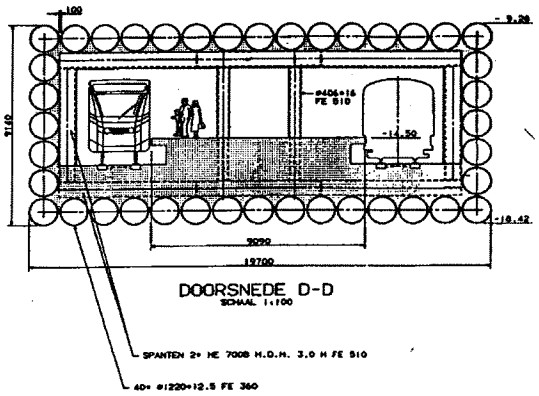
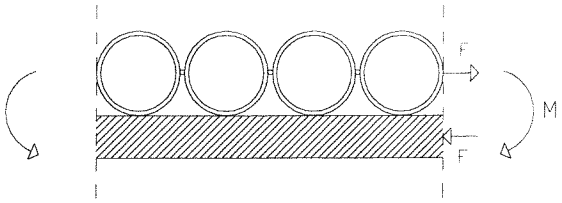
Bouwmethoden onder bestaande bebouwing

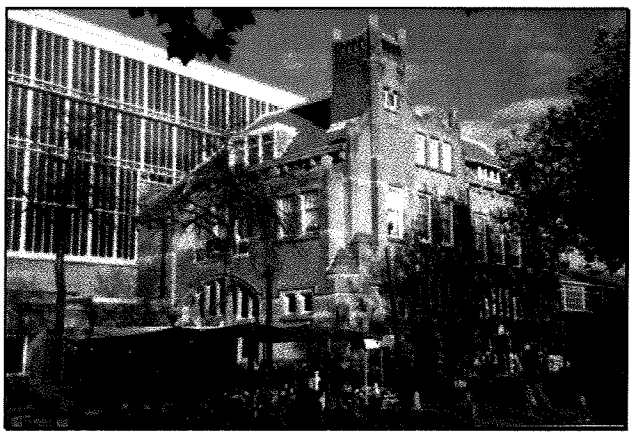
Casestudie I: Alternatieven voor passage Noord/zuidlijn met Amsterdam CS

Casestudie II: De buizenmethode toegepast onder NS-station Haarlem









Projectbureau Noord/Zuidlijn

Witteveen+Bos

Technische Universiteit Delft

Casestudie I

Alternatieven voor passage Noord/Zuidlijn met Amsterdam CS



Projectbureau Noord/Zuidlijn

Witteveen+Bos

Technische Universiteit Delft

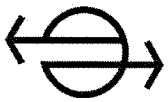
Casestudie I

Alternatieven voor passage Noord/Zuidlijn met Amsterdam CS

Afstudeerder: Auke de Wit

Afstudeercommissie:
Vanuit de TU Delft:
prof.drs.ir. J.K. Vrijling
ing. H.J. Everts

Vanuit het Projectbureau Noord/Zuidlijn:
ir. E.A.H. Teunissen



Projectbureau Noord/Zuidlijn



Witteveen+Bos



Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek
en Geowetenschappen
Subfaculteit Civiele Techniek
Sectie Constructieve Waterbouw

Voorwoord

De literatuurstudie die voor u ligt is geschreven in het kader van het afstudeerproject aan de Technische Universiteit Delft, faculteit Civiele techniek en Geowetenschappen, subfaculteit Civiele Techniek, sectie Constructieve Waterbouwkunde. Deze literatuurstudie is uitgevoerd bij het Projectbureau Noord/Zuidlijn te Amsterdam. In deze literatuurstudie wordt ingegaan op alternatieve bouwmethoden voor de bouw van de passage van de Noord/Zuidlijn met het Amsterdam Centraal Station. Mijn dank gaat uit naar iedereen die binnen het Projectbureau Noord/Zuidlijn en daar buiten heeft geholpen met het samenstellen van dit rapport.
december '99

Auke de Wit

Samenvatting

In 1996 heeft de gemeenteraad van Amsterdam besloten tot de aanleg van een nieuwe metrolijn, de Noord/Zuidlijn. De Noord/Zuidlijn is een metroverbinding van Amsterdam-Noord, onder de binnenstad door, naar Amsterdam-Zuid en is onderdeel van het Amsterdamse en regionale openbaarvervoer netwerk. Het tracé van de Noord/Zuidlijn ligt vast en daarmee de plaats van de stations.

Het ontwerp van de Noord/Zuidlijn wordt gemaakt, in opdracht van de gemeente Amsterdam, door het Projectbureau Noord/Zuidlijn. Dit Projectbureau is een samenwerking van drie ingenieursbureaus, Witteveen+Bos Raadgevende ingenieurs bv, De Weger Architecten- en Ingenieursbureau bv en Ingenieursbureau Amsterdam. Het ontwerp voor de passage met het Centraal Station van Amsterdam wordt door VOF Stationseiland gemaakt. Dit is een samenwerking tussen Holland Railconsult en Arcadis Bouw/Infra.

Eén van de nieuwe stations is het Centraal Station. Op het stationseiland komen trein, trams, stadsbussen, regionale bussen, Oostlijn (metro) en Noord/Zuidlijn bij elkaar. Het is daarom van groot belang dat het nieuwe metrostation Noord/Zuidlijn goed ingepast wordt. Ook is het van belang dat de omgeving zo min mogelijk schade en hinder ondervindt van de bouw van het station en aanleg van de metrolijn. Amsterdam Centraal Station is een van de belangrijkste overstapstations in Nederland.

Het nieuwe metrostation voor de Noord/Zuidlijn wordt gebouwd onder het Voorplein. De aansluiting met Amsterdam-Noord komt recht onder het Centraal Station te liggen. Voor deze passage van de Noord/Zuidlijn met het Centraal Station heeft VOF Stationseiland een ontwerp gemaakt. Dit ontwerp is een punt van discussie tussen het projectbureau en VOF Stationseiland en om een bijdrage te kunnen leveren aan deze discussie worden in deze voorstudie alternatieve bouwmethoden besproken om de passage van de Noord/Zuidlijn met het Centraal Station te realiseren.
Het ontwerp van VOF Stationseiland komt neer op het opvangen van de bestaande gebouwen en onder het huidige station een bouwkuip creëren waarin een tunnelelement kan worden afgezonken. Dit tunnelelement wordt gemaakt in een bouwdok en dan vanaf het IJ ingevaren.

In deze studie naar bouwmethoden onder bestaande bebouwing is een aantal mogelijke alternatieven, voor de bouw van de passage van de Noord/Zuidlijn met het Centraal Station, naar voren gekomen. De behandelde alternatieve bouwmethoden voor de passage van de Noord/Zuidlijn met het Amsterdam Centraal Station zijn:

- De buizenmethode
  Het persen van buizen, vanuit een bouwkuip, met een diameter van ± 1,0 m in horizontale richting die al dan niet met elkaar verbonden zijn. Deze buizen vormen een dakconstructie en soms ook de wanden van de toekomstige doorsnede. Na het persen van de buizen kan hieronder ontgraven worden en de constructie afgebouwd.
- Bevriezen van grond
  Het bevriezen van het grondwater met pekelwater of stikstof om het grondmassief te verstijven zodat de stabiliteit en de waterdichtheid van het grondmassief verzekerd wordt. Het vrieslichaam kan de vorm hebben van de uiteindelijke constructie, maar ook het hele grondmassief kan bevroren worden. Na het ontgraven kan een prefab constructie worden doorgeperst of met spuitbeton de tunnelmantel worden gevormd.
- Doorpersen
  Het doorpersen van prefab elementen onder een bestaande constructie door wordt al regelmatig toegepast. Vanuit een bouwkuip worden ringvormige of rechthoekige profielen doorgeperst. Dit kan met een boorkop met gesloten of open front. Bij een open front kan

ook met de hand worden ontgraven. Dit is alleen mogelijk als het grondwaterniveau lager is dan de in te persen buis en de grond voldoende standtijd heeft.

- Caisson
  De caisson methode komt erop neer dat een constructie geheel of gedeeltelijk op maaiveld of in een ondiepe bouwkuip wordt gebouwd. Door vanuit de werkkamer onder de constructie de grond te verwijderen onder luchtdruk zakt de constructie de grond in. Voordeel is dat de constructie wel diep komt, maar geen diepe bouwkuip vereist is.
- Grouten
  Met grout injectietechnieken kunnen constructies of delen van constructies vanaf maaiveldniveau gebouwd worden. Zo kan in de bouwfase een stabiele, waterdichte constructie verkregen worden. Binnen de gevormde omhullende of onder de gevormde dakconstructie kan worden ontgraven en de uiteindelijke constructie worden gerealiseerd.

De verschillende bouwmethoden zijn met elkaar vergeleken op de volgende punten:
- Technische haalbaarheid
- Kosten
- Hinder tijdens de bouw
- Bouwtijd

De hierboven genoemde toetsingscriteria zijn gerangschikt naar afnemende belangrijkheid.

Uit de toetsing kwam naar voren dat de buizenmethode, het doorpersen en in iets mindere mate de caissonmethode geschikte alternatieven kunnen zijn voor de bouw van de passage van de Noord/Zuidlijn met het Amsterdam Centraal Station. Het bevriezen van grond en het toepassen van grout injecties zijn gezien de hoge kosten niet geschikt om toe te passen, maar als mitigerende maatregel nodig zijn, kunnen allebei de methoden goed toegepast worden.
Een opvangconstructie met behulp van bodeminjectie is een mogelijkheid die zeker in aanmerking komt voor nader onderzoek, omdat met deze methode heel veel hinder kan worden voorkomen.

Inhoudsopgave

Voorwoord ... iii

Samenvatting ... v

Inhoudsopgave ... vii

1 Inleiding ... 1

2 Geschiedenis Amsterdam Centraal Station ... 3

3 Probleemanalyse ... 7

3.1 Situatiebeschrijving ... 7
3.1.1 Omgeving Centraal Station ... 7
3.1.2 Detailbeschrijving situatie Centraal Station ... 8
3.2 Geotechnisch profiel Stationseiland ... 12
3.3 Probleemomschrijving ... 12
3.3.1 Probleemstelling ... 12
3.3.2 Doelstelling ... 12
3.4 Beperkingen ... 12
3.4.1 Randvoorwaarden ... 12
3.4.2 Uitgangspunten ... 13
3.5 Programma van Eisen ... 14
3.6 Geotechnische eisen ... 16
3.7 Profiel van vrije ruimte ... 17

4 Ontwerp passage Centraal Station door VOF Stationseiland ... 19

4.1 Inleiding ... 19
4.2 Beschrijving model IX ... 19
4.2.1 Het stationsgebouw ... 22
4.2.2 De middentunnel ... 23
4.2.3 Het gebouw IJ-zijde ... 25
4.3 Voor- en nadelen ... 26

5 Alternatieve methoden voor passage Centraal Station ... 27

5.1 Inleiding ... 27
5.2 Korte beschrijving alternatieven ... 27
5.3 Toetsingscriteria ... 29

6 De buizenmethode ... 31

6.1 Inleiding ... 31
6.2 Beschrijving buizenmethode ... 31
6.3 Beschrijving praktijkvoorbeelden ... 34
6.3.1 Dakconstructie Kruisstation Koningin Astrid, metro Antwerpen ... 34
6.3.2 De grote overspanning van het Milanese "Venezia" metrostation ... 36
6.3.3 Kruising autoweg met spoorweg in Kinshicho, Japan ... 37
6.3.4 Kruising Sen-seki metrolijn met Sendai Station ... 40
6.4 Voor- en nadelen Buizenmethode ... 42

7 Bevriezen van grond ... 45

7.1 Inleiding ... 45
7.2 Bevriezen van grond ... 45
7.3 Praktijkvoorbeelden ... 49
7.3.1 Central Artery/Tunnel Project, Boston ... 49
7.4 Voor- en nadelen ... 50

8 Doorpersmethode ... 53

8.1 Inleiding **53**
8.2 Beschrijving doorpersmethode **53**
8.3 Praktijkvoorbeelden **54**
8.3.1 Tunnel te Hamburg in de stads-S-Bahn *54*
8.3.2 Bouw van een verkeersonderdoorgang te Vlierzele *55*
8.3.3 De Bergambachtleiding *57*
8.4 Voor- en nadelen **58**

9 Caisson methode **61**

9.1 Inleiding **61**
9.2 Beschrijving caissonmethode **61**
9.3 Beschrijving praktijkvoorbeelden **63**
9.3.1 Het caisson voor de kelder van het Ministerie van Defensie *63*
9.3.2 Luchtdrukcaisson onder spoordijk tussen de Dijksgracht en de Binnenhaven. *64*
9.3.3 Metro Amsterdam Oostlijn gedeelte Zandstraat-Weesperplein *65*
9.4 Voor- en nadelen **67**

10 Grouten **69**

10.1 Inleiding **69**
10.2 Grouten **69**
10.2.1 Permeation grouting *69*
10.2.2 Compensation grouting *70*
10.2.3 Jet grouting *71*
10.2.4 Toepassing bij Centraal Station *73*
10.3 Beschrijving praktijkvoorbeelden **73**
10.3.1 Bouw riool met jet-grout techniek in San Francisco *73*
10.3.2 Korte beschrijving Jet grout boog *75*
10.3.3 Radiaal grouten vanuit een pilot tunnel *75*
10.3.4 Kokubu River Diversion Channel *76*
10.3.5 Tunnelconstructie met behulp van verticaal jet grouten *77*
10.4 Voor- en nadelen **77**
10.5 Jet-grouting als opvangconstructie **78**
10.5.1 Beschrijving van de verschillende oplossingen *78*
10.5.2 Waardering van de verschillende oplossingen *80*
10.5.3 Conclusie *81*

11 Overige bouwmethoden **83**

11.1 Bodeminjectie **83**
11.2 Precutting **83**

12 Afweging en conclusies **85**

12.1 Inleiding **85**
12.2 Afweging **85**
12.3 Conclusie **87**
12.4 Intermezzo **87**

Literatuurlijst **1**

Bijlage I Palenplan bestaande situatie **3**

Bijlage II Geotechnische gegevens **5**

Bijlage III Werkzaamheden Haarlem **7**

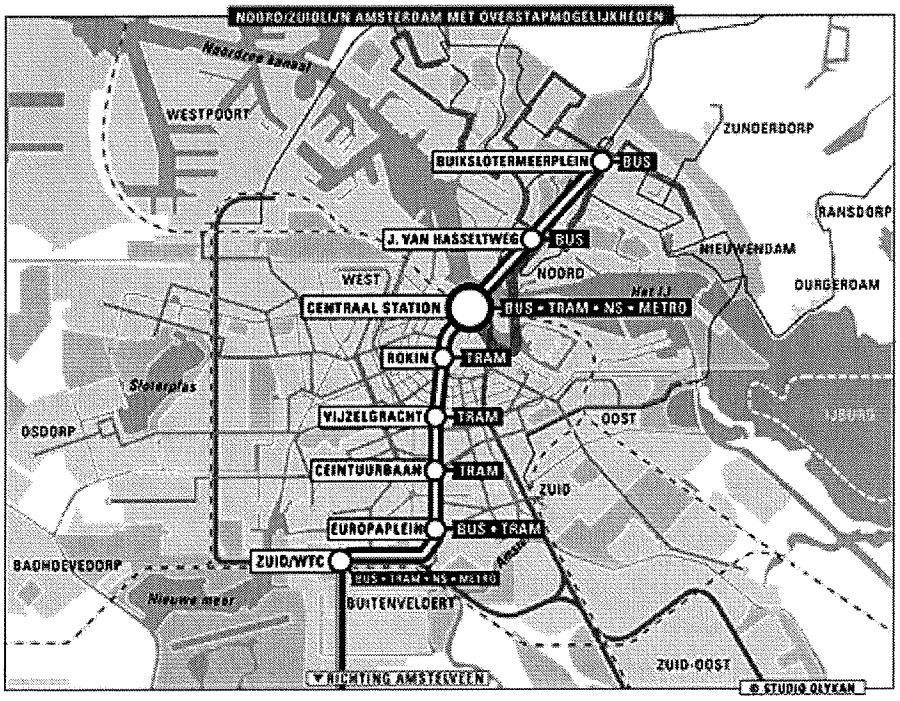
1 Inleiding

In 1996 heeft de gemeenteraad van Amsterdam besloten tot de aanleg van een nieuwe metrolijn, de Noord/Zuidlijn. De Noord/Zuidlijn is een metroverbinding van Amsterdam-Noord, onder de binnenstad door, naar Amsterdam-Zuid en is onderdeel van het Amsterdamse en regionale openbaarvervoer netwerk. De gemeente Amsterdam heeft opdracht gegeven aan projectbureau Noord/Zuidlijn om een ontwerp te maken voor de Noord/Zuidlijn. Dit projectbureau is samengesteld uit de ingenieursbureaus, Witteveen+Bos, De Weger Architecten- en ingenieursbureau bv en Ingenieursbureau Amsterdam. Het ontwerp van de passage met het Amsterdam Centraal Station wordt door de Nederlandse Spoorwegen uitgevoerd. Hiervoor is VOF Stationseiland opgericht, een samenwerking van Holland Railconsult en Arcadis Bouw/Infra.

De eerste fase van de Noord/Zuidlijn betreft het tracé van station Buikslotermeerplein in Amsterdam-Noord tot aan Zuid/WTC. Het aan te leggen traject is 9,5 km lang en bevat 8 stations. Van dit traject wordt ongeveer 6 km onder de grond aangelegd, waarvan 4 km met de boortechniek. Dit tracé vormt een basis voor verdere verbindingen met de regio Schiphol/Hoofddorp, Purmerend, Zaanstad (westelijke uittakking) en Westwijk/Uithoorn. Tevens wordt voor de uitbreiding van het stedelijk snelnet systeem rekening gehouden met ruimtelijke reserveringen voor een westelijke aftakking t.h.v. het Weteringcircuit, een oostelijke aftakking bij de RAI en een oostelijke aftakking naar Nieuwendam bij station Buikslotermeerplein.

De Noord/Zuidlijn is een innovatief project waarbij verschillende bouwmethoden voor verschillende secties worden toegepast. De verschillende technieken die worden gebruikt zijn:

- Een bovengrondstracé in het noorden van Amsterdam
- Een afgezonken tunnelsectie onder het IJ en het Centraal Station
- Een geboorde tunnelsectie onder de binnenstad
- Diepe bouwputten voor de stations



Figuur 1: Tracé Noord/Zuidlijn

Figuur 1: Tracé Noord/Zuidlijn geeft het tracé weer van de Noord/Zuidlijn. In het noorden van Amsterdam wordt de metrolijn gedeeltelijk bovengronds aangelegd, tot aan station Van Hasseltweg en gaat dan ondergronds in een zinktunnel onder het IJ door. Het Centraal Station wordt gepasseerd waarna vanaf het Damrak de metrolijn als boortunnel wordt voortgezet. De ondergrondse stations worden gebouwd in diepe "cut and cover" bouwputten. Bij deze methode worden eerst de wanden gemaakt. Daarover wordt een dak op maaiveld niveau gemaakt, waaronder dan kan worden ontgraven en het station afgebouwd.
Na station Europaplein, in het zuiden van Amsterdam, wordt de metrolijn weer bovengronds aangelegd naar Zuid/WTC.

De metrolijn wordt onder de binnenstad aangelegd omdat de ruimte bovengronds schaars is en vanuit economisch oogpunt beter kan worden benut. Het aanleggen van een ondergrondse metrolijn gaat vanaf maaiveld het gemakkelijkst en is ook het goedkoopst. De hele metrolijn aanleggen vanaf maaiveld brengt echter veel te veel hinder met zich mee voor de bevolking. Daarom is besloten de metrolijn aan te leggen met behulp van de boortechniek. De stations worden nog steeds vanaf het maaiveld aangelegd in diepe bouwputten, waarbij geprobeerd wordt de hinder voor de omgeving zo gering mogelijk te houden.

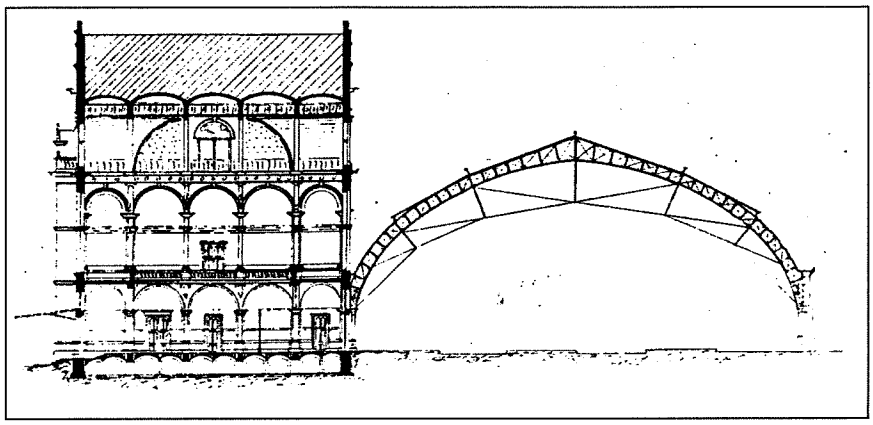
Eén van de nieuwe stations is het Centraal Station. Op het stationseiland komen trein, trams, stadsbussen, regionale bussen, Oostlijn (metro) en Noord/Zuidlijn bij elkaar. Het is daarom van groot belang dat het nieuwe metrostation Noord/Zuidlijn goed ingepast wordt. Ook is het belangrijk dat de omgeving zo min mogelijk schade en hinder ondervindt van de bouw van het station en aanleg van de metrolijn, Amsterdam Centraal Station is een van de belangrijkste overstapstations in Nederland.

Het project Noord/Zuidlijn is in de definitieve ontwerpfase beland waarin niet meer naar principe oplossingen gekeken wordt, maar alleen kostenbesparende veranderingen en ontwerpverbeteringen worden verwerkt. Om een bijdrage te kunnen leveren aan de discussie die er gevoerd wordt over de gekozen oplossing wordt in dit afstudeerproject een grote stap terug gedaan in het ontwerpproces. De passage met het Amsterdam Centraal Station zal opnieuw bekeken worden, maar dan alleen de mogelijke oplossingen die nog niet of nauwelijks zijn bekeken door VOF Stationseiland en het Projectbureau Noord/Zuidlijn. Het gaat hierbij dan vooral om technieken die in Nederland nog nooit of niet vaak zijn toegepast, maar waar in het buitenland wel ervaring mee is opgedaan. Hoofdstuk 2 gaat eerst in op de geschiedenis van het Amsterdam Centraal Station. In bijlage 1 zijn de plattegronden te vinden van de bestaande situatie en de gehanteerde stramienlijnen. In Hoofdstuk 3 wordt vervolgens de probleemanalyse gegeven. Nadat in hoofdstuk 4 het huidige voorontwerp is besproken worden in hoofdstuk 5 t/m 11 de alternatieve bouwmethoden beschreven aan de hand van een aantal praktijkvoorbeelden. Aan het eind van elk hoofdstuk wordt een uitspraak gedaan over de toepasbaarheid van de beschreven methode bij het Centraal Station. In hoofdstuk 12 wordt er een afweging gemaakt en volgt de conclusie. In de volgende fase van het afstuderen worden dan de relevante methoden globaal uitgewerkt.

2 Geschiedenis Amsterdam Centraal Station

De eerste spoorlijnen
In 1839 werd de eerste spoorlijn van Nederland tussen Amsterdam en Haarlem geopend. Deze lijn was een particulier initiatief waaraan de overheid concessie verleende. Het verwerven en onteigenen van de grond, de bouw van de spoorlijn en de exploitatie werd verzorgd door De Hollandsche IJzeren Spoorweg Maatschappij (HIJSM, later HSM genoemd). Het station te Amsterdam, Willemspoort, lag tegenover de gelijknamige Willemspoort en werd in 1843 geopend.
Tijdens de aanleg van de eerste spoorlijn werd tevens een begin gemaakt met de lijn Amsterdam-Arnhem, waarvan het eerste gedeelte Amsterdam-Utrecht gereed kwam in 1843. De financiering en bouw van deze lijn kwamen voor rekening van de Staat. De gehele spoorlijn werd in 1845 overgedragen aan de particuliere Nederlandsche Rhijnspoorwegmaatschappij (NRS).
Het NRS station Weesperpoort kwam aan de andere kant van de stad te liggen tegenover de Weesperpoort.
Nadat in 1847 Leiden, Den Haag en Rotterdam aangesloten waren, stagneerde de uitbreiding van het spoorwegennet, tot groot ongenoegen van de Engelse aandeelhouders van de NRS. Na eindeloze discussies kwam de regering met de spoorwegenwet van 1860, die een nieuwe fase zou inluiden. Hoofdpunten hiervan waren de aanleg van 900 km nieuw spoor op staatskosten, en een onderlinge verbinding van de spoorweg-eindpunten in de grote steden. De uitbreidingen geschiedden door de staat, maar de exploitatie werd overgelaten aan particuliere maatschappijen.
De verbinding tussen de stations kwam ook tot stand. Op een kunstmatig eiland in het IJ zou een Centraal Station komen met een overkapping van de perronsporen. Het ontwerpen van gebouwen en kappen was toen in de regel in geheel verschillende handen. De gebouwen werden door architecten ontworpen zonder stil te staan bij de constructies van de aansluitende perronoverkappingen. Deze werden meestal pas na het gebouw ontworpen door veelal onbekende spoorwegingenieurs.

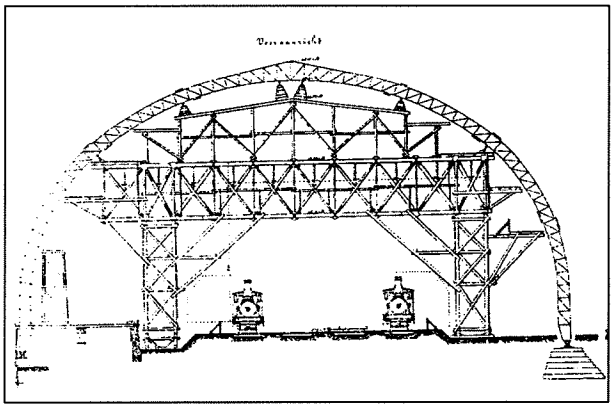
Bouw stationsgebouw
In 1864 kwam de Staat met het eerste ontwerp. In het IJ zouden drie eilanden moeten komen en hierover zou de verbinding tussen de bestaande lijnen worden aangelegd, met een centraal personenstation en een oostelijk hiervan gelegen goederenstation. Beide stations waren op het middelste eiland gesitueerd. Onder protest van handelslieden en bankiers is, om het Damrak vrij bereikbaar te houden voor schepen, het goederenstation verplaatst en kon het middelste eiland kleiner worden.
In 1870 werd begonnen met het maken van de drie eilanden met zand dat vrij kwam bij het graven van het Noordzeekanaal. Op het oostelijke eiland werd het noodstation Oosterdok (1874) opgetrokken, dat als tijdelijk eindpunt fungeerde voor de lijnen uit Utrecht en Amersfoort. Het westelijk eiland kreeg het station westerdok (1878) voor de verbinding met Haarlem en Den Helder. Toen na vijf jaar het station Oosterdok in vlammen opging werden snel op het middelste eiland de ontbrekende sporen aangelegd en fungeerde Westerdok in feite als centraal station.
De infrastructuur was in principe gereed. Alleen het definitieve stationsgebouw en de perronoverkappingen verkeerden nog in het stadium van plannen maken. In 1876 kregen de architecten P.J.H. Cuypers en A.L. van Gendt opdracht plannen in "Oud Hollandsche stijl" te ontwikkelen. Nadat het ontwerp was aanvaard, werd pas in 1881 de fundering aanbesteed. Er werden 8687 houten palen van 16 m lang de grond in geheid. In 1882 volgde de aanbesteding van het gebouw zelf. Na een spoedig verlopen bouw, vond in Oktober 1884 de eerste oplevering plaats. Kosten noch moeite waren gespaard, maar Amsterdam had zijn stationsgebouw waar het trots op kon zijn. De perronoverkapping ontbrak echter nog.



Figuur 2: Stationsgebouw met geplande perron overkapping [17]

Bouw perronoverkapping

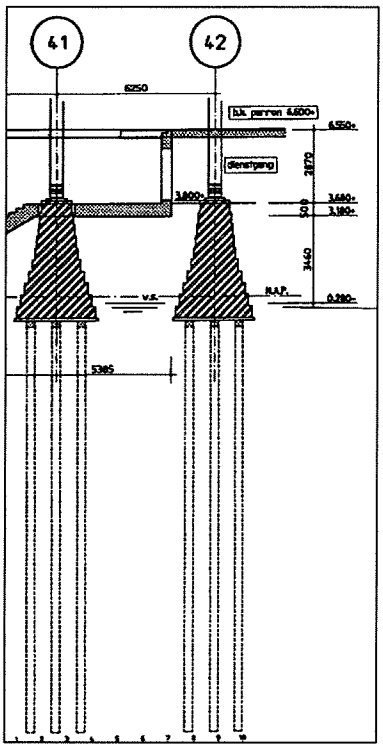
Het maken van het ontwerp voor de perronoverkapping behoorde tot het gebied van de spoorwegingenieurs. De "eerstaangewezende ingenieur bij het Centraal Personenstation", ir. J. Leijds, gaf zijn ondergeschikte L.J. Eijmer de opdracht het ontwerp te maken. Deze maakte vervolgens een ontwerp met boogspanten die bijna 45 m overspande. De boog was gedacht als vakwerk en opleggingen bevonden zich onder de treinvloer. Het ontwerp was van een allure die eigenlijk alleen in het buitenland werd aangetroffen.
De afmetingen van de hal waren dan ook niet-Nederlands. De lengte bedroeg 306,25 m, de overspanning 44,5 m en de hoogte 22,5m boven de sporen.



Figuur 3: Bouw van de perronkap [17]

De 50 boogspanten, die de vorm van een korfboog hebben, zijn uitgevoerd als vakwerk-drie-schanier bogen. De vakwerk-uitvoering is niet verbazingwekkend. Bij een ongelijkmatig verdeelde belasting, bijvoorbeeld sneeuwbelasting of windbelasting, zou de boog flink op buiging belast worden. Wel verbazingwekkend is dat er tussen de voetpunten geen trekstangen aangebracht zijn. De horizontale reactiekracht, die bij gelijkmatig verdeelde belasting ongeveer van de orde van de helft van de verticale reactiekracht is, moet door de fundering geleverd worden. De scharnieren bevonden zich onder de treinhal en zijn, net als de topscharnier, als echte scharnieren uitgevoerd. Tussen de spanten die hart op hart 6,25 m staan zijn vakwerk-gordingen aangebracht. Op de kap bevindt zich een ventilatiekap voor de afvoer van rookgassen.
De kap is aan de stadszijde gefundeerd op de uitgebouwde fundering van het stationsgebouw zelf en aan de IJ-zijde op penanten.

De vijftig penanten waren ruim vier meter hoog en elk afzonderlijk onderheid met 21 palen van 16 m lengte. Met de paalpunt op NAP-17,0 m.
De kap werd openbaar aanbesteed en uiteindelijk op 10 september 1884 gegund aan de enige nederlandse inschrijver: de Nederlandsche Stoomboot- Maatschappij te Rotterdam. Op 31 december 1884 namen de aannemers B.A. Wiegerink te Groenlo en F.E. Terwindt te Pannerden de fundering aan. Op 28 augustus 1885 werd de fundering opgeleverd.
Het werk aan de kap vorderde gestaag. Toen in mei 1886 al 17 spanten geplaatst waren, traden plotseling verplaatsingen van enkele funderingspenanten op. De zakkingen en zijdelingse verplaatsingen van de penanten waren echter verschillend. De reeds belaste penanten zakten veel minder dan de nog niet door de spanten belaste penanten. De horizontale verplaatsingen waren in tegenovergestelde richtingen, een aantal bewogen in de richting van het IJ; andere in de richting van het stationsgebouw. De bouw werd stilgelegd om het verdere verloop af te wachten.

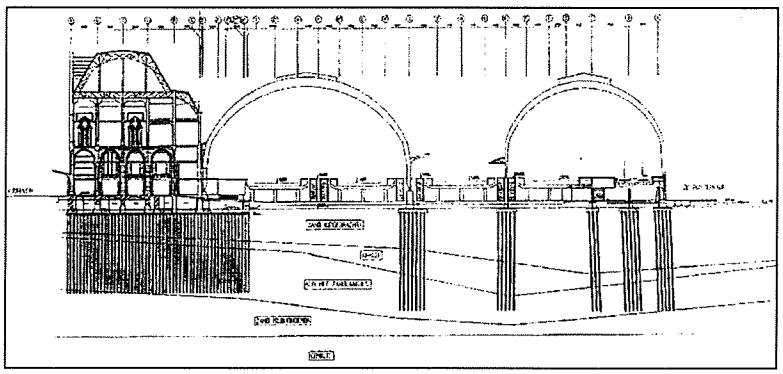


Figuur 4: Penant van Zuidelijke kap [13]

Het funderingsprobleem, door een hedendaagse bril gezien, lag aan het feit dat het gewicht van de opgebrachte zandlaag het pakket slappe lagen indrukte waardoor op de paalfundering van de penanten negatieve kleef ontstond. De zijdelingse verplaatsingen aan de rand van het eiland zijn te wijten aan het wegdrukken van de slappe lagen. De opgebrachte zandlaag had niet overal dezelfde dikte waardoor de grote verschillen optraden.

De verplaatsingen bleven aanhouden en de reeds geplaatste spanten moesten regelmatig worden opgeschroefd. Uiteindelijk werd besloten tot het bijplaatsen van palen onder 35 penanten, per penant 28 stuks van circa 25 m lengte, paalpunt op NAP-26,0 m. De penanten moesten hiertoe geheel vernieuwd worden. In oktober 1889 was de overkapping van het Centraal Personenstation uiteindelijk gereed.
In 1922 kwam de uitbreiding met een tweede soortgelijke overkapping gereed. Deze hal was iets geringer van afmeting, maar mat toch nog altijd 34 bij 250 m. Bij deze uitbreiding werden ook de tunnels verlengd en kwam gebouw IJ-zijde tot stand.

Het Centraal Station staat sinds 1974 op de monumentenlijst, hetgeen van invloed is op de constructieve mogelijkheden voor het ondertunnelen.

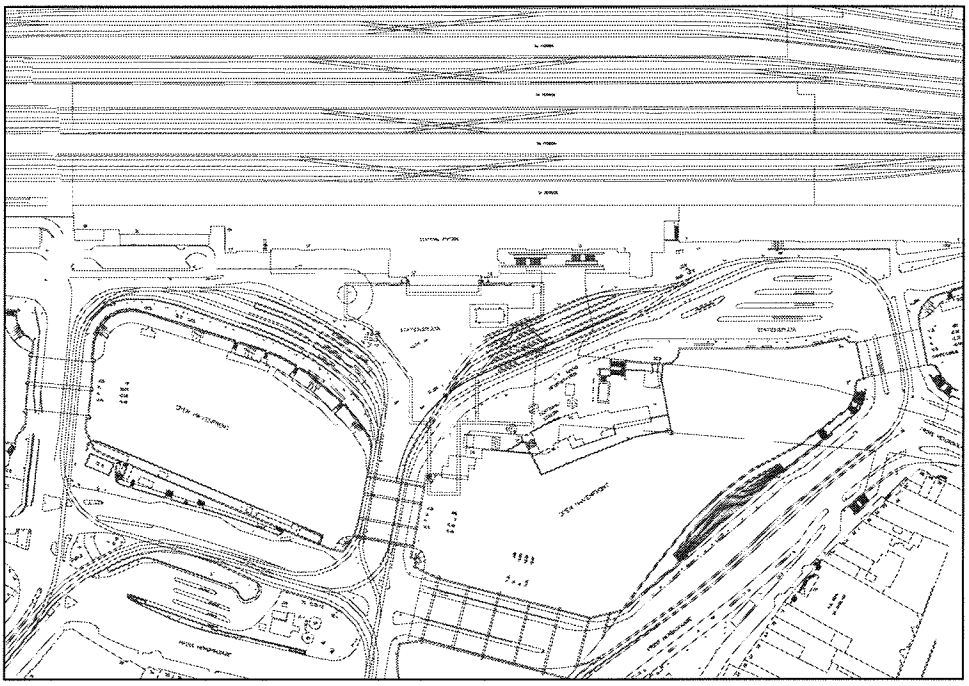


3 Probleemanalyse

3.1 Situatiebeschrijving

3.1.1 Omgeving Centraal Station

Bestaande situatie Omgeving Amsterdam Centraal Station zie Figuur 5: Plattegrond huidige situatie Stationsplein.



Figuur 5: Plattegrond huidige situatie Stationsplein

Het Centraal station is aan het IJ gelegen in het middelpunt van de halve cirkel die de oude binnenstad beschrijft.



Figuur 6: Luchtfoto centrum van Amsterdam

Aan de noordzijde van het Centraal Station heb je de De Ruyterkade en het IJ. Hier ligt ook de aanlegsteiger van de IJ-pont. De De Ruyterkade is een druk bereden tweebaansweg.



Figuur 7: Noordzijde Centraal Station, De Ruyterkade

Aan de zuidzijde van het station ligt het stationsplein. Een plein waar heel veel verschillende vervoersstromen samenkomen; de voetgangers vanaf het Damrak uit het centrum, de trams, de bussen en de taxi's. De toegangen naar de Oostlijn (metro) bevinden zich ook op het Voorplein.

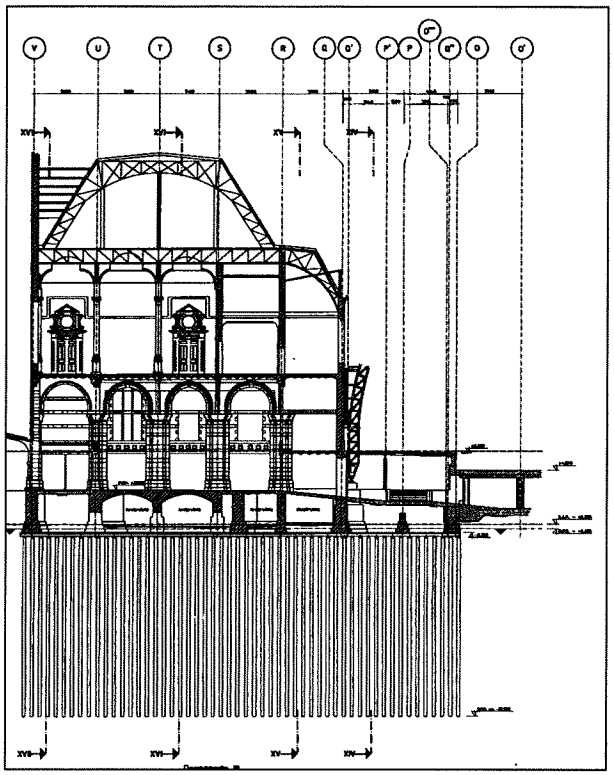


Figuur 8: Zuidzijde Centraal Station, voorplein met alle vervoersstromen.

3.1.2 Detailbeschrijving situatie Centraal Station

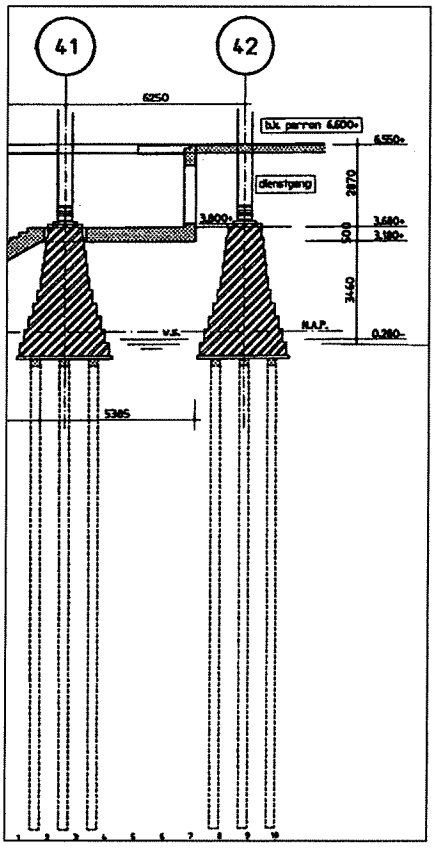
Zie voor een plattegrond met stramienen van het stationsgebouw, de middentunnel en het IJ-gebouw bijlage 1.

Constructie Stationsgebouw
Het stationsgebouw is opgebouwd uit gemetselde kolommen en muren (zie Figuur 9: Doorsnede stationsgebouw huidige situatie). Het geheel wordt gedragen door een houten balkrooster op palen (niveau ca. NAP-0,80 m), welke op een raster van 0,80 m * 0,80 m staan (Zie bijlage I: Palenplan). Voor het gemak wordt ervan uitgegaan dat dit een orthogonaal raster is. In werkelijkheid verspringen de palen op een aantal plaatsen t.o.v. elkaar. De palen staan met de punt op een diepte van NAP-17,0 m tot NAP-18,0 m. De oorspronkelijke middentunnel loopt onder het stationsgebouw door en heeft een inmiddels afgesloten opgang op het voorplein.



Figuur 9: Doorsnede stationsgebouw huidige situatie [13]

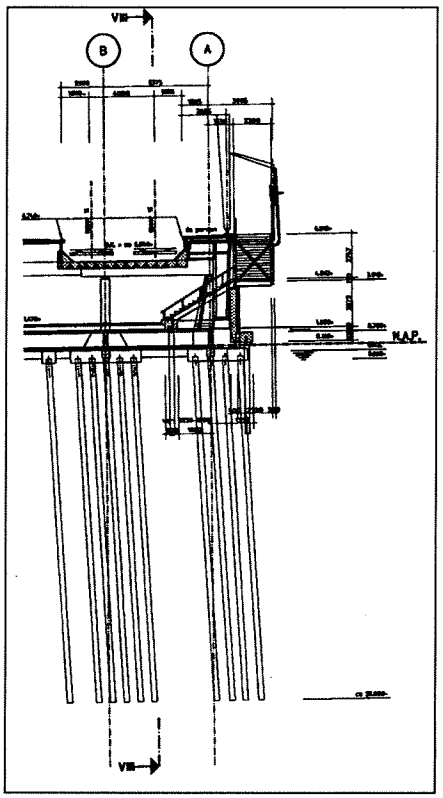
Zuidelijke kap
De kap bestaat uit gietijzeren spanten h.o.h. 6,25 m met een overspanning van 45 m.
De spanten worden ondervangen door gemetselde poeren, aan de zuidzijde zijn de spanten onderdeel van de gevel van het stationsgebouw en aan de noordzijde bevinden de poeren zich in het derde perron.
De poeren dragen op een houten balkrooster, ondersteund door 3 rijen van elk 7 palen. Zie Figuur 10: Funderingspoer zuidelijke kap. De poeren hebben een grondoppervlak van 3*7 m. De palen staan ter plaatse van de Noord/Zuidlijn met de paalpunten op een niveau van NAP-17,0 m.
Sommige spanten zijn aan de noordzijde bij de restauratie van 1986 wel 125 cm opgekrikt.



Figuur 10: Funderingspoer zuidelijke kap [13]

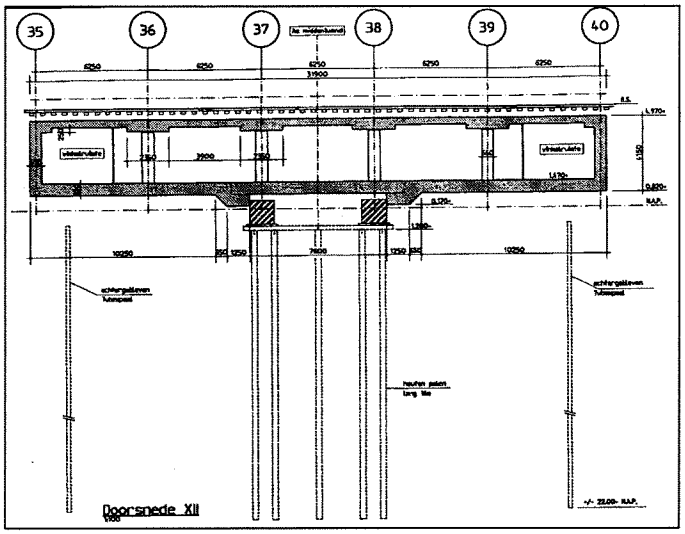
Noordelijke kap
De hart op hart afstand van deze spanten is het dubbele van de zuidelijke kap en wel 12,50 m. De zuidelijke steunpunten staan in het vierde perron en de noordelijke maken deel uit van het gebouw IJ-zijde. De poeren van deze spanten bestaan uit stampbeton op een houten balkrooster. Het balkrooster wordt ondersteund door 4 rijen van elk 5 palen. Paalpunt niveau ter plaatse van de Noord/Zuidlijn is NAP-22,0 m.
In de as van de middentunnel staan twee spanten h.o.h. 6,25 m.

Constructie gebouw IJ-zijde
Spoor 13, het 5e perron, spoor 14 en 15, alsmede het 6e perron dragen op geklonken gietijzeren spanten hart op hart 6,25 m, verder genoemd "gebouw IJ-zijde".
Onder spoor 13 en een gedeelte van het 5e perron ligt een dienstgang. Onder het overige gedeelte van het 5e perron en onder de overige sporen bevinden zich dienstruimten.
De spanten worden ondersteund door stampbetonnen poeren, die onder de op grondslag aangebrachte begane grondvloer in twee richtingen gekoppeld zijn door betonbalken. De poeren zijn ondersteund door 4 rijen van elk 5 palen. Deze zijn echter licht schoor geheid; waarschijnlijk om een totale verplaatsing richting IJ-zijde tegen te gaan.
Ter plaatse van de geplande Noord/Zuidlijn staan de palen met hun punt op NAP-22,0 m.
Tussen stramien 33 en 35 is later een ketelhuis met de nodige extra funderingen gemaakt.



Figuur 11: Doorsnede IJ-gebouw bestaande situatie [13]

Vroegere middentunnel
De vroegere middentunnel is niet geheel afgebroken. Delen van deze tunnel bevinden zich nog in de grond. Vanaf ongeveer NAP-0,4 m zijn tussen stramien 37 en 38 resten in de grond aanwezig.
De oude tunnel, met een inwendige breedte van 4,5 meter, is een op palen gefundeerd balkenrooster met daarop gemetselde wanden. Toen de middentunnel verlengd werd, is ongewapend beton toegepast. Delen van de wand en de fundering zijn nog aanwezig. Zie Figuur 12: Doorsnede middentunnel met funderingsresten oude middentunnel. De palen staan vermoedelijk tot een niveau van NAP-17,0 m tot NAP-18,0 m onder het eerste en derde perron onder het vierde en vijfde perron tot een niveau van NAP-22,0 m tot NAP-24 m.



Figuur 12: Doorsnede middentunnel met funderingsresten oude middentunnel [13]

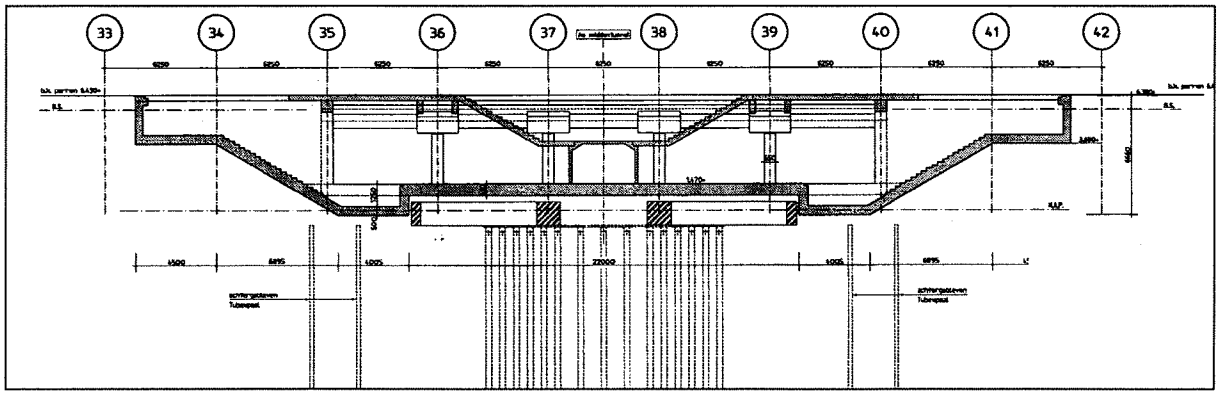
Huidige middentunnel



Figuur 13: Huidige middentunnel

De huidige middentunnel is op staal gefundeerd, mogelijk gemaakt door het dikke zandpakket gebruikt voor ophoging en het feit dat de tunnel een lager gewicht heeft dan het ten behoeve van de tunnel ontgraven grondlichaam. De opgetreden zettingen, sinds de bouw in 1980-1983, zijn hierdoor gering. De tunnel heeft een lengte van ± 60 m, een inwendige breedte van 31,65 m en is ongedilateerd. (Figuur 14: Doorsnede middentunnel ter plaatse van roltrappen naar perrons.)
De constructie bestaat uit een 0,65 dikke vloer, daarop een kolomraster van 6,25 m h.o.h. met kolommen rond 0,65 m. Het dek heeft een dikte van 0,4 m met verzwaarde stroken van 0,65 boven de kolommen.
De roltrapbakken zijn ook op staal gefundeerd en kragen uit t.o.v. de tunnel. In het 2^{e}, 3^{e} en 4^{e} perron aan weerszijden van de middentunnel bevinden de roltrapbaken zich.
Op 1,75 m uit het hart van de zijwanden zijn Tubexpalen aanwezig. Deze hebben geen dragende functie meer, maar zijn gebruikt tijdens de bouw voor het opvangen van hulpbruggen en perronbruggen. De Tubexpalen staan langs de hele middentunnel ongeveer 2 m h.o.h. De bovenkant van deze Tubexpaal staat op een niveau van ongeveer NAP-1,0 m,

de paalpunt op NAP-22,0 m. Aan de noordzijde van de roltrapbakken naar het 3e perron zijn delen van damwandschermen als verloren achtergebleven.



Figuur 14: Doorsnede middentunnel ter plaatse van roltrappen naar perrons [13]

3.2 Geotechnisch profiel Stationseiland

Het Centraal station is gelegen op het zogenaamde Stationseiland. Dit kunstmatig aangelegde eiland is in de periode 1870-1880 aangelegd in het open havenfront door baggeren, het aanleggen van perskaden, het aanplempen met zand en ophogen in den droge. Geotechnisch gezien is het een slecht gebied. Het Centraal Station is gelegen in een geulengebied. Dit gebied is te herkennen aan het volledig ontbreken van de eerste zandlaag, terwijl de tweede zandlaag ter plaatse erg dun en aan de noordzijde geheel niet aanwezig is. Zie bijlage II voor een geotechnisch lengte profiel over de tunnelas en bijbehorende parameters.

3.3 Probleemomschrijving

3.3.1 Probleemstelling

Het bouwen van een metrostation onder Amsterdam Centraal Station brengt veel hinder en risico´s met zich voor de omgeving.

3.3.2 Doelstelling

Bij het begin van dit afstudeerproject ligt er een voorontwerp voor de bouw van de passage van de Noord/Zuidlijn met het Centraal Station dat wordt uitgewerkt naar een definitief ontwerp. Geprobeerd is de hinder en risico´s voor de omgeving zo beperkt mogelijk te houden.
Het doel van het afstudeerproject is om inzicht te verkrijgen in alternatieve bouwmethoden voor de bouw van de passage met het Centraal Station en te onderzoeken of een geheel andere bouwmethode tot dezelfde of misschien wel betere resultaten kan leiden.

3.4 Beperkingen

3.4.1 Randvoorwaarden

Natuurlijke

- Het grondprofiel ter plaatse van het Amsterdam Centraal Station (zie bijlage II).
- Grondwaterstand in het baanlichaam rond NAP
- Het open water van het IJ kent een waterstand rond NAP-0,4 m
- Het niveau van het spanningswater in de tweede zandlaag NAP-1,5 m.

Omgeving
- Ten noorden van het Centraal Station wordt onder de De Ruyterkade in een open bouwput een stationhal annex busstation gebouwd met een ontsluiting naar maaiveld. De De Ruyterkade wordt verdiept aangelegd 2x2 rijstroken met daarop een busstation. De toegangen naar de metrotunnel, de verdiepte ligging van de De Ruyterkade en het busstation worden gecombineerd aangelegd.
  De passage onder het Centraal Station moet aansluiten op de eerder genoemde constructie. Aan de noordzijde sluit de zinktunnel aan op de constructie.
- Ten zuiden van het centraal station wordt onder het Voorplein een stationshal gemaakt met ontsluiting op verdeelhal-niveau (NAP-2,7m) van en naar het CS, naar de bestaande Metro-Oostlijn op perronniveau (NAP-8,2 m) en op maaiveld niveau naar het CS en de overige vormen van (openbaar)vervoer.
- De kans op aanwezigheid van funderingresten, achtergebleven palen en damwanden is zeker onder de middentunnel erg groot.

Schade
- Het stationsgebouw is een beschermd Rijksmonument en gezien de belangrijke functie van de overkapping en het emplacement is schade aan deze bebouwing en aan overige belendende bebouwing ontoelaatbaar.

Hinder
- Het aantal buitendienststellingen dient zoveel mogelijk beperkt te worden.
- De Noord/Zuidlijn onder het Centraal Station dient aangelegd te worden met tenminste het behoud van de functionele en technische kwaliteit van de transfer- en overige infra.
- Hinder zal zeker optreden voor de reizigers. Deze dient echter zo beperkt mogelijk gehouden te worden.
- Eventuele hinder voor de scheepvaart op het IJ moet zoveel mogelijk beperkt worden. Tijdelijke stremmingen zijn bespreekbaar.

Constructief
- Het tracé moet geschikt zijn voor 3,0 m breed materieel.
- Een circa 10 m (zo nodig 2 * 5 m) brede loopstrook moet permanent beschikbaar zijn in de middentunnel tijdens bouwwerkzaamheden aan/onder de middentunnel.

3.4.2 Uitgangspunten

Algemeen
- De situatie van het huidige Amsterdam Centraal Station
- De middenligging van de Noord/Zuidlijn, dat wil zeggen centraal onder de middentunnel.
- Bovenkant Spoor NAP-15,20 m over de gehele lengte van de onderdoorgang.

Exploitatie
- Winkels uit de middentunnel kunnen gedurende de bouw ondergebracht worden in de dan gereed zijnde westtunnel.

Constructief
- Er dient een ondervangingsconstructie gebouwd te worden om de huidige fundering op te vangen. In eerste instantie wordt hier de ondervangingsconstructie zoals voorgesteld door VOF Stationseiland overgenomen. Zie hoofdstuk 4 voor de beschrijving van de ondervangingsconstructie zoals voorgesteld door VOF Stationseiland. Als het voor het ontwerp geen invloed heeft op welke manier dit uitgevoerd wordt, wordt hier geen extra aandacht aan besteed.
- Getracht moet worden om de twee sporen zo dicht mogelijk naast elkaar te leggen, zodat de zinktunnel onder het IJ zo smal mogelijk uitgevoerd kan worden.

3.5 Programma van Eisen

Eisen m.b.t. constructie

Belastingen en berekeningen

Rekening dient gehouden te worden met de in het metroreglement voorgeschreven normen en alle geldende en relevante voorschriften en richtlijnen.

Zwerfstroom

Er dient rekening gehouden te worden met het optreden van zwerfstromen in die zin dat er maatregelen moeten worden genomen die aantasting van de constructie door zwerfstromen (temperatuurbeïnvloeding, corrosie) minimaliseren c.q. beheersbaar maken.

Levensduur

- Minimale levensduur van de constructie 100 jaar.
- Onderdelen met een kortere levensduur (niet zijnde constructieve delen) moeten vervangbaar zijn.
- Installaties etc. met een economische levensduur van veelal 15-20 jaar moeten eveneens vervangbaar zijn.
- De levensduur van vervangbare onderdelen dient te passen in optimale beheer- en onderhoudssystemen.

Waterdichtheid

Teneinde de duurzaamheid van de uitgevoerde werken te waarborgen mogen de constructies en de tunnel zo weinig water doorlaten dat de situatie controleerbaar en beheersbaar blijft.

Trillingen

Het trillingsniveau als gevolg van passerende treinstellen, gemeten in de belendingen langs het tracé, moeten beneden de in DIN4150 aangegeven grenswaarden blijven.

Eisen m.b.t. station

(literatuur tekeningen Projectbureau Noord/Zuidlijn)

Perron

- Perronbreedte

  Gewenste bruto perronbreedte 6,04 m. Bruto perronbreedte is de netto perronbreedte plus 0,3 m voor wandafwerking en installaties. Minimale eis 4,5 m.

- Perronlengte

  Op basis van 4 gekoppelde treinstellen, met een breedte van 3 m en een totale lengte van 123 m, inclusief halteringsmarge: 130 m

Stijgpunten

- Tweetal stijgpunten per perron
- Hoogte verschil tussen de verdeelhal en het perron

< 6 m	: trap >2,5 m breed
	: roltrap opgaand
> 6 m	: enkel roltrappen
- Per perron minimaal	: 1 lift
(bij voorkeur	: 2 liften)

Beheer
- Afsluitbare stations (voor buiten exploitatie uren).
- Toepassing van duurzame en goed te reinigen materialen.
- Tijdens exploitatie moet klein onderhoud mogelijk zijn en buiten exploitatietijd groot onderhoud.
- De openbare ruimten in het station krijgen een vrij temperatuurverloop.

Interne veiligheid
- Toepassen van materialen met een zo laag mogelijke rookontwikkeling en grote brandwerendheid.
- Toepassen van een gecertificeerd veiligheidmanagementsysteem (taak van beheerder)
- Installeren van een back-up voor communicatiesystemen.

Eisen m.b.t. omgeving
Stedenbouwkundige omgeving
- De bestaande stedenbouwkundige situatie inclusief het stedelijk leven wordt zo min mogelijk aangetast c.q. beïnvloed.

Bodem
- De huidige bodemopbouw in Amsterdam geldt als randvoorwaarde.

Eisen m.b.t. milieu
Ten aanzien van milieutechnische eisen geldt:
Bodem
- Verlagen van de grondwaterstand (ten opzichte van het laagste freatisch niveau) is niet toegestaan. Schade als gevolg van spanningsbemaling is niet acceptabel. Voldaan moet worden aan de vergunningsplicht voor grote bemalingen en lozingen.
- Verontreinigen van de bodem alsmede verspreiden van aanwezige verontreinigingen moet worden voorkomen.
- Uitkomende grond/boorspecie moet getoetst worden aan de wettelijke norm ten aanzien van aanwezige concentraties.

Eisen m.b.t. infrastructuur
Algemeen geldt als eis dat het stadsleven niet ontwricht mag worden tijdens de bouw. Dit impliceert dat tijdelijke voorzieningen slechts aanvaardbaar zijn als deze niet voorbij gaan aan het beginsel van redelijkheid en billijkheid.
- De functie van het Noordhollandsch kanaal (afvoer/scheepvaart)moet gegarandeerd blijven.
- Tijdelijke stremmingen van het IJ moeten beperkt blijven tot maximaal 2 dagen.

Verkeer
- Het treinverkeer bij CS mag niet ernstig worden gestremd.
- De continuïteit van het tram- en busverkeer moet worden gewaarborgd, indien nodig door hulpconstructies of andere lijnvoeringen.
- Fietsverkeer en voetgangersstromen moeten veilig en gebruiksvriendelijk worden afgewikkeld.
- Stremmingen van het autoverkeer op het hoofdwegennet moeten tot een minimum beperkt worden.

Overig
- Grond, materiaal en materieel wordt zoveel mogelijk over water getransporteerd.
- Groot transport over de weg vindt alleen ´s nachts plaats.
- De panden moeten te allen tijde bereikbaar zijn voor hulpdiensten.

Eisen m.b.t. gebouwen
Er wordt in principe niet gesloopt.

De beïnvloeding van de bebouwing moet tot een minimum beperkt blijven. Ten aanzien hiervan kan onderscheid gemaakt worden in architectonische, functionele en constructieve schade. Laatstgenoemde schade zal te allen tijde worden vermeden; dit betekent dat te allen tijde de standzekerheid van gebouwen moet worden gegarandeerd. Om aan deze eis te voldoen moeten waar nodig mitigerende maatregelen worden toegepast.

Ten aanzien van de mate van schade-acceptatie is een tweetal invalshoeken mogelijk.
a) Enige mate van architectonische schade wordt geaccepteerd en achteraf hersteld, terwijl functionele schade aan de gebouwen moet worden voorkomen. Daar waar nodig worden mitigerende maatregelen toegepast.
b) Enige mate van functionele schade wordt geaccepteerd in geval van excessieve kosten en /of hinder van de mitigerende maatregelen. Deze schade zal achteraf worden hersteld.

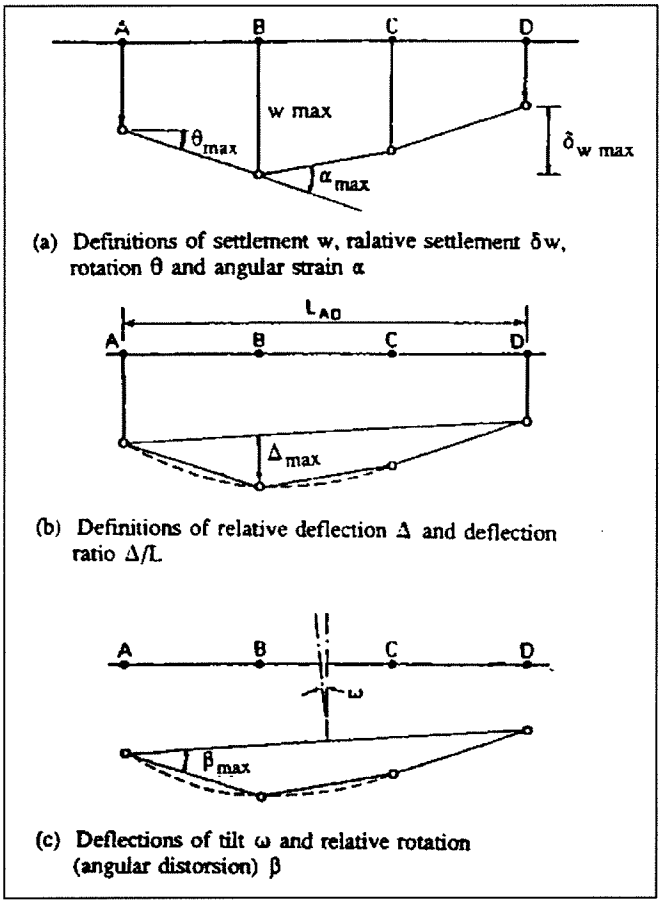
De uiteindelijke mate van schade-acceptatie in relatie tot het aantal betreffende panden, afgestemd op de vorm en de omvang van de te nemen mitigerende maatregelen moet op bestuurlijk niveau besloten worden.

3.6 Geotechnische eisen

Zettingen middentunnel
(literatuur Haalbaarheidsonderzoek Passage NZ-metrolijn/AmsterdamCS)
Zie voor de plaats van de stramienen Bijlage I: Palenplan.
- Grootste zetting vloer middentunnel in eindtoestand t.o.v. nulmeting in absolute zin 20 mm (w_{max}).
- Grootste verschilzetting in dwarsrichting tussen stramien 35 en 36, resp. 39 en 40 mag 10 mm zijn (hoekverdraaiing 1:625 (θ_{max})).
- Grootste verschilzetting in dwarsrichting tussen stramien 36 en 37, resp. 38 en 39 mag 5 mm zijn (hoekverdraaiing 1:1250).
- Grootste zetting buitenwanden 10 mm (ivm aansluitingen roltrapbakken).
- Grootste verschilzetting in eindtoestand in langsrichting van de middentunnel 10 mm per 7,50 m (hoekverdraaiing 1:750)

Stationsgebouw en gebouw IJ-zijde
- De funderingen van de gebouwen moeten vooraf worden overgenomen op een nieuwe fundering. De verschilzettingen tussen twee aangrenzende funderingspoeren/kolommen is begrensd op 10 mm. (δ_w)

Eis bij toepassing bouwputtechniek: voor de tijdelijke ondervangingsconstructies geldt de doorbuigingseis < 1/1000·L



Figuur 15: Symbolen en definities met betrekking tot zettingen [23]

3.7 Profiel van vrije ruimte

Spoortracé
- Spoorafstand in een tunnel in rechtstand gewenst 3,80 m (bij 3,0 m breed materieel)
  minimaal 3,60 m (bij 3,0 m breed materieel)

Perrons

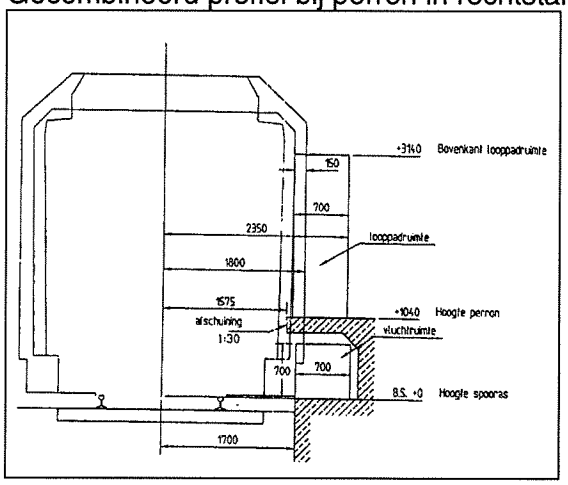
- Ligging perronniveau	BS + 1.04 m
- Perronlengte	130 m (minimaal123 m)
- Afstand perronrand tot as spoor	1580 mm
- Veiligheidsnissen onder perronrand	inwendige hoogte 0,7 m boven BS achterkant minimaal 2,27 m uit de spooras.

Dwarsprofiel

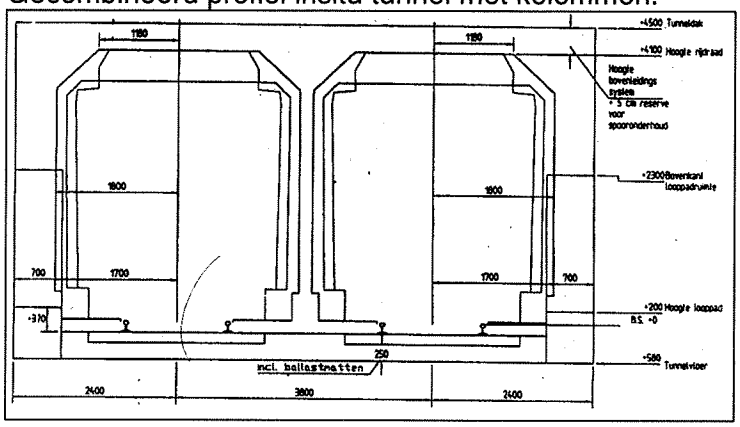
- Denkbeeldige looppadruimte	tegen omgrenzingsprofiel; afmetingen 2100 * 700 mm hoogte in tunnel vanaf BS + 200 mm.
- Hoogte dak kunstweken	minimaal BS + 4,4 m.

- Waterafvoer; ten behoeve van lek- en schoonmaakwater.
- Droge blusleiding
- Dwarsprofiel metro:

Gecombineerd profiel bij perron in rechtstand:



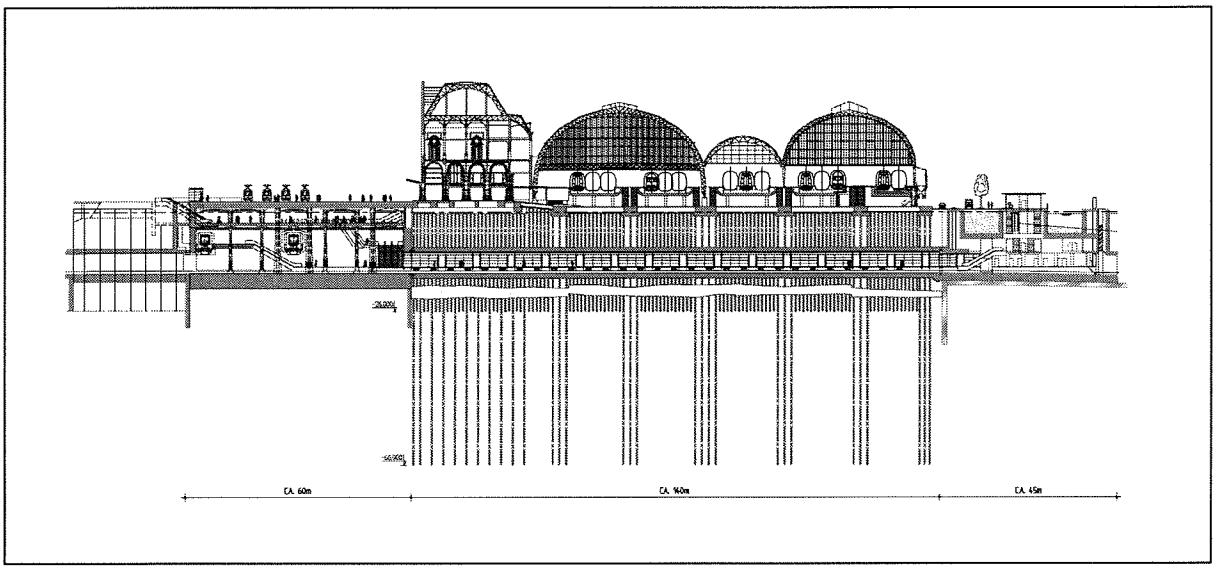
Gecombineerd profiel insitu tunnel met kolommen.



4 Ontwerp passage Centraal Station door VOF Stationseiland

4.1 Inleiding

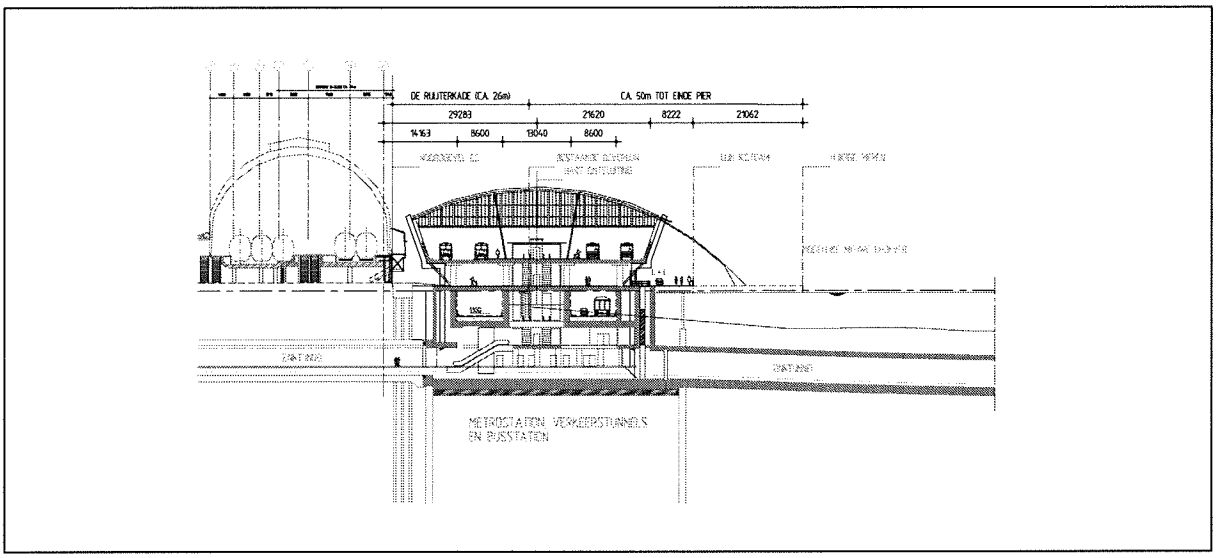
Dit afstudeerrapport richt zich op alternatieve bouwmethoden voor het uitvoeren van de passsage van de Noord/Zuidlijn met het Amsterdam Centraal Station. Om de bouwmethoden goed te kunnen vergelijken met het huidige voorontwerp zoals het er nu ligt, wordt een beschrijving gegeven van de plannen zoals die er nu liggen. Er is een aantal verschillende varianten in het voorontwerp opgesteld om de passage met het Centraal Station te realiseren. Alle modellen gaan uit van een tunnelelement dat ingevaren moet worden. De varianten worden modellen genoemd. In dit hoofdstuk wordt model IX, het meest recente anno juni 1999, beschreven. De latere modellen die nog ingediend zijn, wijken op een paar punten na niet af van dit model. In bijlage I zijn plattegrondtekeningen opgenomen met de gehanteerde stramienlijnen.



4.2 Beschrijving model IX

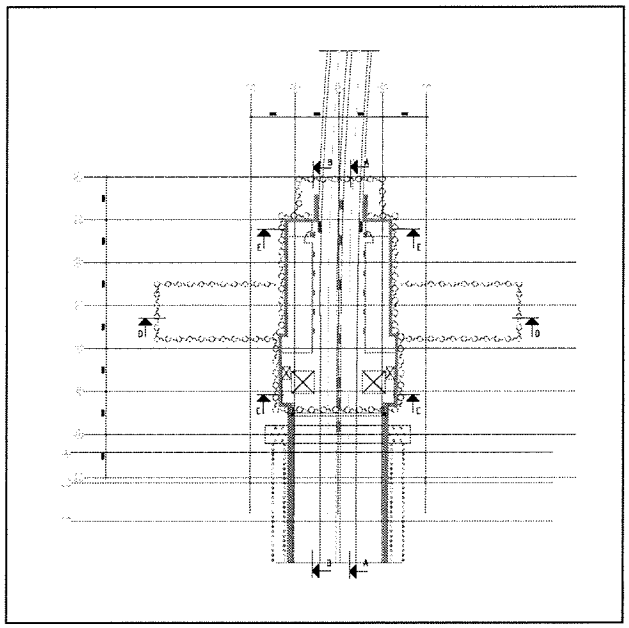
Een aantal belangrijke uitgangspunten die ook in het desbetreffende hoofdstuk van dit rapport staan worden hier nog een keer herhaald.

- De middenligging van de Noord/Zuidlijn, dat wil zeggen centraal onder de middelste voetgangerstunnel van het Centraal Station.
- Bovenkant spoor ligt op NAP-15,2 m.
- Ten noorden van het CS komt onder de Ruyterkade een stijgpartij met ontsluiting op maaiveld van en naar het CS. Dit wordt tunneldeel 24 (TD24) genoemd.
- Ten zuiden van het CS wordt onder het voorplein een stationshal gemaakt met ontsluiting op verdeelhal-niveau (NAP-2,7 m) van en naar het CS, naar de bestaande Metro-oostlijn op perron-niveau (NAP-8,2m) en op maaiveldniveau naar het CS en de overige vormen van (openbaar) vervoer. Dit wordt tunneldeel 26 (TD26) genoemd.

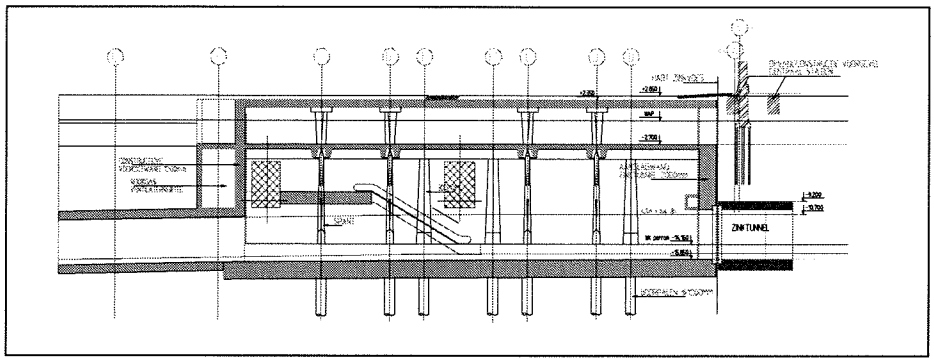


Figuur 16: Busstation met verdiepte Ruyterkade

Ten noorden van het Centraal Station komt een bouwkuip (Figuur 17: Bouwkuip De Ruyterkade) om de stationshal met opgangen te realiseren. Ook wordt tegelijk ruimte en tijd gespaard voor de verdiepte ligging van de Ruyterkade en het nieuwe busplatform, zie doorsnede in Figuur 16: Busstation met verdiepte Ruyterkade. De bouwkuipwand is een combiwand met op ongeveer NAP-19m een onderwaterbetonvloer van ± 1,0 m dik als stempel. Gekozen is voor een combiwand omdat deze makkelijk te verwijderen is als het zinkelement moet worden ingevaren. Omdat er geen vaste zandlagen in de ondergrond zitten worden ook geen problemen verwacht met het inbrengen tot in de waterafsluitende laag. De breedte van de bouwkuip ter plaatse van de aansluiting met het element onder het Centraal Station is ±18,5 m.

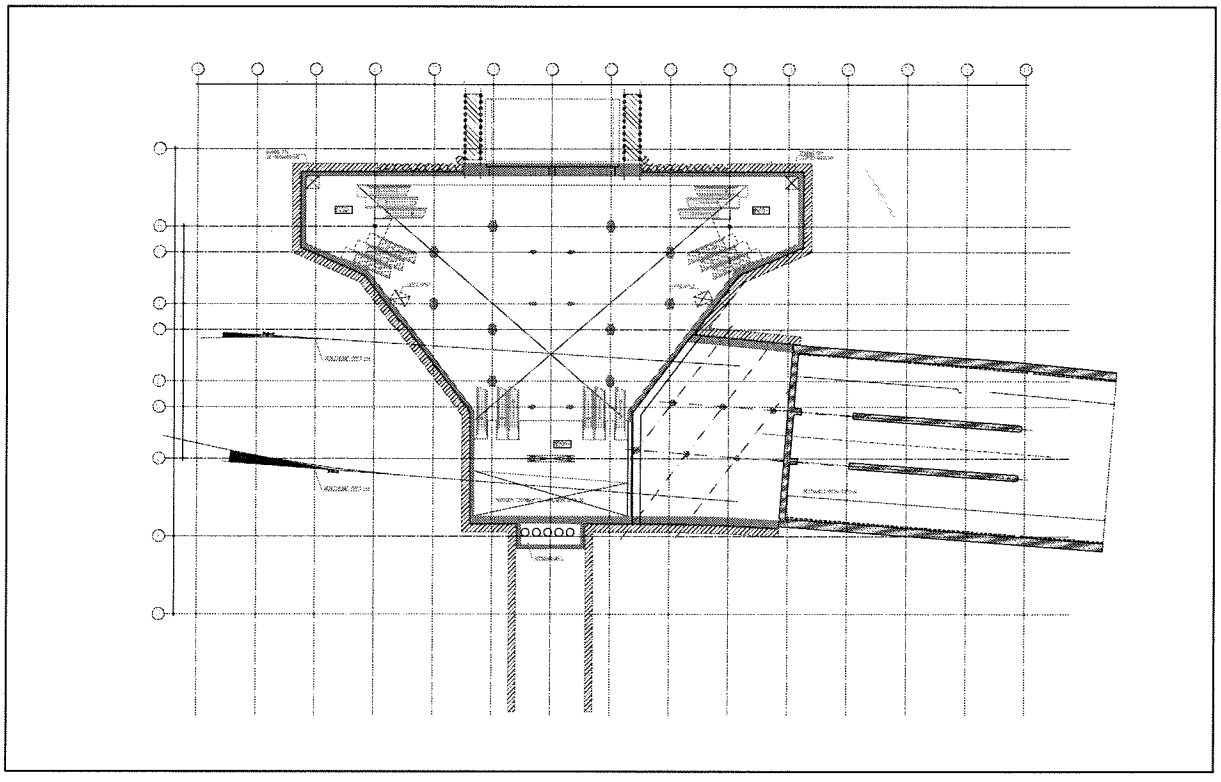


Figuur 17: Bouwkuip De Ruyterkade



Figuur 18: Doorsnede metrostation op het Voorplein

Aan de zuidzijde van het Centraal Station op het voorplein komt ook een bouwkuip (Figuur 19: Plattegrond bouwkuip voorplein) waarin een stationhal gemaakt moet worden met aansluiting van de Noord/Zuidlijn op de huidige oostlijn en het maaiveld. (Figuur 18: Doorsnede metrostation op het Voorplein). Het grootste gedeelte van de bouwkuip wand bestaat uit diepwanden tot de waterafsluitende laag op NAP-28 m. Bij de aansluiting met de Metro-oostlijn wordt onderwaterbeton toegepast. De aansluiting op het element wordt gerealiseerd door schroefpalen aan te sluiten op de dubbele buispalenwand. De ontgravingsdiepte is op dit punt tot ±NAP-18 m.



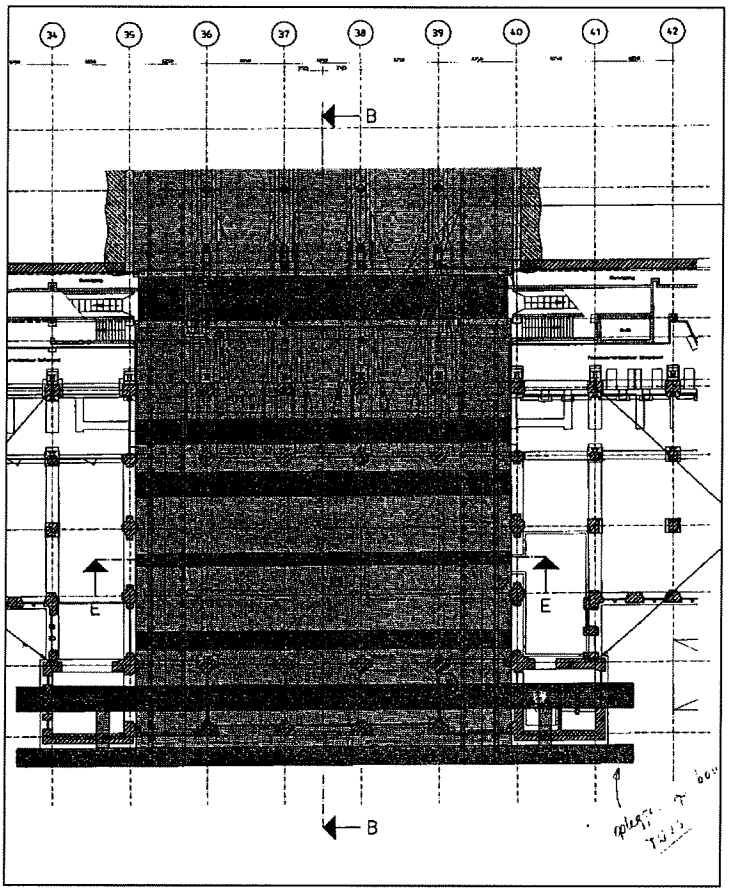
Figuur 19: Plattegrond bouwkuip voorplein

De bouw van de bouwkuip onder het Centraal station en de ondervangingsconstructie is afhankelijk van de bestaande fundering. Het Centraal Station is globaal in drie onderdelen te splitsen met ieder een eigen funderingswijze. Het stationsgebouw dat gefundeerd is op palen met een raster van 0,8 x 0,8 m, het emplacement met de middentunnel is gefundeerd op staal en het IJ-gebouw dat wederom gefundeerd is op palen, maar geclusterd in paalgroepen. (Zie Bijlage I)
De bouwplannen van de verschillende onderdelen zullen afzonderlijk beschreven worden.

De bouwputwand
In de volgende paragrafen wordt regelmatig gesproken over de bouwputwand. De bouwputwand is een samengestelde wand die bestaat uit een dubbele rij Tubex-palen hart op hart 2,5 m. Deze 2,5 m tussen de twee rijen Tubex-palen wordt opgevuld door middel van injectie met grout. De tubex-palen staan met de punt op een niveau van NAP-26 m. Ter plaatse van de perrons in de middentunnel worden paalgroepen gemaakt die reiken tot in de derde zandlaag NAP-66 m om de belastingen uit de middentunnel af te dragen naar de derde zandlaag. Om de zettingen bij het stationsgebouw binnen de toegestane grenzen te houden, wordt één op de drie buispalen in deze sectie doorgezet naar de derde zandlaag op NAP-66 m.

4.2.1 Het stationsgebouw

Het gedeelte van het stationgebouw dat boven de te bouwen bouwput staat wordt ondervangen door een constructie bestaande uit massieve betonnnen balken met hiertussen vloeren, dit geheel wordt opgelegd op de bouwputwand. Op deze manier is het mogelijk om dan volgens de wanden-dak methode te werken. Op het huidig vloerniveau wordt dan een dak gemaakt waaronder ontgraven kan worden. De balken, de betonplaat en de bouwputwand vormen op deze manier een tafelconstructie waarop een deel van het stationsgebouw rust en de reizigers lopen en waaronder de Noord/Zuidlijn komt.

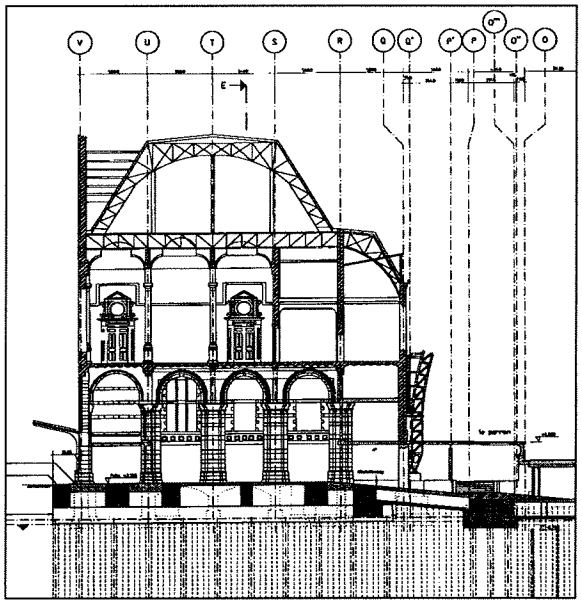


Figuur 20: Plattegrond stationshal nieuwe situatie [13]

Om de belastingen op de tafelconstructie en dus op de bouwputwand zoveel mogelijk te beperken worden alleen de stramienen 36 tot 39 op de tafel overgenomen. De balken van de tafelconstructie zijn massieve voorgespannen betonnen balken. Zie Figuur 20: Plattegrond stationshal nieuwe situatie. Doorsnede B-B in Figuur 20 is ter plaatse van de tunnelas.

De fasering van de bouw van de tafelconstructie is als volgt:

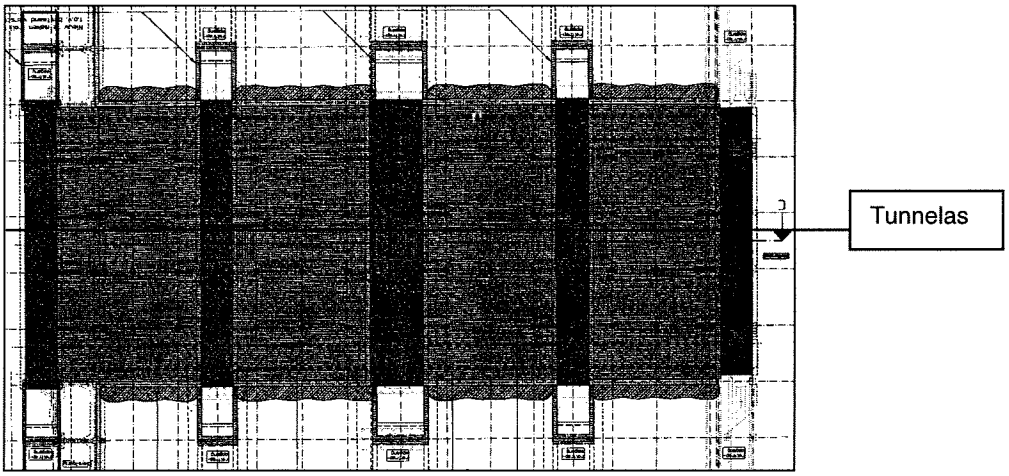
1. De stationshal wordt eerst gefaseerd buiten gebruik gesteld om de bouwputwand aan te brengen tussen stramien 35 en 36.
2. Op de bouwput wand wordt dan de oplegbalk gestort.
3. Boven de bouwputwand stramien 35 en 36 en tussen de stramienen 36 tot 39, wordt de tijdelijke verhoogde vloer van de stationshal gemaakt. Deze wordt gefundeerd op de bestaande metselwerkwanden van de letterstramienen.
4. Dan wordt de stationshal tussen stramien 39 en 40 gefaseerd buiten gebruik gesteld om de oostelijke bouwputwand te maken vanaf halniveau.
5. Storten van de onderslagbalk op deze bouwputwand.
6. Aanbrengen van de tijdelijk vloerconstructie boven de bouwputwand. (liggers evenwijdig aan de letterstramienen)
7. Onder de verhoogde vloer van de stationhal worden dan evenwijdig aan de letterstramienen de voorgespannen liggers, primaire liggers, (betonwerk fase 1, donkergrijs zie Figuur 20 en Figuur 21) gemaakt die op de bouwputwanden worden opgelegd. Nu kan de tijdelijk verhoogde vloer opgelegd worden op de nieuwe balken en kunnen de oude metselwerk wanden voor zover nodig worden gesloopt.
8. Tussen de betonnen liggers uit fase 1 kan nu gefaseerd de tijdelijke vloer worden verwijderd en de rest van de tafelconstructie worden gestort. (betonwerk fase 2, lichtgrijs zie Figuur 20 en Figuur 21)
9. Het opgaand werk, de bestaande kolommen aan de randen van de stationshal, worden overgenomen op de tafelconstructie middels aangieten van krimpvrij mortel.



Figuur 21: Doorsnede stationsgebouw nieuwe situatie [13]

4.2.2 De middentunnel

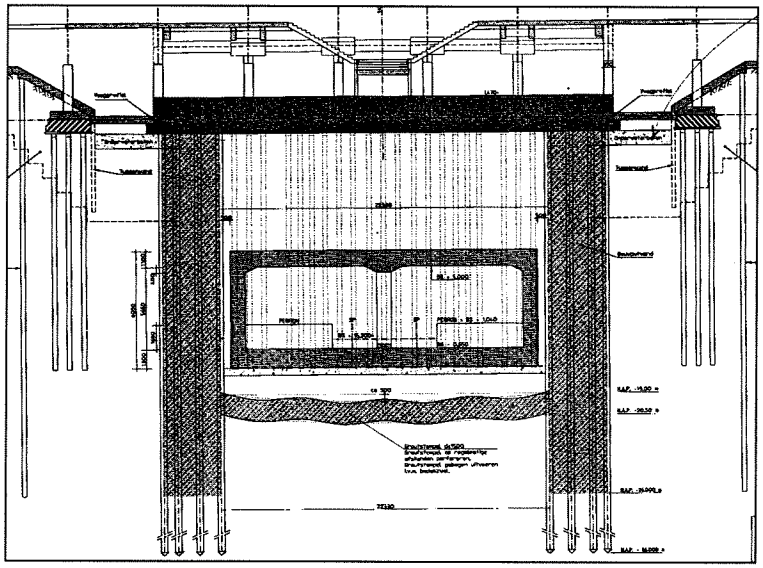
Vanwege de onmogelijkheid om de sporen in de spoorbakken voor langere tijd buitendienst te nemen, is gezocht naar een oplossing om de sporen toch in dienst te houden. Bij de gekozen oplossing blijven de wanden en het dak van de huidige middentunnel intact en wordt alleen de tunnelvloer vervangen.
De bestaande vloer van de middentunnel is op staal gefundeerd en draagt via kolommen en de spoorbak de belasting van de sporen. De tunnelas loopt van links naar rechts in Figuur 22.



Figuur 22: Plattegrond middentunnel nieuwe situatie [13]

1. In de eerste fase van het bouwen in de middentunnel worden, nadat de bouwputwand gemaakt is, de primaire balken gemaakt ter plaatse van de perrons loodrecht op de tunnelas (donkergrijs in Figuur 22).
2. Op deze primaire balken kunnen dan, alvorens de tunnelvloer te slopen, de hulpconstructie opgelegd worden die de belasting van de sporen overbrengen.
3. Als de hulpconstructies per stramien zijn aangebracht, kunnen de kolommen en de vloer worden gesloopt.
4. Tussen de primaire balken kan nu een secundaire ligger aangebracht worden evenwijdig aan de tunnelas. Deze secundaire ligger bestaat uit twee gekoppelde T-balken.
5. De kolommen worden nu prefab teruggebracht en de hulpconstructie kan worden verwijderd en gebruikt voor het volgende stramien.
6. Als twee naast elkaar gelegen stramienen zijn voorzien van secundaire liggers kan de tussenliggende vloer worden gestort.

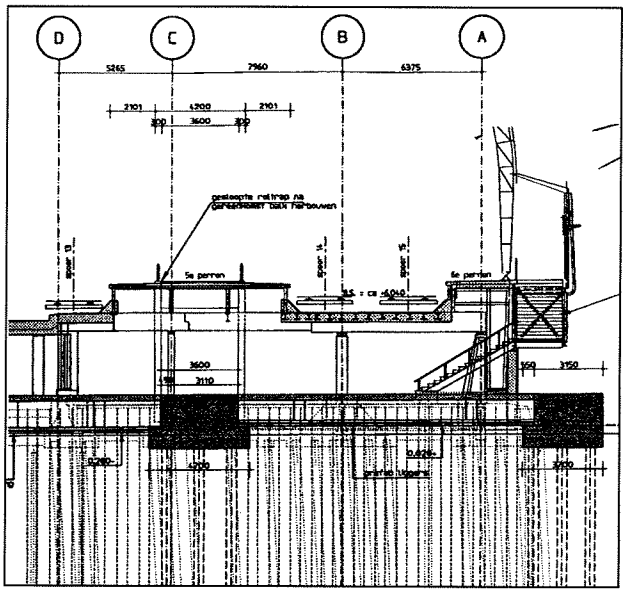
In de uiteindelijke situatie worden alle belastingen van de sporen, de tunnelvloer en het eigengewicht van de tunnel geconcentreerd afgevoerd naar de paalgroepen onder de primaire balken.
De activiteiten die nu kort beschreven zijn, zijn alleen de activiteiten die gedaan moeten worden om de hoofddraagconstructie te realiseren. Een aantal activiteiten is buiten beschouwing gelaten, zoals het verplaatsen van de roltrappen, aanbrengen steunbalk tunnelwanden, enz. Dit zijn wel noodzakelijke activiteiten, maar voor het begrip van de gekozen oplossing niet relevant.



