7.1 Pompdrukken onder verschillende omstandigheden

Het is belangrijk om doordrongen te zijn van het feit dat de pompdrukken per injectiepunt aanzienlijk kunnen verschillen, afhankelijk van de grondgesteldheid en van het feit of het injecteren in de eerste injectiecyclus of in de tweede injectiecyclus plaatsvindt (zie 7.3.9). Resumerend kan worden gesteld dat de maximale groutdruk wordt beperkt door:

- ongewenste en/of onregelmatige heffingen van het maaiveld;
- het uittreden van grout aan het oppervlak;
- het injecteren in ongedraineerde grond;
- het injecteren nabij ondergrondse constructies;
- ontoelaatbare vervormingen van tunnelling, rioolbuizen, leidingen e.d. en
- toevallige plaatselijke bodemomstandigheden (obstakels).

7.3.13 Het monitoren, beheersen en controleren van het injectie-proces

7.3.13.1 Algemeen

Zoals al eerder werd opgemerkt staat of valt het succes van het injectieproces met het zorgvuldig monitoren ervan. Door de gegevens die beschikbaar komen in het begin van de uitvoering onmiddellijk te interpreteren, kan het verdere proces worden bijgesteld voorzover dat nodig is. Gezien het feit dat exacte gegevens omtrent de bodemopbouw (bij de aanvang van het project) vaak niet of niet volledig beschikbaar zijn, is bijstelling meer regel dan uitzondering.

Het is raadzaam om vooral in de opstartfase een zo volledig mogelijk monitoring programma op te zetten, waarbij een intensieve begeleiding noodzakelijk is. Naarmate het injectieproces vordert en redelijkerwijs geen wijzigingen in de bodemopbouw kunnen worden verwacht, kan worden volstaan met het periodiek monitoren van hoekverdraaiingen en verplaatsingen. Het controleren van het injectieproces dient uiteraard wel continue plaats te vinden.

Het belang van de injectiewerkzaamheden en de competentie (vooral ervaringskwestie) van de aannemer bepalen in hoeverre de bouwdirectie dient te worden betrokken in de registratie en interpretatie van de monitoring-gegevens.

7.3.13.2 Evaluatie van de gegevens van het injectieproces

Uit de geregistreerde pompdebieten, pompdrukken en verplaatsingen kan veel worden afgeleid over de kwaliteit van de injectie. Zo duidt een verplaatsing van de grond bij lage drukken op de vorming van een breukvlak en een hoge uiteindelijke pompdruk duidt op een sterke groutkolom. Wanneer over de tijd gezien (en dus op verschillende dieptes) een uniforme drukverdeling te zien is, zal de grond vrij homogeen van opbouw zijn. Een sterk verspringende druklijn duidt op verschillende, elkaar afwisselende bodemlagen, terwijl een plotselinge, forse drukterugval wijst op het bestaan van holle ruimten onder de grond of het

⁽¹⁾ 1 psi (pound per square inch) = 6894.76 Pa (N/m²)

lekken van grout in bv een rioolbuis.

Over het algemeen zal men (tijdelijk) moeten stoppen met injecteren wanneer één van de onderstaande verschijnselen zich voordoet.

- 1 • Een heffing van het maaiveld of de constructie (vloer, paal) wanneer dit niet gewenst is.
- 2 • De van te voren vastgestelde maximale hoeveelheid grout is geïnjecteerd.
- 3 • De pompdruk vertoont een plotselinge terugval, wat inhoudt dat de schuifsterkte in de grond wordt overschreden. Uit ervaringen met dit verschijnsel blijkt dat meestal enkele seconden na de drukterugval het oppervlak wordt geheven.
- 4 • Bij gelijkblijvende pompdruk wordt geen grout meer verpompt (weigering).

Nadat men met injecteren is gestopt wordt minimaal drie minuten gewacht, waarna het pompen wordt hervat in de volgende injectieslag. Deze procedure herhaalt zich tot de maximale hoeveelheid te injecteren grout is bereikt, of tot dat minder dan 50% van de hoeveelheid grout die tijdens de eerste injectieslag verpompt is kan worden geïnjecteerd.

Speciale aandacht verdient het injecteren in ongedraineerde kleilagen. Door middel van piëzometers kan registratie van de waterdruk plaatsvinden. Afhankelijk van de waterdruk kan de pompdruk dan worden bijgesteld (wanneer de waterdrukken de bovenbelasting overschrijden). In de praktijk heeft injectie in ongedraineerde kleilagen slecht beperkt plaatsgevonden.

7.3.13.3 Evaluatie resultaten / optimalisering

Het is nagenoeg onmogelijk om tot een evaluatie te komen waarin uitspraken gedaan worden over mogelijke optimalisering van het groutproces in het algemeen. Compaction grouting is daarvoor te veel afhankelijk van de lokale omstandigheden.

De effectiviteit voor een specifiek project kan echter op de onderstaande manieren worden bepaald.

- 1 Door het achteraf uitvoeren van een boring. De boorkern kan worden bestudeerd en eventueel worden beproefd. Deze methode is vrij nauwkeurig, maar het is tevens erg kostbaar om een betrouwbaar beeld te krijgen (veel boringen nodig).
- 2 Door het maken van een vergelijking tussen de geïnjecteerde hoeveelheid grout en de becijferde hoeveelheid. Het probleem van deze methode is dat over het algemeen niet bekend is wat de dichtheid is van de behandelde grond, zodat deze methode slechts een indicatieve waarde heeft.
- 3 In geval van behandeling van een paalfundering kan een proefbelasting op de paal gezet worden, om de verbetering in draagvermogen en daarmee plaatsvastheid te bepalen.
- 4 Uiteraard spelen de al eerder genoemde controle van de samenstelling van het groutmengsel, de zetmaat, de pompdruk e.d. een belangrijke rol bij de beoordeling.

Wellicht ten overvloede wordt nog vermeld dat *tijdens* het injectieproces de groutafname van de tweede injectiecyclus een maatstaf is voor de effectiviteit.

7.3.13.4 Beproeving groutmengsel

Behalve het vaststellen van de zetmaat met behulp van de kegel van Abrams zijn er geen standaardproeven beschikbaar om de eigenschappen van het groutmengsel te bepalen. Een telkens terugkerend thema in de literatuur is dan ook de roep van de verschillende auteurs om een goede test. Verschillende pogingen om tot een standaardtest te komen (Inverted Slump Cone, Cone Penetrometer, Squeeze Test (zie Lit.[27])) zijn op niets uitgelopen.

Een door de aannemers is de praktijk gebruikte test om de verpompbaarheid vast te stellen verloopt als volgt: een handje grout wordt met samengeknepen vingers dichtgedrukt, waarna de reactie wordt bestudeerd; treedt er water uit en is dit helder dan is de grout waarschijnlijk niet verpompbaar (zelfs niet met de beste apparatuur); komt vochtige grout tussen de samengeknepen vingers door naar buiten, dan is de grout veel te plastisch.

Hoewel deze methode behoorlijk subjectief is en dus zeker voor discussie vatbaar, wordt hij zeer veel toegepast in de praktijk.

7.3.14 Eigenschappen van het geïnjecteerde lichaam

Het aanbrengen van een injectielichaam betekent een verstoring van de toestand waarin de grond zich (reeds lange tijd) bevindt. Het is daarom van belang enig inzicht te krijgen in de eigenschappen van het aangebrachte lichaam.

7.3.14.1 Vorm

De vorm van het injectielichaam zal in hoge mate afhankelijk zijn van de stijfheid van de verschillende grondlagen. Daarnaast zal ook de doorlatendheid een rol van belang spelen, in verband met het afvloeien van het overtollige water voor het uitharden van de grout. Wanneer de injectiebuis tijdens het injecteren op zijn plaats wordt gehouden, kan worden uitgegaan van een min of meer ronde vorm. Recente proefnemingen gedaan door Warner e.a. (zie Lit.[27]), tonen echter aan dat ook andere dan ronde vormen optreden. Door de grout met verf te vermengen en vervolgens de injectielichamen uit te graven, bleek bv dat bij hoge pompdebieten en pompdrukken en een hoge plasticiteit van het groutmengsel zich twee tot vier vleugels aan het ronde injectielichaam hadden gevormd. Deze verhoging van de mobiliteit van het injectielichaam is een ongunstige ontwikkeling, omdat hierdoor de beheersbaarheid van het injectieproces afneemt en daarmee de kans op (ongecontroleerde) fracturing toeneemt. Overigens wordt slechts zelden de buis langzaam getrokken of gedrukt tijdens het injecteren (waarmee een langgerekt injectielichaam wordt verkregen).

Het injectielichaam zal afhankelijk van de grondslag, de injectiedruk en de diameter van de injectielans een doorsnede hebben van 0,50 m tot 2,00 m. Grotere diameters worden alleen dan verkregen wanneer het injectielichaam onregelmatig groeit, zodat zich bovengenoemde vleugels aan het lichaam vormen. De diameter van de kern van het injectielichaam is dan uiteraard wel kleiner.

7.3.14.2 Sterkte

Aangezien bij compaction grouting het injectielichaam een deel van de grond vervangt, zal het op druk belast worden. Gezien de matige kwaliteit van groutlichaam kan over het algemeen worden uitgegaan van een uiteindelijke (in situ) druksterkte van 10-15 N/mm² (vergelijkbaar met matige betonkwaliteit). Chemische injectievloeistoffen hebben over het algemeen een meer viskeus karakter (gel-achtig), maar de silicaten en/of harsen die een dergelijk mengsel bevat kunnen na uitharding grote sterkten bereiken. De (verhouding van de) componenten van de chemische injectievloeistof bepalen deze sterkte in grote mate. Het is zoals al eerder gezegd (in verband met een toename van de plasticiteit) vrij ongebruikelijk dat chemicaliën aan het groutmengsel worden toegevoegd.

7.3.14.3 Berekeningen sterkte en afmetingen

Door Schmertmann en Henry (zie Lit.[17]) is in 1992 een theorie gepresenteerd om op basis van schuifspanningen langs het groutlichaam een indicatie te krijgen van de gewenste afmetingen van dit groutlichaam. Deze methode is vooral geschikt om een "mat" van groutlichamen door te rekenen, die lokale zettingen van het maaiveld tegen moet gaan (bv bij ophoging van zandgronden die gelegen zijn boven kartsgronden bevattende rots). De methode gaat uit van een homogene grondopbouw met uniforme bovenbelasting en heeft betrekkelijk weinig waarde waar het diepe injectie onder paalfunderingen betreft, zodat zij hier verder niet wordt behandeld. Wanneer compaction grouting in Nederland op grote schaal gaat worden toegepast, zou deze theorie zeker een goede basis kunnen vormen voor de ontwikkeling van een rekenmethode voor diepe injectie onder paalfunderingen.

7.3.15 Case studie

7.3.15.1 Algemeen

De beschouwde praktijkgevallen vertonen grote verschillen op het gebied van: type fundering, type bebouwing, te behandelen grondsoort en de aard van de zettingen. Toch kan door het bestuderen van dergelijke projecten een beeld worden verkregen van enige belangrijke uitvoeringstechnische aspecten en kan tevens een kader worden gevormd waaraan toekomstige resultaten kunnen worden getoetst.

7.3.15.2 Schatting benodigde hoeveelheid injectievloeistof

Uit verschillende bestudeerde cases bleek de hoeveelheid gebruikte injectievloeistof (grout) groter dan was geanticipeerd. De schattingen van de benodigde hoeveelheid grout zijn meestal gebaseerd op de veronderstelling dat het volume poriën in de grond direct wordt gecompenseerd door de geïnjecteerd grout. Allereerst worden het minimum en maximum poriënvolume van de te behandelen grond geschat, gebaseerd op literatuurgegevens. Vervolgens wordt de relatieve dichtheid van de grond geschat en wordt de beoogde relatieve dichtheid van de grond vastgesteld. Op een zelfde manier worden het in-situ poriëngetal (e_o) en het beoogde poriëngetal (e_p) bepaald. Het verschil tussen die twee poriëngetalen ($\Delta e = e_o - e_p$) bepaalt de gewenste volumeverandering: $\Delta v = \Delta e / (1 + e_o)$. Omdat deze methode weinig nut heeft bij processen waar een volumeverlies optreedt, wordt er verder niet op ingegaan.

7.3.15.3 Jubilee Line London

Voor een beschrijving, zie **Deel 1**, paragraaf 9.2.5.

7.3.15.4 West Orange Country Municipal Courts Building

Inleiding

Dit is een typisch voorbeeld van compaction grouting bij bebouwing gefundeerd op palen, die heeft plaatsgevonden nádat de zettingen zijn opgetreden. Het gerechtsgebouw van Orange County bleek acht jaar na constructie zettingsverschillen te vertonen van maximaal 13 mm. Gezien de belangrijke maatschappelijke functie van het gebouw en de vele speciale voorzieningen (verhoorruimtes, cellen) was het onaanvaardbaar deze functies tijdelijk te verplaatsen. De mogelijkheid compaction grouting in situ uit te voeren met slechts beperkte hinder voor de omgeving is de belangrijkste reden waarom voor deze oplossing is gekozen.

Constructie en oorzaak zettingen

Het betreft hier een gebouw met een gewapend betonnen karkas en metselwerk muren. Het grootste deel van het gebouw heeft slechts één verdieping en het resterende deel twee. De fundering bestaat uit geribbelde stalen buispalen gevuld met mortel en prefab betonpalen. De werking is gebaseerd op kleef en de palen reiken tot een niveau van 7,6 tot 12 meter. Uit onderzoek bleek dat zich op 13 meter onder het maaiveld een circa één meter dikke veenlaag bevond. De grondwaterstand bleek 6,1 meter onder het maaiveld te liggen, terwijl deze ten tijde van de realisatie van het gebouw nog op keldervloer-niveau lag! De conclusie die hieruit werd getrokken is dat de zettingen die waren opgetreden het gevolg waren van consolidatie van de veenlaag.

Compaction grouting

Om te beginnen is het gebouw opgedeeld in vijf zones die behandeld moesten worden, zodat ten bate van de uitvoering steeds circa 1/5 deel van het gebouw buiten functie was. Voordat men met compaction grouting is begonnen heeft men in de te behandelen ruimte de deuren, ramen, vloerbedekking en vastgeklonken rechtbankobjecten verwijderd. De niet in

de weg staande andere objecten zijn ingepakt in plastic en beschermd door triplex platen. Vervolgens zijn in de te behandelen ruimte in een vierkant patroon om de palen injectiepunten aangebracht (h.o.h. 2,4 m). In elk punt is een boring gedaan, aanvankelijk met water als spoelvoeistof, later met bentoniet vanwege het dichtdrukken van de boorgaten. De aangebrachte casing had een diameter van 51 mm. Grouten vond plaats d.m.v. een buiten het gebouw geplaatste Grouting Unit (type PGSCO G-1200), waarbij een druk van 2,1-2,8 N/mm² en een gemiddeld debiet van circa 0,028 m³/min gehanteerd werd. De gehanteerde methode was *top down* beginnende op 4,6 meter onder de vloer. Het injecteren heeft telkens 'versprongen' plaats gevonden.

Voor dit werk zijn twee groutploegen en tot vijf boorploegen gebruikt. Gedurende het injectieproces zijn voortdurend logboeken bijgehouden voor het boren van de gaten en voor de groutinjectie. De boorkernen zijn gebruikt om een beeld te krijgen van de bodemopbouw. Van de grout is met regelmatige tussenpozen de zetmaat bepaald en tevens is van enkele monsters de druksterkte bepaald (2,8 N/mm² na 28 dagen).

Bij die delen van de constructie die het meest verzakt waren, is de paalfundering losgemaakt van de bebouwing en zijn vizels tussen de palen en de vloerbalken geplaatst. De behandelde delen van het gebouw zijn zo (simultaan) opgevijzeld en vervolgens is een permanente constructie aangebracht (zie ook **Deel 1**).

Conclusies

De compaction grouting techniek is hier enerzijds gebruikt om de diepe, slappe laag dermate samen te persen dat zettingen in de toekomst nauwelijks meer op kunnen treden en anderzijds het draagvermogen van de palen te vergroten door het horizontaal opspannen van de grond. Monitoring resultaten wijzen uit dat na de ingreep niet of nauwelijks zakkingen zijn opgetreden.

7.3.15.5 Bolton Hill Tunnel

Inleiding

Het betreft hier een toepassing van compaction grouting, waarbij de zettingen die optreden ten gevolge van de aanleg van boortunnels onmiddellijk moeten worden geneutraliseerd. Dit project is het eerste boortunnel-project waarbij compaction grouting werd gebruikt en daarom vond intensieve monitoring en evaluatie plaats.

Constructie en oorzaak zettingen

De Bolton Hill Tunnel vormt een onderdeel van de NW-Line in Baltimore en werd gebouwd tussen 1977 en 1980. De lengte van de tunnel bedraagt 3487 m, de diameter 5,88 m en de aanlegdiepte ligt tussen de 12 m en 23 m in dichtgepakt zand en grind welke zijn doorsneden met silt- en kleilagen. De tunnel is onder luchtdruk geboord met behulp van een schild en een 'ontgravingsarm'.

De te beschermen bebouwing bestond uit 40, twee tot vijf verdiepingen hoge, op staal gefundeerde gebouwen met bakstenen draagmuren. Onder (maar dan uiteraard wel figuurlijk gesproken!) de gebouwen bevonden zich tevens vier kerken en een zes verdiepingen hoge, gewapend betonnen parkeergarage. Er werd deels langs en deels onder de gebouwen geboord.

Compaction grouting

In het begin van het tracé was een proefsectie opgenomen om de effecten van compaction grouting te testen aan de predicties. De zettingen zijn middels een uitgebreid monitoring-programma voortdurend getest aan de hand van een van te voren opgesteld draaiboek, dat tevens aangaf bij welke zettingen bepaalde maatregelen (pompdruk en pompdebiet) genomen moesten worden. Men realiseerde zich overigens van te voren dat het boren in dichte zandlagen in combinatie met een goede grouting van de staartspleet waarschijnlijk minimale zettingen op zou leveren, maar wilde het risico op scheurvorming in de bebouwing

minimaliseren⁽¹⁾.

Bij dit project is er voor gekozen om te injecteren boven de tunnels. De redenen hiervoor zijn dat zo het aantal injectiepunten kan worden beperkt en de aannemer het idee had dat het aanpakken van het probleem dichterbij de oorsprong het meeste effect zou hebben. Als aanvullend voordeel valt nog te noemen dat injectie in de losgemaakte grond boven de tunnel makkelijker verloopt dan in de dichte, onverstoorde grond.

De verwachte zettingen zonder maatregelen bedroegen 12 mm tot 51 mm, gebaseerd op een volumeverlies van maximaal 0,54 m³/m (zijnde ongeveer de helft van het volumeverlies rond de tunnel). Na toepassing van compaction grouting moesten de zettingen zoveel mogelijk tot nul gereduceerd zijn.

De injectie heeft plaatsgevonden door stalen pijpen met een diameter van 3" (76 mm). Er werd begonnen met injecteren zodra de staart van het schild het injectiepunt gepasseerd was. De injectie heeft plaatsgevonden per punt volgens de *bottom up* methode tot een druk van circa 3,4 N/mm² werd bereikt en verder optrekken van de injectiepijp niet resulteerde in dalende pompdrukken of een groter groutdebiet. Het gebruikte mix- en pompsysteem was in staat 0,07 m³/min te verpompen onder drukken tot 7 N/mm².

In eerste instantie zijn de injectiepunten op 1,5 meter uit elkaar boven de tunnel geplaatst. De punten lagen tevens 1,5 meter uit de tunnelas richting bebouwing. Later is de hart op hart afstand vergroot tot 3,0 meter. Het bleek tevens dat het compaction grouting systeem dermate flexibel was dat kon worden gewacht tot na het passeren door de TBM van het injectiepunt met injecteren, zonder dat dit buitensporige zettingen tot gevolg had. Door een storing van de pompen is zelfs één maal geïnjecteerd terwijl de staart van het schild al 6 meter verder was, zonder dat dit onaanvaardbare zettingen tot gevolg had.

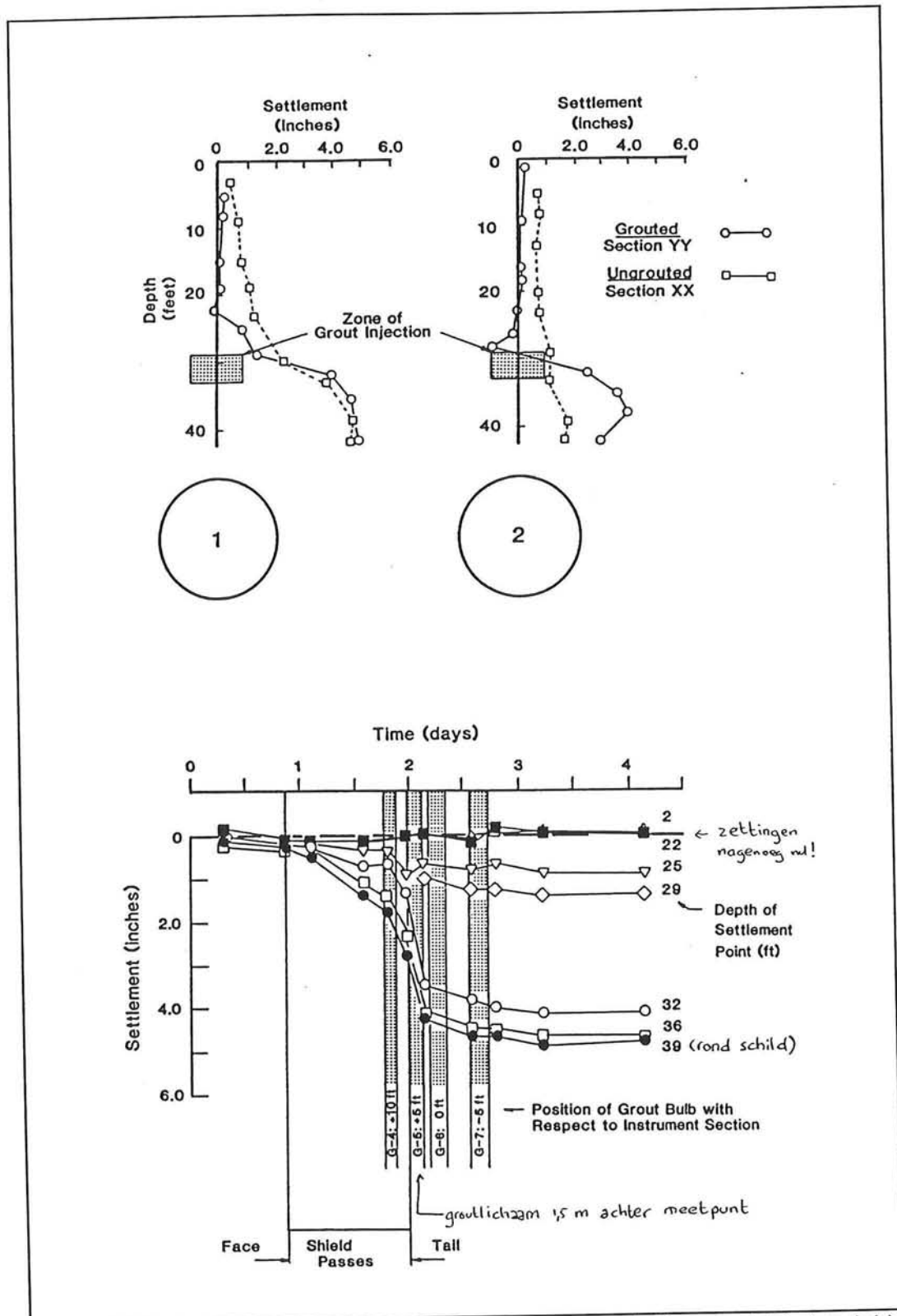
In figuur 7.5 zijn afbeeldingen opgenomen van de zettingen afhankelijk van de diepte en de tijd (voor zowel de behandelde als de niet-behandelde grond). Uit bestudering van de zettingspatronen blijkt dat de zone boven het injectielichaam die beïnvloed wordt zich uitstrekt onder een hoek van ongeveer 30° met de verticaal. Boven het injectielichaam worden de zettingen aanzienlijk gereduceerd, daaronder is de invloed slechts matig of worden de zettingen zelfs versterkt (door het wegdrukeffect).

Conclusies

Uit evaluatie bleek dat circa 55% van de geïnjecteerd grout resulteert in een verdichting van de grond binnen een straal van 1,5 meter van het injectielichaam. Circa 30% van de grout heeft een neerwaartse compressie tot gevolg, 10% zorgt voor heffing van de grond buiten de 1,5 meter zone en slechts 5% resulteert in een horizontale verplaatsing van het injectielichaam, meestal in de richting van de losgemaakte grond (staart van het schild).

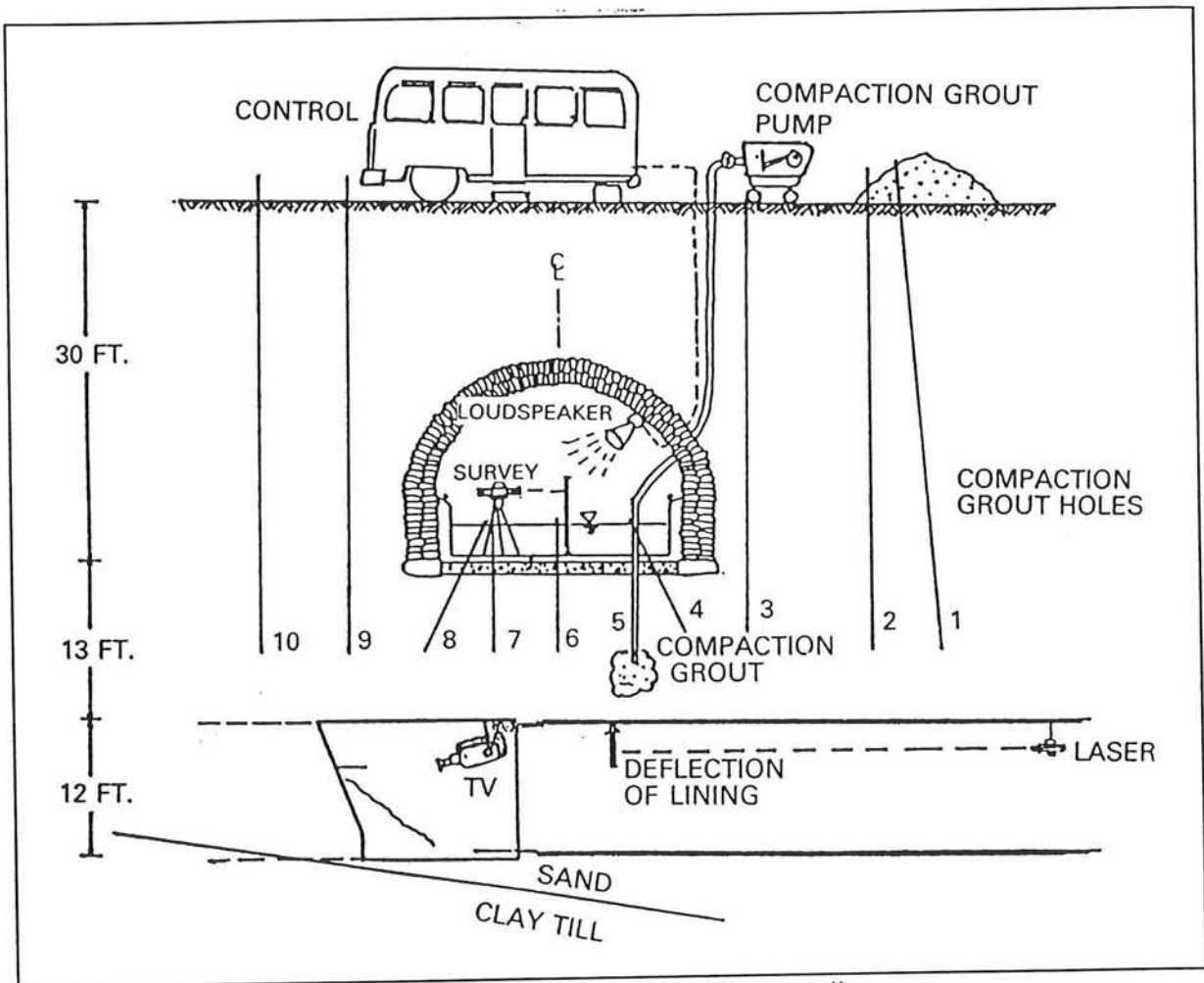
De gerealiseerde zettingsreductie voldeed aan de gestelde normen. Grotere of kleinere zettingen dan verwacht konden steeds adequaat worden opgevangen door de injectiedrukken en/of -hoeveelheden aan te passen. Gemiddeld is circa 0,85 m³ grout per strekkende meter tracé geïnjecteerd.

⁽¹⁾ wat zeer waarschijnlijk te maken heeft met de hoogte van toegewezen schadeclaims bij rechtszaken in de V.S.



FIGUUR 7.5 Diepte-afhankelijke zettingen voor behandelde en niet-behandelde grondlichamen bij de Bolton Hill Tunnel

7.3.15.6 Minneapolis Tunnel



FIGUUR 7.6 Opstelling compaction grouting project Minneapolis

In figuur 7.6 is een vrij realistische weergave opgenomen van een compaction grouting project. Het betreft hier de aanleg van een, met behulp van de schildmethode, geboorde tunnel onder een oud riool⁽¹⁾ (in Minneapolis). Tijdens het boren van de tunnel stond er circa 65 cm water in de tunnel, zodat een eventuele scheur in de bodem van het riool het vollopen van de tunnel zou kunnen betekenen. Gedurende het boorproces werden elke 10 minuten de vervormingen van het riool gemeten. Tijdens het injecteren werden tevens de vervormingen van de tunnellinging gemeten. Door middel van communicatiemiddelen als TV en luidsprekers werd een voortdurend contact gehouden tussen enerzijds de boorploeg, de injectieploeg en de observatieploeg in het riool en anderzijds de controllers aan het maaiveld.

Injectie vond plaats door 2" (51 mm) injectielansen (zie figuur), die tot circa 1,5 meter boven het tunneldak reikten. Met injecteren werd gewacht tot de staart van het schild 0,60 m tot 1,20 meter voorbij het injectiepunt lag. Bij dit werk is grout met een relatief grote zetmaat (tot 18 cm) gebruikt in combinatie met lage drukken (tot 0,69 N/mm²). Dit werd mede veroorzaakt door de kwetsbaarheid van het riool (gevaar voor opbarsten bodem) enerzijds en de toelaatbare zetting van 25 mm van het riool anderzijds.

⁽¹⁾ *culvert* (Eng.) = riool of duiker, dit blijkt niet uit de tekst maar is verder ook niet relevant

7.3.15.7 Conclusies case-studie

Uit de literatuurstudie zijn de volgende algemene punten/resultaten naar voren gekomen met betrekking tot het compaction grouting:

- compaction grouting vindt overwegend plaats in zandgronden; compaction grouting in fijnere grondsoorten is tevens mogelijk, toepassing heeft onder andere plaatsgevonden in siltig zand tot silt;
- een lagere doorlatendheid van de grond vereist een stijver groutmengsel;
- in principe is het mogelijk om met compaction grouting ook heffingen van de grond te bereiken; wanneer onzekerheden bestaan over het gelijkmatig heffen van de grond (nodig om scheurvorming te voorkomen) moet dit doel met de grootst mogelijke voorzichtigheid nagestreefd worden;
- in alle gevallen, van zand- tot siltgronden, bleek de behandelde grond een hogere indringingsweerstand (zijnde puntweerstand plus schachtwrijving) te hebben bereikt (CPT, SPT);
- er blijkt een nagenoeg lineair verband te zijn tussen de CPT-waarde en het gemiddelde groutdebiet (Salley, 1987 en Boulanger, 1995); bij goed samendrukbare gronden is de gradiënt van de CPT-waarde t.o.v. het groutdebiet minder groot dan bij slecht samendrukbare gronden; over het algemeen kan dus worden gesteld dat gronden met een initieel lage CPT-waarde een gematigde stijging in CPT-waarde zullen bereiken bij groutinjectie, terwijl gronden met een initieel hoge-CPT waarde over het algemeen tijdens injectie een snelle stijging van de CPT-waarde zullen laten zien.

Met betrekking tot *boortunnels* kwam naar voren dat:

- de werking is bij (boor)tunnels en ontgravingen deels gebaseerd op het vervangen van verloren gegane grond (circa 40%) en deels op het samendrukken van het ontstane extra volume in de grond boven de tunnel (*bulking*); het resterende volumeverlies wordt teruggevonden in het volume van de zakkingsrog; het te gebruiken volume injectievloeistof (grout) is groter dan het volumeverlies, omdat de grond ook weer opnieuw opgespannen dient te worden;
- bij in zand gangbare injectiedrukken het injectiepunt ongeveer 1,5 - 3,0 meter boven de tunnellinging gelegen moet zijn om ontoelaatbare overdruk op en daarmee ontoelaatbare vervorming van de tunnellinging te voorkomen; wanneer dicht bij de lining geïnjecteerd moet worden zullen strengere eisen gesteld worden aan de pompdruk;
- wanneer grote volumeverliezen ter plaatse van het schild moeten worden gecompenseerd, dit met een lagere injectiedruk dient te gebeuren; hoe verder men achter het schild injecteert, des te hoger mogen de injectiedrukken worden; voor een gelijkmatige compensatie is een degelijke spreiding van de injectiepunten vereist; bovendien kan op die manier telkens een klein volume injectievloeistoffen onder hoge druk worden ingebracht;
- het over het algemeen de aanbeveling verdient niet te hoge injectiedrukken te gebruiken vóórdat de boorkop is gepasseerd; dergelijke drukken kunnen tot resultaat hebben dat de wrijving in de grond dermate toeneemt dat het meer moeite kost de boorkop vooruit te bewegen en dat het moeilijker wordt om de TBM te besturen, omdat de weerstand aan de zijde van de bebouwing (injectie) hoger is dan aan de andere zijde; dit speelt vooral wanneer nabij de TBM wordt geïnjecteerd; wanneer injectie plaats vindt bij de paalpunten is dit probleem van ondergeschikt belang.

7.3.16 Doeltreffendheid compaction grouting

Compaction grouting heeft in verschillende toepassingsgebieden bewezen een probaat middel te zijn om zettingen tegen te gaan of grond te verdichten. Het succes van de methode is over het algemeen afhankelijk van de onderstaande factoren.

- 1 • De te beschermen constructie mag niet in het gebied liggen waar de zettingen extreem zijn (zie **Deel 1**, figuur 9.8 *Strongly extended area*).
- 2 • De kans op succes is groter als de afstand tussen de te beschermen constructie en de ontgraving/boortunnels toeneemt (dit is logisch, aangezien ook de verplaatsingen afnemen met de afstand tot de ontgraving/boortunnels).
- 3 • Als de grond stijve lagen bevat die gelegen zijn tussen de ontgraving/boortunnels en de te beschermen constructie, dan kunnen deze lagen werken als een stijve plaat. Hierdoor wordt de verplaatsing minder snel gerealiseerd dan bij slappe tussenlagen. Compaction grouting kan de ontstane ruimte onder zo'n plaat vullen, zodat de zetting in de tijd niet meer plaats vindt. Bij het ontbreken van dergelijke stijve lagen moet de compactie sneller plaats vinden, zodat grotere groutdebieten moeten worden gehanteerd.
- 4 • Het realiseren van totale zettingscompensatie is een moeilijk proces, omdat het risico bestaat dat wordt overgecompenseerd, dat (ongelijkmatige) heffingen voorkomen of dat nazetting plaats vindt (silt). Deskundigheid van de uitvoerende aannemer is dan ook een absolute vereiste voor de uitvoering.
- 5 • De zetmaat mag niet meer dan 25 mm bedragen. De plasticiteit mag niet te hoog zijn, omdat dat de mobiliteit van de grout bevordert. Het proces wordt oncontroleerbaar en de kans op fracturing is reëel aanwezig.
De grout moet dermate grof van samenstelling zijn dat zij niet door de poriën van de grond kan wegvloeien. Bovendien dient de samenstelling dusdanig te zijn dat het water niet kan wegvloeien (bloeden/bleeding), omdat dan de groei van het injectielichaam zal stoppen of propvorming in de injectielans kan veroorzaken. Bij het gebruik van (hulp)stoffen die de plasticiteit verhogen moet grote voorzichtigheid in acht worden genomen.
- 6 • De pompdrukken en pompdebieten moeten beheersbaar zijn en een gesloten netwerk vormen met een monitoring systeem van hoge kwaliteit.