Figuur 23: Doorsnede nieuwe situatie onder huidige middentunnel [13]

Onder de zo ontstane wanden-dak constructie kan worden ontgraven en het tunnelelement worden ingevaren en afgezonken. Zie uiteindelijke situatie in Figuur 23: Doorsnede nieuwe situatie onder huidige middentunnel.

4.2.3 Het gebouw IJ-zijde



Figuur 24: Doorsnede IJ-gebouw nieuwe situatie [13]

Bij het gebouw aan de IJ-zijde wordt dezelfde methode toegepast als bij de middentunnel. Een primaire balk ligt buiten het gebouw en de andere onder het vijfde perron naast stramien C. Zie Figuur 24: Doorsnede IJ-gebouw nieuwe situatie. Op deze primaire balken liggen geprefabriceerde voorgespannen secundaire balken die de kolommen opvangen.

4.3 Voor- en nadelen

Het model IX zoals hierboven beschreven kent ook een aantal voor- en nadelen.

Voorgestelde methode VOF Stationseiland

Voordelen	Nadelen
- Uiteindelijke tunnel wordt in een bouwdok gemaakt, goed de ruimte om te bouwen.	- De ontgravingsdiepte van de bouwkuip is erg groot ± 18 m; zware bouwkuipwand vereist. (tussenstempels niet mogelijk)
- Veel ervaring met het afzinken van tunnelelementen.	- Een aantal onzekerheden over de gekozen wand constructie. - Funderen op de derde zandlaag

De in dit hoofdstuk beschreven model IX is nog voortdurend aan optimalisatie onderhevig, maar omdat dit model in grote lijnen niet zal veranderen, is gekozen deze als referentie te gebruiken.

5 Alternatieve methoden voor passage Centraal Station

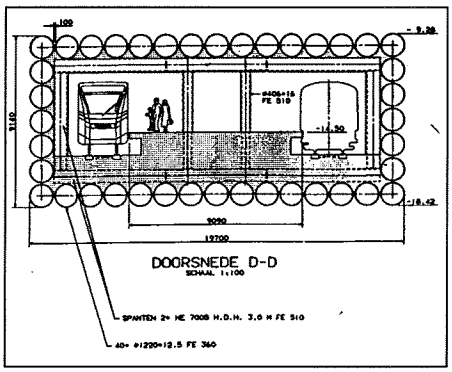
5.1 Inleiding

In het vorige hoofdstuk is het voorlopig ontwerp beschreven, ontwikkeld door VOF Stationseiland en het Projectbureau Noord/Zuidlijn. Kort samengevat komt het ontwerp neer op het opvangen van de bestaande gebouwen en onder het huidige station een bouwkuip creëren waarin een tunnelelement kan worden afgezonken. Dit tunnelelement wordt gemaakt in een bouwdok en dan vanaf het IJ ingevaren. Uitgangspunten bij het ontwerp waren dat zoveel mogelijk hinder en schade moest worden voorkomen.
Of aan deze uitgangspunten zo goed mogelijk is voldaan lopen de meningen uiteen. Om een bijdrage te leveren aan deze discussie wordt een aantal alternatieve methoden voor de voorgestelde methode bekeken.

5.2 Korte beschrijving alternatieven

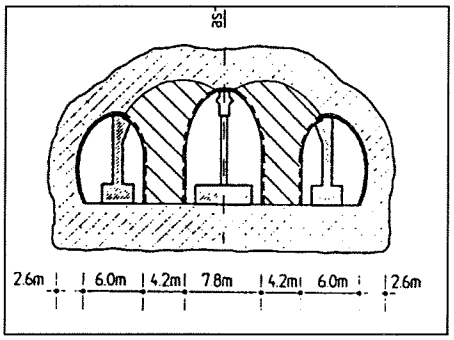
In deze studie naar bouwmethoden onder bestaande bebouwing is een aantal mogelijke alternatieven, voor de bouw van de passage van de Noord/Zuidlijn met het Centraal Station, naar voren gekomen. Om de Passage van de Noord/Zuidlijn met het Centraal Station te realiseren zijn naast de voorgestelde oplossing een aantal mogelijkheden.

- De buizenmethode (Figuur 25)
  Het persen van buizen met een diameter van ± 1,0 m in horizontale richting die al dan niet met elkaar verbonden zijn. Deze buizen vormen een dakconstructie en soms ook de wanden van de toekomstige doorsnede. Na het persen van de buizen kan hieronder ontgraven worden en de constructie afgebouwd.



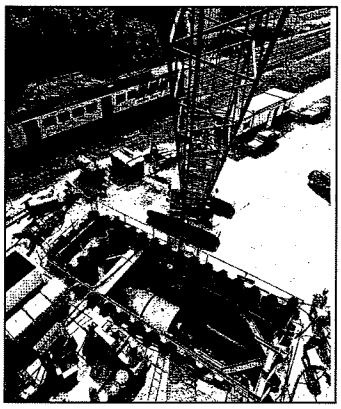
Figuur 25: Buizenmethode [14]

- Bevriezen van grond (Figuur 26)
  Het bevriezen van het grondwater met pekelwater of stikstof om het grondmassief te verstijven zodat de stabiliteit en de waterdichtheid van het grondmassief verzekerd wordt. Het vrieslichaam kan de vorm hebben van de uiteindelijke constructie, maar ook het hele grondmassief kan bevroren worden. Na het ontgraven kan een prefab constructie worden doorgeperst of met spuitbeton de tunnelmantel worden gevormd



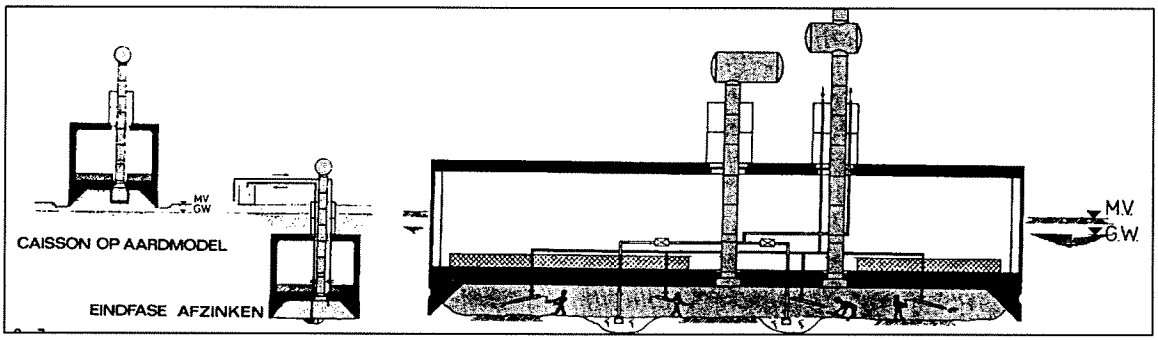
Figuur 26: Bevriezen van grond [14]

- Doorpersen (Figuur 27)
  Het doorpersen van prefab elementen onder een bestaande constructie door wordt al regelmatig toegepast. Van uit een bouwkuip worden ringvormige of rechthoekige profielen doorgeperst. Dit kan met een boorkop met gesloten of open front. Bij een open front kan ook nog met de hand worden ontgraven. Dit is alleen mogelijk als het grondwaterniveau lager is dan de in te persen buis en de grond voldoende standtijd heeft. Anders ontstaan er ontoelaatbare zettingen aan het maaiveld.



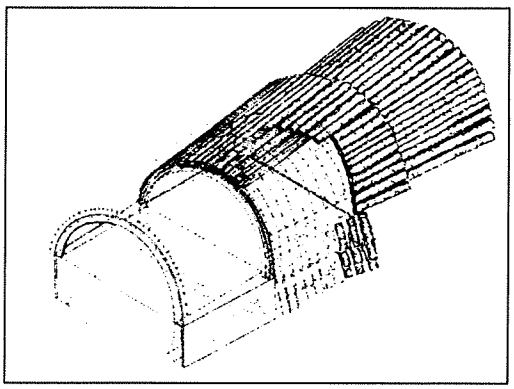
Figuur 27: Doorpersen [31]

- Caisson (Figuur 28)
  De caisson methode komt erop neer dat een constructie geheel of gedeeltelijk op maaiveld of in een ondiepe bouwkuip wordt gebouwd. Door vanuit de werkkamer onder de constructie de grond te verwijderen onder luchtdruk zakt de constructie de grond in. Voordeel is dat de constructie wel diep komt, maar geen diepe bouwkuip vereist is.



Figuur 28: Caisson afzinken [26]

- Grouten (Figuur 29)
  Met grout injectietechnieken kunnen constructies of delen van constructies vanaf maaiveldniveau gebouwd worden. Zo kan in de bouwfase een stabiele, waterdichte constructie verkregen worden. Binnen de gevormde omhullende of onder de gevormde dakconstructie kan worden ontgraven en de uiteindelijke constructie worden gerealiseerd.



Figuur 29: Grouten [9]

5.3 Toetsingscriteria

Voor het Amsterdam Centraal Station gelden hele specifieke omstandigheden. Het station is op te delen in drie secties die veel van elkaar verschillen. De verschillende secties zijn:
- Stationsgebouw
- Middentunnel
- IJ-gebouw

Iedere sectie heeft zo zijn eigen specifieke randvoorwaarden. Het stationsgebouw en het IJ-gebouw zijn op palen gefundeerd; de middentunnel weer op staal.

Omdat de omstandigheden per sectie veel verschillen is misschien een bouwmethode geschikt om onder het stationsgebouw te bouwen en helemaal niet geschikt om toe te passen onder de middentunnel.
Elke bouwmethode zal daarom bij alle drie de secties van het Centraal Station getoetst worden aan de hand van criteria.
Naar de volgende toetsingscriteria wordt gekeken:
- Hinder tijdens de bouw
- Bouwtijd
- Technische haalbaarheid
- Kosten

Een globale afweging van de verschillende bouwmethoden voor de verschillende secties zal aan het eind worden gegeven.

6 De buizenmethode

6.1 Inleiding

In dit hoofdstuk zal de buizenmethode, als een van de mogelijke bouwmethoden om de Noord/Zuidlijn met het Amsterdam Centraal Station te laten kruisen, worden beschreven. Allereerst zal de algemene bouwmethode worden beschreven, waarna met enkele praktijkvoorbeelden een duidelijk beeld ontstaat over de buizenmethode. In de daarop volgende paragraaf worden de voor en nadelen behandeld, besproken in hoeverre deze gelden bij het centraal station en of er nog andere bijzonderheden optreden bij het Centraal Station. Als laatste wordt een visie gegeven op de toepasbaarheid van de buizenmethode bij het centraal station.

6.2 Beschrijving buizenmethode

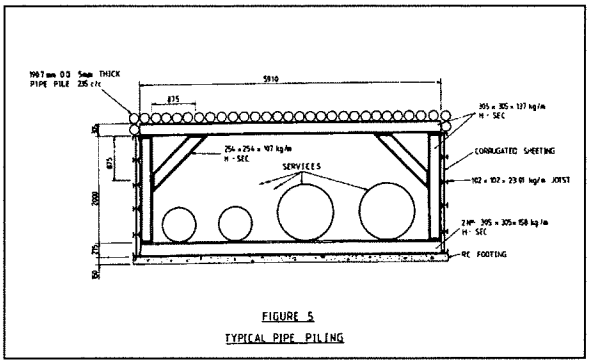
(literatuur: Afstudeerrapport Ondergronds uitbouwen van een metrostation, De Buizenmethode, M.J.C. Everaars.)

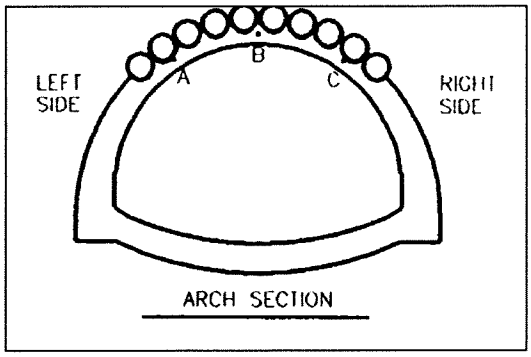
Deze uitvoeringsmethode vindt zijn toepassing vooral in de bouw van ondiepe kruisingen met wegen, spoorwegen en gebouwen die om specifieke redenen niet kunnen worden omgelegd of gesloopt, zodat een open bouwput mogelijk is. Langdurige stremmingen of gedeeltelijke stremmingen zijn meestal niet toegestaan, zodat een alternatieve oplossing gewenst is. Bij het ondergronds uitbouwen van metrostations wordt de buizenmethode ook nog wel eens toegepast om het ruimtebeslag aan het maaiveld te beperken.

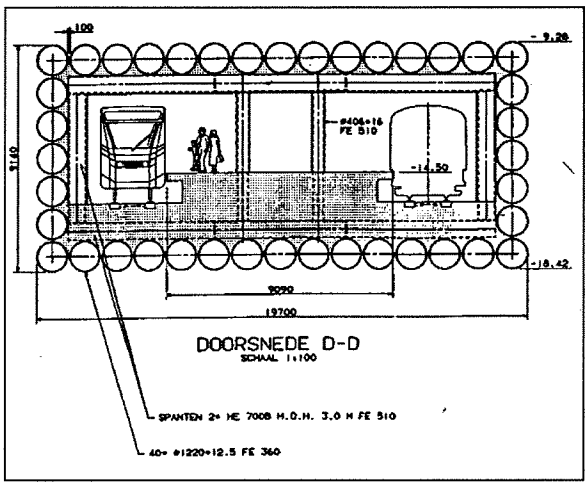
De buizenmethode leent zich uitstekend voor toepassing boven de grondwaterstand dus wordt vaak bemaling toegepast om de waterstand te verlagen. Dit is bij het Centraal Station niet mogelijk omdat anders de houten palen waarop het Centraal Station gefundeerd is, verrotten.

De buizenmethode is een techniek waarbij door middel van pipe-jacking buizen de grond worden ingeperst die dan een constructie vormen. Pipe-jacking is een verzamelnaam voor de technieken die er zijn om kleine tunnelmantels aan te brengen in de grond. De techniek maakt gebruik van hydraulische vijzels om buissegmenten in de grond te drukken die dienen als permanente bekleding van het geboorde gat. Het persfront wordt gevormd door een snijkop en/of schild. De mantel wordt vanuit een schacht in de grond geperst, door telkens buissegmenten te koppelen aan een voorgaand segment. De dwarsdoorsnede van de segmenten hoeft niet cirkelvormig te zijn. De segmenten kunnen ook allerlei afmetingen hebben. Diameters van 1 m en meer zijn wenselijk als de buis mantoegankelijk moet zijn. De segmenten kunnen van uiteenlopende materialen vervaardigd zijn; de meest gebruikte materialen zijn staal en beton.

De keus van de vorm van de constructie hangt af van o.a.: de gewenste doorsnede, de wijze van ontgraven en de verdere bouwmethode. Zie voor mogelijke vormen Figuur 30: Verschillende constructie vormen met de buizenmethode.

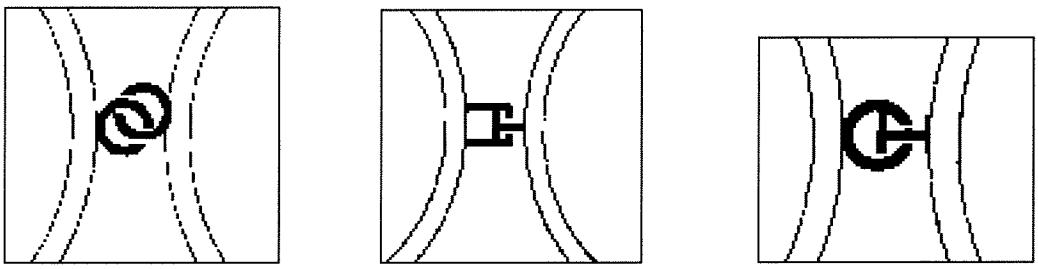






Figuur 30: Verschillende constructie vormen met de buizenmethode

De buizen die samen de constructie vormen, worden soms aan elkaar gekoppeld door middel van sloten, hetzelfde principe als in de dam- en combiwandtechniek. Zie Figuur 31: Verschillende slot constructies. De buizen zijn in dit geval van staal. De sloten vormen een gevoelig punt in het geheel. De sloten zorgen voor een grotere wrijvingsweerstand die weer overwonnen moet worden door de persinstallatie. Een ander reëel gevaar is het uit het slot lopen van de buizen waardoor de geleiding en de waterdichtheid in gevaar komt. Om de waterdichtheid te verzekeren worden de sloten altijd geïnjecteerd.



Figuur 31: Verschillende slot constructies [19]

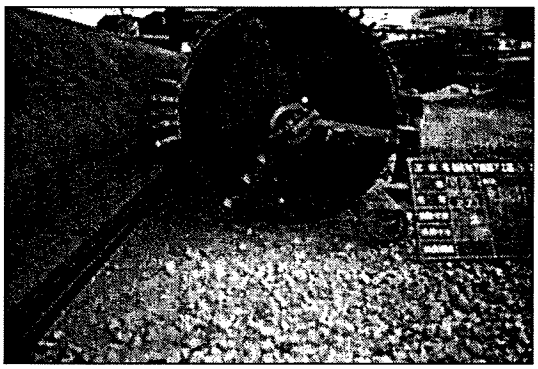
Een mogelijkheid om de samenhang tussen de buizen onderling te verbeteren, is om een groutlichaam aan te brengen rond de buitenkant van de constructie. De buizen zijn dan over het algemeen op enige afstand van elkaar ingebracht en door bodeminjectie tussen de buizen is de waterdichtheid verkregen. Het injecteren gebeurt vanuit de buizen. Bij een gebogen buizendak is het noodzakelijk om een groutlichaam aan te brengen omdat dit groutlichaam een druklaag vormt. Die de stabiliteit verzorgt. Het doorslaan van de constructie is dan niet meer mogelijk.

Figuur 32: Het doorslaan van het buizendak

De stalen of betonnen buizen worden dan, na het injecteren van de sloten en het plaatsen van wapeningskorven en/of voorspanstaal, gebetonneerd. Onder of in de zo ontstane constructie kan dan worden ontgraven en de tunnel worden gebouwd. De buizen worden opgenomen in de definitieve constructie.

schachten
Het doorpersen van de buissegmenten vindt plaats vanuit een schacht. Omdat vaak onder de grondwaterstand wordt gewerkt, moet de waterdichtheid gewaarborgd zijn bij het doorboren van de schachtwand. De afmetingen van de schacht moeten groot genoeg zijn om alle werkzaamheden te kunnen uitvoeren, het manoeuvreren met de persinstallatie, het aanvoeren van de buissegmenten, ruimte voor de laswerkzaamheden en afvoer van de vrijgekomen grond. Gemiddeld heeft een schacht een oppervlak van 3 x 6 m. Grotere segmenten leiden tot een grotere startschacht. Meestal hebben de segmenten een lengte van 2 tot 3 m. Wanneer langere segmenten worden toegepast, worden de voordelen van het verminderde aantal aansluitingen vergeleken met de nadelen van een grotere startschacht. Die op deze lengte moet worden aangepast. De startschacht bij stalen segmenten is over het algemeen iets groter omdat het lassen van de segmenten een tijdrovend proces is. Er dient een optimaal punt gevonden te worden tussen het aantal lassen en de grootte van de bouwkuip.

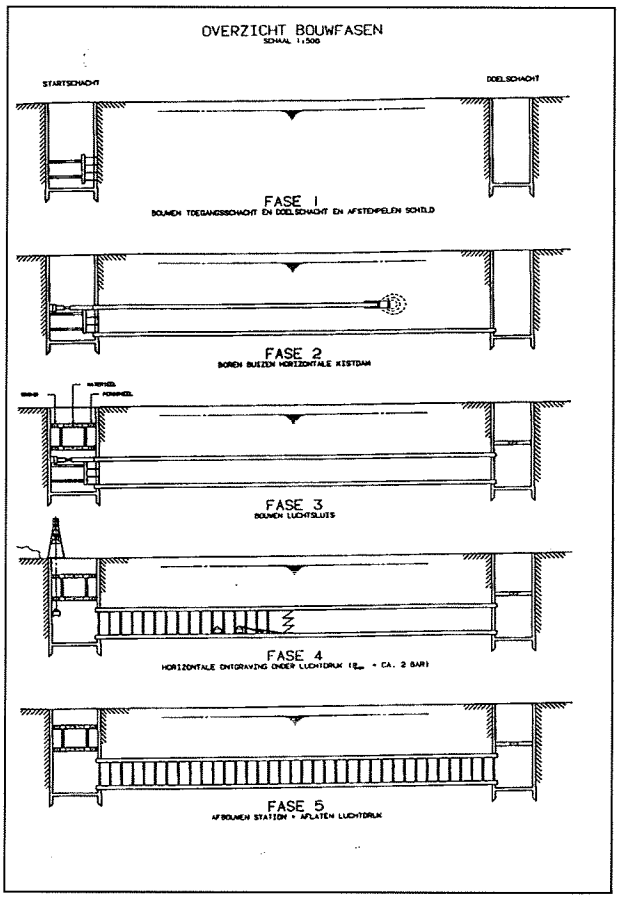
boorkop
Bij de boorkop wordt de grond weg gegraven en naar de startschacht afgevoerd. In de boorkop bevinden zich meetinstrumenten, die plaats en richting bepalen, zodat de koers tijdig kan worden bijgesteld.
De boorkop kan bestaan uit een stalen snijring die bevestigd is aan het eerste buissegment. Hierbij wordt mechanisch of met mankracht weg gegraven.



Figuur 33: Stalen boorkop [4]

Er kan een open schild worden toegepast met een graafwiel. Ook kunnen technisch ontwikkelde boorkoppen worden toegepast als Earth Pressure Balance schilden (EPB), slurry schilden met computer gestuurde monitoring- en geleidingssystemen.
In de boorkoop bevinden zich: een snijkop voor mechanische graafwerkzaamheden,
stabilisatie apparatuur voor het boorfront,
apparatuur voor monitoring,
een stuurmechanisme.
Zie voor een voorbeeld van een boorkop Figuur 33: Stalen boorkop.
Vooral wanneer er veel stenen en oude funderingen in de grond zitten is het moeilijk om met een boorkop te werken. Wanneer er veel rommel in de grond wordt verwacht, is het raadzaam de boorkop uitneembaar te maken zodat handmatig grote stukken steen te verwijderen zijn.
Wanneer één buis als standaard dient voor de volgende buizen, wordt vaak de eerste buis handmatig ontgraven om een zo nauwkeurig mogelijke plaatsing te verkrijgen.

Wanneer alle buizen ingeperst zijn kan onder het zo ontstane dak worden ontgraven zonder hinder aan de bovengrondse activiteiten en zettingen van de bestaande gebouwen. Zie voor een globale bouwfasering Figuur 34: Bouwfasering buizenmethode.



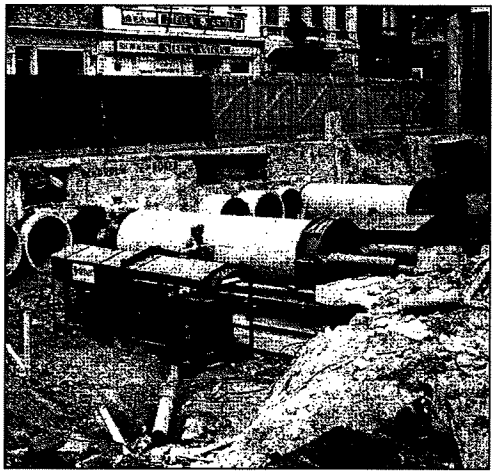
Figuur 34: Bouwfasering buizenmethode [15]

6.3 Beschrijving praktijkvoorbeelden

6.3.1 Dakconstructie Kruisstation Koningin Astrid, metro Antwerpen

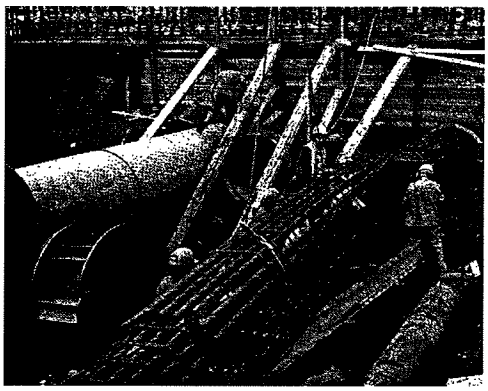
(Literatuur: Cement 1979 nr. 10, Ondergronds bouwen van tunnels en stations te Antwerpen.)

De buizenmethode is toegepast bij de Prémetro-kunstwerken in Antwerpen (1978). Na enkele succesvol verlopen proeven op bescheiden schaal is de dakconstructie voor het kruisstation Koningin Astrid als buizendak uitgevoerd. De dakconstructie heeft een oppervlak van 200 m² en kon boven de grondwaterspiegel worden uitgevoerd. Vanuit een bouwput werden de asbestcementbuizen met een lengte van 5 m en een diameter 1,2 m opeenvolgend op een draagstoel geplaatst, die aan de achterzijde is voorzien van een verdeelring en in de grond geperst door middel van hydraulische vijzels met uitschuifbare zuigers. Zie Figuur 35: Doorpersen buizen in Antwerpen.



Figuur 35: Doorpersen buizen in Antwerpen [29]

De eerste buis is uitgerust met een stalen snijschoen, ten behoeve van het los snijden van de grond en het regelen van de richting. Het tweede stuk wordt dan geplaatst en er tegen bevestigd door middel van een stalen steunring. Tussen de beide buizen wordt een schuimrubberen dichtingsstrip geplaatst, alsmede een houten ring die de krachten gelijkmatig verdeelt over de volledige omtrek. De grond wordt er, naarmate het werk vordert, met de hand uitgehaald en via een looprail afgevoerd. Na het inpersen van een volledige buis wordt de ruimte tussen deze en de naastliggende buis (10 tot 20 cm) met cement geïnjecteerd. Na de fase van het persen wordt de wapening ingebracht, die kan bestaan uit wapeningskorven of uit voorspanstaal (Figuur 36: Plaatsen van de wapening in de buizen).



Figuur 36: Plaatsen van de wapening in de buizen [29]

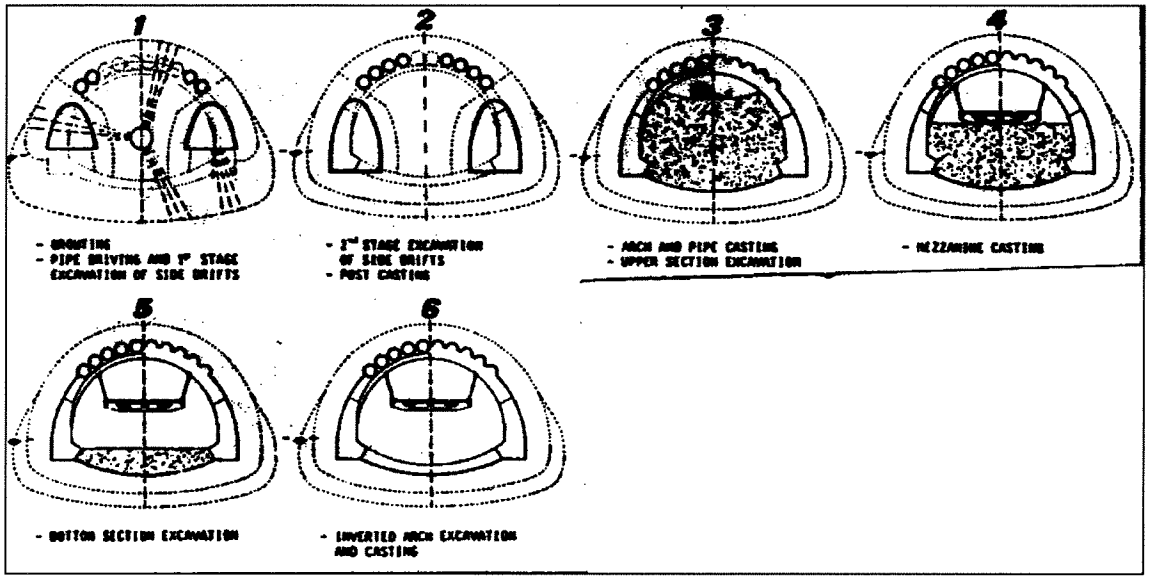
Daarna wordt gebetonneerd, hetzij vanaf het uiteinde, hetzij via de geboorde gaten vanuit de naastliggende buis, van waaruit het beton eveneens wordt getrild. Een goede verdichting van de betonspecie binnen de buis wordt bevorderd door een na-injectie met cementmortel.

Na inpersen wordt onder het buizendak ontgraven en hieronder met diepwanden naar de afsluitende kleilaag een bouwkuip gevormd.

6.3.2 De grote overspanning van het Milanese "Venezia" metrostation

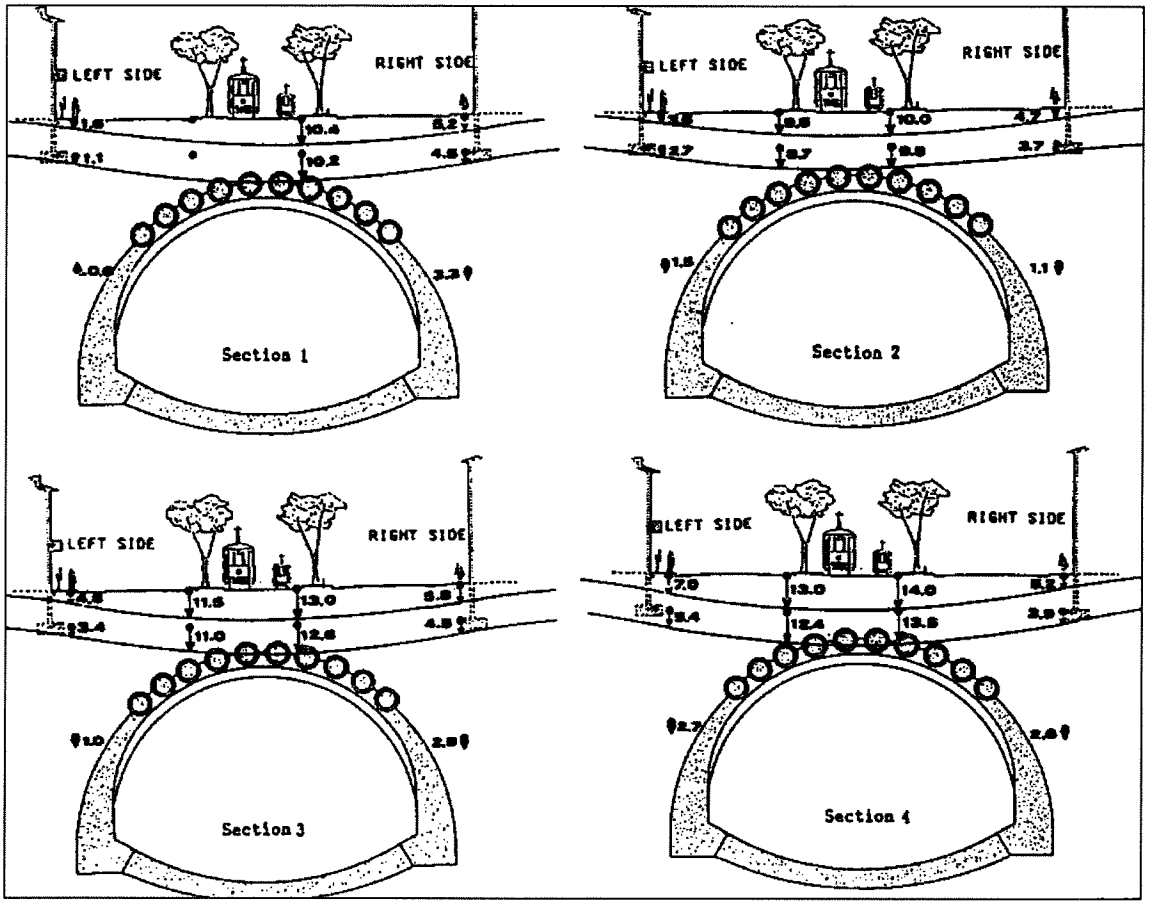
(literatuur: Options for Tunneling ´93, Performace observations during construction of the large span Milan metro (venezia) station.)

Het Venezia station is het verbindingsstation tussen metro lijn 1 en de spoorlijn, gebouwd tussen 1987 - 1992. Het is gelegen in een slappe niet-cohesieve grondlaag gedeeltelijk onder de grondwaterspiegel. Het station ligt onder een drukke verkeersweg met een dekking van ongeveer 4-5 m. In deze laag tussen het maaiveld en het dak van het metrostation liggen veel kabels en leidingen, waaronder een 220.000 V hoogspanningskabel die zeer gevoelig is voor zettingen. Het gebruik van de buizenmethode heeft er voor gezorgd dat de deformaties aan het oppervlak binnen de toegestane marges zijn gebleven, zoals gesteld om de stabiliteit van gebouwen, kabels en leidingen te waarborgen.
De hele draagconstructie is al in de grond gevormd voordat er wordt ontgraven. De dakconstructie is een cirkelvormige constructie gevormd door buispalen. Deze dakconstructie steunt op betonnen boogspanten die de belastingen uit de dakconstructie overbrengen naar de grond. (Figuur 37: bouwfasering Milanese "Venezia" station).



Figuur 37: bouwfasering Milanese "Venezia" station [3]

Gezien het belang voor de omgeving is al vanaf het begin van het bouwproces een uitgebreid meetprogramma opgezet om de spanningen en zakkingen van de ondergrond te monitoren. De maximale verplaatsingen die opgetreden zijn tijdens de bouw, zijn samengevat in Figuur 38: Maximale zettingen opgetreden tijdens de bouw [3].

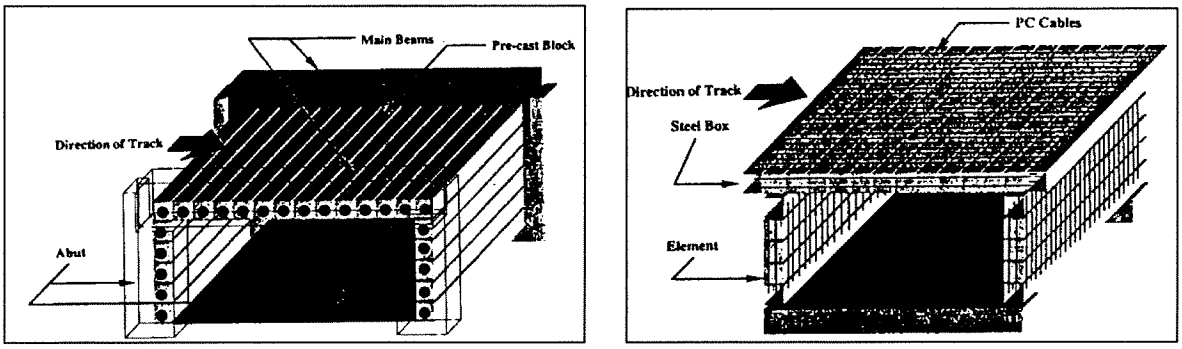


Figuur 38: Maximale zettingen opgetreden tijdens de bouw [3].

6.3.3 Kruising autoweg met spoorweg in Kinshicho, Japan

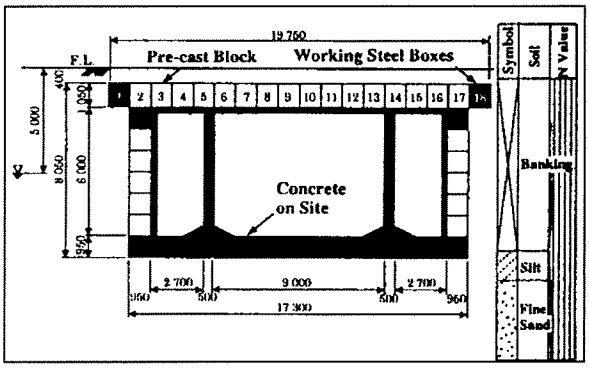
(literatuur: Tunnels and Metropolises, Long distance underpass construction beneath railway, blz. 1077-1081)

In Japan is het sinds een aantal jaren gebruikelijk om een onderdoorgang te realiseren bij spoorwegen zonder dat het spoor moet worden gestremd. De ontgraving geschiedt dan zonder dat het spoor verplaatst of onderbroken hoeft te worden.
Een methode, die toegepast is in dit praktijkvoorbeeld om een rechthoekige onderdoorgang te realiseren, is de "Pre-cast block lateral tightening method".
Bij deze methode worden rechthoekige, betonnen PRC-liggers loodrecht op de richting van het spoor ingebracht in geboorde gaten. Deze liggers worden verbonden met de hoofdoverspanning die in de richting van het spoor wordt geplaatst. In de richting van het spoor worden dan voorspankabels ingebracht en aangespannen zodat een voorgespannen dek ontstaat. Zie voor het principe van deze methode Figuur 39: Principe van de Pre-cast Block Lateral Tightening Method. De invloed van het inbrengen van de betonnen elementen op de sporen is gering.



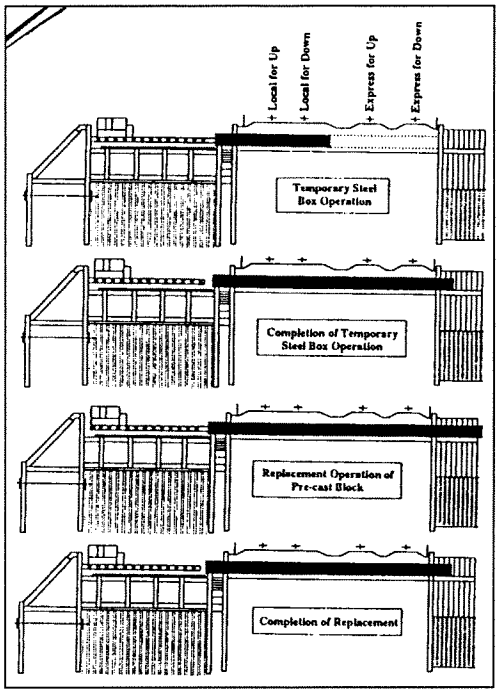
Figuur 39: Principe van de Pre-cast Block Lateral Tightening Method [6]

De East Japan Railway Company heeft deze methode gebruikt om een onderdoorgang te maken onder de Sobu-spoorlijn vlakbij het station van Kinshicho. Het kunstwerk is een rechthoekige duiker van 32 m lengte loodrecht op het spoor en drie overspanningen van 18 m in de richting van de spoorlijn. De sectie waar het om draait is een druk bereden route. De intensiteit is ongeveer 880 diensten per dag en vooral in de ochtenduren komt er iedere 2 min en 25 s een trein langs. Deze diensten kunnen niet worden vertraagd of gehinderd door een snelheidslimiet in te stellen boven de bouwsectie.
Om de hinder op het spoorverkeer dus te minimaliseren is gekozen voor de "Pre-cast block lateral tightening method.
De grond bestaat vanaf het spoor naar beneden uit ophogingsmateriaal, silt en fijn zand. Het grondwaterniveau staat 5 m onder de kruin van de ophoging.
De dwarsdoorsnede van de constructie ziet er als volgt uit, zie Figuur 40: Dwarsdoorsnede constructie.



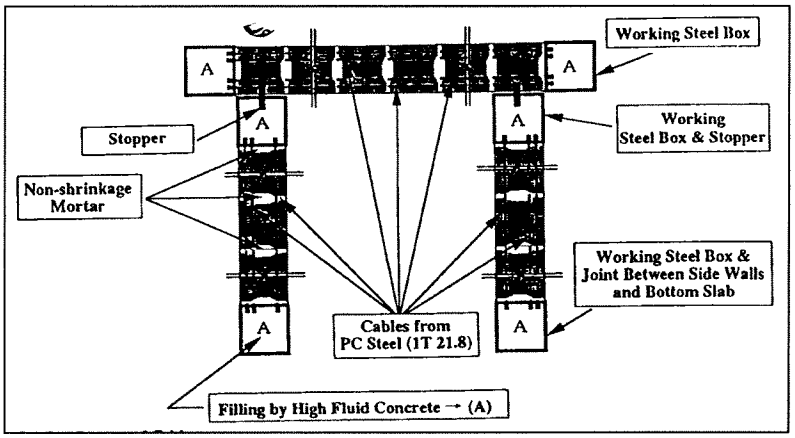
Figuur 40: Dwarsdoorsnede constructie [6]

Het dak bestaat uit 16 horizontale PRC-liggers (1050 mm x 1050 mm) en de wanden bestaan uit 5 PRC-liggers (950 mm x 950 mm). Na het inbrengen van deze liggers worden stalenkokers ingebracht van waaruit de 16 betonnen liggers van het dak en de wanden worden voorgespannen, loodrecht op de richting waarin de liggers zijn ingebracht. In de grond onder de vloer wordt een grondverbetering toegepast om uitspoeling van de fijne zandlaag te voorkomen.
Het inbrengen van de PRC-liggers moet heel precies gebeuren. In de grond zijn bijna altijd stenen en andere obstakels aanwezig. Om beschadigingen en ongewenste zettingen te voorkomen werden eerst stalen kokers de grond ingebracht die dan later door de betonnen liggers werden vervangen. Zowel het dak als de wanden zijn op deze manier geconstrueerd. Zie Figuur 41: Tijdelijke liggers vervangen door definitieve constructie [6].



Figuur 41: Tijdelijke liggers vervangen door definitieve constructie [6].

De PRC-liggers zijn 32 m. Het is een aanzienlijke klus om deze in een keer door te persen. De betonnen liggers werden daarom opgedeeld in vier secties van 8 m die achtereenvolgens ingebracht werden. De vier secties worden dan aan elkaar gekoppeld door middel van een voorspankabel.
Om de PRC-liggers onderling te kunnen verbinden met voorspankabels is ruimte nodig. Om deze ruimte te verkrijgen worden stalen kokerliggers ingebracht van waaruit de voorspankabels kunnen worden ingebracht, Figuur 42: Holle profielen voor aanbrengen voorspanning. Na het voorspannen worden deze stalen kokerliggers vol gebetonneerd.



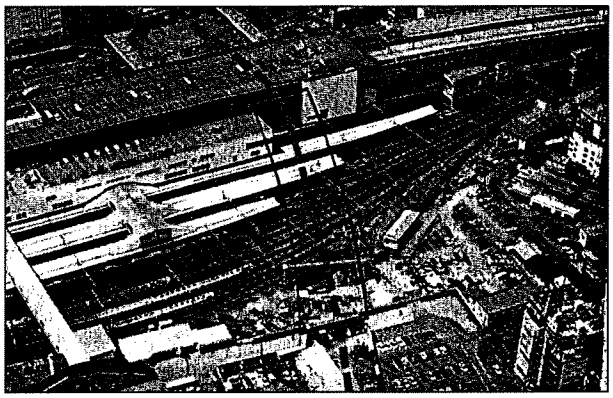
Figuur 42: Holle profielen voor aanbrengen voorspanning [6]

Het doorpersen van de tijdelijke stalen koker-liggers en het vervangen van deze liggers door de betonnen PRC-liggers werd 's nachts uitgevoerd. Gedurende 3,5 uur is er geen treinverkeer op het bewuste traject. Totaal duurt het 10 dagen voordat een ligger is ingebracht, 7 dagen voor het inbrengen van het tijdelijke, stalen kokerprofiel en 3 dagen voor het vervangen door een betonnen PRC-ligger.

6.3.4 Kruising Sen-seki metrolijn met Sendai Station

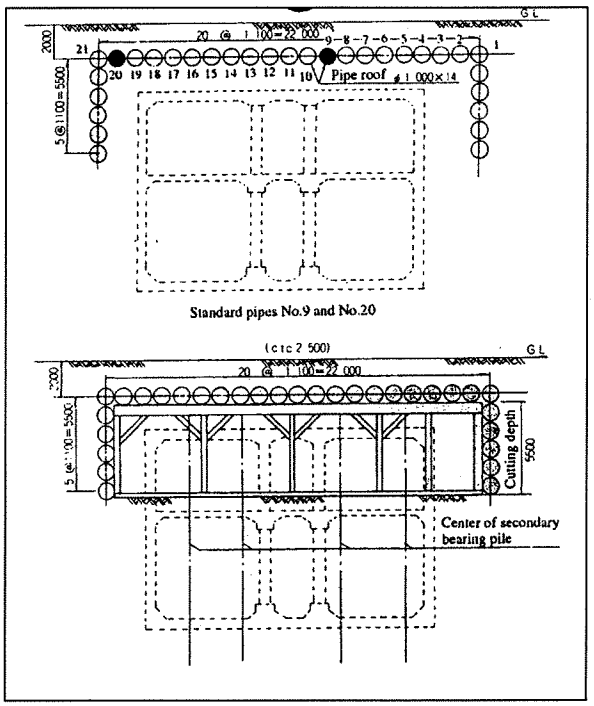
(Literatuur: North American Tunneling '96, Construction a subway tunnel beneath a conventional railway by means of large-diameter long pipe-roof method, blz473-481)

De stad Sendai in het noordoosten van Japan bouwt aan een ondergrondse metrolijn. De metrolijn kruist het station van Sendai. Om de dienstregeling zo min mogelijk te verstoren wordt onder 12 van de 15 sporen de buizenmethode toegepast. De zwarte contourlijnen op Figuur 43: Foto station Sendai, geven de toekomstige ligging aan.



Figuur 43: Foto station Sendai [4]

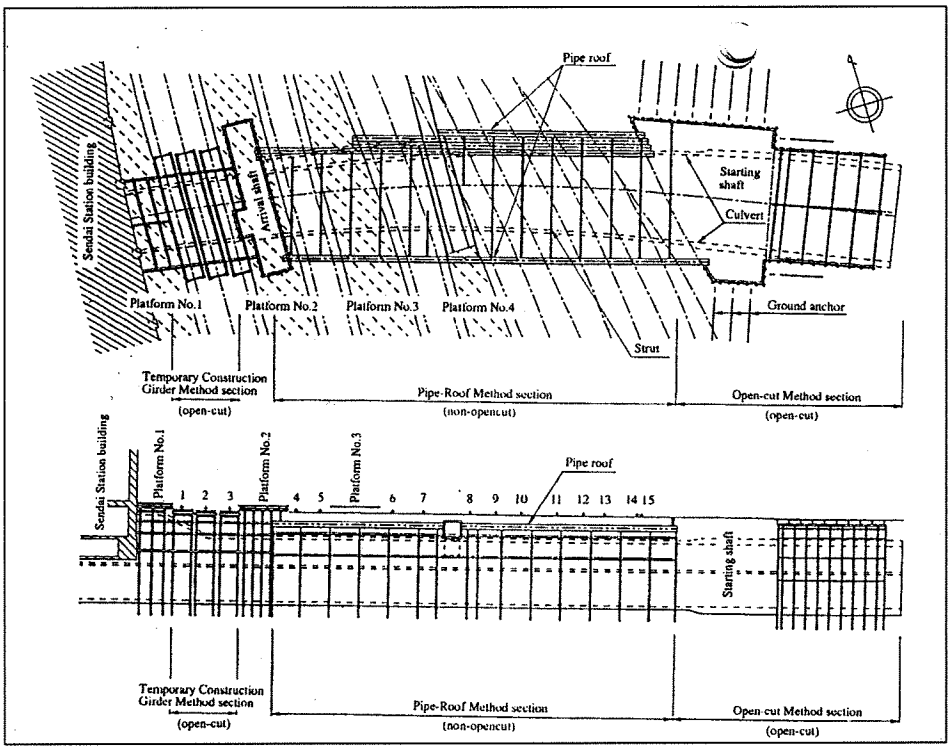
De uiteindelijke constructie die uit twee verdiepingen bestaat komt op16 m onder het huidige spoorniveau te liggen. In dit project wordt de buizenmethode toegepast met buizen die 72 m lang zijn en 1m in diameter. Totaal komen er 21 buizen horizontaal te liggen en aan beide zijden 5 buizen verticaal. Zie Figuur 44: Dwarsdoorsnede tijdens bouwfase.



Figuur 44: Dwarsdoorsnede tijdens bouwfase [4]

De ondergrond bestaat uit een toplaag van organische klei en silt met daaronder een 6m dik grindpakket. Hier onder bevindt zich een tertiaire afzetting van vulkanisch materiaal. De grondwaterspiegel bevindt zich op 5-6 m onder maaiveld.

De lengte van het buizendak is beperkt gebleven tot 72 m omdat er anders geen plaats was voor de ontvangstschacht. Figuur 45: Bovenaanzicht en langsdoorsnede geplande bouwmethode, geeft een overzicht.



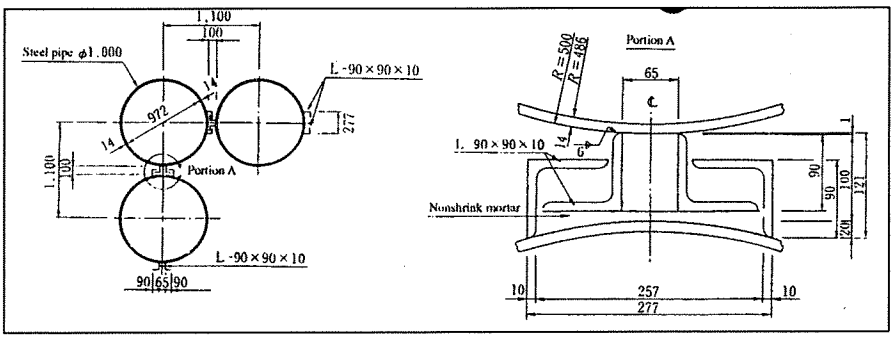
Figuur 45: Bovenaanzicht en langsdoorsnede geplande bouwmethode [4]

Een aantal belangrijke eisen bij het ontwerp van het buizendak en met name de diameter van de buizen is:

- De doorbuiging moest binnen 1/600 blijven.
- Vanwege verwachte aanwezigheid van grote keien en andere obstakels, moest de diameter zo groot zijn dat deze met de hand te verwijderen waren.
- Gezien de lengte van de buizen moest een grote nauwkeurigheid verzekerd zijn.
- Vanuit economisch oogpunt moet de hoeveelheid buizen zo min mogelijk zijn.

Gekeken naar al deze punten is een diameter van 1,0 m gekozen en een wanddikte van 14 mm.

Om de vereiste nauwkeurigheid te verkrijgen wordt bij het inbrengen van de buizen een standaard buis gebruikt die als geleiding dient voor de rest van de buizen. Deze standaard buis wordt ingebracht waarbij de grond handmatig wordt ontgraven. De rest van de buizen wordt dan door middel van sloten gekoppeld aan de standaard buis en wordt voor het totaal voldoende nauwkeurigheid bereikt. Zie Figuur 46: Detail slot.



Figuur 46: Detail slot [4]

Na het inbrengen van de buizen worden de sloten vanuit de buizen geïnjecteerd om waterdichtheid en stabiliteit te verkrijgen. Hierna kan de grond worden ontgraven en de tijdelijke steunpunten aangebracht.
De gemiddelde cyclustijd van het project was 170 min/m. Bij het inbrengen van de standaard buis was het 290 min/m en bij de overige buizen 156 min/m.

6.4 Voor- en nadelen Buizenmethode

Na het lezen van de verschillende praktijkvoorbeelden en andere literatuur is een beeld verkregen van de buizenmethode. In onderstaande tabel is een aantal voor- en nadelen op een rijtje gezet om eenvoudig te kunnen vergelijken met andere bouwmethoden.

Buizenmethode

Voordelen	Nadelen
- Geen speciale technieken nodig; eenvoudige uitvoering.	- Gevoelig voor obstakels in de ondergrond
- Weinig tot geen hinder treinverkeer	- Aanvullende maatregelen nodig om waterdichtheid en stabiliteit te verkrijgen.
- Constructie op te nemen in definitieve constructie.	- Toegang tot metro station moeilijk te realiseren.
- Omleggen van kabels en leidingen in de bovenlaag niet nodig.	- Toepassing in de Nederlandse ondergrond heeft nog niet plaatsgevonden.
- Geringe zettingen	

De genoemde voor- en nadelen zijn algemeen wel geldig, maar zegt heel weinig over de toepassing bij het Centraal Station. Het Centraal Station is opgedeeld in drie secties, het stationsgebouw, de middentunnel en het IJ-gebouw. Voor elk van deze secties zal ingegaan worden op de toepassing van de buizenmethode.

Stationsgebouw
De toepassing van de buizenmethode bij het stationsgebouw is erg moeilijk. Het stationsgebouw is gefundeerd op een palenraster van 0,80 x 0,80 m² met de paalpunten op ongeveer NAP –17m. Deze palen moeten dan bij toepassing van de buizenmethode allemaal worden doorboord of verwijderd. Wordt dit gedaan zonder mitigerende maatregelen voor het stationsgebouw dan ontstaat een ontoelaatbare schade. Bij toepassing van de buizenmethode onder het stationgebouw zal dus eerst een ondervangingsconstructie voor het stationsgebouw moeten worden aangebracht. Vanuit een droge bouwkuip moet worden geperst, maar door bijvoorbeeld grouten rondom de buizenconstructie kan de rest dan in den droge ontgraven worden vanuit deze bouwkuip. Een bouwkuip onder het hele Centraal Station om de overlast van grondwater te voorkomen en de tunnel in den droge af te kunnen bouwen is dan overbodig.

De middentunnel
De middentunnel is op staal gefundeerd. Dus daar kan in principe de buizenmethode heel goed worden toegepast. Er zitten echter onder de middentunnel een heleboel in de grond achtergelaten funderingen, de paalfundering van de oude middentunnel, in het derde en vierde perron oude paalfunderingen van de kappen. In principe hebben deze paalfunderingen geen functie meer, maar het is onduidelijk in hoeverre nog enigszins belasting wordt afdragen. Voorzorgsmaatregelen moeten waarschijnlijk worden genomen om de schade te beperken. Ook hier moet onder de grondwaterspiegel worden gewerkt, zodat daar maatregelen voor moeten worden getroffen.

Het IJ-gebouw
Bij het IJ-gebouw geldt dat onder de poeren zich houten palen bevinden tot ongeveer NAP-22 m. Voordat deze kunnen worden verwijderd moet het gebouw ondervangen worden zodat geen schade optreedt.

Conclusie
In het algemeen is de buizenmethode geschikt om funderingen op staal op te vangen. De buizenmethode kan een goede methode zijn om onder de middentunnel te bouwen. Onder het stationsgebouw en het IJ-gebouw zullen maatregelen moeten worden genomen om de bestaande paalfunderingen te ondervangen. Ook om grondwateroverlast te beperken moet maatregelen worden genomen.
Nadeel is bij de bouw alleen onder de middentunnel dat twee extra bouwputten moeten worden gemaakt. Er kan geen gebruik worden gemaakt van de bouwput op het voorplein en bij de Ruyterkade.
De hinder voor de spoorwegen en de reizigers zijn naast de twee extra bouwputten nihil. De middentunnel blijft intact.

7 Bevriezen van grond

7.1 Inleiding

Bij het (uit)bouwen van ondergrondse ruimten en het verbinden van parallelle tunnels dienen de stabiliteit en waterdichtheid van het grondmassief te worden verzekerd. Als de constructieve ondersteuning dan wel de afdichting niet kan worden gerealiseerd, kunnen grondverbeteringstechnieken worden toegepast. Een daarvan is het bevriezen van grond. In dit hoofdstuk zal het bevriezen van grond, als een van de mogelijke bouwmethoden om de Noord/Zuidlijn met het Amsterdam Centraal Station te laten kruisen, worden beschreven. Allereerst zal de algemene bouwmethode worden beschreven, waarna met enkele praktijkvoorbeelden een duidelijk beeld ontstaat over de vriestechniek. In de daarop volgende paragraaf worden de voor en nadelen behandeld, besproken in hoeverre deze gelden bij het centraal station en of er nog andere bijzonderheden optreden bij het Centraal Station. Als laatste wordt een visie gegeven op de toepasbaarheid van het bevriezen van grond bij het centraal station.

7.2 Bevriezen van grond

Het bevriezen van grond vindt zijn oorsprong in de mijnbouw en is geïntroduceerd in de tunnelbouw om ontgravingen te steunen en vrije toestroming van grondwater te voorkomen. Doordat het poriënwater kunstmatig wordt bevroren, wordt een groter samenhang van de grond verkregen en een goede waterdichtheid. Op deze manier wordt een droge en veilige werkomgeving verkregen met minimale invloeden op de omgeving en op naastliggende constructies.

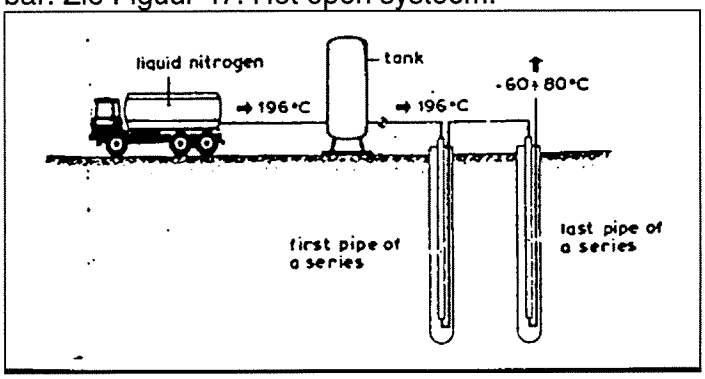
In het geval van grondbevriezen moet eigenlijk over grond*water*bevriezen worden gesproken. Het is immers het grondwater in de poriën dat bevroren wordt en niet de gronddeeltjes. Het belangrijkste principe bij grondbevriezen is het onttrekken van warmte uit de grond totdat het grondwater bevroren is. Twee belangrijke effecten die hiermee bereikt worden zijn:

- Het bevroren grondmassief wordt waterondoorlatend;
- De sterkte en stijfheid van het bevroren grondmassief neemt toe.

Het bevriezen van grond kan in principe in iedere grondsoort worden toegepast, mits grondwater aanwezig is. De grondwatercondities zijn dus van wezenlijk belang voor het slagen van deze techniek. Ten eerste dient het grondmassief voldoende verzadigd te zijn (tenminste 10 %). Daarnaast kan een te hoge stroomsnelheid van het grondwater een nadelige invloed op het vriesproces hebben. Door de hoge stroomsnelheid wordt de toevoer van warmte te groot voor de capaciteit van de vriesinstallatie. De gewenste sterkte en waterondoorlatendheid worden dan niet bereikt. Tenslotte is de chemische samenstelling van het grondwater van belang, omdat opgeloste zouten of verontreinigingen in het grondwater een verlaging van het vriespunt tot gevolg hebben. Bij zout grondwater zal het vriespunt enkele graden dalen en zal het bevroren grondmassief uiteindelijk een lagere sterkte hebben. Verontreinigen, koolwaterstoffen, bevriezen niet of slecht bij het vriezen met een zoutoplossing (-20°C à –30°C). Bij concentraties van dergelijke stoffen leidt dit tot zones waar het grondmassief niet of slecht bevroren is.

Voor het grondbevriezen zijn twee methoden voorhanden: vriezen met behulp van een vloeistof (gesloten systeem) of een vloeibaar gas (open systeem).

Het open systeem
Het open systeem bevriest het grondwater met vloeibaar stikstof dat met speciale tankwagens wordt aangevoerd met een temperauur van –196°C en onder een druk van 5 bar. Zie Figuur 47: Het open systeem.



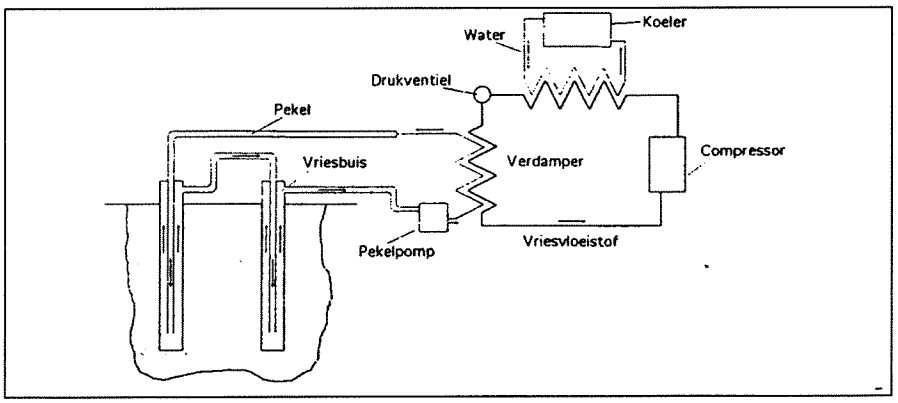
Figuur 47: Het open systeem [20]

De stikstof wordt de leidingen ingepompt, die als dubbele buizen zijn uitgevoerd. De stikstof wordt via de binnenste buis in de rond gepompt en komt door de buitenste buis weer naar boven. Op deze wijze kunnen meerdere buizen in serie aan elkaar worden gekoppeld. Doordat de stikstof in de buizen verdampt, wordt warmte aan het grondmassief onttrokken. De stikstof verlaat het systeem met een temperatuur van ongeveer –60°C.

Het vriezen met een vloeibare stikstof is heel flexibel. Door de buizen uit te voeren met kleppen en op andere plaatsen te isoleren, kan heel plaatselijk worden gevroren. Een zeer groot voordeel van het open systeem is de grote vriessnelheid. De nadelen zijn dat er gebruik gemaakt moet worden van speciaal materieel dat bestand moet zijn tegen langdurige lage temperaturen en dat de kosten zeer hoog zijn.
Een variant is het gebruik van poreuze leidingen waardoor een direct contact van de stikstof met het grondwater ontstaat.

Het "open systeem" wordt vaak toegepast bij calamiteiten als snel moet worden gevroren.

Het gesloten systeem
Bij het gesloten systeem wordt geen koelmateriaal aan de omgeving afgestaan. Een gas (ammonia, koolzuur,...) wordt door een circuit van compressoren en koelers in vloeibare fase gebracht. Deze vloeistof wordt in een verdamper omgezet in gas, terwijl warmteuitwisseling plaatsvindt met de vloeistof, die door de leidingen wordt rondgepompt. Zie Figuur 48: Het gesloten systeem voor een schematische voorstelling



Figuur 48: Het gesloten systeem [18]

De draagvloeistof is in het algemeen een pekeloplossing (calciumchloride, magnesium-chloride,...) met een concentratie van ongeveer 30 gewichtprocenten zout. Deze oplossingen hebben een vriespunt onder de –40°C. De warmte van de grond wordt onttrokken door opwarming van de koudedrager. Het buizensysteem bestaat uit binnen- en buitenbuizen, die als een groep geïnstalleerd kunnen worden en met elkaar worden verbonden. Zo kan flexibel worden gevroren.

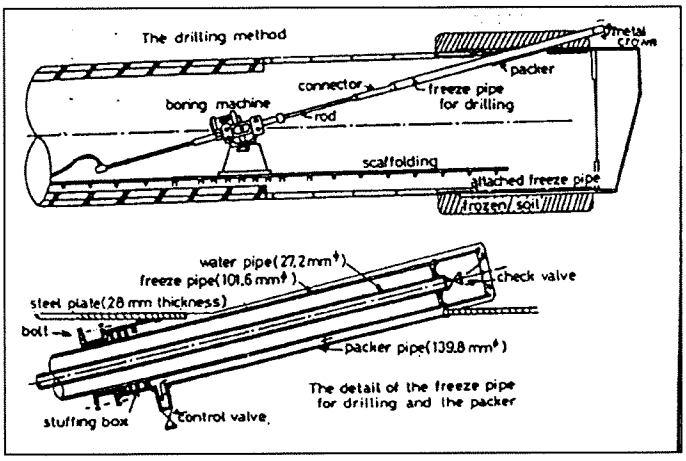
Bij een toepassing van een koelinstallatie met een zoutoplossing als vloeisof, moet worden gerekend op een periode van 20 tot 40 dagen voordat de cilindervormige vrieslichamen rond de buizen elkaar voldoende overlappen. Bij toepassing van vloeibare stikstof wordt dit resultaat in het algemeen al na 3 tot 5 dagen bereikt. Stromend water heeft een negatieve invloed op de vorming van vrieslichamen. Op grond van ervaring wordt gesteld dat de grondwaterstroming niet meer mag bedragen dan 1 à 2 m per dag.

De vriessnelheid van dit systeem is veel lager dan die van het open systeem, maar dit nadeel wordt gecompenseerd door de veel lagere kosten. Voor projecten waarbij grote grondmassieven moeten worden verijst, verdient het gesloten systeem de voorkeur.

Monitoren
Gedurende het vriesproces worden standaardparameters gemonitoord zoals, energieverbruik, drukken, in- en uitgaande debiet en temperatuur, etc. Op basis hiervan kan het proces met behulp van meet- regeltechnieken automatisch gecontroleerd en zonodig bijgesteld worden. Het plaatsen van enkele temperatuurbuizen in het grondmassief geeft een controle voor het verloop van het vriesproces in de ondergrond. Het monitoren van de omgeving of de constructie in aanbouw is ook van belang als er kans op heffingen of variabele belastingen bestaat. Tenslotte dient in acht te worden genomen dat er bij lage temperaturen wordt gewerkt en dat de apparatuur en veiligheidvoorzieningen hierop afgestemd moeten zijn.

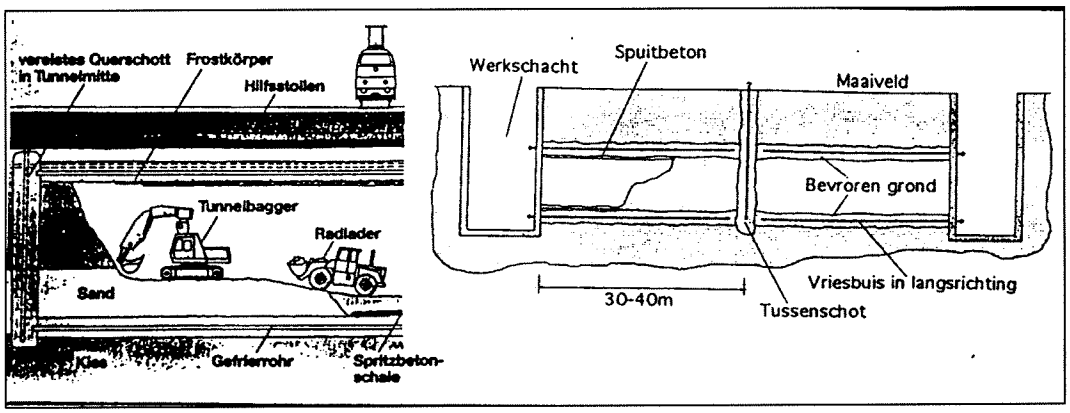
Uitvoering
Tijdens het uitgraven van de bevroren grond kan op verschillende manieren de uiteindelijke constructie worden gerealiseerd. De vorm van het vrieslichaam en de bouw van de uiteindelijke constructie zijn sterk aan elkaar gerelateerd.
Om de hoeveelheid grond die moet worden bevroren te beperken, wordt vaak alleen de uitwendige vorm van de dwarsdoorsnede bevroren.

`Cavern` methode
De `cavern` methode houdt in dat telkens vanuit de voorgaande sectie naar de volgende sectie de grond wordt bevroren. Nadeel van deze methode is dat pas begonnen kan worden met vriezen als de voorgaande sectie af is. Belangrijk is ook dat er geen verticale afscheiding is aan het eind van elke sectie, zodat extra maatregelen moeten worden getroffen voor de stabiliteit van de grond en een droge tunnel. Zie Figuur 49: De Cavern methode.



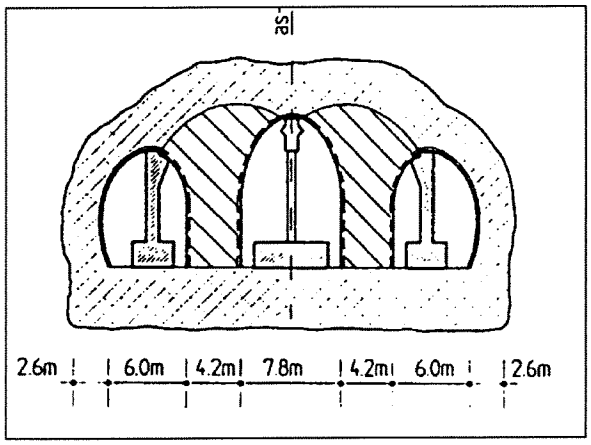
Figuur 49: De Cavern methode [20]

Door vanuit twee schachten naar elkaar toe te werken (zie Figuur 50: Grond bevriezen vanuit twee schachten naar elkaar toe.), kan wel makkelijk de stabiliteit worden verzekerd en de tunnel droog worden gehouden. Deze methode vereist wel om de 70 m een schacht omdat de vriesbuizen een haalbare afstand per boring hebben van ongeveer 35 m.



Figuur 50: Grond bevriezen vanuit twee schachten naar elkaar toe. [20]

Een andere optie is om het gehele grondmassief te bevriezen voor de bouw van de tunnel uit, zodat kan worden ontgraven zonder dat het grondwater kan intreden en de stabiliteit in gevaar komt. De doorsnede van het vrieslichaam heeft dan ongeveer dezelfde vorm als de uiteindelijke constructie, zie Figuur 51: Vriezen voor het graaffront uit.



Figuur 51: Vriezen voor het graaffront uit. [14]

Het maken van de uiteindelijke tunnelmantel kan ook op verschillende manieren gebeuren. Het is mogelijk met spuitbeton de constructie te maken. Spuitbeton is beton dat met hoge snelheid tegen de ondergrond wordt aangeschoten. Door de hoge inslag snelheid kan het beton direct hechten aan de ondergrond. Een belangrijk begrip is hierbij de terugslag. In eerste instantie zullen alle korrels wegketsen van de ondergrond. Al snel zal er zich op de ondergrond een laagje mortel vormen, waar de korrels ingeschoten worden. Hierdoor ontstaat een zeer dicht beton.

Een andere bouwwijze is het plaatsen van prefab elementen die door de al gereed zijnde tunnel kunnen worden aangevoerd. Het systeem dat ook toegepast wordt bij boortunnels. Omdat de prefab elementen natuurlijk niet de volledig ontgraven ruimte opvullen, zal er tussen de tunnelmantel en de bevroren grond grout moeten worden geïnjecteerd om zettingen van het grondmassief te voorkomen na ontdooien.

Om de tijd van het vriesproces te verkorten kunnen de tunnelelementen ook doorgeperst worden. Aan het front wordt dan ontgraven en vijzels drukken het element dan in de vrijgekomen ruimte.

7.3 Praktijkvoorbeelden

Het bevriezen van grond is in Nederland niet een methode die al op grote schaal wordt toegepast, zoals misschien bij het Centraal station zou kunnen. Op kleine schaal is het al een aantal keren succesvol toegepast bij fundaties, keerwanden en kleinschalige bouwputten, bijvoorbeeld voor liftschachten of doorvoeropeningen in een damwand. Bij het metrostation Stadhuis in Rotterdam is de vriestechniek met succes toegepast om bouwputten te creëren voor de liftschachten.

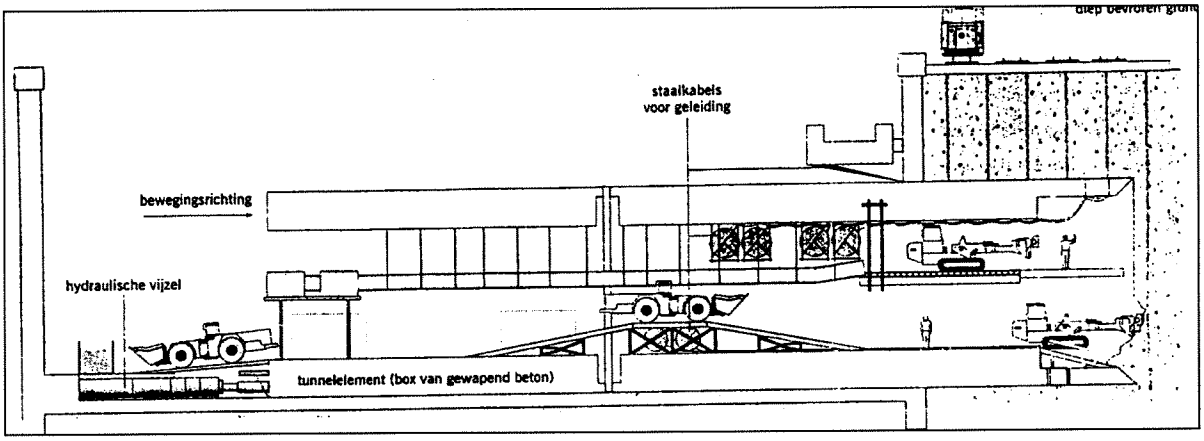
Uit het buitenland zijn voorbeelden bekend waar het bevriezen van grond een integraal onderdeel van tunnelbouw vormt, door bijvoorbeeld een paraplu van bevroren grond voor het graaffront te creëren. Het betreft hierbij echter stijvere gronden dan de Nederlandse. Bij geboorde tunnels wordt bevriezen van grond ingezet bij het maken van het dichtblok bij de start- en ontvangstschacht. De leidingentunnels in Antwerpen en onder de Oude Maas in de haven van Rotterdam zijn hier voorbeelden van. Een toepassing waar momenteel veel belangstelling voor bestaat is het maken van dwarsverbindingen tussen twee geboorde tunnelbuizen met behulp van het bevriezen van grond.

7.3.1 Central Artery/Tunnel Project, Boston

(Literatuur: Boston , HBG vijzelt tunnelbak in bevroren grond, Technisch Weekblad 13-10-'99)

In Boston wordt door de HBG een tunnelbak met 27 vijzels in de bevroren grond geduwd Deze Box-jacking techniek wordt in de VS voor het eerst toegepast. De tunnel is een onderdeel van het Central Artery Project, de inwoners van Boston spreken van The Big Dig. In dit project wordt de uit 1957 daterende verhoogde zesbaans snelweg in het centrum van Boston vervangen door een ondergrondse snelweg met 12 rijstroken. Het project is begonnen in 1991 en moet afgerond zijn in 2004.
De tunnel die Interbeton en Flatiron Structures, Amerikaanse dochterondernemingen van de Hollandse Betongroep, aan het bouwen zijn, is een 381 m lange verkeerstunnel aan te leggen in de verbinding tussen Interstate I-90 en Logan International Airport. De tunnel komt onder vijf spoorlijnen te liggen die niet mogen worden gestremd tijdens de werkzaamheden. In het definitieve ontwerp is besloten de grond waar de tunnel in komt te liggen te bevriezen. Stabilisatie is nodig vanwege de slappe grond. De kans is groot dat tijdens het boren obstakels, oude kademuren, afmeerpalen of funderingen, moeten worden verwijderd. Daarom is besloten de grond te bevriezen zodat een betere stabilisatie ontstaat, zonder uithollingen of watergangen, dan bij het oorspronkelijk geplande grouten.

Voor het bevriezen van de grond wordt gebruik gemaakt van een vriesinstallatie die pekelwater afkoelt tot –30°C. Het pekelwater wordt via dubbelwandige verticale buizen, die onderling zo'n twee meter van elkaar verwijderd zijn, door de grond gevoerd. Voordat met het afgraven van de grond wordt begonnen, wordt het grondmassief met infrarood-apparatuur gemeten of de grond gelijkmatig is bevroren.
De bevroren grond wordt dan door graafmachines losgeschaafd. (Figuur 52: Doorpersen van een betonconstructie door een bevroren grondmassief.) De betonnen tunnelelementen worden gemaakt in bouwputten naast de locatie waar gaat worden gegraven. Aan de achterkant van deze bouwputten bevinden zich 27 vijzels met ieder een capaciteit van 700 ton. Wanneer de graafmachines aan de voorkant ruimte hebben gemaakt, kunnen de vijzels het tunnelelement op zijn plaats duwen. Het tunnelelement glijdt vooruit tussen een netwerk van 2000 in vet ingebedde staalkabels die zich boven en onder het tunnelelement bevinden.



Figuur 52: Doorpersen van een betonconstructie door een bevroren grondmassief.[33]

Zo ontstaat een tunnel die aan het maaiveld nauwelijks zettingen veroorzaakt en geen stremming voor de spoorlijn tot gevolg heeft.

7.4 Voor- en nadelen

In deze paragraaf is een aantal voor- en nadelen op een rijtje gezet en zal een korte visie gegeven worden op het toepassen van het bevriezen van grond bij het Centraal Station. In onderstaande tabel is een aantal voor- en nadelen op een rijtje gezet om eenvoudig te kunnen vergelijken met andere bouwmethoden.

Bevriezen van grond	
Voordelen	Nadelen
- Grote sterkte van het vrieslichaam.	- Hoge kosten
- Redelijk tot goede waterdichtheid.	- Door volume-toename van het water, kunnen maaiveld rijzingen optreden.
- Ongevoelig voor obstakels in de ondergrond.	- Het vrieslichaam heeft ook invloed op nabij gelegen paalfunderingen.
- Bevriezen is in principe mogelijk in alle grondsoorten, mits de grond (gedeeltelijk) water bevatten.	- Vriesproces gevoelig voor verontreinigingen van de ondergrond
- Bevriezen van grond brengt geen milieuvreemde stoffen in de grond.	- Weinig ervaring met het bevriezen van grond.

Het bevriezen van grond is een milieuvriendelijke en veilige grondverbeteringstechniek. De kosten van het bevriezen van grond zijn sterk project afhankelijk, vooral de tijdsduur dat een vrieslichaam nodig is, is bepalend. Ook de gekozen methode is erg kosten bepalend. Bij het gesloten systeem (zoutoplossing) is een relatief dure installatie nodig en zijn de kosten per tijdseenheid laag. Het vriesproces verloopt echter traag. Bij de open methode (stikstof) zijn

de kosten per tijdseenheid hoog, door het veel duurdere stikstof. Het vriezen gaat echter snel.

Beschouwing van de toepassing van de vriestechniek bij de drie afzonderlijke secties bij het Centraal Station.

Stationsgebouw
Bij toepassen van bevriezen van grond onder het stationsgebouw moeten de krachten uit het stationsgebouw overgebracht worden van de palen naar een opvangconstructie. Dan kan de grond bevroren worden en de tunnel worden uitgegraven. Tijdens dit uitgraven kunnen de overgebleven palen makkelijk verwijderd worden zonder gevaar van instabiliteit van het grondmassief. Een aandachtspunt dat zeker nader onderzocht moet worden is de invloed van een vrieslichaam op de omringende paalfunderingen. Een voordeel is dat geen extra maatregelen nodig zijn om de instroom van grondwater te voorkomen.

Middentunnel
De toepassing van de vriestechniek bij de middentunnel is een reële optie. Omdat de middentunnel op staal gefundeerd is, is geen dure opvangconstructie nodig om de krachten uit de bovenliggende constructie op te nemen. De funderingsresten onder de huidige middentunnel kunnen eenvoudig verwijderd worden. Ingrijpende maatregelen om een bouwkuipwand te realiseren vanuit de middentunnel is ook niet nodig, vanuit twee bouwkuipen aan beide zijden van de middentunnel kan naar elkaar toe gevroren worden. Hoe deze bouwkuipen ingepast moeten worden, moet nog onderzocht worden.
Ook hier is de beïnvloeding van het vrieslichaam op de bestaande constructie een belangrijk aandachtspunt.

IJ-gebouw
Ook bij het IJ-gebouw moet een opvangconstructie worden gebouwd om de belastingen uit het gebouw af te dragen naar de ondergrond als de huidige paalfundering moet worden verwijderd. Ook de invloed van het vrieslichaam op de omringende fundering moet goed onderzocht worden.

Conclusie
Toepassing van het bevriezen van grond bij het Centraal Station is een optie die zeker nadere bestudering waard is. De vriestechniek is niet gevoelig voor de grote verscheidenheid aan grondlagen. De invloed van de vriestechniek op maaiveldrijzingen en op naast gelegen paalfunderingen zal wel goed in kaart moeten worden gebracht.

8 Doorpersmethode

8.1 Inleiding

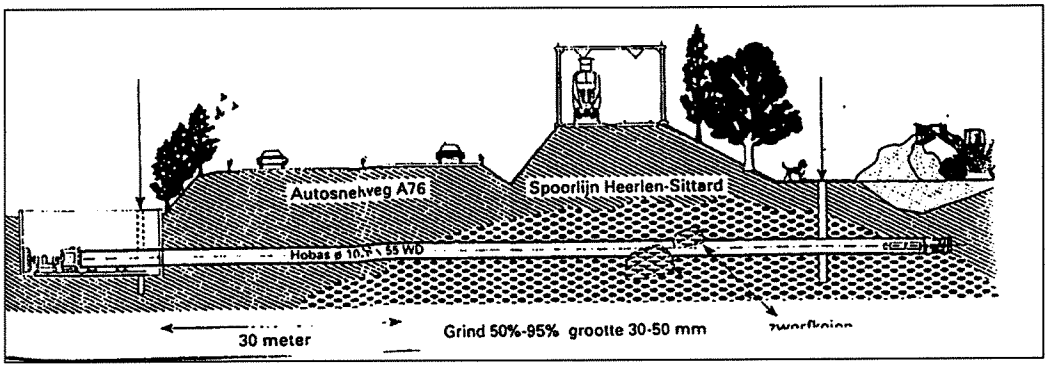
De doorpersmethode is net als de buizenmethode een pipe-jacking techniek. Over het algemeen worden bij de doorperstechniek grotere diameters doorgeperst dan bij de buizenmethode. Het grote voordeel is dat geen open bouwput over de gehele lengte vereist is om onder een bestaande constructie door te gaan.

8.2 Beschrijving doorpersmethode

Binnen het systeem van doorpersen bestaan verschillende technieken zoals, de gronddrukbalansschilden, de vloeistofdrukbalansmethode ook wel slurry shield genoemd. De meer conventionele technieken die er zijn zoals doorpersen met open front en raketboren worden al tientallen jaren gebruikt door de aannemers. Deze worden vooral gebruikt bij het doorpersen van kleine diameters en worden hier buiten beschouwing gelaten.

Het boren met gesloten schild is iets wat de laatste jaren enorm opkomt. Bij gronddruk-balansschilden wordt de afgegraven grond met een boorvloeistof gemengd. In de mengkamer wordt de gronddruk in evenwicht gehouden met de vooraf berekende omgevingsdruk.
De vloeistofdrukbalansmethode wordt vooral gebruikt in zandgronden, waarbij de grond vermengd wordt met een grote hoeveelheid water of bentoniet tot een baggerspecie.

Bij de doorpersmethode wordt een tunnelmantel de grond in geperst. Op het eerste element bevindt zich een snijkop die de grond afgraaft. De tunnelelementen hebben een beperkte lengte en telkens wanneer het voorgaande element een stuk is weggedrukt, wordt een nieuw element geplaatst en kan weer verder worden geboord. Wanneer de tunnel over een grote lengte moet worden aangelegd, wordt ook nog gewerkt met tussenstations omdat anders door de wrijving de perskrachten te hoog worden. Zie voor het principe Figuur 53: Doorpersen van een leiding.



Figuur 53: Doorpersen van een leiding [21]

De snijkop kan zowel een open front hebben als een gesloten front. De keuze van het schild is afhankelijk van de grondsoorten waar doorheen moet worden geboord en de stijghoogte van het grondwater. Met een gesloten boorfront is de kans op zettingen van het bovenliggend terrein veel kleiner omdat een ongecontroleerde instroom van grond en water tijdens de voortgang van de werkzaamheden niet mogelijk is.

De werkzaamheden beginnen met het maken van een bouwput van waaruit de tunnelelementen geperst kunnen worden. De persvijzels zetten zich af tegen de

bouwkuipwand. In de perskuip is verder een waterdicht doorvoerraam gemonteerd om de profielen vanuit de droge bouwput het natte grondlichaam in te kunnen persen.
Om de wrijving tussen de tunnelmantel en de grond te reduceren, wordt gedurende het persen bentoniet geïnjecteerd via speciale injectie-nippels in de tunnelelementen.

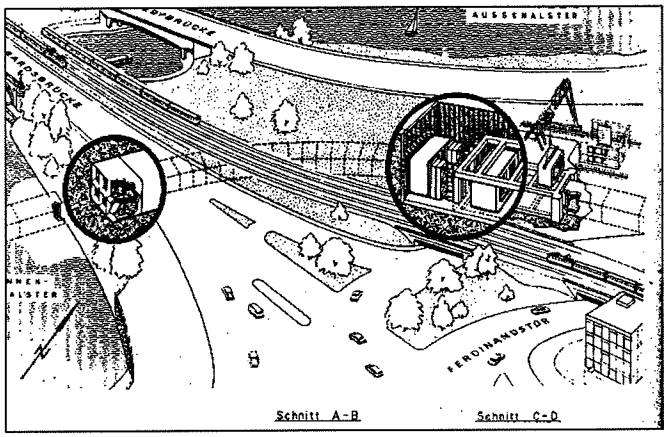
Wanneer wordt doorgeperst met een schildmethode zoals hierboven beschreven, wordt al gauw gedacht aan ronde doorsneden. Het doorpersen van rechthoekige profielen wordt echter ook veelvuldig toegepast voor onderdoorgangen bij (spoor)wegen. Een rechthoekige koker wordt dan vanaf de zijkanten van het weglichaam onder de weg doorgeperst. Het is dan afhankelijk van de grondsoort en de stijghoogte van het grondwater hoe de ontgraving aan het front plaatsvindt.

8.3 Praktijkvoorbeelden

8.3.1 Tunnel te Hamburg in de stads-S-Bahn

(literatuur: Cement 1974 nr. 5, Tunnelbouw volgens het perssysteem, Dipl.-ing.G.Brux)

Tussen Hamburg Hauptbahnhof en Altona ligt een gedeeltelijk ondergrondse stadslijn (S-Bahn) dwars door het centrum van Hamburg met vijf stations. Het grootste gedeelte van de in totaal 8 km lange lijn, wordt uitgevoerd in open bouwputten. Een gedeelte van 170 m gaat onder een spoorlijn door. Voor dit gedeelte is voor het doorpersen van tunnelelementen gekozen. De dubbelsporige S-Bahn kruist op dat traject vijf spoorlijnen en de weg over de Lombardsbrücke met zijn zettingsgevoelige nutsleidingen, in een boog met een straal van 300 m. Zie Figuur 54: Kruising perstunnel met spoorlijnen.

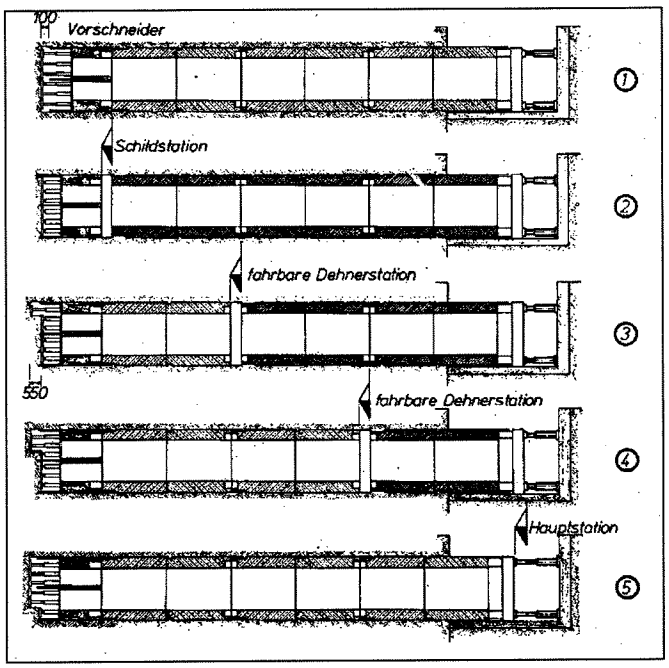


Figuur 54: Kruising perstunnel met spoorlijnen.[27]

De spoorwegen stelde de eis dat de dienstregeling niet mocht worden gehinderd tijdens de bouw en dat de veiligheid van twee kruisende sporen gewaarborgd was.
De toegelaten afwijkingen van de theoretische ligging van de tunnel bedroegen 150 mm zijwaarts, 65 mm naar boven, en 150 mm naar beneden.
De grondgesteldheid was ook zeer ongunstig; overwegend veen en andere samendrukbare lagen.
De grondwaterstand was verlaagd en vormde geen probleem. In de eindfase ligt de tunnel 10-12 m in het grondwater.

Om de tunnelelementen nauwkeurig te kunnen plaatsen zijn twee 172 m lange mineursgangen met een cirkelvormige doorsnede aangebracht als geleiding van de tunnelelementen. Hiervoor werden 114 gecentrifugeerde betonnen buizen gebruikt met een lengte van 3 m, een diameter van 1780 mm en een wanddikte van 170 mm. De gangen die in de bouwputten begonnen, zijn gemaakt met behulp van samengeperste lucht. De onderste

helft van de ronde buizen werden met beton gevuld en zo ontstonden zeer nauwkeurige geleidingen voor de in te persen tunnel.
In de 40 m lange en 13 m diepe bouwput werden de tunnelmoten vervaardigd en tot na het verharden van het beton bewaard. De geprefabriceerde tunnelmoten zijn ca. 10 m breed, 7 m hoog en 5,70 m lang. De tunnelmoten zijn trapeziumvormig zodat de tunnelmoten aan elkaar geschoven de uiteindelijke boog vormen waarin de tunnel moet komen te liggen. Na een verhardingstijd van drie dagen werden de tunnelmoten getransporteerd naar de plaats van de vijzels. Na vijf weken werden de tunnelmoten dan met behulp van 12 hydraulische vijzels op hun plaats geschoven. Om grote persdrukken en beschadigingen te voorkomen werden tussenstations toegepast en wel om de twee elementen. Zie voor een bouwfasering Figuur 55: Persen betonnen kokers met tussenstations.



Figuur 55: Persen betonnen kokers met tussenstations [27]

Aan het kopeinde van het eerste element werd een schild aangebracht, onder bescherming waarvan de schrapers de grond van boven naar beneden tot een diepte van 0,55 m in het grondmassief afgroeven. Met behulp van horizontale aluminium planken en hydraulische persen werd het geheel steeds in secties afgestempeld, opdat geen grond de tunnel in kon storten. Het schild is vanwege de omvang door gewapend betonnen schijven onderverdeeld in werkkamers.

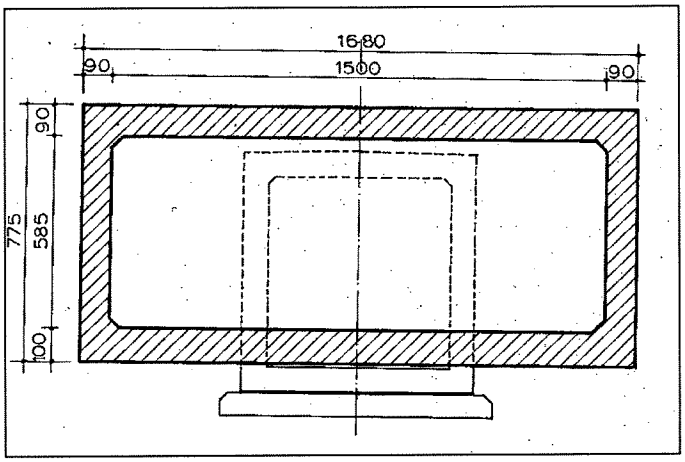
Volgens de beschreven methode werden binnen twaalf maanden de 30 tunnelmoten samengevoegd tot de tunnel van 171 m. De opgetreden maatafwijkingen lagen ver onder de toegestane toleranties (ca. 40 mm zijwaarts en 48 mm in hoogte richting).

8.3.2 Bouw van een verkeersonderdoorgang te Vlierzele

(literatuur: Cement 1975 nr. 9, Toepassing van de persmethode bij de bouw van een onderdoorgang te Vlierzele, ir.W.vandeMeulenbroucke & ing.J. de Boer.)

De autoweg tussen Brussel en Oostende werd verbreed van vier naar zes rijstroken waardoor de bestaande onderdoorgang moest worden verlengd. Omdat de snelweg een barrière in het landschap is en aan beide kanten een woonkern ligt, was een bredere onderdoorgang wenselijk. Ook was de doorrijhoogte van de bestaande onderdoorgang onvoldoende.

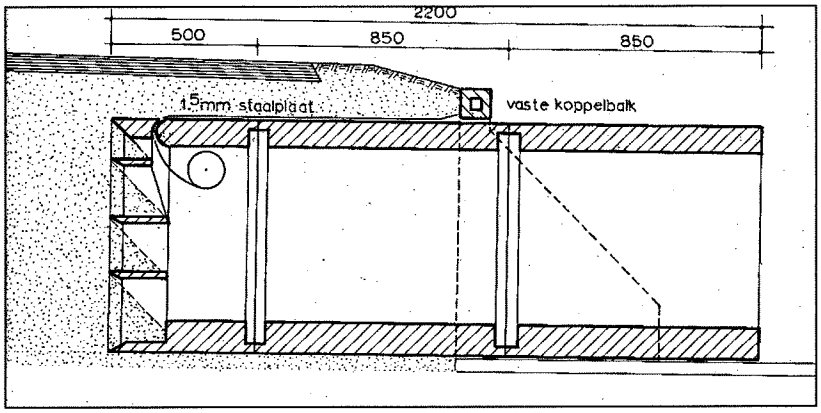
Het geheel speelde zich af boven de grondwaterspiegel; daar waren dus geen extra maatregelen voor nodig. De grond opbouw van het weglichaam was wel erg heterogeen; de ene keer verstoord met harde kleilagen de andere keer met losgepakte zandlagen.
De nieuwe tunnel is geprojecteerd op de plaats van de oude. Vanaf het begin is de mogelijkheid van het doorpersen bekeken. Een aantal uitgangspunten bij het ontwerp waren:
De nieuwe tunnel komt ter plaatse van de bestaande onderdoorgang die gesloopt moet worden.
De weg over de tunnel bestaat uit 2 x 3 rijstroken.
Op het nieuwe tunneldak is slechts een gronddekking van 1,80 m beschikbaar.
Tijdens de bouw mag het verkeer op de snelweg niet gehinderd worden.



Figuur 56: Oude en nieuwe doorsnede van de tunnel [28]

De maten van de onderdoorgang in definitieve toestand zijn als volgt: Totale lengte van de koker 44 m, inwendige breedte 15 m, inwendige hoogte 5,85 m. Met een dikte van de wanden van 0,9 m en een vloerdikte van 1,0 m, komt de uitwendige afmeting op een rechthoekig dwarsprofiel van 16,80 m breed en 7,75 m hoog.(Figuur 56: Oude en nieuwe doorsnede van de tunnel)
Na bestudering van de alternatieven is de volgende uitvoeringsmethode gekozen.
Aan weerskanten van de weg wordt een halve tunnel gebouwd. Elke helft bestaat uit drie moten. De eerste moot is voorzien van twee mesconstructies aan weerszijden van de bestaande onderdoorgang. De mesconstructies bestaan uit een aantal horizontale bordessen die ervoor zorgen dat het grondtalud onderbroken wordt (Figuur 57: Langsdoorsnede over de snijkop [28]).

De vloer van de nieuwe onderdoorgang glijdt over de vloer van de bestaande onderdoorgang. De wanden en dak omvatten die van de bestaande onderdoorgang. De wanden en het dak worden tijdens het persen gesloopt, hiervoor zijn in de vloer sparingen aangebracht zodat de nieuwe tunnel over en langs de bestaande kan schuiven en er kan worden gesloopt zonder gevaar van instorten van de weg.



Figuur 57: Langsdoorsnede over de snijkop [28]

Het grootste ontwerpprobleem was de geringe gronddekking. Gezien de grote breedte 16,8 m en de geringere dekking 1,80 m is het gevaar niet denkbeeldig dat er aan weerszijden schuifvlakken ontstaan en de grond op de tunnel blijft liggen en de weg mee opgeschoven wordt. Om dit probleem te voorkomen is de glijplaatconstructie bedacht, bestaande uit zeventien platen van 1000 mm breed en 1,5 mm dik. Deze platen zijn in opgerolde toestand aan het plafond van de tunnel opgehangen en via een gleuf achter de mesconstructie tussen het tunneldak en de grond gebracht. Aan het uiteinde zijn de glijplaten bevestigd aan een starre koppelbalk tussen de twee vleugelmuren. Zo ontstaat er wrijving tussen het tunneldak en de glijplaten en niet tussen de glijplaten en het grondlichaam. Zie Figuur 57: Langsdoorsnede over de snijkop.

De persinstallatie
Door de vloer en de wanden zijn acht groepen trekstaven gevoerd. Iedere groep is samengesteld uit acht dywidagstaven met doorgaand schroefdraad die aan de uiteinden verankerd zijn. Aan de andere kant zijn de trekstaven bevestigd aan acht groepen van vier 100 tons vijzels. Steeds is echter één van de tunnelhelften vastgezet door hem af te stempelen op de oude onderdoorgang. De stilstaande kant dient als reactieblok voor de andere helft.
In de naden tussen de verschillende moten zijn sponningen aangebracht voor het plaatsen van drukvijzels. Deze hebben twee functies; het geheel kan beter gestuurd worden en als extra kracht als de trekvijzels het niet meer aan kunnen. De stuurmoot kan dan enkele centimeters weggedrukt worden waarna de trekvijzels de overige moten weer bij kan halen. Op het contactvlak beton-beton (vloer) en beton-staal (dak) is groene zeep als glijmiddel gebruikt. De contactvlakken met grond zijn geïnjecteerd met bentoniet.

Omdat het toentertijd een van de eerste projecten was die op een dergelijke manier werd uitgevoerd, traden behoorlijk wat technische problemen op die de voortgang vertraagden. Voor alle problemen is echter een oplossing gevonden en het werk is uiteindelijk naar wens voltooid.

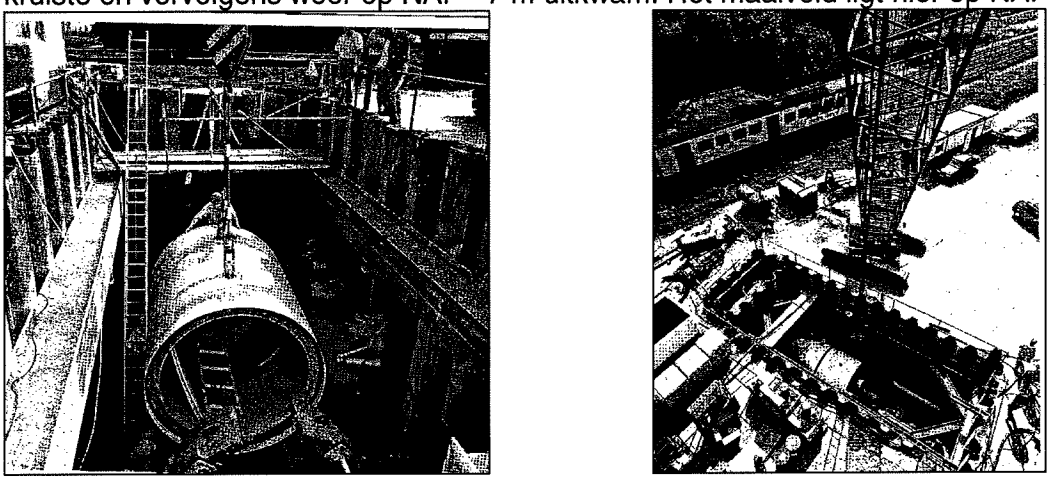
8.3.3 De Bergambachtleiding

(Literatuur: Cement 1996 nr. 10, Tweede Bergambachtleiding in gebruik, Drinkwater op transport door deels geboorde leiding, S. de Jong)

De tweede Bergambachtleiding is de extra leiding naast de eerste leiding om het duinwater aan te vullen met water uit de maas, zodat de drinkwatervoorziening op peil blijft. In maart 1996 is de tweede Bergambachtleiding van 57 km officieel in gebruik genomen.
Het tracé loopt door zeventien Zuid-Hollandse gemeenten en kruist vijfmaal een spoorlijn, viermaal een rijksweg, achttien vaarwegen en nog eens twintig andere wegen. Een aantal kruisingen is uitgevoerd volgens de gronddrukbalansmethode, een techniek om de buisdelen door te persen. De geprefabriceerde buisdelen worden in een put gehesen en van daaruit

per lengte eenheid weggedrukt. Aan de voorzijde van het eerste buisdeel bevindt zich de gronddrukbalans-boormachine. Met de gronddrukbalansmethode kunnen de grond en waterdrukken voor het boorfront worden gemeten en beheerst. Deze techniek leent zich uitstekend om te boren in instabiele gronden met een relatief geringe gronddekking.

Een eerste boring in het tracé van de Bergambachtleiding is uitgevoerd bij de kruising met de Sprinter-spoorverbinding tussen Zoetermeer en Den Haag. Deze boring had een diameter van 2650 mm. De tweede boring met dezelfde maatvoering, was de kruising met de A12 en de Spoorlijn Gouda-Den Haag met een lengte van 100 m. De langste boring die toegepast is in de tweede Bergambachtleiding heeft een lengte van 632 m en een diameter van 1870 mm en gaat onder de A20 en het spoor Gouda-Rotterdam door. De kruising is in een gebogen tracé uitgevoerd. De boring startte op NAP-9 m en in een rechte lijn tot NAP-18 de spoorlijn kruiste en vervolgens weer op NAP –7 m uitkwam. Het maaiveld ligt hier op NAP-5 m.



Figuur 58: Inhijsen en doorpersen betonnen elementen [31]

Zo zijn er nog verschillende andere doorpersingen uitgevoerd ten behoeve van de Bergambachtlijn. Het voert te ver om alle doorpersingen op te sommen.

8.4 Voor- en nadelen

Opmerking vooraf:
- Het praktijkvoorbeeld dat besproken is in het hoofdstuk over de vriestechniek, zou ook hier geplaatst kunnen worden. Bij de onderdoorgang in Boston is sprake van een combinatie van technieken. De vriestechniek als grondverbetering en de doorpersmethode om de constructie op zijn uiteindelijke plaats te krijgen.

Doorpersmethode

Voordelen
- Hele constructie in een keer geplaatst, geen of nauwelijks hulpconstructies nodig.
- Gecontroleerd ontgraven, obstakels in de ondergrond goed te verwijderen.
- Bij graven met een gesloten schild geringe kans op zettingen.

Nadelen
- Vaak grote elementen die niet te vervoeren zijn, moeten dus ter plaatse gemaakt worden, groot ruimte beslag.
- Bij onder de grondwaterspiegel persen van een koker moeten aanvullende maatregelen worden getroffen.
- Grote wrijvingskracht moet overwonnen worden.

De methode wordt bekeken bij de drie secties van het Centraal Station.

Stationsgebouw
Wanneer onder het stationsgebouw een tunnelelement wordt doorgeperst, moet eerst het huidige gebouw worden ondervangen door een opvangconstructie. Anders treden ontoelaatbare zettingen op, want de paalfundering moet worden verwijderd.
Omdat onder de grondwaterspiegel wordt gewerkt, moet een gesloten front worden toegepast of onder luchtdruk worden gewerkt. Dit verhoogt de kosten aanzienlijk. Andere mogelijkheden om het grondwaterprobleem op te lossen zijn door het grondmassief te bevriezen of te grouten. Ook een waterkerende damwandconstructie tot de ondoorlatende laag is een mogelijkheid.

Middentunnel
Hier is een opvangconstructie niet nodig, maar voor het probleem met het grondwater geldt hetzelfde als bij het Stationsgebouw.

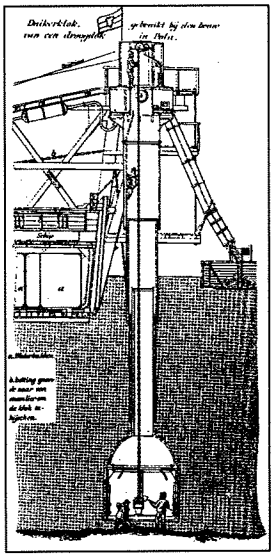
IJ-gebouw
Bij het IJ-gebouw geldt hetzelfde als bij het Stationsgebouw.

Conclusie
Het doorpersen van een hele doorsnede heeft alleen zin als het Centraal Station in een keer gepasseerd kan worden of alleen het Stationsgebouw of het IJ-gebouw. Onder de middentunnel bouwen met de perstechniek vereist een erg grote bouwkuip in de middentunnel en die ruimte is er niet. Elementen kunnen bijvoorbeeld niet prefab worden aangeleverd en moeten ter plaatse gemaakt worden. Wordt het station in een keer gepasseerd dan is in de middentunnel geen bouwkuip nodig.

9 Caisson methode

9.1 Inleiding

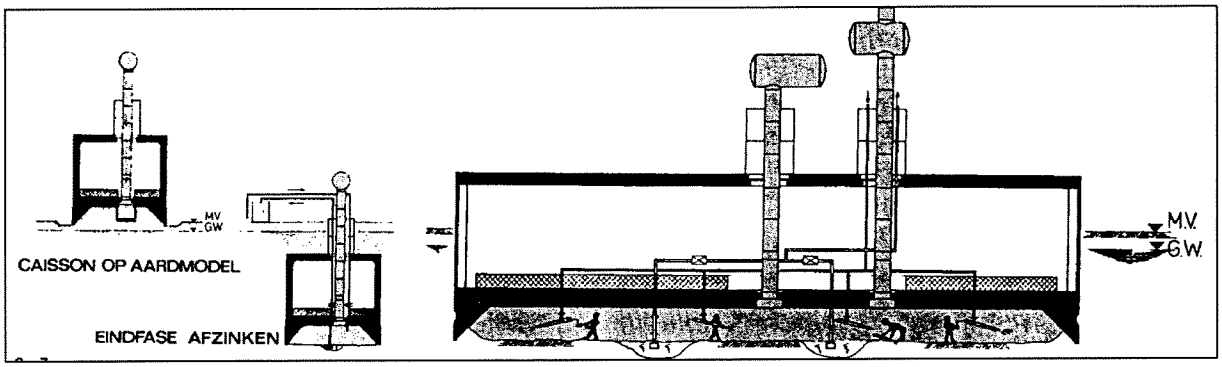
Het door middel van ondergraven op diepte brengen van op maaiveld geheel of gedeeltelijk geconstrueerde stijve dozen wordt de caisson methode genoemd. Dit ondergraven kan in den natte plaatsvinden of bij gebruik van luchtdruk in den droge. Wanneer onder luchtdruk wordt ontgraven, worden de caissons pneumatische caissons genoemd. Pneumatisch afzinken van caissons was in het verleden ook al niet ongebruikelijk. Tussen 1850 –1900 zijn de eerste constructies op deze wijze gerealiseerd. Het idee van pneumatisch afzinken is gebaseerd op de duikersklok zie Figuur 59: De duikersklok.
De duikersklok was bedoeld om telkenmale weer gebruikt te worden, met het pneumatisch caisson werd de `verloren` duikersklok geïntroduceerd, die een integraal onderdeel van de te bouwen constructie vormt. Door de geringe medische inzichten zijn veel mensen in die tijd gestorven aan de caissonziekte. Met de huidige medische inzichten en reglementen is het een acceptabele en verantwoorde methode gebleken.



Figuur 59: De duikersklok [30]

9.2 Beschrijving caissonmethode

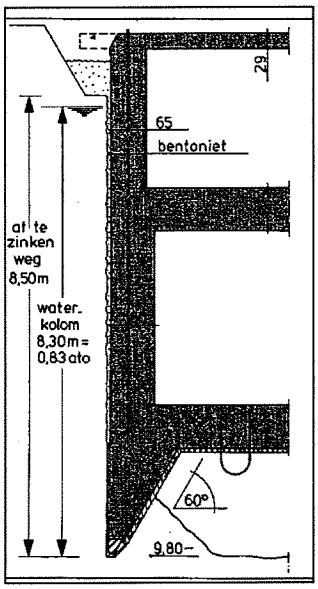
In principe gebeurt tijdens het afzinken niet meer dan het systematisch verwijderen van grond onder het bouwwerk dat, aldus ondermijnd, door het eigengewicht in de grond zakt. Op maaiveldhoogte of soms in een ondiepe bouwput wordt een zeer stijve en sterke doosconstructie opgebouwd uit gewapend beton. Bij constructies met een ronde vorm is niet altijd een vloer nodig; de stijfheid wordt gehaald uit de ronde vorm. Met behulp van grijpers kan dan door de doos worden ontgraven. Zakt de constructie onder het grondwater dan wordt in den natte verder ontgraven.
Meestal echter heeft de doosconstructie geen ronde vorm en moet een vloer worden aangebracht om een voldoende stijve constructie te verkrijgen. Het verticaal transport wordt daardoor bemoeilijkt en zal onder de onderste vloer moeten plaatsvinden. Dit kan alleen goed worden gecontroleerd als dit in den droge geschiedt zodat de overdruk in de werkruimte nodig is om grondwater te weren.
De weerstand van een put tegen penetratie in de ondergrond wordt geleverd door de mantelwrijving rondom en door de penetratieweerstand van de onderranden. De neerwaartse druk is afkomstig van het eigen gewicht verminderd met de opdrijving of met de luchtdruk. Na het afzinken wordt de werkkamer opgevuld met beton en ontstaat een zeer stabiele fundering op staal.
Het afzinken gaat geleidelijk en kan binnen zekere grenzen worden bijgestuurd door de ontgraving plaatselijk meer of minder te concentreren.
Bij het verwijderen van grond in den natte worden in de regel grijpers of zuigers gebruikt. Bij het graven onder luchtdruk moet de grond worden uitgesluisd en zijn kubels of containers geschikt. Een methode die tegenwoordig ook veel wordt gebruikt, is het lospuiten van de grond met waterkannonnen die aan het dak van de werkruimte hangen (Figuur 60: Afzinken caisson met behulp van waterkannonnen).



Figuur 60: Afzinken caisson met behulp van waterkannonnen [26]

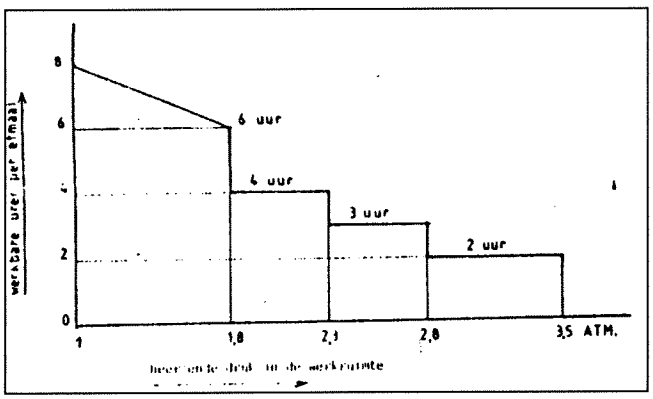
Via enkele vaste afzuigpunten wordt de grond dan afgezogen. Met gebruik van een spoelveld waar de grond kan worden afgezet en waar het water via een overstort terug kan vloeien naar een voorraadbassin, is het mogelijk om via een gesloten systeem te werken.

De wrijving tussen het caisson en de grond kan sterk worden gereduceerd met behulp van een bentonietsuspensie. Hierdoor kan op ballast of op het gewicht van de constructie worden bespaard. Een verjonging van de betondoorsnede net boven de snijrand met 50-100mm maakt een gelijkmatige verdeling van deze suspensie langs de wand mogelijk. Zie voor doorsnede tekening Figuur 61: Caissonwand met bentonietsuspensie.



Figuur 61: Caissonwand met bentonietsuspensie [30]

Het werken onder verhoogde luchtdruk is een extra complicatie die ook extra kosten met zich meebrengt. De werktijd die per 8-urige werkdag nuttig kan worden besteed, is een functie van de overdruk waaronder moet worden gewerkt. Zie grafiek in Figuur 62: toegestane werkuren onder luchtdruk.



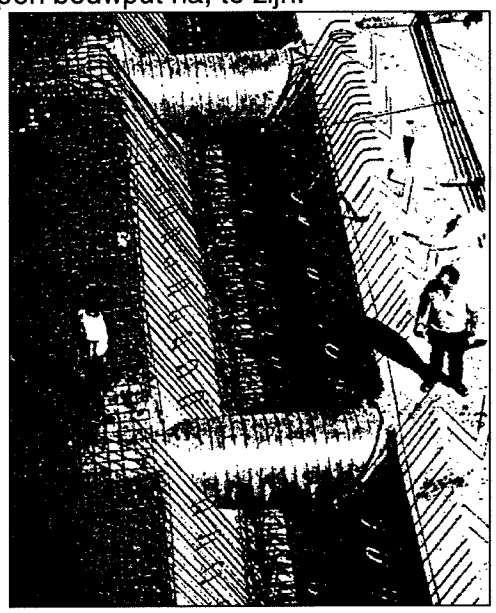
Figuur 62: toegestane werkuren onder luchtdruk [16]

9.3 Beschrijving praktijkvoorbeelden

9.3.1 Het caisson voor de kelder van het Ministerie van Defensie

(Literatuur: Cement 1986 nr. 9, Een caisson in de Haagse binnenstad, ing. P.T. Alblas)

Het caisson voor het Ministerie van Defensie, tot dan toe het grootste in Nederland, heeft een oppervlak van 1636 m², een lengte van 62 m, een breedte van 23 m respectievelijk 30 m en een hoogte inclusief snijrand van 10 m.
Het bouwterrein ligt op de hoek van de Klavermarkt en de Korte Houtstraat, aan drie zijden grenzend aan oude, op staal gefundeerde bebouwing. Uitvoering van de kelders in een normale bouwput betekende een grondwaterstandverlaging van 7 meter. Door de goede waterdoorlatendheid van het grondpakket zou dit tot op 400 meter nog een verlaging opleveren van 0,70 meter. In de veenlagen onder de bebouwing zouden de zettingen ontoelaatbaar worden. Toen bleek dat ook de bouwput met een chemische injectie laag of onderwaterbeton met trekpalen niet aantrekkelijk waren vanwege de hoge kosten, is een studie gedaan naar de caissonmethode. De voordelen bij deze methode waren het boven de grond bouwen van de ingewikkelde kelderconstructie en de kortere bouwtijd. Het bleek ook nog eens de goedkoopste oplossing, op de open bouwput na, te zijn.
In de kelder zijn zeer veel betonnen wanden aanwezig. Samen met de vloer leverde dit een hele stijve doosvormige constructie. Uit de ontwerpberekeningen kwam naar voren dat naast de snijranden langs de omtrek ook nog twee draagranden in dwarsrichting nodig waren. Door deze draagranden werd de werkkamer in drie delen gesplitst. De middelste werkkamer was direct bereikbaar via de sluis en de schacht. De beide kopkamers zijn bereikbaar gemaakt via een aantal kruipopeningen in de draagranden. Zie Figuur 63: Snijrand met kruipopeningen.

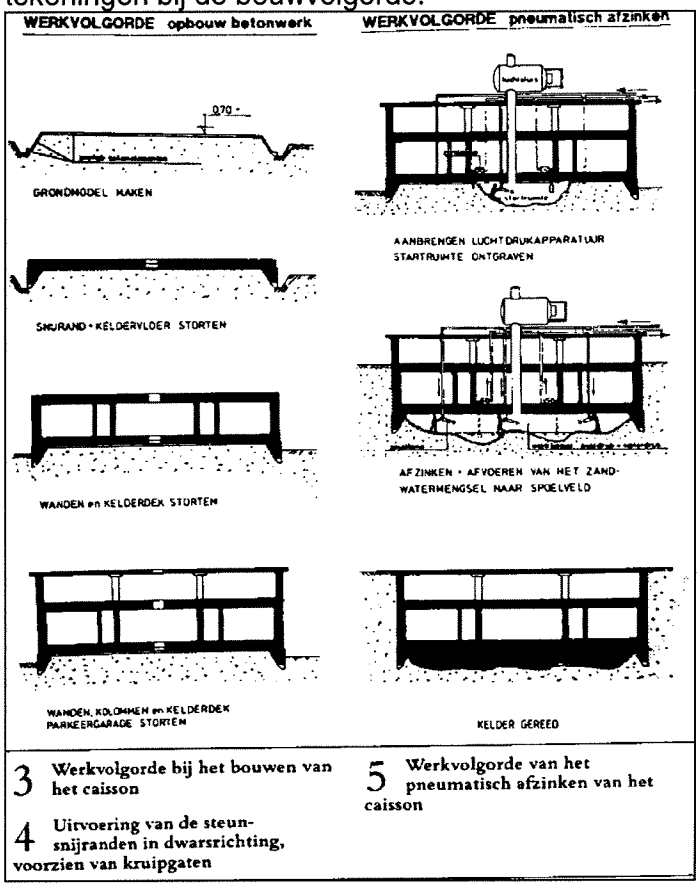


Figuur 63: Snijrand met kruipopeningen [30]

Door de vorm van de snijranden bezwijkt de grond tijdens het afzinken naar de werkkamer toe. Aan de buitenkant van het caisson net boven de snijrand is een sponning aangebracht, de zogenaamde `kleefbreker`. In de ontstane spleet wordt tijdens het afzinken een bentonietmengsel gespoten via een in de constructie gestort buizenstelsel. Dit bentonietmengsel dient ervoor om de wandwrijving te beperken (Figuur 61: Caissonwand met bentonietsuspensie). Hierdoor wordt schade aan de omringende bebouwing voorkomen en is het caisson beter op diepte te brengen. Nadat het caisson op diepte is wordt de werkruimte tussen de snijranden opgevuld met beton om het caisson te verankeren en opdrijven te voorkomen.

Voor de bouw van het caisson werd eerst een grondmodel aangelegd, waarop de vloer en de snijranden geconstrueerd werden. Daarop werd de rest van het caisson afgebouwd. Na het aanbrengen van de afzinkinstallaties volgt het ontgraven van de werkruimte onder de keldervloer, zodat het caisson langzaam gaat zakken. De grond wordt met waterkanonnen losgewoeld en afgezogen door de zandpompen. Als het grondwater wordt bereikt, wordt de sluis op het caisson gezet om door middel van luchtdruk het grondwater buiten te houden.

De eerste 5 meter zakt het caisson onder zijn eigen gewicht daarna wordt er 1m water in de kelder gepompt, als ballast. Als opnieuw een evenwichtssituatie wordt bereikt dan wordt overgegaan tot het zogenoemde `afblazen`. Tijdens dit afblazen wordt de luchtdruk weer verlaagd en zakt het caisson tot de gewenste diepte. Wanneer deze diepte is bereikt wordt onder constante luchtdruk de werkruimte opgevuld met beton. Het caisson is nu op staal gefundeerd. De kelder is afgezonken nu kan verder worden gebouwd aan het gebouw erbovenop. Zie Figuur 64: Afzinkprocedure caisson Ministerie van Defensie voor de tekeningen bij de bouwvolgorde.

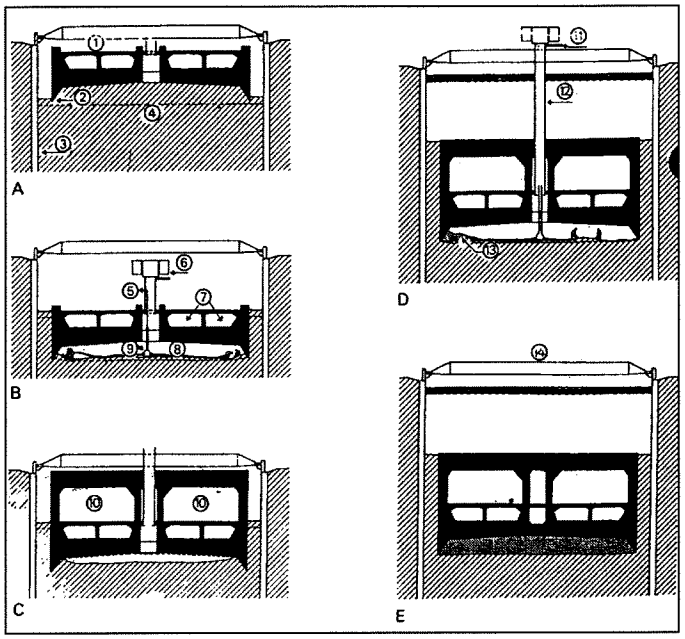


Figuur 64: Afzinkprocedure caisson Ministerie van Defensie [30]

9.3.2 Luchtdrukcaisson onder spoordijk tussen de Dijksgracht en de Binnenhaven.

(literatuur: informatie bundeltje IJ-tunnel)

Een deel van de IJ-tunnel is uitgevoerd volgens de caissonmethode. Het gedeelte dat zo is uitgevoerd heeft een lengte van 138,50 m en is gelegen tussen de Dijksgracht en de Binnenhaven onder de spoordijk. Voor met dit werk begonnen kon worden moesten de zes spoorlijnen op de spoordijk overgenomen worden op hulpconstructies. De zes sporen werden over smalle enkelsporige bruggen gelegd met een overspanning van 40 m. Gedurende nachtelijke uren konden deze bruggen stuk voor stuk worden weggerold om daaronder stalen damwanden te heien voor de bouwkuip. Onder de brug werden de damwanden gestempeld met cilindrische stempels. Na een ontgraving tot 4,60 m onder het water oppervlak werden vier luchtdrukcaissons van gewapend beton op dit niveau gebouwd. De caissons, met een gemiddelde buitenafmetingen van 25 x 33 m, werden opgebouwd en afgezonken in drie of vier fasen, afhankelijk van de begrensde hoogte. Zie Figuur 65: In fasen afzinken van een caisson.



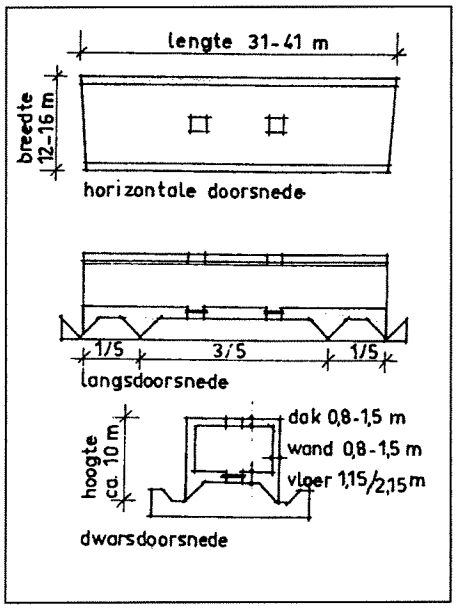
Figuur 65: In fasen afzinken van een caisson

De grond werd vanuit de werkkamer door middel van hoge druk waterstralen, het zand-water mengsel werd naar buiten gepompt.
Alle vier de caissons zijn geplaatst met een nauwkeurigheid van 5 cm. Nadat een caisson op definitieve diepte was gekomen, werd de werkkamer geheel met beton gevuld.
De voegen tussen de caissons werden in den droge gemaakt. Hiertoe werden de caissons samengevoegd door damplanken en na ontgraving van de grond ertussen werd een dikke onderwater betonvloer gestort.

9.3.3 Metro Amsterdam Oostlijn gedeelte Zandstraat-Weesperplein

(Literatuur: Cement 1973 nr. 8, Metrolijn-ondergronds gedeelte, Oostlijn gedeelte Zandstraat-Weesperplein, ir.D.Vuyk)

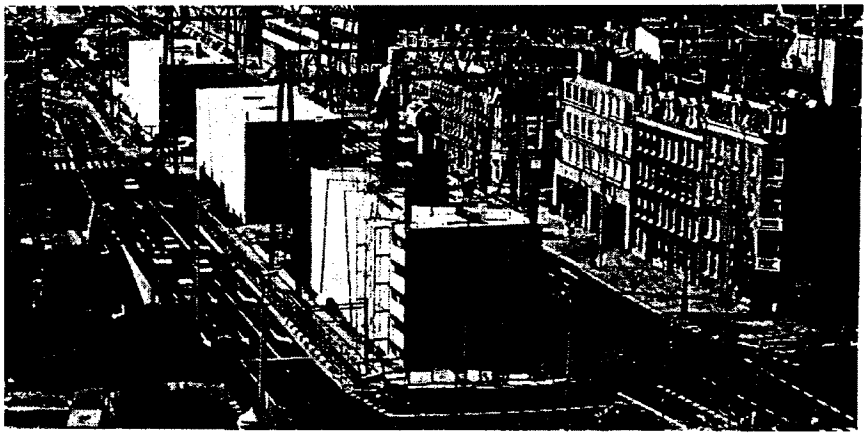
De bestaande metrolijn van Amsterdam is gedeeltelijk uitgevoerd met behulp van de caissonmethode. De afmetingen van de caissons variëren in lengte van 31 m tot 41 m, in de breedte van 12 m tot 16 m, de hoogte bedraagt inclusief de snijrand circa 10 m. De ongewoon grote lengte van de caissons van ongeveer 40 m en het achterwege laten van een aparte waterdichte bekleding hebben geleid tot enkele bijzondere maatregelen ter vermijding van scheuren. Behalve het koelen van de wanden tijdens het storten van het beton, worden draagranden op afstanden 1/5-3/5-1/5 toegepast, zodat een gunstiger gewichtsverdeling wordt verkregen, waardoor de spanningen in je wanden geringer zullen zijn. Een ander voordeel van deze draagranden is dat ook een betere stuurbaarheid van de caissons tijdens het afzinken wordt verkregen. Zie Figuur 66: Afmetingen caissons en plaats van de draagranden.



Figuur 66: Afmetingen caissons en plaats van de draagranden [26]

Voor het afzinken van een caisson is een werkkamer onder luchtdruk nodig, waarin de luchtdruk op een druk kan worden gehouden die gelijk is aan de waterdruk ter plaatse van de snijrand.
Deze snijranden zijn aan de onderzijde uitgerust met een half I-profiel als mes. De helling van de snijranden zijn 45°, zodat het caisson niet te diep in de slappe grond wegzakt tijdens de bouw. Enkele caissons die op erg slappe grond stonden zijn in twee fasen opgebouwd en afgezonken om de belasting binnen de perken te houden.
De beide einden van de caissons worden afgesloten met tijdelijke kopschotten van metselwerk, gesteund door stalen balken zodat deze vrij eenvoudig kunnen worden verwijderd.

Met de uitvoering van het werk werd in juni 1971 gestart. De bouwputten werden eerst schoongemaakt door de oude funderingsresten te verwijderen en de houten palen te trekken. 18% van de palen is gebroken tijdens het trekken en moest later in de werkkamer worden verwijderd. Bij ongelijkmatige ondergrond werd enige tijd een zandbelasting aangebracht zodat tijdens de bouw een gelijkmatige zetting kon worden verwacht. Op sommige plaatsen is het caisson, na het voorbelasten, na de bouw van de wanden en het dak, toch nog scheef gezakt.
De werkzaamheden kunnen ruwweg in drie fasen worden ingedeeld:
1. Werkkamermodel profileren en het vlechten en storten van de vloer in een periode van 6 tot 8 weken.
2. Wanden en dak vlechten, bekisten en storten ook in 6 tot 8 weken.
3. De afzinkinstallatie monteren en het caisson afzinken eveneens in 6 tot 8 weken.



Figuur 67: Caissons gereed voor afzinken in de Amsterdamse binnenstad [26]

Een bijzonderheid was nog de uitvoeringen van de grachtkruisingen. Bij deze kruisingen werden de caissons in een stalen bouwkuip gebouwd en wel op een lager peil, zodat de zijdelingse druk op de palen van het niet gesloopte deel van de bruggen zo gering mogelijk kan worden gehouden.

9.4 Voor- en nadelen

De caissonmethode is in Nederland toch een regelmatig toegepaste methode zeker bij het aanleggen van de eerste metrolijn in Amsterdam. Een aantal voor- en nadelen zijn hieronder nog even op een rijtje gezet.

Caissonmethode

Voordelen
- Geen beïnvloeding grondwater in de omgeving.
- Goed controleerbaar betonwerk.
- Trillingsvrij.
- Minimaal bouwterrein vereist
- Verwijderen obstakels in de ondergrond altijd mogelijk.
- Geringe zettingen

Nadelen
- Werken onder luchtdruk.
- Hoge kosten.
- Wanneer geen ballast vereist is tegen opdrijven, dan is betonvulling werkkamer extra.
- Extra beton voor het snijmes en om constructie stijf te maken.

De toepassing van de caissonmethode bij de drie secties van het Centraal Station wordt hieronder beschreven.

Stationgebouw
Ook voor de caissonmethode geldt dat wanneer deze wordt toepast onder het stationgebouw, dat de huidige paalfundering moet worden vervangen door een ondervangingsconstructie. De resten van de fundering die achterblijven in de grond kunnen wel eenvoudig verwijderd worden uit de werkkamer. Doordat de werkhoogte beperkt is moet het caisson in delen worden opgebouwd en afgezonken. Om de vloer, de snijranden en een deel van de wanden op te bouwen is wel een bouwkuip nodig, deze kan echter veel minder diep uitgevoerd worden in vergelijking tot de bouwkuip voorgesteld door VOF Stationseiland. De belastingen op de bouwkuipwand zijn veel kleiner dus een veel lichtere bouwkuipwand volstaat om de zettingen te beperken.

Middentunnel
In tegenstelling tot de overige bouwmethode moet nu wel een ondervangingsconstructie gemaakt worden voor de middentunnel. Daarna kan ook een caisson in delen worden opgebouwd en afgezonken. Een bouwkuip met een ontgravingsdiepte tot NAP-6,0 m, dit is ongeveer 6 m onder de onderkant van de Middentunnel, zou voldoende moeten zijn om een deel van het caisson te bouwen.

IJ-gebouw
De bestaande paalfundering onder het IJ-gebouw zal ook op een ondervangingsconstructie moeten worden overgenomen. Een bouwkuip met een ontgravingsdiepte tot NAP-6,0 m moet ook hier voldoende zijn.

Conclusie
Het afzinken van een of meerdere caissons onder het Centraal Station is een optie die bij nadere bestudering wel eens een goede mogelijkheid zou kunnen zijn. Het caisson moet dan wel in meerdere fasen afgezonken worden omdat de ruimte onder het Centraal Station beperkt is. Het grote voordeel is dat geen diepe bouwput nodig is en dus de zettingen beter controleerbaar. Wellicht is alleen een tijdelijke ondervangingsconstructie nodig, omdat later de belasting kan worden overgenomen door het caisson en een extra neerwaartse belasting ontstaat om opdrijven te voorkomen. Wel is voor elke sectie van het Centraal station een ondervangingsconstructie nodig, wat meer hinder voor de omgeving met zich meebrengt. Ook moet voor de hele passage van het Centraal Station een bouwkuip gemaakt worden.

10 Grouten

10.1 Inleiding

Onder Grouten wordt verstaan; het onder hoge druk in de poriën persen van een cementmengsel. Deze injecties dienen om de doorlatendheid te verkleinen en/of de schuifweerstand ervan te vergroten. Het cementmengsel verhardt, nadat het zijn uiteindelijke plaats in de poriën heeft bereikt. Grouten is een techniek die tegenwoordig op heel veel gebieden wordt gebruikt. Verschillende uitvoeringstechnieken bestaan er om groutlichamen in de grond te vormen,. De groutlichamen kunnen verschillende functies dienen, waterdichtheid, constructief en grondverbetering. De eerste toepassingen van grouten zijn verticaal geweest bij keerwanden, dammen, e.d., waarbij waterdichte schermen van essentiële betekenis zijn. Tegenwoordig wordt de techniek ook veel toegepast om funderingen te ondervangen en extreme zettingen te voorkomen.

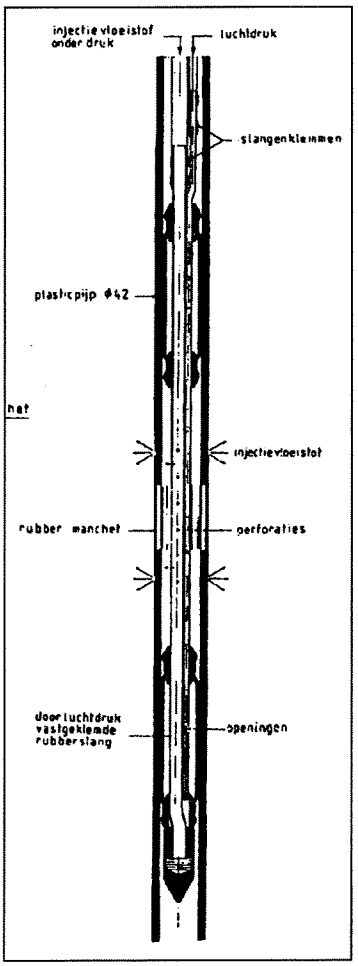
10.2 Grouten

Voor het maken van groutlichamen in de grond zijn verschillende uitvoeringstechnieken voorhanden, ieder met zijn eigen specifieke toepassingen.

- Permeation grouting/bodeminjectie
- Compensation grouting
- Jet grouting

10.2.1 Permeation grouting

Bij de permeation grouting techniek worden de poriën onder hoge druk gevuld met grout. Dit is alleen toe te passen in grofkorrelige grond. Dit permeation grouting wordt vaak uitgevoerd als de Tube-à-machette methode (Figuur 68: Tube-à-manchette). Bij deze techniek wordt een buis de grond in geboord met op regelmatige afstand gaten, meestal 3 per strekkende meter. Om deze gaten zitten rubberen manchetten zodat voorkomen wordt dat grond en water in de buis terechtkomen. Zodra de buis op de gewenste diepte is wordt onder een druk van 4 bar grout door de gaten naar buiten geperst die het aanwezige grondwater in de poriën verdringt. Op deze wijze wordt rond de buis een groutmassief verkregen in de grond. Door het boren van meerdere buizen naast elkaar kan een wand van groutkolommen worden opgebouwd.



Figuur 68: Tube-à-manchette [18]

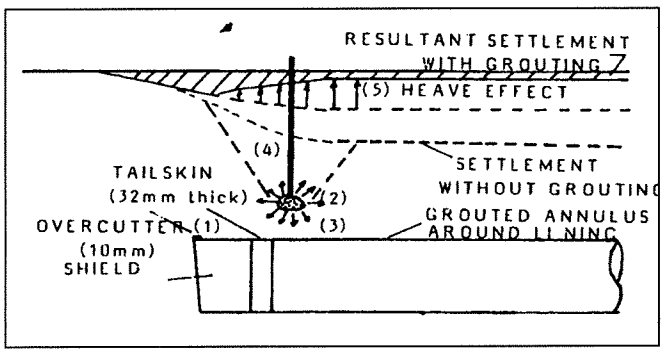
10.2.2 Compensation grouting

De term compensation grouting wordt gebruikt voor alle injectiemethoden waarbij ontspannings- en/of zettingsverschijnselen worden gereduceerd of gecompenseerd. In Nederland wordt compensation grouting ook wel verdringingsgrouten genoemd. Het doel van compensation grouting is de omringende grond te verplaatsen of voor te spannen zodat zettingen van het maaiveld of ter plaatse van het funderingsniveau worden gereduceerd of gecompenseerd.
Drie verschillede soorten van compensation grouting worden hier kort beschreven:

- Compaction grouting
- Fracture grouting
- Intrusion grouting

Compaction grouting
Compaction grouting laat zich het best vergelijken met het opblazen van een betonnen ballon in de grond. Bij compaction grouting wordt de grond verdrongen door het groutmengsel, waardoor de grond rondom het groutlichaam wordt opgespannen (Figuur 69: Compaction grouting). Het vermengt zich niet met de grond en veroorzaakt ook geen scheurvorming in de grond. Dit systeem wordt o.a. toegepast bij het aanbrengen van groutankers.

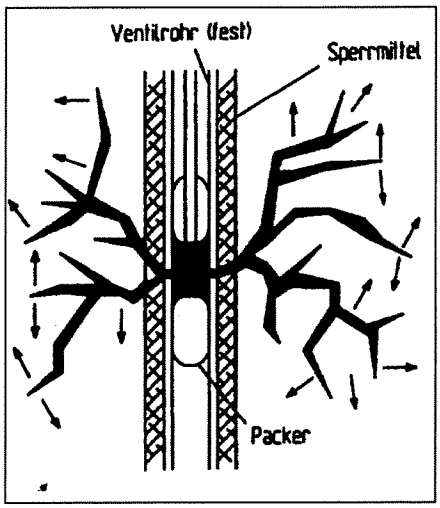
Een injectielans met een relatief grote diameter, omdat het grout anders vanwege zijn lage plasticiteit niet door de lans gaat, wordt op diepte gebracht. Dan kan geïnjecteerd worden op verschillende dieptes door de lans de grond in te persen of te trekken.



Figuur 69: Compaction grouting [8]

Fracture grouting
Fracture grouting is het bewust en gecontroleerd scheuren van de grond door gebruik te maken van een injectiemiddel met een hoge plasticiteit. Hierbij wordt meestal gebruik gemaakt van een plastisch grout dat het korrelskelet niet binnendringt, maar de gevormde scheuren in de grond volgt. Fracturing treedt op als gevolg van het bezwijken op trek van de grond rondom het injectielichaam. Hierbij kan de minimale cohesie als een belangrijk criterium voor scheurvorming gezien worden. Zie Figuur 70: Fracture grouting.

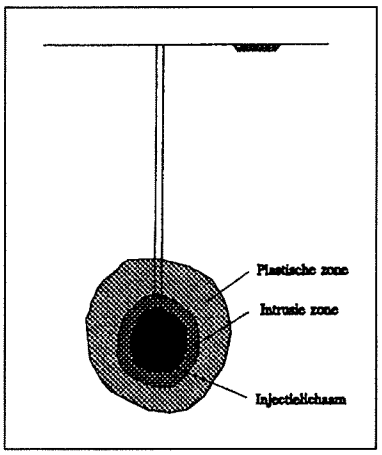
Voor de injectielansen wordt meestal gebruik gemaakt van de Tube-à-machette, omdat door de hogere plasticiteit van het grout gebruik kan worden gemaakt van dunnere injectielansen. Nadat het grout de scheuren is binnengedrongen wordt de injectiedruk verlaagd tot de passieve gronddruk. Het grouten stopt als de vooraf gestelde waarde is geïnjecteerd en kan dan verharden. Na verharding kan nogmaals worden geïnjecteerd, zodat opnieuw fracture grouting kan worden uitgevoerd.



Figuur 70: Fracture grouting [18]

Intrusion grouting

Intrusion grouting kan als methode worden geplaatst als overgangscategorie tussen bodem injectie en compaction grouting. Bij deze methode wordt een relatief plastisch grout geïnjecteerd. Tijdens uittreding krijgt het instabiele grout als gevolg van het wegdrukken van het water uit het grout (bleeding) een lagere plasticiteit. Zie voor de verschillende zones Figuur 71: Intrusion grouting. Hierbij moet de geïnjecteerde grondlaag wel voldoende doorlatend zijn. Dit water verdwijnt in de poriën van het korrelskelet. Als gevolg hiervan wordt in zand vrijwel een zelfde injectielichaam gerealiseerd als bij compaction grouting. Indien geïnjecteerd wordt in slecht doorlatende lagen kan het grout een heel ander gedrag vertonen. Doordat het water niet uit het grout kan treden blijft het plastisch. Het grout zal in een eerder stadium scheuren vormen in de grond, waardoor geen compaction grouting optreedt maar facture grouting.

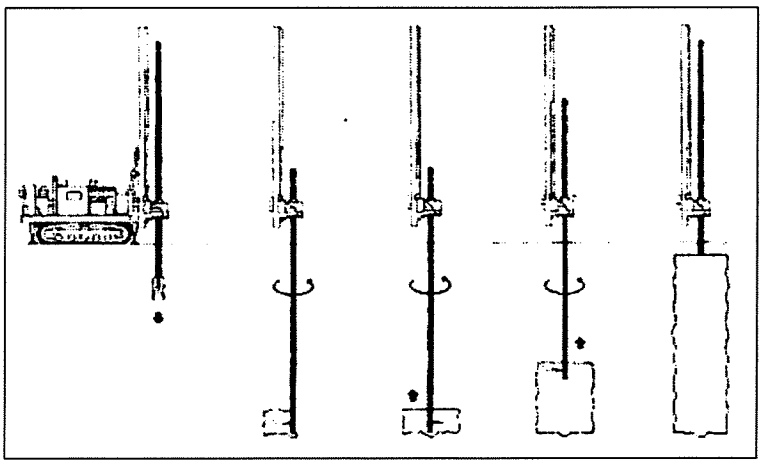


Figuur 71: Intrusion grouting [18]

10.2.3 Jet grouting

Een vierde methode is jet grouting, oftewel de Very High Pressure techniek (VHP), waarbij onder hoge druk grout wordt vermengd met grond. Meestal worden cilindervormige elementen toegepast, maar ook panelen en half cilindrische kolommen zijn mogelijk. De elementen worden in allerlei toepassingsgebieden gebruikt, als extra funderingspalen, bouwputwanden, voorkomen van grondwater overlast of stabilisatie van de ondergrond. Het jet grouten wordt in het algemeen als volgt uitgevoerd (Figuur 72: in de grond vormen van een groutkolom):

- Een buis, met een diameter van 90 mm, wordt in de grond gebracht met de spoelboormethode. Door het gebruik van een boorspoeling van bentoniet en water, dat via de boorbuis met een overdruk naar beneden stroomt en vervolgens met de losgewoelde grond weer naar boven komt langs de buis, ontstaat er een boorgat van ongeveer 150 mm.
- Op de gewenste diepte wordt door horizontale uitstroomopeningen onder hoge druk grout geïnjecteerd Het grout maakt ter plaatse de grond los door de hoge uitstroom energie en vermengt zich hiermee.
- De buis wordt tijdens het spuiten roterend omhoog getrokken, zodat een cilindervormig groutlichaam ontstaat. Ondertussen komt langs de buis de overtollige hoeveelheid grond en grout omhoog die wordt afgevoerd.



Figuur 72: in de grond vormen van een groutkolom [7]

Er zijn vier systemen van jet grouten (Figuur 73: Vier verschillende methoden van grouting):

- Mono-jet systeem

Bij het mono-jet systeem wordt de rond alleen geïnjecteerd met een water-cement mengsel. Dit systeem geeft de meest hoogwaardige resultaten. Dit komt doordat de overtollige groutsuspensie tijdens de gehele uitvoeringsduur van de groutkolom naar bovenstroomt en zodoende een optimale ondersteuning van de omringende grond in stand wordt gehouden. De grond rondom de groutkolom wordt zelfs verdicht. Het systeem heeft als nadeel dat de te realiseren diameter klein is ten opzichten van de andere methoden. Met zwaardere pompen kan dit probleem enigszins worden gecompenseerd.

- Bi-jet (lucht) systeem

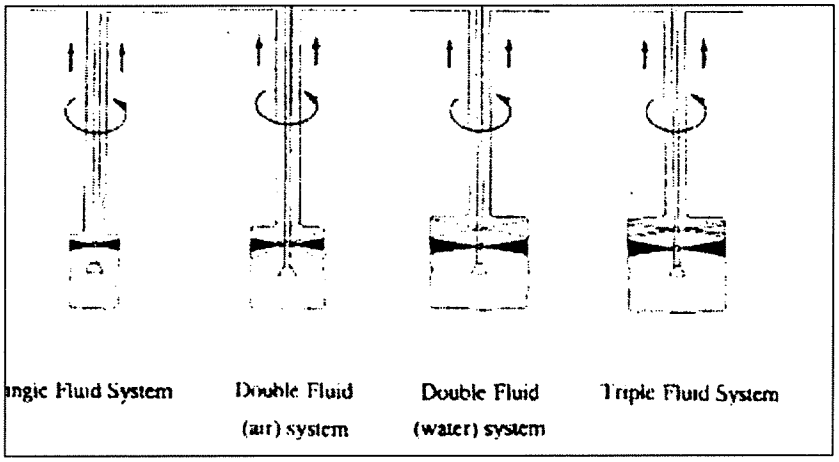
Het bi-jet systeem maakt gebruik van een omhullende luchtmantel, met een druk van 6 ba, om de reikwijdte van de jetstraal te vergroten. Op deze manier kunnen groutkolommen met een grotere diameter worden gerealiseerd. Het inzetten van lucht brengt met zich mee dat de overtollige groutspecie onregelmatig naar boven wordt afgevoerd. Hierdoor is het niet uitgesloten dat er in de geïnjecteerde specie tijdelijk onderdruk kan optreden. In zandgronden bestaat bovendien het risico dat de in de grond geïnjecteerde lucht niet via de boorbuis naar boven stroomt, maar via de eerder geïnjecteerde groutkolom. Dit kan tot lekkage leiden in groutwanden. Ook kom het regelmatig voor dat er een hoeveelheid lucht opgesloten blijft in de groutkolom, hetgeen een vermindering van de druksterkte tot gevolg heeft.

- Bi-jet (water) systeem

Het bi-jet (water) systeem werkt hetzelfde alleen is de omhullende luchtmantel nu vervangen door een aparte waterjet. De stabiliteit is iets zekerder omdat nu niet met lucht wordt gewerkt. Het lossnijden en het injecteren van de grond vindt volledig los van elkaar plaats. Het injecteren van de groutspecie vindt dan meestal plaats onder lage druk, waardoor lichter materieel kan worden ingezet.

- Tri-jet systeem

Het tri-jet systeem biedt ook het grote voordeel dat het lossnijden van de grond en het injecteren van groutspecie volledig los van elkaar plaatsvinden. Het systeem heeft als nadeel dat de grond rond de groutkolom niet altijd optimaal wordt gesteund, waardoor in bepaalde gevallen ontspanning van de grond kan optreden. Het systeem is dus gevoelig voor zettingen en omdat lucht wordt gebruikt bij de injectie kunnen weer dezelfde opmerkingen maakt worden als bij het bi-jet (lucht) systeem.



Figuur 73: Vier verschillende methoden van grouting [7]

10.2.4 Toepassing bij Centraal Station

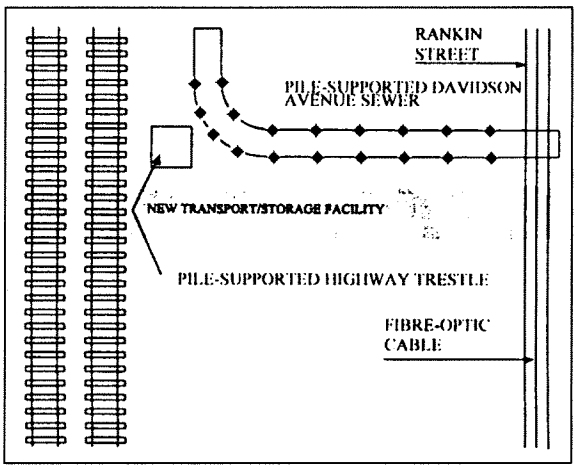
Voor de volledigheid zijn een groot aantal groutinjectie technieken beschreven, een aantal daarvan zijn geschikt om ondergrondse constructies te bouwen.
Het compensation grouten is niet een bouwmethode, maar wordt gebruikt om negatieve effecten van het bouwen te voorkomen of te compenseren. Gedacht kan worden aan het versterken van de bestaande fundering op het moment dat er gebouwd gaat worden.
Jet grouten is een goede methode om, zonder al te veel spanningsveranderingen in het grondmassief, ondergrondse constructies te realiseren.
Het consolidation grouting is een methode die bij het Centraal Station niet toepasbaar is, omdat de meeste grondlagen onder het centraal station niet bestaan uit grofkorrelig materiaal.
Een paar praktijkvoorbeelden worden beschreven in de volgende paragraaf.

10.3 Beschrijving praktijkvoorbeelden

10.3.1 Bouw riool met jet-grout techniek in San Francisco

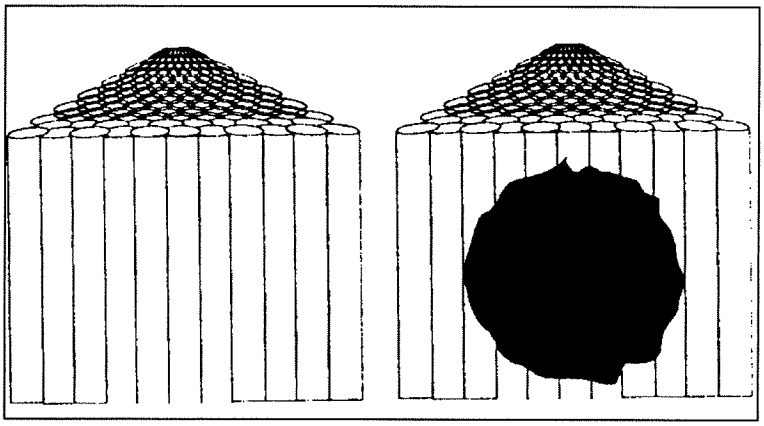
(literatuur: North American Tunneling '96, Jet grouted envelope for soft ground tunnel, Peter J. Nicholson en Donald A. Bruce)

Als onderdeel van de vernieuwing van het rioolstelsel van San Francisco, was het nodig om een nieuwe stalen tunnel aan te leggen met een diameter van 3,6 m in het Islais Creek afwateringsgebied. Het gekozen tracé schreef een tunnel voor met een bodem niveau van 13,8 m beneden zeeniveau, dat aansluit op een pompstation. Het tracé loopt onder een spoorweg door, vlak langs een bestaande onderheide rioolleiding en gaat vervolgens onder een weg door met daaronder een glasvezelkabel ligt. Zie Figuur 74: Plattegrond Islais Creek.



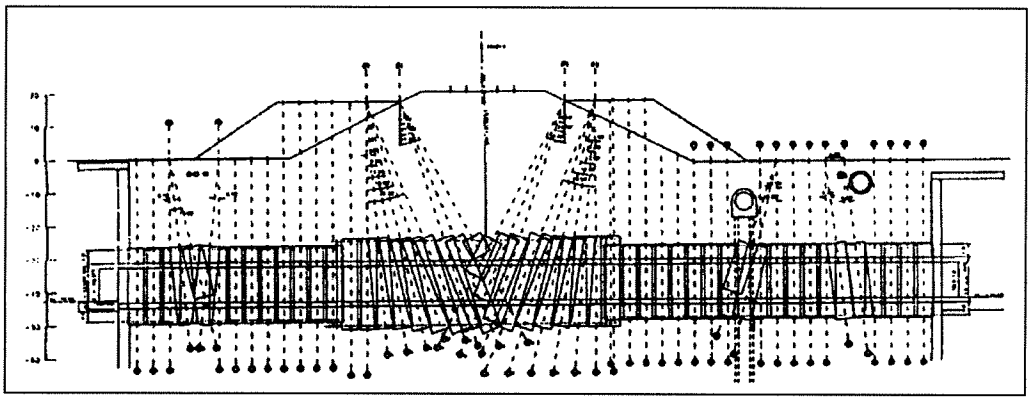
Figuur 74: Plattegrond Islais Creek [4]

Vanwege de bestaande gebouwen, faciliteiten en in het bijzonder de spoorlijn waren de verschillende partijen bang voor zettingen van het maaiveld en instorten van het boorfront in de zachte ondergrond. Grondwaterstand verlaging was ook niet toegestaan vanwege de zettingsgevoelige ondergrond. In eerste instantie werd gedacht aan een tunnel ontgraven onder luchtdruk met de schildmethode, maar door de aannemer werd een hele andere techniek ontwikkeld. De aannemer ontwikkelde een bouwmethode met behulp van jet grouting. Door jet grouting moet een omhullende rond om het alignement van de tunnel gemaakt worden puur om goed te kunnen ontgraven zonder wateroverlast en zettingen op maaiveldniveau. De omhullende had een gemiddeld oppervlak van 7,6 m², dat komt neer op een diameter die 1,5 m groter is dan die benodigd voor de tunneldoorsnede en een lengte van 150 m. Zie schets in Figuur 75: Principe van een omhullende.



Figuur 75: Principe van een omhullende [4]

De jet grout kolommen werden op de makkelijk toegankelijke plaatsen gemaakt volgens het mono-jet systeem en waar het moeilijker toegankelijk was, bijvoorbeeld onder de spoorlijn, werd het bi-jet (lucht) systeem gebruikt, omdat dan grotere diameters te verkrijgen zijn en dus minder groutkolommen nodig zijn. Zie Figuur 76: Grouten onder een spoorlijn.



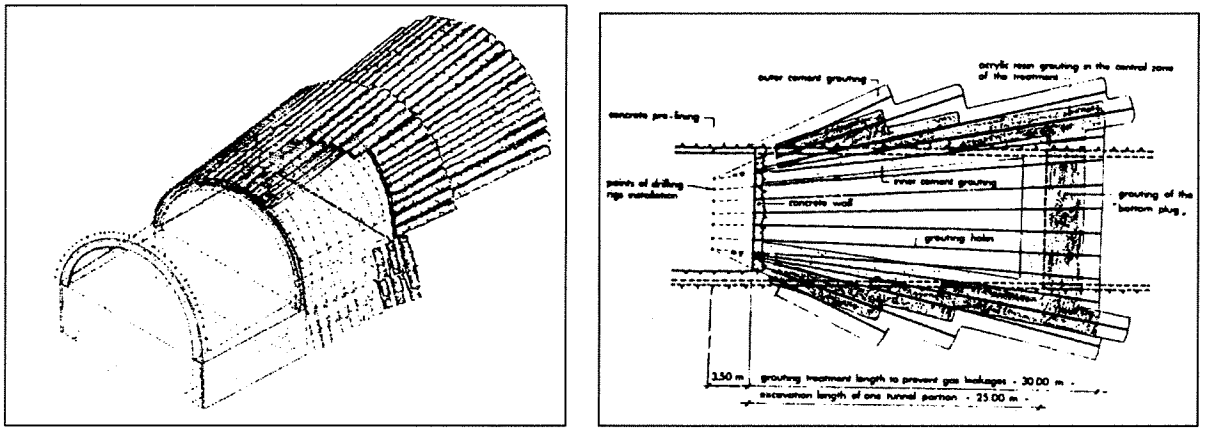
Figuur 76: Grouten onder een spoorlijn [4]

Zettingen en verplaatsingen werden nauwkeurig gemeten, op een aantal plaatsen waren de zettingen groter dan de toegestane 6,3 mm. Dit had als oorzaak dat de gaten verstopt waren waardoor de overtollige grond moest worden afgevoerd. De grond moest toch ergens heen dus zettingen en verplaatsingen waren onvermijdelijk, goed monitoren kan deze zettingen voorkomen.

Conclusie van dit bouwproject was dat een omhullende creëren door middel van jet grouting een goede en veilige manier is om een tunnel te bouwen in zettingsgevoelig gebied. De methode leverde een waterdichte, stand vaste grond op waarin zonder overdruk met eenvoudige middelen ontgraven kon worden en de tunnel gebouwd. De maximaal toelaatbare zettingen van 6,3 mm, water infiltratie en boorfrontstabiliteit zijn goed te controleren en binnen de perken te houden.

10.3.2 Korte beschrijving Jet grout boog

Een jet grout boog wordt gevormd door horizontaal of verticaal grout kolommen te injecteren die tezamen het dak van de tunnel vormen. Verticale grout kolommen worden vaak in de wanden van de tunnel gemaakt om de wanden te versterken. De boog ondersteunt de grond gedurende het ontgraven en verdeelt de spanningen gelijkmatig over de uiteindelijke ondersteuningen. Zie Figuur 77: Horizontaal jet-grouten. Om het toetreden van het grondwater te bepreken moeten aanvullende maatregelen getroffen worden, droge bouwkuip of ook de bodem van de tunnel grouten.

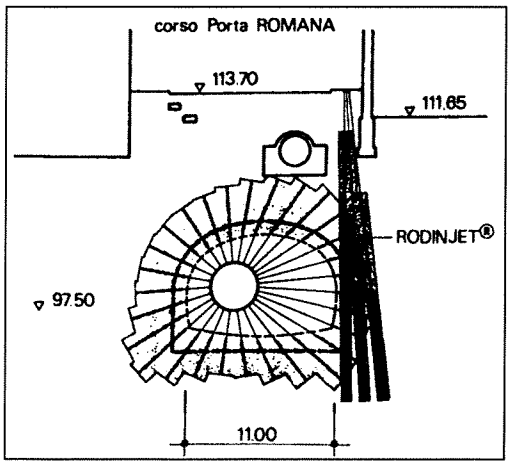


Figuur 77: Horizontaal jet-grouten [9] [8]

10.3.3 Radiaal grouten vanuit een pilot tunnel

De tunnel die hier beschreven wordt is een dubbelspoor tunnel met een gronddekking van 10 –13 m; 430 m lang en een diameter van 8,8 m.
Problemen die voorkomen moesten worden waren, zakkingen van funderingen van gebouwen en zakkingen van het maaiveld.
De volgende stappen zijn genomen in het bouwproces om tot een tunnel te komen (zie ook Figuur 78: Groutlichaam vanuit Pilot tunnel):

1. Een pilot tunnel met een diameter van 3,2 m is geboord met een tunnelboormachine;
2. radiaal is vanuit deze tunnel grout geïnjecteerd;
3. de bovenste helft van de tunnel is ontgraven en ondersteund met stalen bogen, h.o.h. 1m. Op de wanden is een laag spuitbeton aangebracht van 20 cm;
4. de onderste helft is daarna ontgraven;
5. als laatste is de vloer gemaakt en de tunnel verder afgewerkt.



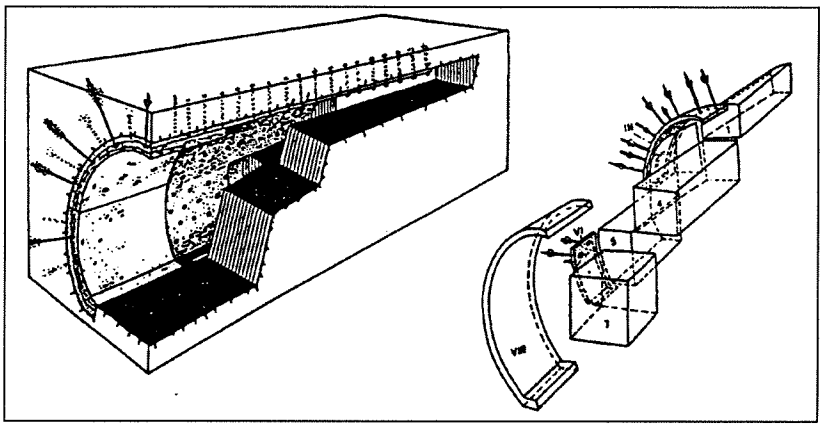
Figuur 78: Groutlichaam vanuit Pilot tunnel [8]

10.3.4 Kokubu River Diversion Channel

De "Kokubu River Diversion Channel" is een tunnel met een diameter van 8,8m en 2555 m lang. En moet water van de Kokubu rivier afvoeren naar de Saka rivier. Twee belangrijke problemen die een rol spelen bij de bouw van de tunnel zijn:

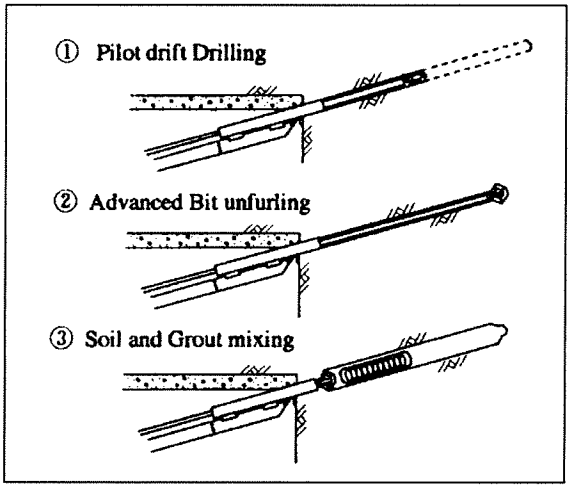
- Het tracé loopt onder een druk bebouwd gebied door en de zettingen moeten absoluut beperkt blijven.
- De grond waarin wordt gebouwd, is een onsamenhangende zandgrond en het instorten van het boorfront is een reëel gevaar.

De NATM methode is gehanteerd als ontgravingsmethode, Figuur 79: NATM ontgravingsmethode. Voor het graaffront werden stalen damwanden ingebracht om de zettingen aan het maaiveld te beperken bij ontgraven en het graaffront stabiel te houden. Het gebeurde echter te vaak dat het graaffront instortte dus werd er gezocht naar een nieuwe methode.



Figuur 79: NATM ontgravingsmethode [24]

Bij de methode die toen ontwikkeld is, Advanced Bit Forepiling, worden horizontaal groutkolommen met een diameter van 300 mm gecreëerd in de grond voor het graaffront uit. De groutkolommen worden gemaakt zoals beschreven in de volgende stappen (Figuur 80: Grout kolommen met behulp van AB Forepiling):

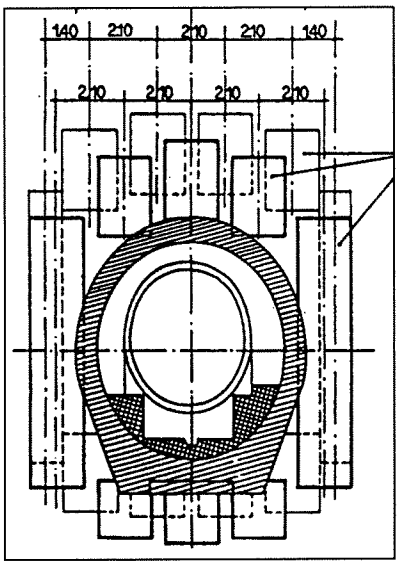


Figuur 80: Grout kolommen met behulp van AB Forepiling [4]

Nadat deze methode in gebruik genomen was, waren er geen problemen meer met zettingen van het maaiveld en instorten van het graaffront.

10.3.5 Tunnelconstructie met behulp van verticaal jet grouten

Een tunnel kan ook gebouwd worden door vanaf maaiveld met behulp van kleine groutkolommen de lining van de tunnel te creëren. Zo ontstaat een grove doorsnede van het gewenste profiel. Van binnen uit kan dan worden ontgraven en de tunnel verder worden afgewerkt. Zie een voorbeeld in Figuur 81: Verticale groutkolommen. Om in den droge te kunnen ontgraven, moet aan de voor- en achterkant een aansluiting op een bouwput gemaakt worden.



Figuur 81: Verticale groutkolommen [8]

10.4 Voor- en nadelen

In de voorgaande paragraaf zijn een aantal praktijkvoorbeelden gegeven die vooral betrekking hadden op de vorm van de constructie. Ook de toepassing van het groutlichaam verschilt heel erg, puur als versteviging van de grond of als onderdeel van de definitieve constructie. Een aantal voor- en nadelen van het werken met grout worden in de tabel genoemd.

Grouten

Voordelen
- Verschillende vormen zijn te maken in de ondergrond.
- De constructie is op te nemen in de definitieve constructie.
- Redelijk tot goed waterondoorlatend
- Geringe, controleerbare zettingen.
- Techniek is in Nederland goed bekend.

Nadelen
- Grouten is gevoelig voor obstakels in de ondergrond.
- Bewerkelijke techniek, moet zorgvuldig worden uitgevoerd een zwakke plek kan fataal zijn.
- Verticaal injecteren brengt veel hinder met zich mee bovengronds.

Gekeken naar de drie sectie bij het Centraal Station is de grouttechniek nog niet zo makkelijk toe te passen.

Stationsgebouw
De huidige paalfundering dient te worden vervangen door een opvangconstructie. Met al de overgebleven palen in de grond in een raster van 0,80–0,80 m² is het moeilijk om een goed en betrouwbaar groutlichaam te vormen. Bij het bouwen van de opvangconstructie zal worden bekeken of de houten palen moeten worden getrokken.
Dan moet nog een keus gemaakt worden welke grouttechniek gebruikt gaat worden. Aangezien de tunnel onder de grondwaterstand wordt aangelegd, zal een hele doorsnede moeten worden gevormd of een droge bouwput met een groutconstructie waaronder kan worden ontgraven.

Middentunnel
Onder de huidige middentunnel bevinden zich ook oude funderingen, maar in veel geringere mate hier is het waarschijnlijk wel mogelijk om een betrouwbare groutconstructie te realiseren. Wanneer echter alleen onder de middentunnel een groutlichaam wordt gevormd, moet worden gekeken waar vandaan wordt begonnen met grouten, vanuit de nieuwe tunnel onder het stationsgebouw of verticaal grouten vanuit de middentunnel. Een mogelijkheid die tot meer hinder leidt, een extra bouwkuip, is dat begonnen wordt vanuit een bouwkuip aan het begin van de middentunnel.

IJ-gebouw
De paalfundering van het IJ-gebouw is minder omvangrijk dan die van het stationsgebouw, maar als het enigszins kan moeten de oude palen worden getrokken. In de paalgroepen staan de palen namelijk erg dicht op elkaar. Ook hier moet een keus gemaakt worden welke grouttechniek wordt gebruikt.

Conclusies
De grouttechniek is een techniek die erg gevoelig is voor obstakels in de ondergrond. Het toepassen bij het Centraal Station is daarom erg risicovol. Omdat een kleine afwijking in het groutlichaam grote gevolgen kan hebben en kan leiden tot ontoelaatbare zettingen. Wanneer het zorgvuldig wordt uitgevoerd kan een goed en stevig groutlichaam in de grond gevormd worden. Van waterdichtheid mag echter niet worden uitgegaan. Zie volgende paragraaf voor een nadere toepassing van de jet-grouttechniek om een opvangconstructie te realiseren.

10.5 Jet-grouting als opvangconstructie

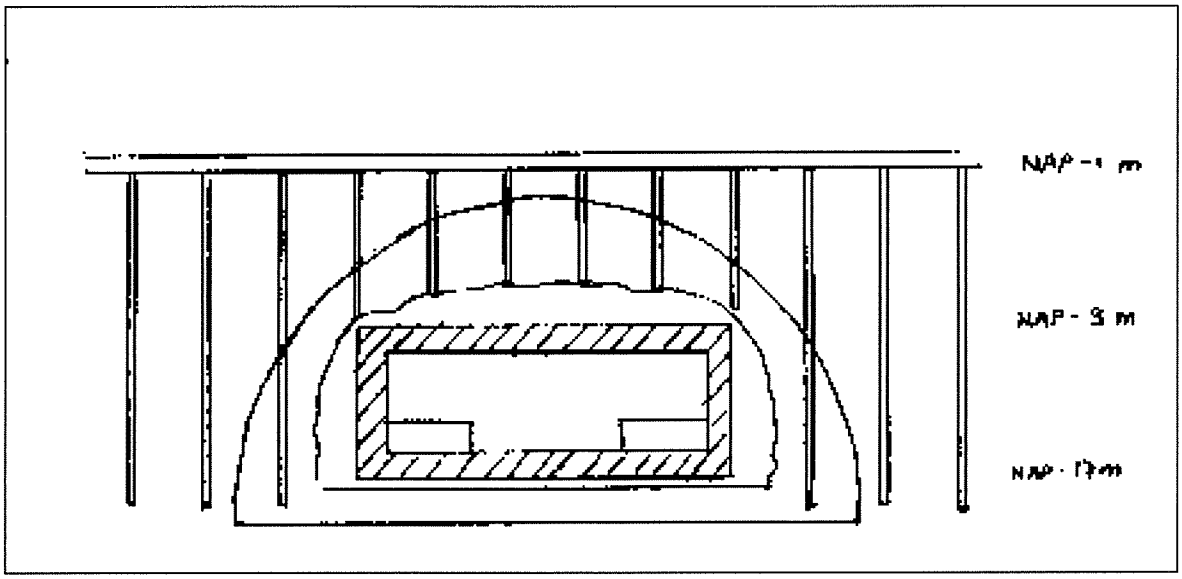
De opvangconstructie die door VOF Stationseiland is voorgesteld, is nogal ingrijpend voor het stationsgebouw. De reiziger zal ook redelijk wat hinder ondervinden tijdens de bouw van de opvangconstructie. In deze paragraaf wordt, aanvullend op het hoofdstuk grouten, gekeken of een opvangconstructie met behulp van jet-grouting mogelijk is. In de voorgaande paragraven werd grouten slechts gezien als definitieve constructie en niet om alleen te dienen als opvangconstructie.

Het groutlichaam wordt in de grond aangebracht en dient ervoor om de krachten uit de paalfundering op te nemen. De schuifkrachten die ontstaan op het contactvlak van de paal met het groutlichaam, moeten voldoende zijn om de kracht uit de paal over te brengen. De paalkoppen zitten op een niveau van NAP-1,0 m.

Voor het opvangen van het stationscomplex met behulp van de jet-grouttechniek zijn vier oplossingen mogelijk.
1. Massief groutlichaam in de grond aanbrengen
2. Boogconstructie van grout
3. Een omhullende van korte verticale groutkolommen
4. Een omhullende van horizontale groutkolommen

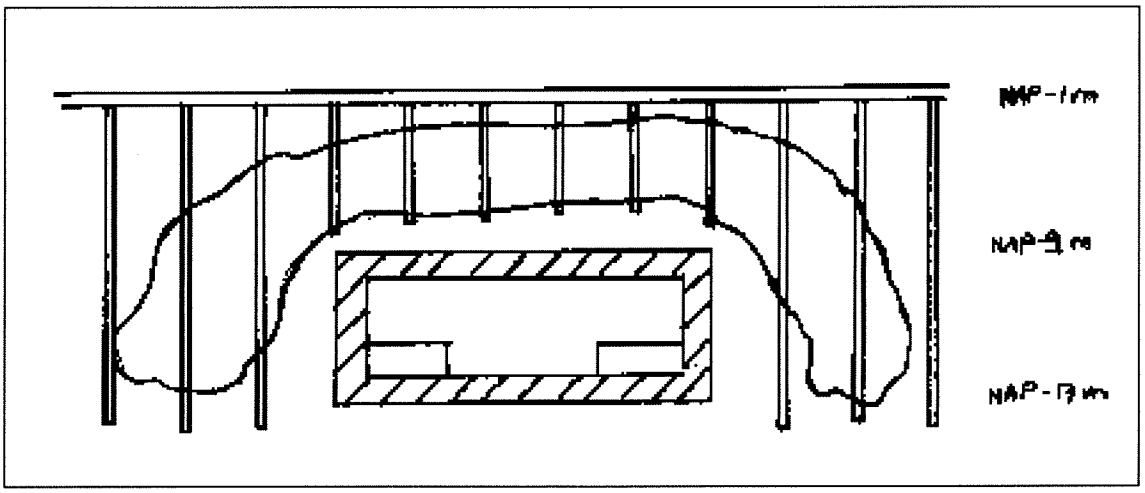
10.5.1 Beschrijving van de verschillende oplossingen

1. Massief groutlichaam in de grond aanbrengen (zie Figuur 82)
Door verticaal jet-grouten wordt een massief in de grond gevormd. Dit massief moet de krachten uit de palen overbrengen naar de ondergrond. Vanuit een bouwkuip wordt dit groutlichaam uitgehakt. In de zo ontstane holle ruimte kan de uiteindelijke constructie worden gebouwd. Dit uithakken en afbouwen kan eventueel onder luchtdruk plaatsvinden als het groutlichaam niet voldoende waterdicht is.



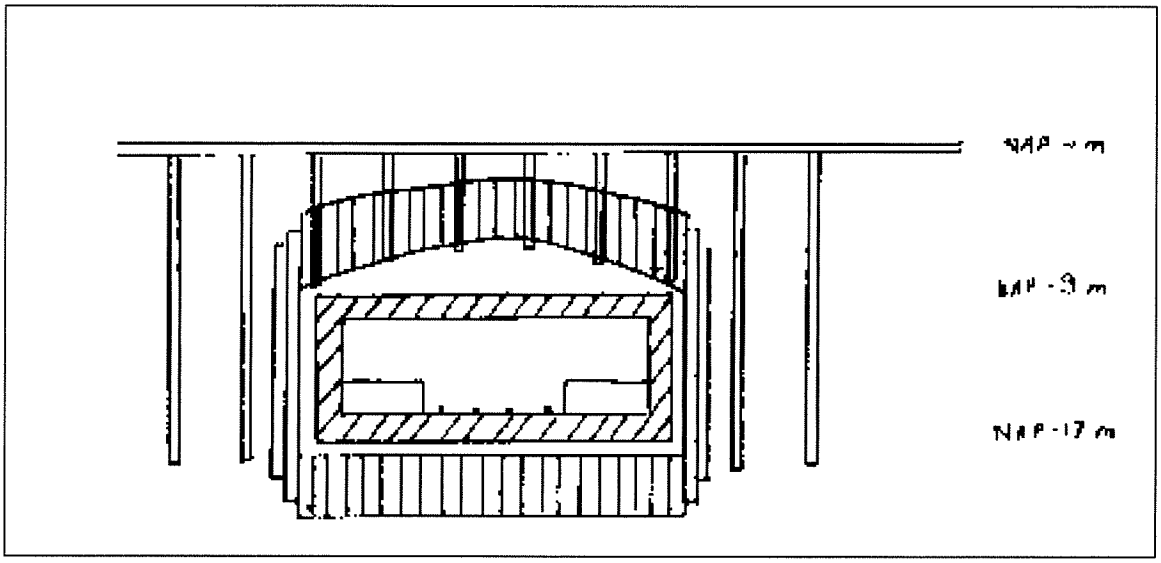
Figuur 82: Variant 1

2. Boogconstructie van grout (zie Figuur 83)
De boogconstructie van grout heeft alleen tot doel om de krachten uit de paalfundering op te vangen en af te dragen naar de ondergrond. Onder het groutlichaam kan dan met behulp van een andere bouwmethode de uiteindelijke constructie worden gebouwd.



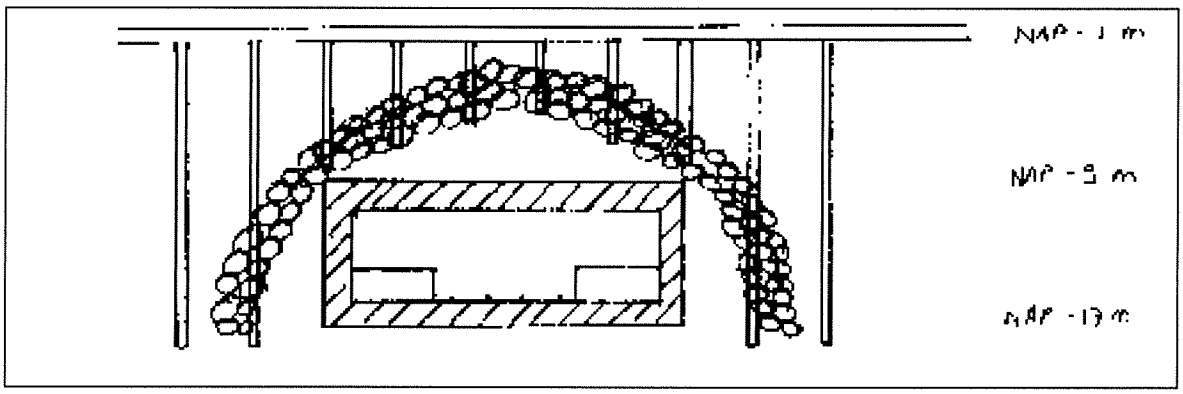
Figuur 83: Variant 2

3. Een omhullende van korte verticale jet-grout kolommen (zie Figuur 84)
Om de benodigde hoeveelheid grout te beperken kan ook een omhullende worden gemaakt met korte verticale jet-goutkolommen. Binnen het groutlichaam kan dan de grond afgegraven worden en de uiteindelijke constructie afgebouwd. Ook hier kan eventueel onder luchtdruk worden gewerkt als het grout niet voldoende waterondoorlatend is.



Figuur 84: Variant 3

4. Een omhullende van horizontale jet-grout kolommen (zie Figuur 85)
Dezelfde methode kan worden toegepast, maar dan met horizontale jet-groutkolommen. Een voordeel van horizontale jet-groutkolommen is dat ze van uit een bouwkuip voor of achter het station kunnen worden gemaakt. Dit zorgt voor minder overlast in de stationshal en de middentunnel. De horizontale grouttechniek staat in Nederland echter nog erg in de kinderschoenen.



Figuur 85: Variant 4

10.5.2 Waardering van de verschillende oplossingen

Algemeen
Een aantal opmerkingen over jet-grouten in een slappe ondergrond en onder de grondwaterspiegel volgt hieronder:

- Het is goed mogelijk om tussen de palen van de huidige paalfundering te jet-grouten.
- Het groutlichaam kan goed de krachten uit de paal opnemen.
- Op waterdichtheid van het groutlichaam moet niet worden gerekend. Hier dienen dus extra maatregelen voor genomen te worden.
- Een groutlichaam heeft een groter soortelijk gewicht dan de ondergrond. Bij grotere doorsneden kan dit leiden tot zettingen.

Variant 1
Het idee van variant 1 was dat een groot groutlichaam in de grond voor opvangen van de fundering en waterdichtheid zou zorgen. Dit laatste kan niet gerealiseerd worden en om toch te kunnen werken onder de grondwaterspiegel, zal er onder luchtdruk moeten worden gewerkt. Dit leidt tot een toename van de kosten. Ook is de kans op zettingen erg groot omdat een grote hoeveelheid grond wordt vervangen door grout. Dit leidt tot een toename van het gewicht en tot ontoelaatbare zettingen van de bestaande bebouwing.

Variant 2
Bij variant 2 wordt de constructieve functie van de waterafsluitende functie gescheiden en treden de problemen genoemd bij variant 1 niet op. Om onder het groutlichaam de uiteindelijke constructie te realiseren, kan gedacht worden aan de buizenmethode.

Variant 3
Variant 3 is eigenlijk het zelfde principe als variant 1 alleen wordt slechts de omhullende gegrout en binnen de omhullende blijft gewoon grond zitten. Het gewicht in de ondergrond neemt minder toe dus de kans op zettingen, ten gevolge van de toename van het gewicht, neemt af. Het nadeel blijft dat het grondwater nog steeds kan binnendringen en er onder luchtdruk gewerkt moet worden.

Variant 4
De jet-groutboog wordt bij variant 4 gemaakt door horizontaal jet-groutkolommen te injecteren. Horizontaal jet-grouten is een techniek die in Nederland nog in de kinderschoenen staat. Veel problemen moeten nog worden opgelost alvorens de techniek kan worden toegepast in de Nederlandse situatie. Een aantal problemen waar nog een oplossing voor gevonden moet worden is:

- Bij het maken van de kolommen kunnen ontoelaatbare zettingen optreden wanneer de afstand tot het maaiveld minder dan 10 m is.
- Het gevaar van een blow-out als de druk te hoog wordt.
- Nauwkeurige plaatsing van de groutkolommen is nog niet mogelijk.
- Het controleren van de retourstroom (spoil).

Een ander nadeel is dat de kolommen een maximale lengte hebben van ongeveer 12 – 18 m. Er moeten voor het front uit jet-groutkolommen worden gemaakt of vanuit extra bouwputten in het stationscomplex om de hele onderdoorgang te realiseren.

10.5.3 Conclusie

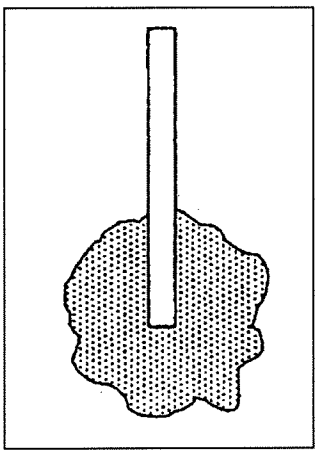
Gekeken naar de bovenstaande kwalitatieve afweging van de verschillende varianten kan geconcludeerd worden dat de opvangconstructie realiseren volgens variant 2 de meest kansrijke is. De dragende functie wordt gescheiden van de waterafsluitende functie. De jet-groutkolommen zijn korte verticale kolommen in een boogvorm. Dit om een gunstige afdracht van de belastingen te krijgen. Berekend moet worden of het groutlichaam niet te veel gaat zakken onder invloed van de paalbelasting. De door VOF voorgesteld draagconstructie is hiermee overbodig geworden en reduceert de hinder voor de omgeving sterk.

11 Overige bouwmethoden

11.1 Bodeminjectie

Bodeminjecties dienen om de doorlatendheid van de grond te verkleinen of om de schuifweerstand ervan te vergroten. De injectievloeistof stijft op nadat deze zijn uiteindelijke plaats in de poriën heeft bereikt. Het injecteren van grond lijkt erg sterk op grouten. Het verschil is met name het gebruik van een andere injectievloeistof. Cement- en bentonietsuspensies zijn niet in staat om het poriënsysteem van zandgronden binnen te dringen. De cement- en bentonietdeeltjes worden in het korrelskelet uitgefiltreerd.

De injectievloeistoffen bestaan voornamelijk uit chemicaliën met verschillende eigenschappen. De injectievloeistoffen dienen bij het injecteren zo vloeibaar mogelijk te zijn om na een mogelijk van tevoren te kiezen tijdseenheid over te gaan van de vloeibare in de meer vaste fase. Het injecteren van de bodem is een dure methode zeker als de injectievloeistof speciaal moet worden ontwikkeld. Om een breed toepassingsgebied te verkrijgen zal hier vooral onderzoek naar gedaan moeten worden.



De chemicaliën worden in de grond gebracht via injectielansen, via speciale injectieelementen of via zogenaamde manchetbuizen. Manchetbuizen en injectieelementen blijven in de grond achter.

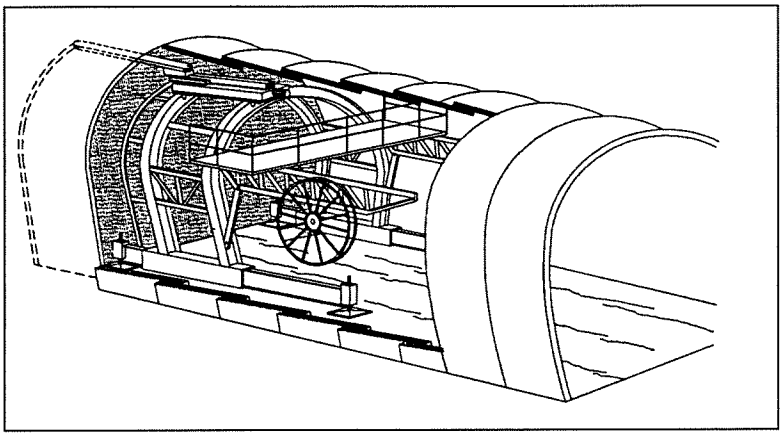
De toepassingen van bodeminjectie moeten vooral gezocht worden in het versterken en ondervangen van bestaande funderingen indien in de omgeving activiteiten plaatsvinden waarbij zettingen voor de omgeving worden verwacht. Een andere toepassing is het vormen van horizontale of verticale afdichtingsvlakken. Een derde toepassing is het aanbrengen met behulp van bodeminjectie van gewelflichamen om de invloedsfeer van de zettingen bij geboorde tunnels te verminderen. Een vierde en laatste toepassing is het opknappen van bestaande rioleringen en ondergrondse afvoerleidingen. Hierbij gaat het erom de grond direct om de leiding te verharden of waterafsluitend te maken.

Bodeminjectie is alleen toepasbaar in grofkorrelige grond dus niet in kleigronden. Dit beperkt de toepasbaarheid bij het Centraal Station, want de grond is daar voornamelijk opgebouwd uit klei.

11.2 Precutting

Bij de precutting methode wordt door een zaagblad voor het graaffront uit een snede gemaakt. Deze snede volgt de buitendiameter van de tunneldoorsnede en kan 4 tot 35 cm dik zijn. De snede die open blijft, wordt gevuld met spuitbeton en na verharden vormt de snede een stuk tunneldak en –wand waaronder vervolgens kan worden ontgraven.

Meestal 6-12 sneden worden over de doorsnede gemaakt. De ringen die achtereenvolgens worden gemaakt overlappen elkaar met ongeveer 0,5 m tot 1 m. De sneden worden gemaakt door een zaagblad dat zowel transversaal als longitudinaal over een rail kan bewegen (zie Figuur 86: Schematische weergave pre-cutting methode).



Figuur 86: Schematische weergave pre-cutting methode [4]

Terwijl het zaagblad een volgende snede maakt wordt het voorgaande met spuitbeton gevuld. Als de hele doorsnede is gemaakt en gebetonneerd dan wordt de precutting machine 30 tot 40 m teruggezet en kunnen de overige werkzaamheden verricht worden, zoals het stabiliseren van het graaffront en het ontgraven.

Na het ontgraven wordt de vloer aangelegd, zodat de ontgraven grond en de machines over een goede ondergrond kunnen worden vervoerd respectievelijk verplaatst.

In Toulon is een autotunnel onder de stad aangelegd met behulp van de precutting methode. Een aantal problemen die spelen in Toulon zijn:
- Het bouwterrein ligt in stedelijk gebied.
- De verschillende grondlagen die voorkomen hebben een grote gevoeligheid voor zettingen.
- Om het indringen van grondwater te beperken wordt er op grote schaal met behulp van grouten grondverbeteringen toegepast.
- De zettingen moeten erg beperkt blijven gezien de bebouwing bovengronds.

De bouw van de tunnel verloopt voorspoedig en de zettingen kunnen binnen de vooraf gestelde waarden worden gehouden.
In Frankrijk zijn verschillende tunnels voor de TGV ook volgens de precutting methode gemaakt, de La Galaure tunnel (2860 m lang en 147 m² doorsnede) en de Limeil Brevannes tunnel (1378 m lang en 94 m² doorsnede).

De precutting methode is een methode die bij het centraal station goed van pas kan komen in verband met de funderingen in de ondergrond die dan door het zaagblad netjes kunnen worden afgezaagd en verwijderd. De grond moet een zekere standtijd hebben om het uitharden van het beton mogelijk te maken. Dit proces kan wellicht ingekort worden als prefab elementen kunnen worden gebruikt. De precutting methode kan samen met een grondverbetering, die de standtijd van de grond vergroot, wellicht een goede optie zijn.

12 Afweging en conclusies

12.1 Inleiding

In dit hoofdstuk zal een vergelijking gemaakt worden tussen de vijf hoofdvarianten voor het realiseren van de passage van de Noord/Zuidlijn met het Amsterdam Centraal Station.
Om te komen tot een keuze zijn de vijf onderzochte bouwtechnieken beoordeeld op een aantal relevante criteria, die bepalend zijn voor de toepasbaarheid. De criteria die worden beschouwd zijn: hinder, bouwtijd, technische haalbaarheid en kosten.

12.2 Afweging

In de voorgaande hoofdstukken zijn de verschillende bouwmethoden uitgebreid besproken. Daarin is onder andere bekeken in hoeverre de bouwmethode geschikt is om toe te passen bij het Centraal Station. Het Centraal station is hiervoor opgesplitst in drie secties. Deze secties zijn gekozen omdat de secties op sommige essentiële punten, bijvoorbeeld wijze van funderen, van elkaar verschillen. De afweging van de verschillende bouwmethoden zal dan ook per sectie gemaakt worden.
De bedoeling is dat na de afweging een paar alternatieven naar voren komen die in de volgende fase van dit afstudeerproject verder worden uitgewerkt. De afweging zal gemaakt worden per sectie en dus is het mogelijk dat een combinatie van bouwmethoden als alternatief wordt meegenomen.