Opgemerkt wordt nog dat het inbrengen van de grout nabij de tunnelling de kans op grote hoekverdraaiingen (zakkingsverschillen) en heffing van de bovenliggende constructies aanzienlijk wordt gereduceerd. Bovendien laat de grout zich makkelijker inbrengen in zones waar de grond ontspannen en losgemaakt is dan in zones waar de grond nog niet verstoort is. Door deze gunstige eigenschap komt de grout vooral terecht waar zij het meest nodig is.

7.3.17 Conclusies

Aanvullend op de conclusies die zijn getrokken in paragraaf 7.3.16 en bij de bovenstaande case-studie, worden de onderstaande meer algemene conclusies getrokken.

- 1 • Wanneer de injectiebuizen van te voren zijn geïnstalleerd kan het injectienetwerk zeer snel worden geïnitieerd. De injectie-installaties op zich zijn vrij licht en betekenen dus ook een geringe verstoring van de (leef)omgeving waarin ze geplaatst worden, dus zowel van de bodem als van het verkeer. Wanneer nabij de paalpunten geïnjecteerd moet worden, dient een in plaats van een boorinstallatie een persinstallatie te worden gebruikt om de injectielansen aan te brengen.
- 2 • De apparatuur die nodig is voor compaction grouting neemt relatief zeer weinig ruimte in beslag in vergelijking met de benodigde apparatuur voor andere mitigerende maatregelen;
- 3 • In vergelijking met 'normaal' injecteren zijn veel minder injectiepunten en -buizen nodig, zodat de tijd om het systeem aan te brengen aanzienlijk lager is. Een bijkomend voordeel is dat ook de hoeveelheden geïnjecteerd grout relatief veel lager zijn dan bij 'normaal' injecteren. Deze factoren beperken de kosten van compaction grouting ten opzichte van 'normaal' injecteren aanzienlijk⁽¹⁾.
- 4 • De behandeling van kleine objecten is net zo goed mogelijk als van grote objecten en behandeling is zowel op geringe als op grote diepte mogelijk.
- 5 • Het compaction groutproces is zeer goed controleerbaar en uitermate flexibel. Dit maakt dat de resultaten over het algemeen goed aan de verwachtingen voldoen.

De bovenstaande punten kunnen worden gerekend tot *voordelen* van compaction grouting. Daar tegenover staan de volgende *nadelen*:

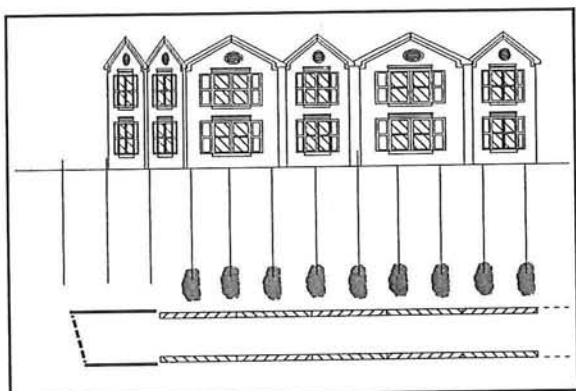
- 6 • Er is nog betrekkelijk weinig inzicht in de mechanische processen die zich in de grond afspelen tijdens het compaction grouting proces;
- 7 • Rekenregels zijn niet of nauwelijks beschikbaar. De beschikbare formules zijn van empirische aard en hebben vaak betrekking op een specifieke situatie, zodat een betrouwbare voorspelling van de resultaten van het compaction groutproces niet te geven is.
- 8 • De toepassing van compaction grouting onder een paalfundering om de zettingen en het verlies van draagvermogen ten gevolge van het boren van een tunnel te beperken heeft nog niet eerder plaatsgevonden. Fracturing vond wel plaats (zie **Deel 1**, paragraaf 7.8.6).

Bovenstaande conclusies leiden er toe dat de mogelijkheden van toepassing van compactie-grouting bij het knelpunt Beurs van Berlage gunstig worden geacht. In de navolgende paragraaf zal worden beschouwd op welke wijze injectie zou kunnen plaats vinden.

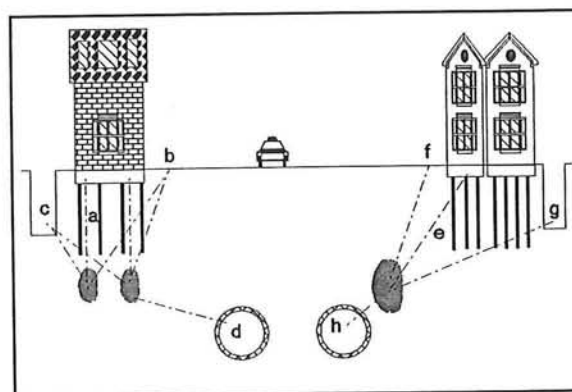
⁽¹⁾ Let wel dat compaction grouting niet altijd als alternatief voor 'normaal' injecteren gebruikt kan worden!

7.4 Methode van aanbrengen van het injectielichaam ter plaatse van de Beurs van Berlage

Er is een onderscheid te maken tussen monitoren in combinatie met compaction grouting *ter plaatse van de bebouwing* (figuur 7.8 a,b,c,d) of *ter plaatse van de boortunnel* (figuur 7.8 e,f,g,h). De eerste methode vereist waarschijnlijk kleinere hoeveelheden grout, maar de nauwkeurigheid waarmee geïnjecteerd moet worden is hoger vanwege het risico van ongelijke heffingen. De laatste methode zal waarschijnlijk grotere hoeveelheden grout vereisen, omdat het volumeverlies nabij de tunnel groter zal zijn dan nabij de bebouwing. Mede gezien de relatieve onbekendheid van de effecten van injectie onder paalfunderingen, wordt voorlopig dan ook nog geen keuze gemaakt tussen de beide varianten. Ze zullen beide worden uitgewerkt.



FIGUUR 7.7 Langsaanzicht compaction grouting



FIGUUR 7.8 Dwarsdoorsnede compaction grouting

Ter beperking of voorkoming van de zettingen ten gevolge van het tunnelboorproces kunnen verschillende technieken worden gebruikt om de grout aan te brengen (zie **Deel 1** 7.3). Voor het knelpunt Beurs van Berlage worden de volgende mogelijke technieken onderscheiden:

- 1 • injectie vanaf het maaiveld;
- 2 • injectie vanuit de kelder;
- 3 • injectie vanuit putten;
- 4 • injectie vanuit de tunnel;
- 5 • injectie vanuit een pilottunnel.

Hieronder worden deze injectietechnieken kort toegelicht.

- ad.1 Dit is een eenvoudige methode, waarbij de injectielansen vanaf het maaiveld kunnen worden ingebracht. De injectiepunten kunnen geconcentreerd worden gekozen of gespreid, op een regelmatige afstand van elkaar. Dit is o.a. afhankelijk van het bezwaar van het openbreken van de verharding en de benodigde plaats voor de apparatuur.
- ad.2 Deze methode vereist een ingreep in de constructie van het gebouw. Gezien de kosten die gepaard gaan met het maken en herstellen van gaten in de kelderconstructie, is het waarschijnlijk dat wordt gekozen voor geconcentreerd aanbrengen van de injectielansen.
- ad.3 Bij deze methode dienen afhankelijk van de grootte van het te injecteren gebied één of meerdere putten aangebracht te worden. Deze putten kunnen dusdanig diep gemaakt worden dat de injectielansen horizontaal in de grond kunnen worden ingebracht, of krijgen slechts een geringe diepte, zodat de injectielansen onder een helling ingebracht dienen te worden.
- ad.4 Injecteren vanuit de tunnelboormachine zou een ideale integratie van boren en het nemen van mitigerende maatregelen betekenen. Een probleem is waarschijnlijk dat

- de zettingen die optreden na het passeren van de TBM alleen vanuit de tunnel kunnen worden gecompenseerd als de lining wordt aangetast (injectiegaten).
- ad.5 Als eerst een pilot tunnel moet worden aangelegd, dan vereist ook deze tunnel een start- en een eindpunt. Wanneer dit op het aanlegniveau van de uiteindelijke boortunnel moet gebeuren, zal de pilotunnel over het gehele tracé moeten worden geboord. Een andere mogelijkheid is een buispersing, wat echter een forse verstoring van de verkeersstromen op het Damrak/Rokin tot gevolg zal hebben. Als de pilot tunnel eenmaal is aangelegd resteert nog het probleem dat de injectielansen vanuit deze tunnel moeten worden aangebracht. Dit moet handmatig gebeuren, zodat een bepaalde minimale diameter vereist is (opdat mensen de pilotunnel in mogen). Deze diameter is dermate groot dat de kosten te hoog worden, zodat deze methode in dit geval niet bruikbaar is.

Resumerend kan dus worden gesteld dat de eerste vier methoden (zouden kunnen) voldoen en de laatste zeker niet. Hierbij veroorzaakt het injecteren vanuit de tunnel de minste overlast voor de omgeving. Vervolgens veroorzaakt injectie vanuit de kelders de minste overlast aan het maaiveld. De overlast van het injecteren met behulp van injectieputten is waarschijnlijk iets kleiner dan van injecteren vanaf geconcentreerde punten op het maaiveld en zeker kleiner dan de overlast veroorzaakt door het gespreid injecteren vanaf het maaiveld. Het maken van een put brengt echter zowel het gevaar van beschadiging van de bebouwing (een goede afstempeling kan dat voorkomen), als gevaar voor verkeersdeelnemers met zich mee.

7.5 Mogelijke oplossingen voor het knelpunt Beurs van Berlage

7.5.1 Uitgangspunten Beurs van Berlage

7.5.1.1 De fundering

In paragraaf 3.2.1 werd al de nodige algemene informatie over het Beursgebouw behandeld. In deze paragraaf wordt specifiek ingegaan op de beschikbare ruimte in de kelders en aan het maaiveld voor de Beurs. In bijlage XI is een plattegrond van de kelder opgenomen. De gevel van de Beurs heeft een totale lengte van ca. 140 meter. De palen staan ongeveer h.o.h. 1,0 meter (per paar), zodat ca. 280 palen de gevel dragen. Haaks op de gevel staan wanden en kolommen die worden gedragen door 12 palen (wand), 8 palen (kolom 1) en 6 palen (kolom 2). Parallel aan de gevel ligt een tweede wand die de westelijke wand vormt van de grote (concert)zalen. Dit is ook een dragende wand en deze bevat een vergelijkbaar aantal palen als de buitengevel.

7.5.1.2 De kelder

De meeste compartimenten van de kelder hebben een breedte van 3,50 meter tussen de gewelven evenwijdig aan de gevel en een diepte van 5,00 meter loodrecht op de gevel. Achter deze compartimenten bevinden zich ruimtes van identieke breedte met een diepte van 2,5 meter loodrecht op de gevel. De kelders vormen één doorlopende ruimte op drie ruimtes na, zijnde de centrale ruimte en de twee toiletruimtes op de hoeken van de gevel. Ter plaatse van de noordhoek is voldoende ruimte vrij te maken om de injectieapparatuur aan te brengen, bij de zuidhoek zal vanuit de kelder achter de toiletten moeten worden geïnjecteerd (tenzij deze toiletten zonder problemen buiten gebruik gesteld kunnen worden). De centrale kelderruimte heeft afmetingen van ca. 5 bij 15 meter, zodat daar geen enkel probleem verwacht wordt. De hoogte van de kelder bedraagt circa 3,40 meter.

7.5.1.3 Het maaiveld

Het trottoir voor de Beurs heeft een minimale breedte van circa 5 meter. De rijbaanbreedte bedraagt circa 3,5 meter. Naast de rijbaan is een dubbelsporige trambaan gelegen. Aan de overzijde hiervan bevinden zich een fietspad en een breed trottoir.

7.5.1.4 De te compenseren zakkings

Voor wat betreft het zakkingsbeeld worden de uitkomsten van de PLAXIS-MC berekeningen zoals berekend in paragraaf 6.4.3 aangehouden, zijnde een paalpuntzakking (onder de gevel) van 4,31 mm en een hoekverdraaiing van 1/2300. De zakking van de paal onder de 'binnen'-wand bedraagt slechts 1,05 mm en wordt verwaarloosbaar geacht. De injectie-werkzaamheden richten zich volledig op het compenseren van de zettingen ter plaatse van de palen die de gevel dragen.

Speciale aandacht zal moeten worden besteed aan de keuze van de injectievloeistof. De verwachting is dat het injecteren met grout geen problemen zal opleveren. De injectie zal immers in de eerste of tweede zandlaag of daartussen (zandhoudende klei) plaatsvinden.

7.5.2 De gekozen oplossingen

Nu is gebleken dat compaction grouting een goede methode is om de zettingen te compenseren en tevens vier opstelplaatsen voor injectie zijn geselecteerd, moet een afweging worden gemaakt tussen deze vier technieken in relatie tot injecteren nabij de bebouwing of nabij de boortunnel. In tabel X.1 in bijlage X is een indicatie gegeven van de mate van geschiktheid van de verschillende combinaties.

Onder andere met behulp van deze tabel zijn de in de onderstaande tabel 7.2 opgenomen globale maatstaven ten opzichte van kwaliteit, hinder en kosten opgesteld. In de tabel wordt met kwaliteit in dit verband de nauwkeurigheid waarmee het groutlichaam kan worden aangebracht bedoeld.

criterium	injecteren vanaf / vanuit			
	het maaiveld	de kelder	putten	de TBM
kwaliteit	++	++	+	+ / —
hinder	—	+	+ / —	++
kosten	++	+	+ / —	— —

TABEL 7.2 Globale afweging kwaliteit, hinder en kosten voor vier injectiemethoden

Uit tabel 7.2 blijkt dat vooral de variant waarbij uit de kelder wordt geïnjecteerd als gunstig naar voren komt. Vanuit het oogpunt van hinder komt het injecteren vanaf het maaiveld als minder gunstig naar voren, maar deze methode is waarschijnlijk wel goedkoper dan injecteren vanuit de kelder. De verwachting is dat de kosten van het geschikt maken van de tunnelling voor injectiedoeleinden de kosten van deze twee methoden ruimschoots zal overtreffen. Bovendien zal injecteren vanuit de tunnel niet zo'n hoge effectiviteit kunnen hebben. Het injecteren vanuit een put is op zich een zeer effectieve methode, maar de onmogelijkheid van het aanbrengen van voldoende putten langs het tracé doet deze variant afvallen.

In de volgende sub-paragrafen zullen de vier overgebleven varianten⁽¹⁾, zijnde:

- a) injectie t.p.v. de paalfundering, vanuit de kelder van het Beursgebouw;*
- b) injectie t.p.v. de paalfundering, vanaf het maaiveld voor het Beursgebouw;*
- e) injectie t.p.v. de boortunnel, vanuit de kelder van het Beursgebouw en*
- f) injectie t.p.v. de boortunnel, vanaf het maaiveld voor het Beursgebouw*

worden uitgewerkt.

In bijlage XI zijn figuren opgenomen die schematisch weergeven hoe de injecties voor de verschillende varianten gerealiseerd moeten worden. De groutlichamen zijn hierbij geschematiseerd als zijnde bolvormig. Dit hoeft, zoals al eerder werd opgemerkt, in de praktijk niet het geval te zijn.

Bij het lezen van de volgende paragrafen moet men de indicatieve opzet hiervan niet uit het oog verliezen. Het aanbrengen van een injectienetwerk ter plaatse van een gecompliceerde constructie als het Beursgebouw is boven alles maatwerk. Het is daarom wel mogelijk een schatting te geven van het aantal benodigde injectiepunten en ook van de plaats waar en de hoek waaronder de injectielansen moeten worden ingebracht, maar in de praktijk zal de (goed gekwalificeerde) aannemer in overleg met de directie bepalen waar de injectiepunten het best gerealiseerd kunnen worden. Bovendien zullen de hoeveelheden te injecteren grout, de pompdruk en de hart op hart afstanden van de injectiepunten worden aangepast op basis van tijdens het injectieproces verkregen gegevens.

Het mag daarom duidelijk zijn dat vooral wordt getracht een aanzet te geven voor het opstellen van een Plan van Aanpak voor het compaction grouten, in plaats van dat het de bedoeling is een kant en klaar, uitvoerbaar plan te realiseren.

Bij het opstellen van de aanbevelingen met betrekking tot de uitvoering van de varianten is telkens uitgegaan van het gegeven dat de boortunnel die het dichtst bij de gevel ligt (de linker) het belangrijkste deel van de zettingen ter plaatse van de Beurs zal veroorzaken, zoals ook uit de in hoofdstuk 5 en 6 gedane analyses blijkt. Zoals de stand van zaken op dit moment is wordt begonnen met boren bij het Centraal Station. Vanuit de daar te construeren startschacht zullen twee TBM's in zuidelijke richting gaan boren. Daarbij wordt begonnen met de westelijke tunnel en als deze enigszins gevorderd is volgt de oostelijke tunnel (Beurszijde).

⁽¹⁾ de letteraanduiding verwijst naar figuur 7.8 op pagina 86

7.5.3 Case 2a: injectie t.p.v. de paalfundering

7.5.3.1 Algemeen

Wanneer ter plaatse van de paalfundering moet worden geïnjecteerd, is het verstandig om te kiezen voor de *top down* methode. Bij deze methode kan men namelijk de injectie starten op een veilige afstand van de paalpunt en vervolgens dieper injecteren. Het bovengelegen geharde grout zal tegen de paalpunten worden gedrukt, wanneer onder deze grout opnieuw geïnjecteerd wordt. De *bottom up* methode is niet aan te bevelen, omdat deze als nadeel heeft dat een bepaalde startdiepte moet worden gekozen, van waaruit naar boven verder gewerkt moet worden. Het gevaar bestaat dan dat nog onvoldoende aanvulling en verdichting is bereikt wanneer de afstand tot de paalpunten al kritiek is.

Per injectie wordt steeds tussen de palen geïnjecteerd, waardoor bij een aangenomen hart op hart afstand tussen de injectiepunten van 4 meter, telkens acht palen per injectiepunt worden behandeld, zie figuur 7.9. Aangezien zich onder de gevel circa 280 palen bevinden, zijn minimaal $280/8=35$ injectiepunten nodig. Wanneer dat nodig blijkt moet misschien ook nog onder de wanden en kolommen die loodrecht op de gevel staan (hier dwarswanden genoemd) geïnjecteerd worden. Uitgaande van één injectiepunt per kolom en één voor de wand zelf, betekent dit maximaal twee extra injectiepunten per dwarswand. Daar er circa 37 dwarswanden zijn, betekent dat totaal maximaal 64 extra injectiepunten. Het maximale verwachte aantal injectiepunten bedraagt dus 99. De verwachting is echter dat de 35 injectiepunten onder de gevel ruimschoots voldoende zijn. Deze 35 injectiepunten moeten dus in ieder geval worden aangebracht, terwijl de 64 injectiepunten onder de dwarswanden alleen daar waar de zettingen daar aanleiding toe geven moeten worden aangebracht. Een alternatief voor extra injectiepunten onder de dwarswanden is wellicht het verkleinen van de hart op hart afstand van de injectiepunten onder de gevel.

Een probleem kan zich voordoen wanneer de palen niet plaatsvast onder het gebouw blijken te zijn aangebracht. Uit de beschikbare informatie omtrent het beursgebouw blijkt dit waarschijnlijk echter niet het geval te zijn. Bovendien kan aanvullende inspectie naar de plaats van de paalfunderingen worden verricht.

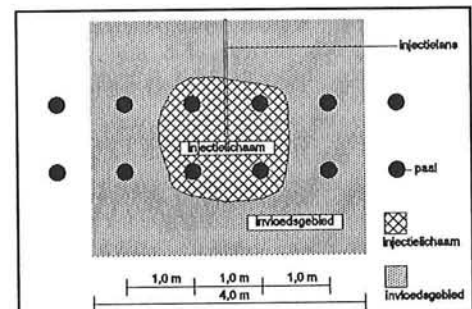
Een ander risico is dat de palen die direct onder het injectielichaam liggen meer heffing en opspanning ondervinden dan de palen die daar wat verder van af liggen. Gezien de geringe heffingen die gerealiseerd moeten worden wordt dit niet geacht een probleem te vormen.

In bijlage XI is van de vier verschillende varianten a, b, e, en f een dwarsdoorsnede over het Beursgebouw en een plattegrond van het Beursgebouw opgenomen, met daarin weergegeven de injectiepunten. In de dwarsdoorsneden zijn het invloedsgebied rond de paal en het gebied rond de tunnel waar men niet mag injecteren gearceerd.

7.5.3.2 Variant a: Injectie vanuit de kelder van het Beursgebouw

Bij deze oplossing wordt in de vloer van het Beursgebouw een gat gemaakt dat groot genoeg is om een circa 5 cm dikke injectielans door te voeren (gat 10 cm × 10 cm). De injectielans wordt onder een hoek van circa 15° met de verticaal ingebracht tot op een diepte van ca. NAP -15,3 meter. Het is hierbij belangrijk dat de lans tussen twee evenwijdig aan het gebouw lopende palen wordt ingebracht (zie figuur 7.9), zodat de verstoring van het opgespannen gebied rond de paalpunten minimaal is. Enige verstoring van dit gebied is overigens niet zo ernstig, gezien de beperkte afmetingen van de injectielans.

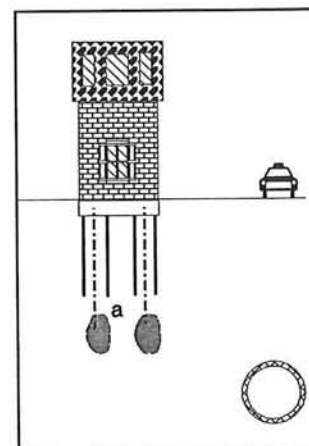
Afhankelijk van de optredende zettingen kan nu het eerste groutlichaam aangebracht worden. Wanneer het optredende volumeverlies hiertoe aanleiding geeft kunnen nog een tweede en een derde groutlichaam aangebracht worden. Het is hierbij een voordeel dat de



FIGUUR 7.9 Aangenomen invloedsgebied van een injectiepunt

diepere lichamen steeds dichterbij de tunnel komen te liggen, alwaar het volumeverlies groter is, zodat de effectiviteit toeneemt. De gekozen hart op hart afstand (evenwijdig aan de injectielans) bedraagt circa 1,6 meter. Dieper injecteren dat het derde lichaam heeft vermoedelijk weinig zin, gezien het geringe volumeverlies dat daar optreedt.

In de figuur in de bijlage is te zien dat de injectielans het invloedsgebied van de paalpunt enigszins doorsnijdt. Doordat de lans gesitueerd is tussen de palen, zal de invloed hiervan gering zijn. De palen staan immers hart op hart 1,0 meter, zodat de lans circa 30 cm van de paal verwijderd is. De verdichting door het compactiegrouten wordt geacht het optredende draagkrachtverlies ruimschoots te kunnen compenseren.



FIGUUR 7.10 Schema variant a

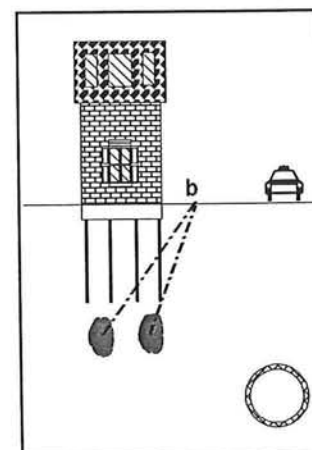
fase	diepte t.o.v. NAP (m) $\pm 0,5$ m	lengte injectielans (m) $\pm 0,5$ m
1	-15,3	14,2
2	-17,0	15,8
3	-18,6	17,4

TABEL 7.4 Fasering **variant a**: injecteren en bijbehorende dieptes en lengtes van de injectielansen

7.5.3.3 Variant b: Injectie vanaf het maaiveld voor het Beursgebouw

Op ongeveer 5 meter uit de gevel van het Beursgebouw wordt een gat in de verharding gemaakt. Na het eventuele omleggen van kabels en leidingen wordt een injectielans onder een hoek van circa 15° met de verticaal ingebracht. Het is wederom belangrijk dat de lans tussen twee evenwijdig aan het gebouw lopende palen wordt ingebracht (zie figuur 7.9), zodat de verstoring van het opgespannen gebied rond de paalpunten minimaal is. Op een diepte van ca. NAP -15,5 meter wordt afhankelijk van de optredende zettingen het eerste groutlichaam aangebracht.

Wanneer het optredende volumeverlies hiertoe aanleiding geeft kunnen nog een tweede en een derde groutlichaam aangebracht worden. De gekozen hart op hart afstand (evenwijdig aan de injectielans) tussen de injectiepunten bedraagt circa 1,5 meter. Een nadeel is dat de groutlichamen naarmate de diepte toeneemt meer van de tunnel af gelegen raken, door de hoek die de lans met de verticaal maakt. Dit doet afbreuk aan de effectiviteit, omdat verder van de tunnel de verplaatsingen minder groot zijn. Dieper injecteren dan het derde groutlichaam heeft vermoedelijk weinig zin, gezien het geringe volumeverlies dat daar optreedt.



FIGUUR 7.11 Schema variant b

In de figuur in de bijlage is, net zoals bij variant a, te zien dat de injectielans het invloedsgebied van de paalpunt doorsnijdt. De verdichting door het compactiegrouten wordt wederom geacht het optredende draagkrachtverlies ruimschoots te kunnen compenseren.

fase	diepte t.o.v. NAP (m) \pm 0,5 m	lengte injectielans (m) \pm 0,5 m
1	-15,5	17,2
2	-17,0	18,9
3	-18,5	20,6

TABEL 7.5 Fasering **variant b**: injecteren en bijbehorende dieptes en lengtes van de injectielansen

7.5.4 Case 2b: injectie t.p.v. de boortunnel

7.5.4.1 Algemeen

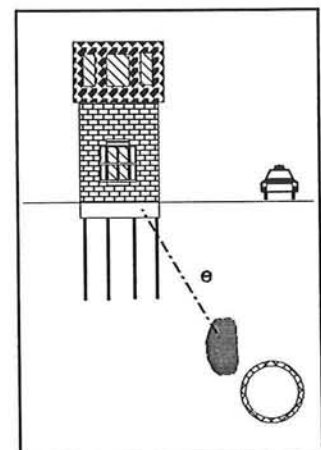
Bij het injecteren ter plaatse van de boortunnel wordt gekozen voor de *bottom up* methode. De injectie wordt gestart op veilige afstand van de tunnelling en vervolgens wordt de injectielans stapsgewijs omhooggetrokken. Het voordeel van deze methode is dat het volumeverlies na het passeren van het schild vrijwel onmiddellijk en ter plaatse kan worden gecompenseerd. De *top down* methode heeft als nadeel dat na de aanvang van injecteren op een bepaalde startdiepte, het gevaar bestaat dat nog onvoldoende verdichting is bereikt wanneer de kritieke afstand tot de tunnelling bereikt wordt.

Net als bij case 2a wordt tussen de injectiepunten een hart op hart afstand aangenomen van circa 4 meter. Afhankelijk van de gemeten zettingen en de effectiviteit van het compactie grouten kan worden besloten de hart op hart afstand van de injectiepunten te vergroten of verkleinen. Wanneer vanaf het maaiveld wordt geïnjecteerd zal dit weinig problemen opleveren, wanneer vanuit de kelder wordt geïnjecteerd vormen de muren en palen van het gebouw een obstakel, zodat enige flexibiliteit in de keuze van de hart op hart afstand vereist is. Gezien het feit dat dicht bij de boortunnel wordt geïnjecteerd is het vrijwel uitgesloten dat er ook injectiepunten nodig zijn onder de bebouwing.

7.5.4.2 Variant e: Injectie vanuit de kelder van het Beursgebouw

Bij deze oplossing wordt in de vloer van het Beursgebouw een gat gemaakt dat groot genoeg is om een circa 5 cm dikke injectielans door te voeren (gat 10 cm \times 10 cm). Na het eventuele omleggen van kabels en leidingen wordt de injectielans onder een hoek van circa 15° met de verticaal ingebracht tot op een diepte van ca. NAP -16,4 meter. Het is hierbij belangrijk dat de lans tussen twee evenwijdig aan het gebouw lopende palen wordt ingebracht, in verband met een mogelijk conflict met de kessen van de fundering.

Afhankelijk van de optredende zettingen kan nu het eerste groutlichaam aangebracht worden. Wanneer hier vervolgens aanleiding toe is kan de injectielans worden opgetrokken over een afstand van ongeveer 1,6 meter om vervolgens nog een tweede en eventueel een derde groutlichaam aan te brengen. Het injecteren van een vierde groutlichaam kan nog plaatsvinden, een vijfde groutlichaam zou echter een conflict met de palen oproepen en behoort niet tot de mogelijkheden.



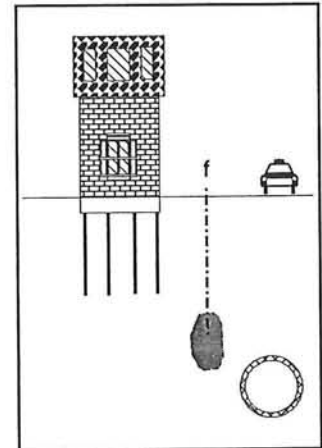
FIGUUR 7.12 Schema variant e

fase	diepte t.o.v. NAP (m) \pm 0,5 m	lengte injectielans (m) \pm 0,5 m
1	-13,2	12,2
2	-14,8	13,8
3	-16,4	15,4

TABEL 7.6 Fasering **variant e**: injecteren en bijbehorende dieptes en lengtes van de injectielansen

7.5.4.3 Variant f: Injectie vanaf het maaiveld voor het Beursgebouw

Op ongeveer 3 meter uit de gevel van het Beursgebouw wordt een gat in de verharding gemaakt. Na het eventuele omleggen van kabels en leidingen wordt een injectielans verticaal ingebracht. Op een diepte van ca. NAP -16,0 meter wordt afhankelijk van de optredende zettingen het eerste groutlichaam aangebracht. Wanneer het optredende volumeverlies hiertoe aanleiding geeft kunnen nog een tweede en een derde groutlichaam aangebracht worden. Eventueel kunnen daarboven nog meer groutlichamen worden aangebracht, maar het rendement daarvan zal relatief gering zijn. De gekozen hart op hart afstand tussen de injectiepunten (evenwijdig aan de injectielans) bedraagt ca. 1,5 meter. De verwachte effectiviteit is hoger dan bij de varianten a,b en e gezien de verticale stand van de injectielans.



FIGUUR 7.13 Schema variant f

fase	diepte t.o.v. NAP (m) \pm 0,5 m	lengte injectielans (m) \pm 0,5 m
1	-16,0	17,4
2	-14,5	15,9
3	-13,0	14,4

TABEL 7.8 Fasering **variant f**: injecteren en bijbehorende dieptes en lengtes van de injectielansen

7.5.5 Overige aandachtspunten

Voor wat betreft de *toepasbaarheid* van injectie in het zand en in de zanderige klei worden geen problemen verwacht. Het is waarschijnlijk dat bij het compaction grouten in klei met een laag zandgehalte de injectiedruk aangepast moet worden aan de omstandigheden (lagere injectiedruk). De *toepassing bij boortunnels* heeft, zij het in beperkte mate, plaatsgevonden. Het verdient daarom aanbeveling de beschikbare data van die projecten aandachtig te analyseren en met bij deze projecten betrokken aannemers te praten.

Het belangrijkste aspect van het *vooronderzoek* is (vanuit juridisch oogpunt) het vaststellen van de staat waarin het Beursgebouw zich bevindt. Er dient een nauwkeurige omschrijving te worden gegeven van alle 'zwakke plekken' die zich in en nabij de gevel bevinden. Tevens dient een inschatting te worden gemaakt van de kwetsbaarheid (toelaatbare hoekverdraaiingen en vervormingen) van de fundering, vloeren en muren.

De nu nog beperkte informatie die beschikbaar is omtrent de *grondslag* moet worden aangevuld met informatie uit nieuw uit te voeren boringen en sonderingen. Uiteraard dienen voor de start van de uitvoering zo nauwkeurig mogelijke gegevens omtrent het volumeverlies

bekend te zijn.

Voor wat betreft de *samenstelling van de grout* wordt verwezen naar paragraaf 7.3.7 en de eisen die te stellen zijn aan de *injectieapparatuur* zijn in paragraaf 7.3.8 behandeld.

Met betrekking tot het *proefproject* kan het volgende worden opgemerkt. Het verdient zeer zeker de aanbeveling om óf een proefproject uit te voeren wanneer men nog niet is begonnen met het boren van de tunnels, óf een proefproject op te zetten dat plaatsvindt tijdens het boren van de tunnels, maar wanneer de boor het Beursgebouw nog niet heeft bereikt. De laatste optie benaderd de werkelijkheid het best, maar heeft als nadeel dat de tijd tussen de vergaring van de gegevens en de verwerking daarvan in het plan van aanpak zeer kort is, door de geringe afstand tussen het aanvangspunt van de boring en het Beursgebouw.

Voor de uitvoering wordt verwezen naar bijlage XII, waar enige aspecten met betrekking tot de voortgang van het tunnelboorproces en de inzet van personeel en apparatuur worden behandeld.

7.6 Afweging kwaliteit, hinder en kosten

Na het voorgaande in overweging genomen te hebben kunnen enige voorzichtige conclusies worden getrokken omtrent de bruikbaarheid van de verschillende oplossingen. In de onderstaande tabel zijn de kwaliteit, effectiviteit, hinder en kosten voor de vier verschillende varianten beoordeeld.

criterium	injecteren vanaf / vanuit			
	de kelder, nabij de paalfundering (a)	het maaiveld, nabij de paalfundering (b)	het maaiveld, nabij de boortunnel (e)	de kelder, nabij de boortunnel (f)
kwaliteit/ effectiviteit	++	++	+	+
hinder aan het maaiveld	++	---	---	++
kosten	++	+	+	++

TABEL 7.9 Kwaliteit, effectiviteit, hinder en kosten voor de verschillende oplossingen

Het maakt voor de *kwaliteit* op zich waarschijnlijk niet zo veel uit of wordt geïnjecteerd ter plaatse van de boortunnel of ter plaatse van de paalfundering. Het injecteren ter plaatse van de tunnel heeft als voordeel dat het volumeverlies bij de bron wordt aangepakt. Daar staan tegenover de nadelen dat het volume grout dat moet worden geïnjecteerd daar groter is, wat de kans op onregelmatigheden vergroot en het feit dat dicht bij de boortunnel injecteren in hoge drukken op de tunnelling zou kunnen resulteren. Tevens bestaat het gevaar dat injecties die plaats vinden vóór het arriveren van de boorkop een onregelmatige slijtage van die boorkop tot gevolg hebben, omdat de grond dan aan één zijde harder is dan aan de andere (in het ergste geval kunnen zelfs problemen met het besturen van de TBM optreden). De *hinder* voor de omgeving (aan het maaiveld) is uiteraard nagenoeg nihil wanneer vanuit de kelder van het Beursgebouw wordt geïnjecteerd. Dit is mede gezien het feit dat het boren van de tunnels juist de hinder voor de omgeving moet beperken een belangrijk voordeel boven het injecteren vanaf het maaiveld.

Het injecteren vanuit de kelder kan de nodige problemen opleveren ten aanzien van geluidsoverlast, maar met een goede geluidsisolatie (kostenverhogend) kan dit bezwaar grotendeels worden opgeheven. De hinder die men in de kelders van het Beursgebouw ondervindt ten gevolge van het tijdelijke ruimtegebrek vormen op het eerste gezicht geen probleem.