Om tot een keuze te komen worden de bouwmethoden voor de verschillende secties in een scoretabel uitgezet tegen de toetsingscriteria. Bij elk toetsingscriterium krijgen de bouwmethode een waardering tussen –2 tot +2.

	Hinder voor omgeving	**Bouwtijd**	**Technische Haalbaarheid**	**Relatief kostenniveau**
+2:	Weinig	Kort	Zeker	Laag
+1:	Vrij weinig	Vrij kort	Nader onderzoek nodig	Vrij laag
0:	Gemiddeld	Gemiddeld	Niet onmogelijk	Gemiddeld
-1:	Vrij veel	Vrij lang	Onzeker	Vrij hoog
-2:	Veel	Lang	Onmogelijk	Hoog

De toetsingscriteria zijn niet allemaal even belangrijk. Door een wegingsfactor aan te brengen kan hier onderscheid in aangebracht worden. Technische haalbaarheid wordt de belangrijkste geacht, gevolgd door het relatief kostenniveau, hinder voor omgeving en bouwtijd. De volgende wegingsfactoren zijn vastgesteld:

Technische haalbaarheid	4
Relatief kostenniveau	3
Hinder voor omgeving	2
Bouwtijd	1

Scoretabel

		Buizenmethode			Bevriezen			Doorpersen	
	stat.geb.	mid. Tunnel	IJ-geb.	stat. geb	mid. Tunnel	IJ-geb.	stat geb.	mid. Tunnel	IJ-geb.
Hinder	2	1	2	0	1	0	2	0	2
Bouwtijd	-1	-1	-1	1	1	1	1	1	1
Technische haalbaarheid	0	1	0	0	0	0	1	1	1
Kosten	1	1	1	-1	-1	-1	0	0	0
Beoordeling per sectie	2	2	2	0	1	0	4	2	4
Beoordeling per methode		6			1			11	
Inclusief Wegingsfactoren	6	8	6	-2	0	-2	9	5	9
Beoordeling totaal		**20**			**-4**			**23**	

		Caisson			Grouten	
	stat.geb.	mid. Tunnel	IJ-geb.	stat. geb	mid. Tunnel	IJ-geb.
Hinder	-1	-1	-1	0	1	0
Bouwtijd	1	1	1	0	0	0
Technische haalbaarheid	1	1	1	-1	1	-1
Kosten	0	0	0	-1	-1	-1
Beoordeling per sectie	1	1	1	-2	1	-2
Beoordeling per methode		3			-3	
Inclusief Wegingsfactoren	3	3	3	-7	3	-7
Beoordeling totaal		**9**			**-11**	

Enige overwegingen bij de afweging

<u>hinder:</u>
- Caisson -> meer hinder, want opvangconstructie overal
- Vriezen en Grouten -> verticaal injecteren geeft overlast

<u>Bouwtijd:</u>
- Proberen af te schatten uit de praktijk voorbeelden

<u>Technische haalbaarheid:</u>
- Grouten -> bepaalde onzekerheid vorm groutlichaam
- Caisson -> veel ervaring
- Bevriezen/buizenmethode -> weinig ervaring in Nederland
- Buizenmethode -> waterdicht krijgen constructie, obstakels
- Doorpersen -> waterdicht en stabiel front

<u>Kosten:</u>
- Grouten en vriezen altijd duur
- Buizenmethode -> eenvoudige techniek alleen waterafdichting bewerkelijk.
- Caisson -> hele station ondervangen
- Doorpersen -> waterdicht front creëren

Opmerkingen achteraf:
Als een methode geschikt is om toe te passen in een bepaalde sectie blijkt dat het niet altijd de beste methode is, want wordt bijvoorbeeld de buizenmethode alleen toegepast onder de middentunnel dan neemt de hinder wel toe. Twee extra bouwputten zijn dan nodig, één aan het begin en één aan het eind van de middentunnel. Hetzelfde geldt voor de doorpersmethode, over het geheel gezien een geschikte methode, maar alleen voor de middentunnel toepassen is niet mogelijk.

Bij de vriestechniek en het grouten neemt de hinder in de reizigerstunnel af wanneer vanuit het eerste deel van de tunnel (onder stationsgebouw en/of IJ-gebouw) horizontaal de injectielansen ingebracht kunnen worden. De middentunnel is op staal gefundeerd dus de vries- en grout techniek is bij deze sectie goed toepasbaar.
De hele constructie bouwen volgens de grout techniek is niet mogelijk vanwege de palen onder het stationsgebouw.
Horizontaal vriezen van twee kanten over de gehele lengte onder het Centraal station is ook erg complex, vanwege de grote afstand (130 m). Vriezen vanuit de middentunnel leidt weer tot veel meer overlast, maar is wel mogelijk.

12.3 Conclusie

Zoals blijkt is het erg complex om een goede afweging te maken, omdat op de beschreven technieken nog erg veel varianten te verzinnen zijn.
Uit de scoretabel blijkt echter dat drie methoden erboven uitsteken, de buizenmethode, doorpersen en in mindere mate een caisson afzinken. De vriestechniek en het grouten kunnen zeker als mitigerende maatregelen van pas komen, maar om toe te passen als hoofdbouwmethode zijn de methoden niet geschikt. Vooral op kosten en technische haalbaarheid scoren de beide methoden lager dan de overige drie.

Bij elke alternatieve methode zijn echter voor het stationsgebouw en het IJ-gebouw altijd ondersteuningsconstructies nodig. Voor de middentunnel is alleen bij de caissonmethode een ondersteuningsconstructie nodig. De overige bouwmethoden kunnen de middentunnel passeren zonder een ondersteuningsconstructie. Dit leidt tot een vermindering van de hinder voor de reizigers in de middentunnel in vergelijking met de bouwmethode zoals voorgesteld door VOF Stationseiland, waarbij het hele station ondervangen moet worden.

De methode om met behulp van jetgrouting een ondersteuningsconstructie te realiseren leidt tot minder hinder tijdens de bouw. Om meer te kunnen zeggen over de haalbaarheid van deze methode zal zeker nader onderzoek verricht moeten worden.

12.4 Intermezzo

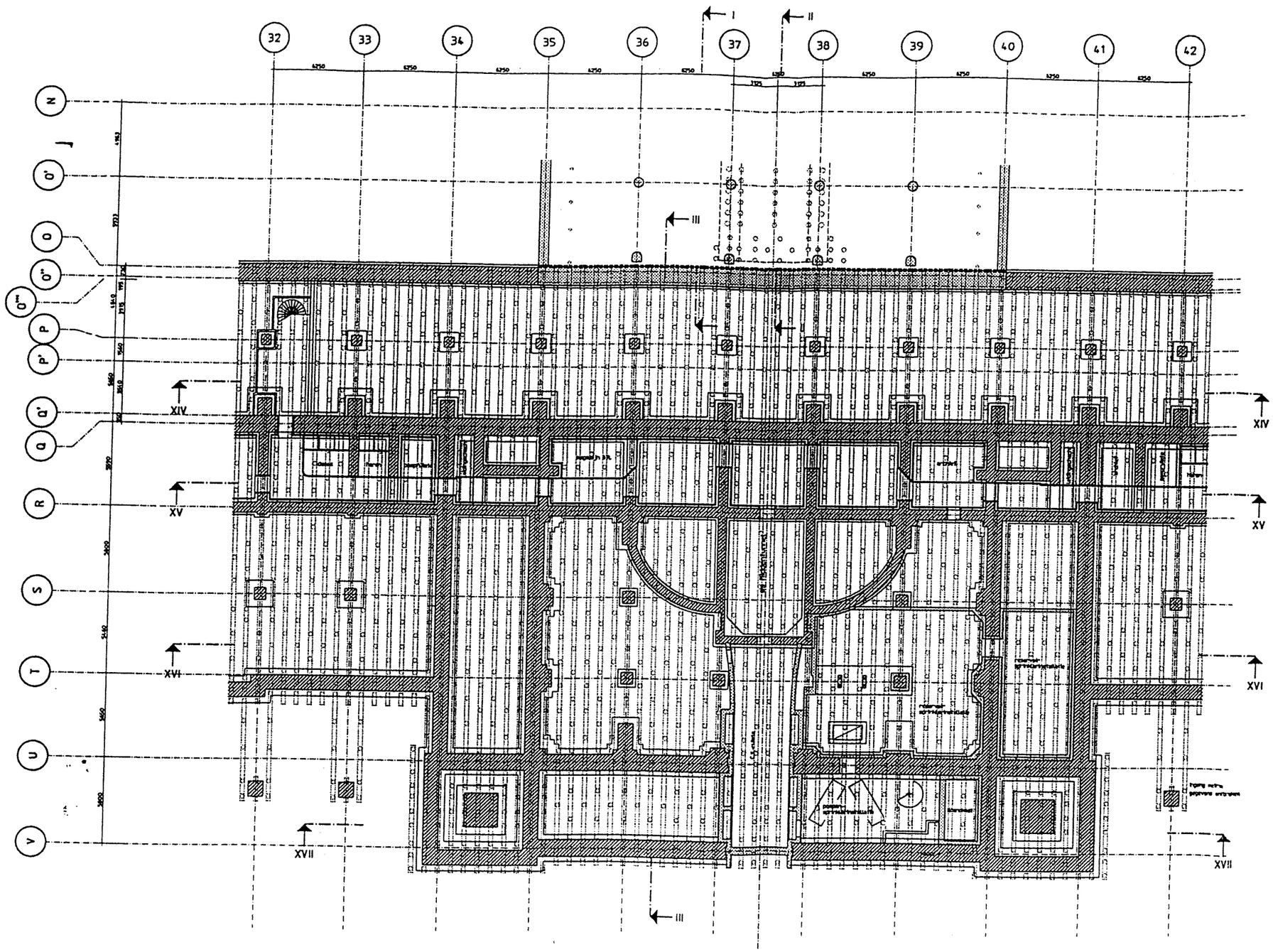
Gedurende de 1e fase van het afstuderen heeft Witteveen+Bos mij gevraagd of ik mee wilde werken aan een Haalbaarheidsstudie voor een busstation onder het Centraal Station van Haarlem. Vooral omdat ik al veel informatie had verzameld en inzicht had in mogelijke bouwmethoden onder bestaande bebouwing. De situatie voor Amsterdam CS en Haarlem CS verschilt echter op bepaalde punten essentieel van elkaar, Amsterdam CS is voor het grootste deel gefundeerd op palen en Haarlem CS is in zijn geheel op staal gefundeerd. Eerst heb ik voor de verschillende bouwmethoden de toepassing bij het NS-station in Haarlem beschreven. In de tweede plaats heb ik de buizenmethode als alternatief verder uitgewerkt met een globale kostenraming. Zie bijlage III.

Ik ben gedurende dit vooronderzoek tot de conclusie gekomen dat al heel veel is uitgezocht wat betreft de Passage van de Noord/Zuidlijn met het Centraal Station van Amsterdam. Bij voorbaat stond al vast dat het ontwerpproces te ver gevorderd is om nog invloed op uit te kunnen oefenen met een alternatief ontwerp op het ontwerp van VOF Stationseiland. Omdat de haalbaarheidstudie voor het busstation onder Haarlem CS nog aan het begin staat, heb ik in overleg met E.A.H. Teunissen en J.C.S. Roelands van Witteveen+Bos en de begeleiders van de TU Delft, prof.drs.ir J.K. Vrijling en ing H.J. Everts, besloten om met dit project verder te gaan.

Literatuurlijst

[1] Tunnel Constructions ´90, congresverslag
[2] Tunnelling ´91, congresverslag, G.E. Pearse
[3] Options for Tunnelling ´93, congresverslag
[4] North American Tunnelling ´96, congresverslag
[5] North American Tunnelling ´98, congresverslag
[6] Tunnels and Metropolises Vol 2 ´98, congresverslag
[7] Foundations 25 oktober 1999, congresverslag
[8] Foundations and Tunnels ´87, MC Forde
[9] Tunnelling and Underground Space Technology 1993 nr 3
[10] Haalbaarheidsonderzoek Passage NZ-metrolijn/Amsterdam CS, september 1994, Ingenieursbureau NS/BV Articon.
[11] Informatiebundel DPvE, kerntracé Noord/Zuidlijn d.d. 97-01-30, directie Noord/Zuidlijn
[12] Handboek spoorontwerp concept 1.1 d.d. 98-02-17, ontwerpbureau Noord/Zuidlijn
[13] Amsterdam CS Passage Noord/Zuidlijn, Technische toelichting VO Model IX, VOF Stationseiland.
[14] Studierapport Bouwtechnieken Diepgelegen Stations, Projectbureau Noord/Zuidlijn, 01200A\R95495
[15] Diepgelegen metrostation Rotterdam, Studie naar bouwmethoden, Gemeentewerken Rotterdam/Hollandsche Beton- en Waterbouw bv
[16] Moderne funderingstechnieken, prof.ir.A.F.van Weele
[17] Nederlandse ingenieurs en hun kunstwerken, De overkapping van het Centraal Personenstation te Amsterdam, J.A.G. Jansen, M.E. Molenwijk, G.G. Nieuwmeijer
[18] Mitigerende maatregelen ten aanzien van de Noord/Zuidlijn, afstudeerverslag Harro van Ree.
[19] Ondergronds uitbouwen van een metrostation, De buizenmethode, afstudeerverslag Marc Everaars
[20] Sneltramhalte onder Amsterdam CS, Bevriezen van grond, afstudeerverslag E.P. van Haastregt
[21] Diktaat Ondergronds bouwen, prof. Ir. E. Horvat, mei 1997
[22] Waterbouwkundige kunstwerken,
[23] Diktaat Funderingstechnieken, prof. ir. A.F. van Tol, september 1996
[24] Diktaat Geboorde en Gezonken Tunnels prof.drs.ir. J.K. Vrijling/ir. K.J. Bakker/ ir. K.G. Bezuijen, december 1998.
[25] Diktaat Fundering en Constructie, prof.ir.A.F.van Tol
[26] Cement 1973 nr. 8, Metrolijn- ondergronds gedeelte, ir.D.Vuyk
[27] Cement 1974 nr. 5, Tunnelbouw volgens perssysteem, Dipl.-ing.G.Brux.
[28] Cement 1975 nr. 9, Toepassing van de persmethode bij de bouw van een verkeersonderdoorgang te Vlierzele, ir.W.Vandemeulebroucke en ing.J.de Boer.
[29] Cement 1979 nr 10, Ondergronds bouwen van tunnels en stations te Antwerpen, ir.A.Wittemans en ir.L.Aerts
[30] Cement 1986 nr. 9, Een caisson in de Haagse binnenstad, ing.P.T.Alblas.
[31] Cement 1996 nr 10, Tweede Bergambachtleiding in gebruik, S. de Jong.
[32] Cement 1999 nr 6, Antwerpen-Centraal wordt doorgaand station, ir. A. Watt
[33] NRC Handelsblad 2/9/1999, HBG wil in Boston visitekaartje afgeven
[34] Technisch Weekblad 13/10/1999, HBG vijzelt tunnelbak in bevroren grond

Bijlage I Palenplan bestaande situatie



Opmerkingen

- Maten in millimeters
- Peilmaten in meters t.o.v. N.A.P.

Legenda

- bestaand behouden
- nieuw behouden 1e fase
- nieuw behouden 2e fase
- verwijderen
- grafiet beton
- grout
- bestaand metselwerk

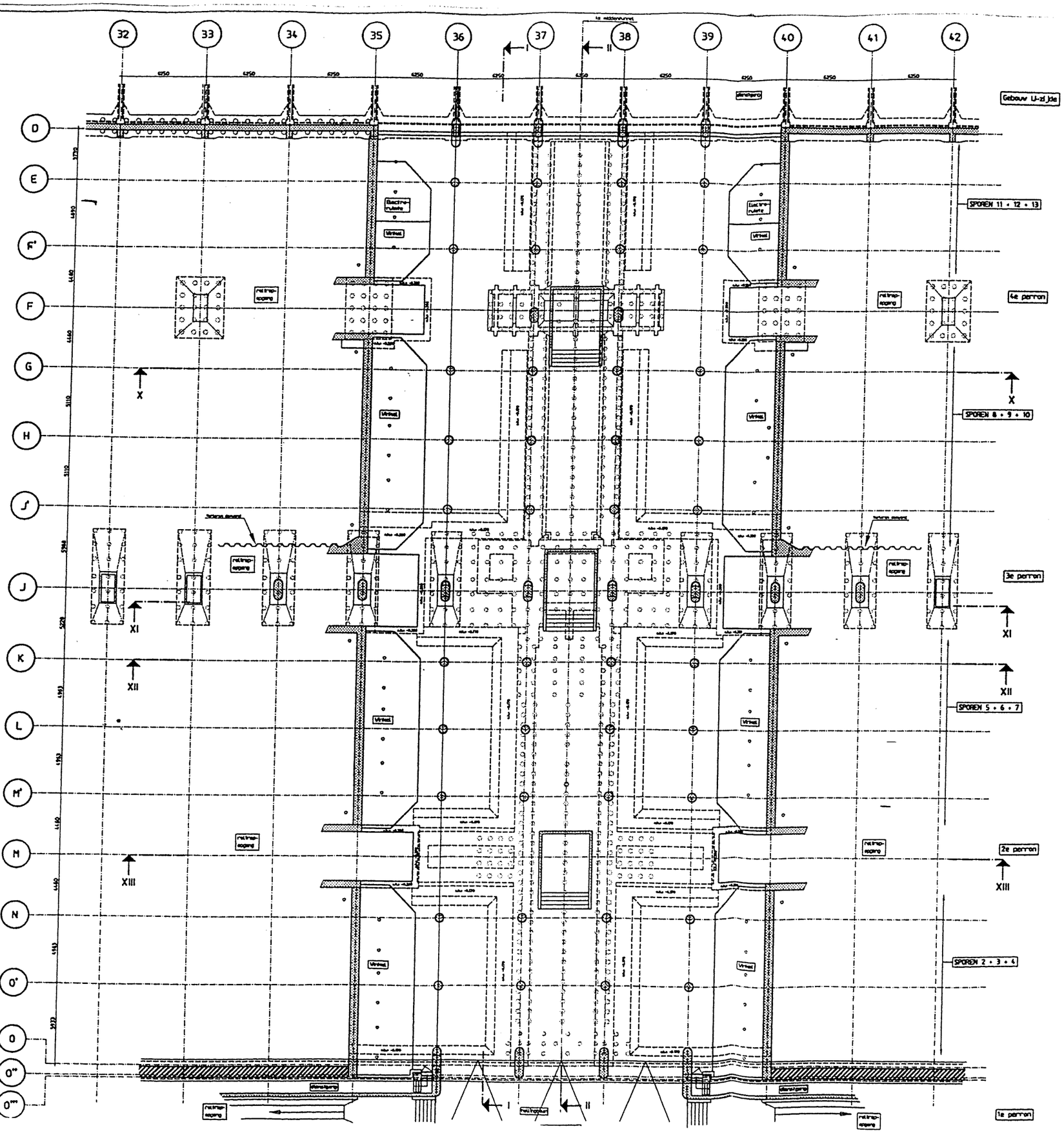
VOF STATIONSEILAND

samenwerkingsverband tussen:
ARCADIS Bouw/Infra en Holland Railconsult

Project
Asd CS PASSAGE NZ-LIJN
Stationsgebouw
Bestaande toestand

Onderdeel
Voorontwerp model 0
Plattegrond kelderniveau

schaal 1:100
formaat A1x2



Opmerkingen

- Maten in millimeters
- Peilwaarden in meters t.o.v. N.A.P.

Legenda

- bestaand betonwerk
- nieuw betonwerk 1e fase
- nieuw betonwerk 2e fase
- stalen vloer
- prefab beton
- grout
- bestaand metselwerk

VOF STATIONSEILAND

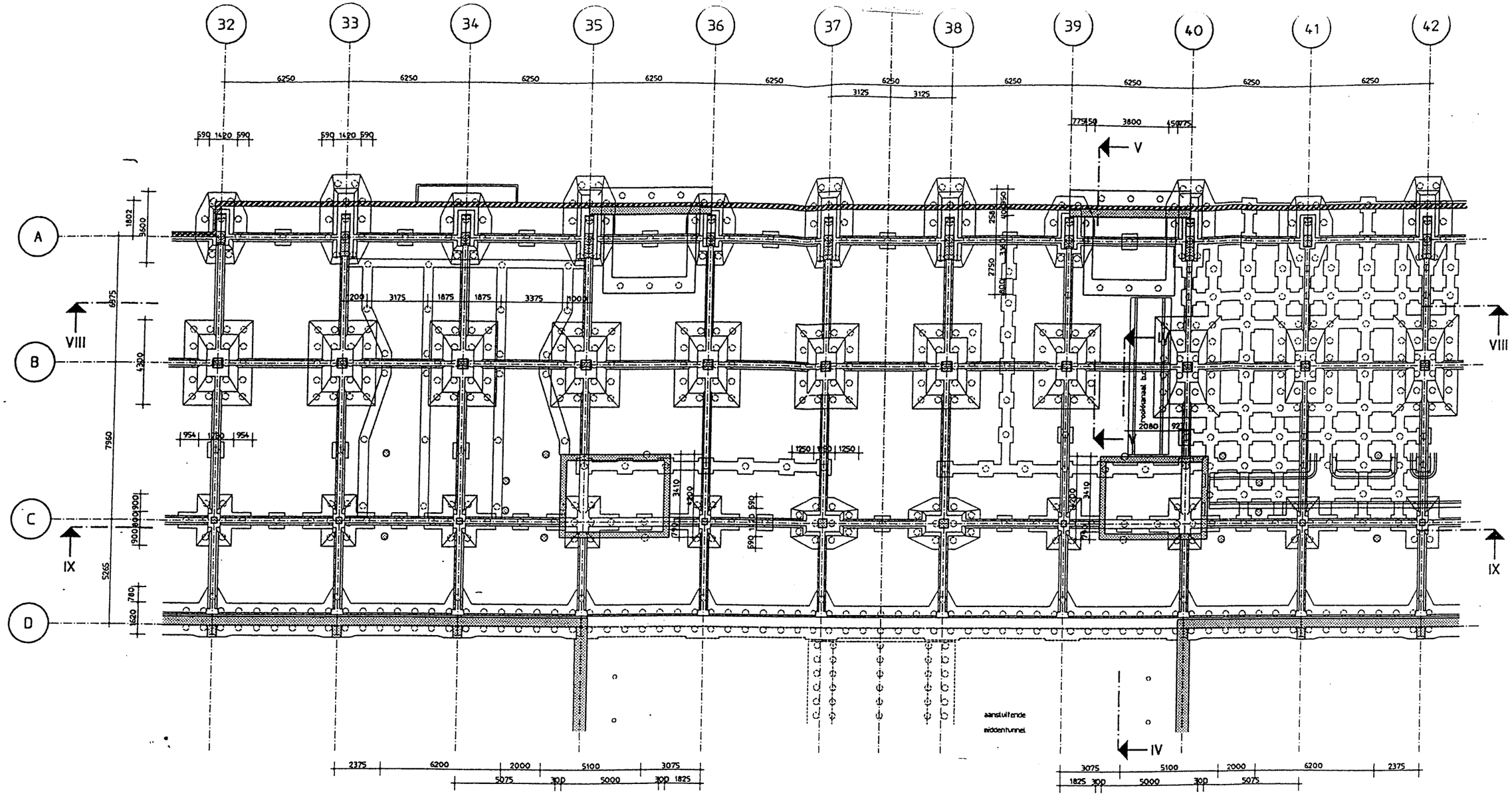
samenwerkingsverband tussen:
ARCADIS Bouw/Infra en Holland Railconsult

Project
Asd CS PASSAGE NZ-LIJN
Emplacement
Bestaande toestand

Onderdeel
Voorontwerp Model IX
Plattegrond tunnelniveau

schaal 1:100
formaat A0

Catalog. nummer: 588 / K 80.724



Plattegrond palenplan en fundering
1:100

Opmerkingen

- Maten in millimeters
- Peilmaten in meters t.o.v. N.A.P.

Legenda

- = bestaand betonwerk
- = nieuw betonwerk 1e fase
- = nieuw betonwerk 2e fase
- = zinktunnel
- = prefab beton
- = grout
- = bestaand metselwerk

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10

VOF STATIONSEILAND

Barkenweg 7
Postbus 220, 3600 AE Maarssenbroek
Telefoon 033 460 4400
Telefax 033 460 4406

samenwerkingsverband tussen:
ARCADIS Bouw/Infra en Holland Railconsult

Project
Asd CS PASSAGE NZ-LIJN
Gebouw IJ-zijde
Bestaande toestand

Uitg.	Datum	Bekeken	Opmerkingen
A	sept. '98	H.Schreven	

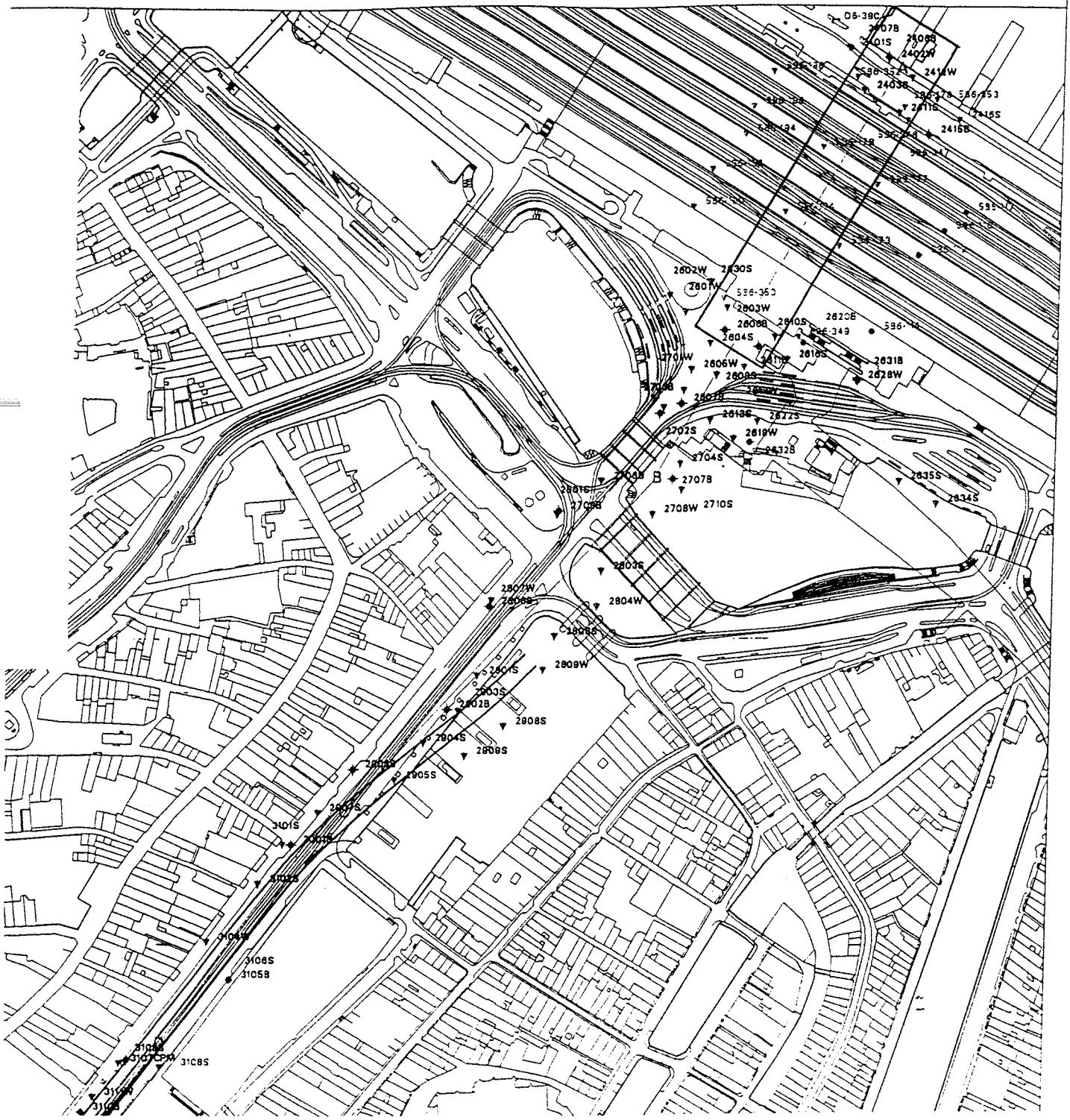
Onderdeel
Voorontwerp model IX
Plattegrond palenplan en fundering

Status :
Goedgekeurd :
Tek.bijgaven :
Schaal : 1:100
Formaat : A0

Tekeningnummer
VOF-ASE 10/2
1140

Tekening dateert : 586 / K 80.724

Bijlage II Geotechnische gegevens

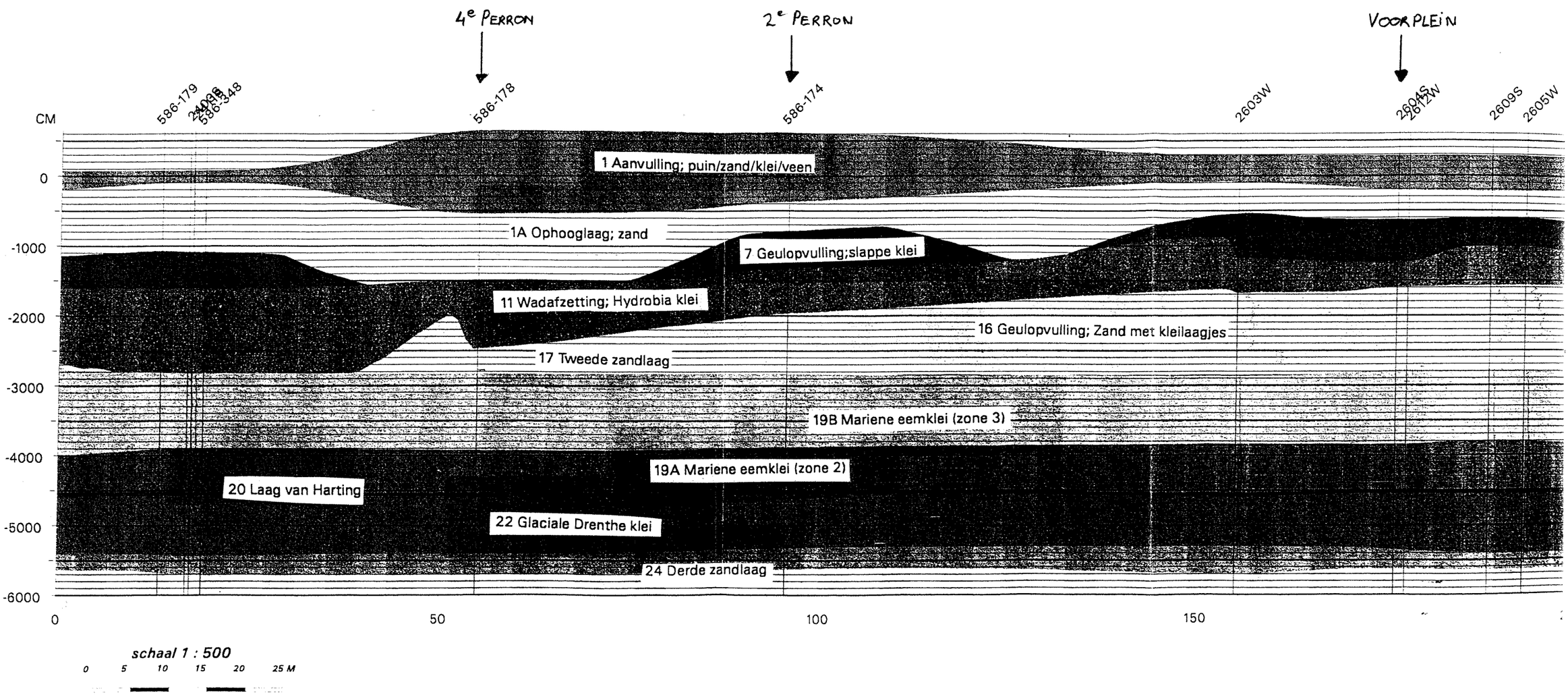


Legenda

- Boring
- Sondering
- Archief onderzoek
- VO-I
- VO-II
- VO-FBOI
- VO-IV
- DO
- Doorsneden
- Bouwput
- Tunnelbuis

GEOTECHNISCH PROFIEL
Trace N-Z (a)

01100K48



schaal 1 : 500

0 5 10 15 20 25 M

Tracé	CS tot en met Europaplein				Classificatie							Atterbergse grenzen				Sterkte				Samendrukking & Stijfheid					Doorlatendheid					
	nr.	grondlaag	Omschrijving	BS class	Aantal	γ_{droog}	γ_{nat}	n	e	w	D50	Aantal	wL	wP	Ip	Aantal	c'	φ'	ψ	Aantal	Cc	Cc[r]	Cα	E'50	k_v	k_h	ν	K_0	OCR
					[-]	[kN/m³]	kN/m³	[-]	[-]	[-]	[µm]	[-]	[%]	[%]	[%]	[-]	[kPa]	[°]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kPa]	[m/s]	[m/s]	[-]	[-]	[-]
kar. gem. ondergr.						8,3	13,9	0,39	0,63	0,68														1,8E-06				
gemiddelde	01	Aanvulling	Aanvulmateriaal, puin, klei, veen en zand		40	10	15	0,39	0,64	0,89													4000	1,0E-06				
standaarddeviatie						6,2	4,2	0,01	0,03	0,80														5,0E-06				
kar. gem. bovengr						11,7	16,1	0,39	0,65	1,10														1,7E-07				
kar. gem. ondergr.						14,8	18,1	0,41	0,71	0,23														1,1E-05				
gemiddelde	01A	Ophooglaag, zand	Ophoogmateriaal zand		15	15,0	18,4	0,42	0,74	0,23													7000	1,0E-05				
standaarddeviatie						0,5	0,6	0,02	0,06	0,01														5,0E-06				
kar. gem. bovengr						15,2	18,7	0,43	0,77	0,23														9,2E-06				
kar. gem. ondergr.							12,8	0,53	1,14				171	55	116			25			0,070		0,0012	3040	1,0E-09				
gemiddelde	07	Geulopvulling klei	KLEI, met zandlaagjes		52		13,1	0,55	1,20			15	178	57	121		10	26		3	0,333		0,0041	4000	5,7E-10				
standaarddeviatie							1,1	0,08	0,25				14	5	11			8			0,193		0,0021	2200	2,8E-09				
kar. gem. bovengr							13,4	0,57	1,26				185	59	126			27			0,595		0,0070	4960	9,7E-11				
kar. gem. ondergr.							11,3	0,82	4,47				167	84	79			17			1,713	0,514	0,0162	357	1,8E-08				
gemiddelde	08	Hollandveen	VEEN (bruin)	PT	45		11,6	0,83	5,14			7	213	113	100		5	19			2,000	0,600	0,0230	500	1,0E-08		0,35	0,65	
standaarddeviatie	04	Geulopvuling veen met kleilagen					1,2	0,05	2,68				64	40	30			4			0,500	0,150	0,0118	250	5,0E-08				
kar. gem. bovengr							11,9	0,84	5,81				259	142	121			21			2,287	0,686	0,0298	643	1,7E-09				
kar. gem. ondergr.							11,2											16						571	2,7E-09				
gemiddelde	9A	wadafzetting, humeus	KLEI, uiterst siltig, sterk humeus, kalkrijk	CLO			11,5										2	18						800	1,5E-09		0,35	0,65	
standaarddeviatie							0,6											4						400	7,5E-09				
kar. gem. bovengr							11,8											20						1029	2,5E-10				
kar. gem. ondergr.							16,6	0,55	1,23				42	26	16			24			0,310	0,104	0,0042	2948	1,6E-09				
gemiddelde	09	Oude zeeklei	KLEI (matig vast), grijs	CL	47		16,8	0,56	1,29			10	48	27	21	12	7	26			0,362	0,121	0,0060	4000	1,5E-09		0,33	0,50	1,1
standaarddeviatie							0,8	0,05	0,26				11	2	9			3			0,091	0,030	0,0031	1600	7,5E-10				
kar. gem. bovengr							17,0	0,57	1,35				54	28	26			28			0,414	0,138	0,0078	5052	1,4E-09				
kar. gem. ondergr.							18,0	0,46	0,85	0,30	29							24			0,132	0,017	0,0023	2479	1,8E-07				
gemiddelde	10	Wadafzetting, zandhoudend	ZAND (matig fijn), sterk kleihoudend/ KLEI, grijs, sterk zandhoudend	SC	59		18,3	0,47	0,89	0,35	72					6	5	26		5	0,224	0,022	0,0037	4300	1,0E-07		0,30	0,40	
standaarddeviatie							1,2	0,06	0,20	0,21	40							2			0,103	0,005	0,0016	2021	5,0E-07				
kar. gem. bovengr							18,6	0,48	0,93	0,40	115							28			0,317	0,028	0,0051	6121	1,7E-08				
kar. gem. ondergr.							14,9	0,61	1,75	0,71			91	42	47			26			0,310	0,104	0,0042	6445	1,8E-09				
gemiddelde	11	Wadafzetting, Hydrobia klei	KLEI (grijs), sterk zandig	CL	94		15,1	0,63	1,87	0,75		25	100	47	53	33	10	27			0,362	0,121	0,0060	7500	1,0E-09		0,30	0,59	1,1
standaarddeviatie							1,4	0,09	0,70	0,25			27	15	17			3			0,091	0,030	0,0031	3750	5,0E-09				
kar. gem. bovengr							15,3	0,65	1,99	0,79			109	52	59			28			0,414	0,138	0,0078	8555	1,7E-10				
kar. gem. ondergr.							10,1	0,68	3,23									18			1,713	0,514	0,0162	994	1,8E-08	2,8E-08			
gemiddelde	12	Basisveen	VEEN (bruin), met enkele kleilaagjes	PT	14		10,5	0,71	3,39								6	21			2,000	0,600	0,0230	1200	1,0E-08	2,0E-08	0,35	0,65	
standaarddeviatie							0,9	0,07	0,34									5			0,500	0,150	0,0118	360	5,0E-08				
kar. gem. bovengr							10,9	0,74	3,55									24			2,287	0,686	0,0298	1406	1,7E-09	1,2E-08			
kar. gem. ondergr.							19,7	0,34	0,51	0,17	126							33						27065	2,7E-04				
gemiddelde	13	Eerste zandlaag	ZAND (grijs), matig fijn, zwak siltig	SW	80		19,9	0,35	0,53	0,18	135					15		34	4					31000	1,5E-04		0,25	0,40	
standaarddeviatie							0,9	0,04	0,09	0,03	30							3						4960	7,5E-04				
kar. gem. bovengr							20,1	0,36	0,55	0,19	144							35						34935	2,5E-05				
kar. gem. ondergr.							18,3	0,44	0,79	0,26	56							26						10034	5,4E-05				
gemiddelde	14	Allerod	LEEM, sterk zandig	SM/SC	122		18,5	0,45	0,84	0,28	68					18	5	27						13600	3,0E-05		0,30	0,40	
standaarddeviatie							1,4	0,08	0,30	0,11	52							3						10880	1,5E-04				
kar. gem. bovengr							18,7	0,46	0,89	0,30	80							28						17166	5,0E-06				
kar. gem. ondergr.							16,5	0,50	1,06	0,37	72		56	24	31			26			0,168	0,015	0,0020	2477	1,8E-09				
gemiddelde	15	Geulvulling klei met zandlagen	KLEI, matig zandig, matig humeus, kalkrijk	CL	173		16,6	0,51	1,09	0,38	90	5	70	28	42	6	5	27		5	0,321	0,029	0,0045	4000	1,0E-09		0,33	0,50	
standaarddeviatie							0,8	0,06	0,21	0,08	25		15	4	12			1			0,170	0,015	0,0028	1920	5,0E-09				
kar. gem. bovengr							16,7	0,52	1,12	0,39	108		84	32	53			28			0,474	0,043	0,0070	5523	1,7E-10				
kar. gem. ondergr.							18,3	0,42	0,72	0,26	147							26			0,015		0,0028	10243	1,8E-05				
gemiddelde	16	Geulvulling zand met kleilagen	ZAND (matig fijn), met kleilaagjes, schelpen en sporen veen	CL	73		18,5	0,43	0,75	0,27	200					1		29		4	0,368		0,0051	13000	1,0E-05		0,33	0,47	
standaarddeviatie							1,0	0,05	0,16	0,06	80	—						5			0,331		0,0022	4810	5,0E-05				
kar. gem. bovengr							18,7	0,44	0,78	0,28	253							32			0,720		0,0074	15757	1,7E-06				

registratie	projectcode	status
D1	01274k	definitief

autorisatie	naam	paraaf	datum
opgemaakt			99-05-31
goedgekeurd	HERJ		1-6-99
vrijgegeven	TEUE		1-6-99

Opmerkingen

1) De karakteristiek gemiddelde onder- en bovengrens zijn de grenzen waarbinnen het gemiddelde van de proefresultaten met een kans van 95% ligt.
2) Resultaten gebaseerd op minder dan 3 testen of op basis van "engineering judgement", zijn *schuingedrukt en rood*
3) Dilitantiehoek is gedefinieerd als: $\psi = \varphi' - 30°$
4) De laag "aanvulling" is door de verschillende soorten materiaal (hout, puin, grind, klei, veen, zand) zeer divers van samenstelling.
5) De hoek van inwendige wrijving (φ) is gebasseerd op een rek niveau van 0,5% (zand) of 1,0% (klei).
6) De "engineering judgement" van het Holoceen is grotendeels gebasseerd op archief gegevens van Omegam.
7) De dwarscontractiecoëfficient (ν) is afgeleid uit literatuuronderzoek.
8) De K0 waarde is gebaseerd op de hoek van inwendige wrijving bij bezwijken voor zand en op de Ip waarde voor klei.
9) De E'50 is afgeleid voor een gemiddelde in-situ horizontale korrelspanning
10) De standaarddeviatie van de doorlatendheid is 500% van het gemiddelde.
11) De samendrukkingsparameters (Cc, etc) zijn op basis van log10

Tracé	CS tot en met Europaplein				Classificatie							Atterbergse grenzen				Sterkte				Samendrukking & Stijfheid					Doorlatendheid					
	nr.	grondlaag	Omschrijving	BS class	Aantal	γ_{droog}	γ_{nat}	n	e	w	D50	Aantal	wL	wP	Ip	Aantal	c'	φ'	ψ	Aantal	Cc	Cc[r]	Cα	E'50	k_v	k_h	ν	K_0	OCR
					[-]	[kN/m³]	kN/m³	[-]	[-]	[-]	[µm]	[-]	[%]	[%]	[%]	[-]	[kPa]	[°]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kPa]	[m/s]	[m/s]	[-]	[-]	[-]
kar. gem. ondergr.							18,9	0,39	0,64	0,20	175							32					28192	1,8E-04				
gemiddelde	17	Tweede zandlaag	ZAND (grijs), matig fijn tot matig grof, kalkrijk	SW	198		19,0	0,39	0,65	0,20	190					57		33	3					31000	1,0E-04		0,25	0,40	
standaarddeviatie							0,9	0,03	0,10	0,03	77							3						13020	5,0E-04				
kar. gem. bovengr							19,1	0,39	0,66	0,20	205							34						33808	1,7E-05				
kar. gem. ondergr.							18,4	0,41	0,71	0,23	174							25						19268	4,4E-06				
gemiddelde	17A	Tweede zandlaag, siltiger	ZAND (fijn), grijs, met kleilaagjes	SM	36		18,6	0,42	0,74	0,24	200							27						25000	2,4E-06		0,30	0,40	
standaarddeviatie							0,6	0,04	0,12	0,05	40							4						10000	1,2E-05				
kar. gem. bovengr							18,8	0,43	0,77	0,25	226							29						30732	4,1E-07				
kar. gem. ondergr.							17,9	0,48	0,91	0,34	48		33	22	11			26			0,131	0,012	0,0029	8779	7,3E-08				
gemiddelde	18	Overgangslaag	KLEI, uiterst siltig, zwak humeus, kalkrijk	CL	48		18,0	0,49	0,95	0,35	56	23	36	23	13	27	15	27		4	0,195	0,015	0,0033	10500	4,0E-08		0,30	0,44	
standaarddeviatie							0,6	0,04	0,15	0,06	24		7	2	6			2			0,060	0,003	0,0004	5250	2,0E-07				
kar. gem. bovengr							18,1	0,50	0,99	0,36	64		39	24	15			28			0,258	0,019	0,0037	12221	6,8E-09				
kar. gem. ondergr.							17,8	0,48	0,94	0,34	47		37	22	15			26			0,149	0,015	0,0025	6335	7,3E-09				
gemiddelde	18C	Overgangslaag, siltig			17		18,0	0,49	0,97	0,35	55	15	39	23	17	6		28		4	0,198	0,018	0,0037	10500	4,0E-09		0,30	0,44	
standaarddeviatie							0,4	0,02	0,08	0,03	17		5	2	5			2,2			0,045	0,003	0,0011	5250	2,0E-08				
kar. gem. bovengr							18,2	0,50	1,00	0,36	63		41	24	19			29			0,246	0,021	0,0049	13509	6,8E-10				
kar. gem. ondergr.							17,5	0,50	1,03	0,38	23		44	23	20			29			0,299	0,028	0,0044	24486	3,7E-09				1,5
gemiddelde	19	Eemklei	KLEI (grijsgroen), zwak siltig tot zwak zandig	CL	360		17,6	0,51	1,05	0,39	24	229	45	24	21	51	15	29		101	0,310	0,029	0,0047	27000	2,0E-09		0,33	0,68	2,0
standaarddeviatie							0,8	0,06	0,20	0,08	17		10	5	8			2,3			0,063	0,009	0,0019	13770	1,0E-08				
kar. gem. bovengr							17,7	0,52	1,07	0,40	25		46	25	22			30			0,320	0,031	0,0050	29514	3,4E-10				2,5
kar. gem. ondergr.							14,2	0,64	1,85	0,75			94	55	35			26			0,441	0,046	0,0036	13526	1,7E-08				
gemiddelde	20	Laag van Harting	KLEI, groengrijs, licht zandhoudend, licht veenhoudend, gashoudend	CLO	41		14,4	0,66	1,94	0,79		16	107	64	42		15	28		4	0,510	0,055	0,0068	17550	6,0E-09		0,33	0,57	1,2
standaarddeviatie							0,8	0,06	0,33	0,15			30	21	15			4			0,065	0,008	0,0030	7020	3,0E-08				
kar. gem. bovengr							14,6	0,68	2,03	0,83			120	73	49			30			0,579	0,063	0,0100	21574	1,0E-09				
kar. gem. ondergr.							19,3	0,36	0,59	0,21	64							28						23122	1,8E-05				
gemiddelde	21	Tussenlaag zand	ZAND, zeer fijn, zwak siltig	SP	16		19,6	0,38	0,63	0,23	127	8	28	17	11			30						30000	1,0E-05		0,30	0,40	
standaarddeviatie							0,7	0,04	0,09	0,04	103							4						12000	5,0E-05				
kar. gem. bovengr							19,9	0,40	0,67	0,25	190							32						36878	1,7E-06				
kar. gem. ondergr.							19,5	0,39	0,64	0,24	20		27	18	9			27			0,098	0,012	0,0017	27307	1,8E-09				
gemiddelde	22	Glaciale klei	KLEI, zwak zandig	CL	195		19,6	0,39	0,65	0,24	25	80	28	18	10		15	29		23	0,109	0,013	0,0019	40000	1,0E-09		0,33	0,54	1,5
standaarddeviatie							0,7	0,04	0,11	0,04	20		3	2	3			4			0,030	0,002	0,0006	16000	5,0E-09				
kar. gem. bovengr							19,7	0,39	0,66	0,24	30		29	18	11			31			0,119	0,013	0,0021	52693	1,7E-10				
kar. gem. ondergr.							18,6	0,40	0,73	0,26			58	22	30			24						19268	1,8E-07				
gemiddelde	23	Diepe klei	KLEI, zwak siltig met zandlaagjes	CI	23		19,0	0,42	0,78	0,28		5	61	25	36		5	26						25000	1,0E-07		0,33	0,54	1,5
standaarddeviatie							1,0	0,06	0,15	0,06			4	4	7			4						10000	5,0E-07				
kar. gem. bovengr							19,4	0,44	0,83	0,30			64	28	42			28						30732	1,7E-08				
kar. gem. ondergr.							19,0	0,35	0,52	0,16	384							31						57805	1,8E-04				
gemiddelde	24	Derde zandlaag	ZAND, matig fijn, zwak siltig tot zwak grindig	SW	86		19,3	0,36	0,59	0,17	430							33	3					75000	1,0E-04		0,25	0,40	
standaarddeviatie							1,7	0,08	0,39	0,06	112							3						30000	5,0E-04				
kar. gem. bovengr							19,6	0,37	0,66	0,18	476							35						92195	1,7E-05				

:tratie	projectcode	status
	01274k	definitief

autorisatie	naam	paraaf	datum
opgemaakt			99-05-31
goedgekeurd	HERJ		1-6-99
vrijgegeven	TEUE		01-06-99

Opmerkingen

1) De karakteristiek gemiddelde onder- en bovengrens zijn de grenzen waarbinnen het gemiddelde van de proefresultaten met een kans van 95% ligt.
2) Resultaten gebaseerd op minder dan 3 testen of op basis van "engineering judgement", zijn schuingedrukt en rood
3) Dilitantiehoek is gedefinieerd als: y = j' - 30°
4) De laag "aanvulling" is door de verschillende soorten materiaal (hout, puin, grind, klei, veen, zand) zeer divers van samenstelling.
5) De hoek van inwendige wrijving (j) is gebasseerd op een rek niveau van 0,5% (zand) of 1,0% (klei).
6) De "engineering judgement" van het Holoceen is grotendeels gebasseerd op archief gegevens van Omegam.
7) De dwarscontractiecoëfficient (n) is afgeleid uit literatuuronderzoek.
8) De K0 waarde is gebaseerd op de hoek van inwendige wrijving bij bezwijken voor zand en op de Ip waarde voor klei.
9) De E'50 is afgeleid voor een gemiddelde in-situ horizontale korrelspanning
10) De standaarddeviatie van de doorlatendheid is 500% van het gemiddelde.
11) De samendrukkingsparameters (Cc, etc) zijn op basis van log10

Bijlage III Werkzaamheden Haarlem

BOUWMETHODEN EN BOUWFASERING BUSSTATION ONDER HAARLEM CS

III –1 Algemeen

De bouw van het ondergrondse busstation onder het Centraal Station Haarlem stuit op uitvoeringstechnische moeilijkheden, aangezien er gebouwd moet worden onder in bedrijf zijnde sporen en onder monumentale gebouwen. De afweging tussen verschillende mogelijke bouwwijzen verdient speciale aandacht.

In deze bijlage staat een aantal bouwmethoden beschreven die naar voren kwamen tijdens een brainstormsessie binnen TCE. Tot deze brainstormactie was besloten, aangezien er niet één bouwwijze is die voor de hand ligt bij het ondergrondse busstation. Enkele methoden zijn in de onderstaande tekst slechts kort beschreven, aangezien deze eigenlijk direct afvielen. Een aantal bouwwijzen is meer in detail bekeken, omdat deze geschikt leken voor uitvoering.

Er wordt onderscheid gemaakt in enerzijds bouwmethoden die gebuikt worden bij de kruising met de gebouwen en de sporen en anderzijds in bouwmethoden voor specifieke constructie-onderdelen als de wanden, de vloer en de toeritten. Het onderstaande overzicht geeft hier duidelijkheid in:

Paragraaf III-2: Bouwmethoden voor de opvang van de sporen en de bebouwing;
Paragraaf III-3: Keuze bouwmethode voor de opvang van de sporen en de bebouwing;
Paragraaf III-4: Bouwmethoden van de wanden;
Paragraaf III-5: Bouwmethoden van de waterdichte vloer;
Paragraaf III-6: Bouw van de toeritten.

→ Niet opgenomen in dit rapport

III– 2 Bouwmethoden voor de opvang van de sporen en de bebouwing

A. Caissonmethode

De caissonmethode houdt in dat de definitieve constructie eerst op maaiveld wordt gebouwd, waarna door ontgraven onder de constructie deze als het ware wordt ondermijnd en wordt afgezonken naar zijn uiteindelijke diepte. Onder de vloer van de betonconstructie wordt een luchtdichte kamer gemaakt. In deze kamer wordt een verhoogde luchtdruk in stand gehouden, zodat kan worden gewerkt zonder instroom van grond en water. Deze methode is al enkele malen toegepast in Nederland. De bekendste toepassing is waarschijnlijk de aanleg van de metrolijn in Amsterdam eind jaren '70.

B. Invaren tunnelelementen in bouwput

Het invaren van prefab betonnen tunnelbakken is bekend van de tunnelbouw onder de grote rivieren van Nederland. De methode is recentelijk nog toegepast bij de aanleg van de Piet-Hein tunnel in Amsterdam en voor delen van de metro in Rotterdam. Het invaren van tunnelbakken onder gebouwen wordt binnenkort voor het eerst gedaan bij de aanleg van de Noord/Zuidlijn en wel ter plaatse van het Centraal Station te Amsterdam.

Ook deze methode is eigenlijk geen optie voor de bouw van een busstation onder het NS-Station Haarlem. Er zijn veel tijdelijke constructies nodig en de definitieve constructie wordt op een omslachtige manier ingebracht. Een reële mogelijkheid om de elementen drijvend aan te voeren is er ook niet.

C. Traditionele bouwput voor gehele ondergrondse halte

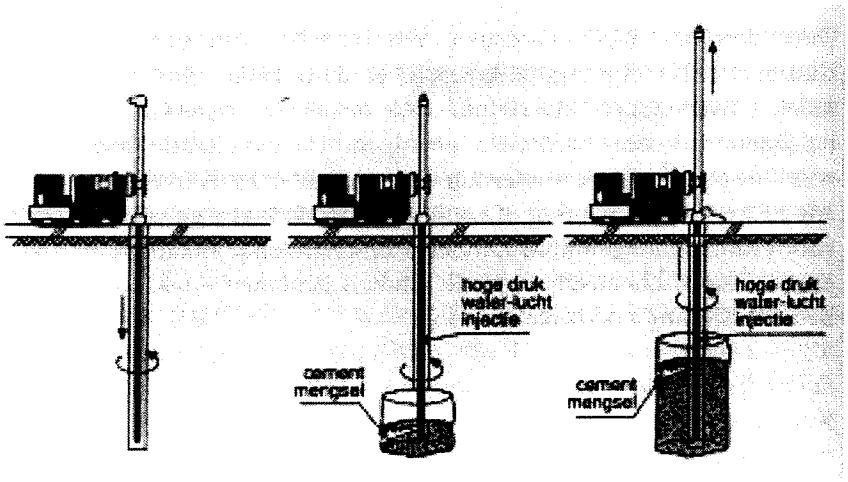
Het bouwen in een open bouwput is de meest gebruikelijke ondergrondse bouwmethode, die wordt toegepast wanneer er voldoende ruimte aanwezig is. Bij deze methode worden bijvoorbeeld damwanden de grond ingebracht om de bouwput af te schermen van grond en grondwater. Tussen de wanden wordt ontgraven, wat zowel in den droge als in den natte kan geschieden. Nadat de put op diepte is gegraven kan de constructie gebouwd worden. In een binnenstedelijke omgeving is de ruimte in het algemeen schaars, dus komt deze methode hier minder voor in aanmerking. In de binnenstad van Rotterdam is deze methode wel toepasbaar gebleken voor de bouw van de Beurstraverse.

Deze methode kan, met de gebruikelijke constructies voor de wanden, niet toegepast worden voor de bouw van een busstation onder het NS-Station, omdat dan eerst het stationscomplex afgebroken moet worden. Deze optie is wel mogelijk voor de aanleg van de variant van de halte onder het Stationsplein.

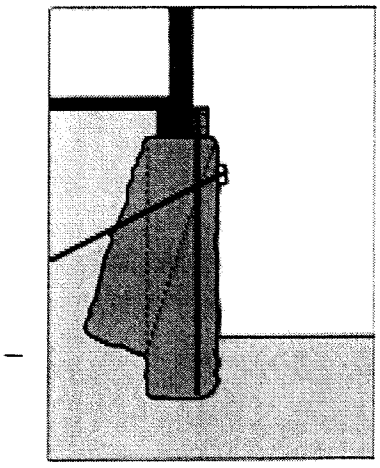
D. Opvangen gebouwen en spoor met tijdelijke funderingen

Bij deze bouwmethode wordt getracht zo min mogelijk hinder aan de gebouwen en de dienstregeling te veroorzaken door alle constructies op te vangen met tijdelijke funderingen. Nadat de constructies zijn overgezet op de tijdelijke funderingen en opvangconstructies, kan de bouwput ontgraven worden onder deze constructies. De tijdelijke funderingen worden tijdens de bouw vervangen door definitieve funderingen. In de onderstaande beschrijving wordt ingegaan op het principe van tijdelijke opvangconstructies en de bijbehorende fasering. De definitieve opvangconstructies komen slechts globaal aan de orde; hiervoor wordt verwezen naar bijlage IV.

De onderstaande plaatjes laten de uitvoeringswijze van jetgrouting zien en een voorbeeld van een toepassing.



Principe van jetgrouten
(uit: Handboek ondergronds bouwen)



Toepassing van jetgrouten

Voor de tijdelijke funderingsondervanging van de gebouwen van het NS-station Haarlem kan het beste gekozen worden voor alternatief 2, dus het opvangen door middel van geschroefde stalen buispalen. De reden hiervoor is dat bij deze methode de meeste vrijheid geschapen wordt voor de ontgraving en voor de bouw van de definitieve ondervangingsconstructies. De buispalen worden geconcentreerd bij de poeren aangebracht.

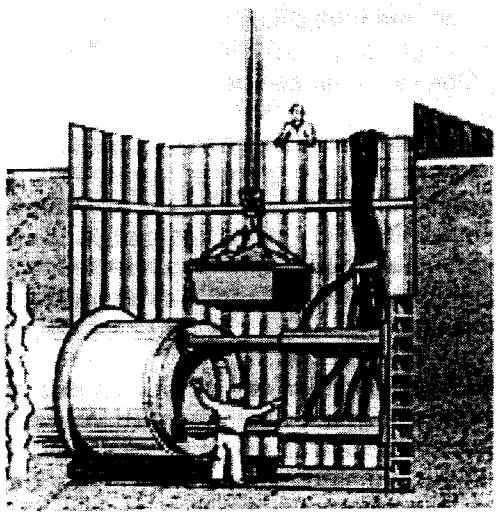
D. 2 Tijdelijk opvangen van de sporen

Bij het tijdelijk opvangen van de NS-sporen is het minimaliseren van de hinder voor het spoorverkeer een zeer belangrijk aspect. Bij voorkeur wordt een constructie onder het spoor geplaatst, die niet meer verwijderd behoefd te worden. Hierdoor is slechts één buitendienststelling noodzakelijk. In de onderstaande tekst worden twee varianten beschreven voor de tijdelijke opvang.

- Alternatief 1: tussen de sporen worden stalen buispalen in de grond geschroefd tijdens nachtelijke buitendienststellingen. Vervolgens wordt elk spoor afzonderlijk verwijderd en worden betonnen kokerliggers op de stalen buispalen aangebracht. Nu rust het spoor op de betonnen liggers en kan de grond eronder weggegraven worden. De definitieve ondersteuning van de betonnen liggers kan gebouwd worden zonder dat de sporen buiten bedrijf hoeven te worden gesteld. Er is zover bekend nog geen ervaring met dit systeem opgedaan, hetgeen een risico voor de bouw inhoudt.

- Alternatief 2: ook bij dit alternatief wordt begonnen met de aanleg van stalen buispalen tussen de sporen in. Bij het uitbreken van de sporen worden stalen hulpbruggen geplaatst, bestaande uit hoofdliggers en dwarsdragers. Dit is te zien op de schets hieronder. Hierna kan het spoor hersteld worden en wordt de ondergrondse ruimte uitgegraven. Tijdens een tweede buitendienststelling wordt de stalen hulpbrug vervangen door de definitieve draagconstructie. Mogelijk kan een deel van de hulpbrug gehandhaafd blijven, zodat minder hinder aan de dienstregeling veroorzaakt wordt. Het bovengenoemde systeem is reeds toegepast bij het bouwen van onderdoorgangen onder het spoor, zodat gebruik gemaakt kan worden van eerdere ervaringen.

De buizen worden zijdelings aan elkaar gekoppeld middels "sloten"; dit werkt volgens hetzelfde principe als bij damwanden. De sloten dienen er voor om de buizen te geleiden, zodat de tweede buis precies naast de eerste buis komt te liggen.



Principe van de uitvoering van buizen persen
(uit: afstudeerproject van Dhr. Everaars (TU Delft))

De buizenmethode wordt reeds voor langere tijd toegepast bij het boren van leidingen (riolering, kabels) onder snelwegen en waterwegen. Een constructieve toepassing van deze methode is de bouw van onderdoorgangen in een grondlichaam onder sporen. Tevens kunnen de geperste buizen gebruikt worden voor versteviging van de grond om zettingen te beperken (bijvoorbeeld bij station Antwerpen Centraal), of om een onderdeel te gaan vormen van een tijdelijke of definitieve constructie (bijvoorbeeld bij ondergronds station Milaan). Zie de tekeningen op de volgende bladzijde.

E. 2 Gebruik van geperste buizen bij Station Haarlem

Bij het bouwalternatief E wordt uitgegaan van het lokaal persen van stalen buizen onder de sporen. De bovenkant van de buizen komt te liggen op ca. 1,5 meter onder bovenkant spoor. De buizen hebben een diameter van 1 tot 1,5 meter en worden waarschijnlijk voorzien van een boorkop. Zij worden geperst vanuit een startbouwput, die op het middenperron wordt aangelegd. Vanuit het middenperron worden buizen onder beide spooremplacementen geperst (onder twee maal drie sporen). Het persen op zich is relatief eenvoudig omdat er boven de grondwaterstand gewerkt wordt. In paragraaf III-6 is een "stripverhaal" opgenomen om de bouwfasering te verduidelijken.

Onder het middenperron is waarschijnlijk net genoeg plaats om de machines te plaatsen om te buizen te kunnen persen. De ontvangstputten bevinden zich onder de randperrons. Naar verwachting kunnen de sporen in bedrijf zijn wanneer de buizen geperst worden. Wel is continue monitoring van de hoogteligging van de sporen vereist. Indien toch (geringe) zettingen blijken op te treden moet 's nachts gewerkt worden en dient het ballastbed tijdens het persen regelmatig onderhouden te worden. Het verstevigen van het ballastbed boven de persbuizen (d.m.v. grouten) vermindert de kans op zettingen aanzienlijk.

Het bouwen van de definitieve ondersteuning van de stalen persbuizen is niet eenvoudig. In principe wordt getracht een zo groot mogelijk deel van de ondersteuningsconstructie te bouwen vóórdat de buizen geperst worden. Voor de ondersteuning van de persbuizen aan de noordzijde van het station wordt hiertoe een betonnen wand gebouwd vanaf het perron.

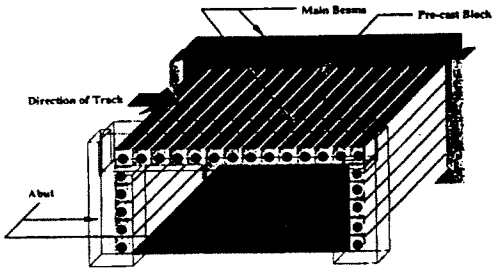
Voor de opvang van de drie overige "einden" van de persbuizen ligt de situatie problematischer. De ruimte onder de buizen moet beschikbaar zijn voor het busverkeer, dus er kunnen slechts op enkele plaatsen definitieve ondersteuningen geplaatst worden. Er zijn kolommen gepland op de middenperrons van de ondergrondse halte en er kan afgesteund worden op de betonnen wanden van de halte (zie ook de tekeningen in bijlage IV: Definitieve constructie-elementen). Om de belastingen van de buizen naar deze kolommen en wanden te brengen zijn hoge betonnen schijven benodigd. Tijdens de bouw worden deze schijven tijdelijk ondersteund met stalen buispalen. Deze worden later vervangen door definitieve kolommen.

De bovengenoemde methode voor de opvang van de sporen kan gecombineerd worden met de methode van de tijdelijke stalen buispalen voor de opvang van de stationsgebouwen.

G. Doorpersen van voorgespannen betonnen kokers

Een variant op de persmethode is het doorpersen van betonnen kokers die vanuit holle stalen buizen worden voorgespannen. Het voorspannen vindt plaats zowel in dwarsrichting als in langsrichting van het dak. Na het voorspannen worden de stalen kokers gebetonneerd. Door het voorspannen blijven de zettingen van de bovengrondse constructies beperkt. De methode is (voorlopig eenmalig) toegepast bij de aanleg van een spoortunnel in Japen.

Voor station Haarlem is deze methode zeer discutabel. Het is niet duidelijk of overspanningen van meer dan 15 meter realiseerbaar zijn. Ook de doorgaande wanden behorende bij deze methode zullen in de definitieve fase moeten worden vervangen door enkele kolommen, hetgeen lastig is. De omgang met het grondwater vergt ook grondige aandacht.



Toepassing voorgespannen betonnen kokers bij een onderdoorgang in Japan
(uit: Blad Cement)

H. Integraal doorpersen van de gehele doorsnede

Bij het doorpersen van een volledige betondoorsnede worden vanuit een bouwput betonnen elementen onder een gebouw of spoor doorgeperst. Deze methode lijkt erg veel op de bouwwijze van het persen van stalen buizen om de gehele toekomstige ondergrondse ruimte. Nu wordt echter gelijk de definitieve constructie doorgeperst, dus het gebruik van tijdelijke opvangconstructies is overbodig. De startbouwput wordt uitgevoerd met een "doorvoerraam" om de tunnelelementen het grondmassief in te kunnen persen zonder overlast van grondwater. De tunnelelementen kunnen worden gefabriceerd in een bouwkuip ter plaatse of prefab worden aangeleverd.

Bij het doorpersen wordt een stijve constructie in de grond geperst, zodat er nauwelijks zettingen verwacht worden. Eventueel kan op kritische plaatsen worden gegrout om zettingen te reduceren.

I. Deel van de doorsnede persen en vervolgens ondergronds uitbouwen

Een variant op de voorgaande bouwmethode is het integraal doorpersen van enkel het middengedeelte van de toekomstige ondergrondse ruimte. Vanuit deze doorsnede kan dan zijdelings uitgebouwd worden om de gewenste breedte van het busstation te verkrijgen. Technisch is het naar verwachting mogelijk om het middengedeelte (breedte ca. 16 meter) in één keer door te persen. Wellicht is dan wel een diepere ligging van de halte noodzakelijk (kans op grondbreuk). De latere uitbouw stuit op problemen vanwege de bovenbelastingen (gebouwen en sporen) en vanwege het werken onder de grondwaterstand. Deze methode lijkt dus zowel technisch gecompliceerd als erg kostbaar, vanwege het waterdicht moeten grouten van grote volumes grond.

III –3 Keuze bouwmethode voor de opvang van de sporen en de bebouwing

In deze paragraaf worden de bovengenoemde bouwmethoden globaal afgewogen op grond van drie criteria:

- risico's;
- hinder;
- kosten.

De afweging op de volgende bladzijde is slechts een zeer afschattende weergave van de mogelijke kosten, hinder en risico's. In de korte tijd van de haalbaarheidsstudie was het niet mogelijk een meer beargumenteerde afweging van de bouwwijzen te maken. Het is daarom zeker de moeite waard om in een vervolgfase meerdere bouwmethoden nogmaals tegen het licht te houden. Voor deze studie beëindigen we de discussie rond de bouwmethoden met het geven van een relatief positief of relatief negatief advies omtrent de bouwwijzen.

Kostenraming buizenmethode (bouwput met injectielaag)

Werkzaamheden	n (aantal)	l	b	h/kg	hoeveelheid	eenheid	kosten/eenheid	kosten
Onder station								
buizen (Ø 1220 mm; t = 16 mm)	88	80 m	1	481 kg/m/buis	3386,24	ton	fl 2.000,00	fl 6.772.480
hulpconstucties	20 % van totaal prijs buizen							fl 1.354.496
doorpersen	88	80 m	1	1	7040	m	fl 1.750,00	fl 12.320.000
huur persinstallatie	440	1	1	1	440	dagen	fl 1.200,00	fl 528.000
onderhoud installatie	15% van de som van het doorpersen en de huurprijs							fl 1.927.200
injecteren sloten	88	80 m	1	0,3 m³/m	2112	m³	fl 900,00	fl 1.900.800
ontgraven in den droge	1	80 m	45 m	10 m	36000	m³	fl 5,00	fl 180.000
betonconstructie	1	80 m	1	150 m³/m	12000	m³	fl 1.000,00	fl 12.000.000
verdeelhal	1	50 m	25 m	5 m	6250	m³	fl 1.000,00	fl 6.250.000
Bouwkuip voorplein								
koop combiwand (omtrek bouwkuip)	1	160 m	34 m	270 kg/m²	1468,8	ton	fl 1.500,00	fl 2.203.200
huur tijdelijke combiwand								
vaste kosten	1	50 m	34 m	270 kg/m²	459	ton	fl 120,00	fl 55.080
1e t/m 8e week	8	50 m	34 m	270 kg/m²	3672	ton/week	fl 15,00	fl 55.080
9e t/m 26e week	18	50 m	34 m	270 kg/m²	8262	ton/week	fl 8,00	fl 66.096
27e week en langer	61	50 m	34 m	270 kg/m²	27999	ton/week	fl 5,75	fl 160.994
heien combiwand	1	210 m	34 m	1	7140	m²	fl 35,00	fl 249.900
trekken tijdelijke wand	1	50 m	34 m	1	1700	m²	fl 17,50	fl 29.750
stempels Ø800 mm, t = 14 mm	10	15 m	1	276 kg/m	41,4	ton	fl 2.000,00	fl 82.800
gordingen HE650B (2 boven elkaar)	4	50 m	1	229 kg/m	45,8	ton	fl 1.300,00	fl 59.540
injectie afsluitende laag	1	30 m	50 m	1 m	1500	m³	fl 900,00	fl 1.350.000
ontgraven in den droge	1	30 m	50 m	16 m	24000	m³	fl 5,00	fl 120.000
injectie doorvoerraam	1	1	1	526 m³	526	m³	fl 900,00	fl 473.400
mobiliseren persinstallatie	1	1	1	1	1	stuk	fl 6.000,00	fl 6.000
bouw definitieve constructie voorplein	1	50 m	30 m	10 m	15000	m³	fl 500,00	fl 7.500.000
Bouwkuip achter station								
koop combiwand doorvoerraam	1	50 m	34 m	270 kg/m²	459	ton	fl 1.500,00	fl 688.500
Huur tijdelijke combiwand								
vaste kosten	1	58 m	34 m	270 kg/m²	532,44	ton	fl 120,00	fl 63.893
1e t/m 8e week	8	58 m	34 m	270 kg/m²	4259,52	ton/week	fl 15,00	fl 63.893
9e t/m 26e week	18	58 m	34 m	270 kg/m²	9583,92	ton/week	fl 8,00	fl 76.671
27e week en langer	61	58 m	34 m	270 kg/m²	32478,84	ton/week	fl 5,75	fl 186.753
heien combiwand	1	108 m	34 m	1	3672	m²	fl 35,00	fl 128.520
trekken tijdelijke wand	1	58 m	34 m	1	1972	m²	fl 17,50	fl 34.510
stempels Ø800 mm, t = 14 mm	10	4 m	1	276 kg/m	11,04	ton	fl 2.000,00	fl 22.080
gordingen HE650B (2 boven elkaar)	4	50 m	1	229 kg/m	45,8	ton	fl 1.300,00	fl 59.540
injectie afsluitende laag	1	4 m	50 m	1 m	200	m³	fl 900,00	fl 180.000
ontgraven in den droge	1	4 m	50 m	16 m	3200	m³	fl 5,00	fl 16.000
injectie doorvoerraam	1	1	1	526 m³	526	m³	fl 900,00	fl 473.400
								fl 57.638.577

Afgegraven grond wordt ter plaatse gebruikt of kan kostendekkend naar andere projecten vervoerd worden.
Tijdelijke damwand 88 weken nodig (geschatte tijdsduur doorpersen)
Damwand met doorvoerraam kan niet hergebruikt worden

Kostenraming buizenmethode (bouwput met o.w. beton en trekpalen)

Werkzaamheden	n (aantal)	l	b	h/kg	hoeveelheid eenheid	kosten/eenheid	kosten
Onder station							
buizen (Ø 1220 mm; t = 16 mm)	88	80 m	1	481 kg/m/buis	3386,24 ton	2.000,00	6.772.480,00
hulpconstucties	20 % van totaal prijs buizen						1.354.496,00
doorpersen	88	80 m	1 m	1	7040 m	1.750,00	12.320.000,00
huur installatie	440	1	1	1	440 dagen	1.200,00	528.000,00
onderhoud installatie	15% van de som van het doorpersen en de huurprijs						1.927.200,00
injecteren sloten	88	80 m	1	0,3 m³/m	2112 m³	900,00	1.900.800,00
ontgraven in den droge	1	80 m	45 m	10 m	36000 m³	5,00	180.000,00
betonconstructie	1	80 m	1	150 m³/m	12000 m³	1.000,00	12.000.000,00
verdeelhal	1	50 m	25 m	5 m	6250 m³	1.000,00	6.250.000,00
Bouwkuip voorplein							
koop combiwand (omtrek bouwkuip)	1	160 m	34 m	270 kg/m²	1468,8 ton	1.500,00	2.203.200,00
huur tijdelijke combiwand							
vaste kosten	1	50 m	34 m	270 kg/m²	459 ton	120,00	55.080,00
1e t/m 8e week	8	50 m	34 m	270 kg/m²	3672 ton/week	15,00	55.080,00
9e t/m 26e week	18	50 m	34 m	270 kg/m²	8262 ton/week	8,00	66.096,00
27e week en langer	61	50 m	34 m	270 kg/m²	27999 ton/week	5,75	160.994,25
heien combiwand	1	210 m	34 m	1	7140 m²	35,00	249.900,00
trekken tijdelijke wand	1	50 m	34 m	1	1700 m²	17,50	29.750,00
stempels Ø800 mm, t = 14 mm	10	15 m	1	276 kg/m	41,4 ton	2.000,00	82.800,00
gordingen HE650B (2 boven elkaar)	4	50 m	1	229 kg/m	45,8 ton	1.300,00	59.540,00
onderwater beton	1	30 m	50 m	1,5 m	2250 m³	300,00	675.000,00
vibro combinatie palen h.o.h. 2,5 m	240	16	1	1	3840 m	180,00	691.200,00
ontgraven in den natte	1	30 m	50 m	16 m	24000 m³	7,50	180.000,00
injectie doorvoerraam	1	1	1	526 m³	526 m³	900,00	473.400,00
mobiliseren persinstallatie	1	1	1	1	1 stuk	6.000,00	6.000,00
bouw definitieve constructie voorplein	1	50 m	30 m	10 m	15000 m³	500,00	7.500.000,00
Bouwkuip achter station							
koop combiwand doorvoerraam	1	50 m	34 m	270 kg/m²	459 ton	1.500,00	688.500,00
Huur tijdelijke combiwand							
vaste kosten	1	58 m	34 m	270 kg/m²	532,44 ton	120,00	63.892,80
1e t/m 8e week	8	58 m	34 m	270 kg/m²	4259,52 ton/week	15,00	63.892,80
9e t/m 26e week	18	58 m	34 m	270 kg/m²	9583,92 ton/week	8,00	76.671,36
27e week en langer	61	58 m	34 m	270 kg/m²	32478,84 ton/week	5,75	186.753,33
heien combiwand	1	108 m	34 m	1	3672 m²	35,00	128.520,00
trekken tijdelijke wand	1	58 m	34 m	1	1972 m²	17,50	34.510,00
stempels Ø800 mm, t = 14 mm	10	4 m	1	276 kg/m	11,04 ton	2.000,00	22.080,00
gordingen HE650B (2 boven elkaar)	4	50 m	1	229 kg/m	45,8 ton	1.300,00	59.540,00
onderwater beton	1	4 m	50 m	1,5 m	300 m³	300,00	90.000,00
vibro combinatie palen h.o.h. 2,5 m	40	16	1	1	640 m	180,00	115.200,00
ontgraven in den natte	1	4 m	50 m	16 m	3200 m³	7,50	24.000,00
injectie doorvoerraam	1	1	1	526 m³	526 m³	900,00	473.400,00
							fl 57.747.977

Afgegraven grond wordt ter plaatse gebruikt of kan kostendekkend naar andere projecten vervoerd worden.
Tijdelijke damwand 88 weken nodig (geschatte tijdsduur doorpersen)
Damwand met doorvoerraam kan niet hergebruikt worden

1 2 3 4 5 6 7 8

+5.95 +6.15 +5.00 +1.45 +5.00 +3.80

N.A.P.

Vloer verdeelhal afgelaten buiten

Stalen buizen ø 1200 mm

o.w. beton 1,5 m

Combiwand. Buis ø 1220 mm
diamand PU 20

Uitendelijke betonconstructie 1500 mm

tijdelijke ondersteuning

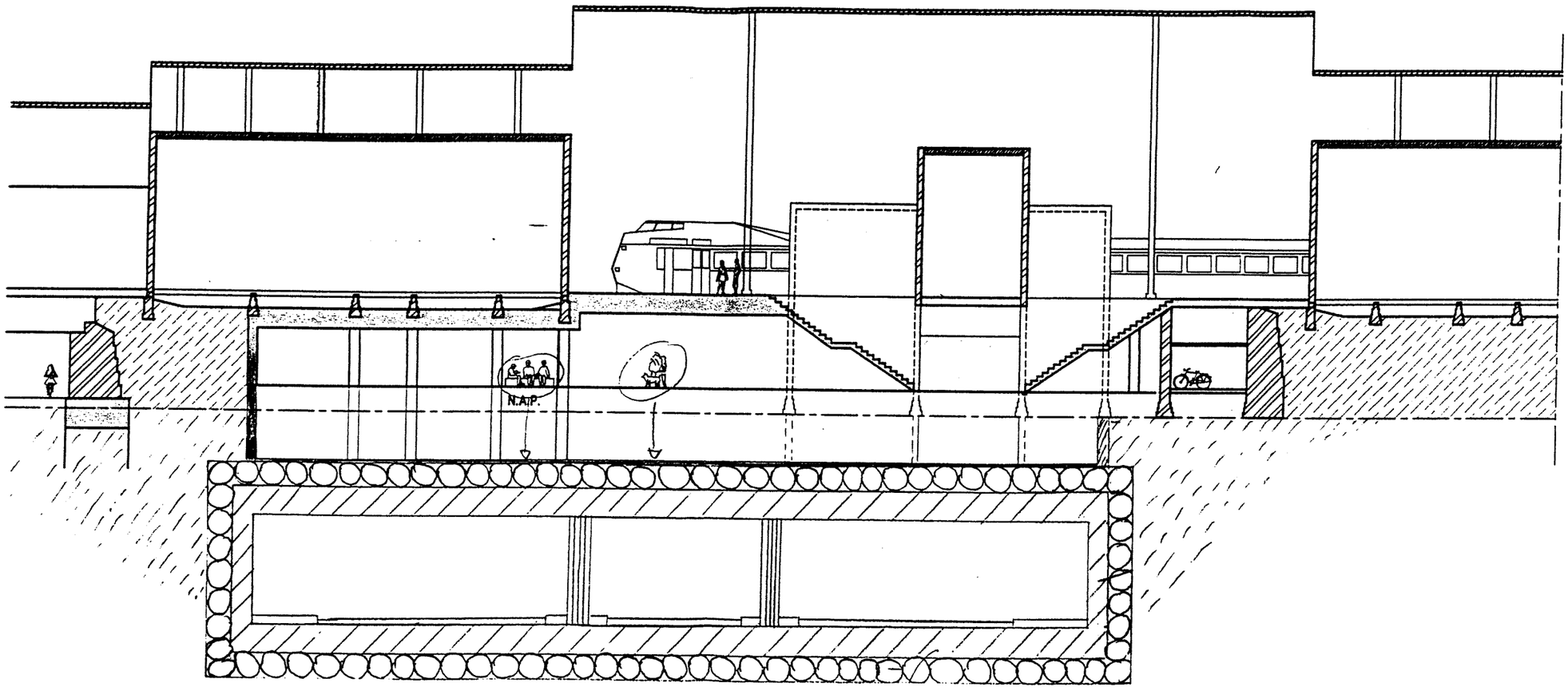
Injectie

Combiwand

Vibrocombinatiepaal

Vibrocombinatiepaal

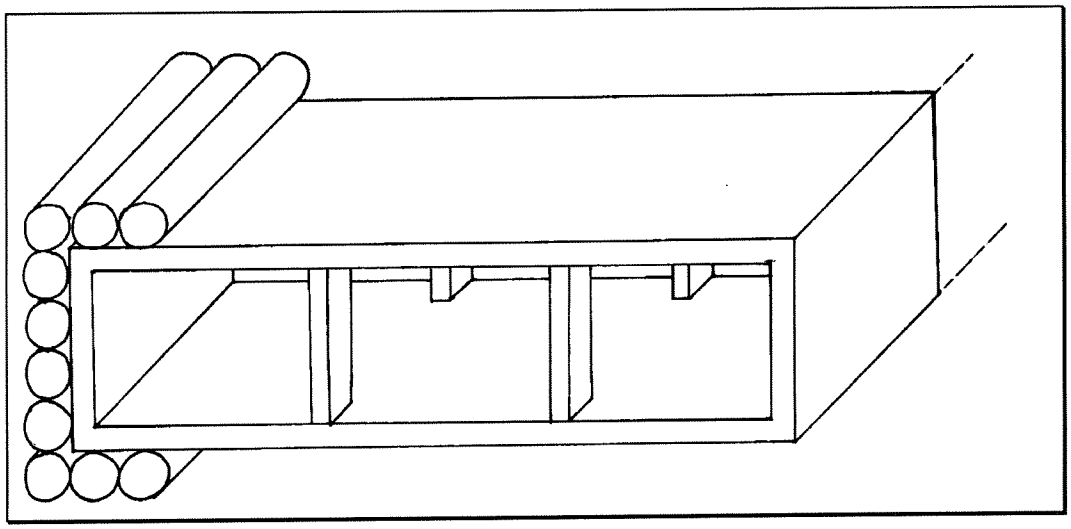
DWARSDOORSNEDE A-A



LANGSDOORSNEDE C-C

Casestudie II

De buizenmethode toegepast onder NS-station Haarlem



Witteveen+Bos

Technische Universiteit Delft

Casestudie II

De buizenmethode toegepast onder NS-station Haarlem

Afstudeerder: Auke de Wit

Afstudeercommissie:
Vanuit de TU Delft:
Prof. drs. ir. J.K. Vrijling
Ing. H.J. Everts

Vanuit Witteveen+Bos
Ir. E.A.H. Teunissen

Witteveen+Bos

Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek
en geowetenschappen
Subfaculteit Civiele Techniek
Sectie Constructieve Waterbouw

Voorwoord

Dit is het vervolgrapport op het rapport "Casestudie I: Alternatieven voor passage Noord/Zuidlijn met Amsterdam CS" van december 1999. In dat rapport is vooral ingegaan op de toepassing van verschillende bouwmethoden voor het realiseren van de passage van de Noord/Zuidlijn met het Centraal Station van Amsterdam. In dit vervolgrapport is de buizenmethode nader uitgewerkt als bouwmethode voor het bouwen onder bestaande bebouwing. In dit rapport is als case het toekomstig busstation onder het NS-station van Haarlem gebruikt.
Het rapport is geschreven in het kader van mijn afstudeerproject aan de Technische Universiteit Delft, faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen, subfaculteit Civiele Techniek, sectie Constructieve Waterbouw.
Mijn dank gaat uit naar de begeleiders aan de Technische Universiteit Delft, prof. drs. ir. J.K. Vrijling, ing. H.J. Everts en mijn begeleider bij Witteveen+Bos, ir. E.A.H. Teunissen. De medewerkers van de vestiging van Witteveen+Bos in Amsterdam wil ik bedanken voor hun hulp bij spontane vragen en problemen. Ook wil ik mijn familie en vrienden, met name Marjon en Astrid voor hun commentaar op mijn rapport, bedanken voor hun steun tijdens mijn afstuderen.
Mijn speciale dank gaat uit naar de heer L. Kuiper van Visser & Smit Hanab en de boorploeg van Visser & Smit Hanab voor de specialistische informatie tijdens het bijwonen van een doorpersing onder een provinciale weg.

Mei 2000

Auke de Wit

Samenvatting

Het tweede deel van het afstudeeronderzoek heeft als doel meer inzicht te verkrijgen in de haalbaarheid van de buizenmethode ten behoeve van een busstation onder het NS-station van Haarlem. Dit busstation wordt aangelegd in het kader van de zuidtangent, een tram-/busbaan, die door de binnenstad van Haarlem aangelegd gaat worden. Om de snelle overstap tussen de verschillende openbaarvervoersstromen te realiseren, is besloten dat het busstation onder het huidige NS-station van Haarlem moet komen te liggen.

In een haalbaarheidsstudie van Witteveen+Bos is een ontwerp gepresenteerd waarbij de bestaande gebouwen worden opgevangen door stalen funderingspalen en de sporen door middel van persbuizen. Vanuit het middenperron wordt ondergronds uitgebouwd onder de rest van het huidige station. Deze methode is erg ingrijpend voor de bestaande situatie en zorgt voor de nodige overlast voor de reizigers en de Nederlandse Spoorwegen gedurende de bouwfase.

Met behulp van de buizenmethode is het busstation ook te realiseren, maar ontstaat er veel minder hinder voor de reizigers en is de inbreuk op de bestaande situatie ook veel geringer. Onder de buizenmethode wordt verstaan: het horizontaal inpersen van buizen met behulp van de pipe-jacking techniek. De buizen worden vanuit een startschacht horizontaal onder het station doorgeperst naar een ontvangstschacht aan de andere zijde van het station. De buis wordt gekoppeld aan een boorkop. Een graafwiel graaft de grond voor de boorkop weg. Door voortdurend de buis vooruit te persen wordt de ontgraven ruimte direct gevuld door de buis en ontstaan er geen zettingen aan het maaiveld. Tijdens het persen moet door de vijzels die de buizen persen een kracht overwonnen worden die ontstaat door de weerstand van het boorfront en de mantelwrijving van de buizen. Om de optredende wrijvingskrachten te reduceren, wordt tijdens het persen een bentonietsuspensie tussen de buiswand en de grond gespoten.

De buizen zijn gekoppeld door sloten om een nauwkeurige plaatsing te verkrijgen. Ook dienen de sloten bij te dragen aan de waterdichtheid van de constructie. De buizen worden rondom de geplande constructie en het profiel van vrije ruimte geperst. De slotconstructies zijn van zichzelf niet helemaal waterdicht. Aanvullend is daarom een groutinjectie nodig ter plaatse van de sloten om de constructie waterdicht te maken. Het grondwater zorgt dan binnen de constructie niet voor overlast. Door in de buiswand nippels aan te brengen kan dit grout na het inpersen geïnjecteerd worden.

Na het inpersen van de buizen kan, vanuit de bouwkuip waarvandaan de buizen geperst zijn, de ruimte tussen de buizen worden ontgraven. Telkens wanneer weer een stuk ontgraven is, worden tijdelijke ondersteuningen geplaatst die de buizen op zijn plaats moeten houden. Vijzels kunnen gebruikt worden om optredende zettingen ongedaan te maken. Uit berekeningen is naar voren gekomen dat een buis met een diameter van 1020 mm en een wanddikte van10 mm voldoet.

De tijdelijke ondersteuningen worden na het ontgraven vervangen door een betonconstructie die de dragende functie moet gaan vervullen. De buizen liggen voor een gunstige bijdrage aan de afdracht van de belastingen in de verkeerde richting. De grootste overspanning, 15 m, is dwars op de buizen.

Gekeken is in hoeverre de buizen in de definitieve fase mee kunnen werken aan de afdracht van de belastingen, zodat ze niet als verloren beschouwd in de grond achter blijven. Hierdoor zou eventueel de constructiehoogte van het beton gereduceerd kunnen worden. Het totale busstation komt dan minder diep onder de grond te liggen. Dit heeft als voordelen dat de toeritten korter worden en de bouwputten minder diep kunnen worden aangelegd. De samengestelde constructie is op een aantal manieren geschematiseerd en daarbij is gekeken wat het aandeel van de buizen in de momentcapaciteit van de constructie is. Uit deze schematiseringen blijkt dat de buizen, vanwege de geringe momentcapaciteit van de buiswand, nauwelijks meewerken aan de opname van het totale moment. Wanneer de buizen opgevuld worden met beton gedraagt de constructie zich stijver en kan waarschijnlijk een groter moment opgenomen worden. De opgevulde buizen en een gewapende betonplaat met een constructiehoogte van 800 mm voldoet dan om het totale moment op te nemen. Voor een voorgespannen plaat, waarbij de buizen niet meewerken, is ongeveer een constructiehoogte van 1000 mm benodigd.
Uit nader onderzoek moet blijken of de opgevulde buizen voldoende sterkte en stijfheid bezitten om samen met een gewapende betonplaat de belasting op te nemen.

Inhoudsopgave

Voorwoord iii

Samenvatting v

Inhoudsopgave vii

1 Inleiding 1-1

1.1 Aanleiding 1-1
1.2 Doel 1-2
1.3 Leeswijzer 1-2

2 Probleemanalyse 2-3

2.1 Probleemstelling 2-3
2.2 Doelstelling 2-3
2.3 Situatiebeschrijving 2-3
2.4 Geotechnischprofiel 2-5
2.4.1 Bronnen van grondgegevens 2-5
2.4.2 Grondprofiel ter plaatse van Station Haarlem 2-5
2.4.3 Grondlichaam voor de spoorbaan 2-6
2.5 Beperkingen 2-6
2.5.1 Randvoorwaarden 2-6
2.5.2 Uitgangspunten 2-6
2.6 Programma van Eisen 2-7
2.7 Functioneel ontwerp van de ondergrondse halte 2-9
2.7.1 Basisontwerp van de plattegrond 2-9
2.7.2 Optimalisatie van het ontwerp van de plattegrond 2-9
2.7.3 Looproutes en stijgpunten 2-10
2.7.4 Sociale veiligheid 2-10

3 De buizenmethode 3-11

3.1 Inleiding 3-11
3.2 Beschrijving van de buizenmethode 3-11
3.3 Pipejacking 3-13
3.3.1 Het boorfront 3-13
3.3.2 De tunnelmantel 3-14
3.3.3 De schachten 3-15
3.3.4 Het bovengronds werkterrein 3-17
3.4 Bepaling perskracht 3-17
3.4.1 Inleiding 3-17
3.4.2 Weerstand boorfront 3-17
3.4.3 Mantelwrijving 3-19
3.4.4 Slotwrijving 3-21
3.5 Perskracht beïnvloedende factoren 3-21
3.5.1 Vertragingen 3-21
3.5.2 Smering 3-22
3.5.3 Overcut 3-22
3.5.4 Buisoppervlak 3-22

4 Toepassen van de buizenmethode 4-23

4.1 Inleiding 4-23
4.2 Aanpassen functioneel ontwerp 4-23
4.2.1 De belastingen uit de grond en de bestaande bebouwing 4-24
4.2.2 Aanpassen kolomraster fase 1 4-25
4.2.3 Berekening globaal benodigde buisdiameter 4-25
4.2.4 Aanpassen kolomraster fase 2 4-26
4.3 Globale constructieve uitwerking 4-27

4.3.1 Beschrijving ontwerp *4-27*
4.3.2 Het materiaal *4-29*
4.3.3 De doorsnede *4-29*
4.3.4 Opdrijven *4-29*
4.3.5 Waterdichtheid *4-30*
4.3.6 Passage kelder Westelijk toegangsgebouw *4-31*
4.3.7 Perskrachten gekozen buis *4-33*
4.3.8 Globale dimensionering onderslagbalk *4-33*
4.3.9 Globale dimensionering kolommen *4-35*
4.3.10 Uitvoering *4-35*

5 constructieve uitwerking **5-39**

5.1 Inleiding 5-39
5.2 Corrosie 5-39
5.2.1 Algemeen *5-39*
5.2.2 Inwendige corrosie *5-39*
5.2.3 Uitwendige corrosie *5-39*
5.3 Waterdichtheid slotconstructie 5-41
5.4 Opvullen met beton 5-41
5.5 Momentenverdeling 5-42
5.6 Plooi in lengterichting 5-43
5.7 Schematiseren dakconstructie dwarsrichting 5-44
5.7.1 Buizen als veer *5-45*
5.7.2 Buizen als externe wapeningsstaaf *5-47*
5.7.3 Bespreking van de resultaten van de berekeningen *5-49*
5.7.4 Buizen als vakwerkligger *5-51*
5.8 Conclusies en aanbevelingen naar aanleiding van constructieve uitwerking 5-54

6 Totale constructie **6-55**

7 Conclusie en aanbevelingen **7-57**

7.1 Conclusie 7-57
7.2 Aanbevelingen 7-57

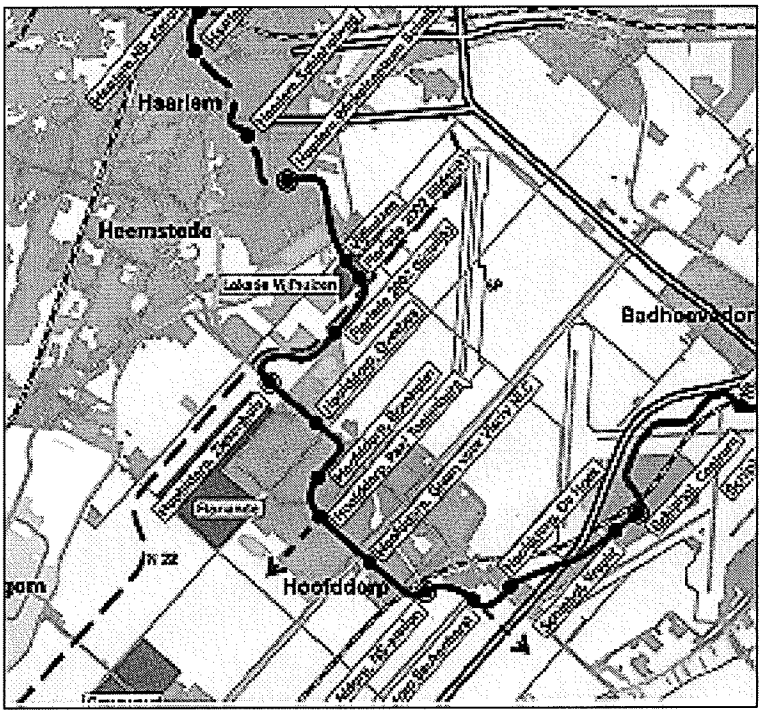
Literatuurlijst

Lijst met bijlagen

1 Inleiding

1.1 Aanleiding

In 2002 zal de Zuidtangent gereed komen. Dit een grotendeels vrije busbaan die Haarlem zal verbinden met Schiphol. Dit zogenaamde kerntraject van de Zuidtangent loopt vanaf winkelcentrum Haarlem-Schalkwijk via Hoofddorp naar Schiphol-Centrum en is 24 kilometer lang. Ook aan de zuidkant richting Nieuw-Vennep wordt aan de Zuidtangent gewerkt.
Het Kerntraject is omwille van de exploitatie aan beide kanten iets uitgebreid. Dit exploitatietraject loopt van NS-station Haarlem tot NS-station Amsterdam Bijlmer. Op deze stukken wordt de bestaande infrastructuur gebruikt en worden voorrangsmaatregelen genomen.



Figuur 1: Tracé kerntraject Zuidtangent

Op langere termijn zal de Zuidtangent in het westen worden doorgetrokken, via de binnenstad van Haarlem en Velserbroek, naar IJmuiden. In het oosten wordt de Zuidtangent doorgetrokken van Schiphol-Noord via Amstelveen, Ouderkerk a/d Amstel en Amsterdam-Zuidoost naar IJburg (eventueel Weesp). Dit zogenaamde oostelijk en westelijk vervolgtraject is ca. 40 km lang.
De gehele Zuidtangent is naar verwachting in 2008 klaar. Zie bijlage 0 voor een totaal kaartje van het tracé van de Zuidtangent.

De Zuidtangent krijgt in principe over het gehele traject een vrije baan. Omdat hierdoor files worden vermeden, maakt dit snelle en betrouwbare ritten mogelijk. De gemiddelde snelheid op het Kerntraject, inclusief stops, wordt 42 kilometer per uur. In de spits wordt in iedere richting acht tot twaalf keer per uur gereden. Bij de haltes wordt elektronisch aangegeven binnen hoeveel minuten het volgende voertuig arriveert. De Zuidtangent wordt onderdeel van het Regionet, een samenhangend openbaarvervoer netwerk dat grote woon- en werkgebieden op regionale schaal met elkaar verbindt. Veel zorg wordt besteed aan de inpassing van de baan in de omgeving. In de bebouwde kom is het soms moeilijk om een vrije baan exclusief voor de Zuidtangent te reserveren. De voertuigen van de Zuidtangent mengen zich dan met het overige verkeer, waarbij ze absolute voorrang krijgen.

De Zuidtangent is in eerste instantie een busbaan, maar het ontwerp moet geschikt zijn voor trammaterieel. In de toekomst is het de bedoeling dat op het traject een tram gaat rijden.

In het kader van de herontwikkelingsplannen voor de stationsomgeving van Haarlem heeft het Projectbureau Stationsomgeving van de gemeente Haarlem aan Witteveen+Bos gevraagd een haalbaarheidstudie uit te voeren naar een ondergrondse halte van de Zuidtangent in combinatie met een ondergronds busstation onder het NS-station van Haarlem.

1.2 Doel

In het haalbaarheidonderzoek van Witteveen+Bos is een mogelijk ontwerp gepresenteerd. Uit de studie voorafgaand aan het gepresenteerde ontwerp is een ander mogelijk alternatief naar voren gekomen. Bij dit alternatief wordt het busstation onder het NS-station van Haarlem gerealiseerd met behulp van de buizenmethode. Gezien de afwezigheid van ervaring in Nederland met deze methode is voor het haalbaarheidsrapport de meer traditionele methode uitgewerkt.

Dit afstudeerrapport moet een duidelijk beeld geven van de toepasbaarheid van de buizenmethode voor het busstation onder het NS-station van Haarlem. Het is, zoals reeds genoemd in het voorwoord, het vervolgrapport op het rapport "casestudie I: Alternatieven voor passage Noord/Zuidlijn met Amsterdam CS" uit december 1999. In dat rapport is vooral ingegaan op de toepassing van verschillende bouwmethoden voor het realiseren van de passage van de Noord/Zuidlijn met het Centraal Station van Amsterdam.

1.3 Leeswijzer

In dit rapport wordt in hoofdstuk 2 het probleem uiteengezet en de daarbij behorende randvoorwaarden, uitgangspunten en het daaropvolgend programma van eisen beschreven. In de laatste paragraaf van hoofdstuk 2 wordt het functioneel ontwerp van het ondergronds busstation gegeven.
In de eerste paragraaf van hoofdstuk 3 wordt een beschrijving gegeven van de buizenmethode. Deze paragraaf is overgenomen uit het eerste rapport van dit afstudeerproject. In paragraaf 3.3, 3.4 en 3.5 wordt dieper in gegaan op het proces van pipejacking.
In hoofdstuk 4 wordt vervolgens het ontwerpproces doorlopen waarin verschillende alternatieven aan bod komen en afwegingen worden gemaakt. Dit resulteert in een globaal ontwerp voor een busstation onder NS-station Haarlem met behulp van de buizenmethode.
In hoofdstuk 5 wordt meer in detail ingegaan op de constructie. Met name de manier waarop de samengestelde constructie, bestaande uit de buizen en de betonplaat, geschematiseerd kan worden. Gekeken is in hoeverre de buizen bijdragen aan de opname van het optredende moment.
Nadat in hoofdstuk 6 een samenvatting is gegeven, hoe de uiteindelijke constructie eruit komt te zien, volgen in hoofdstuk 7 de conclusies en aanbevelingen.

2 Probleemanalyse

2.1 Probleemstelling

De geplande uitbreiding van de Zuidtangent in westelijke richting passeert het NS-station van Haarlem. In een haalbaarheidstudie is onderzoek gedaan naar een halte van de Zuidtangent in combinatie met een ondergronds busstation onder het NS-station van Haarlem. Uit deze haalbaarheidstudie is een aantal alternatieven als kansrijk naar voren gekomen. Bij één alternatief wordt gebruik gemaakt van de buizenmethode. Dit is het doorpersen van buizen vanuit een bouwput onder het gehele stationsgebouw door naar de ontvangstkuip. Binnen de ontstane constructie kan dan worden ontgraven en de uiteindelijke constructie worden gerealiseerd. De buizenmethode is in Nederland nog nooit toegepast en er kleven nog veel onzekerheden aan.

2.2 Doelstelling

De doelstelling van dit afstudeerrapport is om meer inzicht te krijgen in de haalbaarheid van de buizenmethode voor de realisatie van een busstation onder het NS-station van Haarlem. Uiteindelijk kan de toepassing van de buizenmethode vergeleken worden met de meer traditionele bouwmethode, beschreven in het rapport "Haalbaarheidsstudie ondergronds busstation".

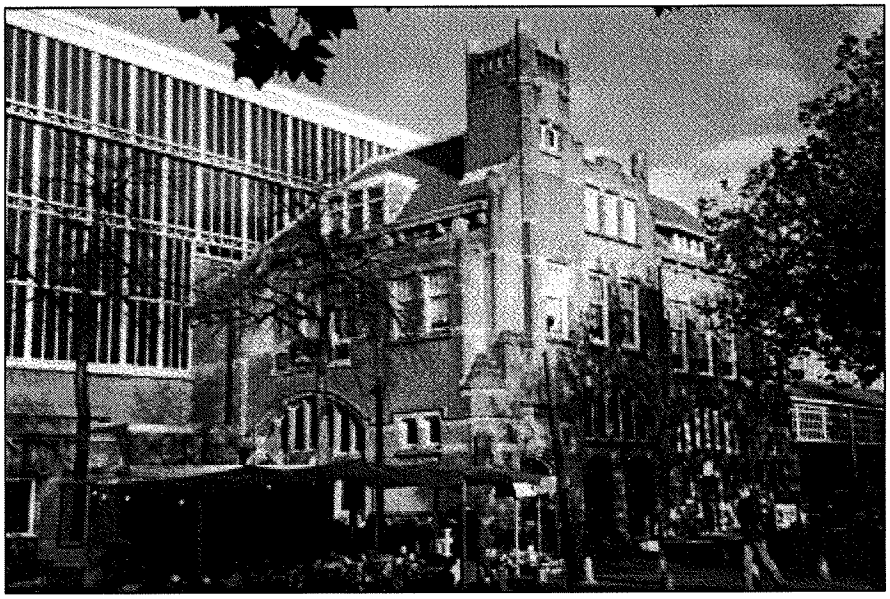
2.3 Situatiebeschrijving

Aan de noordzijde van het NS-station van Haarlem ligt het Kennemerplein. Aan de zuidzijde van het station ligt het stationsplein waar het huidige busstation gesitueerd is.



Figuur 2: Overzicht busstation

Het NS-station heeft twee ingangen: de hoofdingang en het westelijke toegangsgebouw.



Figuur 3: Westelijk toegangsgebouw

Aan de westzijde loopt de Kruisweg onder het spoorviaduct door. Het NS-station heeft een specifieke opbouw, waarbij de sporen op een aardebaan liggen, welke omsloten wordt door stationsgebouwen. Door de aardebaan, op maaiveldniveau, lopen de reizigers- en fietsenstallingtunnel (zie bijlage II voor doorsnede tekening bestaande situatie)



Figuur 4: Westelijke reizigerstunnel

De stationsgebouwen zijn gefundeerd op metselwerken poeren op zand. Het gebouw op het middenperron is gefundeerd op ongeveer NAP+4,5 m en telt twee verdiepingen.



Figuur 5: Gebouw op het middenperron

De westelijke toegang van het station is gefundeerd op een niveau van NAP-1,20 m en heeft drie verdiepingen. Oostelijk van de reizigerstunnel is onder het westelijk toegangsgebouw een kelder gesitueerd, met een funderingsdiepte van NAP-3,80 m. De gewichtsmuren die de wanden van de bestaande reizigers- en fietsenstallingtunnel vormen, zijn gefundeerd op niveau NAP. De treinrails en het perron zijn ook direct op het zand gefundeerd. Bovenkant spoor is NAP+5,0 m. Het perron verloopt vanaf het midden NAP+6,15 naar de perronrand NAP+5,95 m. Het maaiveld ligt ongeveer op NAP+1,5 m.

2.4 Geotechnischprofiel

2.4.1 Bronnen van grondgegevens

Deze paragraaf is gebaseerd op het rapport van Transport Consultants and Engineers (TCE), Haalbaarheidsstudie ondergronds busstation, Bijlage II Grondgegevens en grondinterpretatie. De gegevens in dit rapport zijn gebaseerd op volgende bronnen:

- Gemeente Haarlem, sector Stadsbeheer, "Gemeten grondwaterstanden ter plaatse van de peilbuizen in de omgeving van het Stationsplein te Haarlem", briefnr. CH 99/1740, d.d. 18-11-99;
- NITG (Nederlands Instituut voor Toegepaste Geowetenschappen) en TNO, "3-tal geologische langsprofielen van de ondergrond van Haarlem", briefnr (met bijlagen) GK 99-10.315;
- COBH (Commissie Oudheidkundig Bodemonderzoek Haarlem), "Haarlems bodemonderzoek", ISSN nr. 1384-0584.

2.4.2 Grondprofiel ter plaatse van Station Haarlem

Het Centraal Station Haarlem is gebouwd op een noord-zuid gerichte strandwal (een voormalig duin), van Velserbroek tot aan Heemstede. Door het NITG is recentelijk onderzoek verricht naar het geologisch profiel van Haarlem. Er is een drietal langsprofielen gedefinieerd van de grondopbouw te Haarlem. Het meest representatieve langsprofiel voor het Centraal Station is doorsnede 3A - 3A' en loopt oost-west, 100 tot 150 meter zuidelijk van het NS-Station. De doorsnede het dichtst bij het Centraal Station is ter plaatse van boring 18 (zie de langsprofielen in bijlage I). In bijlage I is ook een sondering opgenomen, genomen op het Kennemerplein.
De grondopbouw ter plaatse van het Centraal Station kan globaal als volgt worden gekarakteriseerd:

Globaal grondprofiel ter plaatse van het Centraal Station Haarlem

Grondlaag	Lithologische laag	Van [m t.o.v. NAP]	Tot [m t.o.v. NAP]
Omgewerkte grond	Antropogeen	+ 1,5	- 2
Duin- en strandzand	Holoceen	- 2	- 6
Marien zand	Holoceen	- 6	- 23
Omgewerkt marien zand (Eemformatie)	Pleistoceen	- 23	- 30

Het maaiveld ligt ter plaatse van het Stationsplein op ca. NAP +1,5 meter; de grondwaterstand bevindt zich op een niveau van gemiddeld NAP - 0,10 meter. Bij de bouw van het huidige station is vermoedelijk rekening gehouden met deze grondgegevens, want de fundering is direct op het stevige zand gemaakt en de funderingen liggen voor het grootste deel net boven de grondwaterstand.
Uit het geologisch profiel blijkt dat zich onder het Station Haarlem geen waterremmende of waterafsluitende grondlaag bevindt. Voor de bouwwijze van de ondergrondse halte betekent dit, dat geen gebruik gemaakt kan worden van een natuurlijke waterafsluitende laag.
Het afwezig zijn van slappe, samendrukbare lagen in het grondprofiel is gunstig voor vrijwel alle bouwmethoden. Er hoeft geen rekening te worden gehouden met tijdsafhankelijke en grondwaterstandafhankelijke vervormingen van de ondergrond.

2.4.3 Grondlichaam voor de spoorbaan

De spoorbaan te Haarlem is indertijd aangelegd op een grondlichaam. Dit grondlichaam is overwegend aangebracht onder natuurlijk talud en heeft ter plaatse van het station een hoogte van ongeveer 3,5 meter. Bij het station zorgen de stationsgebouwen voor de zijdelingse opsluiting van het grondlichaam door middel van gewichtsmuren.
Op dit moment is het niet geheel duidelijk wat de samenstelling is van het toegepaste materiaal van het grondlichaam. Verwacht wordt dat de aardebaan hoofdzakelijk bestaat uit zand, maar de mogelijkheid bestaat dat voor de aanvulling tevens lokaal puin en/of grond is gebruikt. Dit puin kan een obstakel zijn bij bepaalde bouwmethoden (bijvoorbeeld bij het persen van de buizen).

2.5 Beperkingen

In eerste instantie zal de Zuidtangent worden aangelegd als busbaan. De baan wordt echter zodanig ontworpen dat gelijktijdig gebruik door bussen en (snel)trams in de toekomst mogelijk is. Voor het ontwerp van het baantracé betekent dit dat onder andere het alignement, het profiel van vrije ruimte en de toe te passen belastingen gebaseerd moeten zijn op tramgebruik.

2.5.1 Randvoorwaarden

Natuurlijke

- Het grondprofiel ter plaatse van het NS-station Haarlem (zie bijlage I).
- Grondwaterstand ter plaatse van het NS-station Haarlem ligt rond NAP-0,10 m.

Omgeving

- Tracé van de Zuidtangent door de binnenstad van Haarlem, zoals dat eerder is uitgewerkt tijdens een schetsweek.

Schade

- Het stationsgebouw is een beschermd Rijksmonument en schade aan deze bebouwing en aan overige belendende bebouwing ontoelaatbaar.

Hinder

- Het aantal buitendienststellingen dient zoveel mogelijk beperkt te worden.
- De hinder voor de reiziger dient zo beperkt mogelijk gehouden te worden.
- Het ontstaan van brand in bijvoorbeeld de bushalte moet zo min mogelijk invloed hebben op de dienstregeling van de treinen en omgekeerd.

Constructief

- Het constructieve ontwerp dient te passen binnen het functionele ontwerp zoals vastgesteld door Projectbureau Stationsomgeving.

2.5.2 Uitgangspunten

Algemeen

- De situatie van het huidige NS-station Haarlem.
- De ruimte op het Stationsplein kan gedeeltelijk worden benut voor bouwactiviteiten.

Constructief

- De halte moet geschikt zijn voor de Zuidtangent als tramverbinding.
- Op het tracé dient ook te kunnen worden gereden met busmaterieel.
- De bussen moeten ondergronds kunnen keren.
- 1,5 m is de minimale afstand om onder een bestaande fundering door te boren.
- 15 mm is de maximale absolute zetting
- L/1000 voor differentiële zettingen (zettingsverschil tussen twee punten)

2.6 Programma van Eisen

Eisen m.b.t. constructie

Zwerfstroom

- Er dient rekening te worden gehouden met het optreden van zwerfstromen in die zin dat maatregelen moeten worden genomen die aantasting van de constructie door zwerfstromen (temperatuurbeïnvloeding corrosie) minimaliseren c.q. beheersbaar maken.

Levensduur

- Minimale levensduur van de constructie van 100 jaar.

Installaties

- Mogelijkheden tot het installeren van ventilatoren voor de afvoer van de rookgassen.

Eisen m.b.t. station

Rijbaan

De verhardingsbreedte (in twee richtingen, tweestrooks) voor een vrijliggende baan in rechtstand bedraagt 7,2 m exclusief bermen en geleiders. Deze breedte volgt uit de ontwerprichtlijnen voor niet autosnelwegen (RONA-wegcategorie IV). Als het openbaar vervoer opgenomen is in een dwarsprofiel waar ook overig verkeer op verkeersbanen aanwezig is, dan is de minimale breedte gelijk aan 6,60 m.

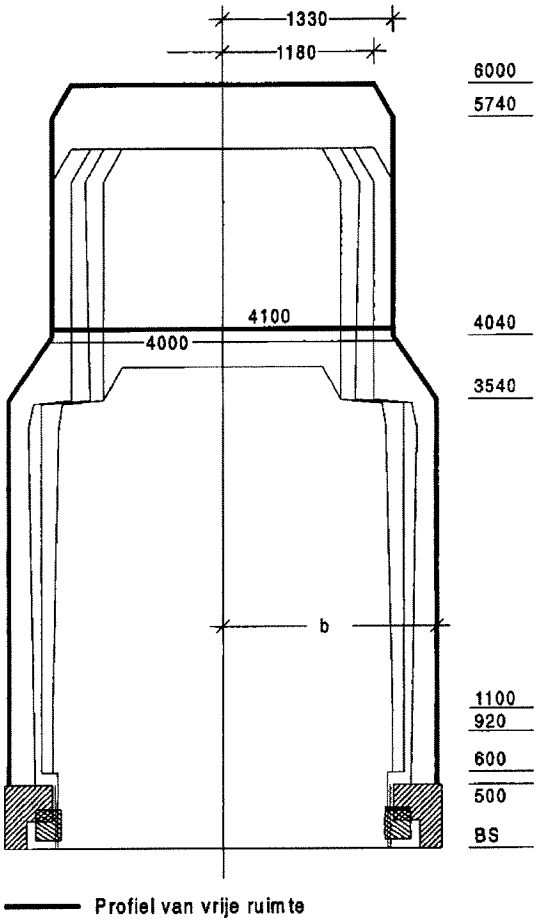
Perron

- Ligging perronniveau boven bovenkant spoor		30 cm
- Perronlengte	gewenst	75 m
- Perronbreedte	gewenst	3,0 m
- Perronbreedte t.p.v. liften en trappen	gewenst	7,0 m
- Afstand vaste voorwerpen vanaf perronrand		1,0 m
- Afstand perronrand tot as spoor		1400 mm
- Spoorafstand in rechtstand	gewenst	4,40 m
	minimaal	3,10 m
- Spoorwijdte (hart op hart)		1435 mm
- Hoogte stroomdraad (kunstwerk en tunnel)	gewenst	BS + 5,50 m
	minimaal	BS + 4,60 m

Dwarsprofiel

- Dwarsprofiel Sneltram met profiel van vrije ruimte(PVR)	zie Figuur 6

Bijlage 1: Profiel van vrije ruimte Sneltram (2,65 m breed)



R [m]	60	100	200	250	300	500	750	1000	2000	3000	recht
b [mm]	2000	1898	1804	1785	1772	1747	1734	1728	1719	1715	1664

Figuur 6: Profiel van vrije ruimte sneltram (2,65 m breed)

Interne veiligheid

- Toepassen van materialen met een zo laag mogelijke rookontwikkeling en een grote brandwerendheid.
- Voldoende vluchtwegen.
- Installeren van een back-up voor communicatiesystemen.

Beheer

- Toepassen van duurzame en goed te reinigen materialen.
- Afsluitbaar station (voor buiten exploitatie-uren).
- De openbare ruimte in het station krijgt een vrij temperatuurverloop.

Eisen m.b.t. omgeving

Stedenbouwkundige omgeving

- De bestaande stedenbouwkundige situatie inclusief het stedelijk leven wordt zo min mogelijk aangetast c.q. beïnvloed.

Bodem

- De huidige bodemopbouw in Haarlem geldt als randvoorwaarde.

Eisen m.b.t. milieu

Bodem

- Verlagen van de grondwaterstand ten opzichte van het laatste freatisch niveau is niet toegestaan.

Eisen m.b.t. infrastructuur

Verkeer

- Het treinverkeer bij NS-station Haarlem mag niet ernstig worden gestremd.
- De continuïteit van het busverkeer moet worden gewaarborgd, indien nodig door hulpconstructies of omleidingen.
- Fietsverkeer en voetgangersstromen moeten veilig en gebruiksvriendelijk worden afgewikkeld.

Overige

- De panden moeten te allen tijde bereikbaar zijn voor hulpdiensten.

Eisen m.b.t. gebouwen

Er wordt in principe niet gesloopt.

2.7 Functioneel ontwerp van de ondergrondse halte

In deze paragraaf wordt ingegaan op het functioneel ontwerp van de ondergrondse bushalte (plattegrond, looproutes, liften en trappen), gesitueerd onder het NS-station Haarlem. Eerst wordt het basisontwerp toegelicht zoals dat is aangeleverd door het Projectbureau Stationsomgeving. Tijdens de haalbaarheidsstudie, uitgevoerd door Witteveen+Bos, is een aantal veranderingen voorgesteld dat daarna wordt behandeld. Dit is ook het functioneel ontwerp waarvan in deze studie in eerste instantie wordt uitgegaan.

2.7.1 Basisontwerp van de plattegrond

De indeling van de ondergrondse halte is bepaald aan de hand van de functionele ontwerpeisen voor de Zuidtangent. De indeling van het busstation, welke als uitgangspunt voor de haalbaarheidsstudie diende, is weergegeven in bijlage III (figuur links). De beide toeritten liggen precies in het verlengde van het midden van de ondergrondse halte (bijlage III).
In deze plattegrond wordt uitgegaan van vier perrons, waarbij de Zuidtangent de middelste twee perrons gebruikt (buitenkant tot buitenkant perron 15 m). Aan weerszijden van de ondergrondse ruimte zijn vier zogenoemde zaagtandperrons gesitueerd voor het halteren van bussen. Aan de noord- en zuidzijde van de ondergrondse halte is ruimte gereserveerd om de bussen te kunnen laten keren. De bussen van de Zuidtangent keren niet in de halte.
Het ondergrondse busstation heeft afmetingen van 110 bij 45 meter en bevindt zich op niveau –2 (circa 9 meter beneden maaiveld). Daarboven is een zogenaamde verdeelhal gepland met afmetingen van 50 bij 25 meter (niveau –1) (maaiveld is niveau 0).

2.7.2 Optimalisatie van het ontwerp van de plattegrond

Op de rechterfiguur, naast het basisontwerp (bijlage III), is het op bepaalde punten gewijzigde ontwerp voor de halte geschetst. De belangrijkste optimalisatie bestaat uit het opheffen van het tussenniveau –1. Het station Haarlem heeft een specifieke opbouw, waarbij de sporen op een aardebaan liggen, welke omsloten wordt door stationsgebouwen. Door de aardebaan lopen de bestaande reizigers- en fietsenstallingtunnel (zie de doorsnedeschetsen in bijlage II). De verdeelhal zal geïntegreerd worden met de bestaande tunnels, waardoor de verdeelhal op maaiveldniveau ("niveau 0") komt te liggen.
De verdeelhal is gedraaid ten opzichte van het oorspronkelijke ontwerp, zodat de hal precies onder het huidige middenperron geplaatst kan worden. Dit levert grote voordelen op in de bouwfase en voor de uiteindelijke constructie.
De halte loopt gedeeltelijk onder het Stationsplein door. Hier kan gekozen worden voor het openbreken van het dak, waardoor daglicht in de ondergrondse ruimte kan komen. Dit geeft in het algemeen een veiliger gevoel bij de reizigers. Er is wel een dak benodigd naast het entreegebouw, aangezien hier een belangrijke looproute is (zie de tekeningen, behorende bij de volgende paragraaf, in bijlage IV).

Voor het gedeelte onder het Stationsplein zijn nog voldoende mogelijkheden aanwezig om in secundaire voorzieningen te voorzien, zoals extra niveau's, winkels, fietsenstallingen e.d.. Deze mogelijkheden zijn in de haalbaarheidsstudie echter niet meegenomen en zijn ook niet in de ramingen verwerkt.
Op het Kennemerplein ten noorden van NS-station Haarlem zijn geen permanente wijzigingen voorzien. Dit geldt ook voor het spoorviaduct over de Kruisweg ten westen van de nieuwe halte.

2.7.3 Looproutes en stijgpunten

Naast de rijroutes van de bussen zijn de vervoersstromen in de ondergrondse halte en de verdeelhal van groot belang. Deze zijn weergegeven op de plattegronden in bijlage IV en V.
Voor de ontsluiting van een willekeurig perron op het onderste niveau is gekozen voor, in de eerste plaats, een vaste trap aan de zijde van het Stationsplein. Deze sluit aan op de rand van het doorgebroken dak. Vanuit de verdeelhal onder het middenperron bestaat een tweetal mogelijkheden om de halte te bereiken, namelijk per lift of per vaste trap. Tevens is een roltrap beschikbaar voor de omhooggaande reizigers, aangezien het te overbruggen hoogteverschil ongeveer 9 meter bedraagt. Deze roltrap kan in principe niet naar beneden worden gebruikt. De inpassing van de trappen en roltrappen maakt het noodzakelijk de breedte van de middenperrons te vergroten naar vijf meter.
Voor de ontsluiting van de verdeelhal naar het bestaande middenperron (tussen de sporen) staan de vier huidige trappen ter beschikking. Als extra toegang is een lift geprojecteerd, zodat alle reizigers gebruik kunnen maken van de nieuwe voorzieningen. Met opzet zijn de vier liften naar de dieper gelegen perrons niet doorgezet naar het middenperron van de NS. Dit is wel mogelijk, maar zou door de vele liftkooien op het perron een verstoring kunnen zijn van de beleving van het station.
In de verdeelhal is op sommige plaatsen weinig ruimte beschikbaar voor trappen en looproutes. Vooral rond de bestaande vier trappen. Bij het eventueel verder uitwerken van het functioneel ontwerp zal een capaciteitsstudie moeten aantonen of de ruimte onder het middenperron groot genoeg is om de verwachtte reizigersstromen te kunnen afwikkelen.
Het principe van de gescheiden passagierstunnel en fietsenstallingtunnel kan, indien gewenst, na de bouw gehandhaafd blijven. De doorgang tussen de twee tunnels is iets verplaatst.

2.7.4 Sociale veiligheid

Van doorslaggevend belang voor het functioneren van de halte is het prettige gebruik ervan door de reizigers. Ondergrondse ruimten, zoals parkeergarages en metrostations, roepen gevoelens van onveiligheid in vele mensen op. Het anticiperen op sociale veiligheid heeft een hoge prioriteit bij zowel het basisontwerp als de verdere detaillering van een ondergronds busstation.
In het basisontwerp spelen aspecten als voldoende zicht en de continue aanwezigheid van mensen (zoals winkeliers of controleurs) een rol. Het aantal kolommen is bij voorkeur laag en de benodigde kolommen zijn slank en rond. De toetreding van daglicht (bij het Stationsplein) heeft een zeer positief effect op de beleving van de halte. De inpassing van kleine winkels, zoals een bloemenzaak en winkels met versnaperingen brengt een aangename activiteit in het busstation.
Een zorgvuldige detaillering kan een positief stempel drukken op de beleving bij de reizigers. Daarbij is te denken aan kleurgebruik, voldoende verlichting en graffitiwerende (afbouw-)materialen.

3 De buizenmethode

3.1 Inleiding

In paragraaf 3.2 wordt eerst een aangepast deel herhaald uit de studie naar "casestudie I: Alternatieven voor passage Noord/Zuidlijn met Amsterdam CS", gedaan bij het projectbureau Noord/Zuidlijn. (hoofdstuk 6: De buizenmethode). Dit om de methode toe te lichten die in dit afstudeerrapport centraal staat. In paragraaf 3.3 wordt meer specifiek ingegaan op de manier van inbrengen van de buizen, het zogenaamde pipejacking.

3.2 Beschrijving van de buizenmethode

De buizenmethode vindt zijn toepassing vooral in de bouw van ondiepe kruisingen met wegen, spoorwegen en gebouwen die om specifieke redenen niet kunnen worden omgelegd of gesloopt, zodat een open bouwput mogelijk is. Langdurige stremmingen of gedeeltelijke stremmingen zijn meestal niet toegestaan, zodat een alternatieve oplossing gewenst is. Bij het ondergronds uitbouwen van metrostations wordt de buizenmethode ook nog wel eens toegepast om het ruimtebeslag aan het maaiveld te beperken.

De buizenmethode leent zich uitstekend voor toepassing boven de grondwaterstand. Vaak wordt bemaling toegepast om de waterstand te verlagen. Het verlagen van de grondwaterstand is bij het NS-station Haarlem niet mogelijk in verband met ongewenste zettingen.

De buizenmethode is een techniek waarbij door middel van pipe-jacking buizen de grond worden ingeperst die vervolgens een constructie vormen. Pipe-jacking is een verzamelnaam voor de technieken die er zijn om kleine tunnelmantels aan te brengen in de grond. De techniek maakt gebruik van hydraulische vijzels om buissegmenten de grond in te drukken, die dienen als permanente bekleding van het geboorde gat. Het persfront wordt gevormd door een snijkop en/of schild. De mantel wordt vanuit een schacht in de grond geperst, door telkens buissegmenten te koppelen aan een voorgaand segment. De dwarsdoorsnede van de segmenten hoeft niet cirkelvormig te zijn. De segmenten kunnen allerlei afmetingen hebben. Diameters van 1 m en meer zijn wenselijk als de buis mantoegankelijk moet zijn. De segmenten kunnen van uiteenlopende materialen vervaardigd zijn; de meest gebruikte materialen zijn staal en beton.

De keus van de vorm van de constructie hangt af van onder andere: de gewenste doorsnede, de wijze van ontgraven en de verdere bouwmethode. Zie voor mogelijke vormen Figuur 7.

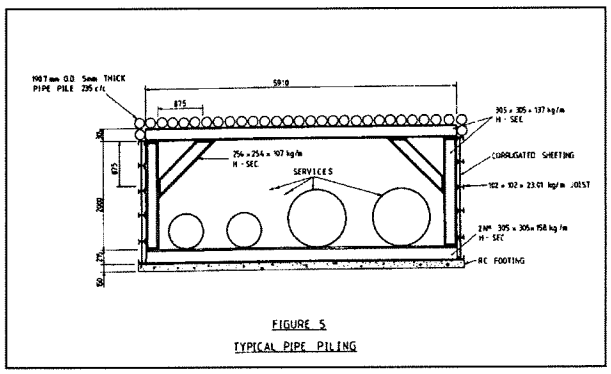
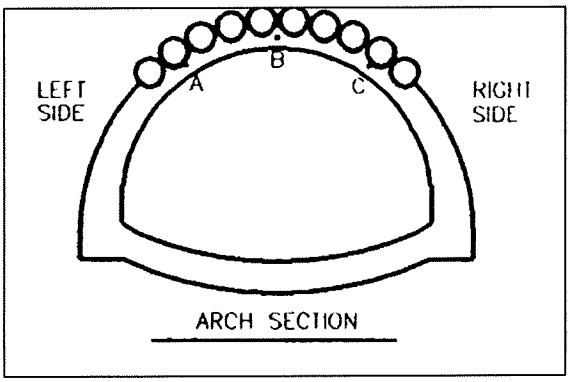
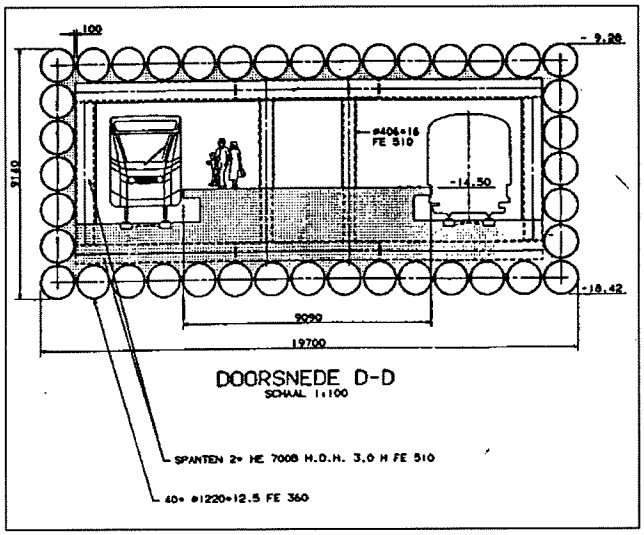


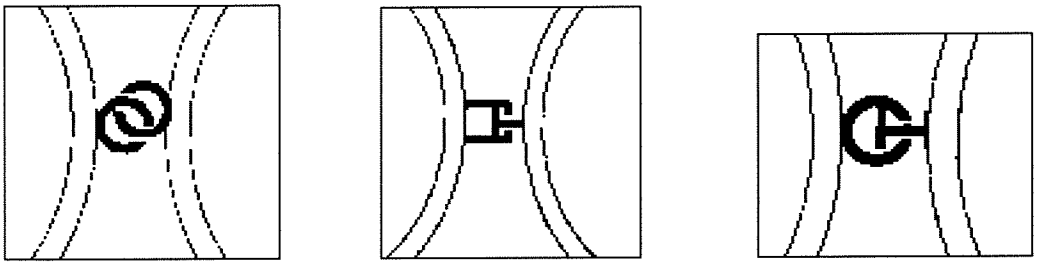
FIGURE 5
TYPICAL PIPE PILING





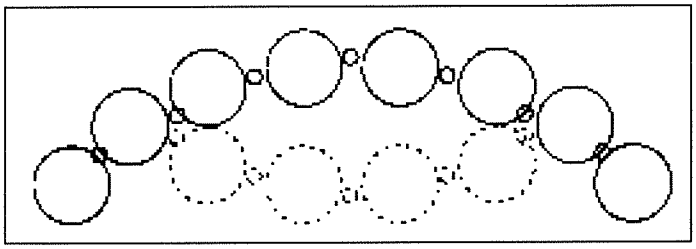
Figuur 7:Verschillende constructie vormen met de buizenmethode

De buizen die samen de constructie vormen, worden soms aan elkaar gekoppeld door middel van sloten. Dit is hetzelfde principe als in de dam- en combiwandtechniek. Zie Figuur 8: Verschillende slot constructies. De buizen zijn in dit geval van staal. De sloten vormen een gevoelig punt in het geheel. De sloten zorgen voor een grotere wrijvingsweerstand die weer overwonnen moet worden door de persinstallatie. Een ander reëel gevaar is het uit het slot lopen van de buizen waardoor de geleiding en de waterdichtheid in gevaar komt. Om de waterdichtheid te verzekeren worden de sloten altijd geïnjecteerd.



Figuur 8: Verschillende slot constructies [lit.: 2]

Een mogelijkheid om de samenhang tussen de buizen onderling te verbeteren, is om een groutlichaam aan te brengen rond de buitenkant van de constructie. De buizen zijn over het algemeen op enige afstand van elkaar ingebracht en door bodeminjectie tussen de buizen is de waterdichtheid verkregen. Het injecteren gebeurt vanuit de buizen. Bij een gebogen buizendak is het noodzakelijk om een groutlichaam aan te brengen om het doorslaan (Figuur 9) van de constructie te voorkomen. Het groutlichaam doet dienst als een druklaag die de stabiliteit verzorgt. Het doorslaan van de constructie is dan niet meer mogelijk.



Figuur 9: Het doorslaan van het buizendak [lit.: 2]

De stalen of betonnen buizen worden, na het injecteren van de sloten en het plaatsen van wapeningskorven en/of voorspanstaal, gebetonneerd. Onder of in de zo ontstane constructie kan worden ontgraven en de tunnel worden gebouwd. De buizen worden opgenomen in de definitieve constructie.

Het inbrengen van de buizen gebeurt met behulp van pipejacking. In de volgende paragraaf is het proces van pipejacking beschreven.

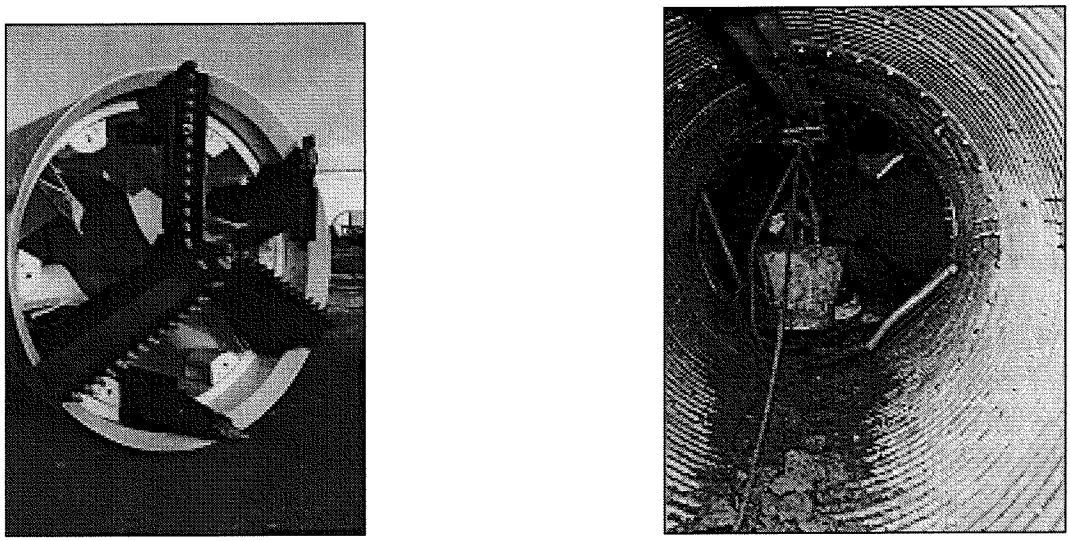
3.3 Pipejacking

(lit [1]: Pipejacking and microtunnelling, James Thomson.)

Pipejacking wordt vaak gebruikt als een algemene term voor het principe van doorpersen van buizen. Pipejacking is echter een specifieke techniek net zoals microtunnelling, impact ramming en horizontaal gestuurd boren specifieke technieken zijn. De termen pipejacking en microtunnelling worden vaak door elkaar gebruik. Het verschil tussen pipejacking en microtunnelling zit vooral in de afmetingen van de buizen die doorgeperst worden. Microtunnelling heeft betrekking op het doorpersen van buizen met een diameter kleiner dan 900 mm, bij pipejacking gaat het om buizen met een diameter groter dan 900 mm.
Een werk uitgevoerd met behulp van pipejacking is globaal onder te verdelen in vier secties: het boorfront, de tunnelmantel, de startschacht en het bovengronds werkterrein.

3.3.1 Het boorfront

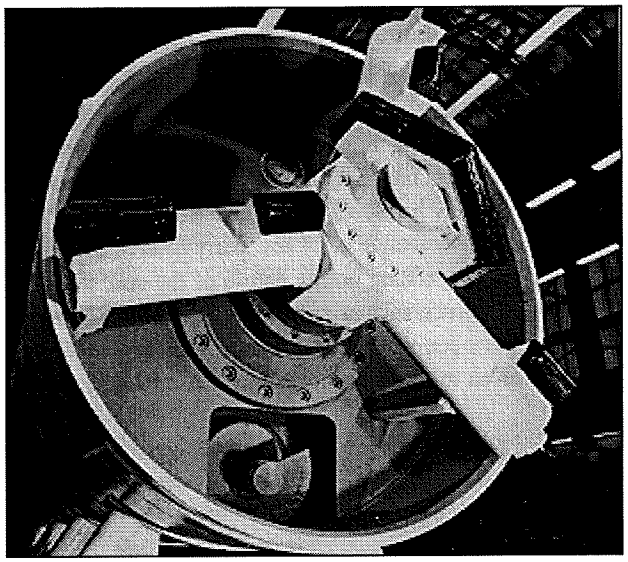
Het boorfront wordt gevormd door een boorkop. Het is afhankelijk van de grondwaterstand of deze boorkop is uitgerust met een gesloten of open schild. De meest conventionele boorkoppen zijn de boorkoppen met een open schild. Het is mogelijk om direct bij het front te komen. De werking van deze schilden is relatief eenvoudig, flexibel en goedkoop. Deze schilden worden gebruikt bij korte doorpersingen in een stabiele ondergrond. In een cohesieve of rotsachtige ondergrond kunnen deze schilden ook toegepast worden onder de grondwaterspiegel.
De schilden kunnen uitgerust zijn met of zonder een graafwiel, maar dan moet met de hand worden ontgraven. Zie Figuur 10 voor verschillende typen open schilden.

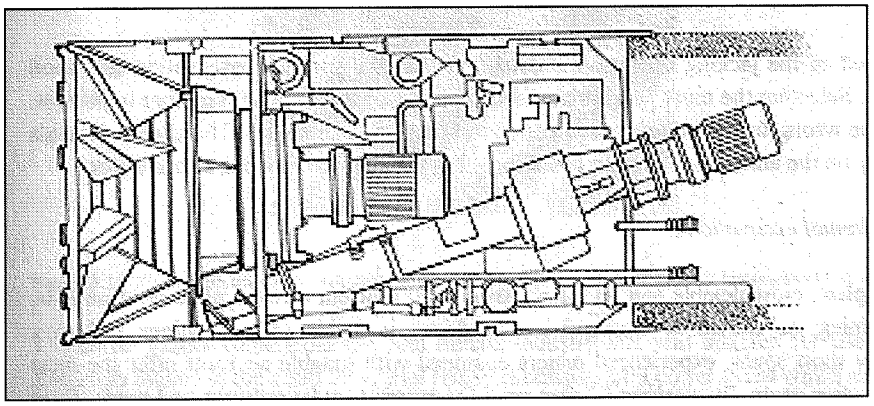


Figuur 10: Verschillende open schilden [lit.: 1]

Wanneer onder de grondwaterstand wordt gewerkt, wordt meestal een gesloten schild toegepast. Dit schild moet de water- en gronddrukken opvangen en tegenhouden. Meer technisch ontwikkelde schilden worden dan ingezet. Voor het schild wordt de druk in de drukkamer op peil gehouden onder voortdurend afvoeren van de afgegraven grond. De druk in de boorkamer kan opgebouwd worden op vier verschillende manieren: lucht, water, bentonietslurry en earth-balance.
Bij een slurryschild wordt de afgegraven grond vervangen door een bentonietsuspensie en ontstaat een afsluitende cake die door luchtdruk op zijn plaats wordt gehouden zodat de instroom van grond en water wordt tegen gegaan.
Bij een Earth Pressure Balance schild (EPB) wordt gebruik gemaakt van de grond zelf voor het verkrijgen van een gesloten boorfront. De grond wordt in de mengkamer voor het schild zo goed mogelijk gemixed waardoor een zo homogeen mogelijk mengsel wordt verkregen dat plastisch waterafsluitend en goed te transporteren is (Figuur 11). Wanneer de grond niet optimaal gemixed kan worden, kunnen toeslagmaterialen worden gebruikt.

In de boorkop worden de meetinstrumenten aangebracht die plaats en richting bepalen, zodat de koers tijdig kan worden bijgesteld.
Samenvattend bevinden zich in de boorkop de volgende onderdelen:
- een snijkop voor mechanische graafwerkzaamheden;
- stabilisatie apparatuur voor het boorfront;
- apparatuur voor monitoring;
- een stuurmechanisme.





Figuur 11: Gesloten schilden [lit.: 1]

3.3.2 De tunnelmantel

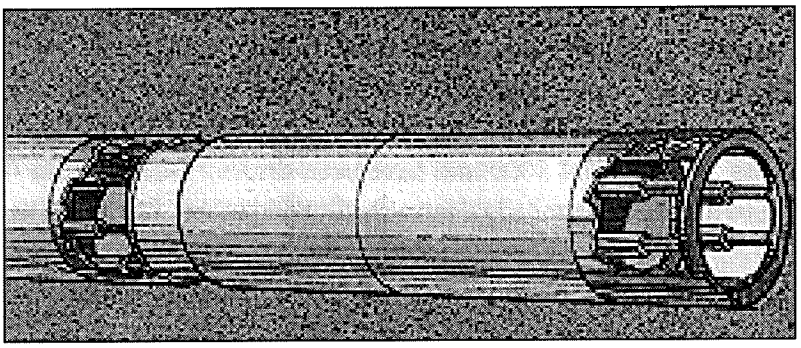
De tunnelmantel heeft verschillende functies tijdens de bouwfase en het eigenlijke gebruik. Tijdens de bouwfase dient de tunnelmantel voor de arbeiders om bij het schild te komen, voor de afvoer van de ontgraven grond en om de krachten uit de vijzels af te dragen. In de gebruiksfase is de mantel een permanente constructie met voldoende stijfheid en sterkte en dient de mantel waterdichtheid te verzekeren.

De mantel kan van verschillende materialen gemaakt zijn. Staal en beton zijn de meest gebruikte materialen. De mantel moet sterk en stijf genoeg zijn om de krachten tijdens de gebruiksfase op te kunnen nemen, maar ook de krachten die ontstaan tijdens de bouwfase.

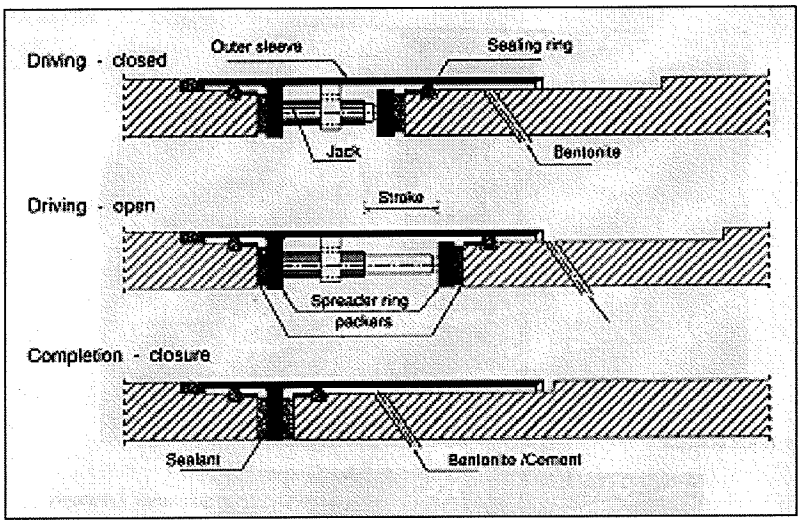
De lengte van de mantelsegmenten is afhankelijk van veel factoren. Lange segmenten zijn gunstig, omdat de hoeveelheid verbindingen afneemt. Korte segmenten zijn makkelijk te hanteren en er is een minder grote bouwkuip nodig. In het algemeen worden segmenten van 2 tot 3 m toegepast. Bij doorpersingen met stalen buizen worden in het algemeen langere segmenten toegepast. Het maken van een lasnaad is een tijdrovende klus. Daarom kan het in sommige situaties voordeliger zijn om een grotere bouwkuip te maken, zodat langere segmenten (maximaal 12 m) kunnen worden toegepast en

het aantal lassen beperkt blijft. Een grotere bouwkuip weegt dan op tegen de tijd en kosten van een extra lasnaad.

De perslengte van de buizen is afhankelijk van de capaciteit van de persinstallatie en van de sterkte van de buizen. Deze twee factoren moeten de wrijvingskracht overwinnen tussen de grond en de mantel. De wrijving kan worden verminderd door vloeistoffen, als smeermiddel, te injecteren tussen de grond en de mantel. Meestal wordt hiervoor een bentonietsuspensie gebruikt.
Een andere mogelijkheid om extra stuwkracht te verkrijgen, is het toepassen van tussenpersstations (Figuur 12). Deze worden tussen de buissegmenten geplaatst en leveren door middel van vijzels extra stuwkracht (zie detail Figuur 13). Bij doorpersingen met een diameter kleiner dan 750 mm is het niet mogelijk om tussenpersstations te gebruiken. De tunnelmantel beweegt zich als het ware als een rups door de grond.



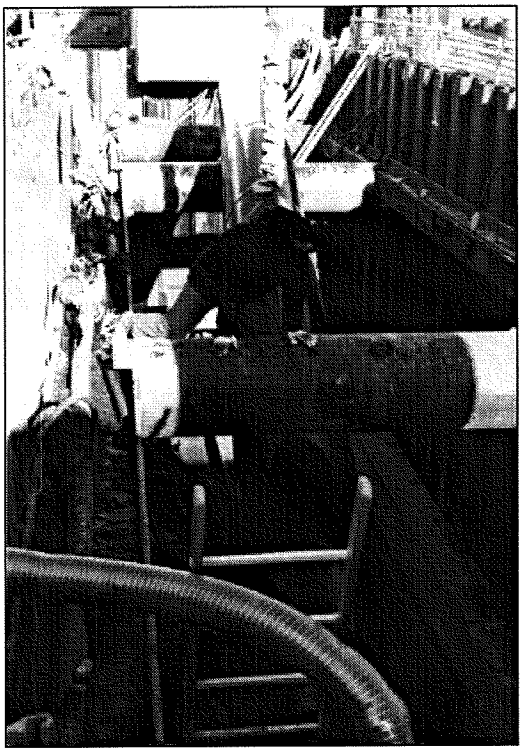
Figuur 12: Tussenpersstation [lit.: 1]



Figuur 13: Detail tussenpersstation [lit.: 1]

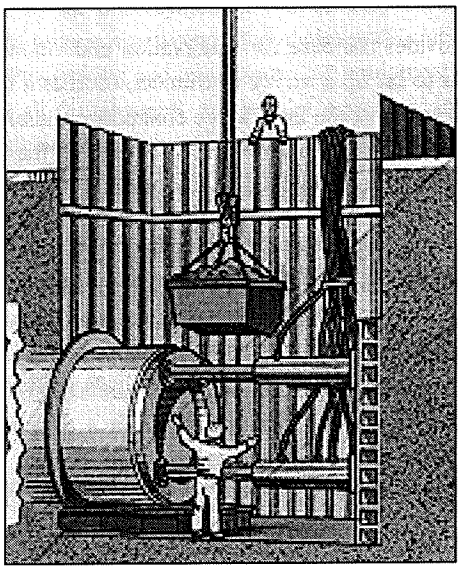
3.3.3 De schachten

Het doorpersen van de buissegmenten vindt plaats vanuit een schacht. Omdat vaak onder de grondwaterstand gewerkt wordt, moet de waterdichtheid gewaarborgd zijn bij het doorboren van de schachtwand. De afmetingen van de schacht moeten groot genoeg zijn om alle werkzaamheden te kunnen uitvoeren: het manoeuvreren met de persinstallatie, het aanvoeren van de buissegmenten, ruimte voor de laswerkzaamheden en afvoer van de vrijgekomen grond.



Figuur 14: Manoeuvreren met buissegmenten

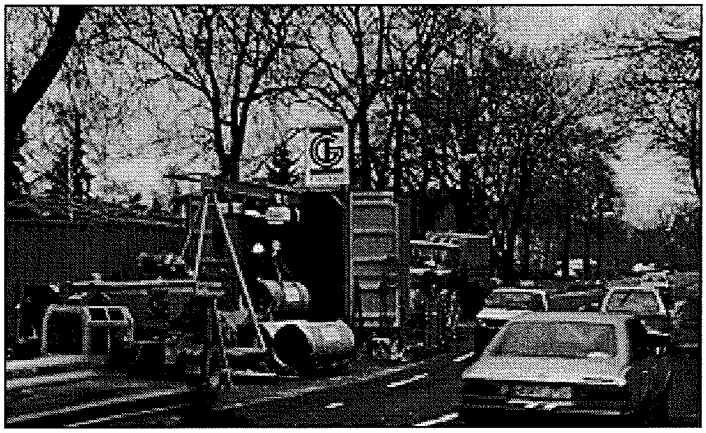
In de startschacht staat de persinstallatie opgesteld. De persinstallatie bestaat uit een frame waarop twee of meer vijzels zijn bevestigd met een zogenaamde drukring die de krachten uit de vijzels gelijkmatig moet verdelen over de omtrek van de buis. De drukkracht kan op verschillende manieren opgewekt worden. De vijzels zetten zich af tegen de bouwkuipwand die de reactiekracht levert. De maximale afstand die dan bereikt kan worden is 4 m. Een andere manier is dat korte vijzels zich afzetten tegen een frame. Wanneer deze korte vijzels uitgerekt zijn, worden ze weer ingetrokken. Het frame wordt over een rail opgeschoven en het proces herhaald zich totdat de buis in de grond is gebracht.
De boorkop komt in de ontvangstschacht aan en wordt losgekoppeld van de buis. De boorkop moet dan uit de bouwkuip worden getakeld en vervoerd naar de startschacht van waar opnieuw met dezelfde boorkop kan worden geboord. De ontvangstschacht kan beperkte afmetingen hebben. Er moet voldoende ruimte zijn om de boorkop los te koppelen en uit te takelen. Eventueel kan de grond ook worden afgegraven en afgevoerd vanuit de ontvangstschacht.



Figuur 15: Persinstallatie [lit.: 1]

3.3.4 Het bovengronds werkterrein

Het bovengronds werkterrein kan zeer beperkt blijven. Belangrijke voorbereidende en ondersteunende functies bevinden zich op maaiveld niveau. Zo is er een centrale die zorgt voor het mixen en scheiden van de boorvloeistof met de grond. Er moet een depot zijn om de afgegraven grond op te slaan. De segmenten moeten worden opgeslagen en in de schacht getakeld. Het controlestation voor monitoring en het verwerken van meetgegevens krijgt ook een plaats op maaiveldniveau. Ook de energievoorziening en de hydraulische en pneumatische krachtbronnen bevinden zich op het bovengronds werkterrein.



Figuur 16: bovengronds werkterrein [lit.: 1]

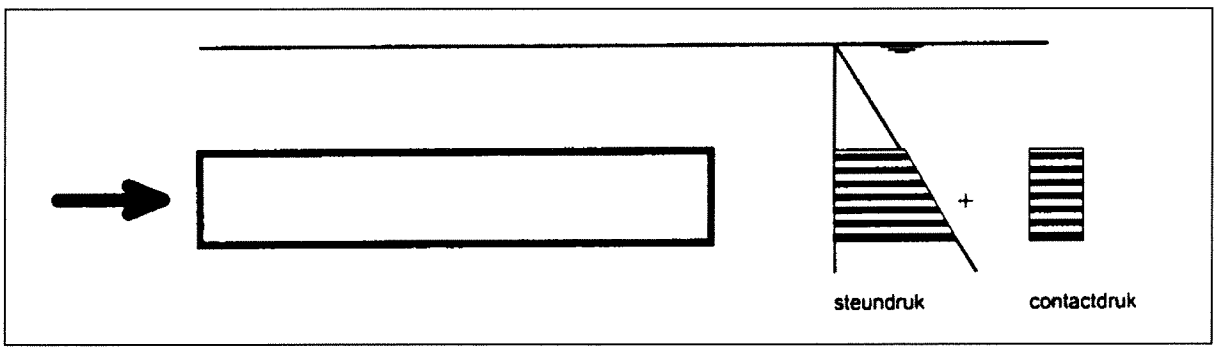
3.4 Bepaling perskracht

3.4.1 Inleiding

Het bepalen van de perskracht is nodig om de persbuizen te kunnen toetsen. Als de buizen voor het opnemen van de grondbelasting voldoende stijfheid en sterkte bezitten wil dat nog niets zeggen over de sterkte en stijfheid ten aanzien van de perskrachten. Met inzicht in de perskrachten kan de dimensionering van de buizen voor zowel de gebruiksfase als voor de bouwfase op elkaar worden afgestemd. Een keuze kan worden gemaakt om de perskracht te verhogen of juist additionele maatregelen te treffen zoals smering of tussenpersstations.

3.4.2 Weerstand boorfront

De weerstand van het boorfront is afhankelijk van de contactspanning tussen grond en graafwiel, maar ook van de vloeistofsteundruk bij het graaffront. De steundruk is groot genoeg om het grondwater te keren.



Figuur 17: Schildweerstand [lit.: 2]

De schildweerstand kan met de volgende formule worden bepaald:

$P_s = P_1 + P_2$ [lit.: 9]

P_1 = boorkopcontactdrukkracht
P_2 = steundrukkracht

De boorkopcontactdrukkracht (P_1 in kN):

$$P_1 = \frac{\pi}{4} \cdot d_1^2 \cdot p_1$$

d_1 = diameter boorkop (m)
p_1 = boorkop contactdruk (kN/m²)

De boorkop contactdruk is de druk die ontstaat als de machine ook daadwerkelijk naar voren beweegt. De boorkop contactdruk p_1 moet groter zijn dan de actieve druk en kleiner dan de passieve gronddruk.

De steundrukkracht (P_2 in kN)

$$P_2 = \frac{\pi}{4} \cdot d_{sch}^2 \cdot p_w$$

d_{sch} = binnen diameter schild
p_w = steundruk

Zandgronden hebben weinig cohesie en hebben, mede door de hoge grondwaterstand, een volledige ondersteuning nodig. De steundruk die in het algemeen wordt aangehouden, is ongeveer gelijk aan de horizontale gronddruk en de waterdruk.

$$\sigma_{steun(gewenst)} = \sigma'_{h,n} + \sigma_w$$

$\sigma_{steun(gewenst)}$ = gewenste steundruk aan het graaffront
$\sigma'_{h,n}$ = neutrale horizontale gronddruk
σ_w = waterdruk

De spanning veroorzaakt door de grond kan bepaald worden met een simpele formule voor neutrale horizontale gronddrukken. Voor de K_0 van verschillende grondsoorten is een overzicht gegeven in Tabel 3.1.

Grondsoort	*K_0*
Gravel	0,7
Dicht gepakt zand	0,8
Los gepakt zand	0,5
Stijve, harde klei	2,0-2,5
Stijve klei	1,0-1,5
Zachte klei	0,6-0,8
Silt	1,0

Tabel 3.1: De coëfficiënten voor de neutrale horizontale gronddruk [lit.: 9]

De gewenste steundruk is in de praktijk niet altijd eenvoudig te realiseren. Om instabiliteit van het graaffront en opbarsten te voorkomen, kan de steundruk binnen bepaalde grenzen variëren. De minimale steundruk is de druk waarbij het graaffront net stabiel is en er geen instortingen van het graaffront plaatsvinden. Deze instortingen kunnen zettingen op maaiveldniveau ten gevolge hebben.

De minimale steundruk in zand is:

$$\sigma_{steun(\min)} = \sigma'_{h,a} + \sigma_w$$

$\sigma_{steun(min)}$ = gewenste steundruk aan het graaffront
$\sigma'_{h,a}$ = actieve horizontale gronddruk

De maximale steundruk hangt samen met de druk waardoor de grond opbarst. Om opbarsten te voorkomen, mag de steundruk nooit groter zijn dan het gewicht van de grond, die zich boven het boorfront bevindt.

Een tweede mogelijkheid om de schildweerstand (P_s in kN) te bepalen wordt gegeven door:

$$P_s = 1{,}32 \cdot \pi \cdot D_s \cdot N$$ [lit.: 1]

D_s = buiten diameter boorkop
N = N-waarde bepaald uit Standard Penetration Test (kN/m²), zie Tabel 3.2.

Diameter TBM	SPT (N) = 5	SPT (N) = 15	SPT (N) = 30	SPT (N) = 50
0,65	12,4	37,3	74,6	298,6
0,9	18,7	56,0	112,0	448,0
1,20	24,9	74,6	149,3	597,2
1,50	31,1	93,3	186,6	746,4
2,40	49,8	149,3	298,6	1194,3

Tabel 3.2: Schildweerstand gebaseerd op de SPT N-waarden (kN/m²) [lit.:1]

Deze Standard Penetration Test (SPT) is een bekende terreinproef die in het buitenland, met name de Verenigde Staten, op grote schaal wordt toegepast. Hierbij wordt een stalen monsterbus in de bodem van een boorgat geslagen met een slaggewicht van 63,5 kg en een valhoogte van 0,762 m. De buiten- en binnendiameter van de monsterbus zijn respectievelijk ca 50 en 35 mm. Het aantal klappen dat nodig is om een indringing te bereiken van 1 foot (305 mm) is de "N-waarde". De Standard Penetration Test is erg grof en de betrouwbaarheid van de meting hangt af van de uitvoering en het materiaal. In tabel Tabel 3.3 staat een omrekenfactor om de conusweerstand te vertalen naar een N-waarde.

Grondsoort	*q_c/N-waarde*
Zand	0,4-0,5
Leem	0,2
Klei	0,07

Tabel 3.3:Verhouding tussen conusweerstand (MPa) en N-waarde (kN/m²) [lit.: 10]

3.4.3 Mantelwrijving

De mantelwrijving wordt beïnvloed door vele factoren en is daardoor niet eenvoudig te bepalen. De wrijving verschilt per grondsoort, is tijdsafhankelijk i.v.m. de grondstabiliteit en is afhankelijk van de perssnelheid. Ook de persdiepte en de grondwaterstand hebben effect op de normaalspanning en daardoor op de mantelwrijving. Er zijn benaderingen opgesteld van de waarden voor mantelwrijving [lit. 2]. Deze benaderingen zijn weergegeven in Tabel 3.4.

Grondsoort	*Wrijvingsweerstand (kN/m²)*			
	Frankrijk	UK	Australië	Duitsland
Rots	-	2 tot 3	1	-
Harde klei	-	5 tot 18	-	2,8 tot 18,4
Vaste klei	8 tot 10	5 tot 20	5 tot 7,5	5,3 tot 9,3
Nat zand	-	10 tot 15	13	2,2 tot 16,1
Silt	17	5 tot 20	-	4,9 tot 8,5
Droog, dichtgepakt zand	-	-	-	1,1 tot 6,7
Droog, losgepakt zand	20 tot 30	25 to 45	-	-
Dichtgepakt gravel	50	-	-	6,4 tot 23

Tabel 3.4: Indicatie voor mantelwrijving in verschillende grondsoorten voor betonnen persbuizen.

Stein [lit. 9] introduceert in zijn benadering een wrijvingsconstante M (kN/m²) om de totale weerstand van een persbuis (P_p in kN) te bepalen. Deze wrijvingsconstante wordt door middel van laboratoriumproeven bepaald door een buis-grond wrijvingsconstante te bepalen en die te vermenigvuldigen met de normaalspanningen. Er zijn vele manieren om M te bepalen, gebruik makend van vele externe factoren. Dit maakt het bepalen van M moeilijk. Als M bepaald is, kan de benodigde kracht P_p (kN) worden bepaald met de volgende formule:

$$P_p = M \cdot \pi \cdot D_p \cdot L$$

P_p	= weerstand mantel	(kN)
M	= wrijvingsconstante	(kN/m²)
D_p	= buitendiameter persbuis	(m)
L	= lengte persbuis	(m)

De wrijvingsconstante M kan worden bepaald volgens:

$$M = \mu \cdot N$$

μ	= wrijvingscoëfficiënt
N	= N-waarde uit Standard Penetration Test (kN/m²)

De wrijvingscoëfficiënt wordt bepaald uit de wandwrijvingshoek δ. Standaard waarden voor μ zijn gegeven in Tabel 3.5 en waarden voor N zijn weergegeven in Tabel 3.6.

$$\mu = \tan\delta$$

Wandoppervlak	Ruwheid	Δ	Δ
		Recht glijvlak	Gekromd glijvlak
Getand	> 10 d50	0,67φ	≤φ
Ruw	0,5 – 10 d50	0,67φ	≤φ-2,5° ≤ 27,5°
Half ruw	0,1 – 0,5 d50	0,33φ	½φ
Glad	< 0,1 d50	0	0

Tabel 3.5: Wandwrijvingshoek voor klei, silt, zand en grind [lit.: 2]

Pakking	Niet-cohesieve grond	Consistentie	Cohesieve grond
Zeer los	1-4	Zeer zacht	0-3
Los	4-10	Zacht	2-8
Medium dicht	10-30	Stijf	8-15
Dicht	30-50	Semi hard	15-30
Zeer dicht	>50	Hard	>30

Tabel 3.6:SPT N-waarden (kN/m²) [lit 9]

De voorgaande methode is sterk afhankelijk van de SPT. Deze Standaard Penetration Test wordt in Nederland bijna nooit uitgevoerd en is daarom onhandig om te gebruiken bij het bepalen van de wrijvingsconstante M.

Een redelijk goed toe te passen manier is de benadering van Herzog [lit.:1]. Herzog gaat uit van de verticale en horizontale korrelspanningen, die de mantelwrijving beïnvloeden. De mantelwrijving wordt vervolgens bepaald met een wrijvingscoëfficiënt f_2. De waarden zijn gegeven in Tabel 3.7.

$$P_p = \pi \cdot D_p \cdot L \cdot \frac{p_v + p_h}{2}$$

In deze formule kunnen bovenbelasting en grondwaterstanden worden meegenomen. Dit in tegenstelling tot de methoden die gebruik maken van de SPT N-waarden.

Grondsoort	*Staal oppervlak*	*Beton oppervlak*
Grind	0,55	0,88
Zand	0,45	0,65
Leem	0,35	0,4
Zachte klei	0,30	0,35
Klei	0,20	0,25

Tabel 3.7:Wrijvingscoëfficiënten f_2 gebruikt door Herzog [lit 1]

Tabel 3.7 heeft betrekking op de directe wrijving tussen het staal van de buis en het zand. Dit leidt tot zeer grote perskrachten en daarom wordt eigenlijk altijd een smeermiddel toegepast om de wrijving te

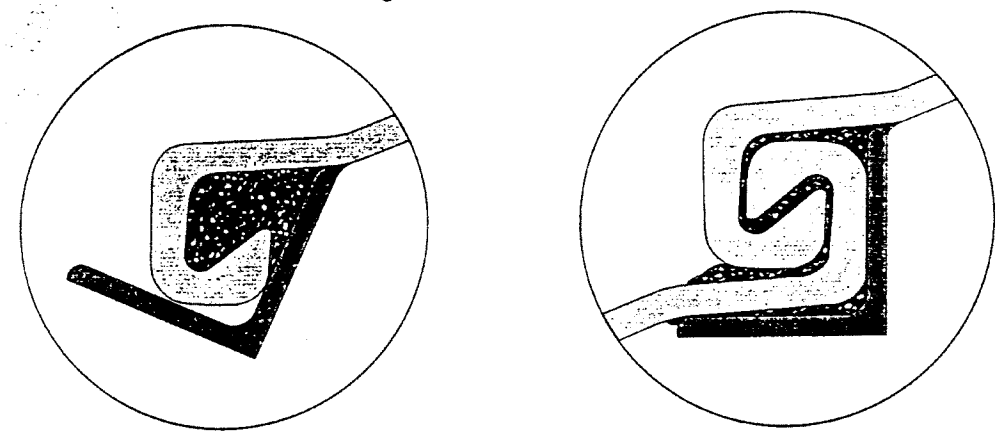
verminderen. In het algemeen wordt een bentoniet suspensie toegepast. Bentoniet heeft een veel kleinere wrijvingshoek (δ) dan zand. De wrijvingreductie is dan in werkelijkheid ook veel groter. Het gemiddelde van de horizontale en verticale gronddrukken kan dan worden vermenigvuldigd met een factor, tan δ. Dit leidt tot een reductie van 20% à 40% van de wrijving.

Er zijn nog veel meer methoden die een schatting geven voor de mantelwrijving. Voorlopig wordt uitgegaan van de hier boven beschreven methoden. Voor een eerste schatting van de wrijving wordt vaak M = 10 kN/m² genomen. Dit is een goed gemiddelde bepaald over een groot aantal doorpersingen. Zie bijlage IX voor de berekening van de benodigde perskracht om de weerstand van het boorfront en de mantelwrijving te overwinnen. De berekening volgens de methode van Herzog leidt met een bentonietsmering tot een maximaal benodigde perskracht van ongeveer 1000 ton.

3.4.4 Slotwrijving

Bij de buizenmethode worden de buizen aan elkaar gekoppeld door middel van sloten. Dit om een geleiding te realiseren en om de waterdichtheid te bevorderen. De sloten zijn van staal en aan de buitenkant aan de buis gelast. De sloten zorgen voor een extra schuifkracht met elkaar en met de grond. Deze dient ook nog in rekening gebracht te worden bij het bepalen van de maximale perskracht. Er zijn verschillende systemen om de slotwrijving te reduceren.
Bij een systeem, ontwikkeld door van Halteren Hei & Grondwerken b.v., wordt om het slot een geleide/afdichtingsprofiel gelast en in het slot wordt een smeermiddel geïnjecteerd. Bij het inbrengen van de naastgelegen buis glijdt deze als het ware door het smeermiddel. Het smeermiddel is vrij stroperig en blijft in het slot zitten en mede door het afdichtingsprofiel ontstaat een waterdichte afsluiting. De voordelen nog eens op een rijtje:

- Reduceert wrijvingen in het slot;
- Damwand loopt niet uit het slot;
- Geen slijtage in het slot;
- Geheel waterdichte afsluiting.



Figuur 18: Slotsysteem met geleide/afdichtingsprofiel

om de constructie waterdicht te krijgen maak dit systeem een dure bodeminjectie overbodig.

3.5 Perskracht beïnvloedende factoren

3.5.1 Vertragingen

Na een oponthoud tijdens het persen zijn grotere perskrachten nodig om de buizen weer in beweging te brengen dan om de buizen in beweging te houden. Over de gevolgen en benodigde perskrachten van een oponthoud is weinig bekend. Uit metingen blijkt dat gerekend moet worden op 30 % tot 50 % hogere perskrachten. Het is daarom raadzaam vijzels te gebruiken met een capaciteit die zeker tweemaal groter is dan benodigd zou zijn voor het eigenlijke doorpersen. Eventueel kan ook gebruik gemaakt worden van tussenpersstations om de hoge opstart krachten te overwinnen.
De onderbrekingen zijn niet te voorkomen wanneer een volgend buissegment aan de persbuis moet worden gelast.

3.5.2 Smering

Om de weerstand die de buis ondervindt van de grond te verkleinen worden meestal bij doorpersingen smeermiddelen gebruikt. De smeermiddelen, vaak vloeistoffen, worden tussen de buiswand en het grondlichaam geïnjecteerd, zodat de buis als het ware drijft in de vloeistof. Tijdens het persen hoeft nu alleen de schuifweerstand van de vloeistof overwonnen te worden. In de praktijk blijkt een perskracht reductie van 30% tot 50% maximaal haalbaar.

Het gebruik van een smeermiddel heeft verschillende positieve effecten op het persproces:
- Opvullen van de overcut ruimte die ontstaat tussen buis en grond.
- Opvullen van de holten buiten het boorgat.
- Voorkomen dat de grond aan de buis of boor gaat kleven.
- Zorgt voor een stabiliserend medium tegen instorten van het boorgat.
- Zorgt voor een stabiliserende filterkoek bij het boorfront.
- Reduceert de instroom van water.

In de praktijk wordt vaak een bentoniet smering gekozen. Voor bentoniet wordt een wrijvingshoek (δ) aangehouden van 5° à 10°. Voor de toepassing van bentoniet langs een staal oppervlak in zand komt dit neer op een wrijvingsfactor van $\tan \delta = 0{,}17$. Hierbij is dan voor de wrijvingshoek een waarde aangehouden van $\delta = 10°$.

De waarde voor de schuifsterkte van bentoniet varieert in de tijd. Voor het berekenen van de wrijvingfactor is de eindwaarde van de sterkte van bentoniet genomen. Wanneer het proces wordt stilgelegd zakken de kleideeltjes in het bentoniet uit en ontstaat een stijvere structuur met een grotere schuifsterkte. Het is zeker niet irreëel om te veronderstellen dat het proces enkele dagen stil komt te liggen. Hierbij kan gedacht worden aan, weekenden, lassen van buissegmenten, calamiteiten. Als de perswerkzaamheden weer hervat worden, komt het bentoniet weer in beweging en neemt de schuifsterkte af.

Een aantal aandachtspunten bij het gebruik van bentoniet:
- De geschikte kwaliteit van het bentoniet moet gekozen worden.
- Nauwkeurige controle bij het injecteren van de drukken en het geïnjecteerde volume.
- Op de juiste plaats aanbrengen van de injectienippels.

De injectienippels, waardoor de smeervloeistof wordt geïnjecteerd, zitten meestal in de mantel 120° uit elkaar. In lengterichting bevinden de nippels zich ongeveer 10 m uit elkaar. Om er zeker van te zijn dat het smeermiddel zich over het totale oppervlak verspreidt, wordt in de persrichting geïnjecteerd. Als de perswerkzaamheden zijn afgerond, kan door dezelfde nippels grout worden geïnjecteerd zodat de buis verankerd zit in de grond. Eventueel kunnen ook de sloten worden geïnjecteerd via deze nippels. Waarschijnlijk zijn voor het injecteren van de sloten meer injectiepunten nodig om een goede waterafsluiting te verkrijgen.

3.5.3 Overcut

De overcut is de ruimte die overblijft na het afgraven van de grond en het inpersen van de buis. De diameter van de boorkop is over het algemeen groter dan de buitendiameter van de buis. Een overcut ratio van 10-12 mm is normaal. Soms wordt gewerkt met een veel grotere overcut (75 – 150 mm), om de perskrachten nog meer te verkleinen. De ruimte die dan ontstaat moet dan zeker opgevuld worden met grout om zettingen in de bovengrond te voorkomen.

3.5.4 Buisoppervlak

Om de wrijving zo laag mogelijk te houden, moet het buisoppervlak zo glad mogelijk zijn. Vaak worden coutings aan de buitenkant van buizen aangebracht om de buis te beschermen tegen corrosie. Deze coutings staan in direct contact met de grond en hebben dus een grote invloed op de wrijvingsweerstand.
Uitstulpingen aan buizen dienen zoveel mogelijk te worden vermeden. Ter plaatse van de lasnaden is de kans op maatafwijkingen het grootst. Hier moet extra aandacht aan worden gegeven tijdens de laswerkzaamheden. Een plaatselijk afwijkende buisdiameter moet worden voorkomen.

4 Toepassen van de buizenmethode

4.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt de toepassing van de buizenmethode bij de bouw van het busstation onder NS-station Haarlem beschreven. Ten eerste is de belasting uit de gebouwen en de bovenliggende grond bepaald op het niveau van de bovenkant van het buizendak. Na de bepaling van de belastingen kan inzicht worden verkregen in benodigde buisdiameters en geplande overspanningen. In het vervolg is een aanpassing gemaakt op het geplande kolomraster om het optredende moment te verminderen. Met dit kolomraster en een gekozen buisdiameter is het constructief ontwerp verder uitgewerkt. Onderwerpen als toe te passen materiaal, waterdichtheid, perskrachten en opdrijven komen eveneens aan de orde. Ook wordt ingegaan op een globale dimensionering van de onderslagbalk en de kolommen.

4.2 Aanpassen functioneel ontwerp

Het functioneel ontwerp gaat er van uit dat de fietsenstallingtunnel in tact blijft, zodat tijdens de bouw de reizigers daar doorheen geleid kunnen worden. Hiervoor zou in de noord oosthoek van het nieuwe ondergrondse busstation een afschuining gemaakt worden (Zie bijlage III). Deze afschuining is heel moeilijk te realiseren met de buizenmethode. De afschuining zal daarom vervallen. Dit heeft verder weinig gevolgen. Tijdens het persen van de buizen kunnen beide tunnels normaal worden gebruikt, omdat de buizen onder het niveau van de tunnels liggen. De bouwkuipen aan de noord- en zuidzijde van het station kunnen afgedekt worden om de reizigers de mogelijkheid te bieden van de tunnels gebruik te maken.
Tijdens het maken van de verdeelhal kan wel enige overlast en eventueel een tijdelijke sluiting van de westelijke toegang plaatsvinden. De verdeelhal ligt namelijk op hetzelfde niveau als de bestaande reizigers- en fietsenstallingtunnel. In de verdeelhal zou wel de afschuining verwerkt kunnen worden, waardoor de overlast gedeeltelijk wordt voorkomen. Eventueel kan de fietsenstallingtunnel eenzijdig afgesloten worden, zodat de reizigers via de zuidzijde gebruik kunnen maken van de stalling en naar het middenperron kunnen komen.

Conform het huidige functioneel ontwerp snijdt het toekomstige busstation een deel van de kelder van het westelijk toegangsgebouw af (zie bijlage VI, definitieve sloop). De kelder is gefundeerd op NAP-3,80 m. Om de bovenkant van de buizen nog onder dit niveau aan te leggen is niet wenselijk. Een diepere ligging van het busstation leidt tot grotere aanlegdieptes van de toeritten en dit is van invloed op de kosten. Het opdrijven van de totale constructie wordt dan ook een probleem en er moeten maatregelen bedacht worden om het busstation op zijn plaats te houden. Er zijn drie mogelijkheden om dit probleem op te lossen:

1. Besloten kan worden om de geplande ligging niet te wijzigen, dan moet een oplossing gevonden worden om de kelder te passeren. De fundering moet eerst op een andere manier overgenomen worden, waarna de buizen worden doorgeperst.
2. Eenvoudiger is het om het busstation in zijn geheel naar het westen op te schuiven zodat langs de kelder geperst kan worden. Een bijkomend voordeel is, dat in dat geval het probleem met de fietsenstallingtunnel opgelost is (zie hierboven). Het busstation moet ongeveer 3,8 m opgeschoven worden.
3. Een derde mogelijkheid is om het busstation te draaien. De hoek die het busstation met het station maakt wordt dan kleiner. Een combinatie tussen draaien en verschuiven naar het westen is ook mogelijk.

Na het schuiven met de plattegrond van het functioneel ontwerp is gebleken dat het niet mogelijk is om het busstation een aantal meter op te schuiven (optie 2). Aan de westzijde ligt namelijk het viaduct over de Kruisweg. Ook draaien levert geen voordeel op (optie 3). De enige oplossing is dat de kelder gedeeltelijk wordt gesloopt (optie 1). De dragende functie van de kelder moet door een andere constructie worden overgenomen.

4.2.1 De belastingen uit de grond en de bestaande bebouwing

De buizen worden van noord naar zuid of andersom doorgeperst. De buizen passeren daarbij secties met een verschillende samenstelling van de bovenliggende grond en gebouwen. Globaal zijn er zeven secties. Zie bijlage VII voor een overzicht.

1. Het westelijk toegangsgebouw (paars)
2. De sporen (bruin)
3. Het middenperron met gebouw (oranje)
4. Het middenperron zonder gebouw (blauw)
5. De reizigers- en fietsenstallingtunnel (rood)
6. Het Perrongebouw t.p.v. reizigerstunnel (licht groen)
7. Het Maaiveld zonder bebouwing (groen)

Ad 1:

Het westelijk toegangsgebouw is gefundeerd op het laagste funderingsniveau, namelijk NAP-1,20 m. De kelder is gefundeerd op NAP-3,80 m, maar dit is heel lokaal. Als uitgangspunt is gesteld dat de minimale afstand tussen onderkant fundering en bovenkant buis, 1,5 m is. De bovenkant van de doorgeperste buis zal op NAP-2,7 m liggen. De globale belastingen in deze sectie komen uit het westelijk toegangsgebouw zelf en ongeveer 4 m grond.

Ad 2:

De sporen zijn aangelegd op een aangebracht grondlichaam tot ongeveer NAP+4 0m. Daarop nog het ballastbed van 0,5 m en de sporen. Verder werkt in deze sectie ook de veranderlijke treinbelasting. Totaal bevindt zich boven de buizen ongeveer 7 m grond.

Ad 3:

Het perron is aangelegd op een zandlichaam tot ongeveer NAP+6,0 m. Daarop staat een gebouw van twee verdiepingen. Het funderingsniveau van dit gebouw is op NAP+4,08 m.

Ad 4:

Een deel van het middenperron is zonder bebouwing en is alleen de belasting uit de grond aanwezig en de veranderlijke belasting ten gevolge van de reizigers.

Ad 5:

Onder de reizigerstunnel worden eveneens buizen geperst. Het funderingsniveau van deze tunnel is ongeveer op NAP. Boven de buizen zit tot de vloer van de reizigerstunnel 4,2 m grond. Deze fundering draagt ook gedeeltelijk een gebouw op het middenperron van twee verdiepingen.

Ad 6:

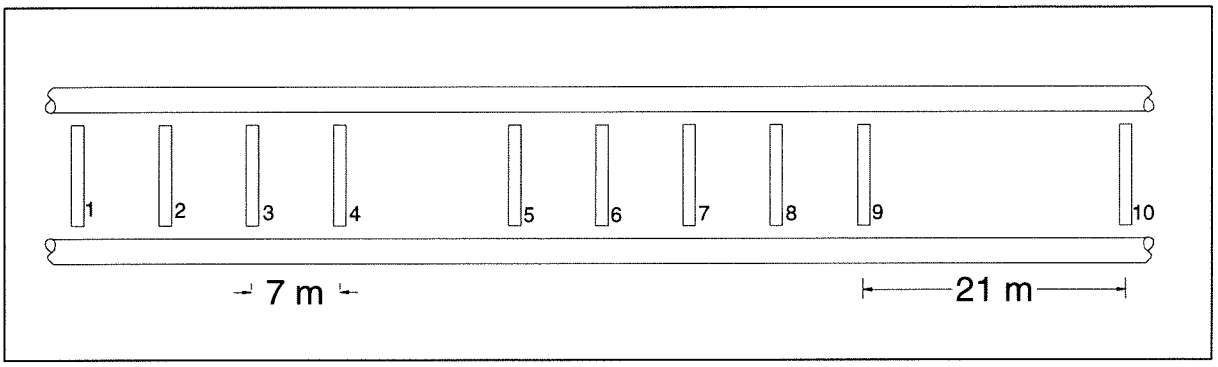
Het gebouw ter plaatse van de reizigerstunnel op het middenperron heeft twee verdiepingen. Het geheel is gefundeerd op een funderingsniveau van NAP. Boven de buizen bevindt zich 4,2 m grond en de reizigerstunnel met daarop een gebouw.

Ad 7:

De buizenconstructie komt voor een deel onder het stationsplein en het Kennemerplein te liggen waar verder geen bebouwing op staat. In deze sectie werkt alleen het gewicht van de grond en de maximale belasting van de reizigers.

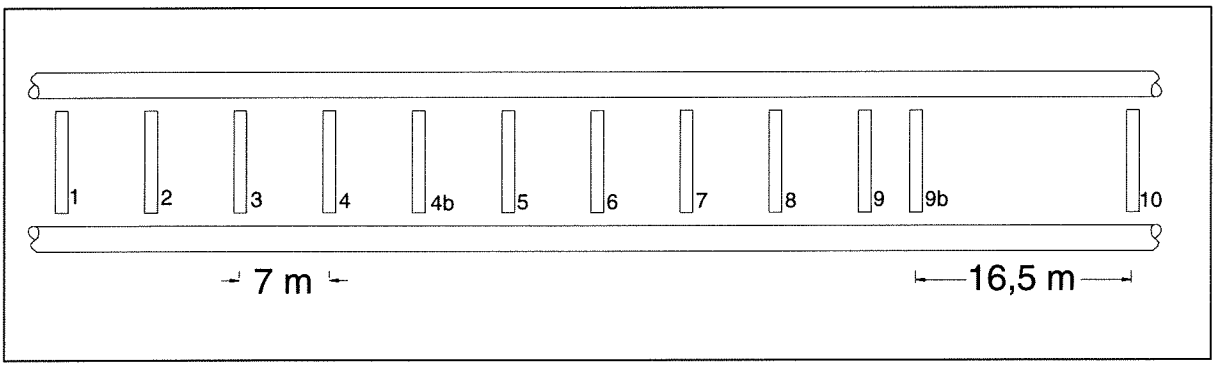
4.2.2 Aanpassen kolomraster fase 1

Om de hinder en de schade te beperken worden de buizen doorgeperst van de ontvangstschacht naar de startschacht. Deze schachten worden het liefst naast de bestaande bebouwing gemaakt. Omdat de buizen doorgeperst worden tot op het Kennemerplein, wordt het busstation ongeveer 5,5 m langer. De overspanning tussen kolom 9 en 10 wordt nu erg groot. De overspanning wordt ongeveer 21 m. Zie bijlage VIII voor een plattegrond van het geplande busstation. In Figuur 19 is een doorsnede van de perrons gegeven.



Figuur 19: Gepland kolomraster

Een vrije overspanning van ongeveer 16,5 m is noodzakelijk vanwege de eis dat de bussen daar moeten keren. Om de overspanning van 21 m te reduceren tot deze 16,5 m wordt een extra kolom geplaatst tussen kolom 9 en 10, kolom 9b. (Zie Figuur 20) Het perron wordt verlengd, maar de liften moet op dezelfde plaats blijven in verband met de verbinding met de verdeelhal. Een andere mogelijkheid is dat slechts een kolom met de benodigde aanrijdbescherming geplaatst wordt en dat het perron ophoudt bij de liften.
Ook tussen kolom 4 en 5 ontbreekt een kolom. Dit komt voort uit de gekozen constructieve oplossing en bouwwijze van de uitgewerkte variant in de "Haalbaarheidsstudie ondergronds busstation". Aangezien de buizenmethode een geheel andere bouwwijze is, zijn er geen beperkingen om een kolom te plaatsen (kolom 4b).



Figuur 20: Aangepast kolomraster

4.2.3 Berekening globaal benodigde buisdiameter

Na een inventarisatie van de optredende belastingen is een maatgevende belasting gevonden. Alle buizen moeten op deze belasting worden gedimensioneerd, want een buis kan niet bestaan uit een dikker of dunner gedeelte. Zie bijlage VII voor de uit de voorgaande paragraaf overgenomen belastingvelden.
Uit de inventarisatie kwam een representatieve waarde voor de gelijkmatig verdeelde belasting naar voren van ongeveer 165,65 kN/m². Om globaal tot een maximaal moment te komen is deze gelijkmatig verdeelde belasting vermenigvuldigd met een veiligheidsfactor van 1,2 voor de belasting uit het eigengewicht en 1,5 voor de belasting uit veranderlijke belasting. De ontwerpbelasting (inclusief belastingfactoren) wordt dan 200,88 kN/m².
De grootste overspanning van de buizen treedt op aan de noordzijde waar de bussen moeten kunnen keren, 16,5 m. In bijlage IX zijn de uitkomsten van de berekeningen weergegeven met een overspanning van 16,5 m. In Tabel 4.1 wordt een aantal mogelijkheden gegeven.

	Overspanning L [m]	*Staalkwaliteit*	*Diameter D [mm]*	*Wanddikte t [mm]*
Dak	16,2	Fe 510	1820	14,2
Dak	16,2	Fe 510	1020	28
Vloer	16,2	Fe 510	1020	20
Vloer	16,2	Fe 510	1420	14,2
Vloer	16,2	Fe 510	1820	11

Tabel 4.1: Buisdiameter en benodigde wanddikte bij overspanning van 16,5 m

Dit zijn erg forse afmetingen, maar dat is niet verwonderlijk gezien de grote overspanning.

4.2.4 Aanpassen kolomraster fase 2

Om met minder forse buizen te kunnen werken en een ondiepere ligging te verkrijgen, is getracht het busstation zodanig te verplaatsen dat de kolomvrije ruimte niet onder het station komt te liggen. Zie bijlage X. In deze tekening is het busstation in noordelijke richting verschoven. De perrons zijn verlengd van 80 m naar 90 m, zodat alle kolommen op de perrons komen te staan. De kolomvrije ruimte aan de zuidzijde ligt onder het stationsplein en aan de noordzijde onder het Kennemerplein. Het totale busstation wordt door deze maatregel wel 10 m langer.

Aan beide zijden kan een open bak gecreëerd worden om daglicht toetreding mogelijk te maken. De liften waren in het oorspronkelijk ontwerp aan de noordelijke uiteinden van de perrons gesitueerd en kwamen uit in de verdeelhal. De liften zijn in het vernieuwde ontwerp verplaatst naar de zuidelijke uiteinden van de perrons. In het midden van de perrons, onder de verdeelhal, is namelijk niet voldoende ruimte om de liften in te passen. Een nadeel is dat de liften nu op het stationsplein uitkomen en niet direct in de verdeelhal. Anderzijds was de ruimte in de verdeelhal al krap en biedt dit een oplossing om het geheel aangenamer en overzichtelijker te maken. Eventueel moeten er dan voorzieningen op het stationsplein komen voor de reizigers die van de lift gebruik maken, zodat ze "droog" over kunnen stappen.

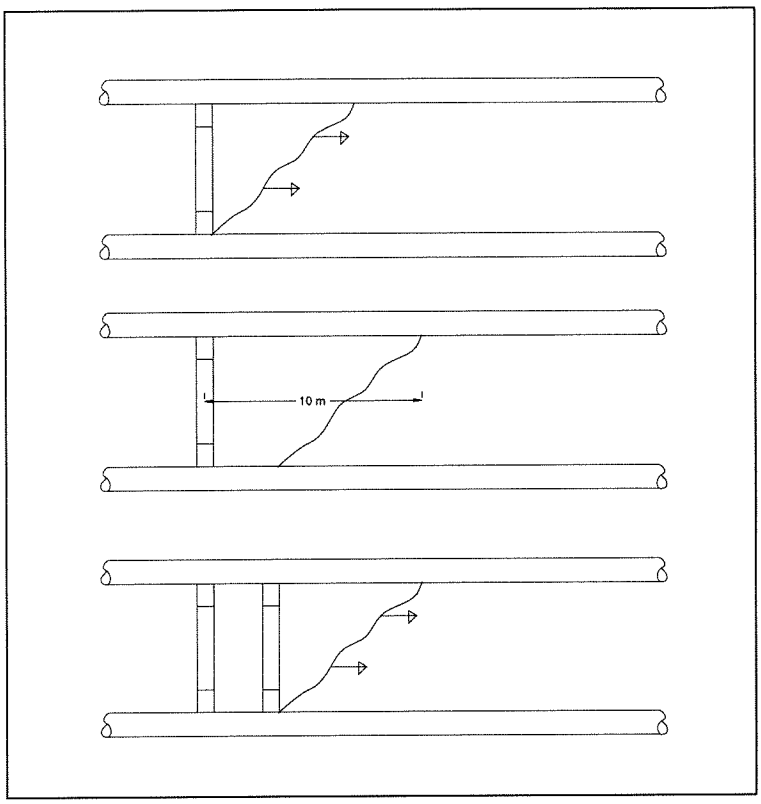
De maximale overspanning met deze aanpassing van het kolomraster levert een maximale overspanning van ± 7,2 m. Met deze 7,2 m is ook gerekend (zie bijlage IX) en een aantal resultaten staan in Tabel 4.2.

	Overspanning L [m]	*Staalkwaliteit*	*Diameter d [mm]*	*Wanddikte t [mm]*
Dak	7,2	Fe 510	762	8
Dak	7,2	Fe 510	1020	5
Vloer	7,2	Fe 510	762	4,5
Vloer	7,2	Fe 510	1020	5
Wanden	7,2	Fe 510	762	12,5
Wanden	7,2	Fe 510	1020	8,8

Tabel 4.2: Buisdiameter en benodigde wanddikte bij een overspanning van 7,2 m

In vergelijking met de berekening in paragraaf 4.2.3 is duidelijk te zien dat het verkleinen van de maximale overspanning leidt tot een enorme afname in benodigde buisdiameter en wanddikte.
Bij beide berekeningen is alleen gekeken naar de sterkte van de buizen opdat ze niet bezwijken. Naar de vervormingen is in deze berekening niet gekeken. Het kan zijn dat dit maatgevend is.

In de bouwfase, tijdens het ontgraven van de grond, wordt de overspanning groter dan in de uiteindelijke situatie. Als de grond ontgraven wordt ligt het talud onder een hoek van ongeveer 45°. Met een inwendige hoogte van 8 m komt dit neer op een overspanning van minimaal 8 m. De onderslagbalken en de kolommen kunnen dan nog niet geplaatst worden. Na nog bijvoorbeeld 2 m ontgraven te hebben kan er weer een tijdelijke ondersteuningsconstructie worden geplaatst. Voor de maatgevende overspanning moet dan toch worden gerekend op ongeveer 10 m.