De *kosten* van het project nemen uiteraard toe met de hoeveelheid geïnjecteerde grout, zodat wat dat betreft injectie nabij de boortunnel duurder is. Het aanbrengen van gaten in de keldervloer werkt kostenverhogend ten opzichte van het injecteren vanaf het maaiveld, bovendien dient de functie van de kelders (fietsenstalling/opslag) tijdelijk elders te worden ondergebracht. Daar tegenover staat het materiaal en materieel in het Beursgebouw veilig voor vandalisme en diefstal. Bij injectie vanaf het maaiveld zullen (kostenverhogende) maatregelen moeten worden genomen om de apparatuur te beschermen. Verreweg de belangrijkste factor is echter het dat bij het injecteren vanaf het maaiveld een ingreep in het kabels en leidingen netwerk vereist is, terwijl dit bij injectie vanuit de kelder geheel achterwege kan worden gelaten. Dit drukt de kosten van het injecteren vanuit de kelder t.o.v. injectie vanaf het maaiveld aanzienlijk!

De kosten van het monitor-programma zijn voor alle varianten nagenoeg gelijk.

Op basis van de bovenstaande beschouwingen wordt variant a: injectie nabij de paalfundering, vanuit de kelder van het Beursgebouw gekozen als de ideale oplossing.

7.7 Conclusie

Compaction grouting gecombineerd met monitoren is een mitigerende maatregel die een kwalitatief hoogwaardige oplossing biedt voor de problemen die zich voordoen bij het boren van tunnels in slappe grond. Ondanks het feit dat het inzicht in de mechanische processen die zich tijdens het compaction grouten in de grond afspelen slechts beperkt is en ondanks het ontbreken van betrouwbare rekenregels, blijken de snelheid en flexibiliteit van het systeem dermate groot te zijn, dat het realiseren van een pasklare oplossing voor de ten gevolge van het tunnelboorproces optredende zettingen en hoekverdraaiingen als bij geen andere methode kan worden gerealiseerd.

Bij het knelpunt Beurs van Berlage kunnen bij toepassing van compaction grouting de zettingen van (de gevel van) het Beursgebouw worden gecompenseerd, waardoor tevens het gevaar voor te grote hoekverdraaiingen zal verdwijnen. Bij de keuze voor variant a: injectie nabij de paalfundering vanuit de kelder van het Beursgebouw, gebeurt dit door middel van het realiseren van circa 35 injectiepunten. Afhankelijk van de zettingen en hoekverdraaiingen die optreden, zal één, twee of drie maal injectie plaats vinden in één injectiepunt. Tevens kunnen wanneer dat nodig blijkt enkele punten onder de muren dwars op de gevel worden geïnjecteerd. Wanneer uit een proefproject en/of de monitoring-resultaten blijkt dat de zettingen groter of kleiner zijn dan verwacht, dan kan besloten worden de hart op hart afstand van de injecties, het pompdebiet, de pompdruk en/of de samenstelling van het groutmengsel aan te passen aan deze waarnemingen. Hieruit blijkt wel dat het monitoring programma van hoge kwaliteit moet zijn, omdat de uitvoering van het compaction grouten wordt afgestemd op de data die uit dit programma beschikbaar komt.

De kosten van compaction grouting zijn in vergelijking tot normaal (preventief) injecteren laag, omdat de totale hoeveelheid te injecteren grout laag is. In het volgende hoofdstuk wordt een schatting gegeven van de kosten van de uitvoering van de gekozen oplossing, variant a: injectie nabij de paalfundering, vanuit de kelder van het Beursgebouw.

8

KOSTENRAMING

In bijlage XII is een vrij gedetailleerde raming van de kosten voor de verschillende oplossingen opgenomen. Hieronder worden kort de resultaten van deze kostenraming behandeld.

8.1 Kostenraming voor het aanbrengen van een wand tussen boortunnel en bebouwing

8.1.1 Knelpunt Beurs van Berlage

De lengte van het tracé langs de Beurs van Berlage bedraagt circa 140 meter. De kosten gemoeid met het aanleggen van een PU20 stalen damwand, zoals behandeld in paragraaf 6.4.3.1, bedragen minimaal NLG 807.450,- (excl. BTW) en maximaal NLG 1.028.950,- (excl. BTW)⁽¹⁾.

Met een toeslagpercentage voor algemene kosten, winst en risico van 15% bedragen de kosten dan minimaal NLG 928.600,- en maximaal NLG 1.184.000,- (excl. BTW).

De gemiddelde kosten per meter tracé bedragen circa NLG 7550,- exclusief BTW en circa NLG 8860,- inclusief BTW⁽²⁾.

8.1.2 Knelpunt Industria / Madame Tussaud

De lengte van het tracé langs het Industria gebouw bedraagt circa 35 meter, de lengte van het tracé langs Madame Tussaud bedraagt circa 30 meter. De kosten gemoeid met het aanleggen van een PU20 stalen damwand, zoals behandeld in paragraaf 6.4.4.1, bedragen minimaal NLG 437.998,- (excl. BTW) en maximaal NLG 494.623,- (excl. BTW)⁽³⁾.

Met een toeslagpercentage voor algemene kosten, winst en risico van 15% bedragen de kosten dan minimaal NLG 504.000,- en maximaal NLG 569.000,-.

De gemiddelde kosten per meter tracé bedragen circa NLG 15.320,- exclusief BTW en NLG 18.000,- inclusief BTW.

Er zou nog een optimalisatie kunnen plaatsvinden, met betrekking tot de speling die men tussen twee (dubbele) planken kan aanhouden, omdat niet in het slot hoeft te worden geheid. Aangezien de werking van de wand op wrijvingseigenschappen is gebaseerd is de verwachting dat door de beperkte onderlinge samenhang van de grond deze afstand maximaal zo'n 50 cm kan bedragen. Wanneer de wand ook in langsricting blijkt te werken (zie 6.5.2) dan is het waarschijnlijk wel nodig de planken in het slot te heien, of ze in ieder geval onderling stijf te verbinden.

Misschien kan de heistelling vrij eenvoudig worden omgebouwd tot persinstallatie (inhangen persblok), zodat de kosten van het persen kunnen worden gereduceerd.

Omdat de damwanden niet op buiging worden belast kan worden volstaan met goedkopere

⁽¹⁾ verschil van minder dan 3%

⁽²⁾ BTW tarief 17,5%

⁽³⁾ verschil van circa 12 %

(Oost-Europese) damwanden. Nog gunstiger is het gebruik van tweedehands damwanden, die echter veel moeilijker in de juiste maat en het juiste profiel te krijgen zijn (misschien planken van een ander onderdeel van het project, zoals een tijdelijke bouwput).

8.2 Kostenraming voor het toepassen van compaction grouting ter plaatse van de paalfundering

De onderstaande globale kostenraming is gemaakt voor het aanbrengen van injectielichaam tussen boortunnel en bebouwing, ter plaatse van de paalfundering. De uitwerking geldt voor het knelpunt Beurs van Berlage. De lengte van het tracé langs de Beurs van Berlage bedraagt circa 140 meter.

De maximale totale kosten bedragen NLG 378.505,-.

Met een toeslagpercentage voor algemene kosten, winst en risico van 15% bedragen de kosten maximaal NLG 435.300,-.

De gemiddelde kosten per meter tracé bedragen circa NLG 3110,- exclusief BTW en NLG 3650,- inclusief BTW⁽¹⁾.

Het blijkt dat de personeelskosten (90%) het zwaarst op het budget drukken, zodat kostenbesparing juist daar gerealiseerd moet worden!

8.3 Slotopmerkingen

Met nadruk wordt gewezen op het indicatieve karakter van de twee bovenstaande kostenberekening. Er is geen rekening gehouden met economische derving van inkomsten door bv minder goede bereikbaarheid van winkels en het omleggen van kabels en leidingen is een gevoelige factor in de berekeningen.

Ook kostenaspecten als inflatiecorrectie, renteverlies en restwaarde van de produktiemiddelen zijn buiten beschouwing gelaten.

⁽¹⁾ BTW = 17,5%

9

CONCLUSIES & AANBEVELINGEN

In de voorgaande hoofdstukken zijn twee mitigerende maatregelen nader uitgewerkt, die na de voorstudie uitgevoerd in **Deel 1** geschikt leken voor toepassing bij de Noord/Zuidlijn. Uit deze hoofdstukken kunnen de onderstaande conclusies en aanbevelingen worden afgeleid.

9.1 Het plaatsen van een wand tussen de boortunnels en de bebouwing

- Het plaatsen van een wand tussen boortunnels en bebouwing blijkt, op basis van de uitkomsten van de PLAXIS-Mohr-Coulomb-berekeningen, een goede oplossing te zijn om de zettingen en hoekverdraaiingen ten gevolge van het tunnelboorproces te beperken. Afhankelijk van de lengte van de gebruikte wand en uitgaande van economisch- en technisch haalbare wanddieptes, worden de zettingen en hoekverdraaiingen tot maximaal 70% gereduceerd. Het rendement van de wand is dus procentueel gezien hoog, wat betekent dat vooral in geval van calamiteiten (bv volumeverlies 4%) de wand zeer nuttig kan zijn. Wanneer kleine verplaatsingen moeten worden gecompenseerd is de absolute zettingsreductie slechts gering. Voor de beschouwde knelpunten kunnen, uitgaande van een economisch aantrekkelijke wanddiepte van minder dan 25 meter, door het plaatsen van stalen damwanden (profiel PU20) de zettingen en hoekverdraaiingen tot respectievelijk circa 45% en 60% worden gereduceerd.
- Voorzover het de gevoelsmatige effecten van het aanbrengen van een wand betreft kan worden opgemerkt dat enerzijds de ingreep veel weerstand kan oproepen omdat de hinder aan het maaiveld relatief groot is. Het argument dat is gebruikt om de tunnels te boren, heeft grotendeels betrekking op het uitblijven van maaiveldhinder bij deze methode, zodat de tegenstanders van realisatie van de Noord/Zuidlijn de optredende hinder kunnen gebruiken als argument tegen de realisatie. Anderzijds laat het aanbrengen van een wand duidelijk zien dat er van alles aan wordt gedaan om de zettingen ten gevolge van het volumeverlies te beperken. Dit argument weegt mijns inziens echter veel minder zwaar.
- De uitvoeringsrisico's zijn aanzienlijk. De wanden moeten dicht bij de fundering van de te beschermen bebouwing worden aangebracht. Dit betekent dat de trillingen die worden veroorzaakt door het heien, een risico met betrekking tot directe schade aan de bebouwing en meeheien van de funderingspalen inhouden. Tevens wordt dicht langs de gevel geheid, zodat er gevaar bestaat voor beschadiging of vervuiling (dieselspatten) hiervan. Veel van de bovengenoemde uitvoeringsrisico's kunnen waarschijnlijk worden uitgeschaald door het toepassen van een damwanden-persinstallatie.
- Mede gezien het ingrijpende karakter van het aanbrengen van een wand valt het te betwijfelen of deze oplossing geschikt is voor toepassing bij de knelpunten.

Aan de hand van de gedane bevindingen wordt aanbevolen de onderstaande aspecten nader te onderzoeken.

- De invloed van het zwelgedrag van de grond bij het aanleggen van boortunnels (d.m.v. berekeningen waarbij rekening wordt gehouden met consolidatie / tijdsafhankelijkheid).
- De modellering van de paal-/wandvoet door PLAXIS.
- De invloed van het tweedimensionaal beschouwen van het tunnelboorproces. Hierdoor zijn de (belangrijke) effecten van het boren op de bebouwing evenwijdig aan het boortunneltracé niet meegenomen in de beschouwingen. Een driedimensionale berekening kan hierin inzicht verschaffen. De verwachting is dat de wand ook in langsrichting zijn wrijvingseigenschappen behoudt, en daardoor een zinvolle bijdrage kan leveren aan het beperken van de schadelijke gevolgen van het tunnelboorproces.

9.2 Combinatie compaction grouting & monitoren

- Compaction grouting is een relatief nieuwe, uitermate flexibele en controleerbare methode, die in de V.S. veelvuldig is toegepast om zettingen te compenseren. Wanneer de injectiebuizen van tevoren zijn geïnstalleerd kan het injectienetwerk snel worden geïnitieerd. De injectie-installaties zijn vrij licht en nemen weinig ruimte in beslag, zodat ze ook een geringe verstoring van de (leef)omgeving waarin ze geplaatst worden veroorzaken. Wanneer nabij paalpunten geïnjecteerd moet worden dient een persinstallatie te worden gebruikt om de injectielansen aan te brengen.
- De werking van compaction grouting bij (boor)tunnels en ontgravingen is deels gebaseerd op het vervangen van verloren gegane grond (circa 40%) en deels op het samendrukken van het ontstane extra volume in de grond boven de tunnel. Het te gebruiken volume injectievloeistof (grout) is groter dan het volumeverlies, omdat de grond ook (opnieuw) opgespannen dient te worden.
- In vergelijking tot 'normaal' injecteren (definitie zie 7.2) zijn veel minder injectiepunten en -buizen nodig, zodat de tijd die benodigd is om het systeem aan te brengen aanzienlijk lager zal zijn. Een bijkomend voordeel is dat de hoeveelheden geïnjecteerd grout relatief lager zijn dan bij 'normaal' injecteren. Deze factoren beperken de kosten van compaction grouting ten opzichte van 'normaal' injecteren aanzienlijk.
- Bij in zand gangbare injectiedrukken ligt het injectiepunt ongeveer 1,5 - 3,0 meter boven de tunnelling, om ontoelaatbare overdruk van de tunnelling (wat leidt tot vervorming) te voorkomen. Wanneer grote volumeverliezen ter plaatse van het schild moeten worden gecompenseerd, dan dient dit met een relatief lagere injectiedruk te gebeuren. Voor een gelijkmatige compensatie is een evenredige spreiding van de injectiepunten gewenst.
- De zetmaat van de grout mag niet meer dan 25 mm bedragen. De plasticiteit mag niet te hoog zijn, omdat dit de opbouw van een regelmatig gevormd groutlichaam tegengaat. Het proces wordt dan oncontroleerbaar en de kans op fracturing is reëel aanwezig. Tevens moet de grout dermate grof van samenstelling zijn dat zij niet door de poriën van de grond kan wegvloeien. De pompdrukken en pompdebieten moeten beheersbaar zijn en een gesloten netwerk vormen met een monitoring systeem van hoge kwaliteit.
- Het inbrengen van de grout nabij de tunnelling reduceert de kans op grote hoekverdraaiingen (zakkingsverschillen) en heffing van de bovenliggende constructies aanzienlijk. Bovendien laat de grout zich makkelijker inbrengen in zones waar de grond ontspannen en losgemaakt is dan in zones waar de grond nog niet verstoort is, zodat de grout vooral terecht waar zij het meest nodig is.
- Wanneer het draagvermogen en de verplaatsing van palen moet worden gecompenseerd kan men compaction grouting dicht bij de palen toepassen, om zo de grond opnieuw op te spannen en dusdanig te verstijven dat verplaatsing van de paalpunt niet optreedt of wordt gecompenseerd.

Tegenover het voordeel dat compaction grouting een oplossing *op maat* biedt voor de verplaatsingen ten gevolge van het tunnelboorproces, staan de onderstaande nadelen.

- Er is nog betrekkelijk weinig inzicht in de mechanische processen die zich in de grond afspelen tijdens het compaction grouting proces. Rekenregels zijn niet of nauwelijks beschikbaar, en de wel beschikbare formules zijn van empirische aard en hebben vaak betrekking op een specifieke situatie. Hierdoor is een betrouwbare voorspelling van de resultaten van het compaction groutproces moeilijk te geven.
- De toepassing van compaction grouting onder een paalfundering om de zettingen en het verlies van draagvermogen ten gevolge van het boren van een tunnel te beperken heeft nog niet eerder plaatsgevonden.

Aan de hand van de meer algemene uiteenzettingen over compaction grouting wordt aangegeven hoe de methode, gecombineerd met monitoren, toegepast kan worden bij de Beurs van Berlage. Onderscheid wordt hierbij gemaakt tussen injectie ter plaatse van de paalfundering en ter plaatse van de boortunnel en tussen injectie vanuit de kelder van het Beursgebouw en injectie vanaf het maaiveld. Het blijkt dat injectie vanuit de kelder van het

Beursgebouw ter plaatse van de paalpunten hoogstwaarschijnlijk de voorkeur verdient. Bovenstaande conclusies leiden er toe dat de mogelijkheden van toepassing van compactiegrouting bij de Noord/Zuidlijn te Amsterdam gunstig worden geacht, mits vóórafgaande aan grootschalige toepassing bij de knelpunten, eerst proefnemingen worden gedaan naar de effecten van de methode in 'Amsterdamse' omstandigheden. Te denken valt hierbij aan proefnemingen bij het proefpalenproject (2e Heinenoord, CUR, K100) of aan proefnemingen nabij het Centraal Station, waar de TBM nog geen verplaatsing-gevoelige objecten passeert.

9.3 Keuze tussen het plaatsen van een wand en compaction grouting

Uit de voorgaande hoofdstukken kan de conclusie getrokken worden dat compaction grouting in combinatie met monitoren als mitigerende maatregel de voorkeur geniet boven het plaatsen van een wand.

Wanneer er van uit wordt gegaan dat de in de literatuur gevonden resultaten met betrekking tot de *effectiviteit* van compaction grouting + monitoren een indicatie vormen voor de effectiviteit bij toepassing in Amsterdam, dan zullen door het gebruik van deze methode de zettingen volledig kunnen worden gecompenseerd. Het grootste voordeel van de methode ten opzichte van het plaatsen van een wand, maar ook ten opzichte van andere mitigerende maatregelen, is dat de zettingen door het monitoren kunnen worden gecompenseerd waar en wanneer dat nodig is. Het ene uiterste is dus dat het injectienetwerk wordt aangebracht en dat er niet geïnjecteerd hoeft te worden omdat de zettingen veel kleiner zijn dan werd verwacht. Het andere uiterste is dat de zettingen veel groter zijn dan was geanticipeerd. In dat geval moeten grote hoeveelheden grout geïnjecteerd worden. In vergelijking met 'normaal' injecteren (verstenen) zijn echter het aantal aan te brengen injectiebuizen en de hoeveelheid te injecteren injectievloeistof kleiner, zodat de kosten ook lager zullen zijn. Bovendien wordt niet méér grout geïnjecteerd dan nodig is, wat uit kosten- en milieutechnische overwegingen gunstig is. De effectiviteit van het plaatsen van een wand is bij grote verplaatsingen goed te noemen, het nadeel is echter dat wanneer kleine verplaatsingen tegen moeten worden gegaan, de ingreep relatief zwaar is.

Voor het knelpunt Beurs van Berlage is (hoofdstuk 8) een berekening van de *kosten* van de beide mitigerende maatregelen gemaakt. Het blijkt, bij benadering, dat de kosten van het aanbrengen van een wand (max. NLG 1.184.000,- ex. BTW) bijna drie keer zo hoog zijn als de kosten van het toepassen van compaction grouting + monitoren (max. NLG 435.000,- ex. BTW). Per strekkende meter tracé komen de maximale kosten inclusief BTW op respectievelijk NLG 9900,- en NLG 3700,-. Dit houdt in dat de kosten van het compaction grouting + monitoren ook laag zijn ten opzicht van die van andere mitigerende maatregelen.

De *hinder* is bij het plaatsen van de wanden ontegenzeggelijk groter dan bij compaction grouting. Wanneer wordt gekozen voor het aanbrengen van het injectienetwerk vanuit de kelder van de bebouwing heeft dit twee grote voordelen. Ten eerste merkt de omgeving (verkeer) weinig van de werkzaamheden en ten tweede hoeven de kabels en leidingen niet te worden omgelegd. Het nadeel is dat de kelder van de bebouwing (deels) moet worden ontruimd om ruimte te maken voor de injectieapparatuur. Het aanbrengen van damwanden in het overvolle Amsterdamse centrum geeft echter een veelvoud van deze overlast.

Tot slot wordt opgemerkt dat alle betrokken partijen, zijnde: eigenaar, opdrachtgever, verzekeringsmaatschappij en uitvoerder, overeenstemming moeten bereiken over de uitvoering en de beoogde effecten van de mitigerende maatregelen. Het kan zijn dat kosten van het laten zakken en scheuren van de het (Beurs)gebouw en het vervolgens restaureren van de schade lager liggen dan de kosten van de mitigerende maatregelen. Daarnaast speelt uiteraard ook de aandacht die een project als de Noord/Zuidlijn in de media krijgt een grote rol. Een goed opgezette Public Relations campagne kan wat dat betreft de acceptatie (bv van overlast) bij het publiek vergroten.

LITERATUURLIJST

- [1] Baker, W.H., E.J. Cording & H.H. MacPherson, Compaction grouting to control ground movements during tunneling, Underground Space, Vol.7, January 1983
- [2] Boren van tunnels voor rail- en wegverbindingen, KIVI Eindrapportage, ?, 29 augustus 1993
- [3] Boulanger, R.W. & R.F. Hayden, Aspects of compaction grouting of liquefiable soil, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 121, No.12, paper #10013, December, 1995
- [4] Compaction grouting, Bachy compaction grouting bedrijfsinformatie
- [5] Cording E.J., G.S. Brierley, J.W.Mahar, M.D. Boscardin , Controlling Ground Movements During Tunneling, The art & science of geotechnical engineering, New Jersey, 1989
- [6] Cording E.J., M.D. Boscardin, Building response to excavation-induced settlement, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No.1, paper #23066, January, 1989
- [7] Cursus "Boortechniek voor tunnels in Nederland", Stichting Postacademisch Onderwijs Civiele Techniek en Bouwtechniek, Delft, 1992
- [8] CUR rapport 177, Invloed tunnelboren op paalfundering, Gouda, maart 1995
- [9] Graf, E.D., Compaction grouting technique and observation, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, vol. 95, SM5, 1969
- [10] Graf, E.D., Compaction Grout, Grouting, Soil Improvement and geosynthetics, Volume 1, Geotechnical Special Publication No. 30, Edt. Roy H. Borden a.o., New Orleans, Louisiana, February 25-28 1992
- [11] Greeman, A., Taking the Tube, Construction Today, November/December 1994
- [12] Hellings, J.E., Limiting the damage to historic buildings due to tunnelling: experience at the Mansion House, London, Pell Frischmann Consulting Engineers, Ltd., London, England, 1994
- [13] Leliman, J.H.W., Het Beursrapport, De Bouwwereld, 5e jaargang, No. 37, Amsterdam, 12 september 1906
- [14] Oplossingen voor wankele Beurs van Berlage, Technisch Weekblad, 16 november 1994
- [15] Plekkenpol, J.W. & E.A. Kwast, Formules voor grondverliezen ten gevolge van het boorproces, Projectbureau boortunnels, conceptversie 27 maart 1995
- [16] Rapport betreffende het onderzoek naar den toestand der Koopmansbeurs, De Telegraaf, No. 5085, Amsterdam, 3 september 1906
- [17] Schmertmann, J.H. & J.F. Henry, A Design Theory For Compaction Grouting, Grouting, Soil Improvement and geosynthetics, Volume 1, Geotechnical Special Publication No. 30, Edt. Roy H. Borden a.o., New Orleans, Louisiana, February 25-28 1992
- [18] Sitters, C.W.M., Collegedictaat b27, TU Delft, 1995
- [19] Skempton, A.W. & D.H. Macdonald, Allowable settlement of buildings, Proceedings Institute of Civil Engineers, part 3, vol 5, 1956
- [20] Teunissen, E.A.H., Effects of tunnelling under and close to pile foundations, Infratunnel, verslag van de "1995 Conference & Trade Show on Underground and In-ground Infrastructure", Amsterdam, 1995
- [21] Tol, A.F. van, Fundering en constructie, Collegedictaat g81, TU-Delft, 1994
- [22] Tol, A.F. van, Funderingstechnieken, Collegedictaat g80, TU-Delft, 1994
- [23] Verruijt, A., Soil dynamics, Collegedictaat b28, TU Delft, blz. 49 e.v., januari 1993
- [24] Warner, J. & D. Brown, Planning and performing compaction grouting, ASCE, Journal of Geotechnical Engineers, paper #10606, July 1974
- [25] Warner, J., Compaction grouting - A significant case history, ASCE, Journal of Geotechnical Engineers, vol. 104, paper #13897, July 1978

- [26] Warner, J., Compaction Grout; Rheology vs. effectiveness, Grouting, Soil Improvement and geosynthetics, Volume 1, Geotechnical Special Publication No. 30, Edt. Roy H. Borden a.o., New Orleans, Louisiana, February 25-28 1992
- [27] Warner, J., N. Schmidt, J. Reed, D. Shepardson, R. Lamb & S. Wong, Recent Advances In Compaction Grouting Technology, Grouting, Soil Improvement and geosynthetics, Volume 1, Geotechnical Special Publication No. 30, Edt. Roy H. Borden a.o., New Orleans, Louisiana, February 25-28 1992
- [28] Weele, A.F. van, Moderne Funderingstechnieken, 2e druk, Delft, 1993

BIJLAGEN

BIJLAGE I. GEGEVENS GEOTECHNIEK EN GEOHYDROLOGIE

1. Bodemprofiel en sondering

In bijlage II zijn twee overzichtskarten opgenomen, waarin een deel van de plattegrond van de binnenstad van Amsterdam te zien is met daarin aangegeven het verloop van het tracé en de lokaties waar boringen en sonderingen zijn verricht. Op deze kaarten is duidelijk te zien dat informatie over het knelpunt Beurs van Berlage ruimschoots aanwezig is en voor wat betreft knelpunt Industria / Madame Tussaud de informatie zich beperkt tot de boringen en sonderingen rond het Nationaal Monument op de Dam.

Om een berekening uit te kunnen voeren voor de beide knelpunten moet een karakteristiek profiel per knelpunt worden gevonden. Voor dit karakteristiek profiel worden de parameters bepaald, zodat deze bij de berekening kunnen worden gebruikt. Er zijn geen gegevens bekend omtrent de spreiding van deze parameters, zodat slechts met de karakteristieke waarden is gerekend.

Voor het bepalen van het karakteristiek profiel is zoveel mogelijk uitgegaan van de boringen en sonderingen ter plaatse van het knelpunt en zijn de wat verder van het knelpunt af gelegen metingen gebruikt om te onderzoeken of zich significante veranderingen in de bodemopbouw voor doen.

Inventarisatie knelpunt Beurs van Berlage

Sonderingen: 808,811,809,587,368,371,373,883,882,881
Boringen: 641,73,640,639,691,690,229

Bij bestudering van de gegevens valt direct op dat de metingen ter plaatse van het beursgebouw slechts geringe verschillen vertonen, op het plaatselijk ontbreken van de eerste zandlaag na. De boringen en sonderingen ter hoogte van het Beursplein en de Oudebrugsteeg vertonen slechts geringe verschillen, zodat verder geen ernstige onregelmatigheden zijn te verwachten. Er wordt daarom uitgegaan van de boringen 73/638/640⁽¹⁾ ter bepaling van het karakteristieke bodemprofiel. In figuur I.1 is dit profiel afgebeeld.

Voor de sondering wordt uitgegaan van sondering 373, opgenomen in bijlage II. Deze sondering vertoont weinig verschillen met de nabij gelegen sonderingen 883, 368, 587 en 811⁽¹⁾.

Inventarisatie knelpunt Industria / Madame Tussaud

Sonderingen: 2282,206,216,2211
Boringen: 193,145,813,806,811,83

In bijlage II is duidelijk te zien dat ter plaatse van het eigenlijke knelpunt geen boringen of sonderingen zijn uitgevoerd. Het valt direct op dat bij boring 145 en 193⁽¹⁾ de bij de Beurs nog aanwezige kleilaag op circa NAP -5 m is verdwenen en daar nu een veenlaag wordt aangetroffen. Bovendien ontbreekt de eerste zandlaag en wordt een zanderige kleilaag aangetroffen. Aan de hand van o.a. boring 83⁽¹⁾ en sondering 2211 kan worden geconstateerd dat verderop in het geotechnisch langsprofiel de eerste zandlaag weer aanwezig is. Op basis van dit herstel is een profiel afgeleid voor het knelpunt Industria / Madame Tussaud. In figuur I.2 is dit profiel afgebeeld. Voor de sondering wordt uitgegaan van sondering 2211, opgenomen in bijlage II.

Expliciet wordt nog vermeld dat er zich in de grondprofielen van het Ontwerpbureau Noord/Zuidlijn⁽¹⁾ geen scheidingslaag tussen de eerste en de tweede zandlaag bevindt. Hier is besloten wel uit te gaan van een slappe tussenlaag, omdat heistaten van de in de tweede zandlaag geheide palen van het P&C-gebouw kalenderwaarden lieten zien die hier duidelijk op wezen. Deze kalenderwaarden kunnen worden gezien als een soort grove sonderingswaarden en worden voldoende nauwkeurig geacht voor het aantonen van deze slappe laag.

Het is belangrijk niet uit het oog te verliezen dat voor tot uitvoer van eventuele mitigerende maatregelen bij het knelpunt Industria / Madame Tussaud wordt overgegaan, het tot de aanbeveling strekt daar enige boringen en sonderingen ter plaatse van het tracé uit te voeren.

2. Geotechnische parameters

Ten behoeve van het voorontwerp van de Noord/Zuidlijn zijn voor enige karakteristieke lagen de geotechnische parameters bepaald. Deze parameters zijn nodig voor de berekeningen en zijn opgenomen in de tabellen I.1 en I.4. De in de eerste kolom genoemde laagnummers zijn ook terug te vinden in de bodemprofielen.

⁽¹⁾ deze zijn niet aan dit verslag toegevoegd.

Laagnummer	Naam	ϕ' (°)	λ_a	λ_n	λ_p	k_{bed} (kN/m ²)
1A	Ophoging (Noord-CS)	25	0,35	0,58	3,91	5000
1B	Ophoging (CS-Zuid)	30	0,28	0,50	5,74	7500
2	Holland veen	20	0,43	0,66	2,81	1000
3	Oude zeeklei	22,5	0,38	0,62	3,30	2000
4	Wad afzetting	27,5	0,31	0,54	4,70	2000
5	Hydrobiaklei	20	0,43	0,66	2,81	4000
6	Basisveen	20	0,43	0,66	2,81	1000
7	1 ^e zandlaag	32,5	0,25	0,46	7,15	15000
8	Alleröd	30	0,28	0,50	5,74	10000
8A	Klei, zandhoudend	30	0,28	0,50	5,74	10000
9	2 ^e zandlaag	35	0,22	0,43	9,15	35000
9A	Zand met kleilaagjes	32,5	0,25	0,46	7,15	20000
10	Eemklei	34	0,23	0,43	8,35	7500

TABEL I.1 Gronddrukcoëfficiënten en horizontale beddingsconstante

In tabel I.1 staan de parameters aangegeven zoals deze na overleg met OMEGAM en Grondmechanica Delft zijn vastgesteld ten behoeve van het voorontwerp. De in de bovenstaande tabel vermelde waarden zijn bepaald aan de hand van de hoek van inwendige wrijving (ϕ'). Voor de wandwrijving is hierbij $\delta = 2/3 \phi'$ genomen.

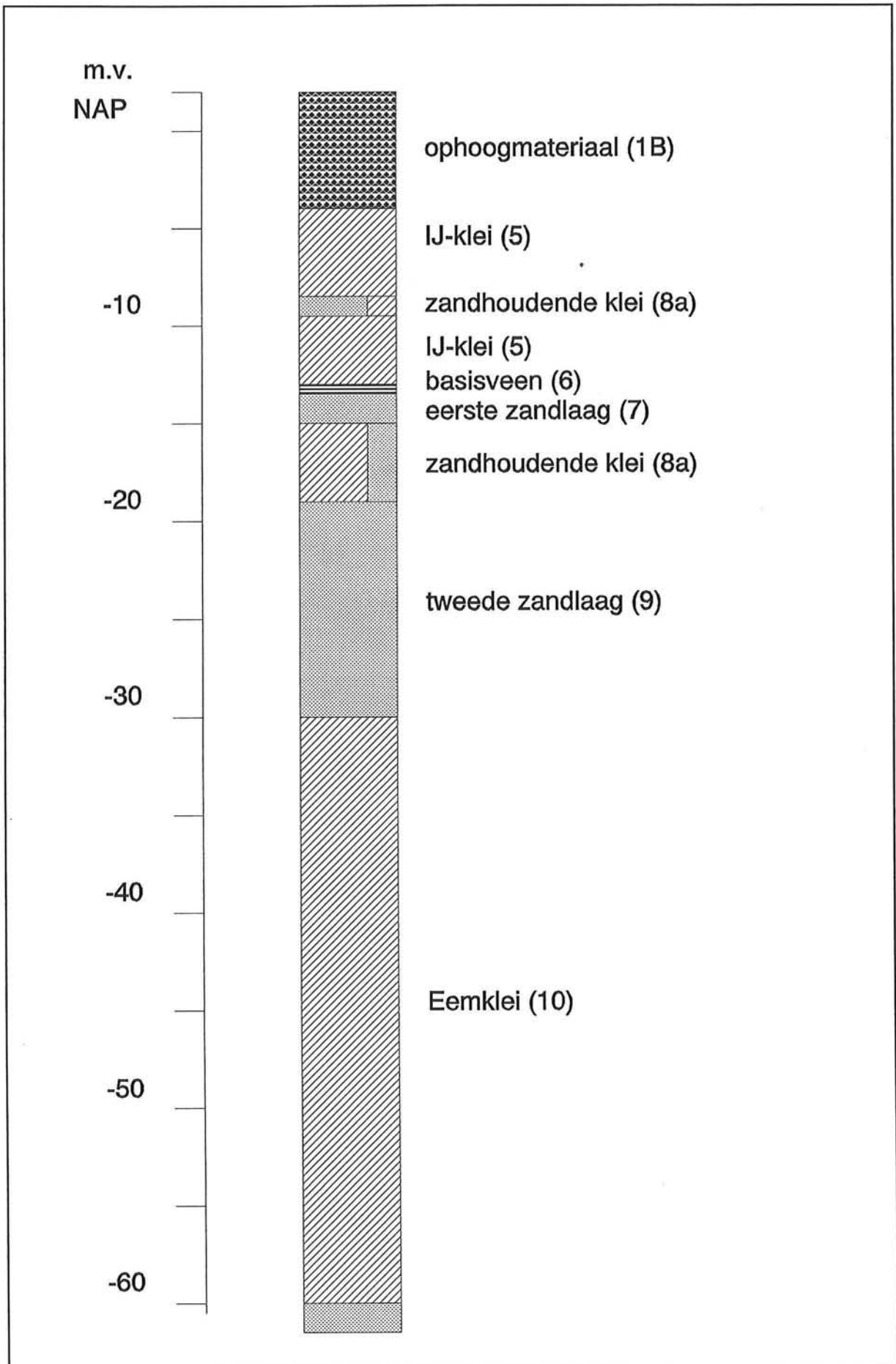
3. Geohydrologie

De stijghoogten zijn vastgesteld aan de hand van de gegevens die zijn verstrekt door OMEGAM. De stijghoogtes in de eerste en tweede zandlaag zijn ongeveer gelijk en bedragen NAP -1,70 m ter plaatse van het Centraal Station, NAP -1,82 m ter plaatse van de Beurs van Berlage en NAP -2,00 m ter plaatse van de Dam⁽¹⁾. Voor de stijghoogte in de derde zandlaag wordt over het gehele tracé NAP -3,0 m aangehouden. De overige geohydrologische gegevens zijn opgenomen in tabel I.5.

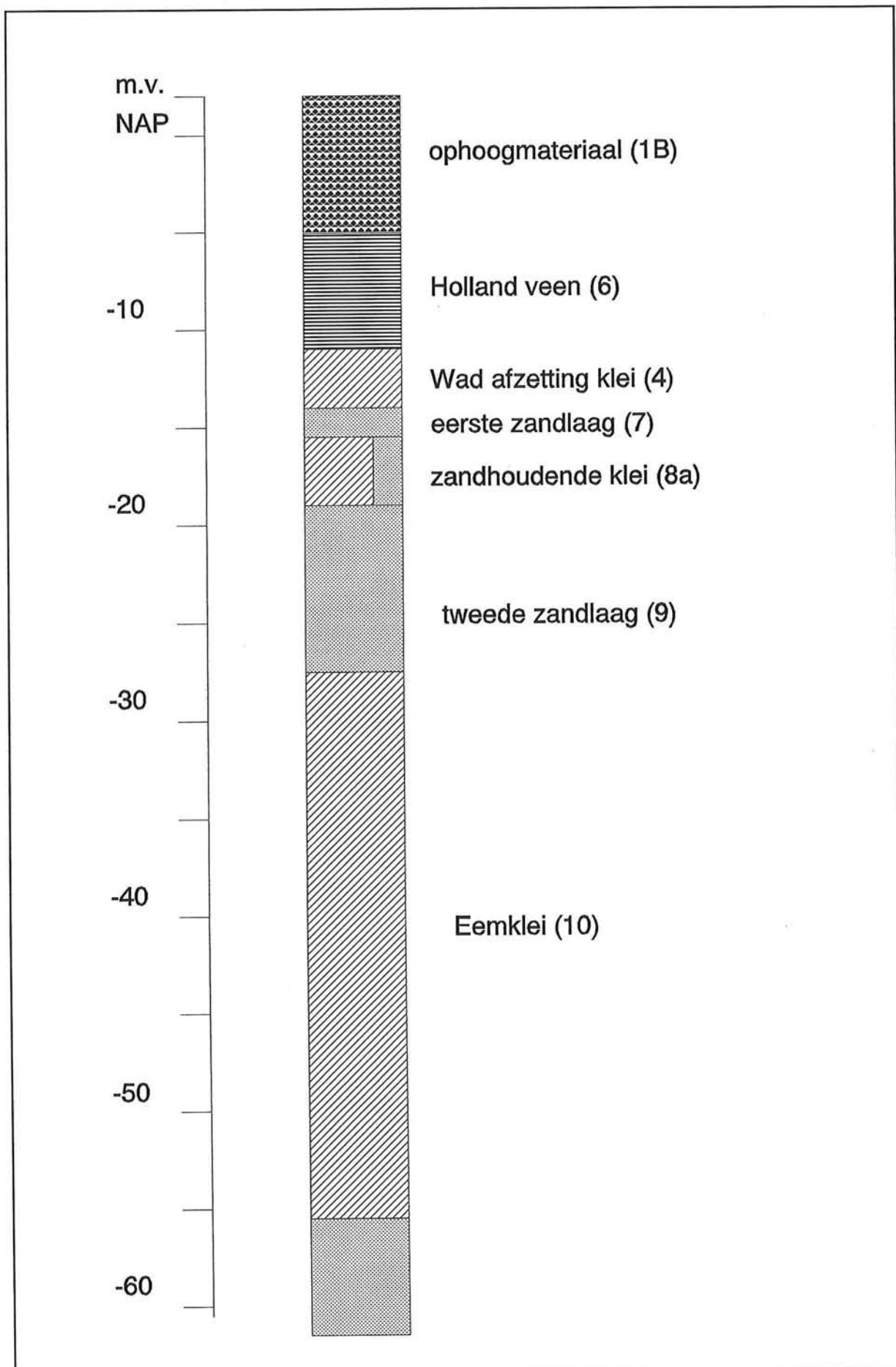
Lokatie	Laag	Niveau van de laag	Stijghoogte [NAP]
Damrak	Grondwaterstand 1e + 2e zandlaag 3e zandlaag	zie bodemprofielen	-0,40 m -1,70 m tot -2,00 m -3,00 m
Rokin	Grondwaterstand 1e + 2e zandlaag 3e zandlaag	zie bodemprofielen	-0,40 m -2,00 m -3,00 m

TABEL I.5 Geohydrologische gegevens

⁽¹⁾ Bron: Peilfilterbestand 1991, OMEGAM 6005 grm6



FIGUUR I.1 Geschematiseerd bodemprofiel knelpunt Beurs van Berlage



FIGUUR I.2 Geschematiseerd bodemprofiel knelpunt Industria / Madame Tussaud

Benaming laag	Bovenkant laag (in meters t.o.v. NAP)	Onderkant laag (in meters t.o.v. NAP)
ophoogmateriaal	+ 1,4	-4,0
IJ-klei	-4,0	-6,5
zandhoudende klei	-6,5	-9,3
IJ-klei	-9,3	-12,5
basisveen	-12,5	-12,7
eerste zandlaag	-12,7	-15,0
zandhoudende klei	-15,0	-17,8
tweede zandlaag	-17,8	-30,0
Eemklei	-30,0	-62,0
derde zandlaag	-62,0	>>

TABEL I.2 Laagopbouw ten opzichte van NAP ter plaatse van het knelpunt Beurs van Berlage

Benaming laag	Bovenkant laag (in meters t.o.v. NAP)	Onderkant laag (in meters t.o.v. NAP)
ophoogmateriaal	+ 2,0	-5,2
Holland veen	-5,2	-11,8
Wad afzetting klei	-11,8	-14,0
eerste zandlaag	-14,0	-15,5
zandhoudende klei	-15,5	-18,0
tweede zandlaag	-18,0	-27,5
Eemklei	-27,5	-58,0
derde zandlaag	-58,0	>>

TABEL I.3 Laagopbouw ten opzichte van NAP ter plaatse van het knelpunt Industria / Madame Tussaud

In de bovenstaande tabellen zijn de hoogte van de bovenkant en de onderkant van de verschillende bodemlagen voor de beide knelpunten opgenomen. Uiteraard zijn deze hoogtes slechts globaal en kunnen zij over de lengte van het beschouwde tracé met enige decimeters verschillen.

Laag-nummer	Naam	γ_{droog} (kN/m ³)	γ_{nat} (kN/m ³)	ϕ' (°)	c_{cu} (kN/m ²)	c' (kN/m ²)	v	E_{50} (kN/m ²) *	C_1	C_2	A	$P_g - P_k$	k_{bed} (kN/m ³)
1A	Ophoging (Noord-C.S.)	15	18	25	-	0	0,3	3.000	-	-	-	-	5000
1B	Ophoging (C.S.-Zuid)	16	20	30	-	0	0,3	3.000	-	-	-	-	7500
2	Holland veen	-	10-11	20	2	2	0,35	500	10	4	20	5	1000
3	Oude zeelei	-	15	22,5	15	3	0,35	1.200	25	10	50	5	2000
4	Wad afzetting	-	17	27,5	8	2	0,3	4.500	50	20	100	5	2000
5	Hydrobiaklei "IJ-klei"	-	15,5	20	20-35	5	0,35	2.000	25	10	50	5	2000
6	Basisveen	-	11	20	10	5	0,35	1.500	20	5	20	5	1000
7	1 ^o zandlaag	-	20	32,5	-	0	0,3	30.000	-	-	-	5	15000
8	Alleröd	-	19	30	-	2	0,35	7.500	80	40	200	5	10000
8A	Klei, zandhoudend	-	18	30	80	2	0,35	5.000	80	40	200	5	10000
9	2 ^o zandlaag	-	20	35	-	0	0,3	70.000	-	-	-	5	35000
9A	Zand met kleilaagjes	-	20	32,5	-	0	0,3	40.000	-	-	-	5	20000
10	Eemklei	-	17	34	132	16,5	0,35	31.300	52	17	80	59	7500

TABEL I.4 Geotechnische parameters voorontwerp

$P_g - P_k$ (kN/m²)

P_g = grensspanning

P_k = terreinspanning

* Sterk afhankelijk van spanningsniveau. Globaal uitgaande van een spanningsniveau dat ligt rondom de terreinspanning.

Uiteraard zijn alle bovengenoemde waarden indicatief, ze zijn immers sterk afhankelijk van de te verwachten spanningspaden en kunnen niet los gezien worden van diverse rekenmethodes en/of computermodellen ten behoeve waarvan de parameters worden gebruikt. Bovendien wisselt de grondgesteldheid sterk waardoor afwijkingen in de parameters kunnen voorkomen. Deze afwijkingen kunnen grote consequenties voor de berekeningsresultaten hebben.

**BIJLAGE II. OVERZICHTSTEKENINGEN EN SONDERINGEN BEURS
VAN BERLAGE & INDUSTRIA / MADAME TUSSAUD**



229

690

691

881

882

883

373

639

371

640

368

587

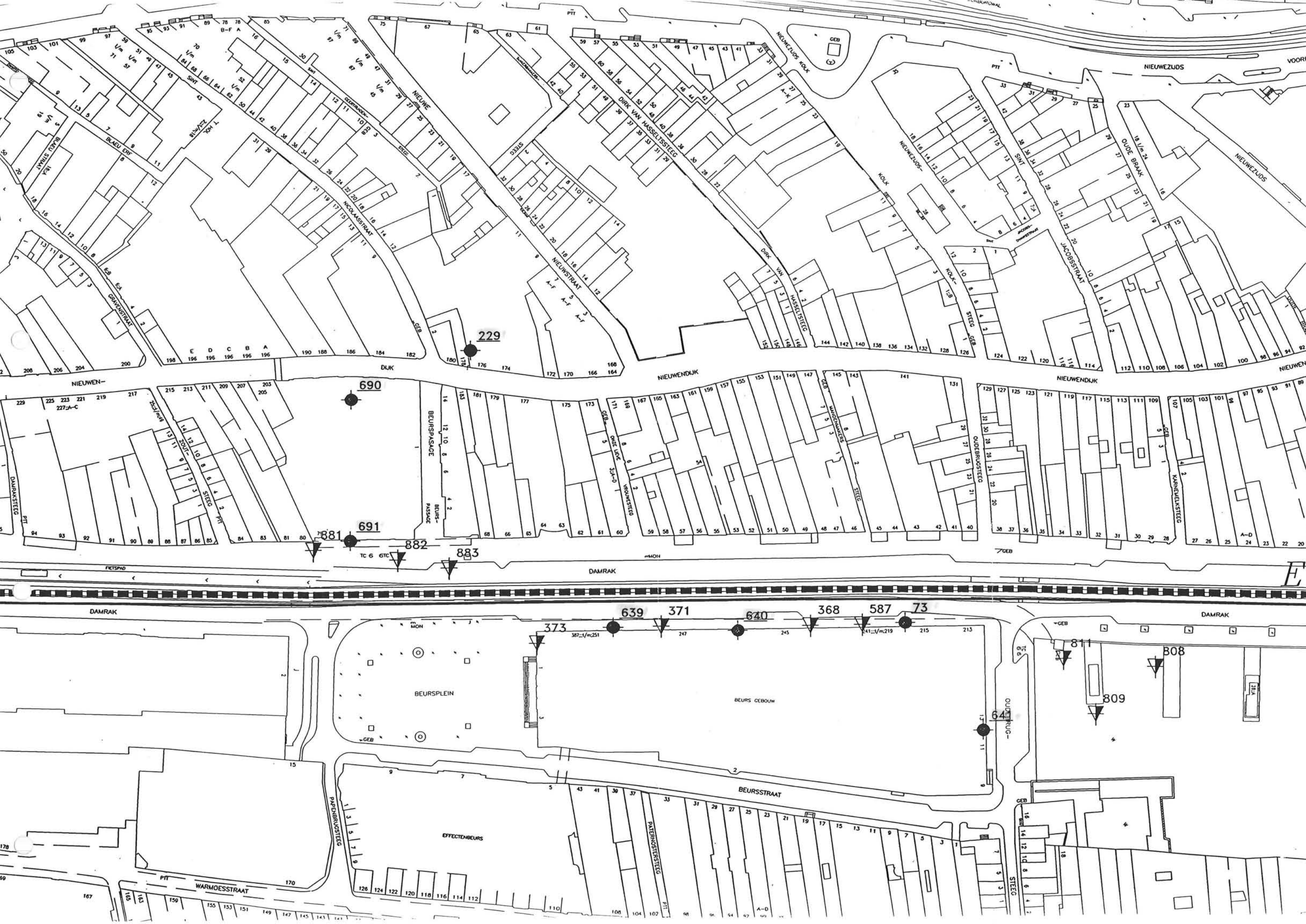
73

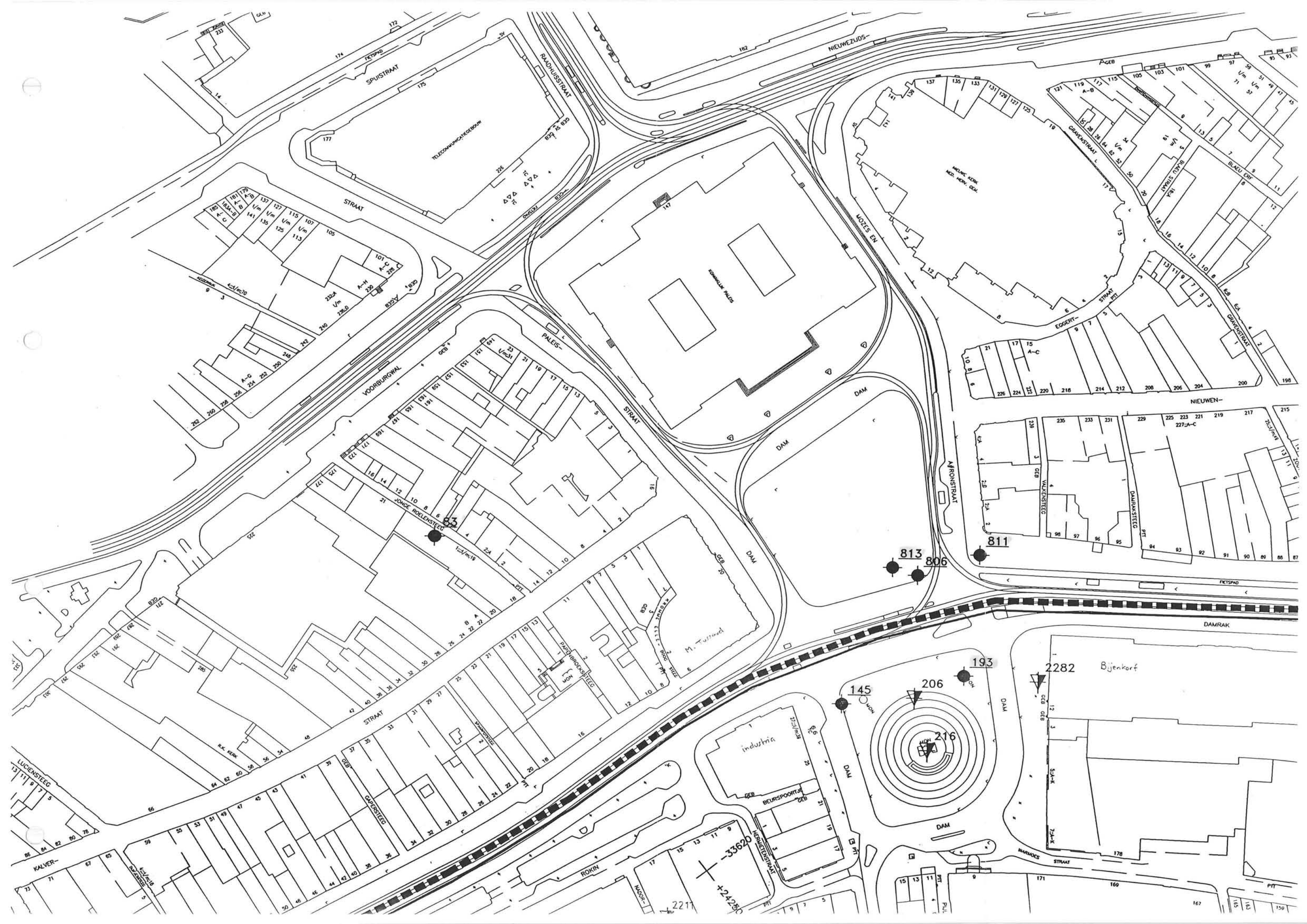
641

81

809

808





SPIJSTRAAT

TELECOMMUNICATIEBOUW

RADDUISSTRAAT

NIEUWEZUIDS

STRAAT

PALEISSTRAAT

KONINKLIJK PALEIS

DAM

VOORBURGWAAL

STRAAT

AFFRONSTRAAT

JONGE ROELENSTEEG

141/m/19

813

806

811

NIEUWEN-

DAMRAK

LUCIENSTEEG

STRAAT

CAPELSTEEG

industria

145

206

193

2282

Bijenkorf

216

KALVER-

ROKIN

33620

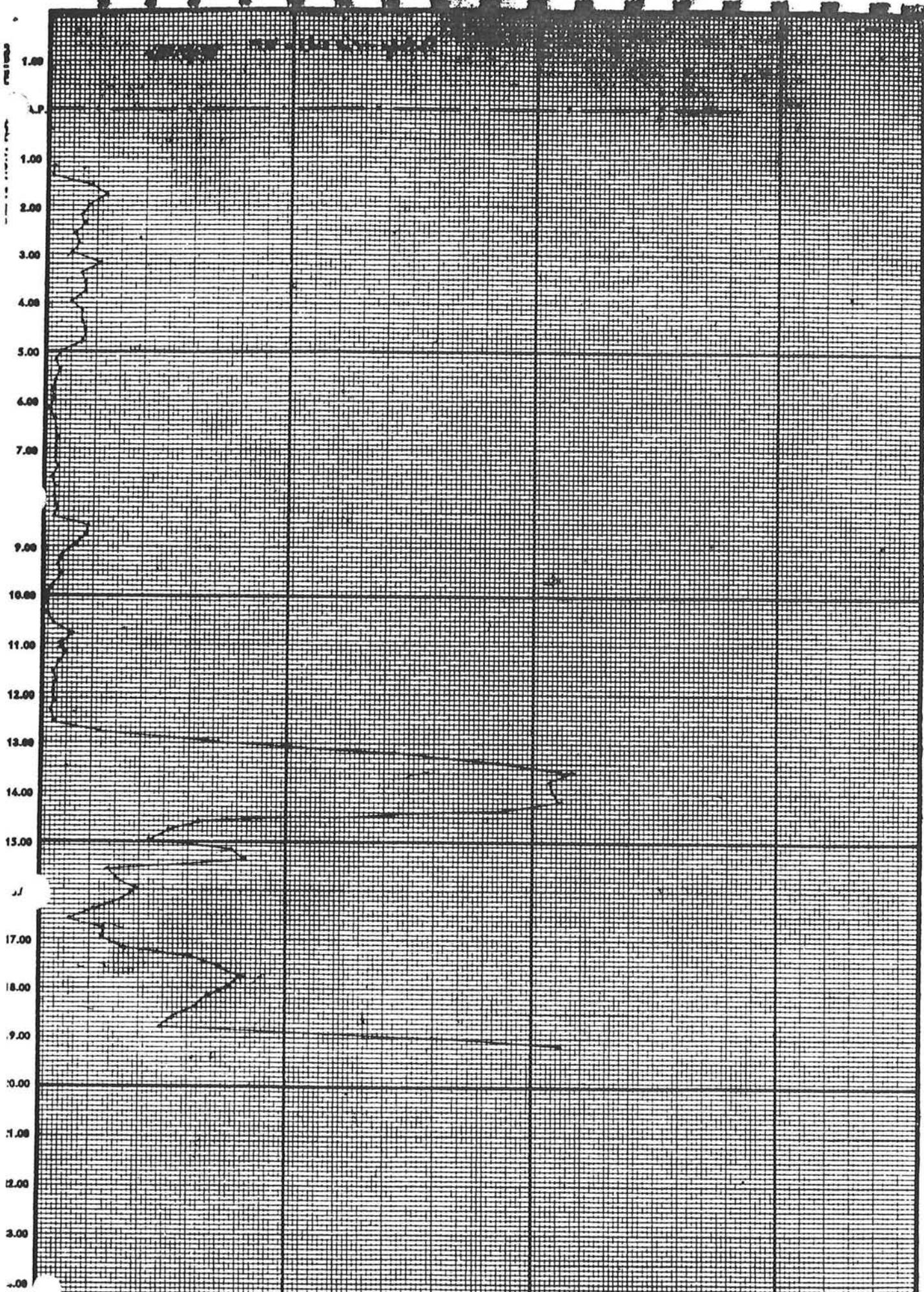
2217

x-24230

WAMMOES STRAAT

178

150



DIENT DER PUBLIEKE WERKEN
 AMSTERDAM
 BUREAU GRONDMECHANICA

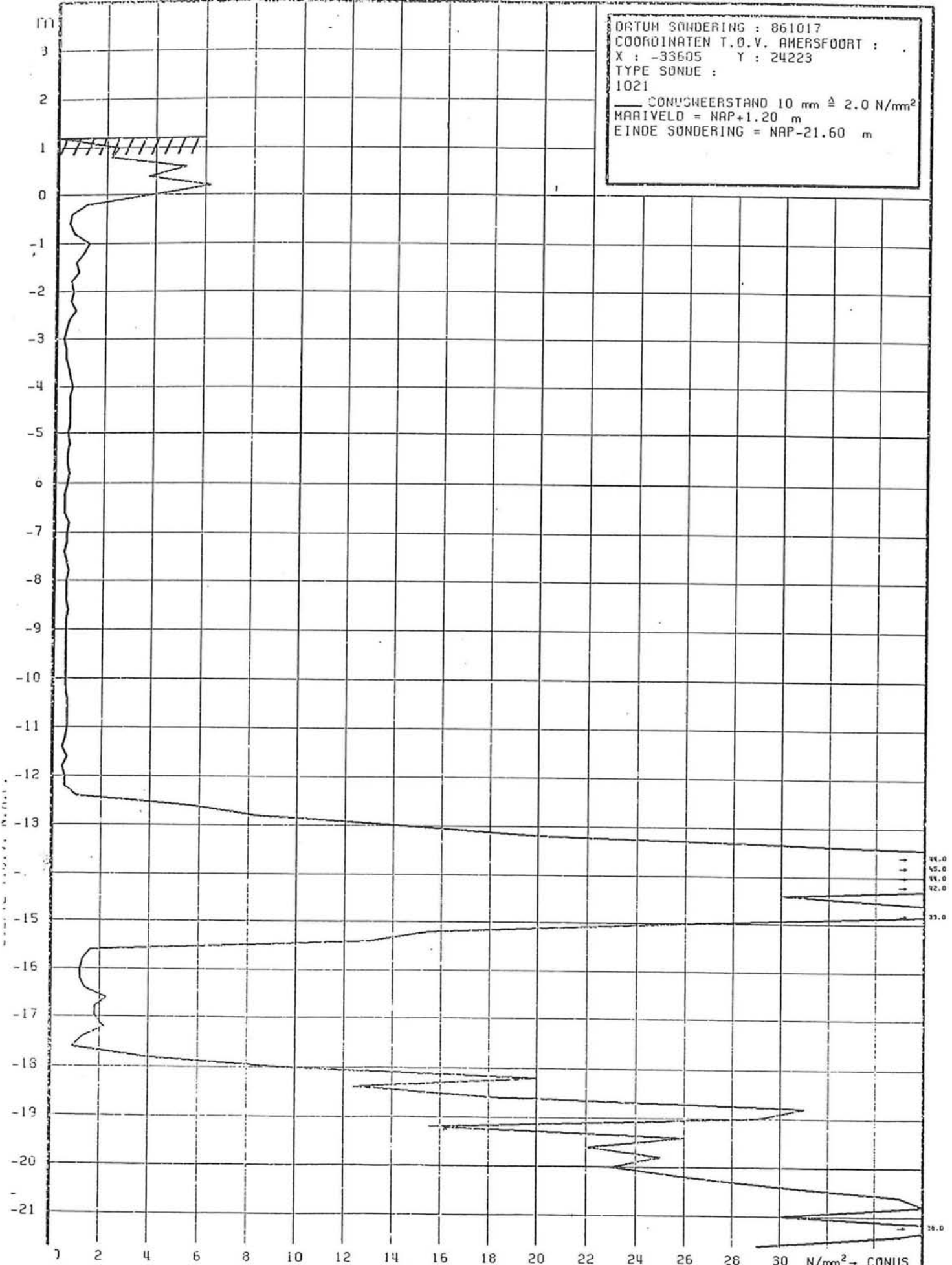
SONDERING
 Conusweerstand in kg/cm²

Gen. 1 27-3-56
 Gen. 1 28/5-56
 Gen. 1 28/3-56

Opdr. No. 491

▽ D6-373

DRTUM SONDERING : 861017
 COORDINATEN T.O.V. AMERSFOORT :
 X : -33605 Y : 24223
 TYPE SONDE :
 1021
 CONUSHEERSTAND 10 mm $\hat{=}$ 2.0 N/mm²
 MARVELD = NAP+1.20 m
 EINDE SONDERING = NAP-21.60 m



DIENST OPENBARE WERKEN AMSTERDAM TECHNISCHE STAF BUREAU GRONDMECHANICA	NES 27/HOEK PIETER JACOBZSTR.		GET. 051021	SONDEK.	OPDRACHT: 4245
	SONDERING		GEC. 861030	GEZ.	▼ D6-2211
			GEZ.	GEZ.	

BIJLAGE III.

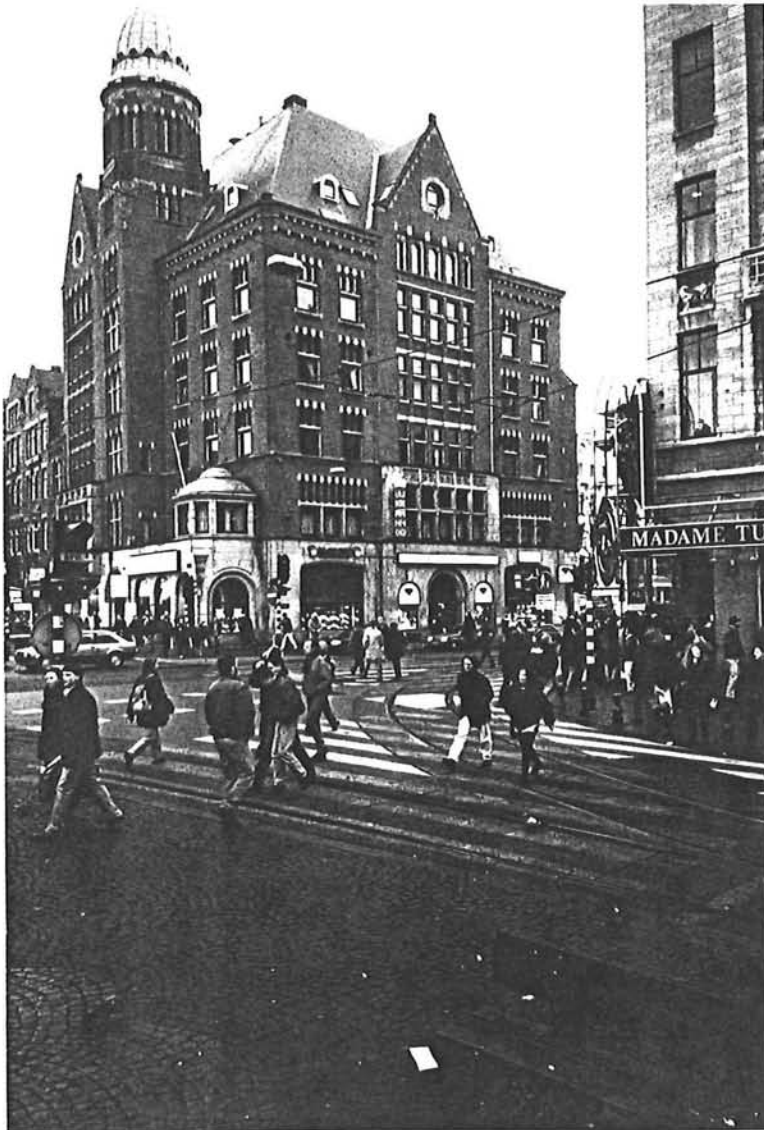
FOTO'S BEURS VAN BERLAGE, INDUSTRIA GE-
BOUW EN PEEK & CLOPPENBURG GEBOUW



Doorkijk Damrak (gezien vanuit CS richting Dam), links Beurs van Berlage, achter de trams is de contour van Madame Tussaud zichtbaar.



Gevel P&C gebouw, zijde Madame Tussaud, gezien vanaf Industria gebouw.



Industria gebouw.
Boven gezien van-
af het Rokin, links
gezien vanaf de
Dam



Beurs van Berlage, ingang Damrakzijde



Beurs van Berlage, recht van ingang Damrakzijde

1. Inleiding

De ontwikkeling van het EEM-programma PLAXIS is gestart aan de TU Delft in 1987. Hoewel het programma oorspronkelijk werd ontwikkeld voor de analyse van dijken, is het in de afgelopen jaren door investeringen van het bedrijfsleven en aanvullingen van gebruikers verder ontwikkeld tot een multi-functioneel programma ten behoeve van het oplossen van geotechnische problemen. Tot de mogelijkheden behoren ondermeer het gebruik van: 6- of 15 knoops driehoekselementen voor de opbouw van de mesh⁽¹⁾, interface elementen (ter bepaling van de interactie tussen grond en constructie), wanden, platen, verankeringen, geotextielen, tunnels en verschillende materiaalmodellen, waarvan het Mohr-Coulomb model het belangrijkste model is. Tevens kunnen grondwaterberekeningen en consolidatieberekeningen worden uitgevoerd.

PLAXIS wordt op dit moment (internationaal) beschouwd als één van de meest complete eindige elementen-methode pakketten voor gebruik bij geotechnische berekeningen.

2. Werking Eindige Elementen Methode

De eindige elementen methode werkt (globaal) volgens het principe van opdeling van de door de gebruiker opgegeven geometrie in een eindig aantal elementjes, die vervolgens de eigenschappen van het geheel waartoe zij behoren krijgen toebedeeld (in het geval van grond bijvoorbeeld de eigenschappen van de grondlaag). Vervolgens wordt een materiaalmodel gekozen en worden de materiaaleigenschappen van het elementje (de parameters) in de bij dit model behorende wetten ingevuld. Via verschillende iteratiestappen worden nu de ontbrekende parameters (spanningen en rekken) voor elk elementje berekend, op een dusdanige manier dat de uitkomsten voor de elementjes samen weer één sluitend geheel vormen. Door nu genoeg elementjes (en dus knopen) te kiezen kan de werkelijkheid (in feite oneindig veel elementjes en knopen) heel redelijk worden benaderd. De keuze van het materiaalmodel is afhankelijk van de beschouwde soort materiaal en wordt in de volgende paragraaf behandeld.

3. Materiaalmodellen, overzicht en keuze

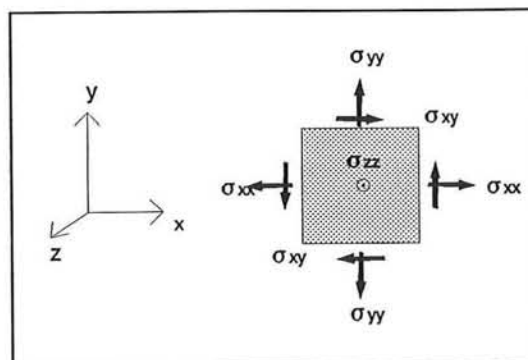
PLAXIS kent verschillende materiaalmodellen. Deze modellen benaderen het niet-lineaire gedrag van grond tot een zekere orde van nauwkeurigheid. Het *elastische model* heeft hierbij een eerste orde nauwkeurigheid, en is daarom slechts geschikt als ruwe indicatie. Het *Mohr-Coulomb model* heeft een tweede orde nauwkeurigheid en het *advanced Mohr-Coulomb model* heeft een derde orde nauwkeurigheid (spanning-afhankelijkheid van de Glijdingsmodulus en een kritieke dichtheid waarbij dilatantie stopt). Verder zijn er nog: het *PLAXIS Cap model*, dat in grond met normaal consolidatie gedrag kan worden gezien als een vierde orde benadering; het *Drucker-Prager model*, dat is toegevoegd om een vergelijking te kunnen maken met andere EEM pakketten die dit model gebruiken en het *Cam-Clay model*, dat nog niet voldoende is geperfectioneerd en daarom in sommige gevallen problemen kan geven bij een onregelmatige opbouw van de mesh⁽²⁾. Er zijn drie redenen waarom bij de berekeningen voor deze scriptie is gekozen voor het

⁽¹⁾ De mesh is de geometrie die door de gebruiker is opgegeven om het praktijk-probleem te schematiseren (laagsgewijze opbouw van de bodem, paal-/staalfunderingen, tunnels e.d.)

⁽²⁾ Deze informatie is gebaseerd op de toelichting in de handleiding van PLAXIS v5.3. In de handleiding van v6.0 wordt over deze bezwaren niet meer gesproken. Het tijdstip waarop v6.0 voor mij beschikbaar kwam liet, gezien de beperkte tijd, het toepassen van een ander materiaalmodel niet meer toe.

Mohr-Coulomb model (*Model = 2*):

- 1) in het algemeen geldt dat een hogere orde van nauwkeurigheid meer/nauwkeuriger informatie betreffende parameters vereist en de materiaalmodellen van PLAXIS vormen hierop zeker geen uitzondering; aangezien de modellen met hogere nauwkeurigheid dan de tweede orde parameters vereisen waarin nog onvoldoende inzicht is, lijkt het weinig zinvol dergelijke nauwkeurige modellen te gebruiken; bovendien is het Mohr-Coulomb model wijd verbreid en algemeen geaccepteerd als een zeer betrouwbaar model;
- 2) de parameters die in het Mohr-Coulomb model moeten worden ingevoerd zijn op dit moment wel bekend, maar nieuw te plegen bodemonderzoek zou deze parameters kunnen wijzigen (de bodemopbouw is relatief onregelmatig); dit en het feit dat de bodemopbouw toch al moet worden geschematiseerd maken dat berekeningen met een hoge nauwkeurigheid hun meerwaarde verliezen;
- 3) een hogere orde nauwkeurigheid vereist een grotere rekentijd; dit kan vooral bij een mesh van grote afmetingen leiden tot reketijden van enkele tientallen minuten tot enkele uren; dit werd gezien de voor het afstuderen beschikbare tijd niet wenselijk geacht; aangezien voor dit onderzoek nogal wat varianten moeten worden doorgerekend, wordt voorlopig met een tweede orde nauwkeurigheid volstaan; de definitieve variant/oplossing kan dan altijd nog met andere modellen worden doorgerekend, mits de opbouw van de mesh dat toelaat, er voldoende nauwkeurige parameters beschikbaar zijn en de resultaten hiertoe aanleiding geven.



FIGUUR IV.1 Spanningsnotatie Mohr-Coulomb model

4. Mohr-Coulomb model

De reden dat het Mohr-Coulomb model in PLAXIS is gekozen als standaard model, in plaats van het Drucker-Prager, ligt in het feit dat het laatste model een zeer onnauwkeurige beschrijving van het bezwikkoppervlak geeft voor hoge waarden van de hoek van inwendige wrijving.

In figuur IV.1 staat de spanningsnotatie aangegeven die door PLAXIS wordt gebruikt en die ook in deze scriptie zal worden gebruikt.

Voor elastisch materiaalgedrag wordt de wet van Hooke gebruikt die de relatie geeft tussen spanningen en rekken. Hieronder staat deze voor de verschillende richtingen vermeld.