Figuur 21: overspanning tijdens ontgraven

In Tabel 4.3 zijn de buisdiameter en de wanddikte van de verschillende constructie onderdelen gegeven bij een overspanning van 10 m.

	Overspanning L [m]	*Staalkwaliteit*	*Diameter d [mm]*	*Wanddikte t [mm]*
Dak	10	Fe 510	1020	10
Vloer	10	Fe 510	1020	6,3
Wanden	10	Fe 510	1020	17,5

Tabel 4.3: Buisdiameter en benodigde wanddikte bij een overspanning van 10 m

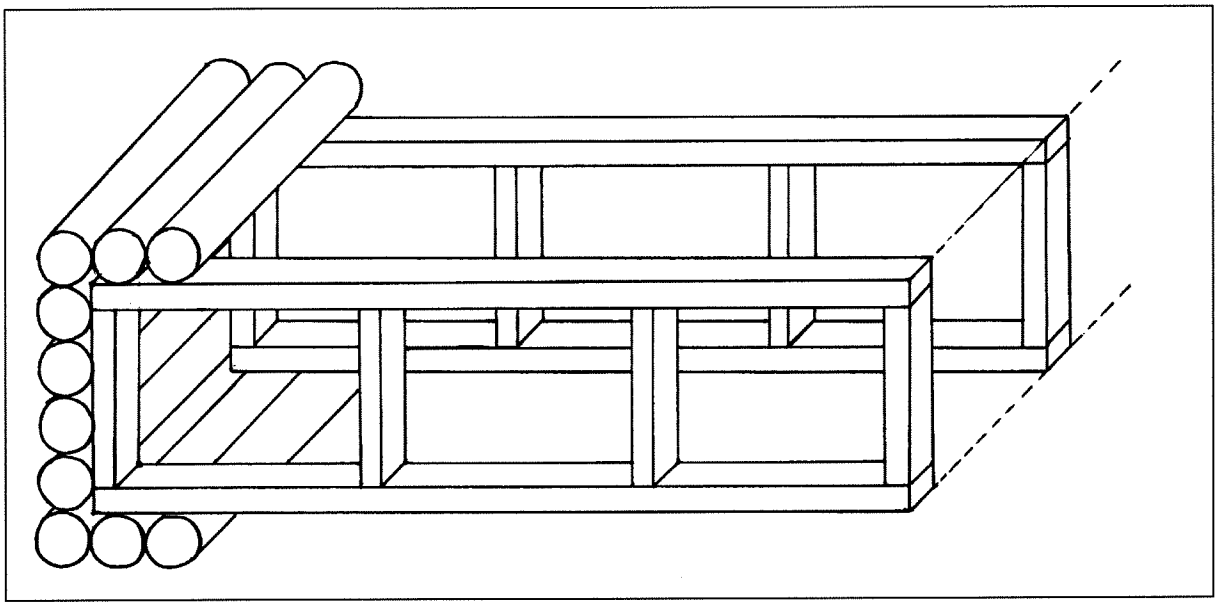
4.3 Globale constructieve uitwerking

4.3.1 Beschrijving ontwerp

Aan de hand van de berekeningen in paragraaf 4.2.4 wordt uitgegaan van de volgende buizen:

	Diameter (mm)	*Wanddikte (mm)*	*Staalkwaliteit*
Dak	1020	10	Fe 510
Vloer	1020	10	Fe 510
Wanden	1020	17,5	Fe 510

De buizen worden vanuit een startschacht op het stationsplein doorgeperst naar een ontvangstkuip op het Kennemerplein. De buizen worden rondom de toekomstige doorsnede geperst, zodat als het ware een horizontale bouwkuip ontstaat. Het dak van de buizenconstructie komt op een niveau van NAP-2,7 m en de onderkant van de vloerconstructie op een niveau van NAP-12,74 m. Er is uitgegaan van een profiel van vrije ruimte van 5 m en een hoogte van de onderslagbalken van ongeveer 1,5 m.



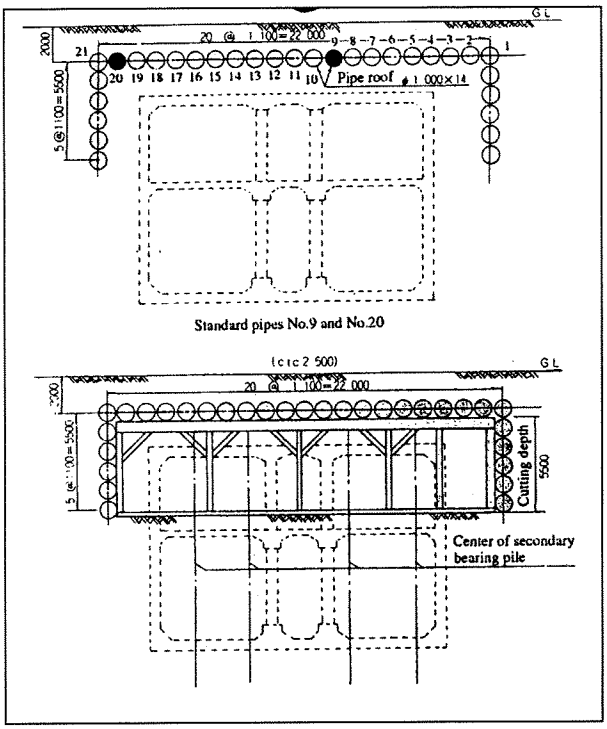
Figuur 22: Principe schets van de buizenconstructie

De start- en ontvangstschacht zijn beide droge bouwkuipen met een doorvoerraam. De startschacht heeft de globale afmetingen van 50 x 15 m en de ontvangstschacht van 49 x 5 m. In de startschacht moet voldoende ruimte zijn om de buizen weg te drukken en de segmenten aan elkaar te lassen. De bouwkuipwand moet voldoende stijf en sterk zijn om de perskrachten over te brengen op het achtergelegen grondlichaam. De ontvangstschacht moet groot genoeg zijn om de buizen te ontvangen en de boorkop uit te hijsen. In zowel de start- als de ontvangstschacht moet een doorvoerraam worden gemaakt met een injectiewand erachter om waterdichtheid tijdens het persen te waarborgen.

De buizen worden doorgeperst en aan elkaar gekoppeld door slotconstructies (zie Figuur 8). Als alle buizen doorgeperst zijn moeten de sloten geïnjecteerd worden zodat een waterdichte constructie ontstaat. Dit injecteren moet gebeuren voordat begonnen wordt met uitgraven.

Vanuit de startschacht kan dan tussen de buizenconstructie worden ontgraven. Steeds wanneer er weer een stuk ontgraven is, wordt een tijdelijke ondersteuningsconstructie geplaatst die de krachten moet opvangen en ongewenste zettingen moet voorkomen. Op deze manier ontstaat een holle ruimte onder het NS-station en kan het busstation worden gebouwd. Zie doorsnede tekeningen in bijlage XI.

Een alternatief zou kunnen zijn dat de buizen niet helemaal rondom geperst worden. Alleen de dakconstructie en de wanden zouden kunnen worden geperst. Om het grondwater tegen te houden moet dan onder luchtdruk worden gewerkt. Het werken onder luchtdruk is echter niet wenselijk omdat het heel bewerkelijk is. De afsluiting met de buitenlucht moet heel zorgvuldig gemaakt worden om de druk vast te houden. De arbeiders kunnen minder lang werken onder hoge druk, dus de loonkosten stijgen. Deze variant wordt dan ook niet verder behandeld.



Figuur 23: Buizenmethode in combinatie met werken onder luchtdruk

4.3.2 Het materiaal

De buizen die gebruikt worden bij het doorpersen, kunnen bestaan uit beton of staal. Bij een andere toepassing blijven de buizen in de uiteindelijke situatie omringd met grond. De leiding moet bestand zijn tegen geringe verschilzettingen, maar heeft geen liggerfunctie. Het materiaal is vaak beton omdat dit het goedkoopst is. De verschillende segmenten worden tegen elkaar gedrukt en een rubberen profiel zorgt voor de waterdichte afsluiting. De rubberen afdichtring wordt onder spanning gehouden door de segmenten met bouten aan elkaar te verbinden.
Bij de buizenmethode wordt echter de grond onder de buizen na het inpersen ontgraven en de buizen moeten de belasting van de bovenliggende grond afdragen via onderslagbalken naar kolommen. In dit geval hebben de buizen een liggerfunctie. De segmentlengte bij betonnen buizen is in het algemeen 2 à 3 m. De overspanning is ongeveer 7 m en de verbindingen tussen de verschillende betonnen segmenten moeten dus behoorlijke krachten kunnen opnemen. Dit is constructief moeilijk te realiseren.
Wanneer de buizen van staal gemaakt worden zijn de verbindingen tussen de segmenten geen probleem. De verschillende buissegmenten worden voor het inpersen aan elkaar gelast en deze lasverbinding is even sterk als de buis zelf. Bij de constructieve uitwerking wordt uitgegaan van stalen buizen.

4.3.3 De doorsnede

Wanneer over de buizenmethode gesproken wordt, wordt gelijk gedacht aan een buis met een ronde doorsnede. Kokerprofielen zijn eventueel ook toepasbaar. Een nadeel van kokerprofielen is dat het schild ingewikkeld wordt. Om de grond efficiënt af te graven zal de boorkop ook een rechthoekige doorsnede moeten hebben. Wanneer gebruik wordt gemaakt van een schild met ronde doorsnede wordt veel te veel grond afgegraven en is de kans op zettingen veel groter. Omdat de ondergrond geheel uit zand bestaat, is het niet mogelijk om de kokers te drukken zonder schild. Het doorpersen van kokerprofielen heeft daarom weinig voordelen ten opzichte van profielen met een ronde doorsnede. Bij de toepassing bij de buizenmethode wordt daarom gekozen voor profielen met een ronde doorsnede.

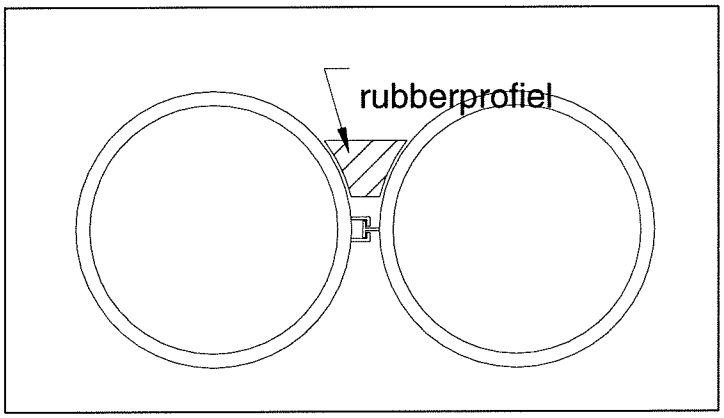
4.3.4 Opdrijven

Gecontroleerd moet worden of de totale constructie niet opdrijft ten gevolge van de waterdruk aan de onderzijde. In bijlage IX is de opdrijfberekening opgenomen. De constructie zal exclusief het eigen gewicht van de buizen en de ondersteuningsconstructie opdrijven. Het eigen gewicht van de buizen en de ondersteuningsconstructie zal niet voldoende zijn om evenwicht te maken met de opwaartse

kracht. Wanneer alle of een aantal buizen gevuld wordt met beton zal voldoende neerwaarts gerichte belasting ontstaan om voldoende veiligheid tegen opdrijven te verkrijgen.
De belasting op de constructie is niet gelijkmatig verdeeld over de gehele constructie en daarom zal op sommige gebieden een extra moment in de constructie ontstaan. Om de vervormingen die hierdoor ontstaan binnen bepaalde grenzen te houden, kunnen, voor zover nodig, additionele maatregelen genomen worden. Aan beide uiteinden van de buizen kunnen de buizen aan de onderwaterbetonvloer van de bouwkuip bevestigd worden. De trekpalen onder deze vloer dienen hier op berekend te zijn. Tijdens het ontgraven kunnen op kritieke plaatsen ankers door de vloer aangebracht worden om de constructie te verankeren. Wanneer het opdrijfcriterium alleen in de bouwfase maatgevend is, kan in deze fase ballast aangebracht worden. In de uiteindelijke situatie kan de ballast weggehaald worden en zorgt de definitieve constructie voor voldoende neerwaartse belasting.

4.3.5 Waterdichtheid

Het injecteren van de sloten om waterdichtheid te verkrijgen is een kritiek punt bij het toepassen van de buizenmethode. Het injecteren van de sloten kan op verschillende manieren gebeuren. Een mogelijkheid is om de buizen reeds in de fabriek te voorzien van nippels. Via deze nippels kan grout of een ander injectiemateriaal tussen twee buizen worden geïnjecteerd om naast de slotconstructie een waterdichte afsluiting te garanderen.
Een tweede mogelijkheid is horizontaal vanuit de bouwkuip injecteren. Een lans wordt dan tussen de buizen langs de slotconstructie ingebracht. Door de lans langzaam terug te trekken en gelijktijdig te injecteren kan een waterdicht injectielichaam worden gevormd.
Bij het dak en de wanden zou nog overwogen kunnen worden om verticaal te injecteren. Echter, dit is relatief duur, omdat voor een klein injectielichaam een gehele lans moet worden ingebracht.
Een vierde mogelijkheid om de sloten waterdicht te maken, is het inpersen van een rubberprofiel dat door de waterdruk tegen de buitenkant van de constructie wordt gedrukt. Het probleem bij deze manier van waterdicht afsluiten is het strak langs de buis inbrengen van het rubberen profiel. Een klein laagje zand tussen het rubberen profiel en de buis is al voldoende om kortsluiting te veroorzaken, waardoor de afsluiting niet werkt.



Figuur 24: Rubber profiel als afsluiting

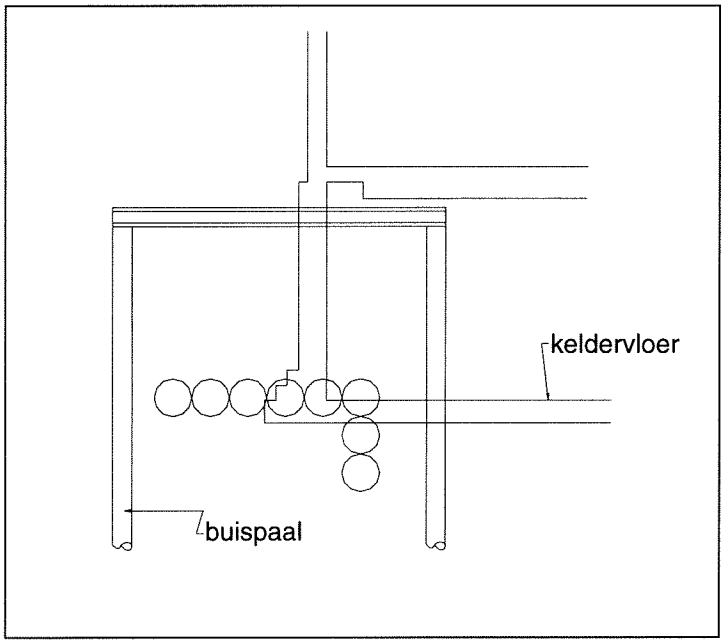
Om de sloten waterdicht te maken zijn de eerste twee mogelijkheden de meest reële opties. De nippels die bij de eerst genoemde methode moeten worden aangebracht, zouden tijdens het persen kunnen dienen om een smeermiddel te injecteren waardoor de wrijving langs de mantel kleiner wordt. Een aandachtspunt bij het toepassen van injectiemiddelen is dat wellicht, door het verrotsen van de grond en het daarna optreden van trillingen door de treinen, scheuren in het injectielichaam kunnen ontstaan waardoor de waterdichtheid niet meer verzekerd is. De scheuren kunnen na verloop van tijd ook ontstaan door verschilzettingen van de buizen.
Injectietechnieken worden vaak gebruikt in de bouwfase. De waterdichtheid van een injectielichaam, toegepast als definitieve constructie kan, wegens gebrek aan ervaring niet gegarandeerd worden.

De oplossing zoals beschreven in paragraaf 3.4.4, waarbij een afdichtingsprofiel een visceuze stof in het slot vasthoudt, is niet mogelijk omdat damwandsloten te star zijn om te gebruiken bij doorpersingen. Eventueel is een aangepast ontwerp van zo´n slot wel mogelijk. Als onzeker is wat de waterdichtheid is na langere tijd, zou zo´n afdichtingsprofiel wel toegepast kunnen worden tijdens de bouwfase. Dit is een goede optie als de waterdichtheid in de definitieve fase op een andere manier verkregen wordt. Een dure groutinjectie is dan overbodig.

4.3.6 Passage kelder Westelijk toegangsgebouw

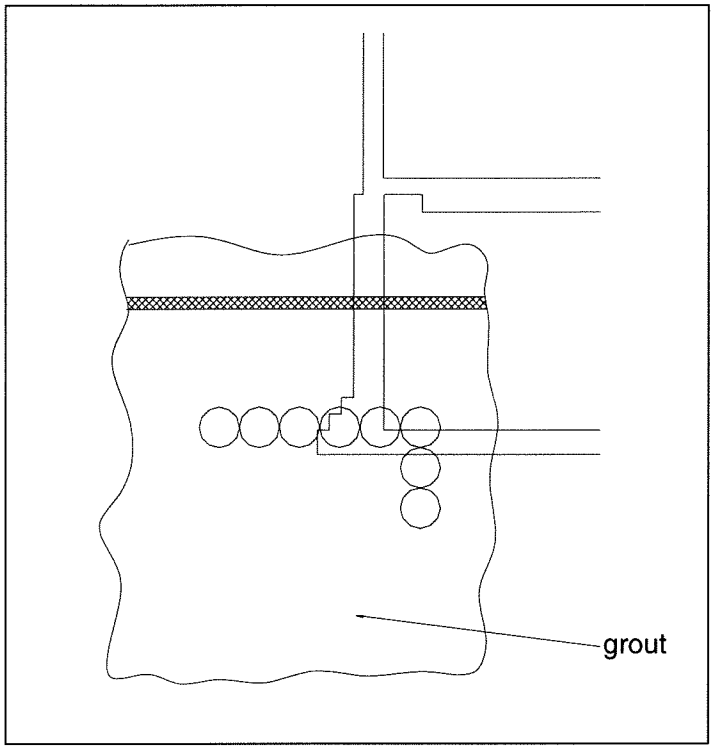
De kelder onder het Westelijk toegangsgebouw is gefundeerd op een niveau van NAP-3,80 m. De bovenkant van het buizendak komt op een niveau van NAP-2,7 m. De nu geplande ligging van het busstation is dusdanig dat een klein deel van de westzijde van de kelder afgesneden wordt. Voordat de buizen door de kelder kunnen worden geperst, dient de huidige fundering opgevangen te worden zodat geen ontoelaatbare zettingen kunnen optreden. Er zijn verschillende manieren om de huidige fundering op te vangen.

De huidige fundering kan opgevangen worden door aan beide kanten van de fundering buispalen aan te brengen waarover een balk komt te liggen die de fundering draagt. Als de fundering is overgenomen, kunnen de buizen worden geperst. De krachten uit de fundering van het gebouw worden door middel van het aanbrengen van een bodeminjectie overgenomen op de ingeperste buizen. De buispaal die in de kelder staat, staat buiten de toekomstige doorsnede en kan derhalve in de grond achter blijven. De buispaal aan de westzijde, buiten de oorspronkelijke kelder, moet eigenlijk weer worden getrokken. Deze staat namelijk in de weg wanneer de overige buizen van het dak geperst gaan worden. Deze buispaal staat echter in een andere gedeelte van het Westelijk toegangsgebouw en kan dus niet eenvoudig getrokken worden. Zie Figuur 25.



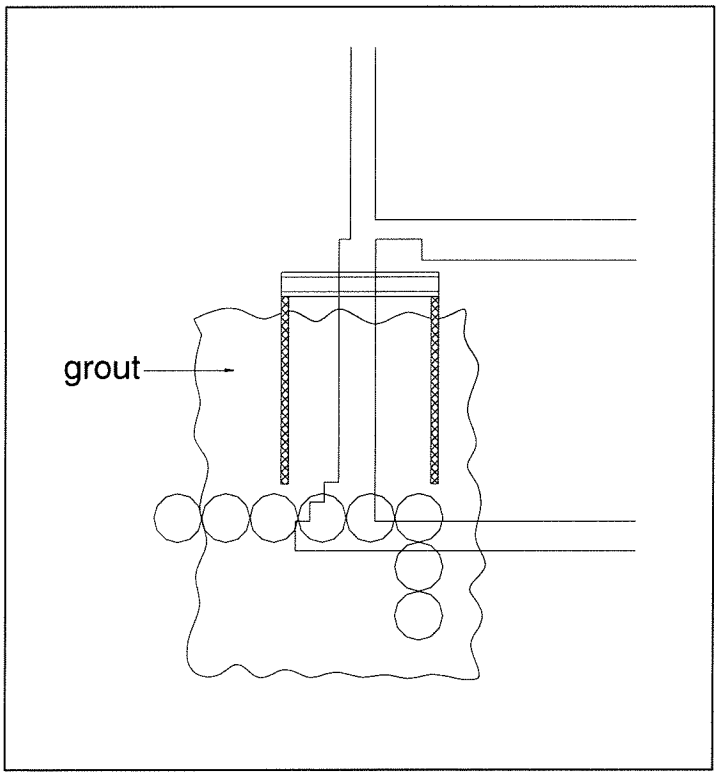
Figuur 25: Opvangen fundering met buispalen

Een andere oplossing is door rondom en in de kelder een injectielichaam te maken. Dit injectielichaam moet dan zorgen voor een spreiding van de lasten uit het gebouw naar de ondergrond. Eventueel is het mogelijk om wapening aan te brengen door het injectielichaam en de bestaande fundering om de samenwerking te verzekeren. De buizen kunnen dan door het injectielichaam en de bestaande fundering geperst worden. Bij deze oplossing moet wel eerst de kelder volgestort worden met zand anders kan er geen injectielichaam gemaakt worden.



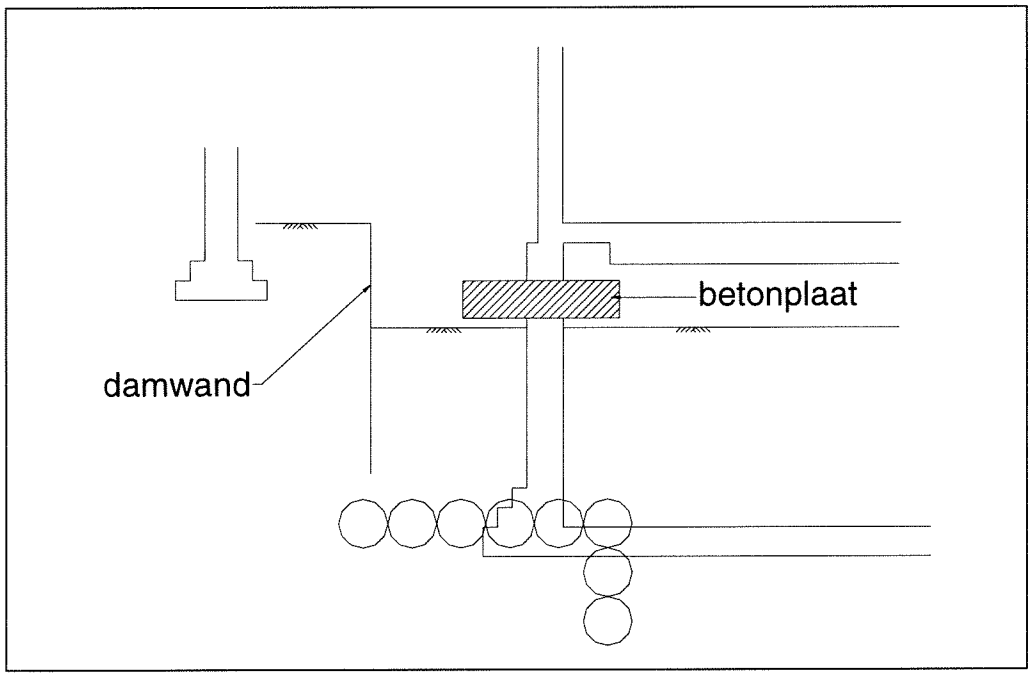
Figuur 26: Opvangen fundering met injectielichaam

Een derde mogelijkheid is een injectielichaam met daarin verankerd stalen profielen waarover een balk ligt die door de fundering gevoerd wordt en die de belasting uit het gebouw opneemt en overdraagt naar het injectielichaam. Zie Figuur 27 voor een principe schets. De stalen profielen moeten zo kort zijn dat de buizen er onderdoor geperst kunnen worden. Eventueel kunnen tussen de stalen profielen en de balken vijzels worden geplaatst om ongewenste zettingen ongedaan te maken en schade te voorkomen.



Figuur 27: Opvangen fundering met injectielichaam en stalen profielen

De laatste mogelijkheid is het opvangen van de fundering met een gewapend betonnen plaat. De vloer van de reizigerstunnel dient verwijderd te worden en in de kelder moet zand worden gestort. De betonnen plaat wordt zo hoog mogelijk aangebracht en is ongeveer één meter dik. De onderkant van de betonplaat kan bijvoorbeeld op de zelfde hoogte worden aangelegd als de overige fundering van het westelijk toegangsgebouw, NAP-1,0 m. Door een damwand met beperkte inheidiepte te slaan kan de waterstand door middel van bemaling worden verlaagd. Eventueel kan retourbemaling worden toegepast om zettingen te voorkomen. De grond kan afgegraven worden en de betonplaat kan worden gestort. Door wapening aan te brengen kan het geheel verstevigd worden. De betonplaat fungeert als de nieuwe fundering. De buizen kunnen, onder de betonplaat, door de huidige fundering worden geperst.



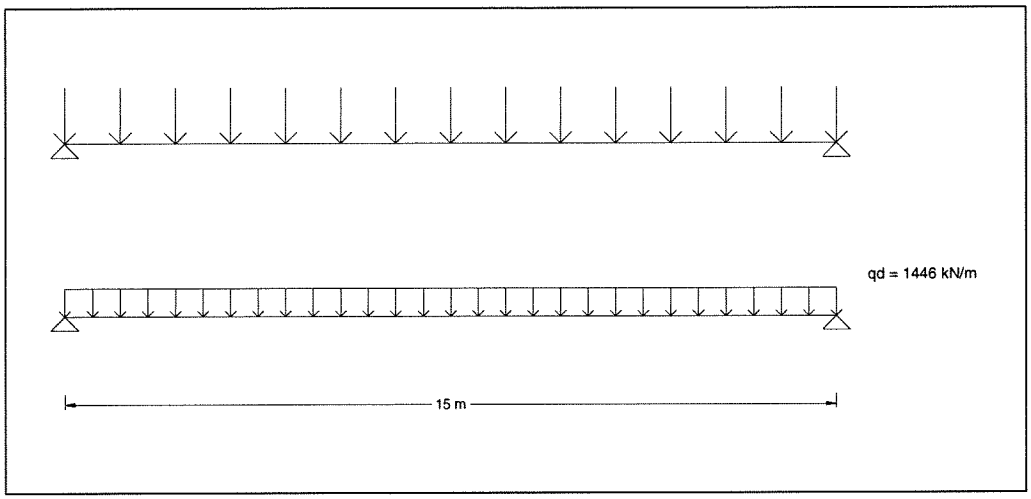
Figuur 28: Opvangen fundering met gewapend betonnen plaat

4.3.7 Perskrachten gekozen buis

De gekozen buis heeft een doorsnede van ∅ 1020. Zoals beschreven in paragraaf 3.4 kan de perskracht volgens verschillende methoden worden berekend. In bijlage IX is een sheet opgenomen met de berekening van de benodigde perskracht. Als voor de mantelwrijving uitgegaan wordt van de methode van Herzog en een smering met bentoniet, komt de totaal benodigde perskracht uit op 11056 kN. Uit de benodigde perskracht kan worden berekend wat de minimaal benodigde wanddikte is. Met een staalkwaliteit van Fe 500 is een minimale wanddikte van 9,7 mm vereist. De gekozen buizen voor de vloer, het dak en de wand met respectievelijk een wanddikte van 10 mm, 10 mm en 17 mm voldoen aan de globale rekenregels.

4.3.8 Globale dimensionering onderslagbalk

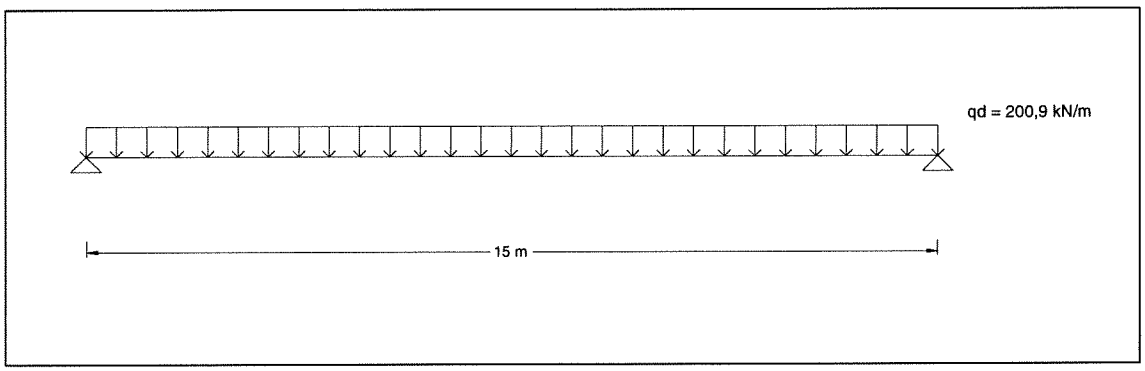
Bij het dimensioneren is in eerste instantie uitgegaan van een overspanning van 15 m. De kolommen staan 7,2 m hart op hart. De buizen dragen de belasting over naar de onderslagbalk die het vervolgens afvoerd naar de ondergrond. De oplegkrachten van de buizen zijn te schematiseren als een verdeelde belasting op de onderslagbalk.



Figuur 29: Belastingschema onderslagbalk

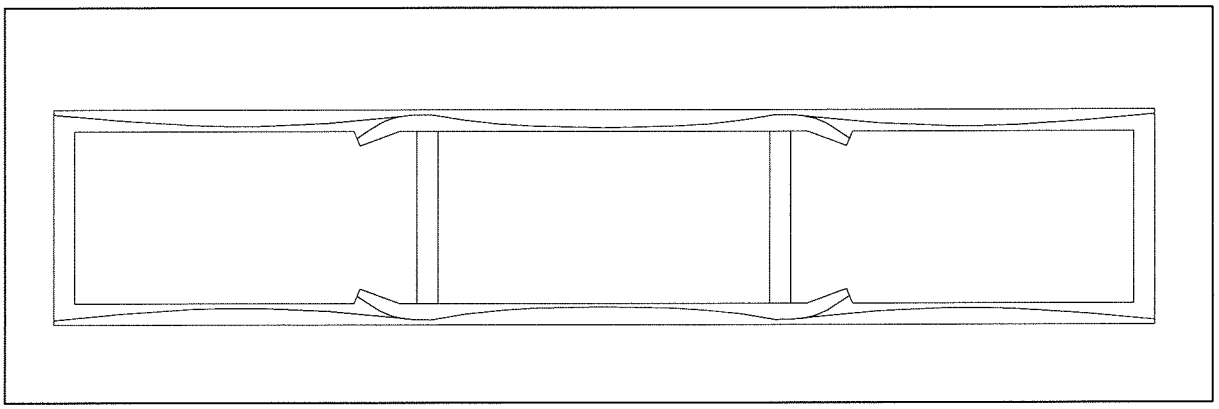
Elke onderslagbalk heeft een oppervlak van 15 x 7,2 m te dragen. De verdeelde belasting per onderslagbalk wordt 1446 kN/m. Dit leidt tot een M_d = 40678 kN.
Dit is een veel te groot moment om met een geplande balk van h = 1,5 m op te nemen.

Opnieuw is de berekening uitgevoerd, maar dan met een kleinere kolomafstand waardoor de onderslagbalk minder belasting hoeft af te dragen. Met dezelfde afmetingen van de balk is de belasting nog te groot om af te kunnen dragen. Met een kolomafstand van 5 m en een onderslagbalk van 1 m x 2 m is het mogelijk om alle belasting af te dragen. Door de toename ten opzichte van de eerste aanname van de hoogte van de onderslagbalk, komt het totale busstation één meter dieper in de ondergrond te liggen. Dit is ongunstig en dient te worden voorkomen.
Een andere optie is om de onderslagbalken te vervangen door een betonnen plaat onder de gehele buizenconstructie. De plaat hoeft maar over één meter breedte de belasting te dragen. Met de maximale bovenbelasting is een plaat met een dikte van 1 m globaal voldoende. De kolomafstand wordt weer 7,2 m genomen.



Figuur 30: Belastingschema plaat (15 m x strook 1 m)

Een bijkomend voordeel van deze optie is, dat een volledig dak gecreëerd kan worden dat duurzaam genoeg is voor de totale levensduur van het busstation. Er zijn geen aanvullende maatregelen nodig voor brandwerendheid en waterdichtheid tijdens de levensduur van het busstation. Het busstation komt in zijn geheel ongeveer één meter hoger te liggen, wat scheelt in de opwaartse belasting. De vloerconstructie wordt ook uitgevoerd als een betonnen plaat. Hier ligt het meer voor de hand omdat een vlakke rijvloer toch noodzakelijk is in een busstation. Bij het dimensioneren van de plaat moet, vanwege de grootte van de optredende belastingen, vooral gekeken worden naar de maximaal opneembare dwarskracht. Bij een betonkwaliteit van B45 en 4 voorspankabels FeP 1860 per strekkende meter met ieder 10 strengen ∅ 15,2 mm, kan de optredende dwarskracht opgenomen worden. In Figuur 31 is te zien hoe de kabels in de constructie komen te liggen. Het is niet mogelijk om de kabels op de gebruikelijke manier van buitenaf voor te spannen en daarom zijn verdikkingen gemaakt om de kopplaten van de voorspankabels te plaatsen. Om de opneembare dwarskracht te vergroten en om het middenveldmoment op te kunnen nemen, lopen de kabels boven/onder de kolommen door.



Figuur 31: Mogelijke ligging van de voorspankabels

4.3.9 Globale dimensionering kolommen

De maximale belasting die naar een kolom wordt afgedragen, werkt over een oppervlakte van 7,2 x 15 m, uitgaande van een kolomafstand van 7,2 m.
De belasting van 200,88 kN/m² x 108 m² = 21695 kN werkt als normaalkracht in de kolom. De kracht die door de opwaartse belasting geleverd wordt is 117,4 kN/m² (busstation ligt 1 m hoger). De overige opwaartse kracht wordt geleverd door de reactiekracht van de ondergrond. In de kolom werkt een normaalkracht van N_d = 21695 kN.
Met de vergelijking:

$$A_b = \frac{N_d}{f_b' + \omega \cdot f_s}$$

kan ongeveer een beton doorsnede bepaald worden.
B45 f_b' = 0,6 * 45 = 27 N/mm²
ω = 4 % (wapeningspercentage)
f_s = 435 N/mm² (FeB 510)

A_b = 488627 mm²

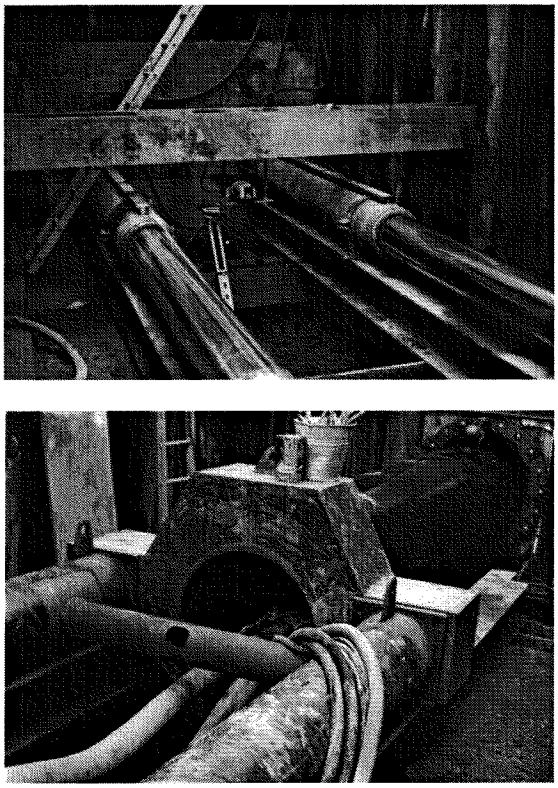
Vierkante kolom van ongeveer 700 x 700 mm (A_b = 490000 mm²)
Ronde kolom met een diameter van 800 mm (A_b = 502655 mm²)

De kolommen oefenen een geconcentreerde kracht uit op het dak en de vloer. Om deze kracht op te kunnen nemen, moet rondom de kolommen extra wapening worden aangebracht om pons te voorkomen. Wanneer alleen wapening niet voldoende is moet eventueel ter plaatse van de kolommen een verdikking van het dak en de vloer worden gemaakt.

4.3.10 Uitvoering

Persen

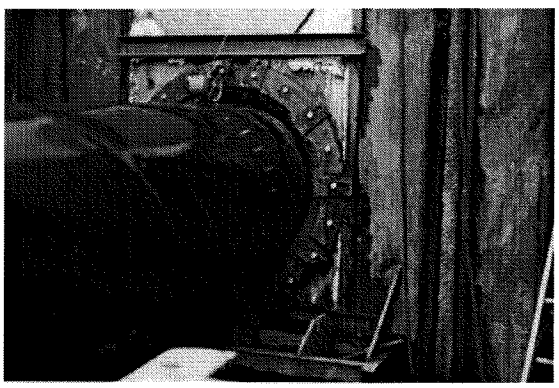
In paragraaf 3.3 is reeds ingegaan op de uitvoering. Tevens zijn de verschillende onderdelen van het pipejacking besproken. In het kort komt het erop neer dat de buis de grond ingeperst wordt door vijzels. In dit geval moet ongeveer 1000 ton overwonnen worden. Hiervoor zijn vier vijzels van 300 ton nodig. De vijzels zetten zich af tegen een frame die de belasting spreidt over de bouwkuipwand. Ze drukken tegen een drukring die de buis de grond in perst (zie Figuur 32).



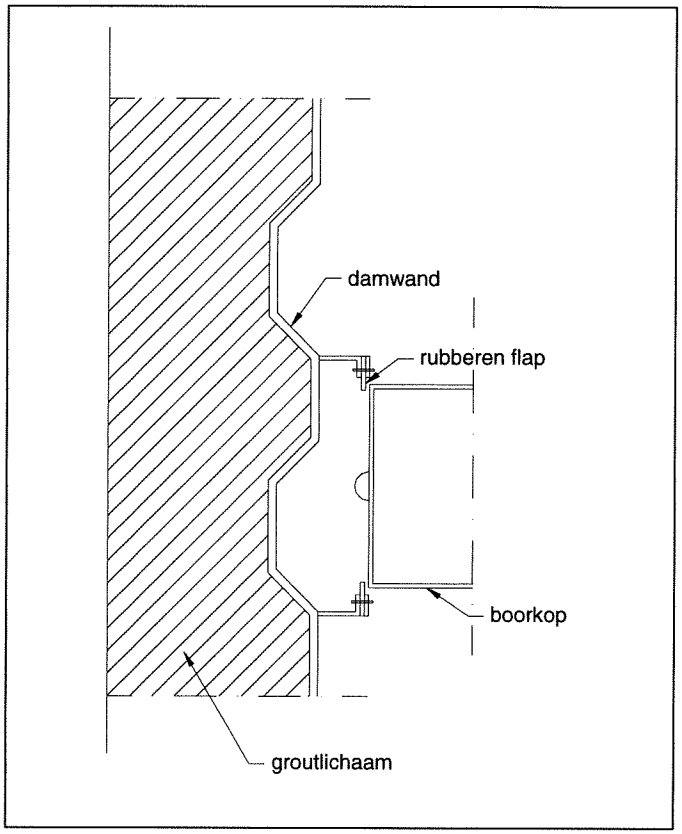
Figuur 32: vijzels, drukring en spreidingsframe

Doorvoerraam

De buizen worden vanuit een bouwkuip door de bouwkuipwand geperst direct in een watervoerend grondpakket. De bouwkuipwand is vaak een stalen dam- of combiwand. Om de buis door te kunnen voeren, moet een opening in de bouwkuipwand worden gebrand. Door deze opening zal zonder aanvullende maatregelen een grote hoeveelheid grond en water in de bouwkuip stromen. Vooral wanneer de grond voornamelijk bestaat uit zand en de grondwaterstand hoog is, levert dit problemen op. Om deze problemen te voorkomen, worden verschillende aanvullende maatregelen getroffen. Ten eerste wordt achter de damwand, vanuit de bouwkuip gezien, een groutlichaam aangebracht. Omdat de geboorde diameter altijd iets groter is dan de buisdiameter kan langs de buis, als de boorkop het groutlichaam gepasseerd is, water en zand naar binnen stromen. Dit kan worden tegengegaan door een zogenaamd doorvoerraam te maken. Een doorvoerraam is een stalen kist die rondom het gat in de damwand gelast is. Op deze stalen kist wordt een rubberen ring bevestigd waardoor de buis en de boorkop gevoerd worden. De druk van het grondwater drukt de rubberen flap op de buiswand en verhindert het instromen van het grondwater. (zie foto in Figuur 33 en Figuur 34)



Figuur 33: Doorvoerraam met rubberen ring



Figuur 34: Doorsnede doorvoerraam

Bij het binnen halen van een buis wordt over het algemeen geen doorvoerraam toegepast. De boorkop boort door het grout en wanneer de buis in de bouwkuip is wordt de overcut direct opgevuld met grout. Dit is goed uitvoerbaar bij niet al te grote stijghoogtes van het grondwater. In het geval van het busstation wordt op een diepte gewerkt waarbij zeker 10 m waterkolom gekeerd moet worden. Wanneer de instroom van water een probleem is, wordt rondom de buis een opblaasbare rubberen ring aangebracht. Deze opblaasbare ring fungeert als bekisting totdat de groutinjectie uitgehard is.

Bouw/persvolgorde

De buizen worden doorgeperst ten behoeve van het dak, maar ook ten behoeve van de vloer en de wanden. Een afweging moet gemaakt worden welke buizen eerst geperst gaan worden: het dak of de vloer.
Gekeken naar de fasering zou het handig zijn als de bouwkuip eerst gedeeltelijk ontgraven kan worden, zodat de buizen voor de dakconstructie geperst kunnen worden. De vijzels en dergelijke kunnen dan normaal op de bouwkuipbodem geplaatst worden. Er zijn in dit geval geen alternatieve draagconstructies nodig voor de persinstallatie.
Gezien de grondslag bij het station in Haarlem is het niet mogelijk om de bouwkuip in twee fasen aan te leggen. Omdat geen ondoorlatende laag in de ondergrond aanwezig is en grondwaterstandverlaging niet toegestaan is, moet een waterafsluitende laag gemaakt worden. het is echter erg duur om een waterafsluitende laag aan te brengen, de buizen voor het dak te persen en daarna de laag weer te verwijderen om de bouwkuip dieper te graven en weer een waterafsluitende laag aan te brengen. Het in fasen ontgraven van de bouwkuip is hiermee geen optie. De bouwkuip wordt direct met de benodigde diepte aangelegd en voor het persen van de buizen van het dak en de wanden moet een beweegbare draagconstructie ontworpen worden.
Als de bouwkuip toch direct op diepte wordt aangelegd, is het raadzamer eerst de buizen van de vloer te persen. De zettingen die optreden tijdens het doorpersen hebben dan geen invloed op de reeds geperste buizen van het dak wanneer deze als eerste geperst zouden zijn.
De buizen worden om en om geperst. De beïnvloeding van de buizen onderling is tijdens het persen minimaal. Normaal gesproken hebben de buizen de neiging "weg te lopen" bij vaste obstakels in de ondergrond. Wanneer een buis tussen beide geperste buizen ingebracht wordt, kan door geleiding via de slotconstructies een nauwkeurige plaatsing verkregen worden.

5 constructieve uitwerking

5.1 Inleiding

In het voorgaande hoofdstuk is een globale beschrijving gegeven van de buizenconstructie. Uit globale berekeningen is een buis gekozen van ∅ 1020 met een wanddikte van 10 mm. De buizen worden rondom geperst. Binnen deze buizenconstructie wordt de grond afgegraven en de buizen tijdelijk ondersteund. Deze tijdelijke ondersteuning wordt vervangen door een betonconstructie met een wanddikte van 1m. De betonconstructie moet in de definitieve fase de krachten overdragen en bescherming bieden tegen het grondwater.
De totale constructiehoogte bedraagt ongeveer twee meter. De buizen hebben in de eindfase geen functie meer en blijven in de grond achter en worden als verloren beschouwd. Door de buizen en het beton samen te laten werken kan vermoedelijk de constructiehoogte gereduceerd worden ten opzichte van de twee meter die nu globaal is berekend.
In dit hoofdstuk is getracht om de constructie zodanig te schematiseren, waarna aangetoond kan worden dat de buizen in de eindfase ook nog een functie kunnen vervullen en de constructiehoogte afneemt.
Eerst wordt nog ingegaan op een eventuele corrosietoeslag op de wanddikte. Als de buizen een permanente functie gaan vervullen, moeten deze namelijk een zekere reststerkte overhouden na de volledige levensduur.

5.2 Corrosie

5.2.1 Algemeen

De stalen buizen maken deel uit van de definitieve constructie. Om de sterkte en stijfheid van de constructie gedurende de totale levensduur te garanderen, moet de staalconstructie zijn sterkte behouden. Corrosie beïnvloedt de sterkte van de constructie. Ten alle tijden dient voorkomen te worden dat de constructie niet voldoende sterkte behoudt tengevolge van corrosie. De buizen worden aangetast door zowel inwendige als uitwendige corrosie.

5.2.2 Inwendige corrosie

Inwendige corrosie wil zeggen dat de buis van binnen uit corrodeert. Inwendige aantasting van de buis kan men voorkomen door aan de binnenkant van de buis een coating toe te passen. In het algemeen wordt er van uitgegaan dat door de buis een stof getransporteerd wordt, maar dat is bij deze bouwmethode niet het geval. De hele buis zou opgevuld kunnen worden met beton of een ander materiaal, zodat atmosferische corrosie van binnenuit niet kan optreden. Eventueel kan het opvulmateriaal ook nog bijdragen aan de sterkte en stijfheid van de buizenconstructie. Door op de wanddikte een corrosietoeslag te geven kunnen ook de schadelijke gevolgen worden voorkomen.

5.2.3 Uitwendige corrosie

Wanneer buizen geheel of gedeeltelijk bovengronds worden aangelegd of in aanraking komen met de buitenlucht kan atmosferische corrosie optreden. In de uiteindelijke situatie komt dit bij het busstation niet voor. Aan de binnenkant van de buizenconstructie komt een betonnen plaat die de buizen beschermt tegen atmosferische corrosie. Aan de buitenzijde van de constructie is grond en grondwater aanwezig.

Corrosie treedt echter altijd op wanneer stalen damwanden of buizen in de grond gebracht zijn. Op de damwand ontstaat een laag roest (ijzeroxide) die als het ware een beschermlaag vormt voor de damwand. Op het contactvlak water en damwand laten, door bijvoorbeeld turbulentie en algengroei, de ontstane roestdeeltjes los van de damwand. Het beschermlaagje verdwijnt en het corrosieproces kan doorgaan. Aan de achterzijde van de damwanden, waar grond en grondwater aanwezig zijn, ontstaat ook zo´n beschermlaag. Omdat het grondwater en de grond in rust zijn slijt het laagje er niet af en ontstaat geen doorgaande corrosie. Het beschermlaagje van ijzeroxide heeft een 5x groter volume en sluit goed af.

Bij stalen damwanden wordt, volgens CUR 166, in zoetwatermilieu geen toeslag voor corrosie toegepast. Als het staal in een zone ligt waar de waterlijn zich bevindt, treedt op dit grensvlak wel corrosie op. De gemiddelde aantasting aan de waterzijde rond de waterlijn bedraagt circa 0,02 mm per

jaar. De buizen liggen altijd geheel onder de grond en onder het grondwaterniveau. Gezien het voorgaande wordt op de wanddikte van de buizen geen toeslag voor corrosie toegepast.

Corrosie door zwerfstromen

Zwerfstromen zijn elektrische stromen die om één of andere reden niet via de rails terugvloeien naar de transformator, maar via de grond.
Wanneer stalen constructies in de grond aanwezig zijn, bestaat de kans dat de stroom door deze constructies gaat lopen omdat hier de minste weerstand wordt ondervonden. Vooral constructies die evenwijdig aan het spoor liggen zijn dan erg gevoelig. Zwerfstromen zorgen voor een toename van de corrosiesnelheid. Een extra toeslag op de wanddikte, of kathodische bescherming om de levensduur van de constructie te verzekeren, is dan vereist.

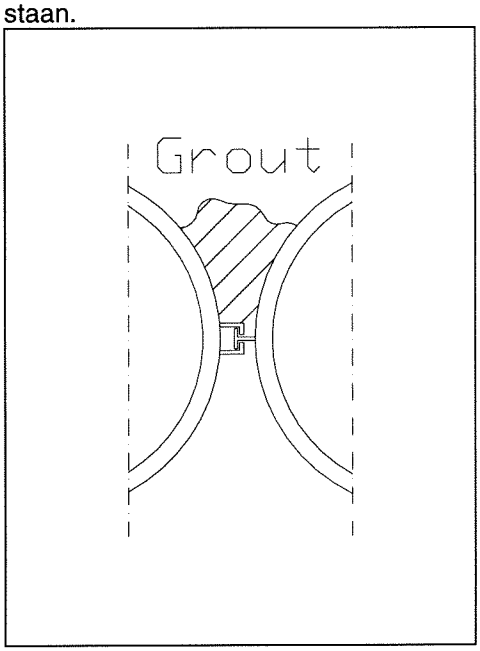
In dit geval kruisen de buizen het spoor loodrecht en ligt het spoor op NAP+5,0 m. Zwerfstromen die kunnen ontstaan, zouden kunnen lopen van het ene spoor naar het andere. De bovenkant van de buizen wordt geperst op een niveau van NAP-2,7 m. Zwerfstromen verspreiden zich in een bepaalde zone rondom het spoor. Hoe groot deze zone is, is niet bekend en zal nader onderzocht moeten worden. De verwachting is dat, gezien de grote afstand tussen de sporen en de buizen, geen rekening gehouden hoeft te worden met een corrosietoeslag voor zwerfstromen.
Wanneer in de toekomst de Zuidtangent als tram gaat rijden, moet wel aandacht gegeven worden aan de zwerfstromen die kunnen ontstaan door het trammaterieel. Bij het ontwerpen en aanleggen van de trambaan dienen maatregelen genomen te worden om schade door zwerfstromen te voorkomen. Zie bijlage XII voor een tekening om het fenomeen zwerfstromen te verduidelijken.

Kathodische bescherming

Om de buizen toch tegen eventuele corrosie te beschermen is het aan te raden om een kathodische bescherming aan te brengen. Zeker wanneer de buizen tijdens de gehele levensduur van de constructie een functie moeten vervullen en ongeacht of de buizen gevuld worden met beton of een ander opvulmateriaal. De bescherming kan uitgevoerd worden door middel van een systeem dat elektrische stroom van buitenaf gebruikt of door offeranodes aan te brengen. Een zogenaamd ´opgedrukt stroomsysteem´ is de meest economische keuze, aangezien de stroombron (gelijkrichter) naar behoefte geregeld kan worden. Kathodische bescherming werkt alleen in die zones die in contact met water zijn. De kathodische bescherming dient, voor een goede werking, zo snel mogelijk na het inbrengen van de buizen in werking te worden gesteld.

5.3 Waterdichtheid slotconstructie

De buizenmethode valt of staat met de waterdichtheid van de slotconstructie tussen de buizen. De buizen worden doorgeperst van bouwput naar bouwput. Over de gehele lengte van de doorpersing zijn de buizen aan elkaar gekoppeld. Als er geen maatregelen worden getroffen, kan het grondwater tussen de sloten doorsijpelen. Er zijn verschillende oplossingen mogelijk om de waterdichtheid van de sloten te garanderen. De meest voor de hand liggende, is het aanbrengen van een groutlichaam aan de buitenkant van de constructie. Het groutlichaam kan op verschillende manieren aangebracht worden. Het groutlichaam kan vanuit de buis door middel van nippels in de buiswand gevormd worden of door vanuit de bouwkuip horizontaal te injecteren langs de slotconstructie. (zie Figuur 35)
Van deze twee mogelijkheden is de eerste de meest betrouwbare methode. Horizontaal injecteren leidt in de praktijk vaak tot problemen in verband met de retourstroom. Wanneer de retourstroom niet goed onder druk gehouden wordt, leidt dit tot ongewenste zettingen. Bij het injecteren vanuit de buizen wordt de grond verdrongen en opgespannen. Dit heeft een positieve werking op de zettingen. Het groutlichaam vormt als het ware een prop tussen de buizen waartegen de grond en waterdrukken staan.



Figuur 35: Slotconstructie met groutinjectie

5.4 Opvullen met beton

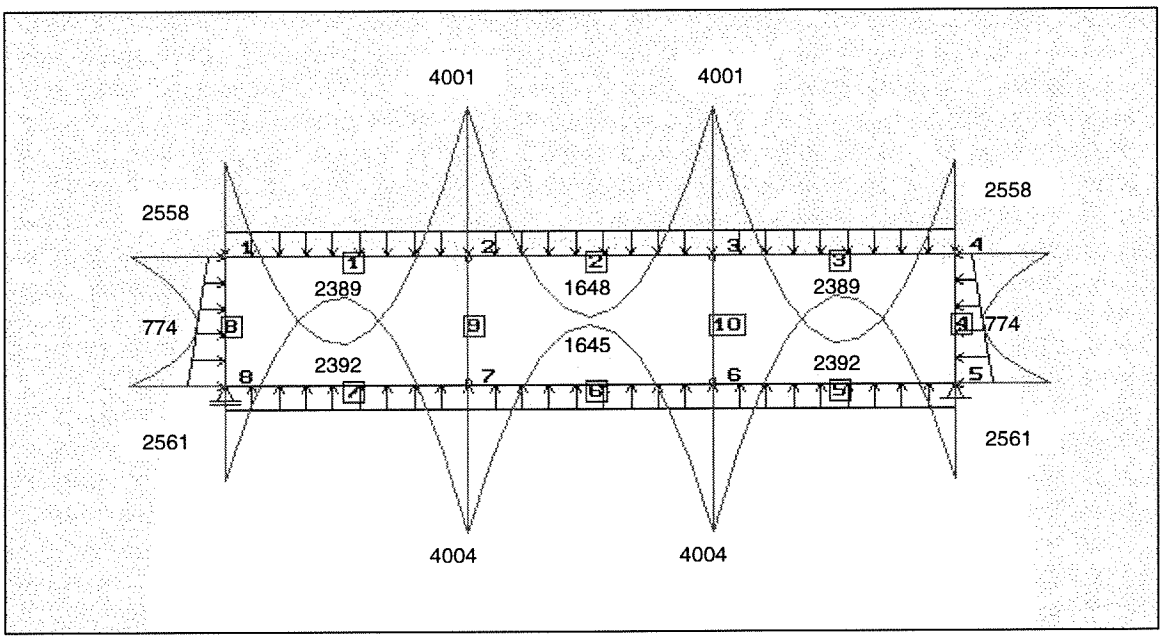
Bij de berekening van de afmeting van de buizen is geen rekening gehouden met een eventuele opvulling van de buizen met beton. De afmetingen zijn gebaseerd op het maximaal optredende moment tijdens ontgraven en ongevulde buizen. Wanneer de buizen gevuld worden met beton voordat er ontgraven wordt, is de sterkte wellicht veel groter en wordt de doorbuiging minder en is het maximaal opneembaar moment groter. In bijlage XIII is een berekening gegeven van het gewogen traagheidsmoment (I_{zz}^{E}) van de gevulde en ongevulde buis. Hieruit blijkt dat de gevulde buis drie keer stijver is dan de ongevulde buis. Een kanttekening hierbij is, dat gerekend is met een E-modulus van ongescheurd beton. In werkelijkheid zal het beton gaan scheuren en veel minder aandeel hebben in de sterkte van de doorsnede. Opvullen met beton is hierdoor waarschijnlijk niet zo doeltreffend als verwacht.
Door de wanddikte van de buis te verdubbelen, verdubbelt de sterkte (bijlage XIII). Het verdubbelen van de wanddikte biedt veel meer zekerheid over de toegenomen sterkte dan de buis vullen met beton. Dit is dan ook een veel effectievere en manier om de sterkte te vergroten. Wanneer de buis gevuld wordt met *gewapend* beton neemt de sterkte natuurlijk toe, maar dit komt overeen met het vergroten van de wanddikte. Meer staal in de uiterste vezels vergroot de sterkte.
Opvullen van de buis met beton heeft wel andere voordelen. Het is al genoemd als bescherming van de buiswand tegen corrosie van binnenuit. Ook vergroot het de momentcapaciteit van de buiswand bij belasting uit gronddrukken en ovalisering. De buis wordt namelijk veel stijver. De buiswand wordt als het ware opgelegd op een stijve ondergrond en kan niet vervormen.
Bij de berekeningen in dit hoofdstuk wordt in eerste instantie uitgegaan van ongevulde buizen.

5.5 Momentenverdeling

In deze paragraaf worden de momentverdelingen gegeven van de maatgevende situaties die optreden tijdens de bouw van het busstation of tijdens de eindfase. In iedere situatie is uitgegaan van een bovenbelasting van q_d = 200,88 kN/m².

Moment in dwarsrichting

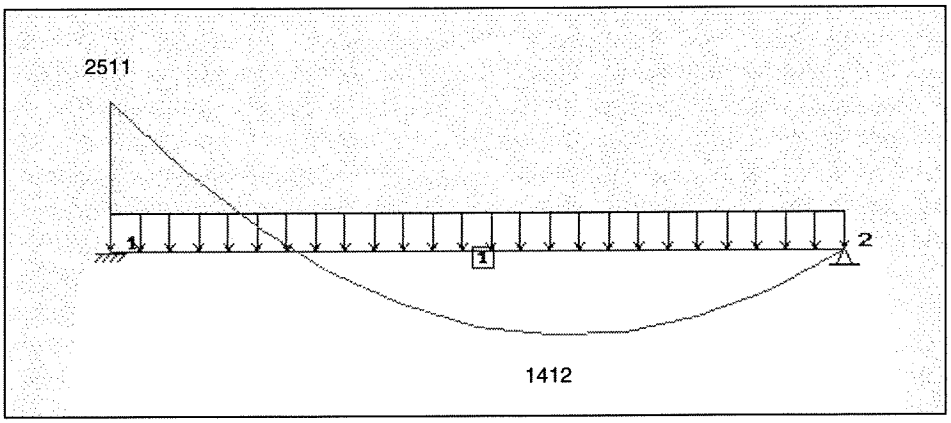
In dwarsrichting zijn de overspanningen 15 m. Tijdens de bouwfase kunnen veel extra ondersteuningen geplaatst worden, maar deze situatie is niet maatgevend en wordt verder ook niet meegenomen. Op de dakconstructie en op de vloerconstructie staat een belasting van q_d = 200,88 kN/m²- Op de wanden neemt de belasting van de vloer tot het dak toe, ten gevolge van de toenemende water- en korreldrukken. Met het computerprogramma Pcframe is een momentenverdeling in dwarsrichting gevonden. In bijlage XIV is ook de normaalkrachten-, dwarskrachten- en vervormingslijn opgenomen.



Figuur 36: Momentenverdeling in dwarsrichting (kNm)

Moment in lengterichting

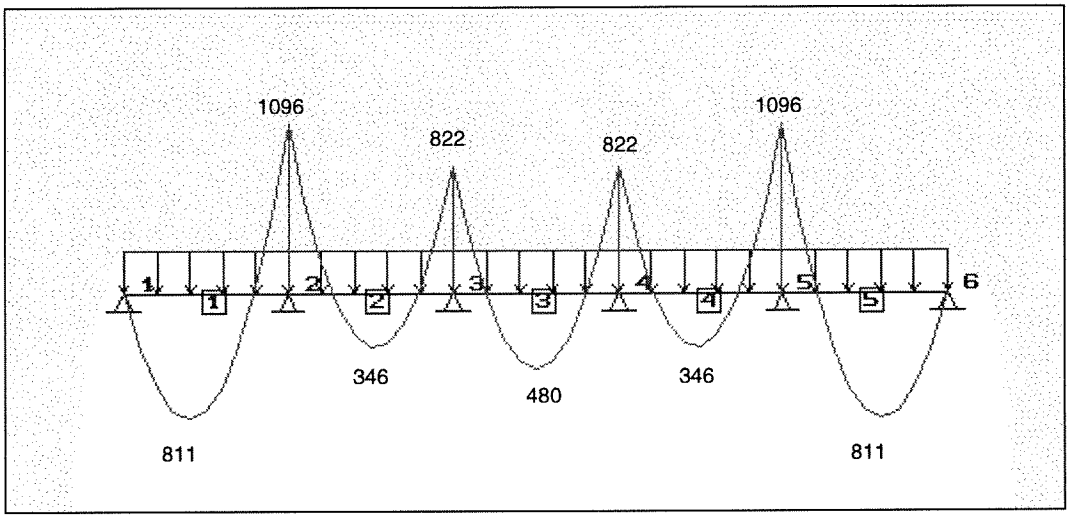
Het moment in lengterichting van de buizen is verschillend in verschillende stadia van het project. Tijdens ontgraven ontstaat er vanwege het graaffront een overspanning van ongeveer 10 m. De constructie kan geschematiseerd worden als een scharnieroplegging op de tijdelijke ondersteuning en een inklemming bij het graaffront.



Figuur 37: Schematisering momentenlijn tijdens ontgraven (kNm)

Het moment dat optreedt in de buizen tijdens de bouwfase als de buizen opgelegd zijn op de tijdelijke ondersteuningen is niet maatgevend. De tijdelijke ondersteuningen staan ongeveer 2 m hart op hart en dat is minder dan tijdens het ontgraven.

In de eindsituatie overspannen de buizen in ieder geval 7,2 m van kolom naar kolom. Een doorgaande ligger over deze kolomafstand leidt tot de volgende momentenlijn.



Figuur 38: Momentenlijn kolomafstand 7,2 m

5.6 Plooi in lengterichting

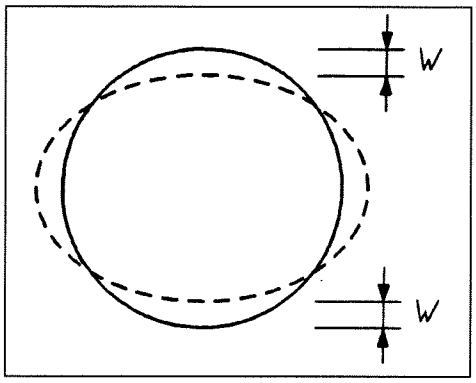
In NEN3650 zijn de volgende grenswaarden voor plooi gevonden. Deze grenswaarden gelden voor de meeste landleidingen.
De stuik bij buiging en normaalkracht:

- bij $2 \cdot \frac{r'}{d_n} \leq 120$: $\varepsilon_{cr} = 0{,}25 \cdot \frac{d_n}{r'} - 0{,}0025 + 3000 \cdot \left(\frac{r'}{E \cdot d_n} \right)^2 \cdot p \cdot |p|$
- bij $2 \cdot \frac{r'}{d_n} > 120$: $\varepsilon_{cr} = 0{,}10 \cdot \frac{d_n}{r'} + 3000 \cdot \left(\frac{r'}{E \cdot d_n} \right)^2 \cdot p \cdot |p|$

De in bovengenoemde formules in te voeren maatgevende straal r´ volgt uit:

$$r' = \frac{r}{1 - \frac{3w}{r}}$$

Waarin:
r´ = de maatgevende straal
r = de straal van de onbelaste leiding
w = de verandering van de straal ter plaatse van de optredende stuik zie Figuur 39
d_n = nominale wanddikte
E = elasticiteitsmodulus
p = inwendige overdruk = 0



Figuur 39: Verandering doorsnede

Uit de berekening van de ovalisering (zie paragraaf 5.7.3 en bijlage XV) blijkt dat door de grond- en waterdrukken een verticale verandering van de diameter optreedt van 12 mm.
De verandering van de straal w = 0,5 * 12 = 6 mm. Hieruit volgt: r´ = 529 mm.
Bij deze r´ is 2 · r´ /d_n kleiner dan 120 en wordt de eerste formule gebruikt die hierboven genoemd staat. De grenswaarde voor de stuik ε_{cr} in langsrichting wordt dan:
$\varepsilon_{cr} = 2{,}23 \cdot 10^{-3}$
Het maximaal opneembaar moment voor de buis rekening houdend met plooi wordt:

$$\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_s} \cdot M_{\max}$$

$M_{max} = \sigma_{vloei} \cdot W = 355 * 7{,}93 \cdot 10^6 = 2815 \cdot 10^6$ Nmm

i.v.m. plooi M = 2,23/2,5 * 2815 = 2511 kNm

De buis voldoet tijdens de bouwfase in lengterichting aan het plooicriterium.

5.7 Schematiseren dakconstructie dwarsrichting

Om de constructiehoogte te beperken wordt getracht de constructie zodanig te schematiseren dat de buizen meewerken bij het opnemen van het moment. De momenten, zoals gepresenteerd in de voorgaande paragraaf, zijn de momenten die de constructie op moet kunnen nemen.

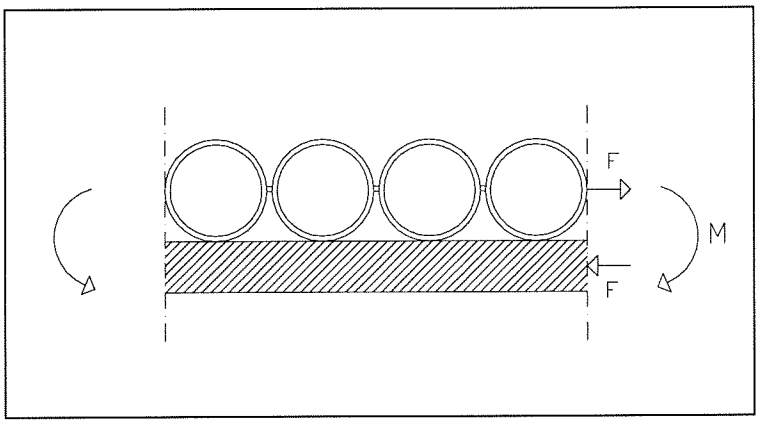
Zoals in de voorgaande paragraaf te zien is, treedt het grootste moment op in de dwarsdoorsnede. De buizen liggen in de lengterichting en zouden in die richting goed kunnen bijdragen aan het opnemen van de belasting. In dwarsrichting zijn de buizen slechts gekoppeld door sloten die kunnen worden opgevat als scharnieren. De gekoppelde buizen kunnen dus in deze doorsnede geen moment opnemen, er is geen stabiliteit. Door onder de buizen een betonplaat te storten, kan de stabiliteit worden verkregen. De gewapend betonnen plaat kan zo uitgevoerd worden dat het een op zich zelf staande plaat is die onafhankelijk van de buizen de belasting opneemt en afdraagt. De afmetingen van de plaat kunnen gereduceerd worden als er vanuit wordt gegaan dat de buizen ook een deel van de belasting opnemen. Deze constructie is op een aantal manieren te schematiseren. Als uitgangspunt geldt dat het zodanig geschematiseerd moet worden dat met enkele handberekeningen een uitspraak gedaan kan worden over de werking van het systeem en de sterkte.

De constructie is in eerste instantie beschouwd als samengestelde doorsnede. Door de samengestelde constructie te ontleden in een staalgedeelte en een betongedeelte, kan van de afzonderlijke delen het traagheidsmoment worden bepaald. Het traagheidmoment is sterk afhankelijk van de gekozen doorsnede (zie bijlage XVI). Van elk deel is een traagheidsmoment bepaald en aan de hand daarvan zou één traagheidsmoment bepaald moeten worden voor de gehele doorsnede. Het is echter niet bekend hoe de traagheidsmomenten van de verschillende delen zich tot elkaar verhouden. Het is daarom niet mogelijk om, aan de hand van deze methode, een gefundeerde uitspraak te doen over de grootte van het traagheidsmoment van de samengestelde doorsnede. Geprobeerd is om met behulp van de elasticiteitsmodulus een gewogen traagheidmoment te bepalen voor de gehele samengestelde doorsnede. Ook bij deze methode is het onzeker of de werkelijkheid wel goed wordt weergegeven (zie bijlage XVII). Er is gerekend met de elasticiteitsmodulus van gescheurd beton. Wat precies de elasticiteitsmodulus van gescheurd beton is, is onzeker. In de berekening is uitgegaan van 1/3 deel van ongescheurd beton. De invloed van gescheurd beton op de

stijfheid is echter erg onduidelijk. De methode van een gewogen traagheidsmoment is eigenlijk alleen toepasbaar bij lineair elastische materialen, zoals staal en hout. Beton is na scheuren geen lineair elastisch materiaal meer.

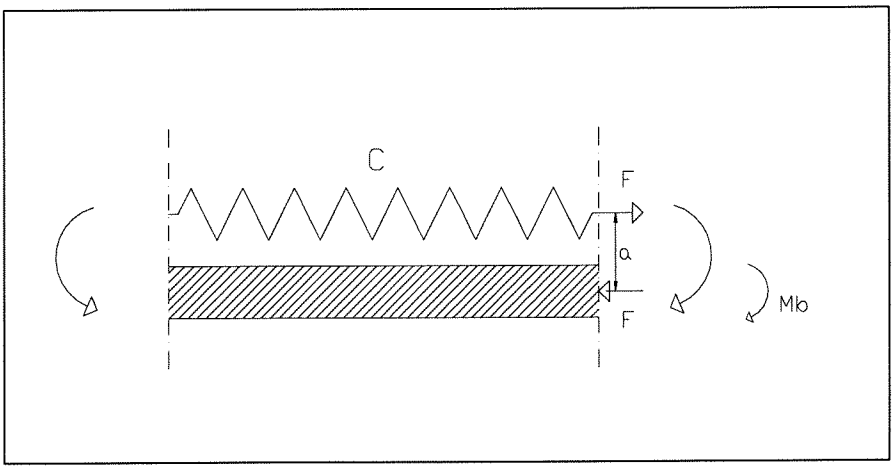
5.7.1 Buizen als veer

Bij de tweede schematisering worden de gekoppelde buizen gezien als een ketting waarbij de buizen de kralen zijn en de sloten de schakels. Een ketting kan je heel goed op trek belasten. De schematisering gaat daarom uit van een trekkracht in de buizen, wat leidt tot een drukkracht in de betonplaat onder de buizen. Zo ontstaat er een koppel in de constructie die het moment uit de belasting op zou moeten kunnen nemen (Figuur 40). Voorwaarde is wel dat tussen de buizen en de betonconstructie een schuifkracht kan worden overgebracht. Dit kan worden bereikt door op de buizen deuvels te lassen die de schuifkracht over kunnen brengen naar de betonconstructie. In de betondoorsnede zelf ontstaat ook een moment (M_b) dat bijdraagt aan de totale capaciteit. De druk zonehoogte is in eerste instantie aangenomen als de helft van de totale doorsnede. (lineaire spanningsverdeling in het beton).



Figuur 40: Schematisering buizen als ketting

De kracht die ontwikkeld kan worden in de buizen hangt af van de stijfheid van de buizen. De buizen en de sloten worden opgevat als een veer met een bepaalde veerstijfheid. Voor de veerstijfheid dient een uitdrukking te worden gevonden.

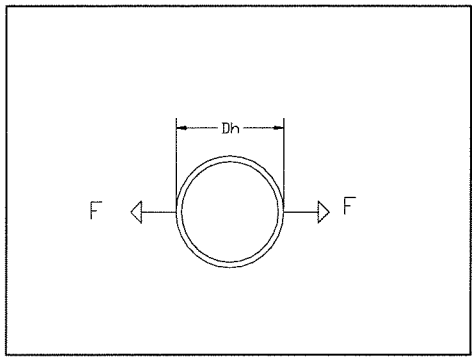


Figuur 41: Buizen als veer

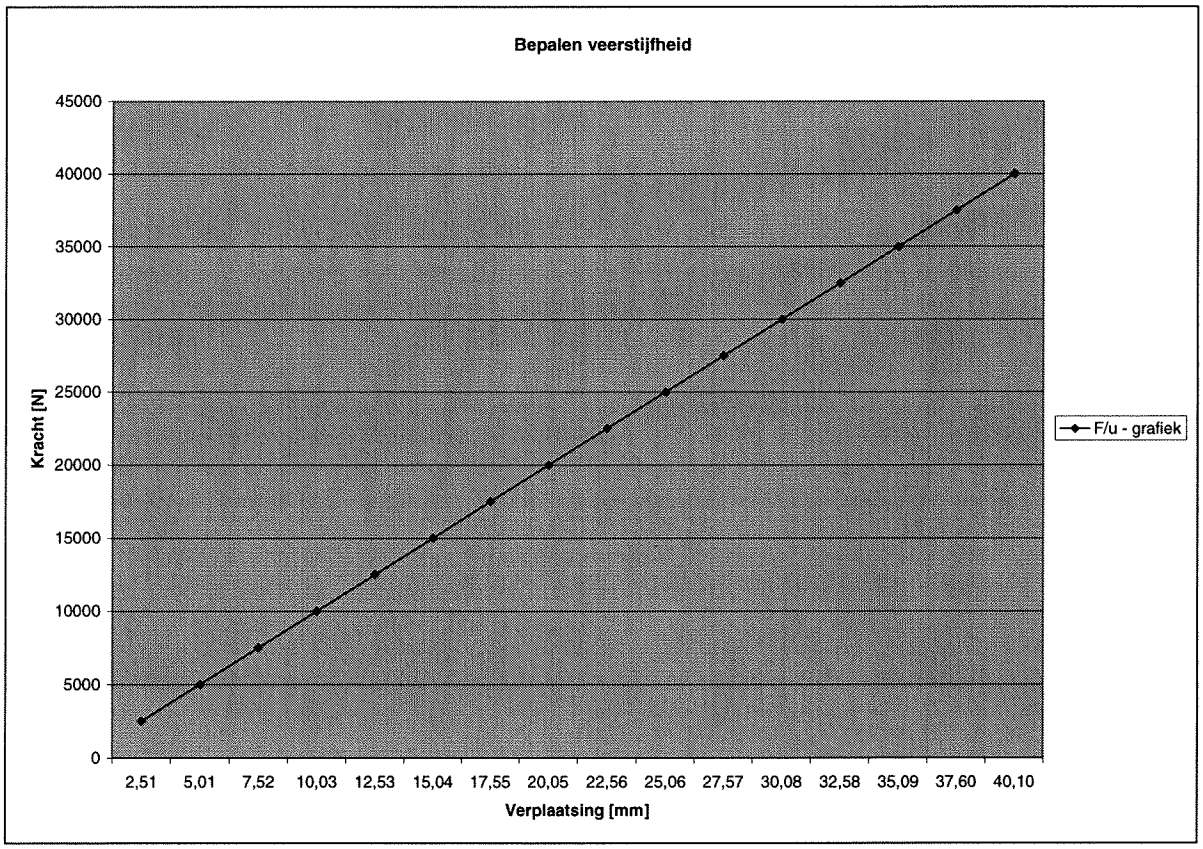
De veerstijfheid kan bepaald worden door de verplaatsing van de buiswand bij verschillende puntlasten tegen elkaar uit te zetten. De helling van de lijn is de veerstijfheid.
Uit Roark´s formulas for Stress and Strain is een relatie gevonden tussen een puntlast op een buiswand en de verplaatsing van die buiswand,

$$D_H = 0{,}1488 \cdot \frac{F \cdot r^3}{EI}$$

waarin,
D_H = vergroting diameter buis
F = kracht op buiswand
EI = buigstijfheid buiswand ($EI = Ebt^3/12(1-\nu^2)$ (ν voor staal = 1/3). [lit 15])
r = straal van de buis



Figuur 42: Buis met puntlast Roark´s



Figuur 43: Grafiek kracht tegen uitrekking

De veerstijfheid die hieruit volgt: C = 997 N/mm
Uit deze veerstijfheid en het opgelegde moment kan dan de uitrekking bepaald worden. Als de uitrekking bekend is, kan de betreffende kracht worden bepaald. Uit de berekening in bijlage XVIII blijkt dat de stijfheid van de buis gering is en dat enorme verplaatsingen optreden. Deze verplaatsingen zullen in werkelijkheid niet optreden, omdat op dat moment de constructie al lang bezweken is. De buizen kunnen een maximale kracht opnemen voortvloeiend uit het maximaal opneembaar moment van de buiswand. Het overige deel van het moment moet opgenomen worden door de betonconstructie.

Maximaal opneembaar moment buiswand

De belangrijkste controle die bij de berekeningen uitgevoerd moet worden, is de controle of de buiswand niet gaat vloeien ten gevolge van de puntlast op de buiswand (zie bijlage XIX). Het moment dat optreedt in de buiswand ten gevolge van een puntlast is gelijk aan $M = F \cdot r/\pi$. Het maximaal opneembaar moment is afhankelijk van het weerstandsmoment van de buiswand en de staalkwaliteit. Het maximaal opneembaar moment voor een buis met een wanddikte van 10 mm volgt uit:

$M_{max} = W \cdot \sigma_s = 1/6 * 1000*10^2 * 355 = 5{,}92$ kNm

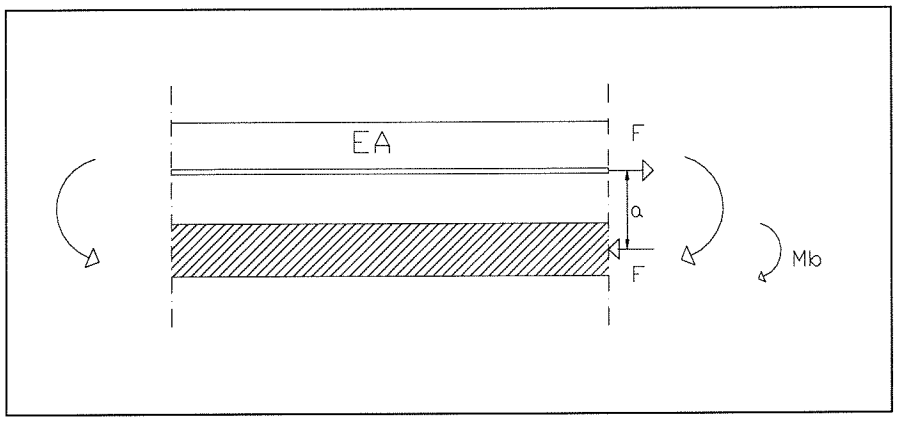
De maximaal opneembare kracht van de buiswand die hieruit volgt is:

$F_{max} = \pi \cdot M_{max} / r = 36447$ N = 36,4 kN

Voor de buis met een geschematiseerde veerstijfheid van C = 997 N/mm, betekent dit een maximale kracht van 36,4 kN en een daarbij horende verlenging van 36,5 mm.

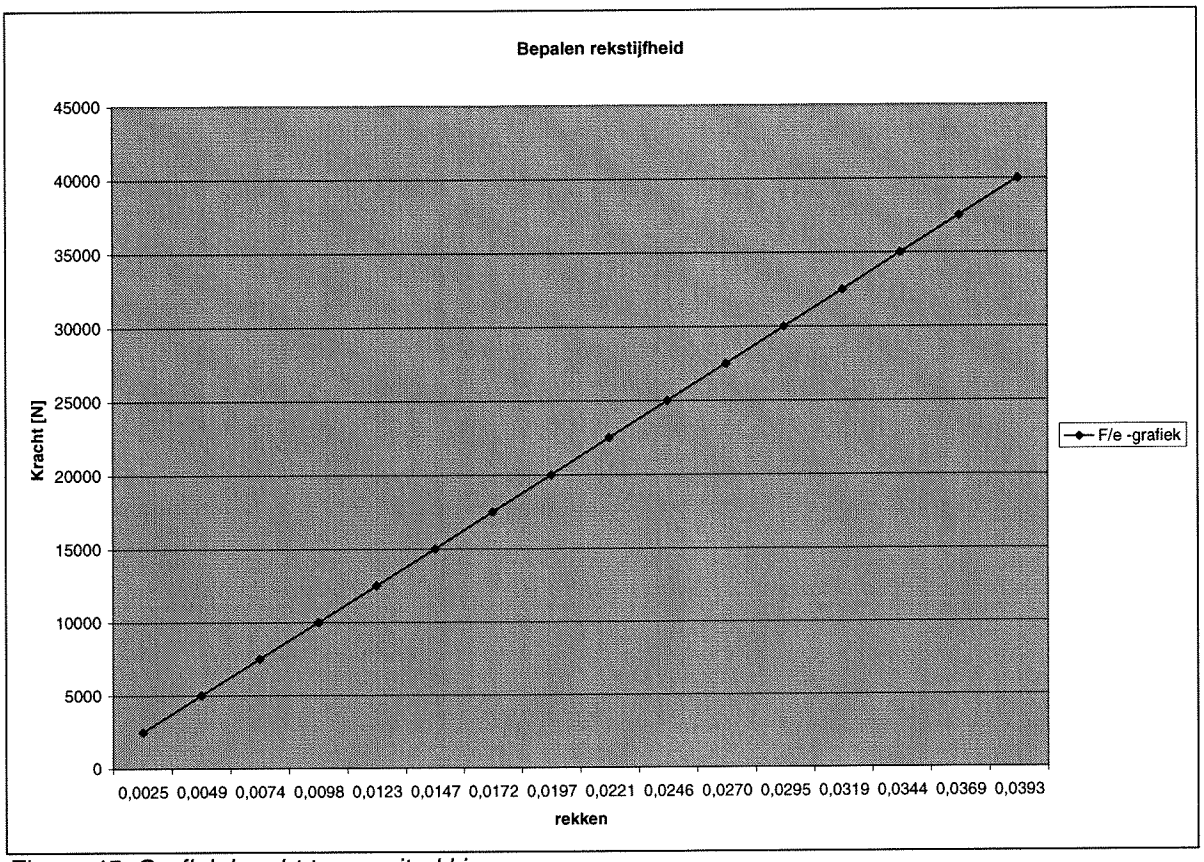
5.7.2 Buizen als externe wapeningsstaaf

De derde schematisering gaat uit van het zelfde principe. De buizen worden hier niet gezien als een veer, maar als een externe wapeningstaaf met een bepaalde rekstijfheid (EA).



Figuur 44: Buizen als externe wapeningsstaaf

De rekstijfheid van de buizenconstructie moet eerst bepaald worden alvorens de capaciteit van de totale constructie kan worden bepaald (zie bijlage XX). Uit de voorgaande schematisering bleek, dat de buizen de zwakste schakel vormen in het geheel. De rekstijfheid van de constructie wordt dus bepaald door de rekstijfheid van de buis. Om voor de buis een rekstijfheid te bepalen wordt in een grafiek verticaal de kracht uitgezet tegen de rek op de horizontale as.



Figuur 45: Grafiek kracht tegen uitrekking

Omdat geldt:

$$\frac{\Delta l}{l} = \varepsilon = \frac{F}{EA}$$

Kan uit de helling van de grafiek de rekstijfheid (EA) worden bepaald.

De rekstijfheid die hieruit volgt is $10{,}2 \cdot 10^5$ N.
Ook hier geldt dat de buiswand een bepaalde maximale kracht kan opnemen. Het maximaal opneembaar moment is 5,92 kNm. Dit komt overeen met een kracht van 36,4 kN. Met de berekende rekstijfheid leidt dit tot een rek van 3,57%. De totale verlenging is dan 36,4 mm.

Deze waarde komt overeen met de verlenging die optreedt wanneer de buis geschematiseerd wordt als een veer. De samengestelde constructie is uiteindelijk geschematiseerd tot een betonconstructie met een zogenaamde externe wapeningsstaaf.
De kracht in de wapeningsstaaf levert een reactiekracht in de betondoorsnede. Bij het steunpuntsmoment leveren deze twee krachten een koppel tegengesteld aan het moment uit de belastingen. De kracht in de betondoorsnede grijpt in het zwaartepunt van de betondoorsnede aan. De werklijn van de kracht in de externe wapeningsstaaf wordt ter hoogte van de middellijn van de buizen en de sloten gekozen.
Bij een betonhoogte van 600 mm wordt het koppel F · a = 36,4 * (510 + 300) = 29,5 kNm. (Zie ook bijlage XX en Figuur 44)

Uit de momentenverdeling zoals gegeven in pararaaf 5.5 blijkt dat de optredende momenten uit de belasting vele malen groter zijn dan het moment dat ontstaat door het koppel in de buizen en de betondoorsnede. De bijdrage van de buizenconstructie aan de momentcapaciteit van de constructie is dus verwaarloosbaar klein. Bij de schematisering is in de bijlagen uitgegaan van een betonhoogte van h_b = 400 mm. In bijlage XXI is daarom een handberekening bijgevoegd van de momentcapaciteit van een betondoorsnede met ±1% wapening. Het koppel uit de buizenconstructie is verwaarloosd.

De betonconstructie moet het optredende moment opnemen.
Het grootste moment treedt op bij de middensteunpunten en heeft een waarde van 4004 kNm. Het grootste veldmoment is 2392 kNm. Uit de berekening in bijlage XXII blijkt dat voor het opnemen van

het grootste veldmoment ongeveer 15504 mm² staal nodig is per meter plaatbreedte. Dit is bij een betonhoogte van 600 mm ongeveer 2%. (Gebruikelijk is ongeveer 1%) Voor het opnemen van het steunpuntsmoment is nog veel meer wapeningsstaal nodig. De betonconstructie zal daarom uitgevoerd moeten worden als een voorgespannen betonconstructie. In bijlage XXII is ook een berekening opgenomen waarin het afschuifdraagvermogen berekend wordt.

Een vuistregel om de doorbuiging te bepalen van een aan twee zijden ingeklemde ligger met een verdeelde belasting is:

$$w = \frac{1}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{EI}$$

De buigstijfheid (EI) verloopt over de lengte van de ligger. Uit het M-κ diagram kan de buigstijfheid bepaald worden door de helling van de grafiek te bepalen. De doorbuiging wordt altijd in de bruikbaarheidgrenstoestand bepaald. De belasting in de bruikbaarheidsgrenstoestand is 150 kN/m. Hieruit volgt een maximaal moment van ongeveer 1410 kNm (1/24ql²). Uit het M-κ diagram van een plaat met een betonhoogte van 600 mm volgt dan een EI = $2{,}61 \cdot 10^{14}$ Nmm². (Bijlage XXII) De doorbuiging wordt dan met behulp van de bovenstaande formule w = 76 mm.
De eis uit de TGB voor platen is dat de doorbuiging kleiner is dan w = 0,004 · l. Bij een overspanning van 15 m moet de doorbuiging dus kleiner zijn dan 60 mm.
Hieruit kan geconcludeerd worden dat de doorbuiging bij een betonhoogte van 600 mm de zelfde orde van grootte heeft als de toegestane doorbuiging. In de uiteindelijke oplossing zal de doorbuiging geen probleem vormen. In Tabel 4 is af te lezen wat het effect op de doorbuiging is bij een betonhoogte van 800 mm.

Betonhoogte	Wapening [mm²]	Moment [kNm]	EI [Nmm²]	Doorbuiging w [mm]
600	15504	1410	$2{,}61 \cdot 10^{14}$	76
800	15504	1410	$6{,}02 \cdot 10^{14}$	33

Tabel 4 : Betonhoogte en doorbuiging van een plaat

5.7.3 Bespreking van de resultaten van de berekeningen

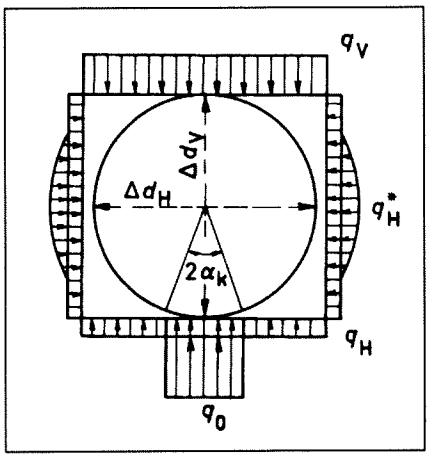
Bij de berekeningen in voorgaande paragrafen is een waarde bepaald voor de veerstijfheid en de rekstijfheid. Uit de berekeningen kwam naar voren dat de maximale verplaatsing van de buiswand, alvorens te gaan vloeien, ongeveer 36 mm is. Om een beter gevoel op de verplaatsingen te krijgen is een tweetal berekeningen gemaakt. Bij de eerste wordt het gewicht van een auto aan de buis gehangen en berekend wat de verplaatsing is. Bij de tweede berekening wordt de ovalisering van de buis bekeken ten gevolge van de grond- en waterdrukken na het inpersen.

Verplaatsing ten gevolge van gewicht auto.

Als over de buigstijfheid gesproken wordt tijdens de berekeningen wordt de buigstijfheid van de buiswand bedoeld. Om een beter gevoel te krijgen op de verplaatsingen en de kracht die daarvoor nodig is, is de volgende berekening uitgevoerd.
Stel een auto met een gewicht van 1000 kg wordt aan de buiswand gehangen. Met de formules uit Roark´s formulas for Stress and Strain kan dan berekend worden wat de stijfheid, het moment en de verplaatsing is. De stijfheid wordt berekend met de formule: $EI = Ebt^3/12(1-\nu^2) = 1{,}97 \cdot 10^{10}$ Nmm².
De horizontale verplaatsing ten gevolge van een puntlast op de buiswand bedraagt:
$D_H = 0{,}1488*(F \cdot r^3/EI) = 10{,}03$ mm
Deze verplaatsing lijkt reëel als een auto aan een buis met een diameter van 1020 mm en een wanddikte van 10 mm wordt gehangen.

Wat is de ovalisering?

Om nog meer inzicht te verkrijgen op de vormveranderingen van de buis wordt kort ingegaan op de ovalisering van de buis.
In de grond gelegde buizen worden onderscheiden in "starre" en "flexibele" buizen. Een belangrijke grootheid hierbij is de verhouding tussen de stijfheid van de buis en de stijfheid van de grond rondom de buis (zie formule verder in deze paragraaf). Het draagvermogen bij een buis met een geringe (ring)stijfheid ($Sr = EI/r^3 = 2d^3/3D^3$) ten opzichte van de stijfheid van de grond (= rC_H), wordt voor een groot deel verkregen door de steundruk aan de zijkant van de buis die ontstaat door het ovaliseren van de buis. (zie Figuur 46).



Figuur 46: Principe van ovaliseren

Bij een buis die stijf is ten opzichte van de omringende grond wordt bijna geen extra steundruk opgewekt. Een dergelijke buis moet de bovenbelasting zelfstandig dragen.
Met de volgende formules kan het ovaliseren van een buis in de grond berekend worden. De buis wordt alzijdig belast door grond en grondwater.

$$\Delta d_V = \frac{(q_V - q_H)2r \cdot r^3}{EI} \cdot c_{V1} + \frac{q_H^* \cdot 2r \cdot r^3}{EI} \cdot c_{V2}$$

$$\Delta d_H = \frac{(q_V - q_H)2r \cdot r^3}{EI} \cdot c_{H1} + \frac{q_H^* \cdot 2r \cdot r^3}{EI} \cdot c_{H2}$$

$$q_H^* = (q_V - q_H) \cdot K^*$$

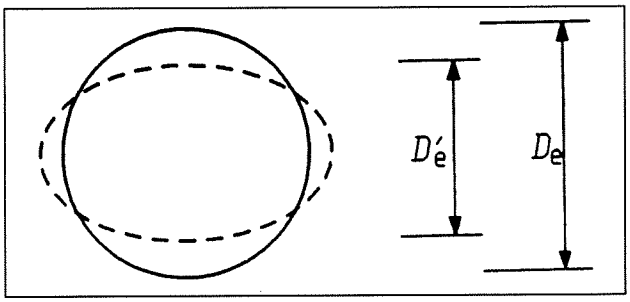
$$K^* = \frac{c_{H1}}{V_{RB} - c_{H2}}$$

$$V_{RB} = \frac{EI}{(r^4 \cdot C_H)}$$

Δd_V = verplaatsing in verticale richting
Δd_H = verplaatsing in horizontale richting
q_V = verticale belasting
q_H = horizontale belasting
r = straal buis
EI = buigstijfheid
c_{V1}, c_{V2}, c_{H1}, c_{H2} = constanten bepaald uit (Tabel 28 uit CUR 122).
V_{RB} = De systeemstijfheidsverhouding
C_H = de horizontale beddingsconstante die de grond naast de buis levert

Voor doorgeperste leidingen moet een belastingshoek aangehouden van β = 180° en een ondersteuningshoek van α = 120°. Zie Figuur 46 voor een overzicht van de parameters.

In bijlage XV is een berekening opgenomen van de mate van ovaliseren van de buis met de bovenkant op een niveau van NAP-2,7 m. De belasting op de buis is de belasting die optreedt na het inpersen en voordat er wordt ontgraven. Uit NEN 3650 volgt een eis dat de grenswaarde voor de kleinste middellijn van de geovaliseerde doorsnede 0,85*D_e is, ofwel D'_e > 0,85*D_e. (Figuur 47).

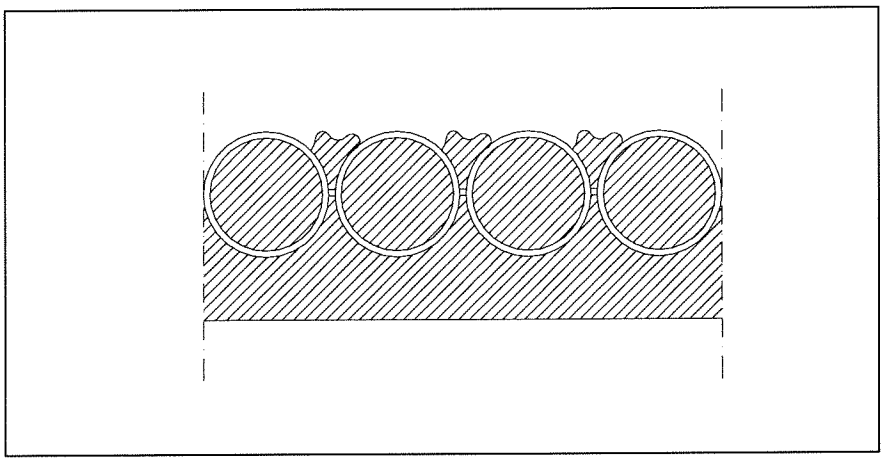


Figuur 47: Grenswaarde kleinste middellijn geovaliseerde doorsnede

De ovalisering ten gevolge van de grond- en waterdrukken is in de orde van grootte van 1 cm. Dit is een reële waarde voor de ovalisering van een stijve buis in de ondergrond.

Conclusie

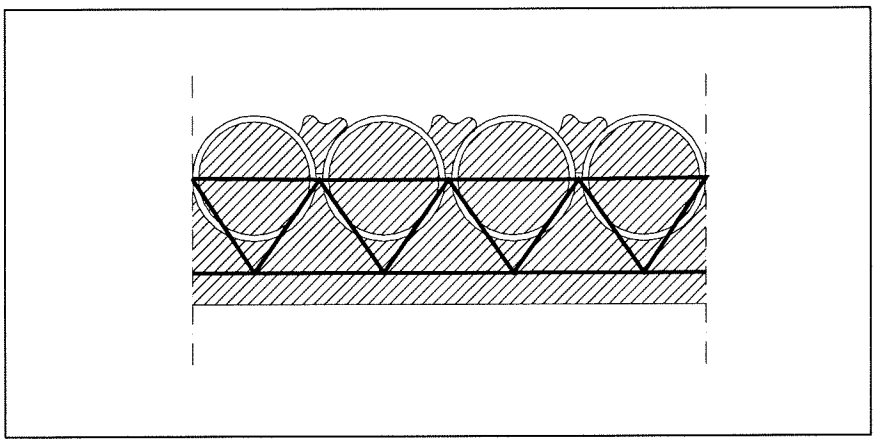
Uit de hierboven beschreven berekeningen blijkt dat de maximale kracht die in de buiswand kan ontstaan en de maximale verplaatsing van de buiswand reële waarden zijn. Geconcludeerd kan worden dat de geschematiseerde buizenconstructie nauwelijks bijdraagt aan de momentcapaciteit van de constructie. De buiswand zal vrij snel bezwijken.
Bij de berekeningen is uitgegaan van een ongevulde buis en een betonplaat tegen de onderkant van de buizen. Verwacht mag worden dat door het vullen van de buizen en het opvullen van de ruimten tussen de buizen en de betonplaat, een veel stijver geheel ontstaat. De buiswand is helemaal in het beton gestort en kan een grotere kracht opnemen, waardoor een groter koppel ontstaat.



Figuur 48: Buiswand omsloten door beton

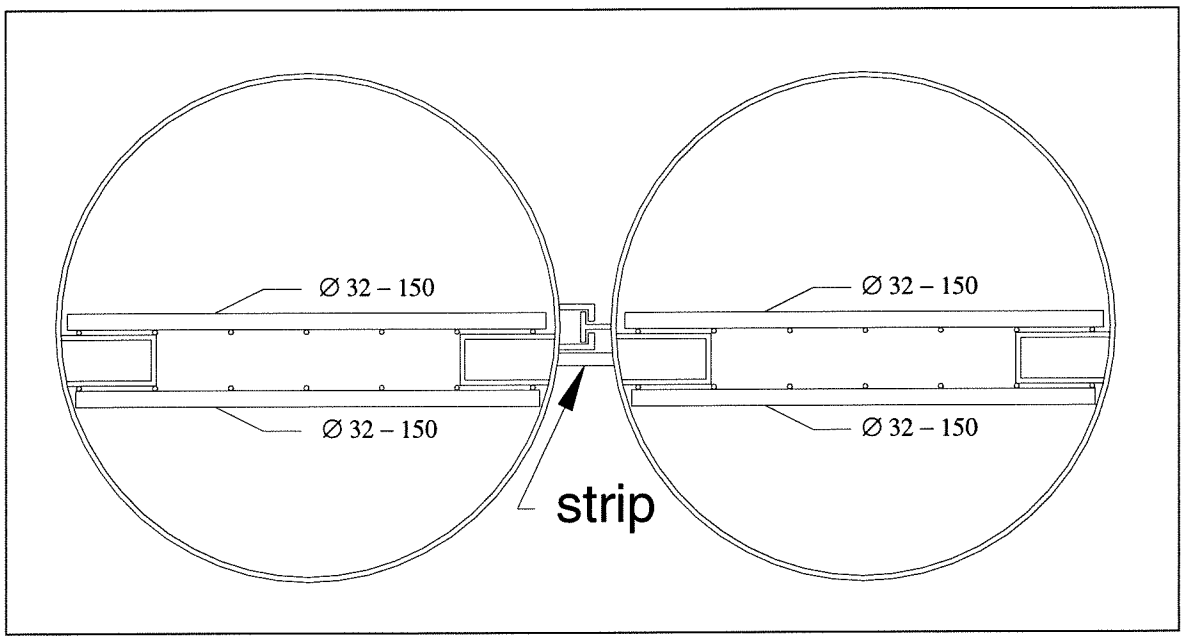
5.7.4 Buizen als vakwerkligger

De constructie kan nu ook geschematiseerd worden als een vakwerkligger. De werklijn door de sloten fungeert bij een veldmoment als drukstaaf en de wapening in de betonplaat moet de benodigde trekkracht leveren. Doordat de buizen en de ruimten tussen de buizen gevuld zijn met beton, zal de buiswand niet bezwijken als gevolg van de krachten in de diagonalen van het vakwerk. Zie bijlage XXIII voor een berekening van de maximale trek- en drukkrachten in het vakwerk.



Figuur 49: Buizenconstructie als vakwerk

De trekband ligt bij het veldmoment in de betondoorsnede en bij het steunpuntsmoment ter hoogte van de werklijn door de sloten. Om de buizen als betrouwbare trekband te gebruiken moeten verschillende voorzieningen worden getroffen. De speling die normaal in de slotconstructie zit, moet door middel van het lassen van een metalen strip tussen de buizen weggenomen worden. In de buizen moeten deuvels gelast worden die de belasting van de wand overbrengen op het beton. Ter hoogte van de sloten kan een wapeningskorf ingebracht worden die de trekkracht door het beton naar de andere kant van de buis leidt. (zie Figuur 50)



Figuur 50: Detail trekwapening in buis

De werklijn van de kracht in de betondoorsnede wordt op de halve hoogte van de betonplaat aangenomen. Door de betonhoogte groter of kleiner te kiezen ontstaat respectievelijk een grotere of kleinere inwendige hefboomsarm. Hoe groter de hefboomsarm hoe kleiner de optredende kracht in de trek- en drukband is. In Tabel 5 zijn voor verschillende betonhoogtes de maximaal optredende trekkrachten gegeven. Als uitgangspunt geldt dat de drukkrachten altijd opgenomen kunnen worden door de betondoorsnede, eventueel met drukwapening.
De maximaal optredende momenten zijn in eerste instantie berekend zonder rekening te houden met het eigengewicht. Echter wanneer de buizen opgevuld worden met beton en als een betonplaat wordt aangebracht, wordt de belasting aanzienlijk verhoogd. Om dit mee te nemen in deze berekening worden de maximale trekkrachten verhoogd met een factor 1,5. Aan de hand van deze trekkracht wordt bekeken hoeveel wapening nodig is. Uitgangspunt is dat staven Ø 32 - 150 mm maximaal per strekkende meter aangebracht kunnen worden. Als referentie hiervoor is gekeken naar wat gebruikelijk is bij diepwanden.

Moment [Nmm]	arm [mm]	trekkracht [kN]	incl. belastingfactor	wapening [mm²/m]	uitvoering
4004 * 10^6	760	5268 *10^3	7902 *10^3	18166	2x ∅ 32 – 90
2392 * 10^6	760	3147 *10^3	4721 *10^3	10828	∅ 32 – 75
4004 * 10^6	810	4943 *10^3	7415 *10^3	17046	2x ∅ 32 –95
2392 * 10^6	810	2953 *10^3	4430 *10^3	10184	∅ 32 – 80
4004 * 10^6	1300	3080 *10^3	4620 *10^3	10621	2x ∅ 32 – 150
2392 * 10^6	1300	1840 *10^3	2760 *10^3	6345	∅ 32 – 130 of 2x ∅ 25 – 155

Tabel 5: momenten, hefboomsarm, trekkracht en benodigde wapening

Uit de tabel blijkt, dat wanneer voldaan wordt aan het uitgangspunt dat een maximale wapening van ∅32 – 150 mm toegestaan is. Een betonplaat van 800 mm is hier noodzakelijk.

Deze betonplaat scheelt in hoogte niet zoveel met de hoogte die noodzakelijk wordt geacht om een voorgespannen constructie te realiseren waarbij de buizen als verloren worden beschouwd. Bekeken moet worden of de minderkosten van de betonhoeveelheid en de meerkosten van de laswerkzaamheden, ten behoeve van de koppeling van de buizen en de wapening in de buizen, opwegen tegen de kosten van een voorgespannen plaat als draagconstructie.

Optimalisering schematisatie buizenconstructie als vakwerkligger

In deze paragraaf wordt gekeken in hoeverre de wapening in de buizen nodig is. Wellicht is het omsluiten van de buis met beton zo effectief dat de wapening in de buis, om de trekkracht over te brengen, overbodig is.
Bij een ongevulde buis is het maximale moment dat optreedt in de buiswand, voordat deze gaat bezwijken, ongeveer 5,9 kNm. De maximaal optredende kracht die hierbij hoort is 36 kN.
Door de constructie in te voeren in het rekenprogramma ESA Prima Win, kan de situatie geschematiseerd worden waarbij de buis omsloten is door beton. Met behulp van dit programma kan gekeken worden of de maximaal optredende kracht groter kan zijn dan bij een ongevulde buis.

Allereerst is de buis ingevoerd als een groot aantal kleine staafjes die aan elkaar gekoppeld zijn en die de buiswand vormen.
Door op deze buis twee puntlasten aan te brengen, kan gecontroleerd worden of het model klopt met de analytische berekening eerder in dit hoofdstuk. De twee uitkomsten komen overeen dus dit model wordt verder gebruikt.
Het opvullen en omsluiten van de buis met beton wordt geschematiseerd als het aanbrengen van een beddingsconstante, C, alzijdig rondom de buis.
Uitgaande van de volgende twee formules:

$$F = EA \cdot \frac{\Delta l}{l}$$

$$C = \frac{F}{\Delta l \cdot A}$$

en een lange duur elasticiteitsmodulus van ongeveer 8000 N/mm² en een lengte, l = 1 m, kan berekend worden dat de beddingsconstante C ≈ 8000 MN/m³.

Deze beddingsconstante wordt aangebracht rondom de buis. Door nu op de buiswand de maximale kracht bij een ongevulde buis te zetten, kan gekeken worden of het optredende moment bij de omsloten buis kleiner is dan bij de ongevulde buis. Dit blijkt het geval te zijn en de kracht kan opgevoerd worden totdat het moment de maximale waarde bereikt.
Het moment bereikt bij een kracht van 440 kN de maximaal toelaatbare waarde van 5,9 kNm. Dit is meer dan 10x de waarde dan bij een ongevulde buis.
Gecontroleerd moet nog worden of de drukspanningen die ontstaan in het beton niet te groot worden. Door de buiswand wordt op het beton een maximale druk uitgeoefend van 3,75 N/mm². Dit is door een lage betonkwaliteit al op te nemen.
Geconcludeerd kan worden dat de opneembare trekkracht door de buiswand toeneemt als de buizen omsloten zijn met beton, maar dat het niet voldoende is om de optredende trekkracht in de trekband op te nemen die ontstaat bij het steunpuntsmoment. Een wapening in de buis die de trekkracht

verbrengt van de strip tussen de buizen door het beton naar de strip aan de andere kant blijft noodzakelijk.

5.8 Conclusies en aanbevelingen naar aanleiding van constructieve uitwerking

Conclusies

- Maatregelen om corrosie tegen te gaan, zoals een wanddikte toeslag, zijn niet nodig. Het aanbrengen van een kathodische bescherming is voldoende.
- De sloten worden door middel van een groutinjectie vanuit de buizen waterdicht gemaakt.
- Het opvullen van de buizen leidt tot een stijvere constructie, maar het vergroten van de wanddikte biedt meer zekerheid ten aanzien van de sterkte. Onbekend is wat de bijdrage van gescheurd beton is op de sterkte van de buis.
  De puntlast op de buiswand kan bij het inbedden van de buiswand in beton meer dan 10x groter zijn alvorens de momentcapaciteit van de buiswand wordt bereikt.
- Het opneembaar moment in lengterichting van de buizen dient gereduceerd te worden ten aanzien van het plooicriterium.
- De ongevulde buizenconstructie kan in dwarsrichting geschematiseerd worden als een externe wapeningsstaaf. Door de beperkte momentcapaciteit van de buiswand is het effect van deze schematisering op het totaal opneembaar moment van de constructie gering, zelfs verwaarloosbaar.
- Door wapening, ∅32 – 150 mm, in de buizen aan te brengen kan een trekband gecreëerd worden. De buizen en de betonplaat kunnen dan geschematiseerd worden als een vakwerkligger. De betonplaat heeft dan ongeveer een hoogte van 800 mm en de samengestelde constructie kan het optredende moment opnemen. Het aanbrengen van de benodigde wapening in de buizen is kostbaar.
- De andere mogelijkheid is dat de betonconstructie de totale belasting kan afdragen. Om de maximale momenten te kunnen opnemen is een voorgespannen constructie onvermijdelijk. De benodigde constructiehoogte voor een voorgespannen plaat is ongeveer 1m. Dit is eventueel bij nadere bestudering te reduceren, maar ligt in dezelfde orde van grootte als de schematisering als vakwerk.

Aanbevelingen

- Nader onderzoek naar het vergroten van de wanddikte en de opneembare kracht van de buiswand in vergelijking met het opvullen van de buizen met beton.
- Nader onderzoek naar het krachtenspel in de constructie. Vooral de dwarskrachten en de ponskrachten rondom de kolommen verdienen aandacht.

6 Totale constructie

In hoofdstuk 4 en 5 is een aantal globale berekeningen en afwegingen gemaakt. Uit deze berekeningen en afwegingen is een globaal ontwerp van de constructie van het busstation naar voren gekomen. Om een duidelijk beeld te krijgen van de constructie worden de uiteindelijke afmetingen en de wijze van uitvoering van de verschillende onderdelen kort herhaald.

Bouwkuipen

Aan de bouwkuipen is weinig ontworpen en gerekend. De afmetingen vloeien voort uit de diepteligging van het busstation en de benodigde ruimte om buizen door te persen. De startschacht heeft de globale afmeting van 50 x 17 m. De lengte van de bouwkuip is gerelateerd aan de segmentlengte van de buizen (12 m) en de benodigde ruimte voor de persinstallatie (5 m). De ontvangstkuip aan de zijde van het Kennemerplein kan veel kleiner zijn. Aan deze zijde moet alleen voldoende ruimte zijn om de boorkop uit te takelen. De afmeting van de ontvangstschacht wordt 49 x 5 m.
De onderste buis wordt met het laagste niveau geperst op NAP–11,7 m. Dit houdt in dat de bouwkuipen minstens een vloerniveau moeten hebben van NAP-12,5 m. Om de bouwkuip gedurende de bouw droog te houden is een waterafsluitende laag noodzakelijk. Deze laag is niet in de grond aanwezig en daarom wordt een onderwaterbeton vloer met trekpalen toegepast. In de uiteindelijke situatie wordt het busstation aan beide zijden uitgevoerd als een open bak. Om deze openbak te creëren, zal aan de zijde van het Kennemerplein na het persen van de buizen de bouwkuip vergroot moeten worden. De afmetingen van het busstation zijn ongeveer 122 m x 45 m. De halte onder het NS-station is 90 m en de openbak aan beide zijden van het station is ongeveer 16 m lang.

De buizenmethode

Wanneer zowel de start- en de ontvangstschacht gebouwd zijn, kan begonnen worden met het doorpersen van de buizen. Om de buizen door te persen zal een doorvoerraam op de damwand gelast worden met een rubberen ring zodat de instroom van grond en water beperkt blijft. Achter de damwand is tevens een groutlichaam aangebracht om de instroom van grond en water binnen de perken te houden.
De buizen hebben een uitwendige diameter van 1020 mm en een wanddikte van 10 mm. De buizen worden in segmenten van 12 m aangevoerd en telkens wanneer een segment de grond is ingeperst wordt het volgende segment er aangelast en het persproces hervat. De buizen worden gekoppeld door middel van een slotconstructie. De slotconstructie moet als geleiding dienen zodat de buizen een zo gering mogelijke maatafwijking krijgen.
Nadat alle buizen zijn doorgeperst, moet aan de buitenkant van de sloten grout geïnjecteerd worden om de sloten waterdicht te krijgen. Als de sloten waterdicht zijn gemaakt kan begonnen worden met het ontgraven van de grond die ingesloten zit tussen de buizen. De grond wordt afgegraven en tijdens het afgraven worden voortdurend tijdelijke ondersteuningen geplaatst die de buizen moet opvangen en de zettingen van de bovenliggende grond en gebouwen moet voorkomen.
Als het ontgraven een stuk gevorderd is, kan begonnen worden met het vervangen van de tijdelijk ondersteuningen door een voorgespannen plaat van 1 m hoogte. De plaat overspant in dwarsrichting een afstand van 45 m met op 15 m een kolom en op 30 m een kolom. Aan het begin en het eind is de plaat momentvast verbonden met de wand van het busstation. In lengterichting staan de kolommen hart op hart ongeveer 7,2 m. De kolommen hebben een diameter van 800 mm bij een wapeningspercentage van 4 %.

Overige werkzaamheden

In de eindfase kunnen de perrons aangelegd worden en kan het busstation worden afgebouwd. Onder het midden perron van het huidige NS-station is een verdeelhal gepland die de verbinding moet vormen tussen het busstation en het NS-station. In dit afstudeeronderzoek is niet nader ingegaan op deze verbinding. De toeritten moeten aansluiten op het busstation. Dit onderwerp zal eveneens is een vervolgstudie onderzocht moeten worden.

7 Conclusie en aanbevelingen

7.1 Conclusie

Uit de berekeningen en afwegingen in dit rapport is een globaal ontwerp voor de toepassing van de buizenmethode bij het NS-station Haarlem naar voren gekomen. Hieruit blijkt dat volgens de globale rekenregels een busstation onder het NS-station technisch haalbaar is. De geplande constructie bestaat uit een omhullende van buizen met een diameter van 1020 mm. Binnen deze omhullende wordt de grond afgegraven en worden de buizen door tijdelijk ondersteuningen gestut. Deze tijdelijke ondersteuningen worden dan vervangen door een voorgespannen betonnen plaat met hoogte 1 m. Deze plaat draagt de belastingen af en verzorgt de waterdichtheid gedurende de levensduur.

De buizen blijven na de gebruiksfase als verloren in de grond achter. De ongevulde buizen in de gebruiksfase als samengestelde constructie met het beton te laten samenwerken, levert geen voordelen op voor de totale moment capaciteit van de doorsnede.

Wanneer de buizen ingebed worden in beton kan de buiswand een 10 x grotere kracht opnemen alvorens te bezwijken. Door de buizen te vullen met beton en in dwarsrichting wapening aan te brengen, kunnen de buizen samen met een betonplaat geschematiseerd worden als een vakwerk. De constructiehoogte van de betonplaat moet minstens 800 mm zijn om het optredende steunpuntsmoment op te kunnen nemen. Het vullen met beton heeft tevens als voordeel dat het bescherming biedt tegen corrosie.

Om de overstap met de treinen te realiseren moet nog een verdeelhal onder het middenperron van het NS-station worden gemaakt. Deze verdeelhal komt op het dak van het busstation. Het dak van het busstation moet doorgebroken worden om deze verbinding te kunnen realiseren. Op de uitvoering en bouwmethode van deze verdeelhal en verbinding is, in deze fase, niet verder ingegaan en zou in een volgende fase bekeken kunnen worden.

De bovenkant van het buizendak komt op een niveau van NAP-2,7 m. De diepste fundering van het Westelijk toegangsgebouw is ter plaatste van een kelder op NAP-3,80 m. De buizenconstructie snijdt een gedeelte van de kelder af. Door de huidige fundering op te nemen op een vervangende fundering kan ontoelaatbare schade aan het Westelijk toegangsgebouw worden voorkomen. Een gedeelte van de kelder zal hierdoor zeker verloren gaan.

7.2 Aanbevelingen

Om een volledig beeld te krijgen over de toepasbaarheid van de buizenmethode voor het realiseren van een busstation onder het NS-station van Haarlem moet naar de volgende onderdelen nader onderzoek worden gepleegd:

- De verbinding van het busstation met de verdeelhal om de overstap met de treinen te kunnen maken.
- De deformatie van de ondergrond bij het doorpersen van buizen op kleine onderlinge afstand en vlak onder een bestaande fundering.
- Het passeren van de kelder onder het Westelijk toegangsgebouw en het opvangen van de bestaande fundering ter plaatse.
- Detaillering van de betonconstructie en de voorspanning of de grote belastingen werkelijk opgenomen kunnen worden door een plaat met een constructiehoogte van 1 m.
- Nadere bestudering van de bouwfase waarin de tijdelijke ondersteuningen vervangen worden door de definitieve betonconstructie.
- Persen van buizen gekoppeld door sloten en het waterdicht afsluiten van de slotconstructies gedurende de bouwfase.
- De invloedsafstand van zwerfstromen in de ondergrond op in de grond aanwezige stalen constructies.

Literatuurlijst

[1] Pipejacking and microtunnelling, JamesThomson, first edition 1993
[2] Ondergronds uitbouwen van een metrostation, De buizenmethode, M.J.C. Everaars, april 1999
[3] Kerntraject Zuidtangent: Handboek Spoorontwerp, Witteveen+Bos/DE-consult
[4] Kerntraject Zuidtangent: "Ontwerp Sporenplan", "Nota van Uitgangspunten", Transport Consultants and Engineers, Witteveen+Bos/DE-Consult.
[5] Haalbaarheidsstudie ondergronds busstation, Transport consultants and Engineers, Januari 2000.
[6] NEN 6702, Belastingen en vervormingen TGB 1990
[7] Richtlijn 1008, Belasting en belastingcombinaties op door spoorverkeer belaste betonconstructies, mei 1997
[8] CUR rapport 91-7, Vuist en rekenregels voor grondconstructies op sterk samendrukbare ondergrond, inventarisatie literatuur.
[9] Microtunnelling, D. Stein, K Möllers, R. Bielecki, 1998
[10] Funderingstechnieken, prof. Ir. A.F. van Tol, december 1993
[11] CUR rapport 166, Damwandconstructies
[12] NEN 3650, Eisen voor stalen transportleidingen systemen
[13] Toegepaste mechanica-II, A. Verruijt, derde druk 1989
[14] College g20A Gewapend beton, prof.dr.ir. J.C. Walraven, Oktober 1995
[15] Roark´s Formulas for Stress & Strain, Warren C. Young, 6th edition
[16] CUR 122, buizen in de grond, berekening van ongewapende en gewapende betonnen buizen
[17] NEN 6770, Staalconstructies TGB 1990, basiseisen en basisrekenregels voor overwegend statisch belaste constructies, mei 1997
[18] NEN 6771, Staalconstructies TGB 1990, stabiliteit, december 1991
[19] Mechanica van constructies I, samenvattingen b10-B, ir. Vrijman, augustus 1992
[20] De op extensie en buiging belaste staaf – deel 2, mechanica van constructie II, C. Hartsuijker, september 1991
[21] Informatiemap, Algemene Constructieleer, prof.ir.A.J. Hogeslag, augustus 1994

Lijst met bijlagen

Bijlage 0: Kaart tracé Zuidtangent

Bijlage I: Grondgegevens

Bijlage II: Doorsnede bestaande situatie

Bijlage III: Tracé Zuidtangent + bovenaanzicht halte

Bijlage IV: Looproutes

Bijlage V: Looproutes busstation

Bijlage VI: Definitieve sloop

Bijlage VII: Belastingvelden

Bijlage VIII: Plattegrond gepland busstation

Bijlage IX: Berekeningen

Bijlage X: Kolommen en verschoven busstation

Bijlage XI: Schetsen toepassing buizenmethode

Bijlage XII: Het zwerfstroomnetwerk

Bijlage XIII:Buizen opvullen met beton

Bijlage XIV: Momenten-, dwarskrachten-, normaalkrachten-, vervormingslijn

Bijlage XV: Ovaliseren

Bijlage XVI: Samengestelde constructie

Bijlage XVII: Gewogen traagheidsmoment

Bijlage XVIII: Buis als veer

Bijlage XIX: Maximaal moment buiswand

Bijlage XX: Buis als externe wapeningsstaaf

Bijlage XXI: Betonberekening veldmoment hb = 400 mm

Bijlage XXII: Betonberekening hb = 600/800 mm

Bijlage XXIII: Buizen en beton als vakwerk

Bijlage 0: Kaart tracé Zuidtangent

Legenda

- kerntraject Zuidtangent (hoofdas)
- exploitatietraject Zuidtangent vanaf 2002
- vervolgtraject Zuidtangent
- zijtak Zuidtangent
- halte
- knooppunthalte
- grote VINEX- lokatie

december 1999

Zuidtangent

Beverwijk
IJmuiden
Driehuis
Velserbroek
Zaandam
Haarlem
Heemstede
Lokatie Vijfhuizen
Vijfhuizen
Floriade 2002
Floriade 2002 (tijdelijk)
Hoofddorp, Overboe
Hoofddorp, Bornholm
Hoofddorp, Toolenburg
Hoofddorp, Groen voor Vlecht
Hoofddorp, Spaarne Ziekenhuis
Floriande
N 22
Hoofddorp
Hoofddorp, NS-station
Hoofddorp, Beukenhorst
Hoofddorp, De Hoek
Schiphol, Handelskade
Schiphol, Plaza
Schiphol, Noord
Schiphol, Eikenhof
Badhoevedorp
Hillegom
Getsewoud
Nieuw-Vennep
Lisse
Aalsmeer
Uithoorn
Amsterdam
IJburg (in ontwikkeling)
Diemen
Amstelveen, busstation
Amstelveen, Oranjebaan
Amstelveen
Ouderkerk, o/d Amstel
Ouderkerk a/d Amstel
Bijlmerstation
Amsterdam-Zuid-Oost
Weesp
Abcoude
A2
Vinkeveen
Mijdrecht
Wilnis

Bijlage I: Grondgegevens

Bijlage C: Beschrijving van de lithologische lagen in de profielen

Antropogeen

Omgewerkte grond

De omgewerkte grond bestaat voornamelijk uit slecht gesorteerde zanden met puinresten, en klei- en veenbrokken. De omgewerkte grond bedekt voor het grootste deel het oppervlak van Haarlem.

Holoceen

Duin- en strandzand

Geel en geelgrijs zand, matig fijn tot matig grof, zwak silthoudend, met weinig schelpen en schelpgruis. Locaal weinig glimmerhoudend en doorworteld.

Hollandveen

Donkerbruin veen, soms siltig of zandig.

IJ-Klei

Grijze tot grijsbruine klei, vaak humeus tot venig, locaal zwak siltig en/of zandig.

Marien zand

Fijne tot matig grove, grijze tot blauwgrijze kleiige en siltige zanden met schelpen, schelpresten en schelpgruis. De zanden zijn soms gelaagd met dunne kleilaagjes en -lenzen.

Mariene klei

Grijze en blauwgrijze, siltige tot locaal sterk zandige kleien met schelpen, schelpresten en schelpgruis.

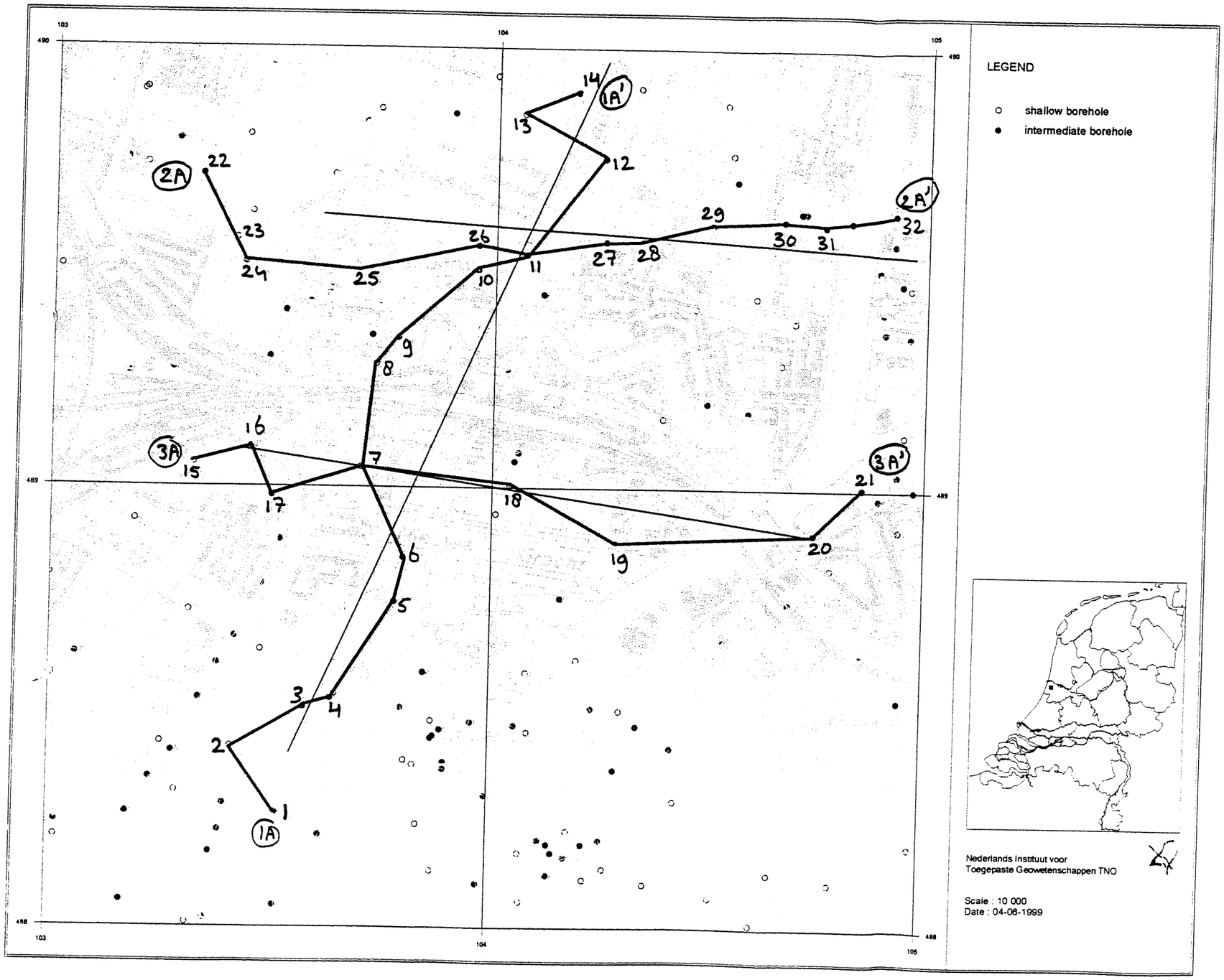
Pleistoceen

Continentaal zand (Formatie van Twente)

Lichtgrijze tot geelgrijze, siltige zanden, zeer fijn tot matig grof, soms met schelpresten en schelpgruis.

Omgewerkt marien zand (Eem Formatie)

Grijze en blauwgrijze zanden, fijn tot grof met weinig tot veel schelpen, schelpresten en schelpgruis. Soms zijn de zanden siltig en/of kleiig. Lokaal komen grindhoudende trajecten voor binnen deze eenheid.



Schaal

Horizontaal	1:5.000
Verticaal	1 : 100

Legenda

Antropogeen

A	Omgewerkte grond

Holoceen

B	Duin- en strandzand.
C	Hollandveen
D	IJ-klei
E	Marien zand
F	Mariene klei

Pleistoceen

G	Continentaal zand (Formatie van Twente)
H	Omgewerkt marien zand (Eem Formatie)

Diverse

i	Water

S

1A

Centrum Haarlem Lijn 1A

25A0489 489-103-0011 25A0491 25A0492 25A0493 489-103-0009 489-103-2500182 25A0497 25A0499

m t.o.v. NAP

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11

← Lijn 3A - 3A'

← Lijn 2A - 2A'

station

A.

B

C.

D.

E.

F.

G.

H.

PROFIEL 1A

N

2A

2A'

E

Lijn 14-14'

22 23 24 25 26 11 27 28 29 30 31 spaarne 32

B

C

G

H

PROFIEL 2A

W

3A

3A'

m t.o.v. NAP

← Lijn 14-14'

15 16 17 7 18 19 Spaarne 20 21

A.

B.

D.

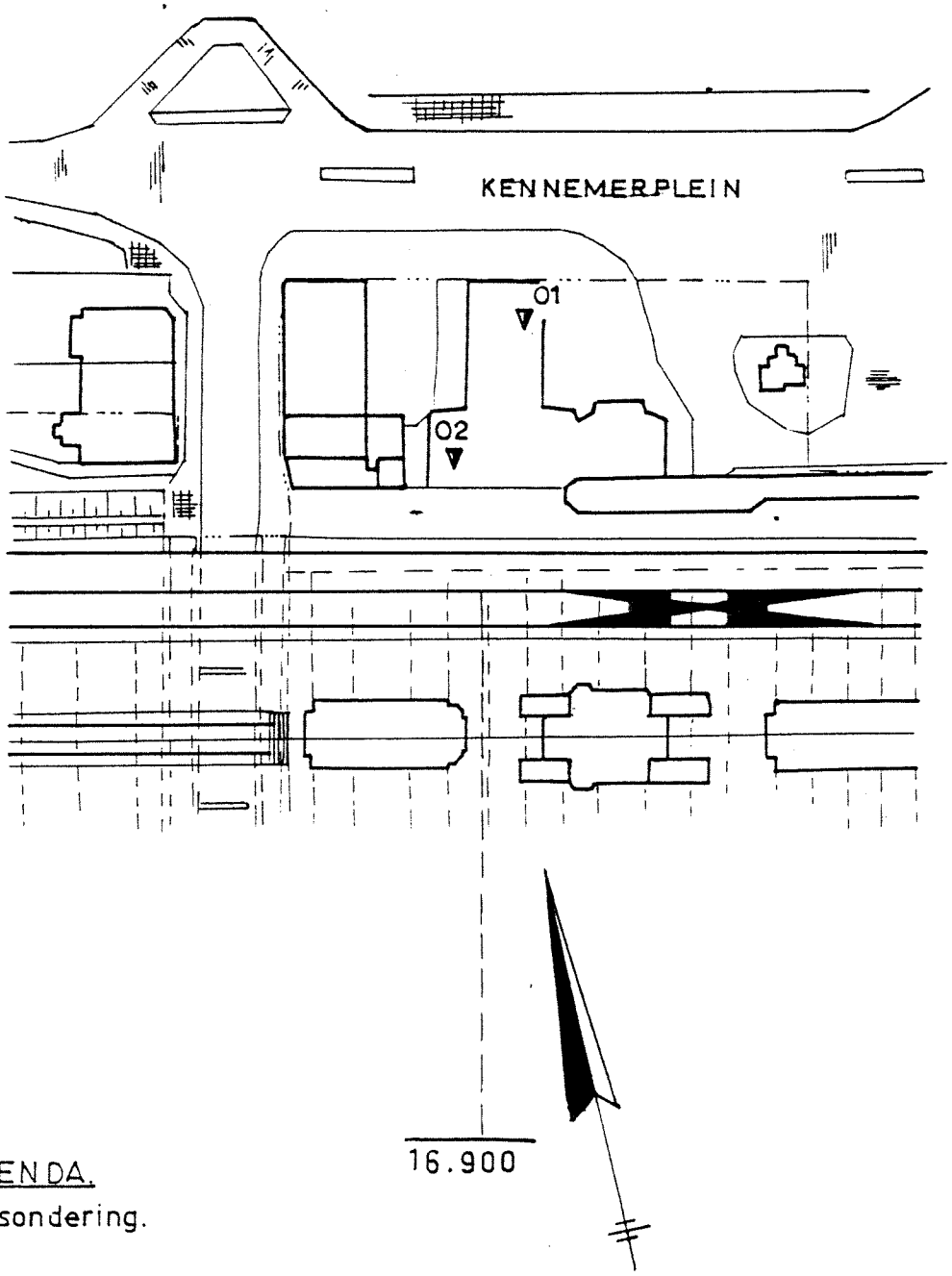
E.

F.

G.

H.

PROFIEL 3A

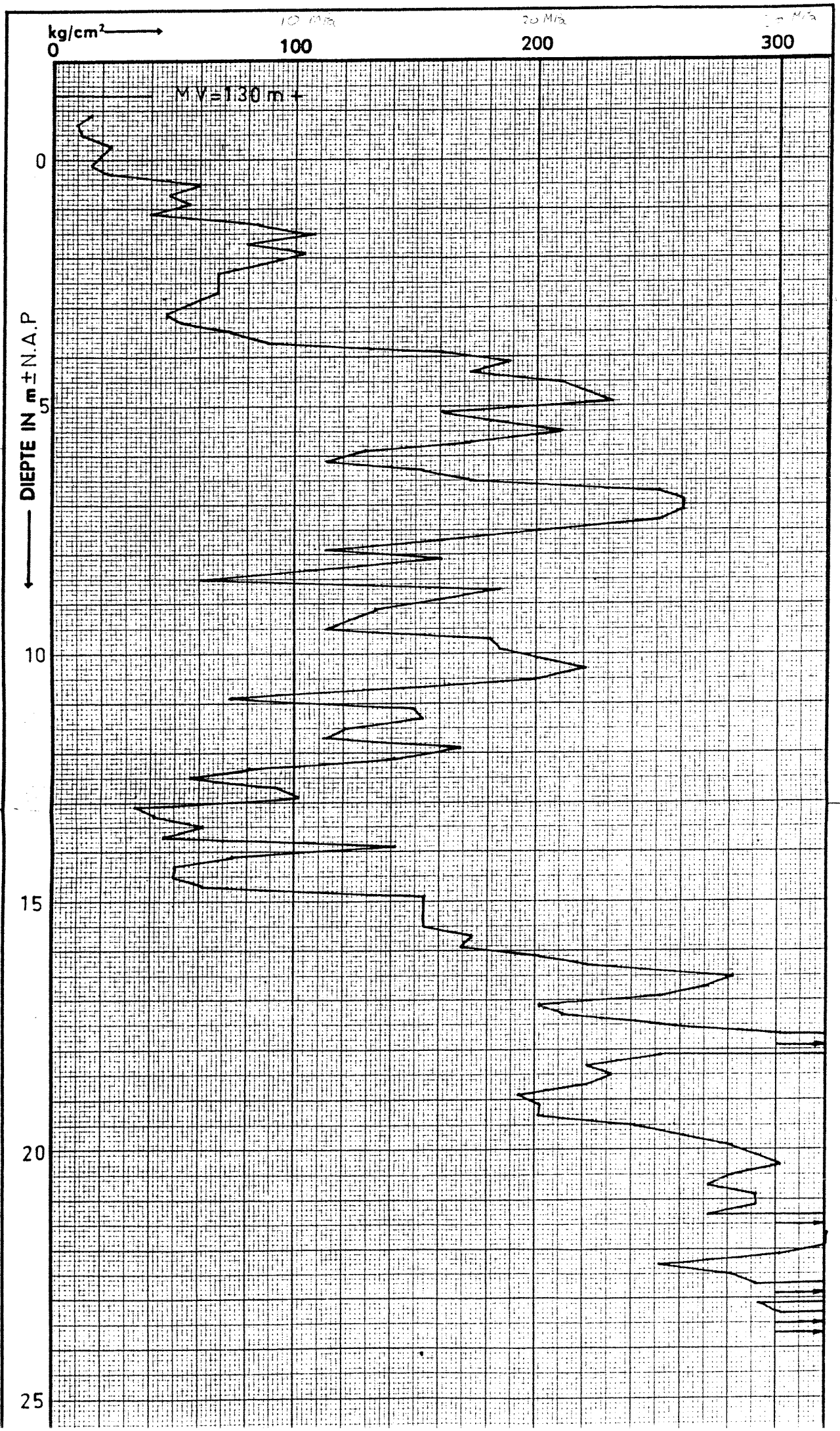


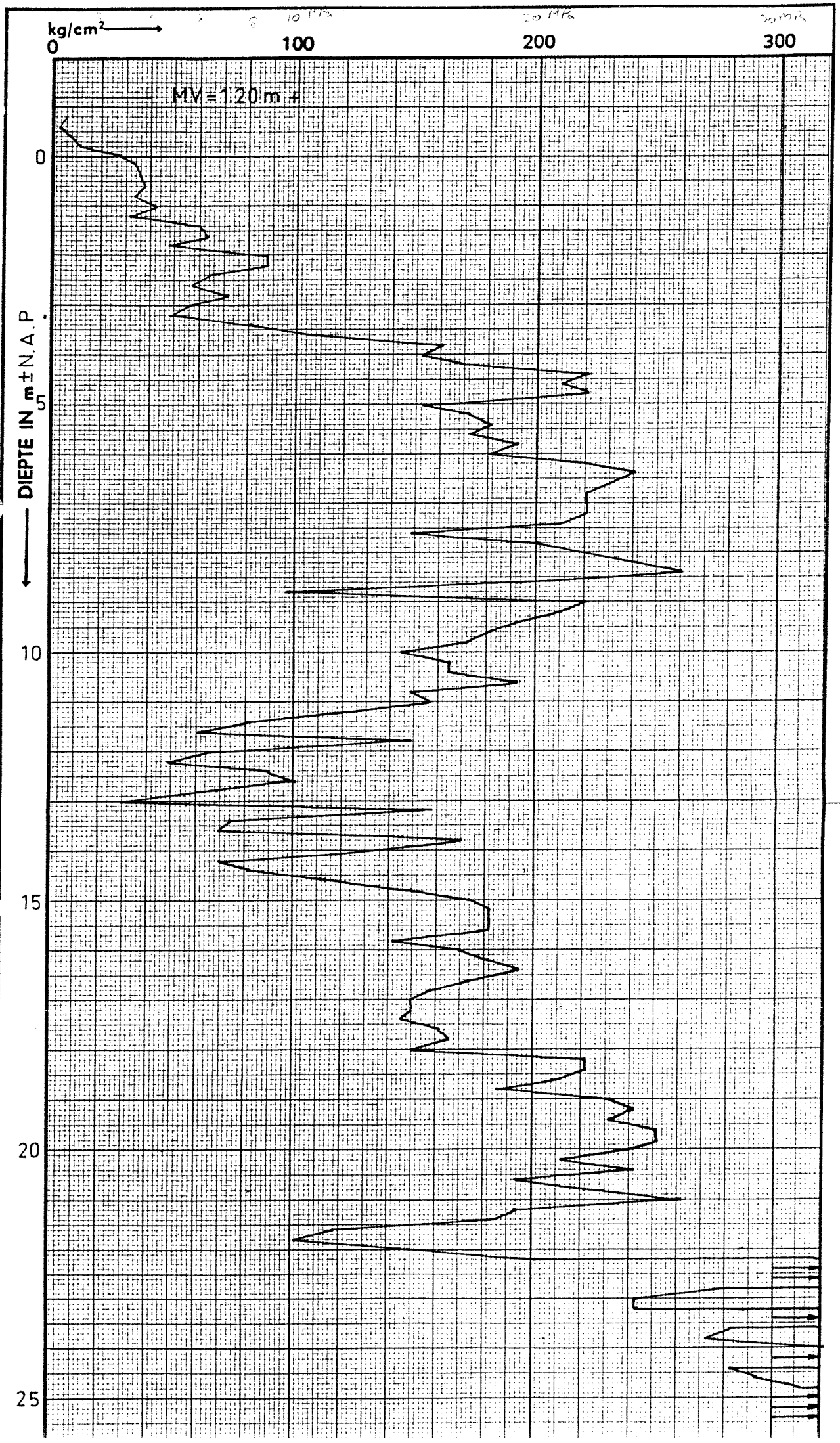
LEGENDA.

▼ v-sondering.

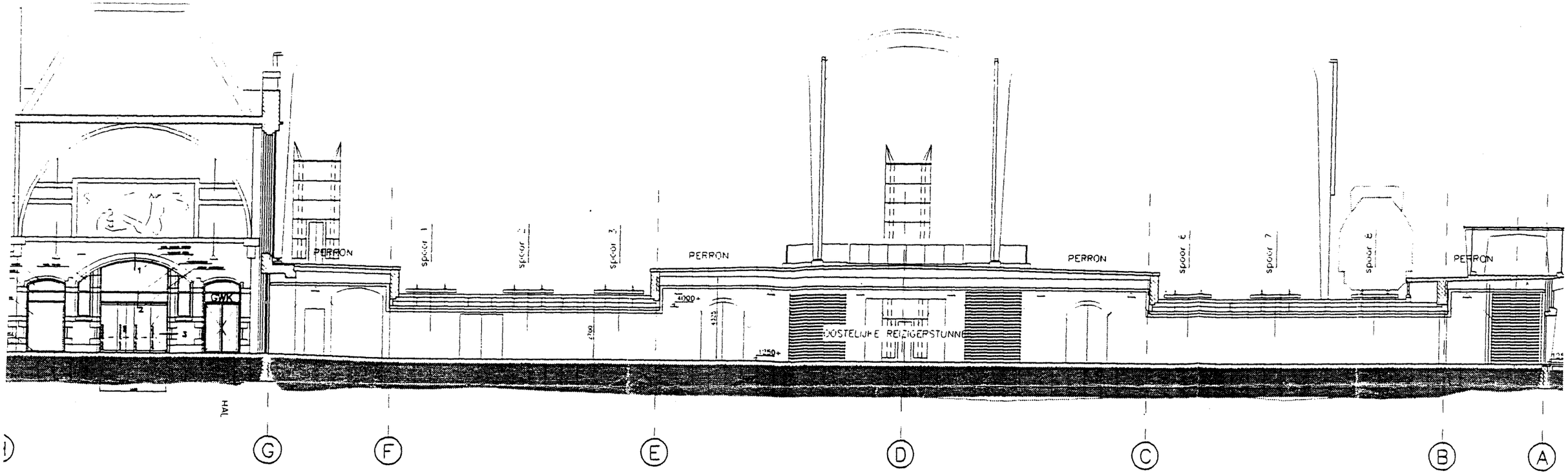
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

PC GEBOUW EN RIJWIELSTALLING TE HAARLEM.	19/1-69		BIJLAGE 1
SITUATIE schaal 1:1000	A4		CO-15009-1

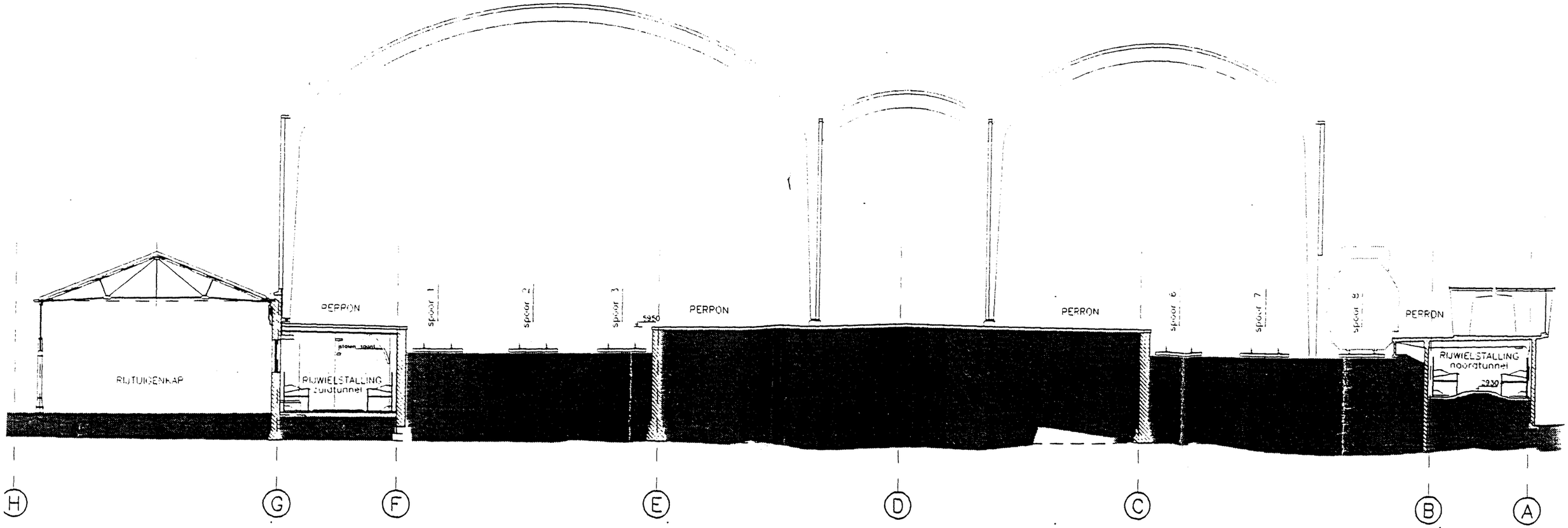

kg/cm²
0
100
200
300
M.V.=1.30 m +
DIEPTE IN m ± N.A.P
0
5
10
15
20
25


kg/cm²
0
100
200
300
MV=1.20 m +
0
5
10
15
20
25
DIEPTE IN m ± N.A.P

Bijlage II: Doorsnede bestaande situatie

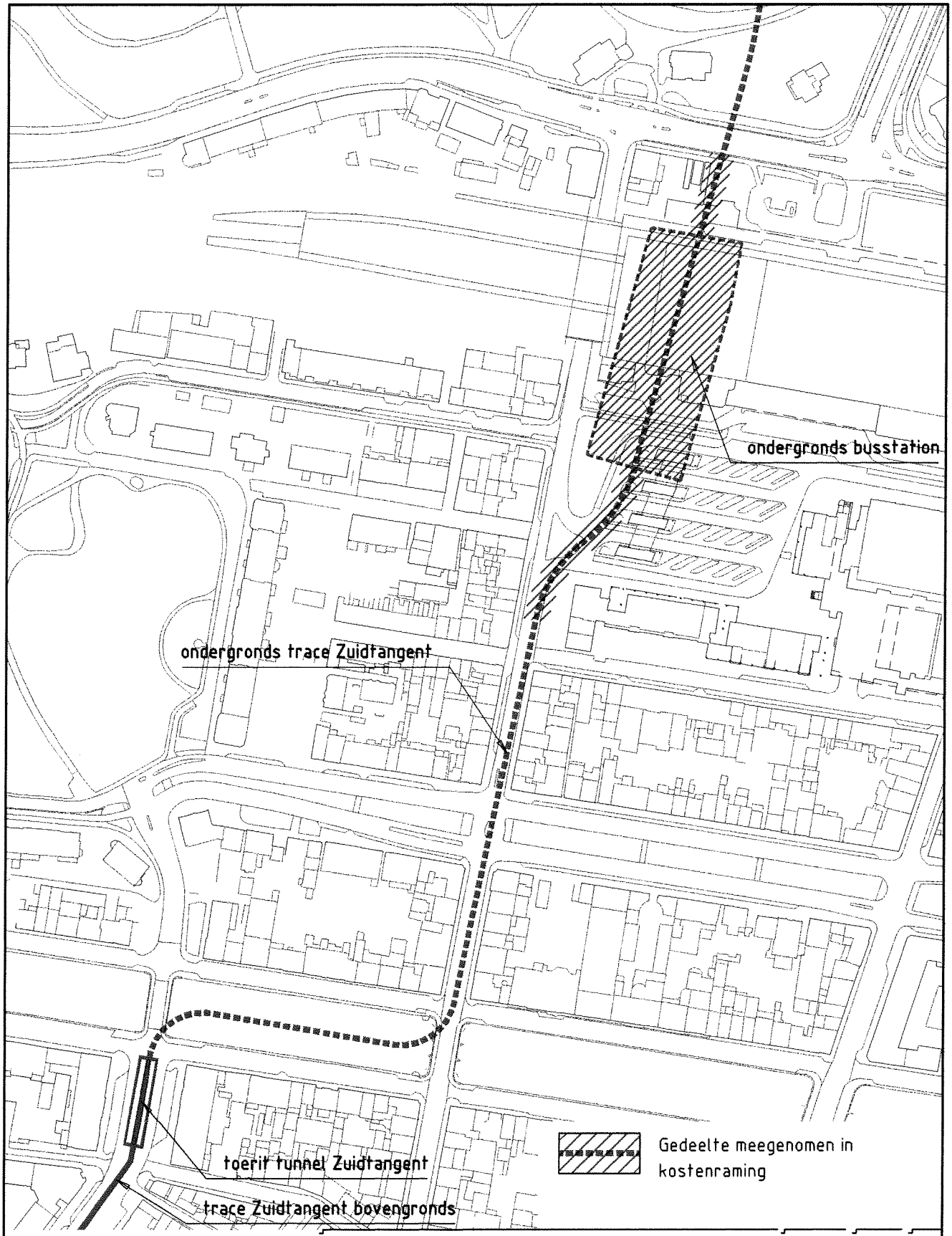


Doorsnede A–B



Doorsnede C–D

Bijlage III: Tracé Zuidtangent + bovenaanzicht halte



GEMEENTE HAARLEM - PROJECTBUREAU STATIONSOMGEVING

Haalbaarheidsstudie ondergronds busstation

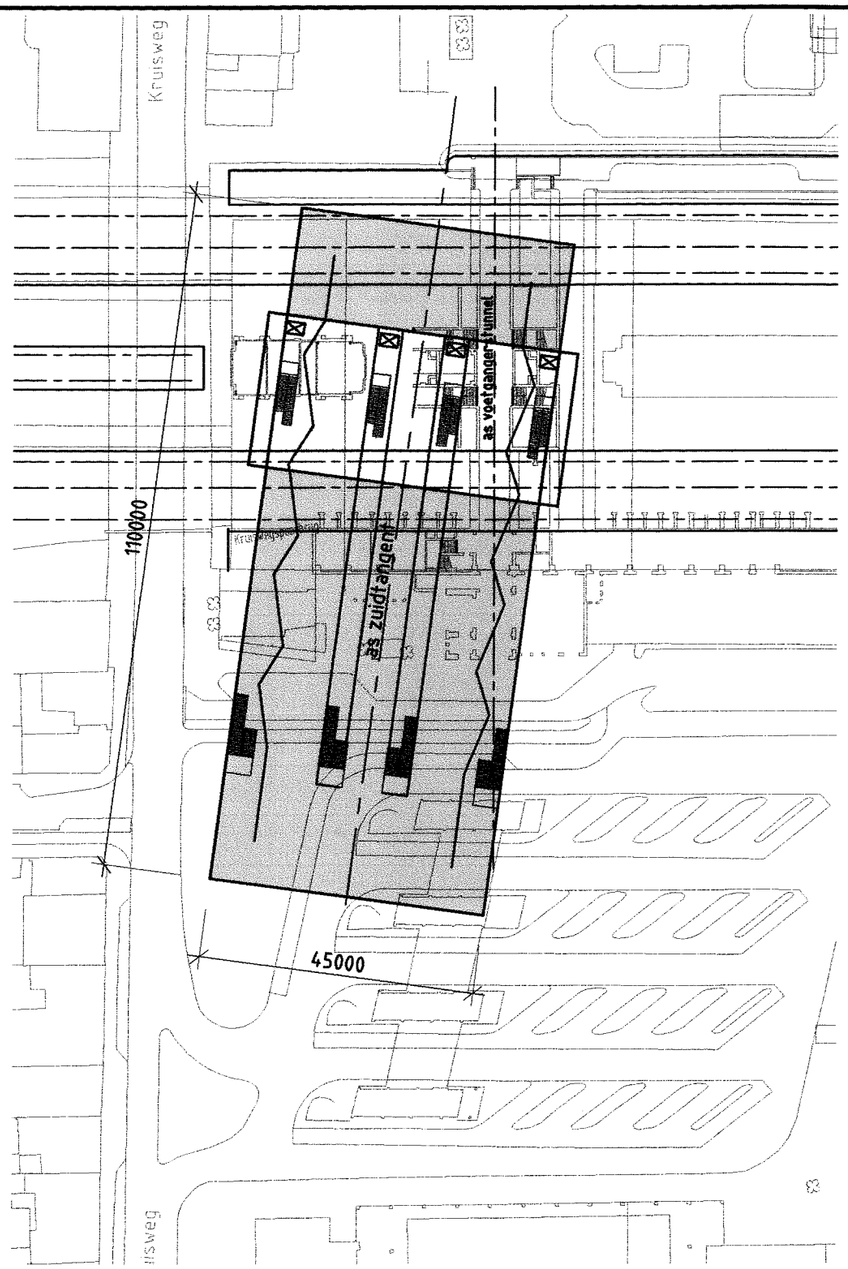
Kostenraming

TCE
Transport Consultants and Engineers

Witteveen+Bos / DE-Consult
Nieuwe Uitweg 10
postbus 12265
NL - 1100 AE Amsterdam
telefoon 020 312 55 55
telefax 020 697 47 95

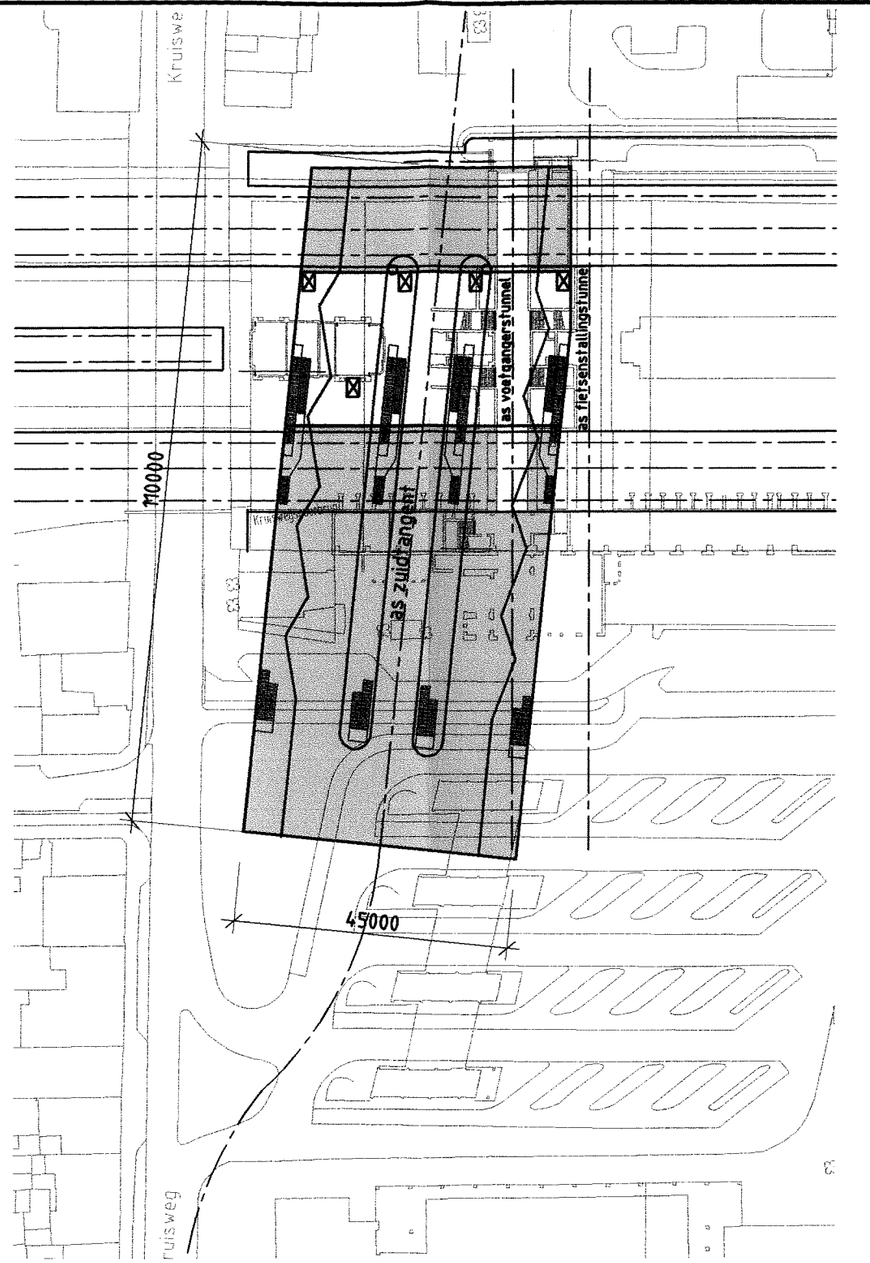
Getekend	M.P.A. Janssen	C	
Gecontroleerd	M. van Kaam	B	
Goedgekeurd	W.J. Vermeulen	A	
Datum	99-12-23	Naam / Datum / Paraaf	
		WIJZIGINGEN	
		Schaal	1:2500
		TCE61.1.1002	
		Formaat	A4

ACAD TEK.: ..\TCE61-1\TCE61-1-1002.dwg



BASISONTWERP

SCHAAL 1:1000



GEOPTIMALISEERD ONTWERP

SCHAAL 1:1000

LEGENDA

VERDEELHAL

ONDERGRONDS BUSSTATION

GEMEENTE HAARLEM - PROJECTBUREAU STATIONSOMGEVING

Haalbaarheidsstudie ondergronds busstation

Basisontwerp en geoptimaliseerd ontwerp

TCE Transport Consultants and Engineers

Witteveen+Bos / DE-Consult
Hogehilweg 18
postbus 12295
NL - 1100 AE Amsterdam
telefoon 020 312 55 55
telefax 020 697 47 95

	Naam	Datum	Paraaf
C			
B			
A			
WIJZIGINGEN			
Getekend	M.P.A. Janssen		
Gecontroleerd	M. van Kaam		
Goedgekeurd	W.J. Vermeulen		
Datum	99-12-23		

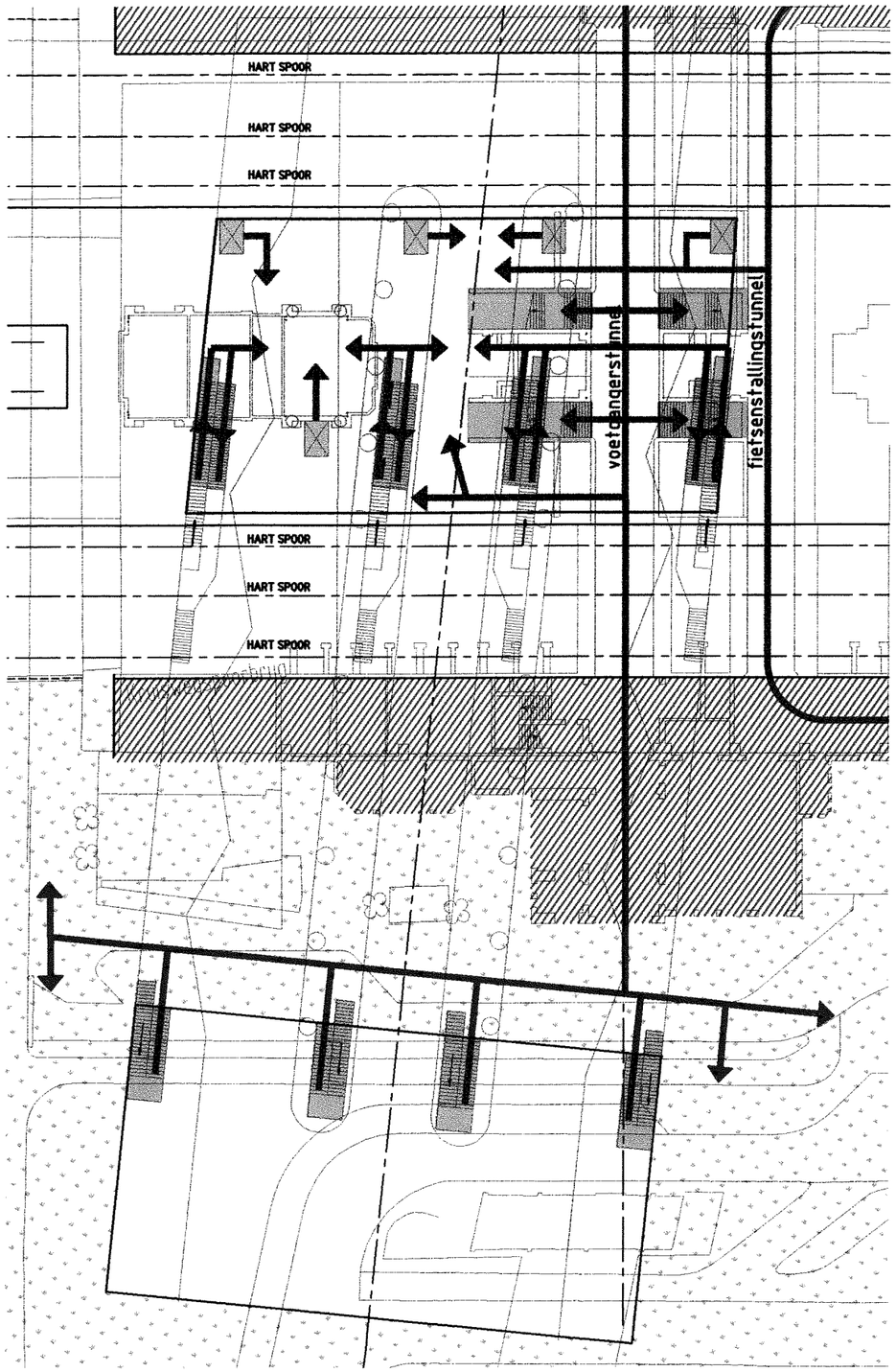
Schaal 1:1000

TCE61.1.1003

Formaat A3

ACAD TEK.: ..\TCE61-1\TCE61-1-1003.dwg

Bijlage IV: Looproutes



PLATTEGROND NIVEAU VERDEELHAL

SCHAAL 1:500

LEGENDA

- LOOPROUTE
- MAAIVELD
- VERDEELHAL EN TUNNELS
- BEBOUWING
- STIJGPUNTEN

GEMEENTE HAARLEM - PROJECTBUREAU STATIONSOMGEVING

Haalbaarheidsstudie ondergronds busstation

Plattegrond met looproutes - Niveau verdeelhal

TCE
Transport Consultants and Engineers

Witteveen+Bos / DE-Consult
Hogehilweg 18
postbus 12295
NL - 1100 AE Amsterdam
telefoon 020 312 55 55
telefax 020 697 47 95

Getekend	M.P.A. Janssen	
Gecontroleerd	M. van Kaam	
Goedgekeurd	W.J. Vermeulen	
Datum	99-12-23	

C		
B		
A		
Naam	Datum	Paraaf

WIJZIGINGEN

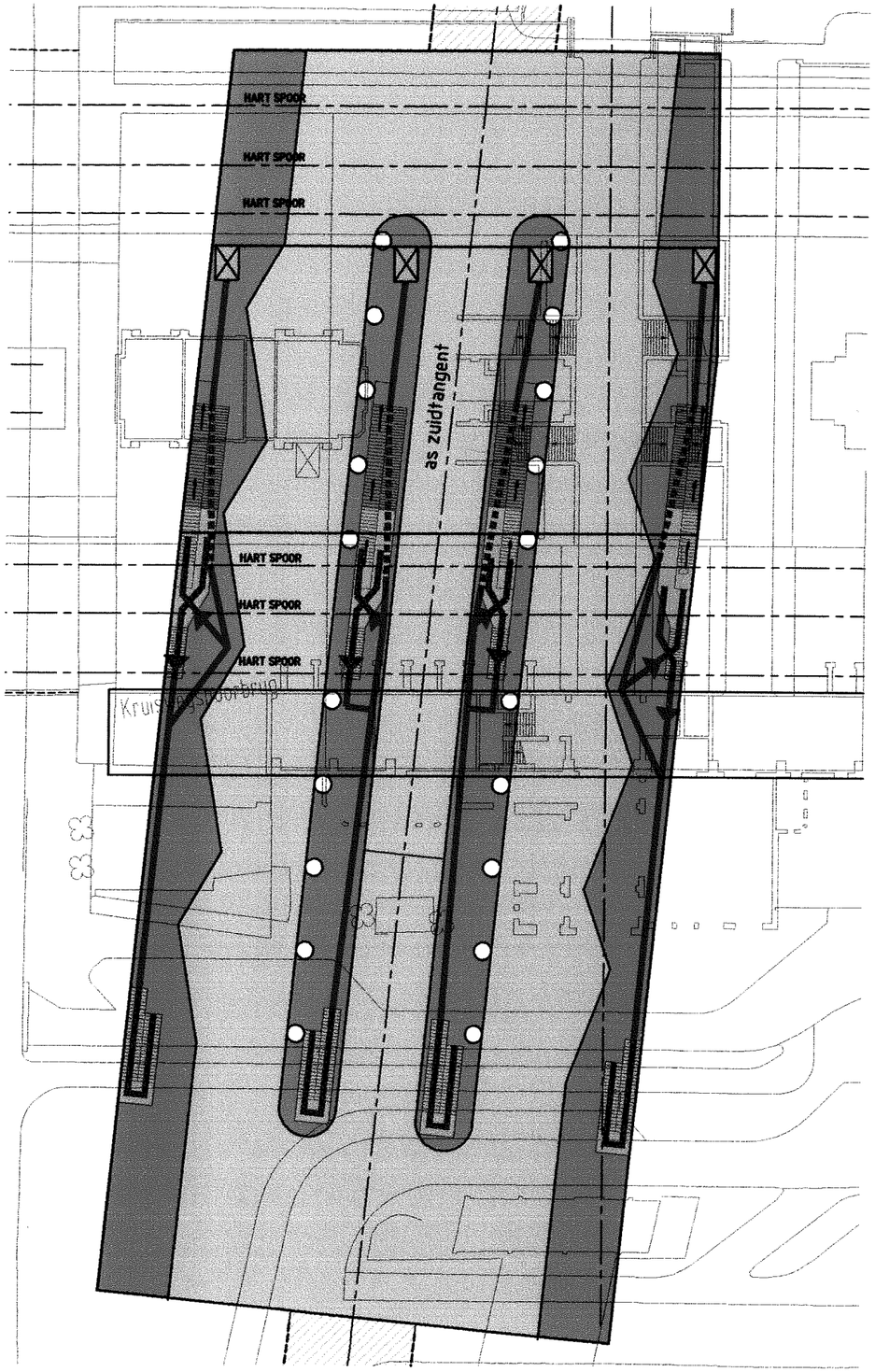
Schaal 1:500

TCE61.1.1007

Formaat A3

ACAD TEK.: ..\TCE61-1\TCE61-1-1007.dw

Bijlage V: Looproutes busstation



PLATTEGROND NIVEAU ONDERGRONDS BUSSTATION

SCHAAL 1:500

LEGENDA

- LOOPROUTE
- ONDERGRONDS BUSSTATION
- PERRONS ONDERGRONDS BUSSTATION
- TOERITTEN
- STIJGPUNTEN

GEMEENTE HAARLEM - PROJECTBUREAU STATIONSOMGEVING

Haalbaarheidsstudie ondergronds busstation

Plattegrond met looproutes - Niveau ondergronds busstation

TCE
Transport Consultants and Engineers

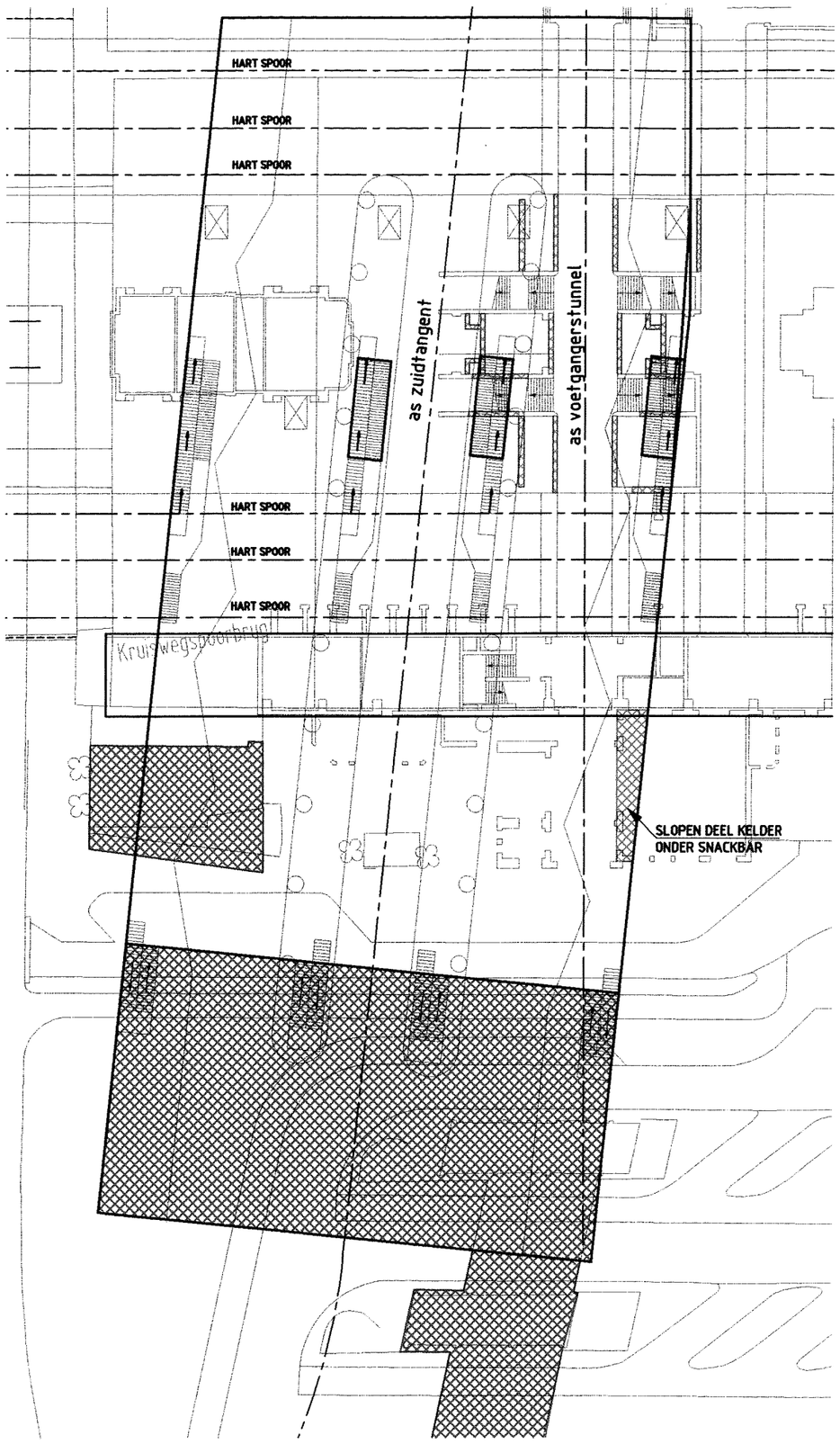
Witteveen+Bos / DE-Consult
Hogehilweg 18
postbus 12205
NL - 1100 AE Amsterdam
telefoon 020 312 55 55
telefax 020 697 47 95

C			
B			
A			
	Naam	Datum	Paraaf
WIJZIGINGEN			
Schaal	1:500		
Getekend	M.P.A. Janssen		
Gecontroleerd	M. van Kaam		
Goedgekeurd	W.J. Vermeulen		
Datum	99-12-23		
Formaat	A3		

TCE61.1.1008

ACAD TEK.: ..\TCE61-1\TCE61-1-1008.dwg

Bijlage VI: Definitieve sloop



PLATTEGROND DEFINITIEVE SLOOP

SCHAAL 1:500

LEGENDA

DEFINITIEF SLOPEN OP MAAIVELD

DEFINITIEF SLOPEN BIJ VERDEELHAL

GEMEENTE HAARLEM - PROJECTBUREAU STATIONSOMGEVING

Haalbaarheidsstudie ondergronds busstation

Definitieve sloop

TCE
Transport Consultants and Engineers

Witteveen+Bos / DE-Consult
Hogehilweg 18
postbus 12295
NL - 1100 AE Amsterdam
telefoon 020 312 55 55
telefax 020 697 47 95

Getekend	M.P.A. Janssen	
Gecontroleerd	M. van Kaam	
Goedgekeurd	W.J. Vermeulen	
Datum	99-12-23	

C		
B		
A		
Naam	Datum	Paraaf

WIJZIGINGEN

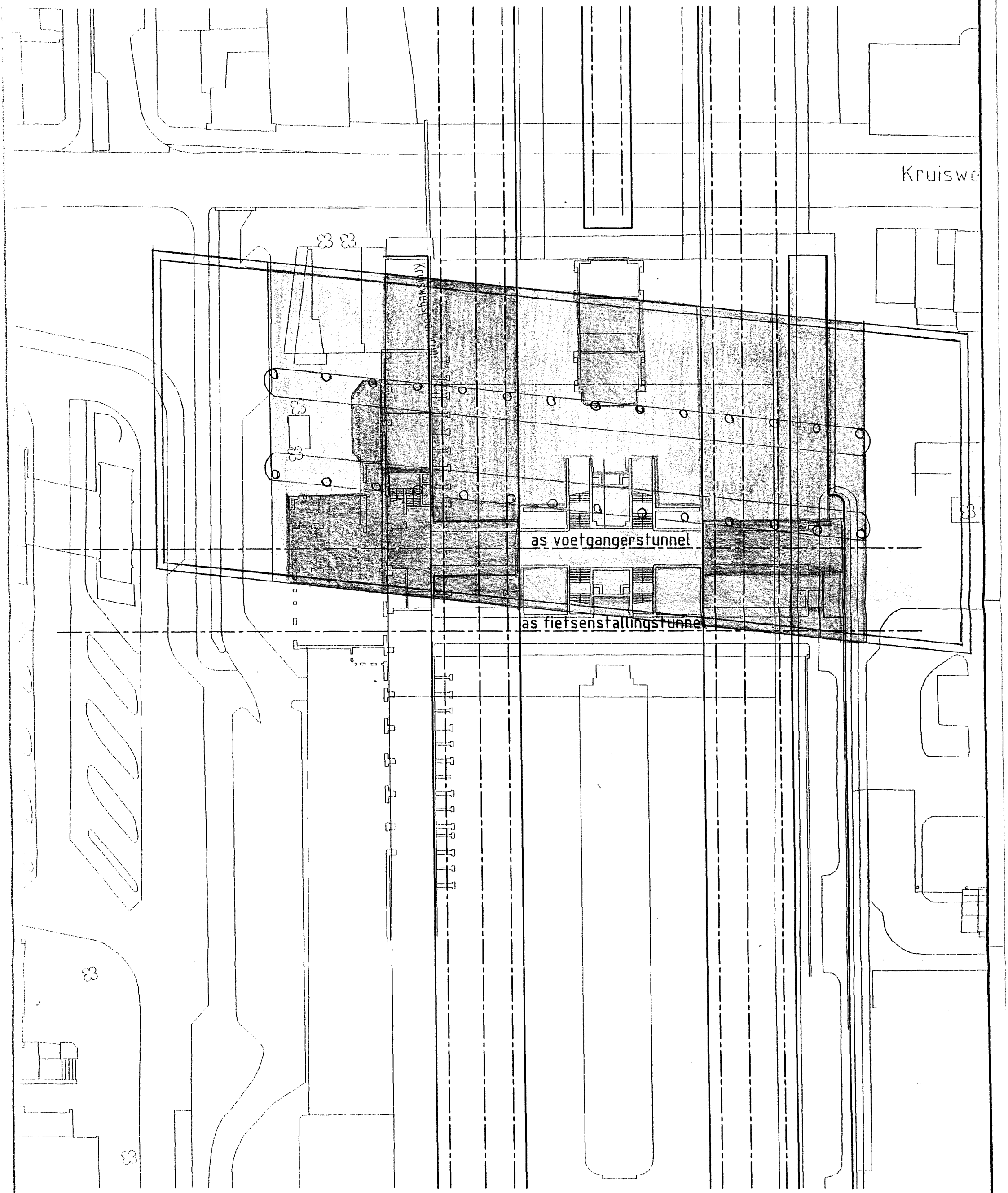
Schaal 1:500

TCE61.1.1009

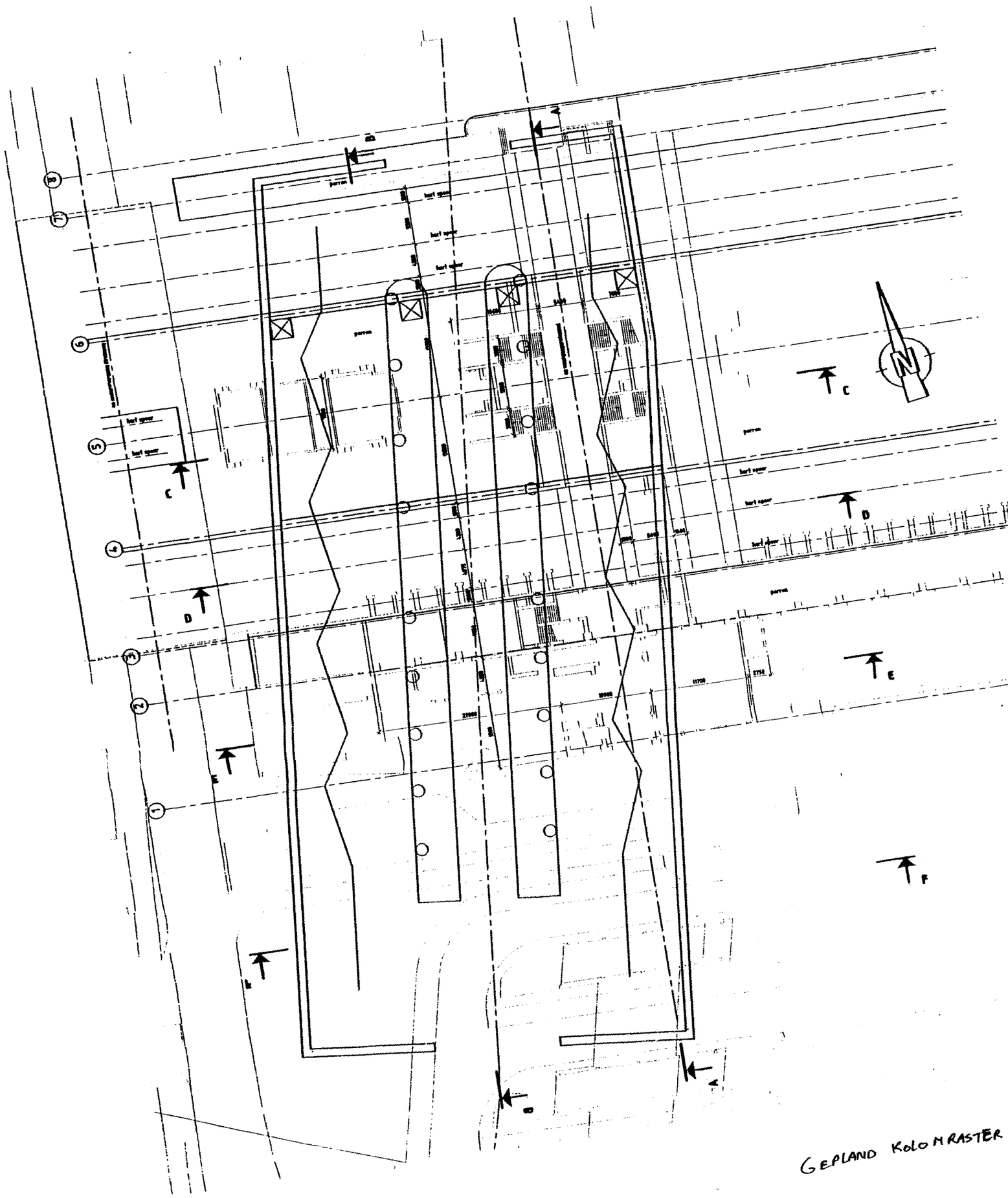
Formaat A3

ACAD TEK.: ..\TCE61-1\TCE61-1-1009.dwg

Bijlage VII: Belastingvelden


Kruiswe
as voetgangerstunnel
as fietsenstallingstunne

Bijlage VIII: Plattegrond gepland busstation


C
D
E
F
GEPLAND KOLOMRASTER

Bijlage IX: Berekeningen

Constanten

e.g. grond droog:	18 kN/m³
e.g. grond nat:	19,5 kN/m³
e.g. verdieping:	4 kN/m²
e.g. ballastbed:	22 kN/m³
v.b. verdieping	2,5 kN/m²
v.b. reizigers	5 kN/m²

Belastingen

ad 1 **Westelijk toegangsgebouw**

omschrijving	waarde	eenheid	aantal	rep. Waarde	eenheid	belastingfactor	design waarde	
e.g. per verdieping	4	kN/m²	2	8	kN/m²	1,2	9,6	
e.g.grond nat	19,5	kN/m³	2,7	52,65	kN/m²	1,2	63,18	
		Bij opdrijven:		**60,65**	**kN/m²**			
v.b. per verdiepingsvloer	2,5	kN/m²	2	5	kN/m²	1,5	7,5	
v.b. reizigerstunnel	5	kN/m²	1	5	kN/m²	1,5	7,5	
					Maximale belasting:		**87,78**	**kN/m²**

ad 2 **Belastingen onder sporen**

omschrijving	waarde	eenheid	aantal	rep. Waarde	eenheid	belastingfactor	design waarde	
e.g. ballastbed	22	kN/m³	0,5	11	kN/m²	1,2	13,2	
e.g. grond droog	18	kN/m³	4,3	77,4	kN/m²	1,2	92,88	
e.g. grond nat	19,5	kN/m³	2,7	52,65	kN/m²	1,2	63,18	
		Bij opdrijven:		**141,05**	**kN/m²**			
v.b. spoorbelasting	13,2	kN/m²	1	13,2	kN/m²	1,5	19,8	
					Maximale belasting:		**189,06**	**kN/m²**

ad 3 **Perron met gebouw**

omschrijving	waarde	eenheid	aantal	rep. Waarde	eenheid	belastingfactor	design waarde	
e.g. per verd. gebouw	4	kN/m²	2	8	kN/m²	1,2	9,6	
e.g. grond droog	18	kN/m³	4,08	73,44	kN/m²	1,2	88,128	
e.g. grond nat	19,5	kN/m³	2,7	52,65	kN/m²	1,2	63,18	
		Bij opdrijven:		**134,09**	**kN/m²**			
v.b. per verdiepingsvloer	2,5	kN/m²	2	5	kN/m²	1,5	7,5	
					Maximale belasting		**168,408**	**kN/m²**

ad 4 **Perron zonder gebouw**

omschrijving	waarde	eenheid	aantal	rep. Waarde	eenheid	belastingfactor	design waarde	
e.g. grond droog	18	kN/m³	6	108	kN/m²	1,2	129,6	
e.g. grond nat	19,5	kN/m³	2,7	52,65	kN/m²	1,2	63,18	
		Bij opdrijven:		**160,65**	**kN/m²**			
v.b. reizigers	5	kN/m²	1	5	kN/m²	1,5	7,5	
					Maximale belasting:		**200,28**	**kN/m²**

ad 5 **Onder reizigerstunnel**

omschrijving	waarde	eenheid	aantal	rep. Waarde	eenheid	belastingfactor	design waarde	
e.g. reizigerstunnel	4	kN/m²	1	4	kN/m²	1,2	4,8	
e.g. grond droog	18	kN/m³	1,5	27	kN/m²	1,2	32,4	
e.g. grond nat	19,5	kN/m³	2,7	52,65	kN/m²	1,2	63,18	
		Bij opdrijven:		**83,65**	**kN/m²**			
v.b. reizigers	5	kN/m²	1	5	kN/m²	1,5	7,5	
v.b. treinbelasting	62	kN/m²	1	62	kN/m²	1,5	93	
					Maximale belasting:		**200,88**	**kN/m²**

ad 6 **Perron gebouw t.p.v. reizigerstunnel**

omschrijving	waarde	eenheid	aantal	rep. Waarde	eenheid	belastingfactor	design waarde	
e.g. gebouw	4	kN/m²	2	8	kN/m²	1,2	9,6	
e.g. reizigerstunnel	4	kN/m²	1	4	kN/m²	1,2	4,8	
e.g. grond droog	18	kN/m³	1,5	27	kN/m²	1,2	32,4	
e.g. grond nat	19,5	kN/m³	2,7	52,65	kN/m²	1,2	63,18	
		Bij opdrijven:		**91,65**	**kN/m²**			
v.b. per verdiepingsvloer	2,5	kN/m²	2	5	kN/m²	1,5	7,5	
v.b. reizigerstunnel	5	kN/m²	1	5	kN/m²	1,5	7,5	
					Maximale belasting:		**124,98**	**kN/m²**

ad 7 **Maaiveld**

omschrijving	waarde	eenheid	aantal	rep. Waarde	eenheid	belastingfactor	design waarde	
e.g. grond droog	18	kN/m³	1,5	27	kN/m²	1,2	32,4	
e.g. grond nat	19,5	kN/m³	2,7	52,65	kN/m²	1,2	63,18	
		Bij opdrijven:		**79,65**	**kN/m²**			
v.b. reizigers	5	kN/m²	1	5	kN/m²	1,5	7,5	
					Maximale belasting:		**103,08**	**kN/m²**

Belasting op zijwand t.p.v. het perron zonder gebouw (ad 4)

	buis dak [m]	buis vloer [m]	inwendige hoogte [m]	vert grondruk kN/m²	waterdruk kN/m²	vert korreldruk kN/m²	Ko	hor korreldruk
1	1,02	1,02	8	356,43	127,4	229,03	0,8	183,22
2	1,02	1,02	8	160,65	27	133,65	0,8	106,92
3	1,02	1,02	8	209,79	52,2	157,59	0,8	126,07
4	1,02	1,02	8	307,29	102,2	205,09	0,8	164,07

	totaal	
1 = t.p.v. onderkant vloer buizen	310,62	kN/m²
2 = t.p.v. bovenkant dak buizen	133,92	kN/m²

3 = t.p.v. onderkant onderslagbalk
4 = t.p.v. bovenkant bovenslagbalk

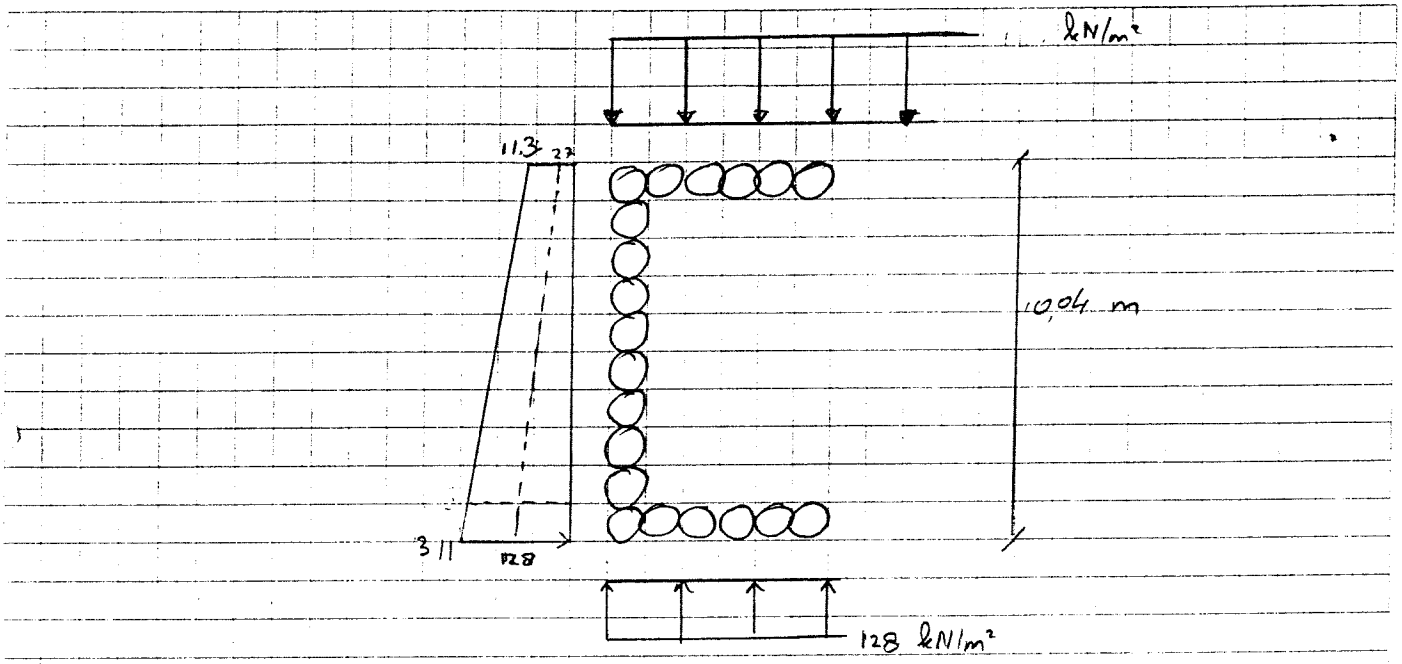
Witteveen + Bos

water
infrastructuur
milieu
bouw

projectnummer
door
datum
nummer

berekeningen

Witteveen+Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95



Belasting opondemste buis v.d. wand ± , kN/m²

Witteveen + Bos

water
infrastructuur
milieu
bouw

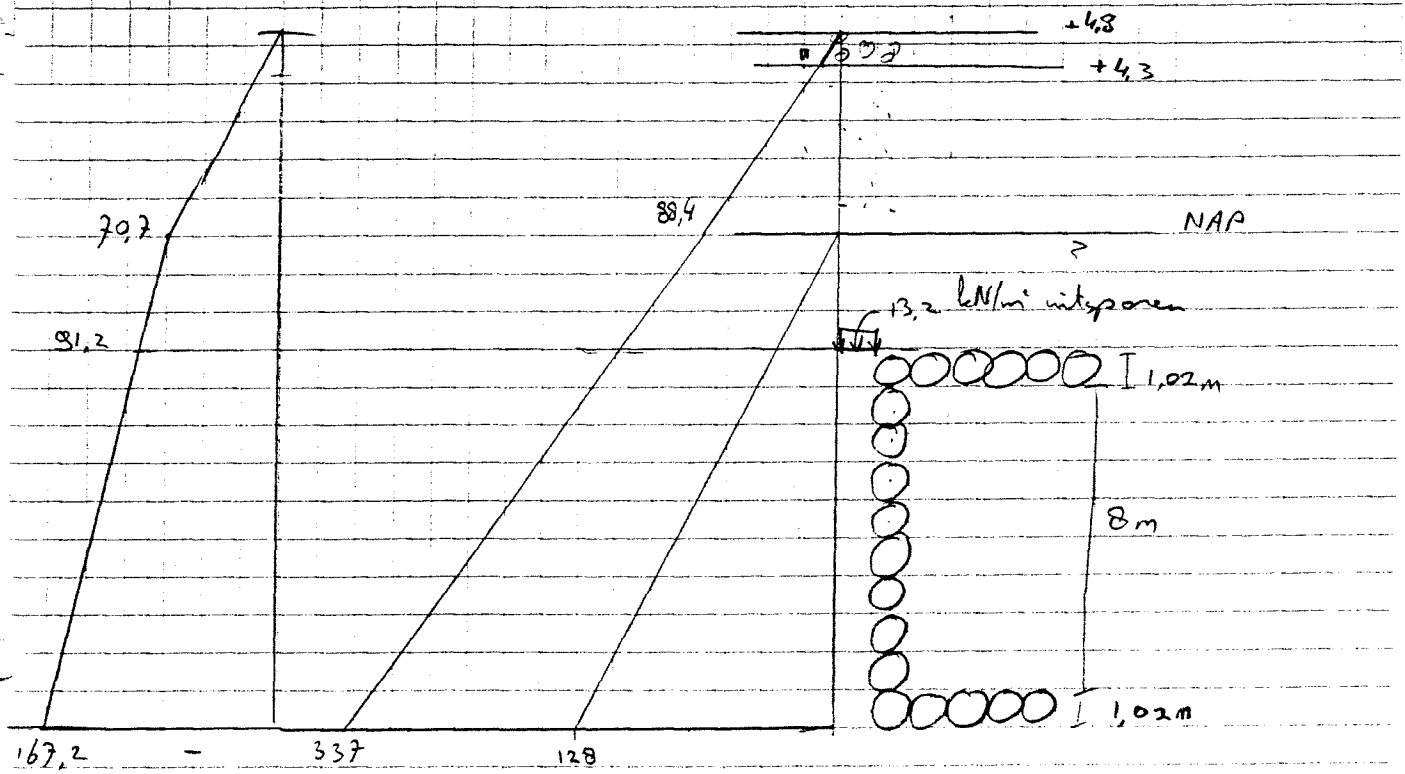
projectnummer
door
datum
nummer

berekeningen

Witteveen+Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

Belasting op de rijwanden bij belastinggeval 2

Belasting andere sporen:



Niet maatgevend!