Voor het elastisch ideaal-plastische materiaalgedrag wordt uitgegaan van de opdeling van de rek in een elastisch deel en een plastisch deel: $\epsilon = \epsilon^p + \epsilon^e$. Om nu te bepalen wanneer de elastische rek zal stoppen en plastische rek zal optreden, is de bezwijk- of vloeifunctie ingevoerd. Deze functie geeft bij gebruik van het Mohr-Coulomb model afhankelijk van de spanningen, cohesie, hoek van inwendige wrijving en dilatantiehoek aan of de grond al dan niet vloeit. De betreffende formules voor de hoofdspansingsrichtingen staan hieronder weergegeven. Voor meer diepgaande informatie wordt verwezen naar het collegedictaat b27 (zie Lit.[18]). Zolang de spanningen binnen de grenzen van de vloeifunctie blijven, is het materiaalgedrag dus elastisch. Wordt een van de vloedgrenzen overschreden dan treedt plastische rek op.

$$\Delta \sigma'_{xx} = \frac{-2G}{1-2\nu} [(1-\nu')\Delta \epsilon_{xx} + \nu'(\Delta \epsilon_{yy} + \Delta \epsilon_{zz})]$$

$$\Delta \sigma'_{yy} = \frac{-2G}{1-2\nu} [(1-\nu')\Delta \epsilon_{yy} + \nu'(\Delta \epsilon_{xx} + \Delta \epsilon_{zz})]$$

$$\Delta \sigma'_{zz} = \frac{-2G}{1-2\nu} [(1-\nu')\Delta \epsilon_{zz} + \nu'(\Delta \epsilon_{xx} + \Delta \epsilon_{yy})]$$

$$\Delta \sigma'_{xy} = 2G\Delta \epsilon_{xy}$$

$$f_1 = \frac{1}{2} |\sigma_2 - \sigma_3| + \frac{1}{2} (\sigma_2 + \sigma_3) \sin \phi - c \cos \phi$$

$$f_2 = \frac{1}{2} |\sigma_3 - \sigma_1| + \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi - c \cos \phi$$

$$f_3 = \frac{1}{2} |\sigma_1 - \sigma_2| + \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) \sin \phi - c \cos \phi$$

waarbij: $f < 0$ en $\delta f / \delta t \neq 0$: zuiver elastisch gedrag
 $f = 0$ en $\delta f / \delta t < 0$: ontlasten vanuit plastische toestand
 $f = 0$ en $\delta f / \delta t = 0$: elasto-plastisch gedrag

De bijbehorende plastische potentiaalfunctie's voor niet-geassocieerde vloeï ($\Psi \neq \phi$) zijn:

$$g_1 = \frac{1}{2} |\sigma_2 - \sigma_3| + \frac{1}{2} (\sigma_2 + \sigma_3) \sin \Psi$$

$$g_2 = \frac{1}{2} |\sigma_3 - \sigma_1| + \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \Psi$$

$$g_3 = \frac{1}{2} |\sigma_1 - \sigma_2| + \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) \sin \Psi$$

Toelichting van de door het Mohr-Coulomb model gebruikte parameters:

Glijdingsmodulus [G] = (kracht / oppervlak)

De bij grond gebruikte glijdingsmodulus, $G = E / 2 (1 + \nu)$, betreft over het algemeen de secant modulus, oftewel de G_{50} , omdat grond reeds in een vroeg stadium niet lineair gedrag vertoont. Gebruik van de G_0 (of E_0) zou dan een hogere materiaalstijfheid geven dan werkelijk

wordt aangetroffen. De toename van de stijfheid van de grond met de diepte wordt standaard slechts door het *advanced Mohr-Coulomb model* meegenomen.

Dwarscontractie-coëfficiënt (Poisson) [v] = (-)

Over het algemeen heeft ν voor grond een waarde tussen de 0,3 en 0,4. In PLAXIS mag maximaal een ν van 0,495 worden ingevoerd, omdat een ν van 0,5 tot numerieke instabiliteit zou leiden ($1-2\nu=0$).

Hoek van inwendige wrijving of Wrijvingshoek [ϕ] = (°)

Wrijvingshoeken groter dan 35° leiden bij PLAXIS tot grote reketijden. De reketijd neemt namelijk meer dan exponentieel toe met de toename van de wrijvingshoek.

Cohesie [c] = (kracht / oppervlak)

Bij het voorkomen van cohesieloze (zand)lagen in de bodem ($c=0$) strekt het tot de aanbeveling om PLAXIS toch met een cohesie van 1 kPa te laten rekenen. Bovendien komen echt cohesieloze materialen in de praktijk slechts zelden voor.

Dilatantiehoek [Ψ] = (°)

Voor losgepakte klei- en siltgronden geldt $\Psi \approx 0$. De dilatantie van zandgronden is afhankelijk van de pakkingsdichtheid en de gradatie. Hier is de vuistregel: $\Psi \approx \phi - 30^\circ$ aangehouden.

BIJLAGE V.

STAPSGEWIJZE INVOER IN PLAXIS EN ANALYSE
INVLOED ZWELEFFECT

1. Stapsgewijze invoer in PLAXIS

Bij het opzetten van de mesh voor PLAXIS is met de volgende zaken rekening gehouden:

- er is ruimte voor het aanbrengen van een wand door het opnemen van verticale raaien tussen paalpunt en tunnelwand; op zo'n raai kan een wand worden geplaatst waarvan naar wens de eigenschappen kunnen worden veranderd, om zo een wand van verschillende lengte en stijfheid te kunnen simuleren;
- er zijn raaien van één meter breed opgenomen in combinatie met een stijve plaat ter hoogte van de eerste of tweede zandlaag om een paalgroep te simuleren;
- behalve horizontale lijnen om de grondlagen aan te geven, zijn ook horizontale lijnen gebruikt om de mesh te verfijnen ter plaatse van de beoogde tunnels en ter plaatse van de onderzijde van de fundering (= bovenkant zandlaag) van de belendingen;
- rekenen met de 15-knoops methode was niet mogelijk, omdat de bovenstaande verfijningen van de mesh een grotere matrix zouden opleveren dan het programma aankan; de nu gebruikte 6-knoops methode is minder nauwkeurig, maar door de vele verfijningen in de mesh wordt dit bezwaar grotendeels opgeheven; de gebruikte 6-knoops mesh kon niet verder worden verfijnd, dit wederom vanuit het oogpunt van reken-capaciteit van het PLAXIS-programma.

Hieronder wordt stapsgewijs een overzicht gegeven van de handelingen die in PLAXIS moeten worden verricht om de basis voor de verdere berekeningen te genereren. De nummers tussen haakjes verwijzen naar de nummers in het betreffende menu. Hieronder betreft het steeds handelingen in het (1) *input* menu.

- 1 Bij (1.1) *mesh generation* wordt één (1.1.1) *meshblock* gegenereerd door het invoeren van alle coördinaten van de knopen, in (1.1.2) *plates* worden de paalpunten aangebracht, in (1.1.4) *interface elements* worden interfaces ter plaatse van deze punten aangebracht en tot slot worden bij (1.1.6) *circular tunnels* de twee tunnels ingevoerd volgens onderstaande tabel. Vervolgens past PLAXIS de mesh aan op een dusdanige manier dat de tunnels in het raster worden ingepast. Het is hierbij belangrijk dat de top van de tweede zandlaag als plaatsvast wordt aangemerkt, zodat deze bij het *remeshen* niet wordt vervormd. De $x=0$ coördinaat ligt precies tussen de twee tunnels, de y -coördinaten zijn overeenkomstig de hoogte in meters ten opzichte van NAP. Hieronder staan als voorbeeld de gegevens voor het knelpunt Beurs van Berlage. Wanneer verderop ter illustratie cijfermatige voorbeelden worden aangehaald zullen deze steeds dit knelpunt betreffen.

tunnel nummer	x (m)	y (m)	r (m)	% vol.verlies
1	-5,0	-20,0	3,25	1,0
2	+5,0	-20,0	3,25	1,0

TABEL IV.1 Positie boortunnels

- 2 Bij (1.2) *boundary conditions* worden de (1.2.1) *prescribed displacements* op *default* gezet, zodat de mesh aan de onderzijde in x - en y -richting, en aan de zijkanten in x -richting gefixeerd is.
- 3 Bij (1.3) *material properties* worden in (1.3.1) *data soil sets* 8 grondlagen opgegeven, waarvan er 6 echt zijn en 2 fictief. Hiervoor zijn de gegevens uit tabel I.4 gebruikt. De zevende laag heeft als bijzondere eigenschap dat het piëzometrisch niveau van deze laag op 1000 meter onder het nul-niveau ligt. Op de reden hiervoor (droogzetten tunnel) wordt verderop teruggekomen. De achtste laag betreft de elastische interface rond de tunnel. De eigenschappen van de tunnels, de paalpunten en de wanden worden ingevoerd bij (1.3.2) *plates* volgens de onderstaande tabel (wanden variabel).

	tunnel	paalpunt
EI (kNm ²)	1,07e5	1e7
EA (kN)	1,05e6	1e9
v	0,20	0
M _{max}	1,5e3	1e10
w (kN/m ²)	10,5	140 / 500

TABEL IV.2 Eigenschappen tunnelling en paalplaten

Met behulp van de optie (1.3.4) *interface elements* worden de eigenschappen van de tunnel verandert in die van de elastische grond.

- 4 Bij (1.4) *groundwater conditions* worden de (1.4.1) *initial pore pressures* d.m.v. een freatische lijn ingevoerd. Vervolgens worden de eigenschappen van deze freatische lijn naar alle grondlagen gekopieerd en wordt voor de eerste en tweede zandlaag de stijghoogte conform tabel 1.5 gewijzigd. Bij laag 7 wordt het freatisch vlak op -1000 meter gelegd. Tot slot worden de initiële poriedrukken gegenereerd.
- 5 Bij (1.5) *initial mesh configuration* worden de tunnels, paalpunten en wanden "uit" gezet.
- 6 Bij (1.7) *set load displacements curves* wordt voor enkele punten aangegeven dat hiervan later grafieken beschikbaar moeten zijn.
- 7 Om nu de initiële spanningen in de grond op te wekken wordt in het (2) *calculations* menu een (2.3.2) *plastische berekening* uitgevoerd met het Mohr-Coulomb model. Hierbij wordt slechts het gewicht van de grond en het water in rekening gebracht. De uitkomst hiervan geeft de uitgangssituatie voor de verdere berekeningen. Het is wel zeer belangrijk dat bij de volgende rekenstap de verplaatsingen weer op nul worden gezet, zodat de opgewekte spanningen van toepassing zijn op de oorspronkelijke mesh. De resultaten van deze berekening worden voor verder gebruik opgeslagen in het bestand **BVBBASIS**.
Een andere mogelijkheid is het gebruik van *initial stresses*. Deze optie werkt sneller, maar er moet wel goed worden gelet op het opnieuw initiëren van de waterspanningen voordat men deze optie gebruikt. Het programma geeft geen foutmelding als men dit vergeet, maar wel ongebruikelijke uitkomsten!

Om de aanleg van een tunnel goed te kunnen schematiseren met PLAXIS moet een getrapte uitvoering worden gehanteerd. Globaal bestaat deze voor een tunnel uit vier stappen, namelijk:

- 1 het "aanzetten" van de tunnelling;
- 2 het verwijderen van de grond binnen de tunnelling;
- 3 het verwijderen van het water uit de tunnel;
- 4 het aanbrengen van het volumeverlies.

De eerste drie stappen kunnen gezamenlijk worden uitgevoerd in één rekenslag, de vierde stap moet apart worden uitgevoerd. Hieronder volgt een korte toelichting.

- ad. 1,2 Door bij (2.3.2) te kiezen voor een *staged construction*, kan de tunnelling worden aangezet en kunnen de grondelementen binnen de tunnel worden verwijderd.
- ad. 3 Het verwijderen van het water kan slechts door in het (1) *input* menu de eigenschappen van de (reeds verwijderde !!) grond binnen de tunnelling te wijzigen in die van laag 7 (1.3.2). Deze laag heeft een stijghoogte van -1000 meter, zodat de laag als het ware geen water bevat. Vervolgens moeten de (1.4.1) *initial pore pressures* opnieuw worden gegenereerd.
- ad. 4 Het volumeverlies wordt aangebracht door te kiezen voor een *staged construction*, waarbij de verplaatsingen opgelegd door het volumeverlies worden geïnitieerd.

Wanneer de aanleg van de wanden en de paalpunten moet worden geschematiseerd, wordt voor de bovengenoemde stappen, een rekenstap uitgevoerd waarbij de wanden en paalpunten worden "aangezet".

2. Analyse invloed zweleffect

Om de invloed van de zwelling van de Eemklei op de verplaatsingen tegen te gaan kunnen de verplaatsingen van de meshknopen na het aanzetten van de lining, het verwijderen van de grond en het verwijderen van het water op nul worden gezet. Op die manier wordt hoofdzakelijk de invloed van het volumeverlies geregistreerd, zodat een vergelijk kan worden gemaakt met de empirische en analytische berekeningen. De invloed van het uitschakelen van het zweleffect wordt in paragraaf 6.3.5.6 behandeld.

PROCEDURE INVOER EEMKLEILAAG MET ZWELEFFECT

Eerst de *linker*⁽¹⁾ tunnel boren (bestand: **LINKS**)

De volgorde is dan:

- Links lining aan, grond eruit
- Links water eruit
- Links volumeverlies aanbrengen
- Rechts lining aan, grond eruit
- Rechts water eruit
- Rechts volumeverlies aanbrengen

Eerst de *rechter* tunnel boren (bestand: **RECHTS**)

De volgorde is dan:

- Rechts lining aan, grond eruit
- Rechts water eruit
- Rechts volumeverlies aanbrengen
- Links lining aan, grond eruit
- Links water eruit
- Links volumeverlies aanbrengen

PROCEDURE INVOER EEMKLEILAAG ZONDER ZWELEFFECT

Eerst de *linker* tunnel boren (bestand: **BVBLIN_0**)

De volgorde is dan:

- Links lining aan, grond eruit en Rechts lining aan, grond eruit
- Links water eruit en Rechts water eruit
- Zet verplaatsingen op nul
- Links volumeverlies aanbrengen
- Rechts volumeverlies aanbrengen

Eerst de *rechter* tunnel boren (bestand: **BVBREC_0**)

De volgorde is dan:

- Links lining aan, grond eruit en Rechts lining aan, grond eruit
- Links water eruit en Rechts water eruit
- Zet verplaatsingen op nul
- Rechts volumeverlies aanbrengen
- Links volumeverlies aanbrengen

N.B. Uit nader onderzoek blijkt dat het water en de grond tegelijk uit de tunnel kunnen worden gehaald!

Tegelijk boren van de *linker* en *rechter* tunnel (bestand: **LINREC_0**)

De volgorde is dan:

- Links en Rechts lining aan, grond eruit en water eruit
- Zet verplaatsingen op nul
- Links en Rechts volumeverlies aanbrengen

⁽¹⁾ Met linker tunnel wordt hier steeds de tunnel bedoelt die links ligt in de verticale doorsnede gezien vanuit het noorden.

BIJLAGE VI. INVOERGEGEVENS CASE 1A EN CASE 1B T.B.V. PLAXIS.

SOIL	PLAXIS 6.00	ROCK
User : Witteveen + Bos		Date: 1-3-96
Project: Case 1a Beurs van Berlage		Problem: BVBBASIS Step: 0
Units : Length [m], Force [kN], Time [s]		
Output : Grid coordinates		

Mesh block 1 of 1 Page : 1 of 6

Node	Side 1		Node	Side 2	
	X	Y		X	Y
1	-5.000E+01	-6.200E+01	1	-5.000E+01	-6.200E+01
2	-5.000E+01	-5.250E+01	2	-4.000E+01	-6.200E+01
3	-5.000E+01	-4.500E+01	3	-3.100E+01	-6.200E+01
4	-5.000E+01	-3.750E+01	4	-2.275E+01	-6.200E+01
5	-5.000E+01	-3.000E+01	5	-1.625E+01	-6.200E+01
6	-5.000E+01	-2.750E+01	6	-1.525E+01	-6.200E+01
7	-5.000E+01	-2.500E+01	7	-1.375E+01	-6.200E+01
8	-5.000E+01	-2.250E+01	8	-1.100E+01	-6.200E+01
9	-5.000E+01	-2.000E+01	9	-8.500E+00	-6.200E+01
10	-5.000E+01	-1.780E+01	10	-6.000E+00	-6.200E+01
11	-5.000E+01	-1.640E+01	11	-3.750E+00	-6.200E+01

Mesh block 1 of 1 Page : 2 of 6

Node	Side 1		Node	Side 2	
	X	Y		X	Y
12	-5.000E+01	-1.500E+01	12	-1.750E+00	-6.200E+01
13	-5.000E+01	-1.270E+01	13	0.000E+00	-6.200E+01
14	-5.000E+01	-9.300E+00	14	1.750E+00	-6.200E+01
15	-5.000E+01	-6.500E+00	15	4.000E+00	-6.200E+01
16	-5.000E+01	-4.000E+00	16	6.450E+00	-6.200E+01
17	-5.000E+01	1.400E+00	17	8.750E+00	-6.200E+01
18			18	1.175E+01	-6.200E+01
19			19	1.475E+01	-6.200E+01
20			20	1.775E+01	-6.200E+01
21			21	2.100E+01	-6.200E+01
22			22	2.600E+01	-6.200E+01

Mesh block 1 of 1 Page : 3 of 6

Node	Side 1		Node	Side 2	
	X	Y		X	Y
			23	3.300E+01	-6.200E+01
			24	4.000E+01	-6.200E+01
			25	5.000E+01	-6.200E+01

Mesh block 1 of 1 Page : 4 of 6

Node	Side 3		Node	Side 4	
	X	Y		X	Y
1	5.000E+01	-6.200E+01	1	-5.000E+01	1.400E+00
2	5.000E+01	-5.250E+01	2	-4.000E+01	1.400E+00
3	5.000E+01	-4.500E+01	3	-3.100E+01	1.400E+00
4	5.000E+01	-3.750E+01	4	-2.275E+01	1.400E+00
5	5.000E+01	-3.000E+01	5	-1.625E+01	1.400E+00
6	5.000E+01	-2.750E+01	6	-1.525E+01	1.400E+00
7	5.000E+01	-2.500E+01	7	-1.375E+01	1.400E+00
8	5.000E+01	-2.250E+01	8	-1.100E+01	1.400E+00
9	5.000E+01	-2.000E+01	9	-8.500E+00	1.400E+00
10	5.000E+01	-1.780E+01	10	-6.000E+00	1.400E+00
11	5.000E+01	-1.640E+01	11	-3.750E+00	1.400E+00

Mesh block 1 of 1 Page : 5 of 6

Node	Side 3		Node	Side 4	
	X	Y		X	Y
12	5.000E+01	-1.500E+01	12	-1.750E+00	1.400E+00
13	5.000E+01	-1.270E+01	13	0.000E+00	1.400E+00
14	5.000E+01	-9.300E+00	14	1.750E+00	1.400E+00
15	5.000E+01	-6.500E+00	15	4.000E+00	1.400E+00
16	5.000E+01	-4.000E+00	16	6.450E+00	1.400E+00
17	5.000E+01	1.400E+00	17	8.750E+00	1.400E+00
18			18	1.175E+01	1.400E+00
19			19	1.475E+01	1.400E+00
20			20	1.775E+01	1.400E+00
21			21	2.100E+01	1.400E+00
22			22	2.600E+01	1.400E+00

Mesh block 1 of 1 Page : 6 of 6

Node	Side 3		Node	Side 4	
	X	Y		X	Y
			23	3.300E+01	1.400E+00
			24	4.000E+01	1.400E+00
			25	5.000E+01	1.400E+00

SOIL	PLAXIS 6.00	ROCK
User : Witteveen + Bos		Date: 1-3-96
Project: Case la Beurs van Berlage		Problem: BVBBASIS Step: 0
Units : Length [m], Force [kN], Time [s]		
Output : Material data sets		

Material set 1
Model : Drained Mohr-Coulomb
Title : (10) Bemklei

General properties	Model parameters
Y-Top : -30.0000	Nu : 0.3500
W-dry : 0.0000	G-layer : 1.159E+04
W-wet : 17.0000	E-layer : 3.130E+04
Perm-x : 0.0000	c-layer : 16.0000
Perm-y : 0.0000	c-depth : 0.0000
	phi : 34.0000
	psi : 4.0000
	[x] Tension cut-off
Interface properties	
R-perm-N: 1.0000	
R-perm-S: 0.0000	
R-inter : 0.6700	

Material set 2
Model : Drained Mohr-Coulomb
Title : (9) 2e zandlaag

General properties	Model parameters
Y-Top : -17.8000	Nu : 0.3000
W-dry : 0.0000	G-layer : 2.692E+04
W-wet : 20.0000	E-layer : 7.000E+04
Perm-x : 0.0000	c-layer : 1.0000
Perm-y : 0.0000	c-depth : 0.0000
	phi : 35.0000
	psi : 5.0000
	[x] Tension cut-off
Interface properties	
R-perm-N: 1.0000	
R-perm-S: 0.0000	
R-inter : 0.6700	

Material set 3
Model : Drained Mohr-Coulomb
Title : (8a) Klei, zandhoudend

General properties	Model parameters
Y-Top : -15.0000	Nu : 0.3500
W-dry : 0.0000	G-layer : 1851.8519
W-wet : 18.0000	E-layer : 5000.0000
Perm-x : 0.0000	c-layer : 2.0000
Perm-y : 0.0000	c-depth : 0.0000
	phi : 30.0000
	psi : 0.0000
	[x] Tension cut-off
Interface properties	
R-perm-N: 1.0000	
R-perm-S: 0.0000	
R-inter : 0.6700	

Material set 4
Model : Drained Mohr-Coulomb
Title : (7) 1e zandlaag

General properties	Model parameters
Y-Top : -12.7000	Nu : 0.3000
W-dry : 0.0000	G-layer : 1.154E+04
W-wet : 20.0000	E-layer : 3.000E+04
Perm-x : 0.0000	c-layer : 1.0000
Perm-y : 0.0000	c-depth : 0.0000
	phi : 32.5000
	psi : 2.5000
	[x] Tension cut-off
Interface properties	
R-perm-N: 1.0000	
R-perm-S: 0.0000	
R-inter : 0.6700	

Material set 5
Model : Drained Mohr-Coulomb
Title : (5) IJ-klei

General properties	Model parameters
Y-Top : -9.3000	Nu : 0.3500
W-dry : 0.0000	G-layer : 740.7407
W-wet : 15.5000	E-layer : 2000.0000
Perm-x : 0.0000	c-layer : 5.0000
Perm-y : 0.0000	c-depth : 0.0000
	phi : 20.0000
	psi : 0.0000
	[x] Tension cut-off
Interface properties	
R-perm-N: 1.0000	
R-perm-S: 0.0000	
R-inter : 0.6700	

Material set 6
Model : Drained Mohr-Coulomb
Title : (1b) Ophoging CS-Z

General properties	Model parameters
Y-Top : 1.4000	Nu : 0.3000
W-dry : 16.0000	G-layer : 1153.8462
W-wet : 20.0000	E-layer : 3000.0000
Perm-x : 0.0000	c-layer : 1.0000
Perm-y : 0.0000	c-depth : 0.0000
	phi : 25.0000
	psi : 0.0000
	[x] Tension cut-off
Interface properties	
R-perm-N: 1.0000	
R-perm-S: 0.0000	
R-inter : 0.6700	

Material set 7
 Model : Drained Mohr-Coulomb
 Title : Virtueel (2e z.l. zonder water)

General properties
 Y-Top : 1.4000
 W-dry : 0.0000
 W-wet : 20.0000
 Perm-x : 0.0000
 Perm-y : 0.0000

Interface properties
 R-perm-N: 1.0000
 R-perm-S: 0.0000
 R-inter : 0.6700

Model parameters
 Nu : 0.3000
 G-layer : 2.692E+04
 E-layer : 7.000E+04
 c-layer : 1.0000
 c-depth : 0.0000
 phi : 35.0000
 psi : 5.0000
 [x] Tension cut-off

Material set 8
 Model : Drained Linear elastic
 Title : Virtueel (elas. interface)

General properties
 Y-Top : 1.4000
 W-dry : 0.0000
 W-wet : 20.0000
 Perm-x : 0.0000
 Perm-y : 0.0000

Interface properties
 R-perm-N: 1.0000
 R-perm-S: 0.0000
 R-inter : 0.6700

Model parameters
 Nu : 0.3000
 G-layer : 2692.3077
 E-layer : 7000.0000
 c-layer : -----
 c-depth : -----

Units : EI = kNm²/m, EA = kN/m, M = kNm/m, N = kN/m

Chain	EI	EA	d	Nu	Mp	Np	w
1	1.07E+05	1.05E+07	3.50E-01	0.200	1.50E+03	1.49E+04	1.05E+01
2	1.07E+05	1.05E+07	3.50E-01	0.200	1.50E+03	1.49E+04	1.05E+01
3	1.00E+05	1.00E+07	3.46E-01	0.200	1.00E+05	1.00E+06	1.40E+02
4	7.03E+05	1.50E+07	7.50E-01	0.200	3.00E+02	1.39E+03	2.40E+01

SOIL	PLAXIS 6.00	ROCK
User : Witteveen + Bos	Date: 1-3-96	
Project: Case 1b Industria / Madame Tussaud	Problem: IMTBASIS Step: 0	
Units : Length [m], Force [kN], Time [s]		
Output : Grid coordinates		

Mesh block 1 of 1 Page : 1 of 6

Node	Side 1		Node	Side 2	
	X	Y		X	Y
1	-5.000E+01	-5.800E+01	1	-5.000E+01	-5.800E+01
2	-5.000E+01	-4.900E+01	2	-4.000E+01	-5.800E+01
3	-5.000E+01	-4.100E+01	3	-3.300E+01	-5.800E+01
4	-5.000E+01	-3.400E+01	4	-2.600E+01	-5.800E+01
5	-5.000E+01	-2.750E+01	5	-2.000E+01	-5.800E+01
6	-5.000E+01	-2.325E+01	6	-1.445E+01	-5.800E+01
7	-5.000E+01	-2.100E+01	7	-1.095E+01	-5.800E+01
8	-5.000E+01	-1.800E+01	8	-9.950E+00	-5.800E+01
9	-5.000E+01	-1.675E+01	9	-9.100E+00	-5.800E+01
10	-5.000E+01	-1.550E+01	10	-8.500E+00	-5.800E+01
11	-5.000E+01	-1.400E+01	11	-6.000E+00	-5.800E+01

Mesh block 1 of 1 Page : 2 of 6

Node	Side 1		Node	Side 2	
	X	Y		X	Y
12	-5.000E+01	-1.180E+01	12	-3.750E+00	-5.800E+01
13	-5.000E+01	-8.500E+00	13	-1.750E+00	-5.800E+01
14	-5.000E+01	-5.200E+00	14	0.000E+00	-5.800E+01
15	-5.000E+01	-1.000E+00	15	1.750E+00	-5.800E+01
16	-5.000E+01	2.000E+00	16	4.000E+00	-5.800E+01
			17	6.450E+00	-5.800E+01
			18	8.500E+00	-5.800E+01
			19	1.145E+01	-5.800E+01
			20	1.295E+01	-5.800E+01
			21	1.395E+01	-5.800E+01
			22	1.525E+01	-5.800E+01

Mesh block 1 of 1 Page : 3 of 6

Node	Side 1		Node	Side 2	
	X	Y		X	Y
			23	1.625E+01	-5.800E+01
			24	2.425E+01	-5.800E+01
			25	3.200E+01	-5.800E+01
			26	4.000E+01	-5.800E+01
			27	5.000E+01	-5.800E+01

Mesh block 1 of 1 Page : 4 of 6

Node	Side 3		Node	Side 4	
	X	Y		X	Y
1	5.000E+01	-5.800E+01	1	-5.000E+01	2.000E+00
2	5.000E+01	-4.900E+01	2	-4.000E+01	2.000E+00
3	5.000E+01	-4.100E+01	3	-3.300E+01	2.000E+00
4	5.000E+01	-3.400E+01	4	-2.600E+01	2.000E+00
5	5.000E+01	-2.750E+01	5	-2.000E+01	2.000E+00
6	5.000E+01	-2.323E+01	6	-1.445E+01	2.000E+00
7	5.000E+01	-2.100E+01	7	-1.095E+01	2.000E+00
8	5.000E+01	-1.800E+01	8	-9.950E+00	2.000E+00
9	5.000E+01	-1.675E+01	9	-9.100E+00	2.000E+00
10	5.000E+01	-1.550E+01	10	-8.500E+00	2.000E+00
11	5.000E+01	-1.400E+01	11	-6.000E+00	2.000E+00

Mesh block 1 of 1 Page : 5 of 6

Node	Side 3		Node	Side 4	
	X	Y		X	Y
12	5.000E+01	-1.180E+01	12	-3.750E+00	2.000E+00
13	5.000E+01	-8.500E+00	13	-1.750E+00	2.000E+00
14	5.000E+01	-5.200E+00	14	0.000E+00	2.000E+00
15	5.000E+01	-1.000E+00	15	1.750E+00	2.000E+00
16	5.000E+01	2.000E+00	16	4.000E+00	2.000E+00
			17	6.450E+00	2.000E+00
			18	8.500E+00	2.000E+00
			19	1.145E+01	2.000E+00
			20	1.295E+01	2.000E+00
			21	1.395E+01	2.000E+00
			22	1.525E+01	2.000E+00

Mesh block 1 of 1 Page : 6 of 6

Node	Side 3		Node	Side 4	
	X	Y		X	Y
			23	1.625E+01	2.000E+00
			24	2.425E+01	2.000E+00
			25	3.200E+01	2.000E+00
			26	4.000E+01	2.000E+00
			27	5.000E+01	2.000E+00

SOIL	PLAXIS 6.00	ROCK
User : Witteveen + Bos	Date: 1-3-96	
Project: Case 1b Industria / Madame Tussaud	Problem: IMTBASIS	Step: 0
Units : Length [m], Force [kN], Time [s]		
Output : Material data sets		

Material set 1
Model : Drained Mohr-Coulomb
Title : (10) Bemklei

General properties	Model parameters
Y-Top : -27.5000	Nu : 0.3500
W-dry : 0.0000	G-layer : 1.159E+04
W-wet : 17.0000	E-layer : 3.130E+04
Perm-x : 0.0000	c-layer : 16.0000
Perm-y : 0.0000	c-depth : 0.0000
	phi : 34.0000
	psi : 4.0000
	[x] Tension cut-off

Interface properties
R-perm-N: 1.0000
R-perm-S: 0.0000
R-inter : 0.6700

Material set 2
Model : Drained Mohr-Coulomb
Title : (9) 2e zandlaag

General properties	Model parameters
Y-Top : -18.0000	Nu : 0.3000
W-dry : 0.0000	G-layer : 2.692E+04
W-wet : 20.0000	E-layer : 7.000E+04
Perm-x : 0.0000	c-layer : 1.0000
Perm-y : 0.0000	c-depth : 0.0000
	phi : 35.0000
	psi : 5.0000
	[x] Tension cut-off

Interface properties
R-perm-N: 1.0000
R-perm-S: 0.0000
R-inter : 0.6700

Material set 3
Model : Drained Mohr-Coulomb
Title : (8a) Klei, zandhoudend

General properties	Model parameters
Y-Top : -15.5000	Nu : 0.3500
W-dry : 0.0000	G-layer : 1851.8519
W-wet : 18.0000	E-layer : 5000.0000
Perm-x : 0.0000	c-layer : 2.0000
Perm-y : 0.0000	c-depth : 0.0000
	phi : 30.0000
	psi : 0.0000
	[x] Tension cut-off

Interface properties
R-perm-N: 1.0000
R-perm-S: 0.0000
R-inter : 0.6700

Material set 4
Model : Drained Mohr-Coulomb
Title : (7) 1e zandlaag

General properties	Model parameters
Y-Top : -14.0000	Nu : 0.3000
W-dry : 0.0000	G-layer : 1.154E+04
W-wet : 20.0000	E-layer : 3.000E+04
Perm-x : 0.0000	c-layer : 1.0000
Perm-y : 0.0000	c-depth : 0.0000
	phi : 32.5000
	psi : 2.5000
	[x] Tension cut-off

Interface properties
R-perm-N: 1.0000
R-perm-S: 0.0000
R-inter : 0.6700

Material set 5
Model : Drained Mohr-Coulomb
Title : (4) Wad afzetting klei

General properties	Model parameters
Y-Top : -11.8000	Nu : 0.3000
W-dry : 0.0000	G-layer : 1730.7692
W-wet : 17.0000	E-layer : 4500.0000
Perm-x : 0.0000	c-layer : 2.0000
Perm-y : 0.0000	c-depth : 0.0000
	phi : 27.5000
	psi : 0.0000
	[x] Tension cut-off

Interface properties
R-perm-N: 1.0000
R-perm-S: 0.0000
R-inter : 0.6700

Material set 6
Model : Drained Mohr-Coulomb
Title : (6) Holland Veen

General properties	Model parameters
Y-Top : -5.2000	Nu : 0.3500
W-dry : 0.0000	G-layer : 185.1852
W-wet : 11.0000	E-layer : 500.0000
Perm-x : 0.0000	c-layer : 2.0000
Perm-y : 0.0000	c-depth : 0.0000
	phi : 20.0000
	psi : 0.0000
	[x] Tension cut-off

Interface properties
R-perm-N: 1.0000
R-perm-S: 0.0000
R-inter : 0.6700

Material set 7
 Model : Drained Mohr-Coulomb
 Title : (1B) Ophoging CS-Zuid

General properties		Model parameters	
Y-Top :	2.0000	Nu :	0.3000
W-dry :	16.0000	G-layer :	1153.8462
W-wet :	20.0000	E-layer :	3000.0000
Perm-x :	0.0000	c-layer :	1.0000
Perm-y :	0.0000	c-depth :	0.0000
Interface properties		phi :	30.0000
R-perm-N :	1.0000	psi :	0.0000
R-perm-S :	0.0000	[x] Tension cut-off	
R-inter :	0.6700		

Material set 8
 Model : Drained Linear elastic
 Title : Virtueel (elas. interface)

General properties		Model parameters	
Y-Top :	2.0000	Nu :	0.3000
W-dry :	0.0000	G-layer :	2692.3077
W-wet :	20.0000	E-layer :	7000.0000
Perm-x :	0.0000	c-layer :	-----
Perm-y :	0.0000	c-depth :	-----
Interface properties			
R-perm-N :	1.0000		
R-perm-S :	0.0000		
R-inter :	0.6700		

Material set 9
 Model : Drained Mohr-Coulomb
 Title : Virtueel (water uit de tunnel)

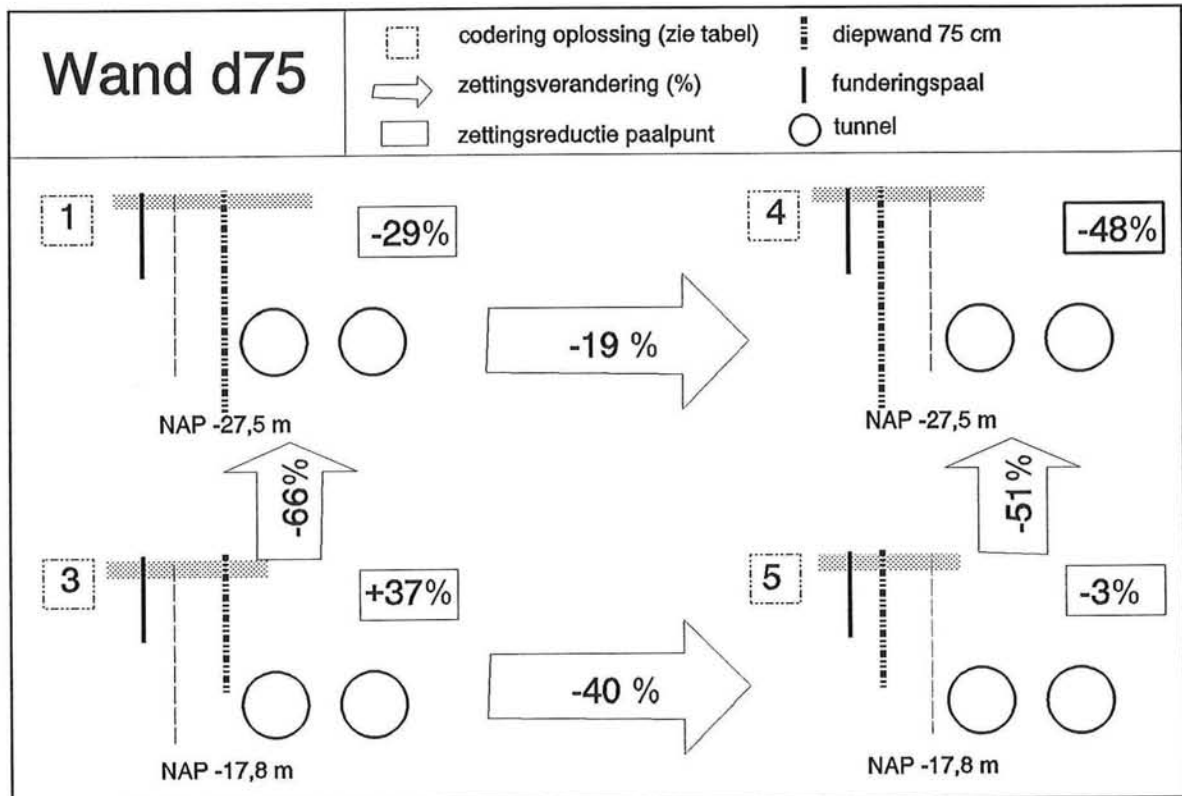
General properties		Model parameters	
Y-Top :	2.0000	Nu :	0.3000
W-dry :	0.0000	G-layer :	2.692E+04
W-wet :	20.0000	E-layer :	7.000E+04
Perm-x :	0.0000	c-layer :	1.0000
Perm-y :	0.0000	c-depth :	0.0000
Interface properties		phi :	35.0000
R-perm-N :	1.0000	psi :	0.0000
R-perm-S :	0.0000	[x] Tension cut-off	
R-inter :	0.6700		

Units : EI = kNm²/m, EA = kN/m, M = kNm/m, N = kN/m

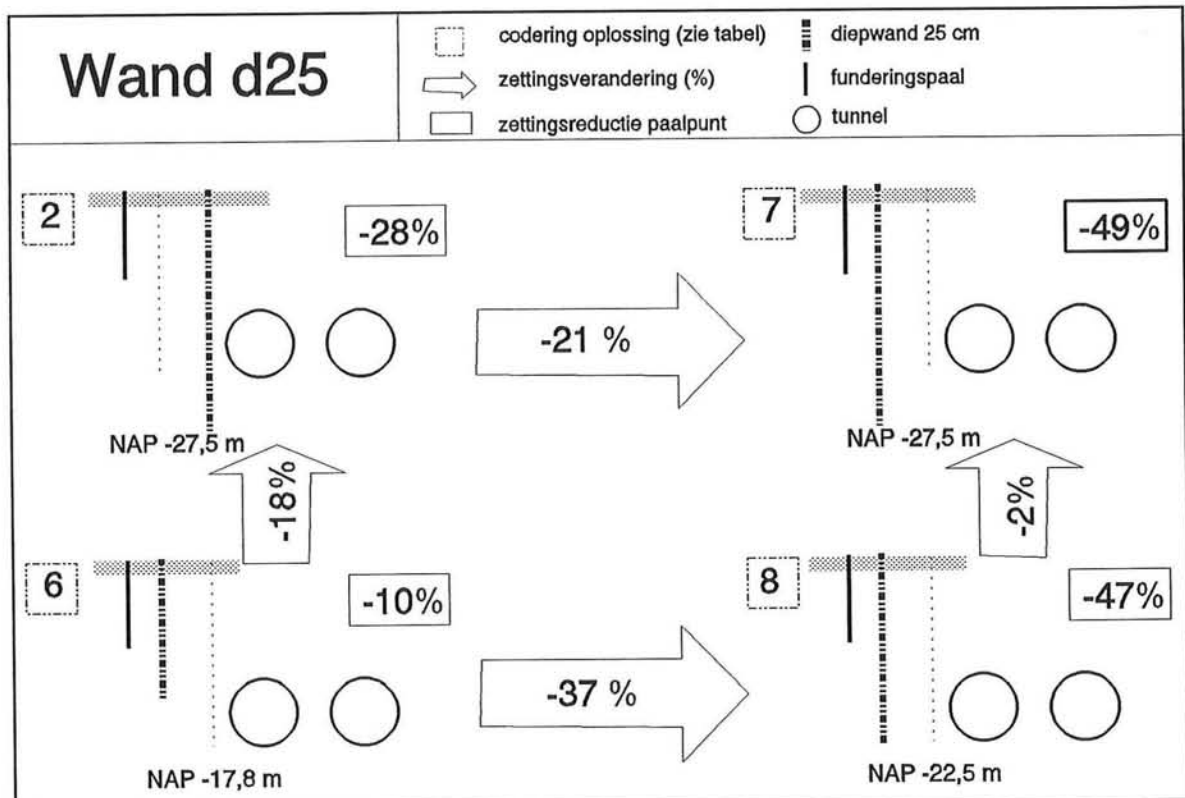
Chain	EI	EA	d	Nu	Mp	Np	w
1	1.07E+05	1.05E+07	3.50E-01	0.200	1.50E+03	1.49E+04	1.05E+01
2	1.07E+05	1.05E+07	3.50E-01	0.200	1.50E+03	1.49E+04	1.05E+01
3	1.00E+05	1.00E+07	3.46E-01	0.200	1.00E+05	1.00E+06	1.40E+02
4	1.00E+05	1.00E+07	3.46E-01	0.200	1.00E+05	1.00E+06	1.40E+02
5	1.00E+05	1.00E+07	3.46E-01	0.200	1.00E+05	1.00E+06	5.00E+02
6	6.41E+04	3.78E+06	4.51E-01	0.000	-----	-----	3.00E+00
7	6.41E+04	3.78E+06	4.51E-01	0.000	-----	-----	3.00E+00

BIJLAGE VII.

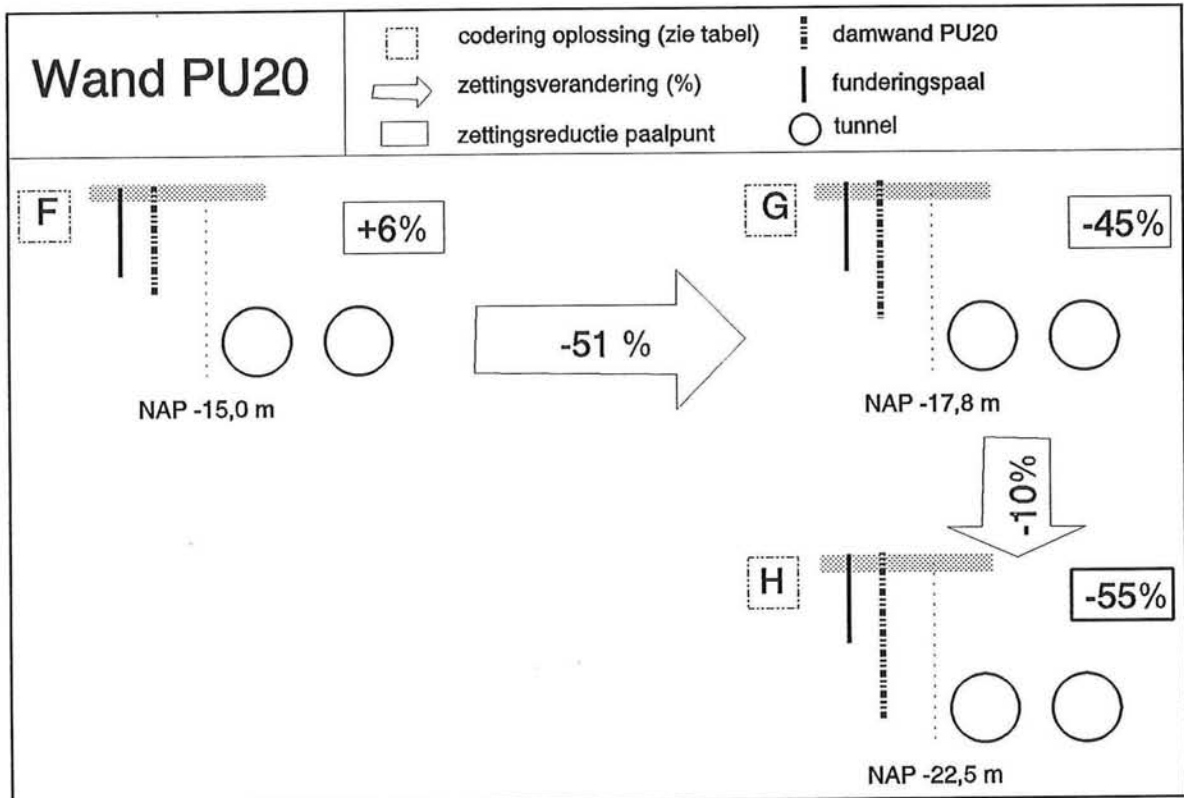
GRAFISCHE PRESENTATIE BEREKENINGSRESUL-
TATEN CASE 1A & CASE 1B



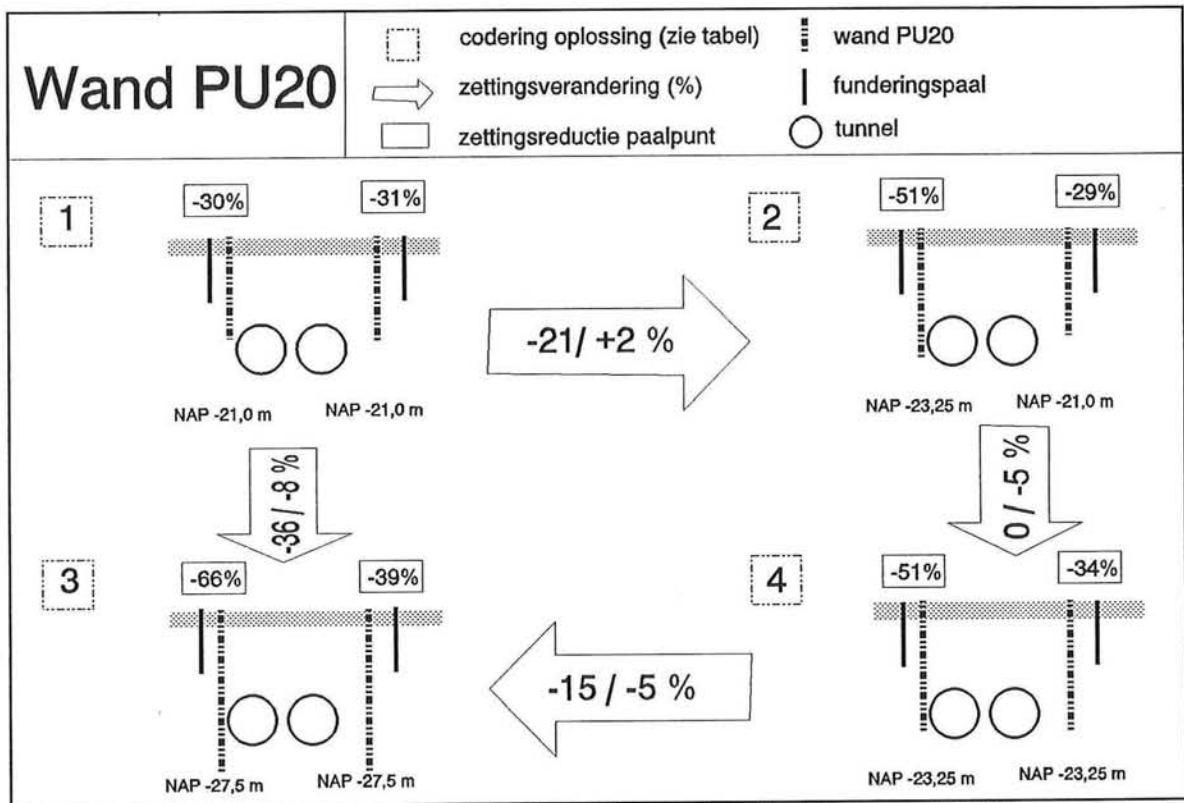
FIGUUR VII.1 Knelpunt Beurs van Berlage, betonnen diepwand $d=0,75$ m, procentuele zettingsreductie



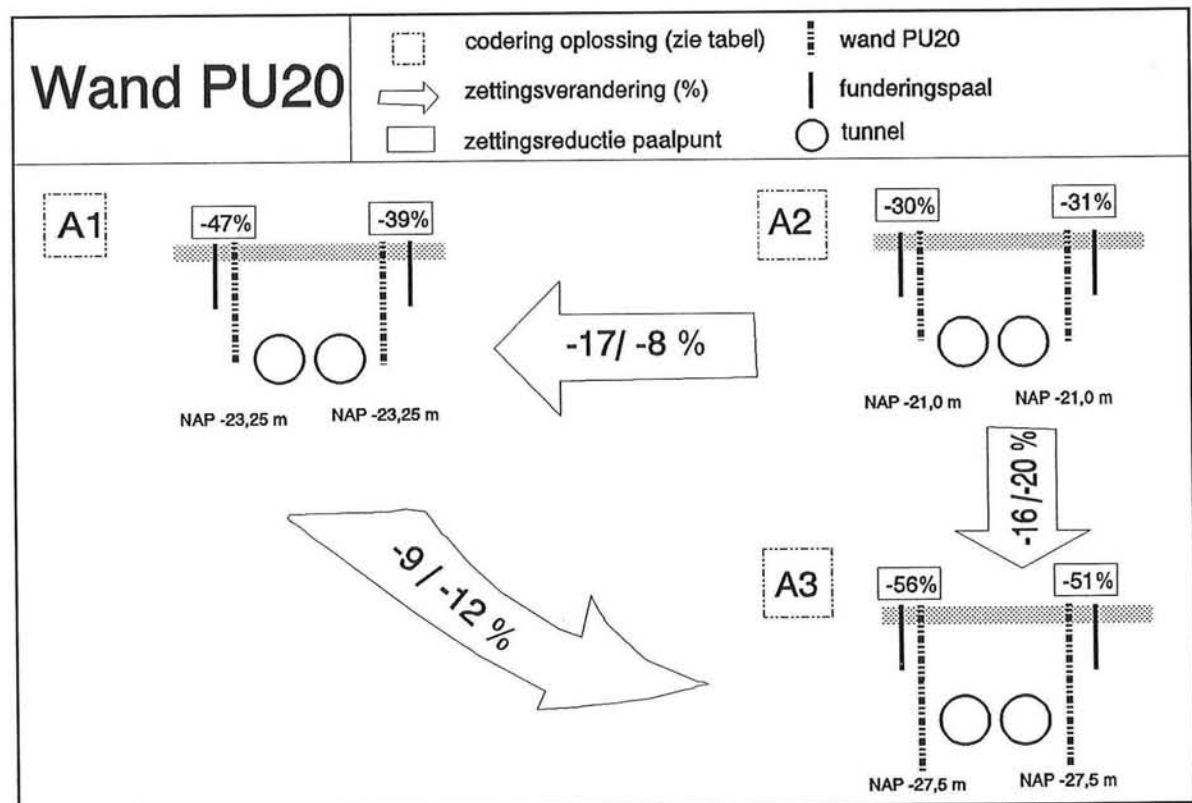
FIGUUR VII.2 Knelpunt Beurs van Berlage, betonnen diepwand $d=0,25$ m, procentuele zettingsreductie



FIGUUR VII.3 Knelpunt Beurs van Berlage, stalen damwand PU20, procentuele zettingsreductie



FIGUUR VII.4 Knelpunt Industria / Madame Tussaud stalen damwand PU20, procentuele zettingsreductie voor basissituatie



FIGUUR VII.5 Knelpunt Industria / Madame Tussaud stalen damwand PU20, procentuele zettingsreductie voor alternatief 1

RESULTATEN PLAXIS BEREKENING: ZETTINGSREDUCTIE / HOR.VERPLAATSING / HOEKVERDRAAIING (& REDUCTIES)

LOTUSFILENAAM: PLAXOUTP.WK3

files: BVB* Omschrijving: files Beurs van Berlage

filenaam	wandtype	locatie wand	inheidiepte	knoop 356 zak paal1	zakkings verschil	knoop 223 zak paal2	hoekver- draaiing	hoekverdr. verschil	horizontale verplaatsing	hor.verpl. verschil
			m	mm	%	mm	1/x	%	mm	%
kaal1	-	-	-	-4.18	-3	-1.05	2396	-4	6	4
paal1	-	-	-	-4.31	0	-1.05	2301	0	5.77	0
wand1	d75	tun	-27,5	-3.06	-29	-1.23	4098	-44	6.83	18
wand2	d25	tun	-27,5	-3.09	-28	-1.15	3866	-40	6.14	6
wand3	d75	tun	-17,8	-5.91	37	-1.31	1630	41	7.98	38
wand4	d75	paal	-27,5	-2.25	-48	-1.09	6466	-64	5.83	1
wand5	d75	paal	-17,8	-4.18	-3	-1.09	2427	-5	6.01	4
wand6	d25	paal	-17,8	-3.86	-10	-1	2622	-12	5.8	1
wand7	d25	paal	-27,5	-2.21	-49	-1.03	6356	-64	5.44	-6
wand8	d25	paal	-22,5	-2.27	-47	-1	5906	-61	5.42	-6
wandf	PU20	paal	-22,5	-1.92	-55	-0.86	7075	-67	4.96	-14
wandg	PU20	paal	-17,8	-2.36	-45	-0.95	5319	-57	5.43	-6
wandh	PU20	paal	-15,0	-4.56	6	-0.94	2072	11	5.78	0
volumeverlies 4 %										
paal4	-	-	-	-16.8	0	-3.76	575	0	15.4	0
wandk	PU20	paal	-17,8	-8.27	-51	-3.18	1473	-61	12.47	-19

files: IMT* Omschrijving: files Industria / Madame Tussaud

filenaam	wandtype	locatie wand / beschouwde paalpuntlocatie	inheidiepte links/rechts	knoop ... zak paal1	zakkings verschil	knoop ... zak paal2	hoekver- draaiing	hoekverdr. verschil	horizontale verplaatsing	hor.verpl. verschil
			m	mm	%	mm	1/x	%	mm	%
altp	-	- / 1 zl links	-	-10.2	0	-2.42	688	0	8.4	0
	-	- / 1 zl rechts	-	-9.37	0	-3.58	570	0	-9.37	0
	-	- / 2 zl rechts	-	-3.24	0	-	-	-	-5.07	0
alt1	PU20	paal/ 1 zl links	-23,25/-23,25	-5.41	-47	-2.39	1772	-61	7.45	-11
		paal/ 1 zl rechts		-5.73	-39	-3.55	1514	-62	-8.02	-14
		paal/ 2 zl rechts		-3.87	19	-	-	-	-5.47	8
alt2	PU20	paal/ 1 zl links	-21,0/-21,0	-7.09	-30	-2.71	1221	-44	8.15	-3
		paal/ 1 zl rechts		-6.44	-31	-3.8	1250	-54	-8.23	-12
		paal/ 2 zl rechts		-4.12	27	-	-	-	-5.55	9
alt3	PU20	paal/ 1 zl links	-27,5/-27,5	-4.48	-56	-2.14	2286	-70	7.49	-11
		paal/ 1 zl rechts		-4.6	-51	-2.91	1953	-71	-7.89	-16
		paal/ 2 zl rechts		-2.86	-12	-	-	-	-6.1	20
volumeverlies 4 %										
alt4%	PU20	paal/ 1 zl links	-	-48.1	0	-9.65	139	0	27.2	0
		paal/ 1 zl rechts		-41.3	0	-14.5	123	0	-29.8	0
		paal/ 2 zl rechts		-12.5	0	-	-	-	-6.44	0
a1=4%	PU20	paal/ 1 zl links	-23,25/-23,25	-17.8	-63	-7.84	537	-74	15.3	-44
		paal/ 1 zl rechts		-17.7	-57	-13.8	846	-85	-16.7	-44
		paal/ 2 zl rechts		-13.8	10	-	-	-	-10.6	65
paal1	PU20	paal/ 1 zl links	-	-13.4	0	-3.4	535	0	8.31	0
		paal/ 1 zl rechts		-5.81	0	-2.24	924	0	-6.86	0
		paal/ 2 zl rechts		-1.85	0	-	-	-	-4.32	0
wand1	PU20	paal/ 1 zl links	-21,0/-21,0	-9.41	-30	-3.71	939	-43	8.48	2
		paal/ 1 zl rechts		-4.03	-31	-2.32	1930	-52	-7.06	3
		paal/ 2 zl rechts		-2.04	10	-	-	-	-4.42	2
wand2	PU20	paal/ 1 zl links	-23,25/-21,0	-6.52	-51	-3.3	1661	-68	7.61	-8
		paal/ 1 zl rechts		-4.12	-29	-6.34	1486	-38	-7.57	10
		paal/ 2 zl rechts		-4.54	145	-	-	-	-4.54	5
wand3	PU20	paal/ 1 zl links	-27,5/-27,5	-4.52	-66	-2.44	2572	-79	6.95	-16
		paal/ 1 zl rechts		-3.52	-39	-2.04	2230	-59	-7.36	7
		paal/ 2 zl rechts		-1.72	-7	-	-	-	-4.6	6
wand4	PU20	paal/ 1 zl links	-23,25/-23,25	-6.52	-51	-3.29	1656	-68	7.63	-8
		paal/ 1 zl rechts		-3.83	-34	-2.23	2063	-55	-7.31	7
		paal/ 2 zl rechts		-1.97	6	-	-	-	-5.15	19

**BIJLAGE VIII. BEREKENING OPPERVLAKTE ONDER DE ZETTINGS-
TROG VOOR CASE 1A EN CASE 1B**

BEREKENING OPPERVLAK ONDER DE CURVE
 VOOR FILE BVBKAAL1, zonder paalpunt (OPGELEGD VOLUMEVERLIES = 1.0 %)

Op maaiveldniveau

knooppnr.	x-coor	y-coor	Ux	Uy	Opp
33	-50		1.4	0	-0.7557
66	-45		1.4	0.8676	-0.7684
99	-40		1.4	1.78	-0.8443
132	-35.5		1.4	2.71	-0.9856
165	-31		1.4	3.764	-1.333
198	-26.9		1.4	4.947	-1.991
231	-22.8		1.4	6.214	-3.246
264	-19.5		1.4	7.244	-4.908
297	-16.3		1.4	8.009	-7.265
330	-15.8		1.4	8.087	-7.68
363	-15.2		1.4	8.15	-8.11
396	-14.5		1.4	8.209	-8.798
429	-13.8		1.4	8.229	-9.505
462	-12.4		1.4	8.144	-10.88
495	-11		1.4	7.901	-12.29
528	-9.75		1.4	7.508	-13.57
570	-8.5		1.4	6.975	-14.8
605	-7.25		1.4	6.27	-15.97
640	-6		1.4	5.438	-17.01
675	-4.88		1.4	4.562	-17.83
710	-3.75		1.4	3.61	-18.5
745	-2.75		1.4	2.691	-18.96
778	-1.75		1.4	1.738	-19.29
820	-0.875		1.4	0.8765	-19.45
853	0		1.4	0.008402	-19.51
886	0.875		1.4	-0.8611	-19.45
928	1.75		1.4	-1.718	-19.29
963	2.88		1.4	-2.787	-18.89
998	4		1.4	-3.802	-18.35
1033	5.22		1.4	-4.817	-17.56
1068	6.45		1.4	-5.727	-16.63
1103	7.6		1.4	-6.455	-15.61
1136	8.75		1.4	-7.069	-14.53
1178	10.2		1.4	-7.654	-13.01
1211	11.7		1.4	-8.041	-11.48
1244	13.3		1.4	-8.189	-9.96
1277	14.8		1.4	-8.175	-8.524
1310	16.3		1.4	-7.98	-7.207
1343	17.7		1.4	-7.682	-6.028
1376	19.4		1.4	-7.245	-4.933
1409	21		1.4	-6.758	-4.007
1442	23.5		1.4	-5.951	-2.931
1475	26		1.4	-5.149	-2.159
1508	29.5		1.4	-4.145	-1.513
1541	33		1.4	-3.236	-1.128
1574	36.5		1.4	-2.466	-0.9447
1607	40		1.4	-1.763	-0.8323
1640	45		1.4	-0.8616	-0.7698
1673	50		1.4	0	-0.7453

-0.62591 m3

$2*0,01*pi*r^2 = -0.66366 \text{ m3}$

$-0.62591 / -0.66366 = 0.943119$

Op paalpuntniveau

knooppnr.	x-coor	y-coor	Ux	Uy	Opp
25	-50		-12.7	0	0.08991
58	-45		-12.7	0.541	0.07289
91	-40		-12.7	1.099	0.02126
124	-35.5		-12.7	1.639	-0.08505
157	-31		-12.7	2.225	-0.2814
190	-26.9		-12.7	2.835	-0.5772
223	-22.8		-12.7	3.546	-1.051
256	-19.5		-12.7	4.383	-1.749
289	-16.3		-12.7	5.489	-3.344
322	-15.8		-12.7	5.74	-3.73
355	-15.2		-12.7	6	-4.183
388	-14.5		-12.7	6.41	-5.006
421	-13.8		-12.7	6.82	-6.01
454	-12.4		-12.7	7.527	-8.425
487	-11		-12.7	8.062	-11.51
520	-9.86		-12.7	8.197	-14.44
562	-8.72		-12.7	8.019	-17.64
597	-7.59		-12.7	7.317	-20.74
632	-6.45		-12.7	6.225	-23.46
667	-5.31		-12.7	4.867	-25.42
702	-4.17		-12.7	3.454	-26.67
737	-3.04		-12.7	2.217	-27.16
770	-1.9		-12.7	1.207	-27.29
812	-0.762		-12.7	0.4697	-27.27
845	0.375		-12.7	-0.1975	-27.26
878	1.51		-12.7	-0.9017	-27.27
920	2.65		-12.7	-1.775	-27.2
955	3.79		-12.7	-2.951	-26.81
990	4.93		-12.7	-4.29	-25.88
1025	6.06		-12.7	-5.698	-24.14
1060	7.2		-12.7	-6.931	-21.71
1095	8.34		-12.7	-7.753	-18.66
1128	9.48		-12.7	-8.154	-15.45
1170	10.6		-12.7	-8.064	-12.36
1203	11.8		-12.7	-7.737	-9.679
1236	13.3		-12.7	-7.022	-6.768
1269	14.8		-12.7	-6.224	-4.683
1302	16.3		-12.7	-5.503	-3.297
1335	17.7		-12.7	-4.864	-2.368
1368	19.4		-12.7	-4.34	-1.765
1401	21		-12.7	-3.899	-1.348
1434	23.5		-12.7	-3.385	-0.9437
1467	26		-12.7	-2.944	-0.6521
1500	29.5		-12.7	-2.416	-0.3685
1533	33		-12.7	-1.937	-0.176
1566	36.5		-12.7	-1.5	-0.05765
1599	40		-12.7	-1.089	0.01635
1632	45		-12.7	-0.5364	0.06593
1665	50		-12.7	0	0.08368

-0.60521 m3

$2*0,01*pi*r^2 = -0.66366 \text{ m3}$

$-0.60521 / -0.66366 = 0.911932$

Onder de tunnels

knooppnr.	x-coor	y-coor	Ux	Uy	Opp
11	-50		-27.5	0	0.5567
44	-45		-27.5	0.288	0.5511
77	-40		-27.5	0.5729	0.5291
110	-35.5		-27.5	0.8218	0.4844
143	-31		-27.5	1.058	0.3999
176	-26.9		-27.5	1.251	0.2513
209	-22.8		-27.5	1.412	0.00897
242	-19.5		-27.5	1.502	-0.2958
275	-16.3		-27.5	1.568	-0.6938
308	-15.8		-27.5	1.577	-0.7581
341	-15.2		-27.5	1.587	-0.8213
374	-14.5		-27.5	1.604	-0.9103
407	-13.8		-27.5	1.623	-0.9884
440	-12.4		-27.5	1.657	-1.06
1222	13.3		-27.5	-1.652	-0.963
1255	14.8		-27.5	-1.621	-0.8404
1288	16.3		-27.5	-1.586	-0.6593
1321	17.7		-27.5	-1.556	-0.4762
1354	19.4		-27.5	-1.519	-0.2895
1387	21		-27.5	-1.476	-0.1286
1420	23.5		-27.5	-1.394	0.06959
1453	26		-27.5	-1.296	0.2145
1486	29.5		-27.5	-1.135	0.3535
1519	33		-27.5	-0.9569	0.4383
1552	36.5		-27.5	-0.7681	0.4909
1585	40		-27.5	-0.5729	0.5205
1618	45		-27.5	-0.2878	0.5421
1651	50		-27.5	0	0.5466

 -0.01281 m3

$2*0,01*pi*r^2 = -0.66366 \text{ m3}$

$-0.01281 / -0.66366 = 0.019298$

BEREKENING OPPERVLAK ONDER DE CURVE
 VOOR FILE BVBPAAL1 (OPGELEGD VOLUMEVERLIES = 1.0 %)

Op maaiveldniveau

knooppnr.	x-coor	y-coor	Ux	Uy	Opp
33	-50	1.4	0	-0.758	-0.00383
66	-45	1.4	0.8777	-0.7724	-0.00406
99	-40	1.4	1.8	-0.8515	-0.00416
132	-35.5	1.4	2.737	-0.9976	-0.00528
165	-31	1.4	3.797	-1.351	-0.0069
198	-26.9	1.4	4.983	-2.015	-0.01084
231	-22.8	1.4	6.25	-3.275	-0.01355
264	-19.5	1.4	7.277	-4.94	-0.01958
297	-16.3	1.4	8.038	-7.297	-0.00375
331	-15.8	1.4	8.115	-7.713	-0.00476
364	-15.2	1.4	8.177	-8.143	-0.00594
397	-14.5	1.4	8.235	-8.831	-0.00643
430	-13.8	1.4	8.254	-9.538	-0.01432
463	-12.4	1.4	8.167	-10.92	-0.01627
496	-11	1.4	7.922	-12.32	-0.0162
529	-9.75	1.4	7.526	-13.6	-0.01777
571	-8.5	1.4	6.991	-14.83	-0.01926
606	-7.25	1.4	6.284	-15.99	-0.02064
641	-6	1.4	5.451	-17.04	-0.01954
676	-4.88	1.4	4.573	-17.85	-0.02055
711	-3.75	1.4	3.619	-18.52	-0.01875
746	-2.75	1.4	2.7	-18.98	-0.01914
779	-1.75	1.4	1.746	-19.3	-0.01696
821	-0.875	1.4	0.8838	-19.46	-0.01705
854	0	1.4	0.01508	-19.52	-0.01705
887	0.875	1.4	-0.8548	-19.45	-0.01695
929	1.75	1.4	-1.711	-19.29	-0.02157
964	2.88	1.4	-2.781	-18.89	-0.02085
999	4	1.4	-3.795	-18.34	-0.02189
1034	5.22	1.4	-4.81	-17.55	-0.02101
1069	6.45	1.4	-5.718	-16.61	-0.01852
1104	7.6	1.4	-6.445	-15.6	-0.01731
1137	8.75	1.4	-7.057	-14.51	-0.01994
1179	10.2	1.4	-7.64	-12.99	-0.01833
1212	11.7	1.4	-8.023	-11.45	-0.01711
1245	13.3	1.4	-8.168	-9.932	-0.01382
1278	14.8	1.4	-8.152	-8.496	-0.01176
1311	16.3	1.4	-7.954	-7.179	-0.00923
1344	17.7	1.4	-7.655	-6.001	-0.00927
1377	19.4	1.4	-7.217	-4.908	-0.00711
1410	21	1.4	-6.728	-3.984	-0.00862
1443	23.5	1.4	-5.922	-2.911	-0.00632
1476	26	1.4	-5.121	-2.142	-0.00638
1509	29.5	1.4	-4.119	-1.501	-0.00459
1542	33	1.4	-3.214	-1.12	-0.0036
1575	36.5	1.4	-2.449	-0.9388	-0.00309
1608	40	1.4	-1.749	-0.8281	-0.00399
1641	45	1.4	-0.8549	-0.7672	-0.00378
1674	50	1.4	0	-0.7433	-0.01858

 -0.6262 m3

$2*0,01*pi*r^2 = -0.66366 \text{ m3}$

$-0.6262 / -0.66366 = 0.943548$

Op paalpuntniveau

knooppnr.	x-coor	y-coor	Ux	Uy	Opp
25	-50	-12.7	0	0.09824	0.000447
58	-45	-12.7	0.5479	0.08049	0.000268
91	-40	-12.7	1.113	0.02664	-0.00013
124	-35.5	-12.7	1.663	-0.08387	-0.00084
157	-31	-12.7	2.261	-0.2874	-0.00179
190	-26.9	-12.7	2.881	-0.5856	-0.00335
223	-22.8	-12.7	3.607	-1.05	-0.00464
256	-19.5	-12.7	4.514	-1.76	-0.00848
289	-16.3	-12.7	5.772	-3.538	-0.00186
322	-15.8	-12.7	5.773	-3.885	0
323	-15.8	-12.7	5.773	-3.926	-0.00247
356	-15.2	-12.7	5.773	-4.314	-0.0033
389	-14.5	-12.7	6.267	-5.124	-0.00393
422	-13.8	-12.7	6.736	-6.094	-0.0102
455	-12.4	-12.7	7.487	-8.477	-0.014
488	-11	-12.7	8.046	-11.53	-0.01481
521	-9.85	-12.7	8.19	-14.46	-0.0183
563	-8.72	-12.7	8.021	-17.64	-0.02168
598	-7.59	-12.7	7.33	-20.73	-0.02518
633	-6.45	-12.7	6.25	-23.45	-0.02786
668	-5.31	-12.7	4.901	-25.42	-0.0297
703	-4.17	-12.7	3.495	-26.68	-0.03044
738	-3.04	-12.7	2.258	-27.19	-0.03108
771	-1.9	-12.7	1.244	-27.33	-0.0311
813	-0.762	-12.7	0.5001	-27.32	-0.03105
846	0.375	-12.7	-0.1738	-27.29	-0.03097
879	1.51	-12.7	-0.8819	-27.29	-0.03106
921	2.65	-12.7	-1.756	-27.2	-0.03078
956	3.79	-12.7	-2.929	-26.8	-0.03001
991	4.93	-12.7	-4.263	-25.85	-0.02822
1026	6.06	-12.7	-5.665	-24.1	-0.02608
1061	7.2	-12.7	-6.893	-21.66	-0.02295
1096	8.34	-12.7	-7.711	-18.61	-0.01939
1129	9.48	-12.7	-8.11	-15.4	-0.01552
1171	10.6	-12.7	-8.018	-12.32	-0.01317
1204	11.8	-12.7	-7.69	-9.634	-0.01227
1237	13.3	-12.7	-6.973	-6.726	-0.00853
1270	14.8	-12.7	-6.176	-4.646	-0.00593
1303	16.3	-12.7	-5.456	-3.266	-0.00393
1336	17.7	-12.7	-4.818	-2.343	-0.00348
1369	19.4	-12.7	-4.297	-1.746	-0.00246
1402	21	-12.7	-3.858	-1.333	-0.00283
1435	23.5	-12.7	-3.35	-0.9339	-0.00198
1468	26	-12.7	-2.912	-0.6463	-0.00177
1501	29.5	-12.7	-2.39	-0.3666	-0.00095
1534	33	-12.7	-1.917	-0.1769	-0.00042
1567	36.5	-12.7	-1.485	-0.0604	-8.4E-05
1600	40	-12.7	-1.077	0.01235	0.000183
1633	45	-12.7	-0.5309	0.06096	0.000348
1666	50	-12.7	0	0.07837	0.000447

 -0.60771 m3

$2*0,01*pi*r^2 = -0.66366 \text{ m3}$

$-0.60771 / -0.66366 = 0.915693$

Onder de tunnels

knooppnr.	x-coor	y-coor	Ux	Uy	Opp
44	-45	-27.5	0.2856	0.5597	0.00274
77	-40	-27.5	0.5678	0.5361	0.002305
110	-35.5	-27.5	0.8137	0.4884	0.001997
143	-31	-27.5	1.046	0.3993	0.001318
176	-26.9	-27.5	1.234	0.2434	0.000479
209	-22.8	-27.5	1.388	-0.00978	-0.00056
242	-19.5	-27.5	1.472	-0.328	-0.00171
275	-16.3	-27.5	1.53	-0.7437	-0.00039
308	-15.8	-27.5	1.539	-0.8109	-0.00051
342	-15.2	-27.5	1.547	-0.877	-0.00065
375	-14.5	-27.5	1.563	-0.9701	-0.00071
408	-13.8	-27.5	1.582	-1.052	-0.00152
441	-12.4	-27.5	1.616	-1.126	-0.00265
1223	13.3	-27.5	-1.652	-0.9363	-0.00132
1256	14.8	-27.5	-1.619	-0.8194	-0.0011
1289	16.3	-27.5	-1.582	-0.6437	-0.00078
1322	17.7	-27.5	-1.551	-0.4651	-0.00064
1355	19.4	-27.5	-1.513	-0.2825	-0.00033
1388	21	-27.5	-1.469	-0.125	-7.0E-05
1421	23.5	-27.5	-1.387	0.06919	0.000351
1454	26	-27.5	-1.288	0.2113	0.000978
1487	29.5	-27.5	-1.127	0.3475	0.001362
1520	33	-27.5	-0.9502	0.4307	0.001598
1553	36.5	-27.5	-0.7625	0.4822	0.001738
1586	40	-27.5	-0.5687	0.5112	0.002609
1619	45	-27.5	-0.2857	0.5323	0.002673
1652	50	-27.5	0	0.5367	0.013418

 -0.0032 m3

$2*0,01*pi*r^2 = -0.66366 \text{ m3}$

$-0.0032 / -0.66366 = 0.004828$

BEREKENING OPPERVLAK ONDER DE CURVE
VOOR FILE IMTPAAL1 (OPGELEGD VOLUMEVERLIES = 1.0 %)

Op maaiveldniveau

knooppnr.	x-coor	y-coor	Ux	Uy	Opp
31	-50	2	0	-0.5632	-0.00281
62	-45	2	0.5084	-0.5625	-0.00295
93	-40	2	1.06	-0.6167	-0.00236
124	-36.5	2	1.53	-0.7302	-0.00305
155	-33	2	2.064	-1.015	-0.00448
186	-29.5	2	2.717	-1.545	-0.00705
217	-26	2	3.428	-2.483	-0.00927
248	-23	2	4.086	-3.694	-0.01357
279	-20	2	4.683	-5.35	-0.0177
310	-17.2	2	5.094	-7.295	-0.02356
341	-14.4	2	5.273	-9.537	-0.01751
372	-12.7	2	5.196	-11.06	-0.02128
403	-10.9	2	4.971	-12.58	-0.00512
435	-10.5	2	4.872	-13.01	-0.00727
466	-9.95	2	4.76	-13.43	-0.00571
497	-9.53	2	4.652	-13.78	-0.006
528	-9.1	2	4.536	-14.13	-0.00428
559	-8.8	2	4.447	-14.37	-0.00435
597	-8.5	2	4.353	-14.6	-0.01883
630	-7.25	2	3.904	-15.53	-0.01992
663	-6	2	3.386	-16.34	-0.01865
696	-4.88	2	2.852	-16.97	-0.01946
729	-3.75	2	2.277	-17.48	-0.01766
762	-2.75	2	1.729	-17.83	-0.01795
793	-1.75	2	1.163	-18.07	-0.01586
831	-0.875	2	0.6537	-18.18	-0.01592
862	0	2	0.1417	-18.21	-0.01591
893	0.875	2	-0.3704	-18.15	-0.01582
931	1.75	2	-0.8746	-18.01	-0.02018
964	2.88	2	-1.504	-17.7	-0.01958
997	4	2	-2.102	-17.26	-0.02068
1030	5.22	2	-2.702	-16.64	-0.02001
1063	6.45	2	-3.244	-15.89	-0.01585
1096	7.47	2	-3.639	-15.18	-0.01524
1127	8.5	2	-3.984	-14.41	-0.02043
1165	9.98	2	-4.368	-13.2	-0.01911
1196	11.5	2	-4.644	-11.95	-0.00814
1227	12.2	2	-4.734	-11.3	-0.00878
1258	13	2	-4.798	-10.65	-0.00417
1290	13.4	2	-4.823	-10.22	-0.006
1321	14	2	-4.837	-9.788	-0.00571
1352	14.6	2	-4.836	-9.239	-0.00538
1383	15.2	2	-4.82	-8.701	-0.0051
1415	15.8	2	-4.794	-8.298	-0.00405
1446	16.3	2	-4.76	-7.905	-0.02591
1477	20.3	2	-4.196	-5.051	-0.01569
1508	24.2	2	-3.402	-2.996	-0.00903
1539	28.1	2	-2.61	-1.635	-0.00468
1570	32	2	-1.831	-0.7648	-0.00195
1601	36	2	-1.004	-0.2082	-0.00042
1632	40	2	0	0	0
1663	45	2	0	0	0
1694	50	2	0	0	0

-0.59037 m3

$2 * 0,01 * \pi * r^2 = -0.66366 \text{ m3}$

$-0.59037 / -0.66366 = 0.889563$

Op paalpuntniveau

knooppnr.	x-coor	y-coor	Ux	Uy	Opp
21	-50	-14	0	0.01412	0.000051
52	-45	-14	0.4666	0.00633	-2.7E-05
83	-40	-14	0.9669	-0.0172	-0.00013
114	-36.5	-14	1.361	-0.05658	-0.00032
145	-33	-14	1.807	-0.1277	-0.00065
176	-29.5	-14	2.329	-0.2425	-0.00115
207	-26	-14	2.944	-0.4167	-0.00153
238	-23	-14	3.564	-0.6034	-0.00223
269	-20	-14	4.294	-0.8839	-0.00348
300	-17.2	-14	5.236	-1.602	-0.00693
331	-14.5	-14	6.381	-3.533	-0.00897
362	-12.7	-14	7.658	-6.431	-0.01499
393	-11	-14	8.809	-11.21	-0.00722
425	-10.4	-14	8.809	-12.86	-0.00616
456	-9.95	-14	8.809	-14.51	-0.00651
487	-9.52	-14	8.851	-15.79	-0.00692
518	-9.1	-14	8.834	-17.17	-0.0053
549	-8.8	-14	8.762	-18.19	-0.00561
587	-8.5	-14	8.656	-19.21	-0.02219
620	-7.44	-14	7.901	-22.65	-0.02555
653	-6.38	-14	6.713	-25.56	-0.02839
686	-5.31	-14	5.193	-27.5	-0.02962
719	-4.25	-14	3.62	-28.38	-0.03006
752	-3.19	-14	2.337	-28.34	-0.02981
783	-2.13	-14	1.362	-27.91	-0.02963
821	-1.06	-14	0.7668	-27.47	-0.02904
852	0	-14	0.3357	-27.32	-0.02904
883	1.06	-14	-0.1111	-27.48	-0.02963
921	2.13	-14	-0.7411	-27.9	-0.02977
954	3.19	-14	-1.762	-28.27	-0.02992
987	4.25	-14	-3.093	-28.19	-0.02933
1020	5.31	-14	-4.7	-27.15	-0.02794
1053	6.38	-14	-6.242	-25.07	-0.02493
1086	7.44	-14	-7.462	-21.96	-0.02137
1117	8.5	-14	-8.212	-18.37	-0.02334
1155	9.97	-14	-8.366	-13.38	-0.01615
1186	11.4	-14	-8.008	-9.203	-0.00667
1217	12.2	-14	-7.597	-7.481	-0.00548
1248	13	-14	-7.045	-6.221	-0.00291
1279	13.5	-14	-7.042	-5.43	-0.00252
1311	14	-14	-7.044	-4.64	-0.00251
1342	14.6	-14	-6.582	-3.738	-0.00203
1373	15.2	-14	-6.162	-3.034	-0.0017
1405	15.8	-14	-5.892	-2.633	-0.00123
1436	16.3	-14	-5.643	-2.307	-0.00659
1467	20.3	-14	-4.403	-0.9893	-0.00291
1498	24.2	-14	-3.391	-0.5023	-0.00149
1529	28.1	-14	-2.653	-0.2643	-0.00069
1560	32	-14	-2.024	-0.0877	-0.00014
1591	36	-14	-1.476	0.01663	0.000176
1622	40	-14	-1.004	0.0716	0.00041
1653	45	-14	-0.4852	0.09226	0.000485
1684	50	-14	0	0.1018	0.002545

-0.59707 m3

$2 * 0,01 * \pi * r^2 = -0.66366 \text{ m3}$

$-0.59707 / -0.66366 = 0.899656$

Vlak onder tunnel

knooppnr.	x-coor	y-coor	Ux	Uy	Opp
9	-50	-27.5	0	0.3944	0.001976
40	-45	-27.5	0.2715	0.3958	0.001982
71	-40	-27.5	0.5378	0.397	0.001374
102	-36.5	-27.5	0.7175	0.3884	0.001322
133	-33	-27.5	0.8872	0.367	0.001183
164	-29.5	-27.5	1.038	0.3088	0.000902
195	-26	-27.5	1.167	0.2064	0.00038
226	-23	-27.5	1.247	0.0469	-0.00022
257	-20	-27.5	1.31	-0.1919	-0.00094
288	-17.2	-27.5	1.374	-0.4827	-0.00177
319	-14.5	-27.5	1.472	-0.8261	-0.00159
350	-12.7	-27.5	1.611	-0.9393	-0.00155
381	-11	-27.5	1.765	-0.8817	-0.0005
412	-10.4	-27.5	1.8	-0.7975	-0.00033
444	-9.95	-27.5	1.827	-0.6874	-0.00027
475	-9.52	-27.5	1.829	-0.5785	-0.00022
506	-9.1	-27.5	1.817	-0.4604	-0.00013
537	-8.8	-27.5	1.786	-0.3958	-0.00011
575	-8.5	-27.5	1.744	-0.3451	-0.00026
606	-7.44	-27.5	1.462	-0.138	-0.00013
639	-6.38	-27.5	1.162	-0.106	-0.00011
672	-5.31	-27.5	0.9421	-0.09356	-1.4E-05
705	-4.25	-27.5	0.7893	0.06773	0.000076
738	-3.19	-27.5	0.7515	0.07612	0.000206
771	-2.13	-27.5	0.7102	0.3122	0.000437
809	-1.06	-27.5	0.4085	0.5045	0.000576
840	0	-27.5	0.1607	0.5815	0.000543
871	1.06	-27.5	-0.09065	0.4433	0.000347
909	2.13	-27.5	-0.4006	0.2051	0.000056
940	3.19	-27.5	-0.4642	-0.0999	-0.00015
973	4.25	-27.5	-0.5311	-0.176	-0.00033
1006	5.31	-27.5	-0.7073	-0.4416	-0.00054
1039	6.38	-27.5	-0.9476	-0.5676	-0.00064
1072	7.44	-27.5	-1.275	-0.6313	-0.00077
1105	8.5	-27.5	-1.546	-0.8304	-0.00149
1143	9.97	-27.5	-1.548	-1.195	-0.00183
1174	11.4	-27.5	-1.468	-1.361	-0.00109
1205	12.2	-27.5	-1.413	-1.374	-0.00108
1236	13	-27.5	-1.362	-1.337	-0.00065
1267	13.5	-27.5	-1.33	-1.282	-0.00062
1299	14	-27.5	-1.301	-1.217	-0.00059
1330	14.6	-27.5	-1.272	-1.116	-0.00064
1361	15.2	-27.5	-1.248	-1.008	-0.00058
1392	15.8	-27.5	-1.235	-0.919	-0.00044
1424	16.3	-27.5	-1.225	-0.8304	-0.0021
1455	20.3	-27.5	-1.222	-0.2197	-0.00014
1486	24.2	-27.5	-1.192	0.1458	0.000945
1517	28.1	-27.5	-1.089	0.339	0.001501
1548	32	-27.5	-0.942	0.4305	0.00181
1579	36	-27.5	-0.7538	0.4746	0.001921
1610	40	-27.5	-0.5487	0.4857	0.002433
1641	45	-27.5	-0.277	0.4874	0.002429
1672	50	-27.5	0	0.4842	0.012105

0.012568 m3

$2 * 0,01 * \pi * r^2 = -0.66366 \text{ m3}$

$0.012568 / -0.66366 = -0.01894$

BIJLAGE IX.

TOELICHTING APPARATUUR COMPACTION GROU-
TING

Toelichting apparatuur compaction grouting

Ten bate van het aanbrengen van een injectielichaam dienen over het algemeen de volgende zaken aanwezig te zijn:

- 1) een *opslagplaats* t.b.v. de opslag van de (droge) injectiemiddelen (zakken cement, zand);
- 2) een *menginstallatie (mixer)* t.b.v. samenstellen van de injectievloeistof;
- 3) een *silos* t.b.v. de opslag van een hoeveelheid injectievloeistof;
- 4) een *boor- en/of persinstallatie* t.b.v. het inbrengen van de injectielansen;
- 5) *injectielansen of casing* t.b.v. het in de grond brengen van de injectievloeistof;
- 6) *koppelingsslangen* voor de verbinding tussen de compressor/pomp en het injectiepunt;
- 7) een *zuigerpomp* t.b.v. het opwekken van voldoende pompdruk;
- 8) apparatuur t.b.v. het *monitoren* van het groutproces;
- 9) *communicatiemiddelen* t.b.v. het onderhouden van het contact tussen boor-, grout- en observatieploeg en controlers;
- 10) *computerapparatuur* ter onmiddellijke verwerking en eventueel visualisatie van de meetgegevens;

ad.1 Het is belangrijk deze opslagplaats vochtarm te houden.

ad.2 De voorkeur gaat uit naar een schroefmixer uitgerust met een watergehalte meter om een zo consistent mogelijke samenstelling van het groutmengsel te krijgen. Belangrijk is een groot vermogen, omdat de vereiste lage zetmaat van het mengsel een hoge stijfheid tot gevolg heeft.

ad.3 De capaciteit van een dergelijke silo is sterk afhankelijk van het vereiste pompdebiet en het aantal punten dat tegelijk geïnjecteerd moet worden. Het is overigens niet ongebruikelijk de menginstallatie en de opslag (silo) te koppelen, omdat dit de constante samenstelling van de injectievloeistof bevordert.

ad.4 Over het algemeen wordt gebruik gemaakt van spoelboormachines. Een spoelboormachine is vrij lichte boorstelling met een beperkt ruimtebeslag.

ad.5 Veelgebruikte formaten stalen buizen in de V.S. zijn 1,5" (38 mm), 2,0" (51 mm) en 3,0" (78 mm). Grotere diameters zijn ook mogelijk, mits de pompdruk hoog genoeg kan worden opgevoerd en de grondslag dit toelaten.

Voor boortunnels : De injectielansen dienen over het algemeen te worden geïnstalleerd op een tijdstip ruim voor het arriveren van de TBM. Tot de tijd van ingebruikname dienen de buizen waaruit de injectielansen zijn opgebouwd te worden afgesloten. Bij al te makkelijke toegankelijkheid bestaat het risico dat vandalen de buizen vervuilen en/of verstoppelen.

ad.6 In de V.S. worden veelal 1,5" (38 mm) of 2,0" (51 mm) slangen gebruikt.

ad.7 De zuigerpomp die wordt gebruikt om het groutmengsel in de grond te brengen, moet in principe in staat zijn grout met een zetmaat van 0 cm te verpompen. Praktisch gezien komt dit neer op een wenselijke pompdruk van 0-11,0 N/mm² en een pompdebiet van 0,003 - 0,06 m³/min. Pompen met een laag vermogen kunnen i.v.m. de wrijvingsverliezen in de leidingen slechts worden gebruikt bij injectie door korte leidingen. Belangrijk is dat er continue gepompt kan worden en dat de verpompte hoeveelheden kunnen worden geregistreerd.

Van groot belang is de waterdichtheid van de terugslagklep van de pomp. Omdat het toch al lage watergehalte van het groutmengsel bepalend is voor de plasticiteit van de grout, kan lekkage van water uit het mengsel ernstige gevolgen hebben voor de plasticiteit. Wanneer te veel water weglekt ontstaat propvorming in de injectieleidingen wat de leidingen doet dichtslaan en dus grote vertragingen opleverd. Uit de uitvoeringspraktijk blijkt dat aannemers de neiging hebben gangbare modellen betonpomp te gebruiken. Deze zijn echter zonder ingrijpende aanpassingen NIET geschikt voor het pompen bij een laag pompdebiet, omdat dan te veel water weglekt!

ad.8 Hierbij valt te denken aan inclinometers (hellingen), extensometers (verplaatsingen) en geodetische apparatuur (total station, zijnde een combinatie van afstandmeter en theodoliet gebaseerd op lasertechniek).

ad.9 Essentiële communicatiemiddelen zijn portofoons. Aanvullend kan een TV-systeem worden gebruikt. Verbinding tussen de monitor-apparatuur (8) en de computers (10) geschiedt bij voorkeur draadloos.

ad.10 Met de hedendaagse reken capaciteit van PC's kunnen de meetgegevens direct worden verwerkt, en bijvoorbeeld worden omgezet in een drie-dimensionaal beeld van de bebouwing, waarop zettingen en hoekverdraaiingen eerder opgemerkt worden.

**BIJLAGE X. GESCHIKTHEID UITVOERINGSMETHODEN COMPACTION
GROUTING VOOR CASE 1A**

injectie vanuit de kelder	injectie vanaf het maaiveld	injectie vanuit een put	injectie vanuit de boortunnel	
<p>geschikt, (a)</p> <p>overlast aan het maaiveld is verwaarloosbaar; relatief makkelijk tussen de palen door te injecteren; enig sloopwerk is noodzakelijk om de injectielansen aan te brengen; problemen zijn te verwachten met het aanbrengen van de apparatuur in de kelders wegens mogelijk ruimtegebrek en vooral tijdelijke geluidsoverlast wanneer de pompen draaien (functie Beurs als concertzaal); mogelijke oplossing door geluidsisolatie</p>	<p>geschikt, (b)</p> <p>nodig om op enige plaatsen de verharding (trottoir) open te breken; overlast aan het maaiveld is beperkt, slechts smalle trottoir aan Beurszijde van Damrak gestremd; problemen te verwachten met plaatsing pomp- en regelapparatuur en opslag grout; een goede oriëntatie is vereist, omdat schuin tussen de palen door moet worden geïnjecteerd</p>	<p>matig geschikt, (c)</p> <p>moeilijkheid vormt de locatie van de put bij het Beursgebouw; aan de Beurszijde v.h. Damrak is geen plaats vanwaar het hele te behandelen tracé kan worden bestreken; alternatieven: trambaan, rijbaan (liggen in het tracé) en trottoir overzijde geven te veel overlast/gevaar; enige mogelijke oplossing is het maken van twee grote putten (Beursplein, Brugsteeg) van waaruit lansen met lengte tot 75 meter worden ingebracht; ongunstig is de grote vereiste nauwkeurigheid (want veel palen)</p>	<p>ongeschikt, (d)</p> <p>aangezien de maatregel zich richt op injectie ter plaatse van de palen is injecteren vanuit de tunnel omslachtig; de te overbruggen afstand tussen tunnel en paalpunten is onnodig groot; als de lining is geplaatst en er treden alsnog te grote zettingen op, dan moeten gaten in deze lining worden gemaakt om daardoor te kunnen injecteren; de zettingen die optreden door bv oversnijding kunnen nauwelijks op tijd worden opgevangen</p>	<p>ter plaats van de paalfundering</p>
<p>geschikt, (e)</p> <p>voor en nadelen gelden zoals hierboven gesteld, echter: er hoeft niet tussen de palen door te worden geïnjecteerd als men gaten in de wand van de kelder maakt; dit kan echter uitvoeringstechnisch weer moeilijk liggen vanwege de scherpe hoek met de verticaal die dan moet worden gemaakt</p>	<p>geschikt, (f)</p> <p>voor en nadelen gelden zoals hierboven gesteld, echter: afhankelijk van de hoek met de verticaal die gemaakt moet worden kan de kelder een obstakel vormen voor de injectielansen</p>	<p>matig geschikt, (g)</p> <p>voor en nadelen gelden zoals hierboven gesteld, echter: nu wordt niet meer nabij de palen geïnjecteerd zodat het ontspanningsgevaar bij verkeerde oriëntatie van de injectielansen is verdwenen; desastreus zou het kunnen zijn wanneer een injectiebuis per ongeluk in het boortracé terecht komt</p>	<p>matig geschikt, (h)</p> <p>voor het boorfront uit kan goed geïnjecteerd worden; wanneer preventief geïnjecteerd moet worden is dit toereikend, echter hier moet ook de zetting na het construeren van de lining worden opgevangen (staartspleet); dit vereist wederom een (kostbare) aanpassing van de tunnelling</p>	<p>ter plaats van de boortunnel</p>

TABEL X.1 Geschiktheid van de verschillende oplossingen, letteraanduiding verwijst naar figuur 7.8 op pagina 86

BIJLAGE XI.

PRINCIPESCHETSEN COMPACTION GROUTING
VARIANTEN a,b,e & f



noord/zuidlijn

projectnummer DWARS DOORSNEDE DAMRAK/BEURS

nummer VARIANT 2

nummer _____

berekeningen

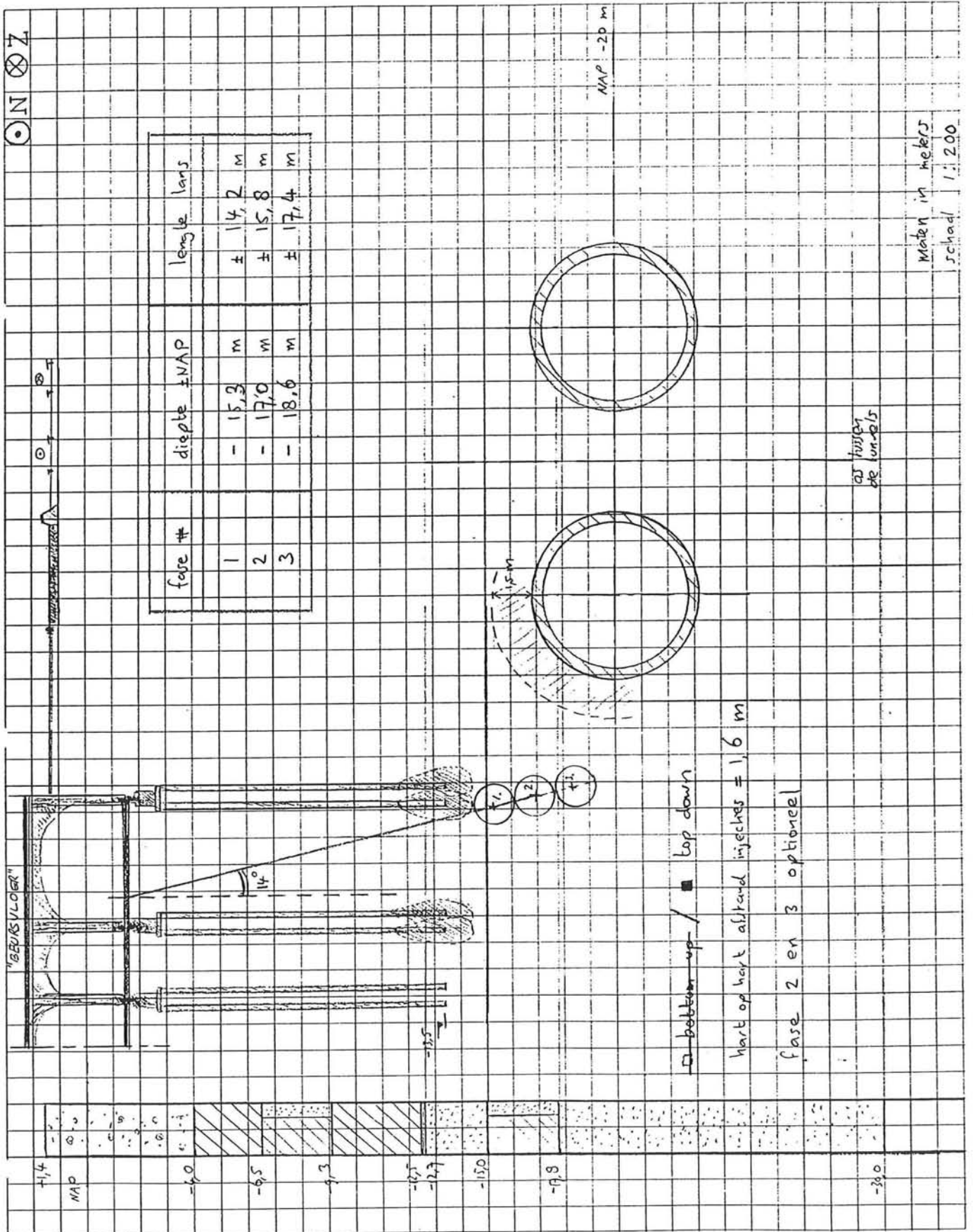
projectbureau noord/zuidlijn

Entrada 231

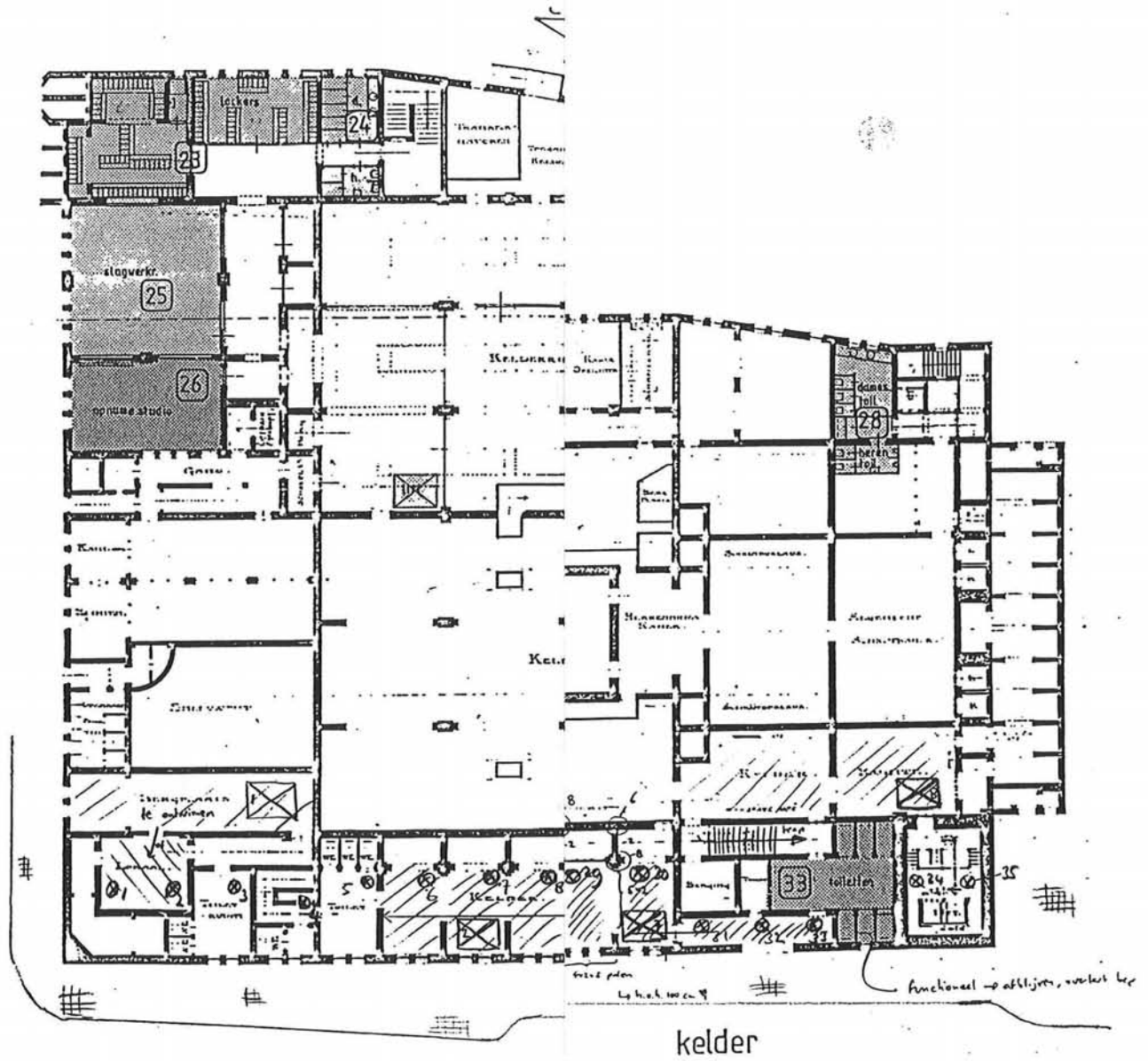
1096 EG Amsterdam

telefoon 020 56 94 100

telefax 020 56 94 150



variant a



kelder

⊗ injectiepunt

⊠ mogelijk opstelpunt pomp

schaal circa 1:400

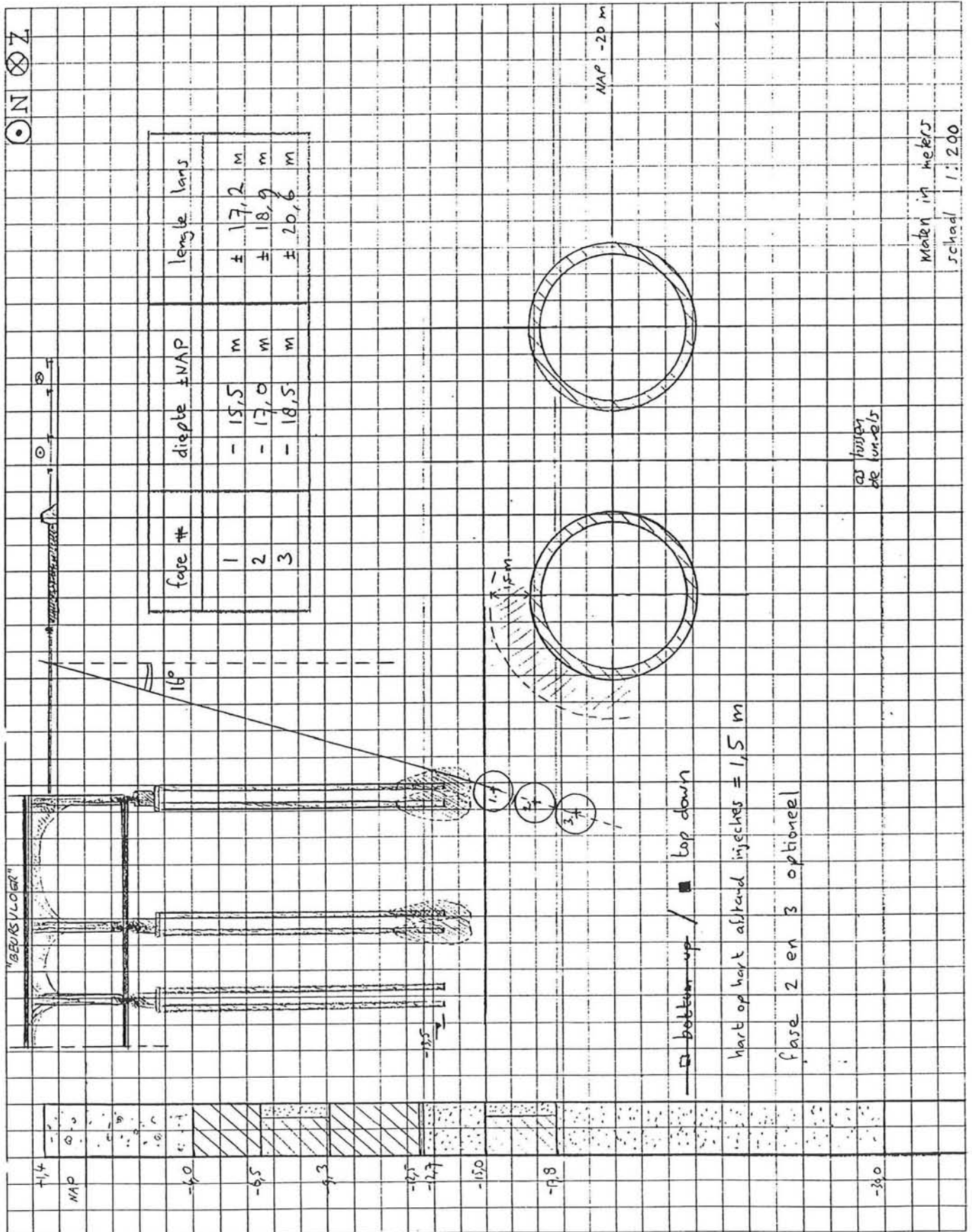


noord/zuidlijn

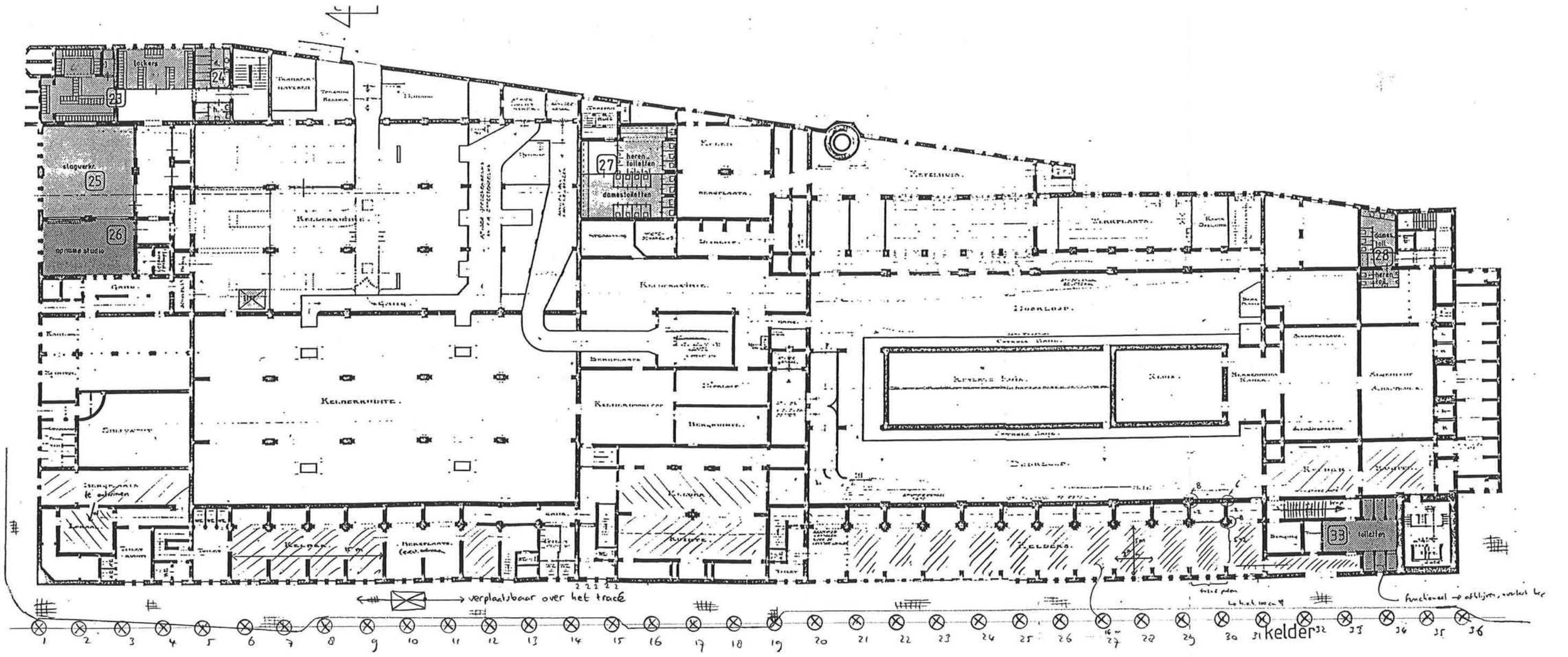
projectnummer DWARS DOORSNEDE DAMRAK/BEURS
 nummer VARIANT 6

berekeningen

projectbureau noord/zuidlijn
 Entrada 231
 1096 EG Amsterdam
 telefoon 020 56 94 100
 telefax 020 56 94 150



variant b



⊗ injectiepunt
⊠ mogelijk opstelpunt pomp

schaal circa 1:400



noord/zuidlijn

projectnummer

DWARS DOORSNEDE DAMRAK/BEURS



VARIANT E

nummer

berekeningen

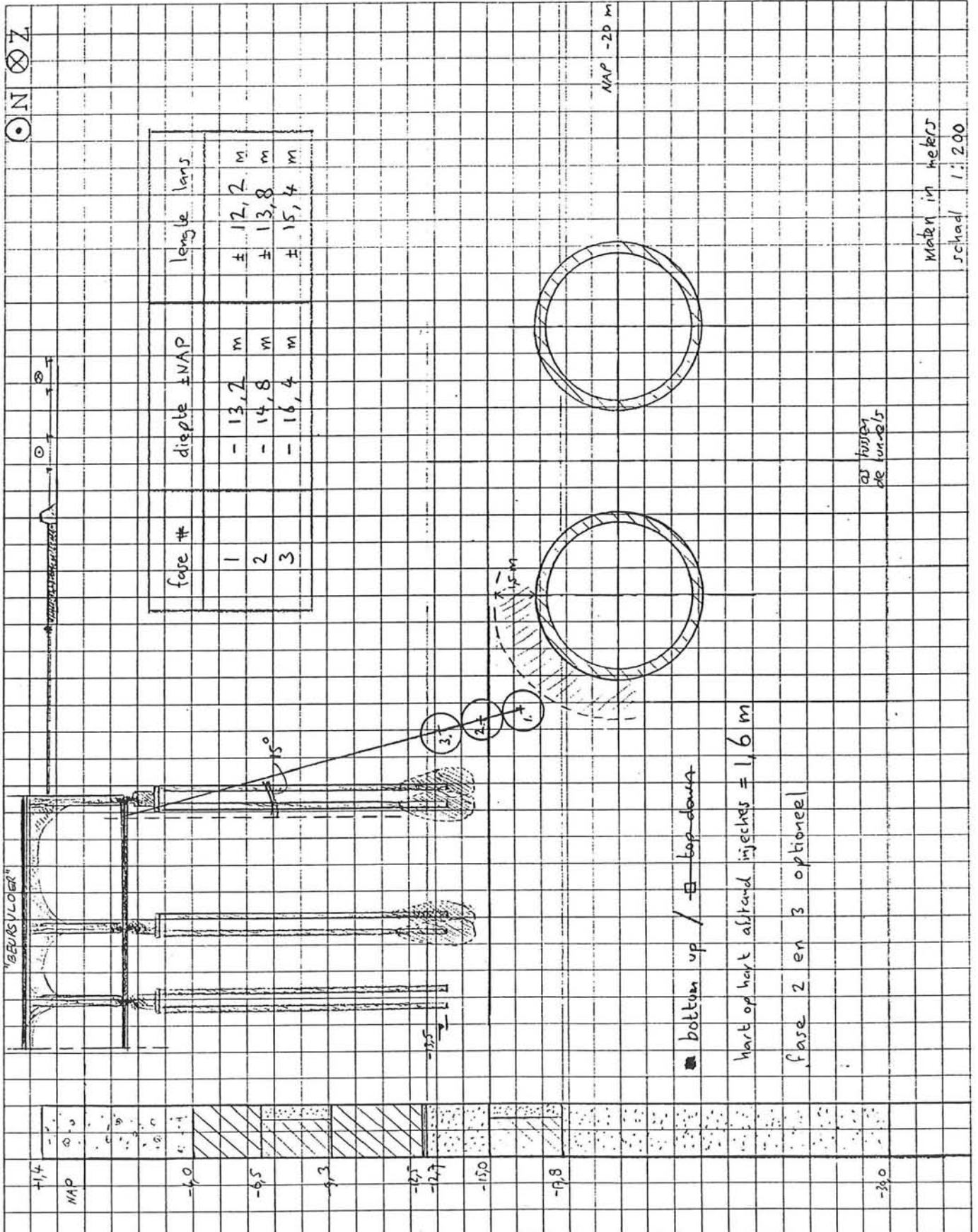
projectbureau noord/zuidlijn

Entrada 231

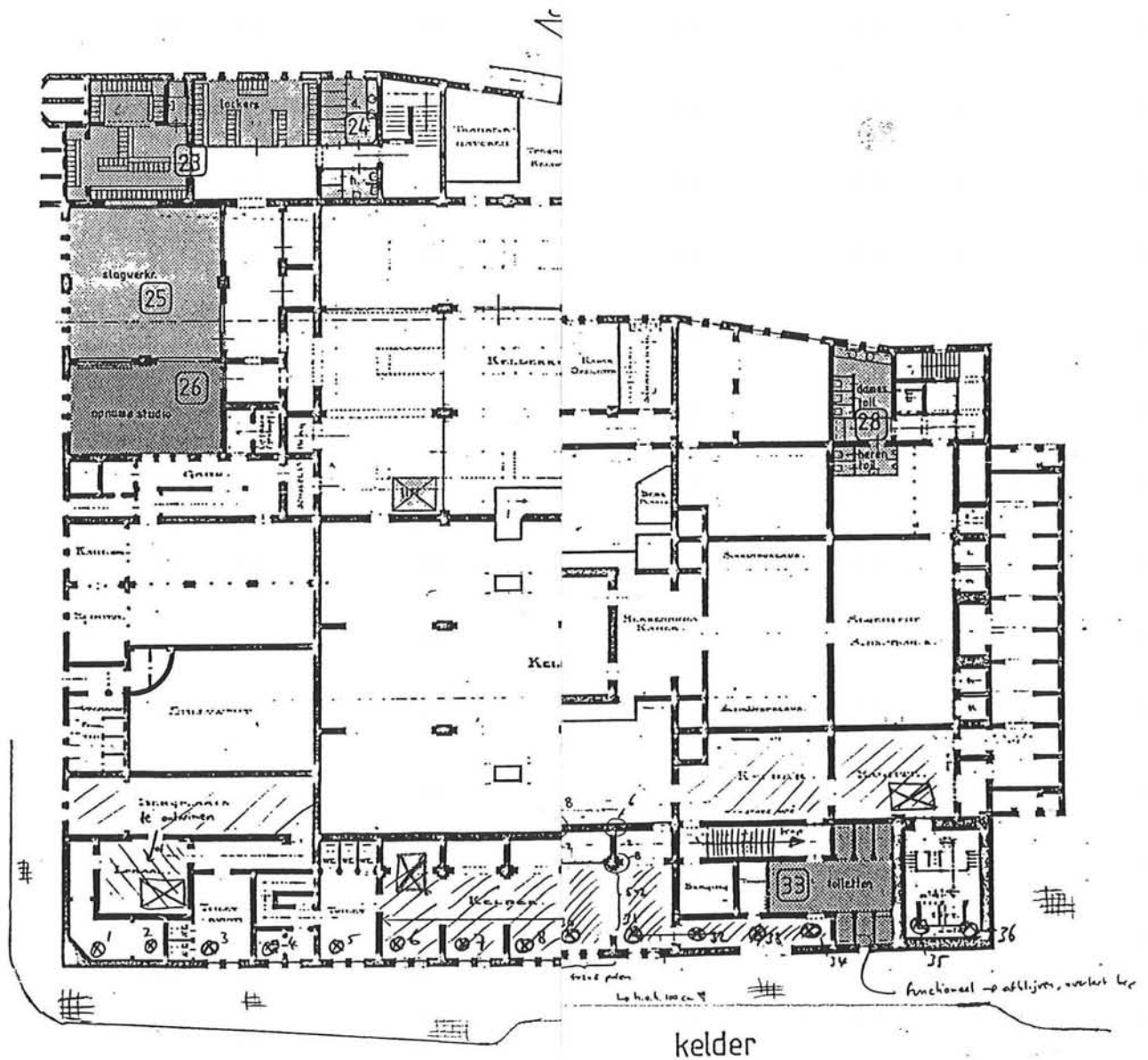
1096 EG Amsterdam

telefoon 020 56 94 100

telefax 020 56 94 150



variant e



kelder

⊗ injectiepunt

⊠ mogelijk opstelpunt pomp

schaal circa 1:400



noord/zuidlijn

projectnummer DWARS DOORSNEDE DAMRAK/BEURS

nummer VARIANT F

berekeningen

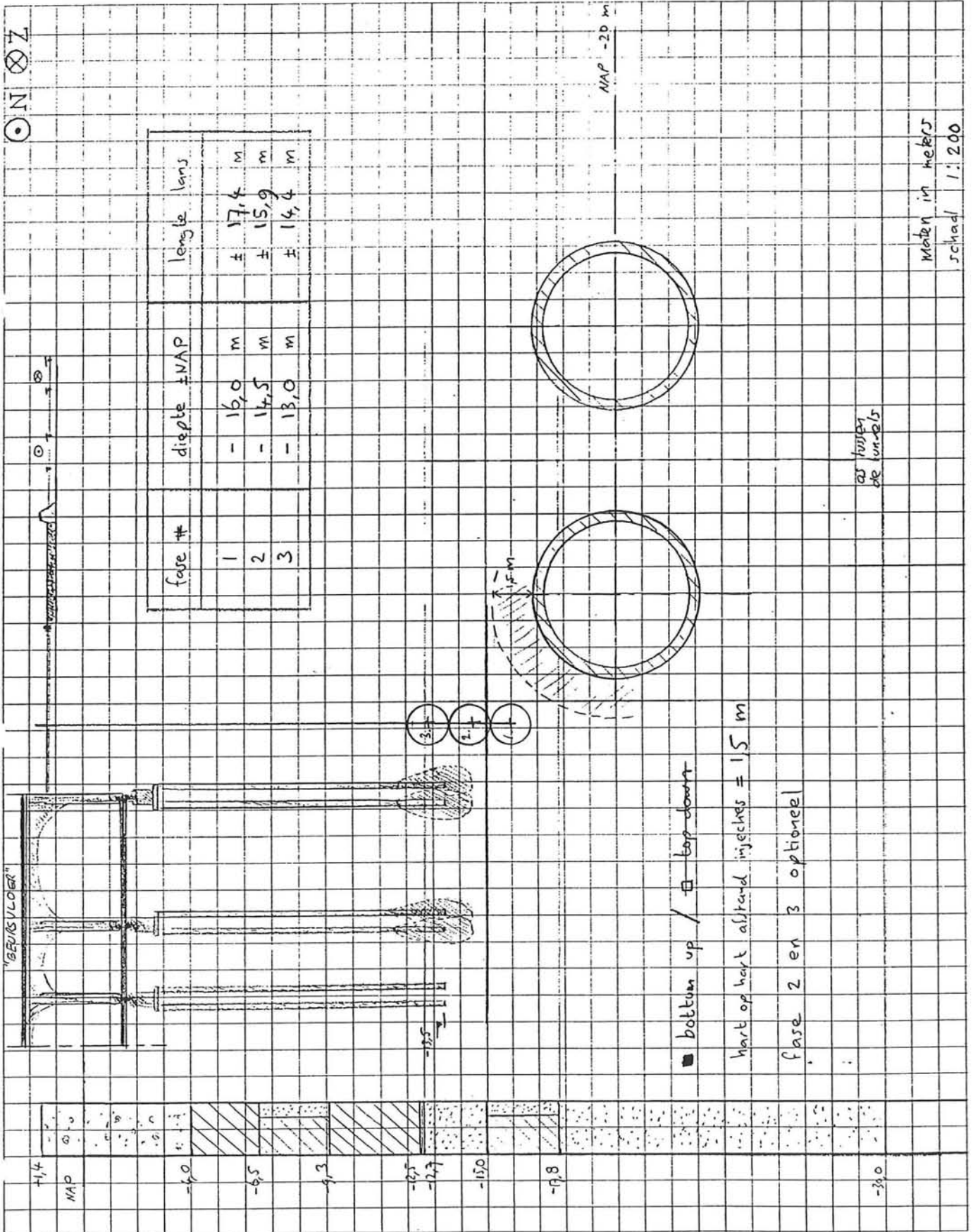
projectbureau noord/zuidlijn

Entrada 231

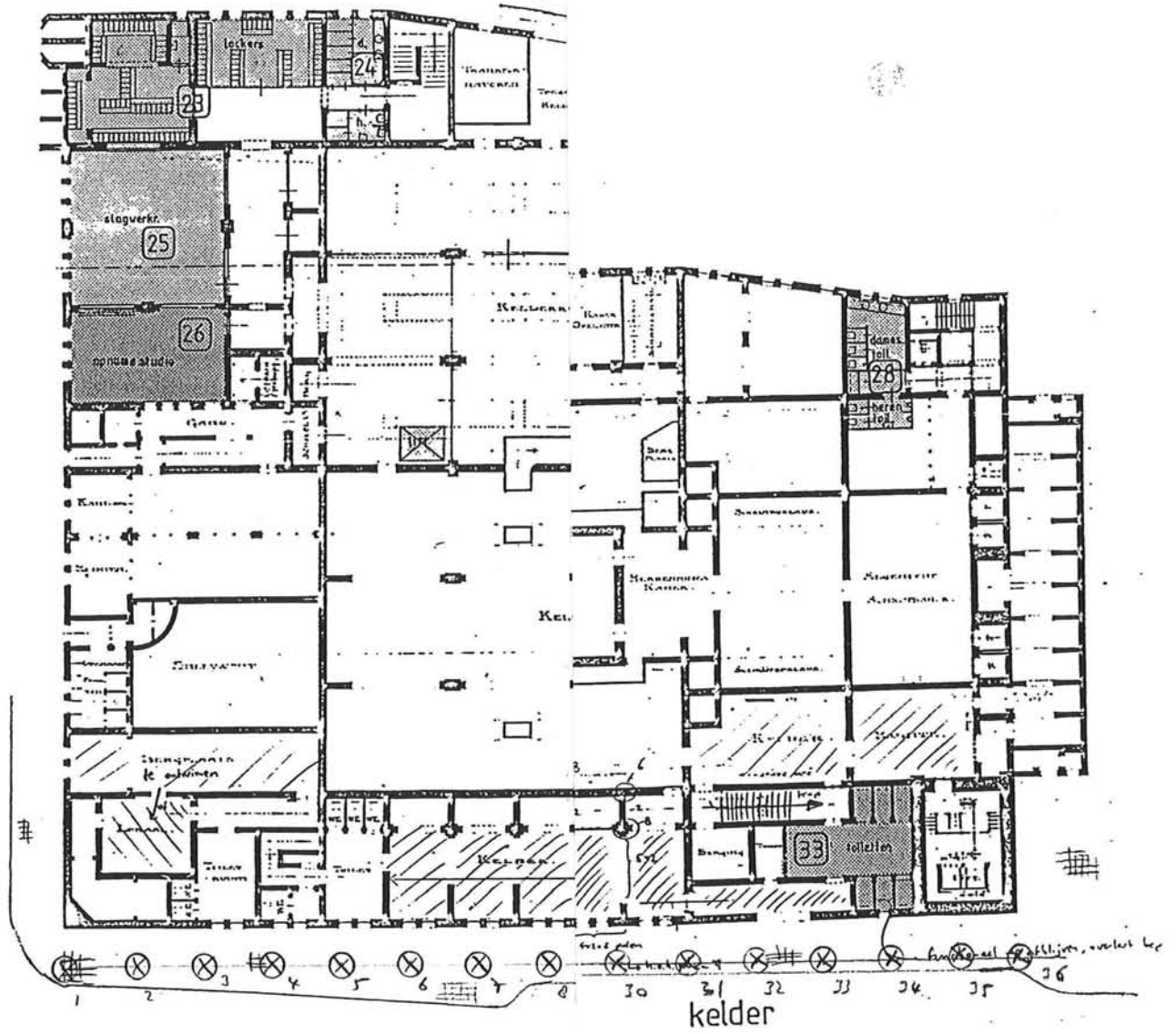
1096 EG Amsterdam

telefoon 020 56 94 100

telefax 020 56 94 150



variant f



⊗ injectiepunt

⊠ mogelijk opstelpunt pomp

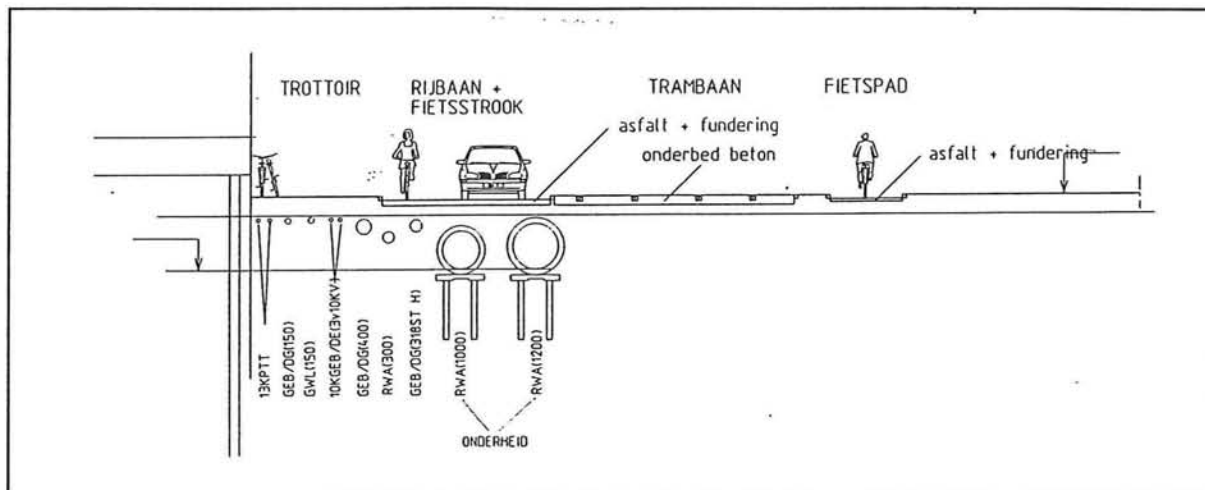
schaal circa 1:400

BIJLAGE XII.

Globale berekening kosten compaction
 grouting en aanbrengen damwand

A. Kabels en leidingen

Het is de bedoeling een indicatie te geven van de maximale kosten verbonden aan het verwijderen van kabels en leidingen en niet van wanneer en de manier waarop dat moet gebeuren.



FIGUUR XII.1 Principedoorsnede Damrak/Rokin

In figuur XII.1 is een principedoorsnede opgenomen van de situatie met betrekking tot de kabels en leidingen. In de figuur is te zien dat zich onder het trottoir enkele middelzware (10 kV) GEB energie-distributieleidingen bevinden, twee distributie gas leidingen waarvan één hoge druk (318 ST H) en nog leidingen van de PTT, Gemeente Waterleidingen en rioolwaterafvoer, waarvan twee onderheide grote diameter buizen.

Uit de doorsnede wordt geconstateert dat die methoden die openbreken van de trottoir-verharding vereisen, waarschijnlijk omlegging van een of meerdere van de volgende leidingen vereisen (van links naar rechts): PTT, GEB/DG(150), GWL(150), 10KGEB/DE en GEB/DG(400). Dit zijn alle relatief kleine leidingen zodat omlegging geen zwaarwegende problemen zal vormen. Afhankelijk van het aantal leidingen dat moet worden omgelegd en de afstand waarover dit moet gebeuren kunnen de kosten worden bepaald. In de onderstaande tabel staan de kosten per strekkende meter van het verwijderen van de verschillende kabels en leidingen.

Uit de tabel volgt dat de maximale kosten per strekkende meter tracé maximaal NLG 2950,- bedragen (bij omleggen PTT, GEB/DG(150), GWL(150), 10KGEB/DE en GEB/DG(400)).

Het is te verwachten dat bij het aanbrengen van een damwand meer kabels en leidingen moeten worden verwijderd dan bij het aanbrengen van de injectielansen vanaf het maaiveld. Bij geen van beide methoden is het nodig om alle kabels en leidingen om te leggen, zodat de kosten waarschijnlijk 25% tot 75% van het maximum bedragen. Bij het aanbrengen van de injectielansen vanuit de kelder kunnen de kabels en leidingen ongemoeid gelaten worden.

type kabel/leiding	kosten (NLG)
13KPTT	100
GEB/DG(150)	200
GWL(150)	250
10KGEB/DE	1250
GEB/DG(400)	750
RWA(300)	400
GEB/DG(318ST H)	900
RWA(1000)	6000
RWA(1200)	7000

TABEL XII.1 Kosten omleggen kabels en leidingen

B. Kostenraming voor het aanbrengen van een wand tussen boortunnel en bebouwing

1. Algemeen

De onderstaande globale kostenraming is gemaakt voor het aanbrengen van een wand tussen boortunnel en bebouwing, voor de beide knelpunten (per meter tracé). Er wordt uitgegaan van de volgende globale prijzen:

Onderdeel	Kosten (NLG)
openbreken verharding & herstraten (/m)	250
stalen damwand (ton)	1500
heistelling / spuitlans (/dag)	2500 (matig zwaar blok)
hydraulische persinstallatie (/dag)	3500

TABEL XII.2 Globale kosten wandaanleg

De massa van een PU20 profiel bedraagt 141 kg/m², dus de kosten bedragen NLG 211,50 /m².

De produktie van een heistelling wordt geschat op ongeveer 6 dubbele planken per dag, wat overeenkomt met $2 \cdot 0,60 \cdot 6 = 7,2$ meter. Aangezien het niet nodig is de planken in het slot te heien (bv speling tussen dubbele planken 10 cm) kan de produktie waarschijnlijk aanzienlijk worden opgevoerd (8 dubbele planken) en kan voor de produktiebreedte $(2 \cdot (0,60) + 0,10) \cdot 8 = 10,4$ meter per dag worden aangehouden.

Het pers van de laatste meters plank kan plaats vinden nádat alle planken tot op enkele meters boven de inheidiepte zijn gespoten. Hiervoor wordt een produktie aangenomen van 10 dubbele planken = 12 meter per dag.

Voor de aan- en afvoer van de heistelling wordt 1 dag aangehouden. Hetzelfde geldt voor de persinstallatie.

2. Kosten knelpunt Beurs van Berlage

De lengte van het tracé langs de Beurs van Berlage bedraagt circa 140 meter, zodat de kosten voor het openbreken van de verharding $140 \text{ m} \cdot \text{NLG } 250,- / \text{m} = \text{NLG } 35.000,-$ bedragen.

De lengte van de wand: $l_{\text{wand}} = 20$ meter (19,2 m + overhoogte) dus de kosten bedragen:
 $20 \cdot \text{NLG } 211,5 / \text{m}^2 = \text{NLG } 4230,- / \text{m}$, wat "staalkosten" geeft van totaal :
 $140 \text{ m} \cdot \text{NLG } 4230,- / \text{m} = \text{NLG } 592.200,-$.

Het minimaal aantal dagen nodig voor het aanbrengen: $140 / 10,4 = 14$, dus minimale kosten voor de heistelling bedragen $14 \cdot \text{NLG } 2500,- = \text{NLG } 35.000,-$.

Het maximaal aantal dagen nodig voor het aanbrengen: $140 / 7,2 = 20$, dus maximale kosten voor de heistelling bedragen $20 \cdot \text{NLG } 2500,- = \text{NLG } 50.000,-$.

Het wegpersen van de laatste meters damwandplank kost $140 / 12 = 12$ dagen, oftewel $12 \cdot \text{NLG } 3500,- = \text{NLG } 42.000,-$.

De minimum kosten voor het verleggen van de kabels en leidingen bedragen:

$140 \cdot 0,25 \cdot \text{NLG } 2950,- = \text{NLG } 103.250,-$

De maximum kosten voor het verleggen van de kabels en leidingen bedragen:

$140 \cdot 0,75 \cdot \text{NLG } 2950,- = \text{NLG } 309.750,-$

De totale kosten voor het knelpunt Beurs van Berlage bedragen dan circa:

minimaal $35.000 + 592.200 + 35.000 + 42.000 + 103.250 = 807.450,-$ (excl. BTW);
maximaal $35.000 + 592.200 + 50.000 + 42.000 + 309.750 = 1.028.950,-$ (excl. BTW)⁽¹⁾.

Met een toeslagpercentage voor algemene kosten, winst en risico van 15% bedragen de kosten dan minimaal NLG 928.600,- en maximaal NLG 1.184.000,- (excl. BTW).

De gemiddelde kosten per meter tracé bedragen circa NLG 7550,- exclusief BTW en circa NLG 8860,- inclusief BTW⁽²⁾.

⁽¹⁾ verschil van minder dan 3%

⁽²⁾ BTW tarief 17,5%

3. Kosten knelpunt Industria / Madame Tussaud

De lengte van het tracé langs het Industria gebouw bedraagt circa 35 meter, de lengte van het tracé langs Madame Tussaud bedraagt circa 30 meter, zodat de kosten voor het openbreken van de verharding $65 \text{ m} * \text{NLG } 250,- / \text{m} = \text{NLG } 16.250,-$ bedragen.

De lengte van de wand: $l_{\text{wand}} = 26$ meter (25,25 m + overhoogte) dus de kosten bedragen:
 $26 * \text{NLG } 211,5 / \text{m}^2 = \text{NLG } 5499,- / \text{m}$, wat "staalkosten" geeft van totaal :
 $65 \text{ m} * \text{NLG } 5499,- / \text{m} = \text{NLG } 357.435,-$.

Het minimaal aantal dagen nodig voor het aanbrengen: $65 / 10,4 = 7$, dus minimale kosten voor de heistelling bedragen $7 * \text{NLG } 2500,- = \text{NLG } 17.500,-$.

Het maximaal aantal dagen nodig voor het aanbrengen: $65 / 7,2 = 9$, dus maximale kosten voor de heistelling bedragen $9 * \text{NLG } 2500,- = \text{NLG } 22.500,-$.

Het wegpersen van de laatste meters damwandplank kost $65 / 12 = 6$ dagen, oftewel $6 * \text{NLG } 3500,- = \text{NLG } 21.000,-$.

De minimum kosten voor het verleggen van de kabels en leidingen bedragen:

$35 * 0,25 * \text{NLG } 2950,- = \text{NLG } 25.813,-$

De maximum kosten voor het verleggen van de kabels en leidingen bedragen:

$35 * 0,75 * \text{NLG } 2950,- = \text{NLG } 77.438,-$

De totale kosten voor het knelpunt Industria / Madame Tussaud bedragen dan circa:

minimaal $16.250 + 357.435 + 17.500 + 21.000 + 25.813 = 437.998,-$ (excl. BTW);
maximaal $16.250 + 357.435 + 22.500 + 21.000 + 77.438 = 494.623,-$ (excl. BTW)⁽¹⁾.

Met een toeslagpercentage voor algemene kosten, winst en risico van 15% bedragen de kosten dan minimaal NLG 504.000,- en maximaal NLG 569.000,-.

De gemiddelde kosten per meter tracé bedragen circa NLG 15.320,- exclusief BTW en NLG 18.000,- inclusief BTW.

4. Slotopmerkingen kostenberekening wand

Er zou nog een optimalisatie kunnen plaatsvinden, met betrekking tot de speling die men tussen twee (dubbele) planken kan aanhouden, omdat niet in het slot hoeft te worden geheid. Aangezien de werking van de wand op wrijvingseigenschappen is gebaseerd is de verwachting dat door de beperkte onderlinge samenhang van de grond deze afstand maximaal zo'n 50 cm kan bedragen. Wanneer de wand ook in langsricting blijkt te werken (zie 6.5.2) dan is het waarschijnlijk wel nodig de planken in het slot te heien, of ze in ieder geval onderling stijf te verbinden.

Misschien kan de heistelling vrij eenvoudig worden omgebouwd tot persinstallatie (inhangen persblok), zodat de kosten van het persen kunnen worden gereduceerd.

Omdat de damwanden niet op buiging worden belast kan worden volstaan met goedkopere (Oost-Europese) damwanden. Nog gunstiger is het gebruik van tweedehands damwanden, die echter veel moeilijker in de juiste maat en het juiste profiel te krijgen zijn (misschien planken van een ander onderdeel van het project, zoals een tijdelijke bouwput).

⁽¹⁾ verschil van circa 12 %

C. Kostenraming voor het aanbrengen van injectielichaam ter plaatse van de paalfundering

1. Uitvoering

Voor wat betreft de uitvoering van het compaction grouting proces zijn de onderstaande uitgangspunten gehanteerd.

Met betrekking tot de voortgang van het tunnelboorproces:

- het boren van de tunnel vindt plaats in secties van 1,5 meter per keer in de lengterichting van de tunnelas, waarover gemiddeld 20 minuten wordt geboord;
- aansluitend op het boren van een tunnelsectie worden de tunnelementen geplaatst, hetgeen 40 minuten duurt;
- er wordt een gemiddelde voortgangsnelheid van de TBM van minimaal 10 meter per 24 uur gehaald; deze voortgangsnelheid wordt bepaald door de snelheid van boren, het plaatsen van de tunnelementen, oponthoud ten gevolge van problemen en onderhoud;
- gegeven bovenstaande punten zijn er minimaal 40 minuten en gemiddeld 196 minuten beschikbaar tussen het boren van de 1,5 meter lange tunnelsecties; in deze periode kunnen metingen worden uitgevoerd, zonder hinder van trillingen van de TBM en zonder dat er rekening hoeft te worden gehouden met de invloed van het voortschrijdend boorfront op de metingen;
- de spanningswijzingen en zettingen spelen zich waarschijnlijk met name af gedurende het boorproces; het is dan ook wenselijk om de groutinjectie plaats te laten vinden gedurende de 20 minuten van het boorproces en slechts in mindere mate gedurende de 'rustperiodes' van 40 tot 196 minuten.

Met betrekking tot de inzet van personeel en apparatuur:

- gedurende het injecteren wordt een pomp aangesloten op 4 injectiepunten, hier een injectie *unit* genoemd, het deel van het tracé dat daarmee bestreken wordt is $4 \times 4 = 16$ meter;
- gedurende het uitvoeringsproces worden telkens twee units, dus twee sets van compressoren en injectiepunten, gebruikt (in totaal 8 injectiepunten, oftewel 32 meter); uitgaande van een lengte van het invloedsgebied vóór het schild van circa 15 meter, een schildlengte van 8,5 meter en een lengte van het invloedsgebied achter het schild van circa 5 meter, bedraagt de totale lengte waarover de invloeden van het boorproces te merken zijn circa 28,5 meter, zodat men met twee units (32 m) kan volstaan;
- per unit dienen twee (laag-geschoolde) arbeidskrachten (één bij de pomp en één bij de injectielansen) aanwezig te zijn;
- het inbrengen van de injectielansen d.m.v. de boor/persinstallatie wordt uitgevoerd door twee (laag-geschoolde) arbeidskrachten; telkens als twee units in gebruik zijn, wordt een derde unit klaargezet door deze ploeg; er zijn daarom dus totaal drie units nodig, waarbij nog wordt opgemerkt dat aan het begin van het proces niet direct alle drie de units aanwezig hoeven te zijn, en iets soortgelijks geldt uiteraard aan het eind van het proces; deze gunstige invloed wordt echter buiten beschouwing gelaten;
- de in totaal zes arbeidskrachten die het compaction grouting proces uitvoeren staan onder toezicht van een hooggeschoolde hoofdvoerder, die de verantwoordelijkheid voor deze uitvoering draagt;
- het monitoring gedeelte wordt uitgevoerd door twee arbeidskrachten, waarvan één een hoog scholingsniveau dient te hebben;
- aangezien het tunnelboorproces doorlopend plaatsvindt, moet ook doorlopend gewerkt worden; wanneer met drie ploegen wordt gewerkt, zal één ploeg tegen een 100% tarief werken, en de andere ploegen zullen tussen de 150% en 200% betaald moeten krijgen; het is aantrekkelijker om met twee ploegen te werken (continuïteit, scholing, vervoer) die ieder 12 uur werken tegen 150% procent betaling.

Met betrekking tot (de injectie van) het grout:

- als injectievloeistof wordt grout gebruikt, zonder dat daaraan hulpstoffen worden toegevoegd; voor wat betreft de samenstelling wordt paragraaf 7.3.7.6 aangehouden;
- de gemiddelde aan te houden pompdebiet bedraagt $0,03 \text{ m}^3/\text{min}$, in de zandhoudende klei zullen wellicht iets lagere pompdebieten gehanteerd moeten worden;
- de hoeveelheid te injecteren grout bedraagt circa $1,77 \text{ m}^3$ per injectie; hierbij is uitgegaan van de vorming van een bolvormig groutlichaam met straal r van circa 0,75 meter en een volume $V = 4/3 \cdot \pi \cdot r^3$; de straal kan afhankelijk van de omstandigheden misschien wat kleiner of wat groter worden.

2. Algemeen

De onderstaande globale kostenraming is gemaakt voor het aanbrengen van injectielichaam tussen boortunnel en bebouwing, ter plaatse van de paalfundering. De uitwerking geldt voor het knelpunt Beurs van Berlage. Er wordt uitgegaan van de volgende globale prijzen:

Onderdeel	Kosten (NLG)
openbreken en herstellen keldervloer (per aan te brengen gat)	250
boor-/persinstallatie t.b.v. het inbrengen van de injectielansen (/dag)	375
injectiebuis, slangen, compressor, menginstallatie, opslagmiddelen e.d. (/dag)	250
meetapparatuur en communicatiemiddelen (/dag)	250
(laag-geschoold) personeel boorinstallatie, injectiemiddelen (/uur)	50
(hoog-geschoold) hoofd uitvoering en hoofd monitoring (/uur)	100
grout (/m ³)	75

TABEL XII.3 Globale kosten injecteren per eenheid

Voor wat betreft de uitvoering en de inzet van personeel en apparatuur wordt verwezen naar paragraaf XII.C.1.

De kosten worden nu als volgt berekend:

In totaal moeten 35 gaten in de keldervloer worden aangebracht, á NLG 250,- per gat, zodat de kosten hiervan NLG 8750,- bedragen.

In een injectiepunt wordt afhankelijk van het aantal injecties n ($n=1,2$ of 3) dat plaatsvindt circa $n \cdot 1,77$ m³ grout geïnjecteerd. Als de groutkosten NLG 75,-/m³ bedragen, zijn de kosten per injectiepunt gelijk aan $1,77 \cdot n \cdot \text{NLG } 75,-$. Dit komt voor 35 injectiepunten neer op: NLG 2260,- bij 1 injectie, NLG 4520,- bij 2 injecties en NLG 6780,- bij 3 injecties. Omdat (zoals nog zal blijken) de kosten van het grout niet zo zwaar op de totale kosten drukken, wordt uitgegaan van het maximale aantal injecties (3) per injectiepunt.

De overige kosten moeten worden berekend per dag. Uitgaande van een minimum snelheid van de TBM van 10 m/dag en een lengte van het te behandelen tracé van 140 meter, duurt het $140/10=14$ dagen voordat de TBM is gepasseerd. Hierbij moeten nog 3 dagen worden opgeteld, omdat het invloedsgebied zich circa 15 meter voor de kop van de TBM uitstrekt en het schild circa 8,5 m lang is. Totaal duurt het tunnelboorproces dus maximaal 17 dagen.

De kosten van één boor-/persinstallatie, drie units (de injectiebuis, de slangen, de compressor, de menginstallatie, de opslagmiddelen, e.d.) en één set meetapparatuur en communicatiemiddelen, bedragen dan: (NLG 375,- + 3 * NLG 250,- + NLG 250,-) * 17 = NLG 23.375,-.

De toeslag voor geluidsisolatie van de pompen wordt geschat op circa NLG 1000,- per pomp, zodat deze kosten totaal NLG 3000,- bedragen.

Veruit de belangrijkste kosten worden gevormd door de personeelskosten. Deze bedragen voor de 7 laaggeschoolde arbeidskrachten $150\% \cdot \text{NLG } 50,- \cdot 24 \cdot 17 = \text{NLG } 214.200,-$. Voor de hooggeschoolde arbeidskrachten bedragen de personeelskosten $150\% \cdot \text{NLG } 100,- \cdot 24 \cdot 17 = \text{NLG } 122.400,-$. De totale personeelskosten bedragen dan NLG 336.600,-.

De maximale totale kosten bedragen: NLG 8750,- + NLG 6780,- + NLG 23.375,- + NLG 3000,- + NLG 336.600,- = NLG 378.505,-. Het blijkt dat de personeelskosten (90%) het zwaarst op het budget drukken, zodat kostenbesparing juist daar gerealiseerd moet worden!

Met een toeslagpercentage voor algemene kosten, winst en risico van 15% bedragen de kosten maximaal NLG 435.300,-.

De gemiddelde kosten per meter tracé bedragen circa NLG 3110,- exclusief BTW en NLG 3650,- inclusief BTW⁽¹⁾.

⁽¹⁾ BTW = 17,5%