Belastinggeval 4 maatgevend!

Witteveen+Bos

water
infrastructuur
milieu
bouw

projectnummer
door
datum
nummer

berekeningen

Witteveen+Bos
Raadgevende ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

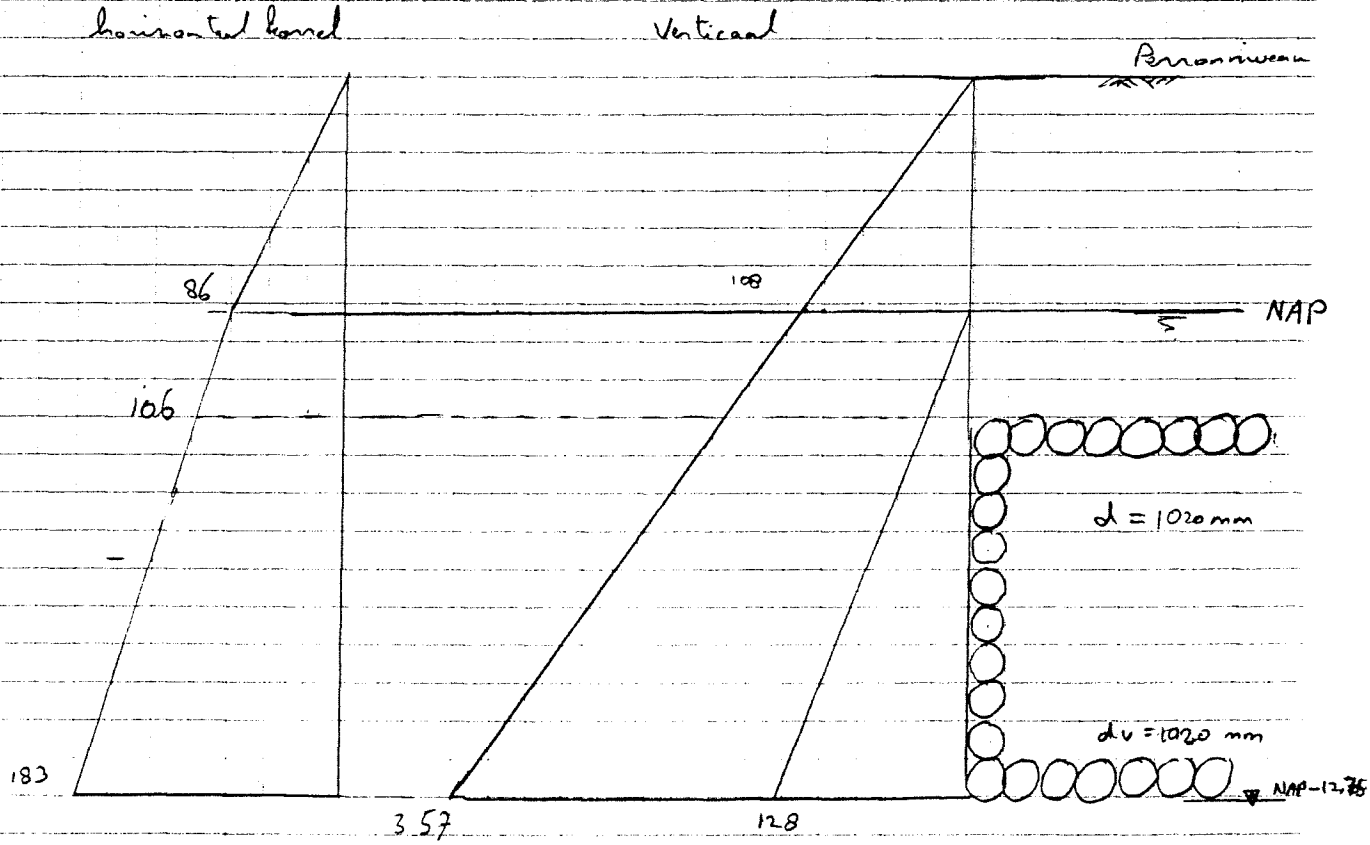
Belasting op de zijwanden bij belastinggeval 4

Onder Perron van de gebouw

Neutrale gronddrukken + waterdruk

$K_o \sigma_v' + \sigma_w$

Gronddrukken:



Witteveen + Bos

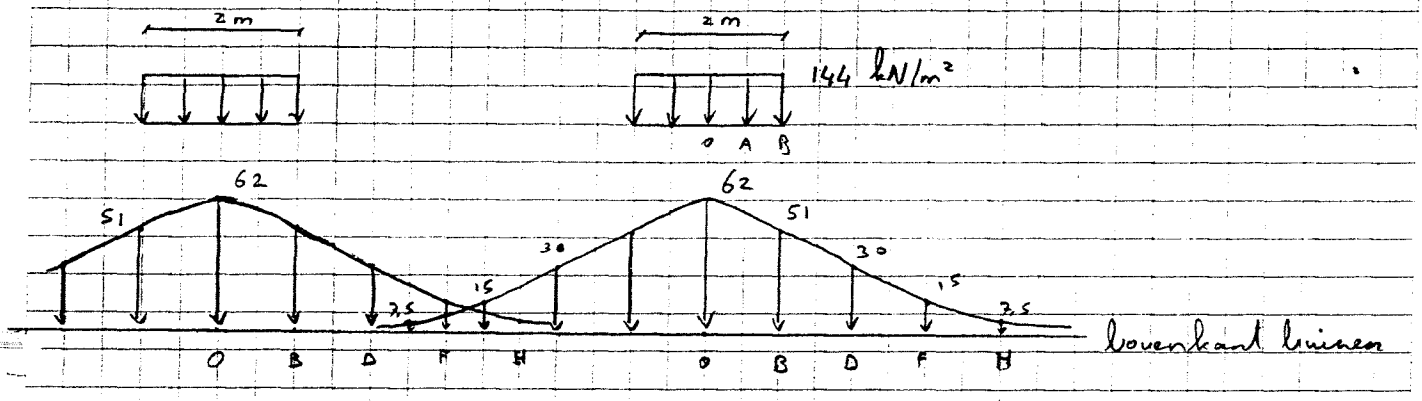
water
infrastructuur
milieu
bouw

projectnummer
door
datum
nummer

berekeningen

Witteveen+Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

Belastingverdeling volgens Jüngerson



De belasting op de binnenconstructie 2,7 m onder de fundering t.g.v. spoorbelasting is maximaal 62 kN/m²

Witteveen + Bos

water
infrastructuur
milieu
bouw

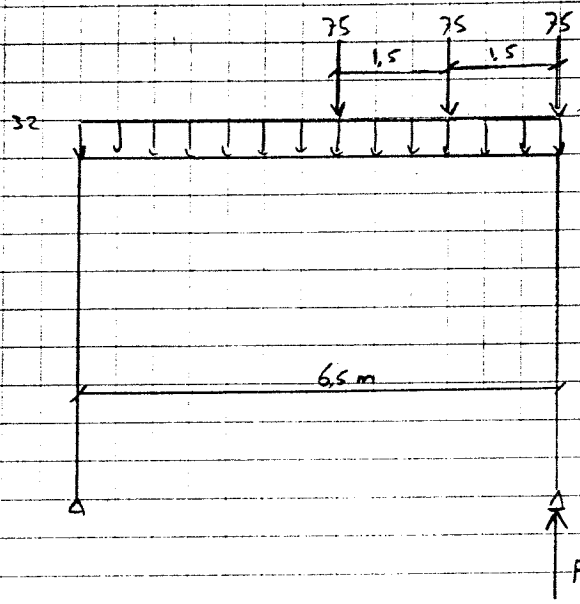
projectnummer
door
datum
nummer

berekeningen

Witteveen+Bos
Raadgevende ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

Belasting op de fundering t.g.v. spoorbelasting

VOSB 150

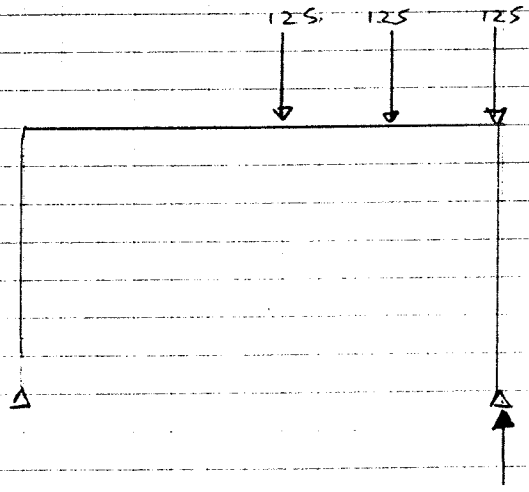


oplegreactie
verdeelde belas. 104 kN
75
55
40
+
277 kN

per spoor 80 kN/m

80 / 2,52 = 32 kN/m

VOSB 250



oplegreactie
125 kN
96 kN
67 kN
288 kN.

⟹ VOSB 250 is maatgevend.

oplegreactie 288 kN

Oppervlak funderingspoer 2 m²

belasting op grond. $q = 288 / 2 = 144$ kN/m²

Witteveen + Bos

water
infrastructuur
milieu
bouw

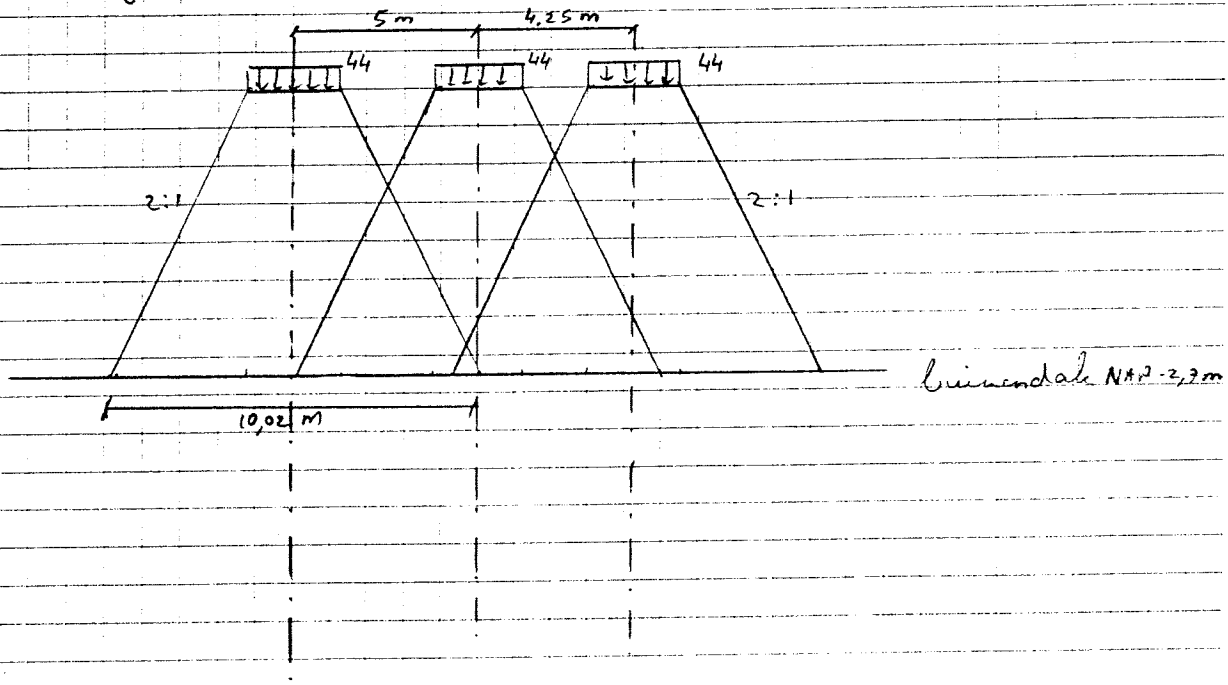
projectnummer
door
datum
nummer

berekeningen

Witteveen+Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

Belastingspreiding spoorbelasting dwarsrichting

spoorbelasting 110 kN/m
In dwarsrichting 2,52 m breed
} 110/2,52 = 44 kN/m²



44/10,02 = 4,4 kN/m²

- Overlap van 3 sporen dus maximaal q = 13,2 kN/m²

Belastingen en benodigde buis afmetingen

Bovenbelasting

	verd. belas.q		overspanning	Max. moment	vloeigrens staal	buisdiameter	Wbenodigd	wanddikte
	q [kN/m²]		l [m]	Md [kNm]	f [kN/m²]	d [m]	W [cm³]	t [mm]
1	200,88		16,5	12442	3,60E+05	1,820	34561	14,2
2	200,88		16,5	13809	3,60E+05	2,020	38359	12,5
3	200,88		16,5	6973	3,60E+05	1,020	19369	28
4	200,88		7,2	794	3,60E+05	0,610	2204	11
5	200,88		7,2	860	3,60E+05	0,660	2388	10
6	200,88		7,2	992	3,60E+05	0,762	2755	8
7	200,88		7,2	1190	3,60E+05	0,914	3305	7,1
8	200,88		7,2	1328	3,60E+05	1,020	3688	5
9	200,88		10	2561	3,60E+05	1,020	7115	10

Opwaartse belasting

	buis diameter vloer	buis diameter dak	vrije hoogte + onder-	verd. belas.q	onzekerheidsfactor	overspanning	Max. moment	vloeigrens staal	Wbenodigd	wanddikte
	dv [m]	d [m]	slagbalken (1,5 m)	q [kN/m²]		l [m]	Md [kNm]	f [kN/m²]	W [cm³]	t [mm]
1	0,864	1,820	8	133,84	1,1	16,5	4329	3,60E+05	12025	25
2	1,020	1,820	8	135,40	1,1	16,5	5170	3,60E+05	14361	20
3	1,220	1,820	8	137,40	1,1	16,5	6275	3,60E+05	17431	16
4	1,420	1,820	8	139,40	1,1	16,5	7410	3,60E+05	20583	14,2
5	1,820	1,820	8	143,40	1,1	16,5	9770	3,60E+05	27139	11
6	0,470	0,864	8	120,34	1,1	7,2	403	3,60E+05	1120	8
7	0,521	0,864	8	120,85	1,1	7,2	449	3,60E+05	1247	8
8	0,558	0,864	8	121,22	1,1	7,2	482	3,60E+05	1339	6,3
9	0,762	0,864	8	123,26	1,1	7,2	669	3,60E+05	1860	4,5
10	1,020	1,020	8	127,40	1,1	7,2	926	3,60E+05	2573	5
11	1,020	1,020	8	127,40	1,1	10	1787	3,60E+05	4963	6,3

Belasting op de zijwanden

	verd. belas.q	veiligheidsfactor	waterdruk	veiligheid	overspanning	Max. moment	vloeigrens staal	buisdiameter	Wbenodigd	wanddikte
	q [kN/m²]		qw [kN/m²]		l [m]	Md [kNm]	f [kN/m²]	d [m]	W [cm³]	t [mm]
1	183,22	1,2	127,4	1,1	7,2	1778	360000	0,762	4938	12,5
2	183,22	1,2	127,4	1,1	7,2	2015	360000	0,864	5596	10
3	183,22	1,2	127,4	1,1	7,2	2380	360000	1,020	6610	8,8
4	183,22	1,2	127,4	1,1	7,2	2846	360000	1,220	7906	7,1
5	183,22	1,2	127,4	1,1	7,2	3313	360000	1,420	9202	6,3
6	183,22	1,2	127,4	1,1	10	4590	360000	1,020	12750	17,5
7	183,22	1,2	127,4	1,1	10	6390	360000	1,420	17750	12,5

Opdrijven gehele bak

Neerwaarts

ad 1	**Westelijk toegangsgebouw**				Kracht neerwaarts
	oppervlak:	246 m²	belasting:	60,65 kN/m²	14920 kN
ad 2	**Belasting onder sporen**				
	oppervlak:	1014 m²	belasting:	141,05 kN/m²	143025 kN
ad 3	**Perron met gebouw**				
	oppervlak:	215 m²	belasting:	134,09 kN/m²	28829 kN
ad 4	**Perron zonder gebouw**				
	oppervlak:	1274 m²	belasting:	160,65 kN/m²	204668 kN
ad 5	**Onder reizigerstunnel**				
	oppervlak:	376 m²	belasting:	83,65 kN/m²	31452 kN
ad 6	**Perron gebouw t.p.v. reizigerstunnel**				
	oppervlak:	386 m²	belasting:	91,65 kN/m²	35377 kN
ad 7	**Maaiveld**				
	oppervlak:	744 m²	belasting:	79,65 kN/m²	59260 kN

Oppervlakte hele bak: 4255 m² **Totaal neerwaarts:** **517531 kN**

Opwaarts

inwendige vrije hoogte:	5 m	
buisdiameter dak:	1,02 m	
buisdiameter vloer:	1,02 m	
onderslagbalken:	1,5 m	
grondwaterstand:	0 m NAP	neg of pos invoeren
bovenkant buizendak:	2,7 m-NAP	

Opwaartse kracht = hoogte waterkolom x waterspanning x oppervlakte = **542087 kN**

Totaal beschouwing

Gewenste veiligheid (f): 1,05

Huidige veiligheid: 0,95 Benodigd aan eigen gewicht constructie: 51660 kN

gemiddeld per m²: 12,14 kN/m²

Berekening van de benodigde perskracht stalen buis

Weerstand boorfront (druk bij onderkant buis vloer)
t.p.v. Belasting geval 4: perron zonder gebouw

buis dak	buis vloer	waterstand	bovenbelasting	grondspanning	waterspanning	vert. korreldruk	Kp	p1max
1,02	1,02	0	0	346,49	122,3	224,19	3	672,56
1,02	1,02	0	0	346,49	122,3	224,19		

$$P_1 = \frac{\pi}{4} \cdot d_1^2 \cdot p_1$$

P1 = 549,56 kN

buis dak	buis vloer	waterstand	bovenbelasting	grondspanning	waterspanning	vert. korreldruk	Ko	sigma neutraal	totaal
1,02	1,02	0	0	346,49	122,3	224,19	0,8	179,35	301,65 kN/m²

$$P_2 = \frac{\pi}{4} \cdot d_{ich}^2 \cdot p_w$$

P2 = 246,49 kN

$$P_t = P_1 + P_2$$

P1 + P2 = 796,05 kN

Mantelwrijving

$$P_p = M \cdot \pi \cdot D_p \cdot L$$

L = Lengte buis 90 m
D = buis vloer 1,02 m

Hahn M = 10 kN/m² Pp = 2884 kN

Uit tabel indicatie voor mantelwrijving in verschillende grondsoorten voor betonnen buizen

Gemiddelde M = 11,55 kN/m² Pp = 3331 kN

Stein

$$M = \mu \cdot N$$

$$\mu = \tan \delta$$

N = 40 kN/m² zand
phi = 35 graden
delta = 17,5 graden
mu = 0,3152988

M = 12,61 kN/m² Pp = 3637 kN

Herzog

$$P_p = \pi \cdot D_p \cdot L \cdot \frac{p_v + p_h}{2}$$

pv = 224,19 kN/m² korreldruk
ph = 179,35 kN/m² korreldruk
L = 90 m
Dp = 1,02 m

Pp = 58189,10 kN

Wrijvingsconstante f2 = 0,45 staal oppervlak in zand

Pp * f2 = 26185 kN

Met bentonietsmering
delta = 10 graden
tan delta = 0,176327
Pp = 10260 kN

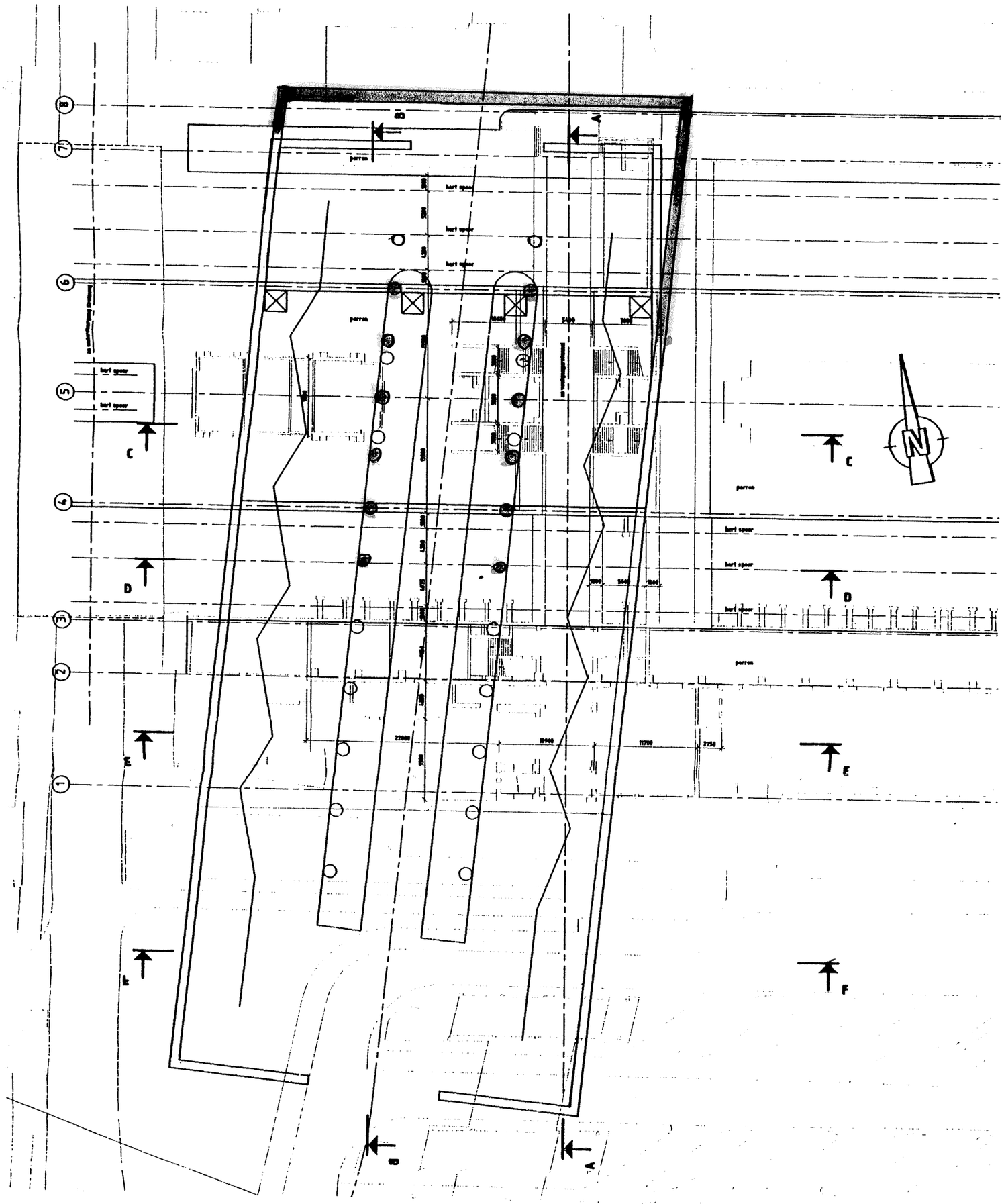
$$\sigma = \frac{F}{A}$$

Totaal aan perskracht = 11056 kN (mantelwrijving volgens Herzog)

benodigde doorsnede = 30712 mm³ Staal vloeispanning = 360 N/mm²

benodigde wanddikte = 9,68 mm

Bijlage X: Kolommen en verschoven busstation



GEWIJZIGD

1:475

AANGEPAST KOLOMRASTER FASE I

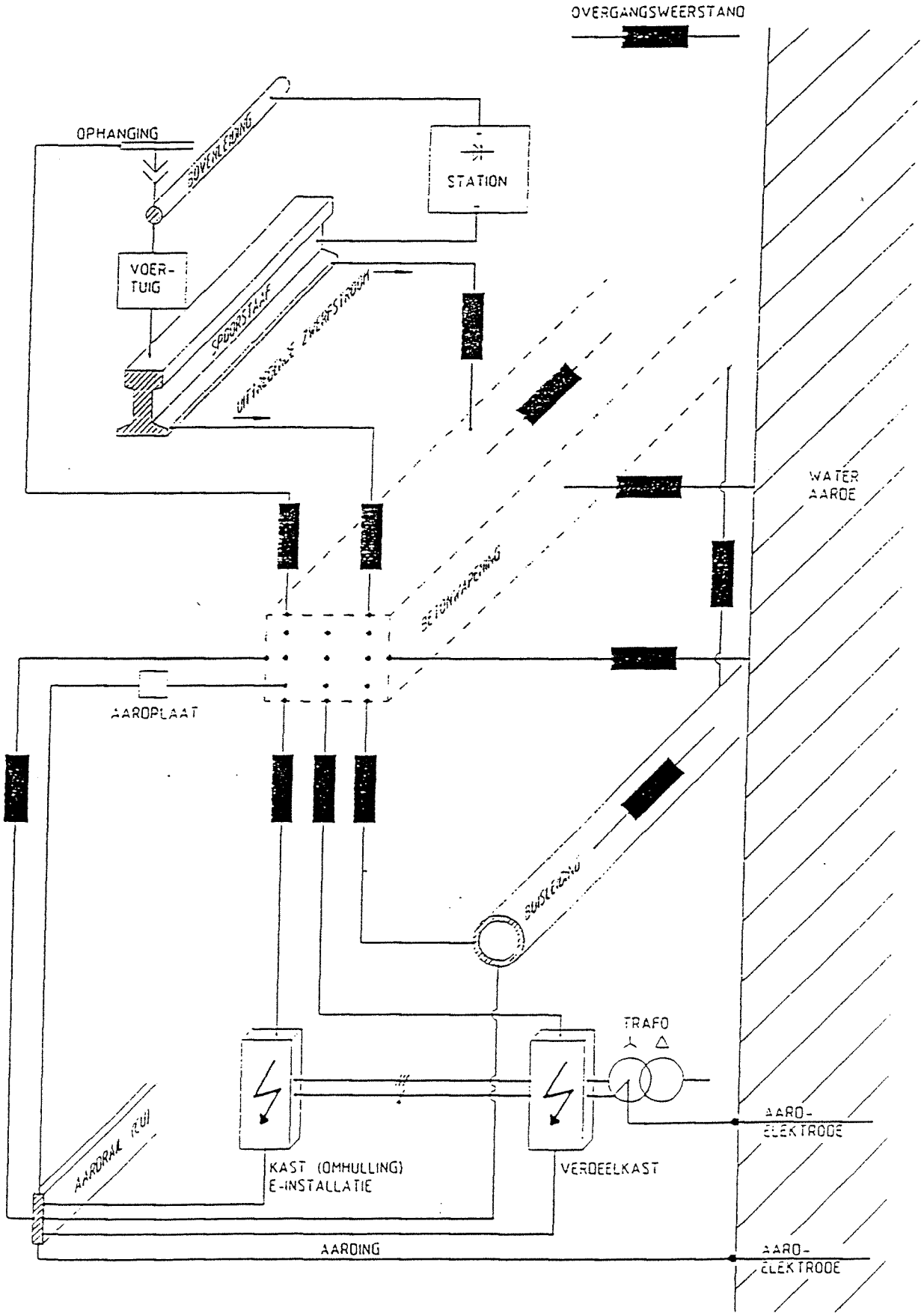
as voetgangerstunnel

as fietsenstallingsgarage

--- GEPLANDE LIGGING

NIEUWE LIGGING FASE 2.

Bijlage XII: Het zwerfstroomnetwerk



FIGUUR 1

Het zwerfstroomnetwerk

Bijlage XIII:Buizen opvullen met beton

Witteveen + Bos

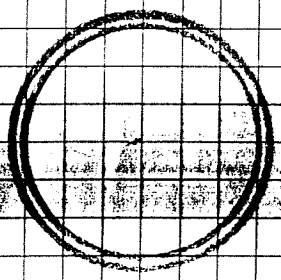
water
infrastructuur
milieu
bouw

projectnummer
door
datum
nummer

berekeningen

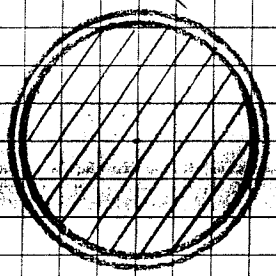
Witteveen + Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

Buis ongevuld



B 45
$E_b = 33500$
$E_s = 210000$
$n = E_s/E_b = 6,27$

Buis gevuld.



$I_{zz}^E = E_b \left(n \cdot 1/64\pi \cdot (D_{uit}^4 - D_{in}^4) \right)$

$= 33500 \left(6,27 \cdot \pi \cdot 1/64 \left(1020^4 - 1000^4 \right) \right)$

$= 8,5 \cdot 10^{14}$ Nmm²

$I_{zz}^E = E_b \left(n\, 1/64\pi \,(D_{uit}^4 - D_{in}^4) + 1/64\pi\, D_{in}^4 \right)$

$= 8,5 \cdot 10^{14} + 1,64 \cdot 10^{15}$

$= 2,5 \cdot 10^{15}$ Nmm²

Verhouding $\frac{2,5 \cdot 10^{15}}{8,5 \cdot 10^{14}} \approx 3$

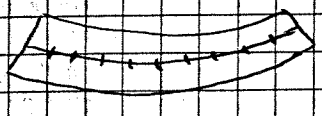
Gerekend met E-modules van ongescheurd beton. In werkelijkheid treedt scheurvorming op waardoor het effect veel minder is. Gerekend met een E-modules van gescheurd beton is $I_{zz}^E = 1,34 \cdot 10^{15}$ Nmm².

De verbinding tussen het staal en het beton is ook erg belangrijk



$I = 2\, 1/12\, bh^3$

slechte verbinding



$I = 1/12\, b(2h)^3$

goede verbinding

Witteveen + Bos

water
infrastructuur
milieu
bouw

projectnummer
door
datum
nummer

berekeningen

Witteveen + Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

Wanddikte stalen buis vergroten

Buis met $t = 10$ mm

$$I_{zz} = \frac{1}{64}\pi\left(1020^4 - 1000^4\right)$$

$$= 4{,}05 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Buis met $t = 20$ mm

$$I_{zz} = \frac{1}{64}\cdot\pi\left(1020^4 - 980^4\right)$$

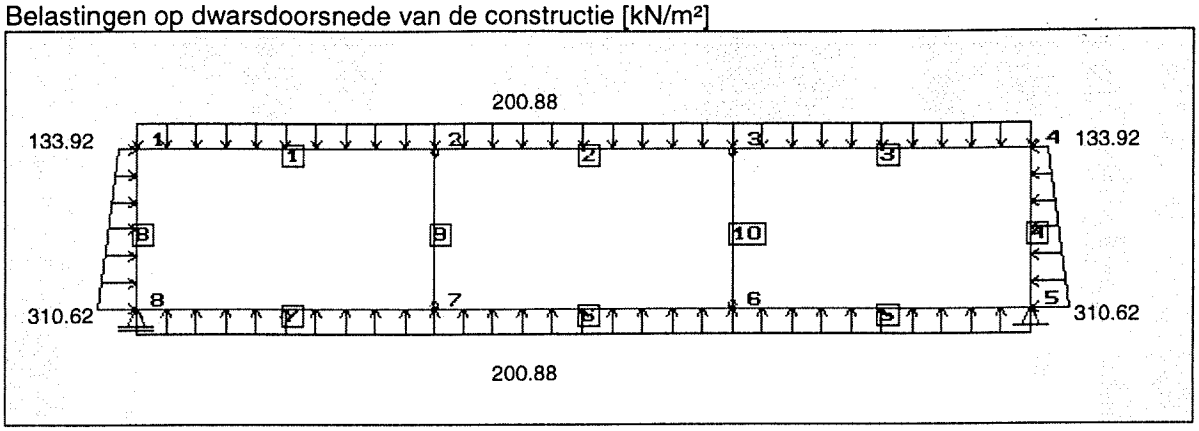
$$= 7{,}86 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\text{Verhouding} = \frac{7{,}86 \cdot 10^9}{4{,}05 \cdot 10^9} \approx 2$$

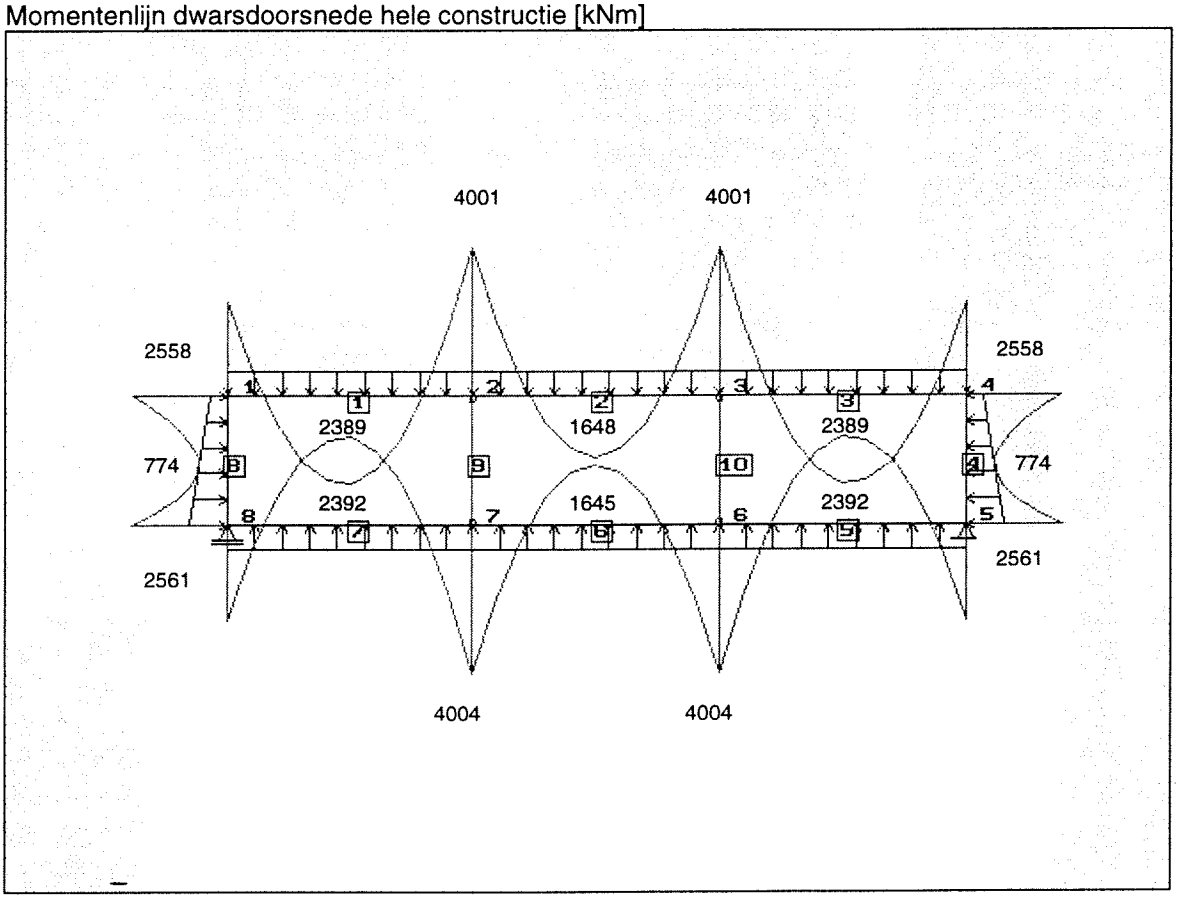
=

Bijlage XIV: Momenten-, dwarskrachten-, normaalkrachten-, vervormingslijn

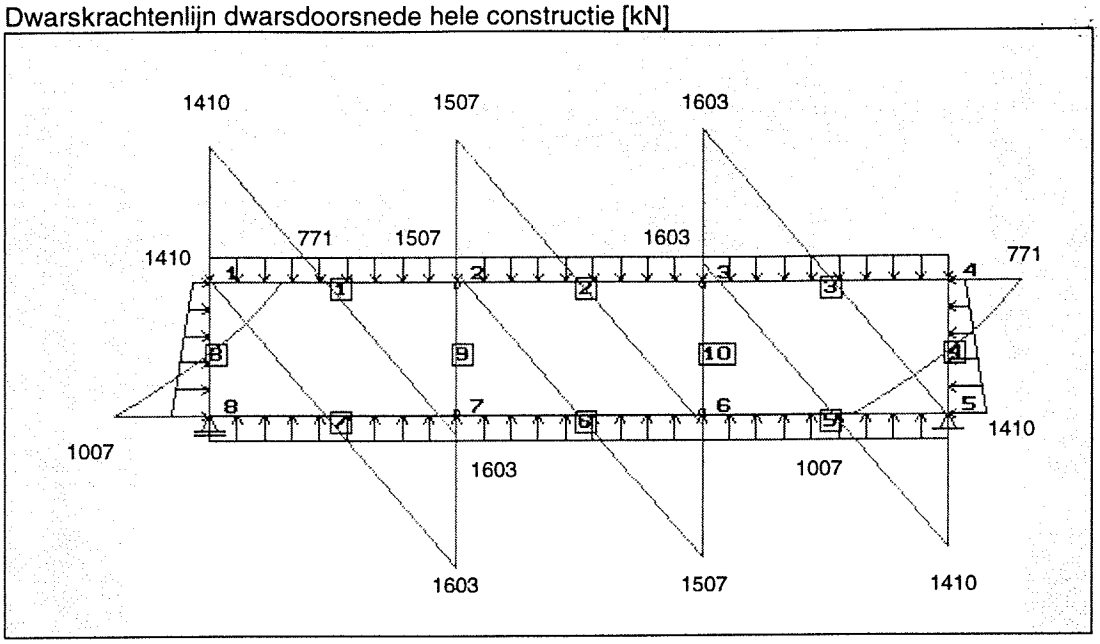
Belastingen op dwarsdoorsnede van de constructie [kN/m²]



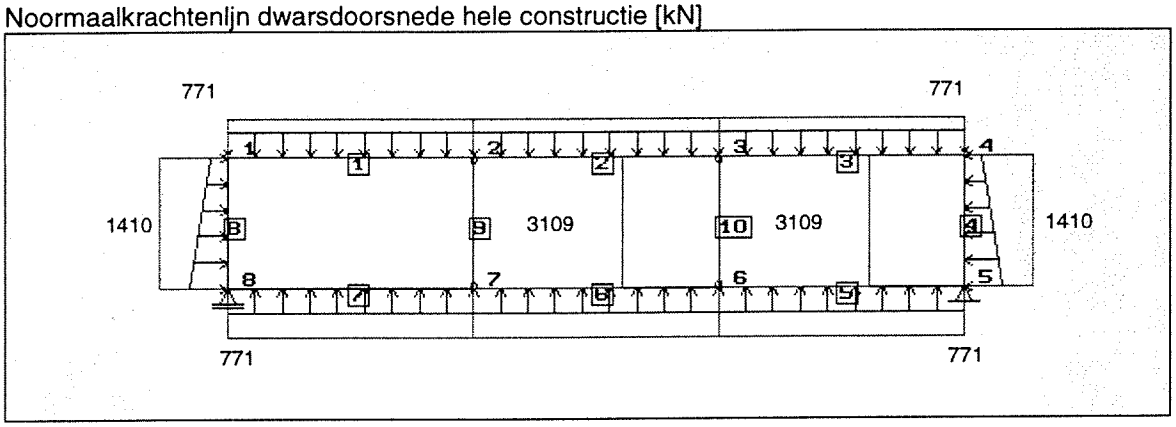
Momentenlijn dwarsdoorsnede hele constructie [kNm]



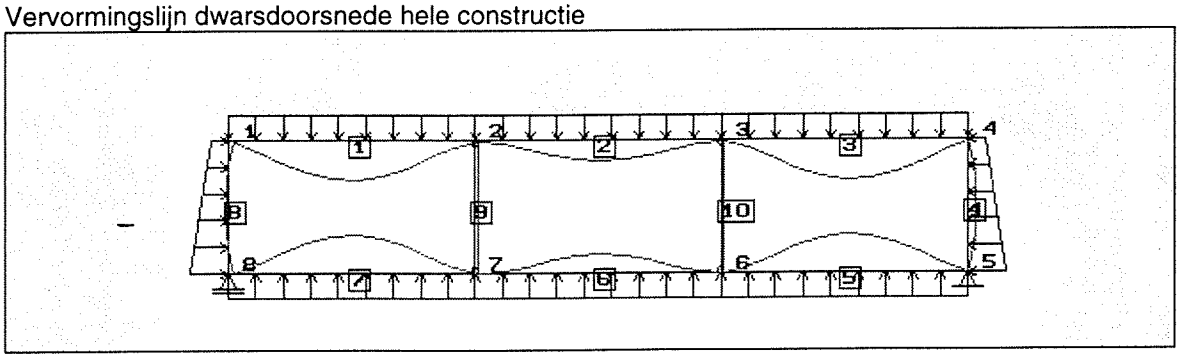
Dwarskrachtenlijn dwarsdoorsnede hele constructie [kN]



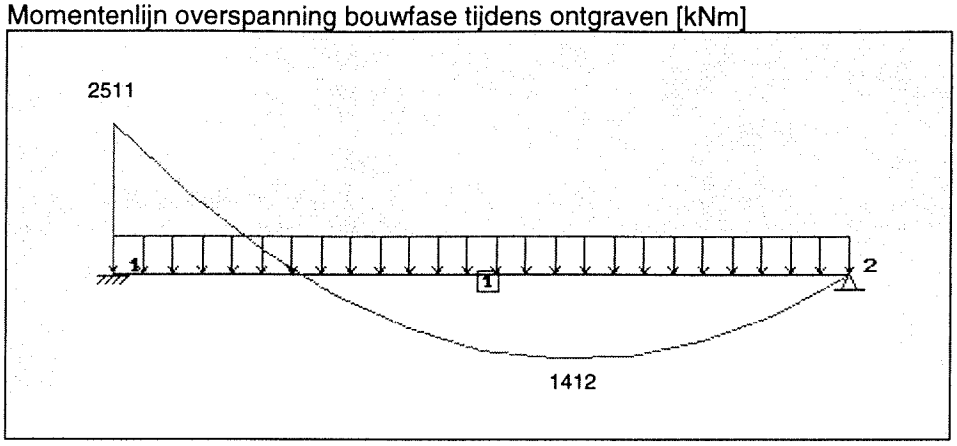
Noormaalkrachtenlijn dwarsdoorsnede hele constructie [kN]



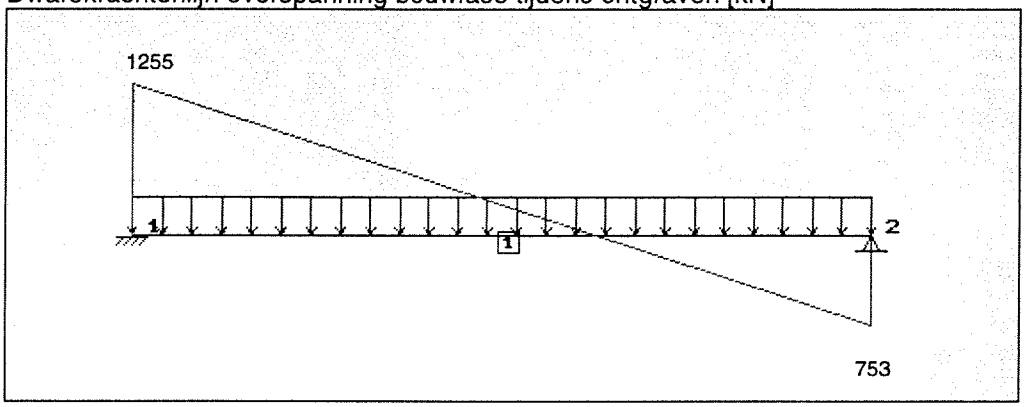
Vervormingslijn dwarsdoorsnede hele constructie



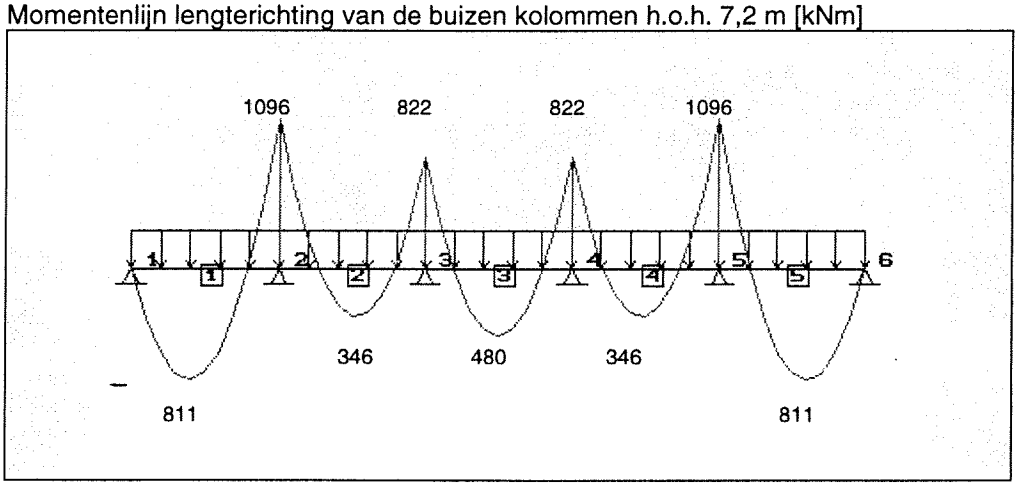
Momentenlijn overspanning bouwfase tijdens ontgraven [kNm]



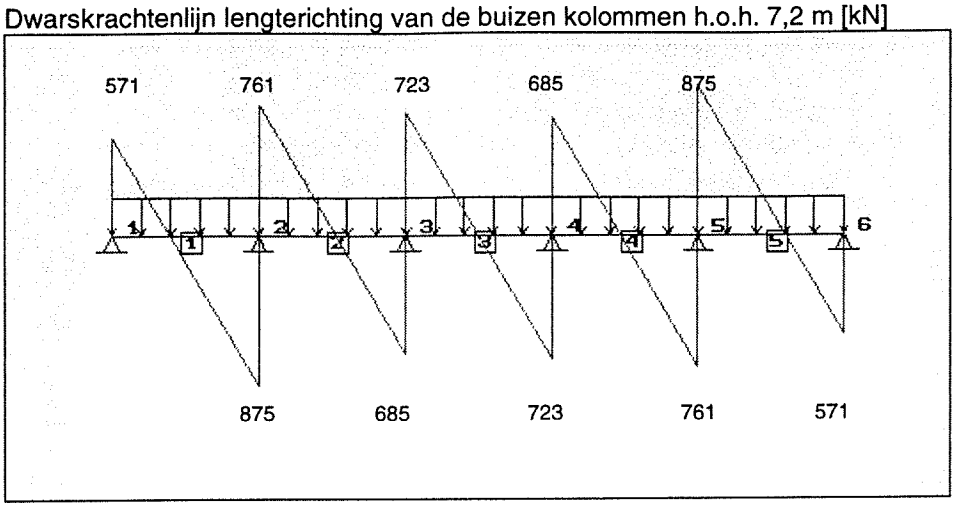
Dwarskrachtenlijn overspanning bouwfase tijdens ontgraven [kN]



Momentenlijn lengterichting van de buizen kolommen h.o.h. 7,2 m [kNm]



Dwarskrachtenlijn lengterichting van de buizen kolommen h.o.h. 7,2 m [kN]



Bijlage XV: Ovaliseren

Ovaliseren van de buis ten gevolge van de belastingen

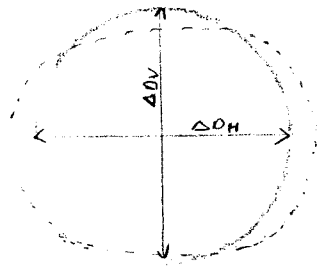
$$\Delta d_V = \frac{(q_V - q_H)2r \cdot r^3}{EI} \cdot c_{V1} + \frac{q_H^* \cdot 2r \cdot r^3}{EI} \cdot c_{V2}$$ = -0,000230077 m -0,230077 mm

$$\Delta d_H = \frac{(q_V - q_H)2r \cdot r^3}{EI} \cdot c_{H1} + \frac{q_H^* \cdot 2r \cdot r^3}{EI} \cdot c_{H2}$$ = 0,00022965 m 0,22965 mm

$$K^* = \frac{c_{H1}}{V_{RB} - c_{H2}}$$ = 0,016509248

$$V_{RB} = \frac{EI}{(r^4 \cdot C_H)}$$ VRB = 5,38149 1/m

$$q_H^* = (q_V - q_H) \cdot K^*$$ = 0,574125613



2•	=	120
cV1	=	-0,09
cV2	=	0,06
cH1	=	0,09
cH2	=	-0,07
Ch	=	5,00E+03 kN/m³
qv	=	200,88 kN/m²
qh	=	166,104 kN/m²
d wand	=	0,01 m
Dgem	=	1,01 m
		m4
Sr = EI/r³ = 2Ed²/3D³	=	13588,26 kNm
r	=	0,505 m
EI	=	1750 kNm²

	gronddruk, incl bovenbelasting	waterdruk	Ko	vert. Korrel	hor korrel	hor grond
bovenkant buizen	200,88	27	0,8	173,88	139,104	166,104

Buis is erg stijf ten opzichte van de omringende grond
Vrb erg groot dus de laatste term is te verwaarlozen
cV = cV1

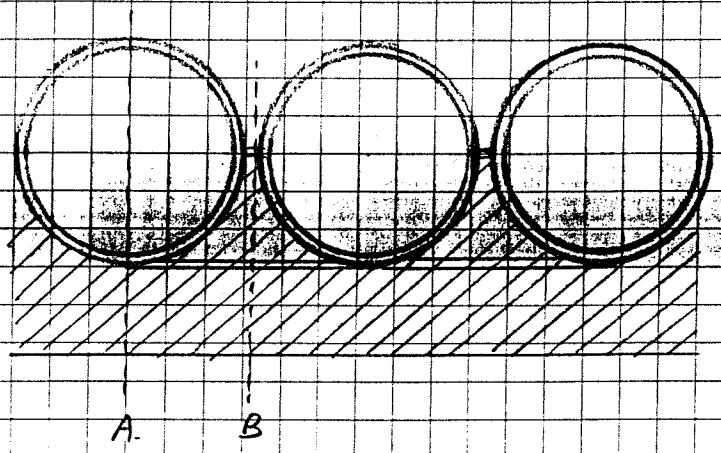
Bijlage XVI: Samengestelde constructie

Witteveen Bo
water
infrastructuur
milieu
bouw

projectnummer
door
datum
nummer

berekeningen
Witteveen Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

Samengestelde constructie ontleden



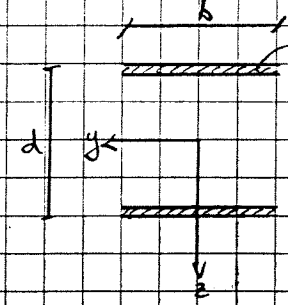
stalen buizen aan onderzijde verbonden met stalen profielen

stijfheid afhankelijk v.d. doorsnede

dsn A groot traagheidsmoment → grote stijfheid

dsn B. nauwelijks stijfheid in scharnier

Door de buizen onderling te verbinden gemiddelde stijfheid te verkrijgen



dsn A

I_{zz} = I_{zz} eigen + I_{zz} (stenen) → verwaarloosbaar

= I_{zz} (stenen) = $A \cdot (d/2)^2 \cdot 2$

= $\frac{1}{2} b \cdot t \cdot d^2$

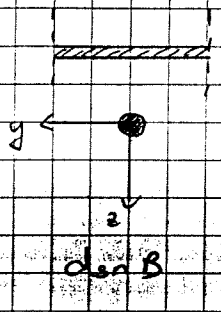
= $5100 \cdot 10^6$ mm^4

Witteveen+Bos
water
infrastructuur
milieu
bouw

projectnummer
door
datum
nummer

berekeningen

Witteveen+Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95



dsn slot en verbindingsstaaf ø36

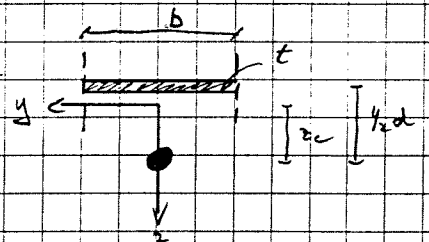
dsn B

Zwaartepunt bepalen

$y_c = 0$

$$z_c = \frac{\Sigma S_z}{\Sigma A} = \frac{bt \cdot z_1 + \frac{1}{4}\pi d_s^2 \cdot z_2}{bt + \frac{1}{4}\pi d^2}$$

$$z_c = \frac{A_1 z_1 + A_2 z_2}{A_1 + A_2} = \frac{1000 \cdot 10 \cdot 505 + \frac{1}{4}\pi 36^2 \cdot 0}{1000 \cdot 10 + \frac{1}{4}\pi 36^2} = 458 \text{ mm}$$



= verwaarloosbaar

$I_{zz} = I_{zz}(\text{eigen}) + I_{zz}(\text{steiner})$

$$I_{zz} = b \cdot t \cdot (\tfrac{1}{2}d - z_c)^2 + \tfrac{1}{4}\pi (d_s)^2 \cdot z_c^2$$

$$= 1000 \cdot 10 (\tfrac{1}{2} \cdot 1010 - 458)^2 + \tfrac{1}{4}\pi (36)^2 \cdot 458^2$$

$$= 22{,}1 \cdot 10^6 + 213{,}5 \cdot 10^6$$

$$= 235{,}6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$b = 1000$ mm

$t = 10$ mm

$d_s = 36$ mm

Witteveen + Bos

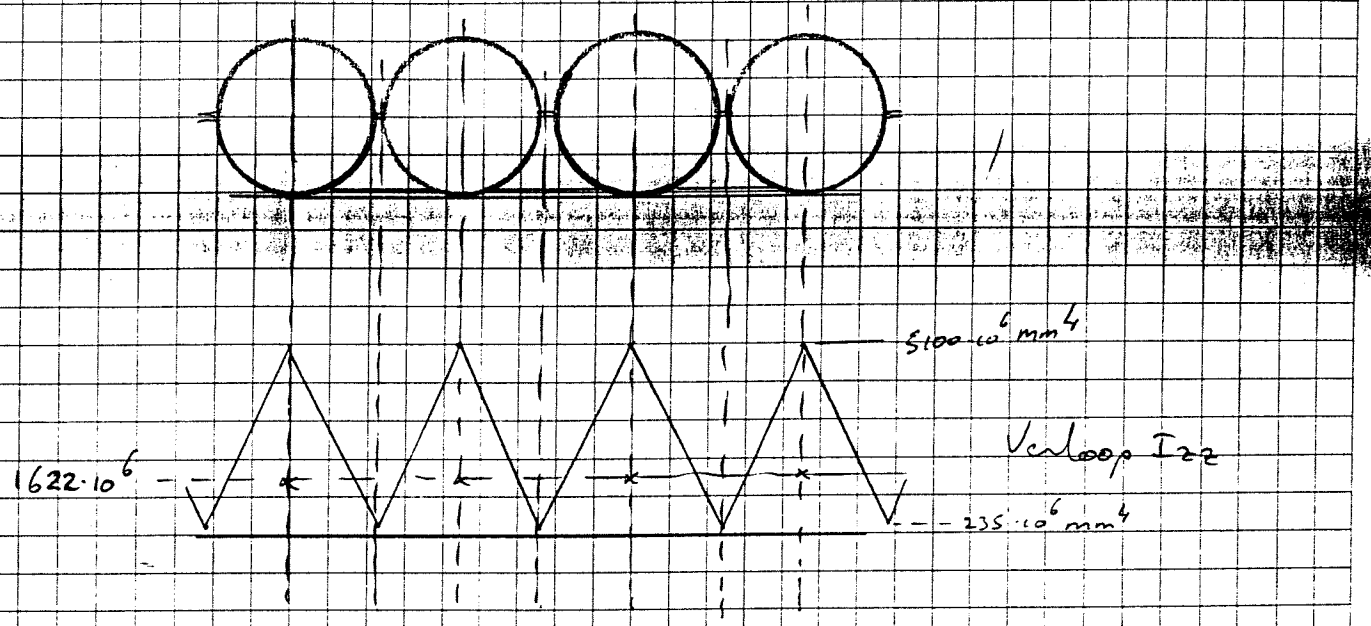
water
infrastructuur
milieu
bouw

projectnummer
door
datum
nummer

berekeningen

Witteveen+Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

Verloop I_{zz} over de doorsnede



Zwaartepunt driehoek 1/3 van onderrand
zou eventueel een gemiddelde kunnen zijn

Gemiddelde I_{zz} van binnenconstructie die
aangehouden wordt

$$I_{zz} = 5100 \cdot 10^6 / 3 = 1700 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Ter indicatie:
Traagheidsmoment komt overeen met die
van een HE300A profiel

Witteveen + Bos

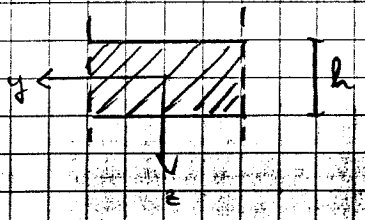
water
infrastructuur
milieu
bouw

projectnummer
door
datum
nummer

berekeningen

Witteveen+Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

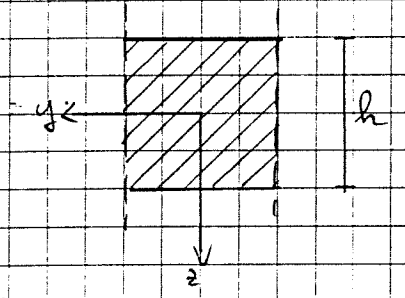
Voor betondsn geldt iets soortgelijks.



$I_{zz} = 1/12\, b\, h^3 = 1/12 \cdot 1000 \cdot 500^3$

$= 10\,417 \cdot 10^6\ mm^4$

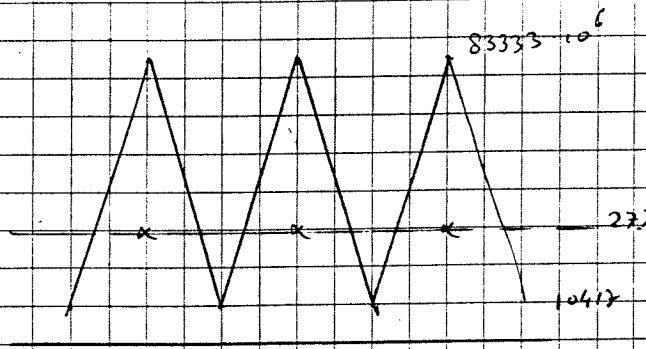
dsn A



$I_{zz} = 1/12\, b\, h^3 = 1/12 \cdot 1000 \cdot 1000^3$

$= 83333 \cdot 10^6\ mm^4$

=



Niet echt een eendeelsleutel voorhanden om het totale traagheidsmoment t.o.v. doorsnede te bepalen.
Methode niet echt geschikt.

Bijlage XVII: Gewogen traagheidsmoment

Witteveen + Bos

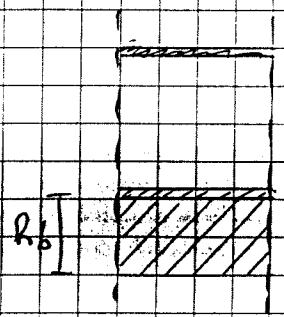
water
infrastructuur
milieu
bouw

projectnummer
door
datum
nummer

berekeningen

Witteveen+Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

Bepalen gewogen traagheidsmoment d.m.v. A



$$n = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210000}{10000} = 21$$

$$h_b = 500$$

$$z_z = \frac{n A_1 \cdot z_1 + n A_2 \cdot z_2 + A_3 \cdot z_3}{n(A_1 + A_2) + A_3}$$

$$= \frac{21 \cdot 1000 \cdot 10.0 + 21 \cdot 1000 \cdot 10 \cdot 1010 + 1000 \cdot 500 \cdot 1265}{21(1000 \cdot 10 \cdot 2) + 1000 \cdot 500}$$

$$= 918 \text{ mm}$$

Bepalen I_{zz}^E

$z_1 = (1010 - 918 + 5 + 250) = 347$

$z_{s6} = 918$

$z_{s0} = 1010 - 918 = 92$

$$I_{zz}^E = E_b \left(\tfrac{1}{12} b h_b^3 + A_1 \cdot z_1^2 + \left(A_{s6} \cdot z_{s6}^2 + A_{s0} - z_{s0}^2 \right) \cdot n \right)$$

$$= 10000 \left(\tfrac{1}{12} \cdot 1000 \cdot 500^3 + 1000 \cdot 500 \cdot 347^2 + \left(1000 \cdot 10 \cdot 918^2 + 1000 \cdot 10 \cdot 92^2 \right) 21 \right)$$

$$= 2494 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2$$

Witteveen + Bos

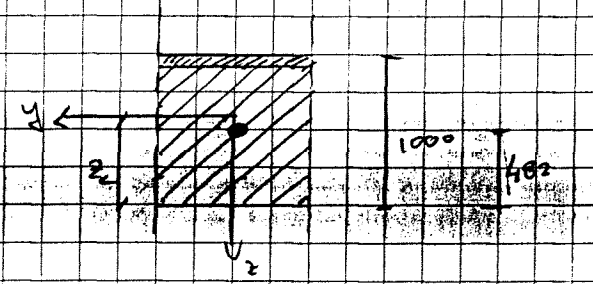
water
infrastructuur
milieu
bouw

projectnummer
door
datum
nummer

berekeningen

Witteveen+Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

Bepalen gewogen traagheidsmoment dsn B



Bepalen nc

$$z_{nc} = \frac{n \cdot A_1 \cdot z_1 + A_2 \cdot z_2 + A_3 \cdot z_3 \cdot n}{n(A_1 + A_3) + A_2}$$

$$= \frac{21 \cdot 1000 \cdot 10 + 1000 \cdot 1000 \cdot 500 + 1018 \cdot 482 \cdot 21}{21(10000 \cdot 10 + 1018) + 1000 \cdot 1000}$$

$$= 577 \text{ mm}$$

$$I_{zz}^E = E_b \left(\tfrac{1}{12} b h_1^3 + A_2 \cdot 77^2 + n \cdot A_1 (423)^2 + n \cdot A_3 \cdot 95^2 \right)$$

$$= 1270 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

Deze tuie met gewogen traagheidsmomenten mag alleen als het materiaal of eigenlijk beide materialen lineair elastisch gedrag vertonen.

Bijlage XVIII: Buis als veer

Witteveen + Bos

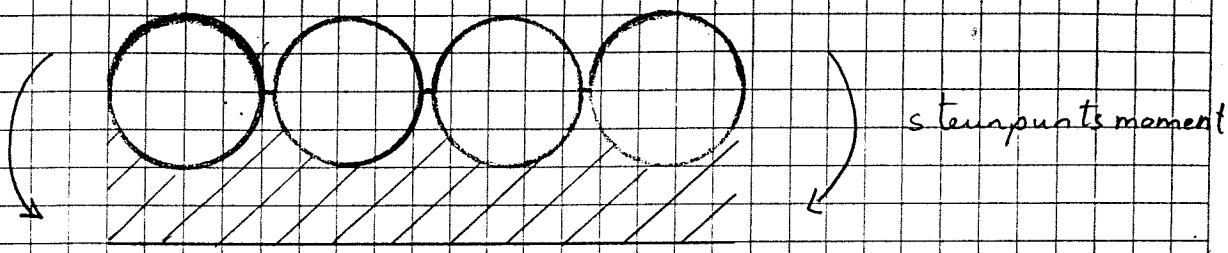
water
infrastructuur
milieu
bouw

projectnummer
door
datum
nummer

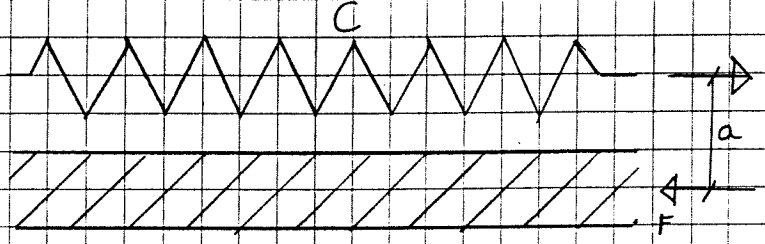
berekeningen

Witteveen+Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

Buis als veer



Buizen en beton loskoppelen in schematisatie.
Buizen nemen zuivere trek en druk (veldmoment) op.
Buigende momenten kunnen niet opgenomen worden vanwege de scharnierende sloten.
Een veer kan ook geen buiging opnemen en de gekoppelde buizen worden geschematiseerd als een veer.



De veerstijfheid kan afgeleid worden uit de mate van ovalisering bij bepaalde opgelegde krachten. Naast het koppel ontstaat er ook een moment in de betonplaat.

Witteveen+Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

Het opneembaar moment wordt dan:

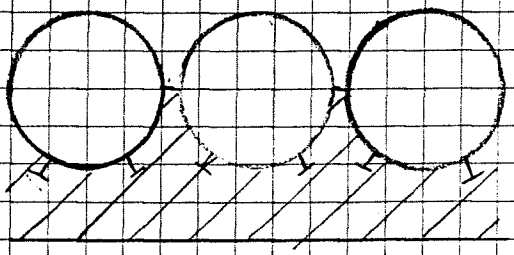
$$M = F \cdot a + M_b$$

Gegroepeerd:
betonongeschreund

$$M_b = \frac{f'_b \cdot I_b}{\frac{1}{2} h_b}$$

Om het systeem goed te laten werken moeten de liggers schuifvast verbonden zijn met de betonplaat. Om voldoende schuifweerstand aan te brengen kunnen b.v. dekkels op de liggers gelast worden.

=



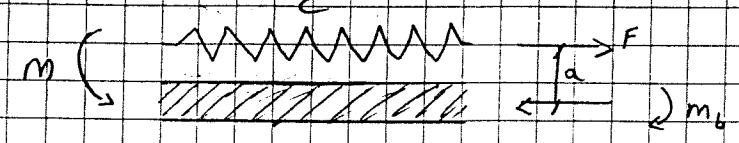
Witteveen + Bos

water
infrastructuur
milieu
bouw

projectnummer
door
datum
nummer

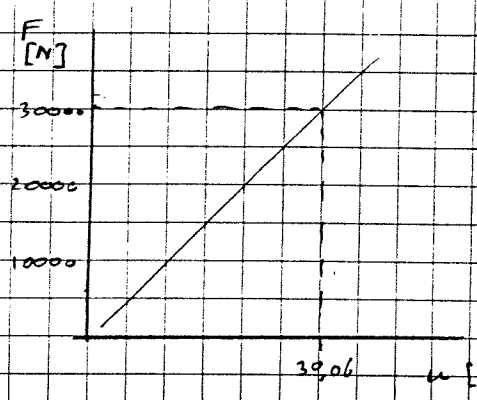
berekeningen

Witteveen+Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95



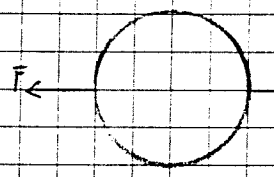
$$M = F \cdot a + \frac{f'_b \cdot I_b}{\frac{1}{2} h_b}$$

Waarin $F = c \cdot u$



$$c = \frac{30000}{3906} = 997 \text{ N/mm}$$

Raark's



$$O_{11} = 0{,}1488 \frac{F R^3}{EI}$$

$$EI = E \cdot b \cdot t^3 / 12 \cdot (1 - \nu^2)$$

$$= 210000 \cdot 1000 \cdot 10^3 / 12 (1 - 1/5^2)$$

$$EI = 1{,}97 \cdot 10^{10} \text{ Nmm}^2$$

$$M = C \cdot u \cdot a + \frac{f'_b \cdot I_b}{\frac{1}{2} h_b}$$

Beton B45

$f'_b = 0{,}6 \cdot 45 = 27 \text{ N/mm}^2$

$I_b = \frac{1}{12} b h^3 = 533 \cdot 10^9 \text{ Nmm}^4$

Staal $h_b = 400$ mm

$$M = 997 \cdot u \cdot (510 + 200) + \frac{27 \cdot 533 \cdot 10^9}{\frac{1}{2} \cdot 400}$$

$M_{max} = 4{,}004 \cdot 10^6 \Rightarrow u = 4288$ mm

Veer bezwijkt !!

Max trekkracht: 36,4 kN $\Rightarrow$
$u = 36{,}5$ mm

Bijlage XIX: Maximaal moment buiswand

Witteveen + Bos

water
infrastructuur
milieu
bouw

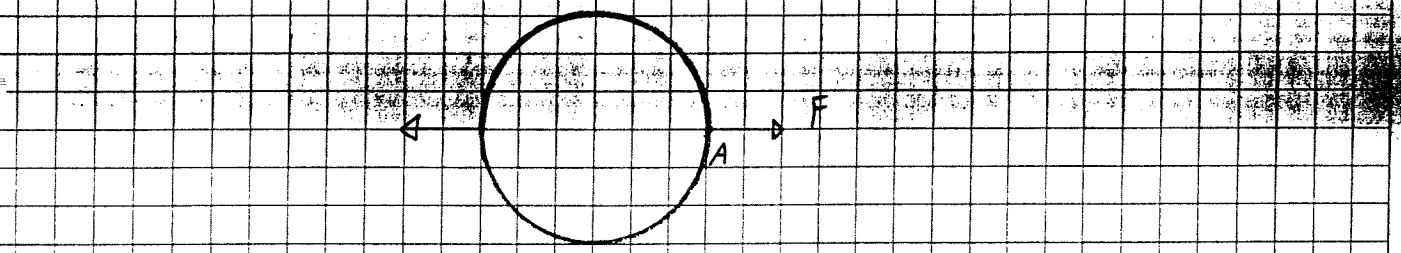
projectnummer
door
datum
nummer

berekeningen

Witteveen+Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

Maximaal moment buiswand.

buis $\varnothing$ 1020 $t = 10$ mm



$$D_H = 0{,}1488 \frac{FR^3}{EI}$$

$$D_V = -0{,}1366 \frac{FR^3}{EI}$$

$$M_A = \frac{F \cdot R}{\pi}$$

staalspanning $\sigma_s = \frac{M}{W}$

Maximaal op te nemen moment buiswand

$$= \sigma_s = \frac{M}{W} \Rightarrow M_{max} = \sigma_s \cdot W = 355 \cdot 1/6\ 1000 \cdot 10^2 = 5{,}92\ kNm$$

maximale trek/druk kracht voordat buiswand vloeit:

$$F = \frac{M_{max} \cdot \pi}{R} = \frac{5{,}92 \cdot 10^6 \cdot \pi}{510} = 36447\ N$$

Witteveen + Bos

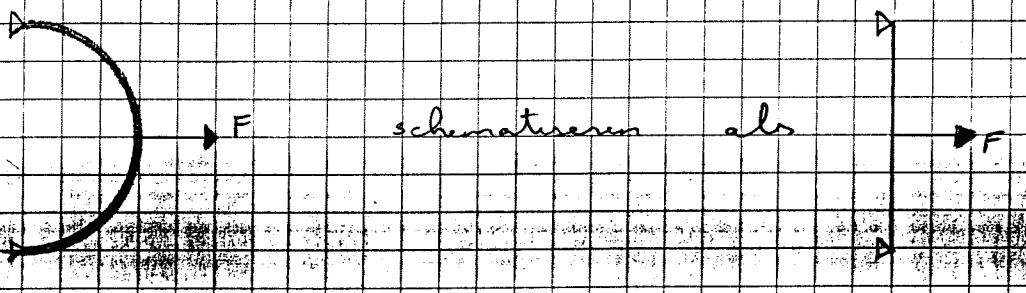
water
infrastructuur
milieu
bouw

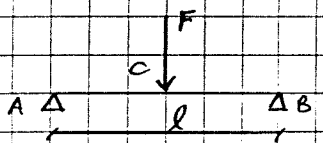
projectnummer
door
datum
nummer

berekeningen

Witteveen+Bos
Raadgevende ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

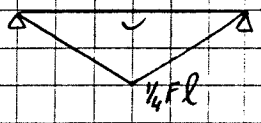
Intermezzo





$$\kappa = \omega'' = -\frac{M}{EI}$$

M lijn:



$$\varphi = \omega' = \int \frac{M}{EI}\,dx = -\frac{M}{EI}x + C_1 = -\frac{Fx^2}{4EI} + C_1$$

$$\omega = \int \frac{M}{EI}x\,dx = -\tfrac{1}{12}\frac{F}{EI}x^3 + C_1x + C_2 = -\frac{Fx^3}{12EI} + C_1x + C_2$$

=

randvw. $A: \omega = 0 \Rightarrow C_2 = 0$

$C: \varphi = 0 \Rightarrow C_1 = \frac{Fx^2}{4EI} = \frac{F(\frac{1}{4}\ell)^2}{4EI} = \frac{F\ell^2}{16EI}$

$$w = -\frac{Fx^3}{12EI} + \frac{F\ell^2}{16EI}\cdot x$$

Invullen $x = \frac{1}{2}\ell$:

$$w = -\frac{F\ell^3}{96EI} + \frac{F\ell^3}{32EI}$$

$$w = \frac{F\ell^3}{48EI}$$

Witteveen+Bos

water
infrastructuur
milieu
bouw

projectnummer
door
datum
nummer

berekeningen

Witteveen+Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

Uit Roarks Stress and strain blijkt

$$w = 0{,}1488 \cdot \frac{F \cdot R^3}{EI} \qquad R = \tfrac{1}{2} l \qquad \text{(lengte = diameter)}$$

$$w = 0{,}1488 \cdot \frac{F \cdot (\tfrac{1}{2} l)^3}{EI}$$

$$= \frac{F l^3}{53{,}8 EI}$$

De benadering van de gehoornde buiswand als liggen op twee steunpunten levert een verplaatsing op die in dezelfde orde van grootte ligt.

=

Bijlage XX: Buis als externe wapeningsstaaf

Witteveen + Bos

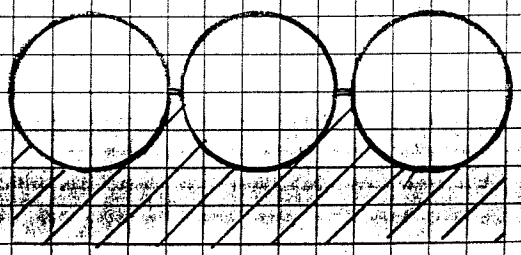
water
infrastructuur
milieu
bouw

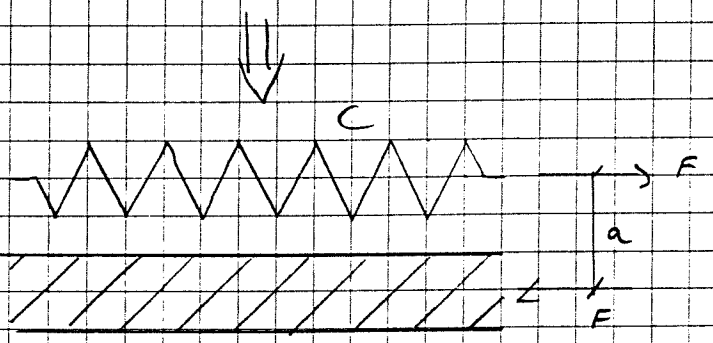
projectnummer
door
datum
nummer

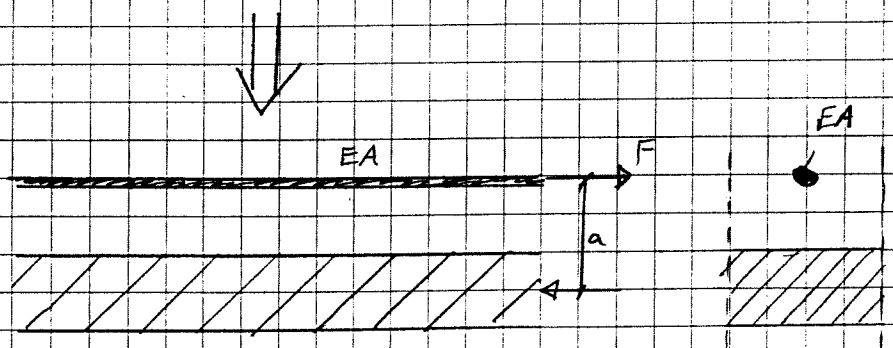
berekeningen

Witteveen+Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

Buizen als extreme wapeningsstaaf:







Bepalen EA van de buisconstructie

Geen speling in de sloten. Buizen aan elkaar gekoppeld door tussen de buizen een strip langs het slot te lassen.

Witteveen + Bos

water
infrastructuur
milieu
bouw

projectnummer
door
datum
nummer

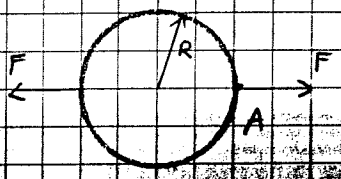
berekeningen

Witteveen+Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

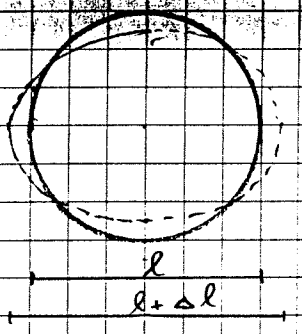
Roark's

* Rekstijfheid van de buis

$$\frac{\Delta l}{l} = \varepsilon = \frac{F}{EA}$$

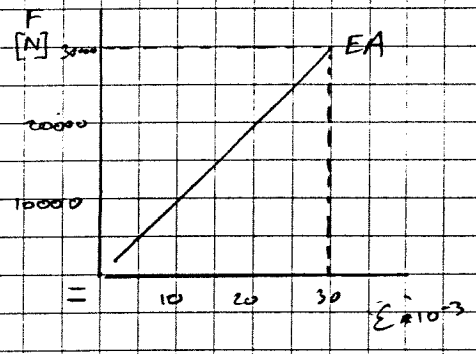


$$D_H = 0{,}1488 \frac{FR^3}{EI}$$



$$\Delta l = D_H = 0{,}1488 \frac{FA^3}{EI}$$

$l = 1020$ mm



EA = helling grafiek

$$EA = \frac{30000}{29{,}5 \cdot 10^{-3}} = 1018012 \text{ N}$$

1018 kN

* Rekstijfheid van de strip

stel strip is 10 mm dik en $b = 1000$ mm en de ruimte tussen de liniaal is $l_s = 100$ mm

$$EA = 210000 \cdot 1000 \cdot 10 = 2{,}100000000 \text{ N}$$

Witteveen + Bos

water
infrastructuur
milieu
bouw

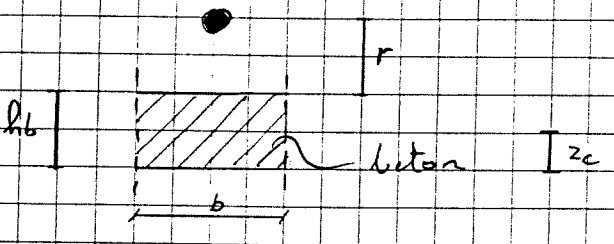
projectnummer
door
datum
nummer

berekeningen

Witteveen+Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

De rekstijfheid van de buis is een factor 2000 kleiner dan die van de gekoren strip.

* Bepaal n.c. van de betondoorsn en de externe wapeningsstaaf. Gerekend met E_b ongescheurd.



Stel: $h_b = 400$ mm

$b = 1000$ mm

$\Rightarrow r = 510$ mm

$E_b = 33500$ (B45)

$$z_c = \frac{\text{statisch moment}}{\text{oppervlak}} = \frac{E_b \cdot z_b \cdot A_b + z_{b\,mis} \cdot EA}{E_b A_b + EA}$$

$$= \frac{\frac{1}{2} h_b \cdot E_b \, h_b \, b + (h_b + r) EA}{E_b \cdot h_b \, b + EA}$$

$$= \frac{1/2 \cdot 400 \cdot 33500 \cdot 400 \cdot 1000 + (400 + 510) \cdot 1010012}{33500 \cdot 400 \cdot 1000 + 1010012} = 200{,}05 \text{ mm}$$

Witteveen + Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

Uit de berekening blijkt dat de oplostijfheid dusdanig klein is dat het geen invloed heeft op ligging van het n.c. ten opzichte van een gewone betondoorsnede.

Het koppel dat ontstaat door trek in de bouten en druk in de betonplaat draagt namelijke bij aan de totale momentcapaciteit.

De betondoorsnede moet het totale optredende moment op kunnen nemen.

=

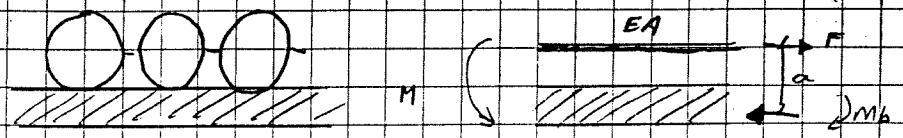
Witteveen + Bos

water
infrastructuur
milieu
bouw

projectnummer
door
datum
nummer

berekeningen

Witteveen+Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95



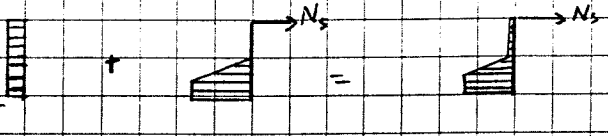
Maximaal moment uit Lijnen

$F_{max} = 36,4$ kN $a = 510 + 300 = 810$

$M = F \cdot a = 36,4 \cdot 10^3 \cdot 810 = 29,5 \cdot 10^6$ Nmm

29,5 kNm

$M = F \cdot a + M_b$



$= \frac{F}{A_b} = \frac{36,4 \cdot 10^3}{1000 \cdot 600} = 0,06$ N/mm²

→ Verwaarloosbaar

Bijlage XXI: Betonberekening veldmoment hb = 400 mm

Witteveen + Bos

water
infrastructuur
milieu
bouw

projectnummer
door
datum
nummer

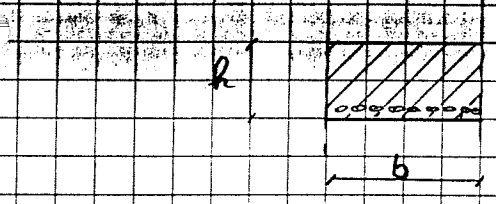
berekeningen

Witteveen+Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

Beton berekening Veldmoment

betonplaat 400 mm Wat is opneembaar moment?

M - K diagram?



betondek gebruiksklasse 1

wapening

$0{,}01 \cdot 1000 \cdot 400 = 4000\ mm^2$

l.v. $\phi 20 - 80\ mm$ $A_s = 3928\ mm^2$

$d = 400 - 30 - 10 = 360\ mm$

B45

$E_b = 33500\ N/mm^2$

$x/d = -n\omega + \sqrt{(n\omega)^2 + 2n\omega}$

$n = E_s/E_b = 6{,}27$

$\omega = A_s/b \cdot d = 3928/1000 \cdot 360 = 1{,}09\ \%$

n en ω invullen

$x/d = 0{,}308$

$x = 0{,}308 \cdot 360 = 111\ mm$

Witteveen Bos
water
infrastructuur
milieu
bouw

projectnummer
door
datum
nummer

berekeningen

Witteveen Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

* Scheurmoment

$M_r = A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_s (d - 1/3\, x)$ $\qquad M_r = W \cdot f_{bro}$

$W = 1/6\, b\, h^2$

$f_{bro} = f_{bmo} + \frac{f_{br}}{f_{bm}}$

$f_{bmo} = (1{,}05 + 0{,}05\, f'_{cm})$

$= 1{,}05 + 0{,}05\,(f'_{ck} + \sigma 1{,}64) \qquad \sigma = 5\ N/mm^2$

$= 3{,}71$

$\frac{f_{br}}{f_{bm}} = 1{,}6 - h[m] = 1{,}6 - 0{,}4 = 1{,}2 \quad (> 1 \text{ anders } = 1)$

$f_{bro} = 1{,}2 \cdot 3{,}71 = 4{,}45\ N/mm^2$

$M_r = 1/6 \cdot 1000 \cdot 400^2 \cdot 4{,}45 = 119 \cdot 10^6\ Nmm$

$= 119 \cdot 10^6 = 392.8 \cdot 210000 \cdot \varepsilon_s (360 - 1/3 \cdot 111)$

$\varepsilon_s = 0{,}445\ ‰$

$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s = 93{,}5\ N/mm^2$

$\frac{\varepsilon'_b}{\varepsilon_s} = \frac{x}{d-x} \Rightarrow \varepsilon'_b = 0{,}198\ ‰$

Kromming $0{,}445 + 0{,}198 \cdot 10^{-3} / 360 = 1{,}79 \cdot 10^{-6}$

Witteveen + Bos
water
infrastructuur
milieu
bouw

projectnummer
door
datum
nummer

berekeningen
Witteveen+Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

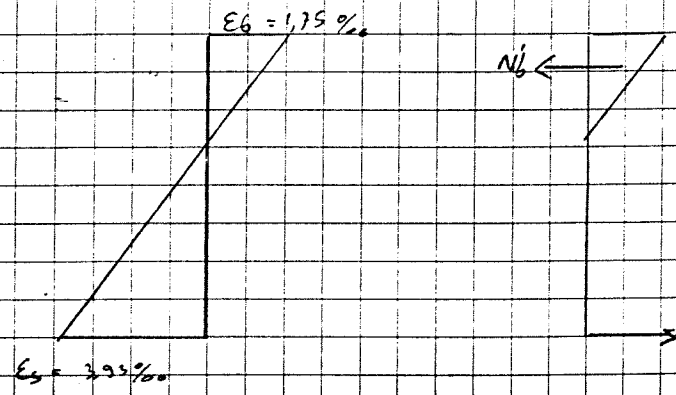
Vloermoment

$\varepsilon'_b = \varepsilon'_{bpl} = 1{,}75\ ‰$

$\varepsilon_s = \varepsilon'_{bpl}\ \frac{d-x}{x} = 1{,}75 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{360-111}{111} = 3{,}93\ ‰$

staal vloeit al bij 2,5 ‰

staalkwadraat $N_s = A_s \cdot f_{sup} = 3925 \cdot 500 = 1{,}96 \cdot 10^6\ N$



=

$N'_b = 0{,}5 \cdot f'_b \cdot x \cdot b = 1{,}50 \cdot 10^6\ N$

$N'_b = N_s \Rightarrow x = 145\ mm \Rightarrow \varepsilon_s = 2{,}6\ ‰$

$m_{bpl} = N_s\,(d - \tfrac{1}{3}x) = A_s \cdot f_{sup} \cdot (d - \tfrac{1}{3}x)$

$= 3925 \cdot 500 \cdot (360 - \tfrac{1}{3}145) = 6{,}2 \cdot 10^6\ Nmm$

Krommming $\frac{|\varepsilon'_{bpl}| + \varepsilon_s}{d} = \frac{1{,}75 \cdot 10^{-3} + 3{,}6 \cdot 10^{-3}}{360} = 1{,}21 \cdot 10^{-5}$

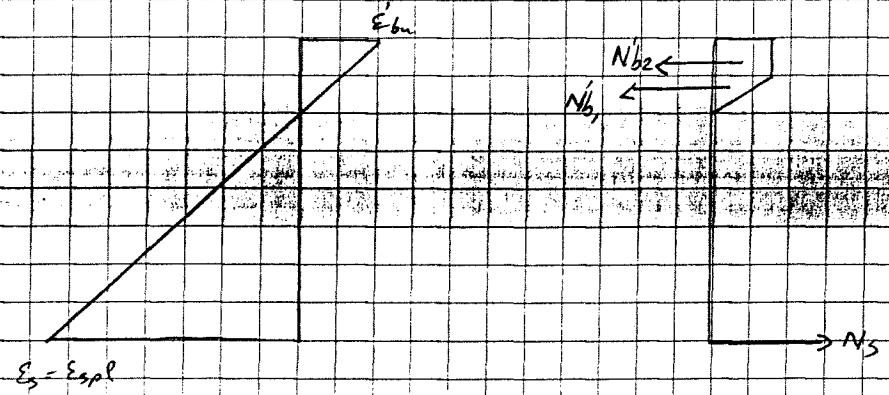
Witteveen + Bos
water
infrastructuur
milieu
bouw

projectnummer
door
datum
nummer

berekeningen
Witteveen+Bos Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

Buikmoment

$\varepsilon'_{bu} = 3{,}5\,‰$



$$N_{b_1} = \tfrac{1}{2}\,\frac{1{,}75}{3{,}5}\cdot x \cdot b \cdot f'_b = 6750\,x$$

$$N_{b_2} = \frac{3{,}5 - 1{,}75}{3{,}5}\cdot x \cdot b \cdot f'_b = 13500\,x$$

$$N'_b = 20250\,x$$

$$N_{spl} = A_s \cdot f_{mep} = 3920 \cdot 500 = 1{,}96 \cdot 10^6\ N$$

$=$

$$N'_b = N_s \qquad 1{,}96 \cdot 10^6 = 20250\,x$$

$$x = 97\ mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{d-x}{x}\cdot 3{,}5\,‰ = 9{,}5\,‰$$

$$z_1 = \tfrac{2}{3}\left(\frac{1{,}75}{3{,}5}\cdot x\right) + (d-x) = 295\ mm$$

$$z_2 = d - \tfrac{1}{2}\left(1 - \frac{1{,}75}{3{,}5}\right)\cdot x = 336\ mm$$

$$\Rightarrow M_u = 633 \cdot 10^6\ N_{mm}$$

$$\kappa_u = \frac{|\varepsilon'_{bu}| + \varepsilon_s}{d} = \frac{(13{,}5 + 9{,}5)\cdot 10^{-3}}{360} = 36 \cdot 10^{-6}$$

Witteveen + Bos

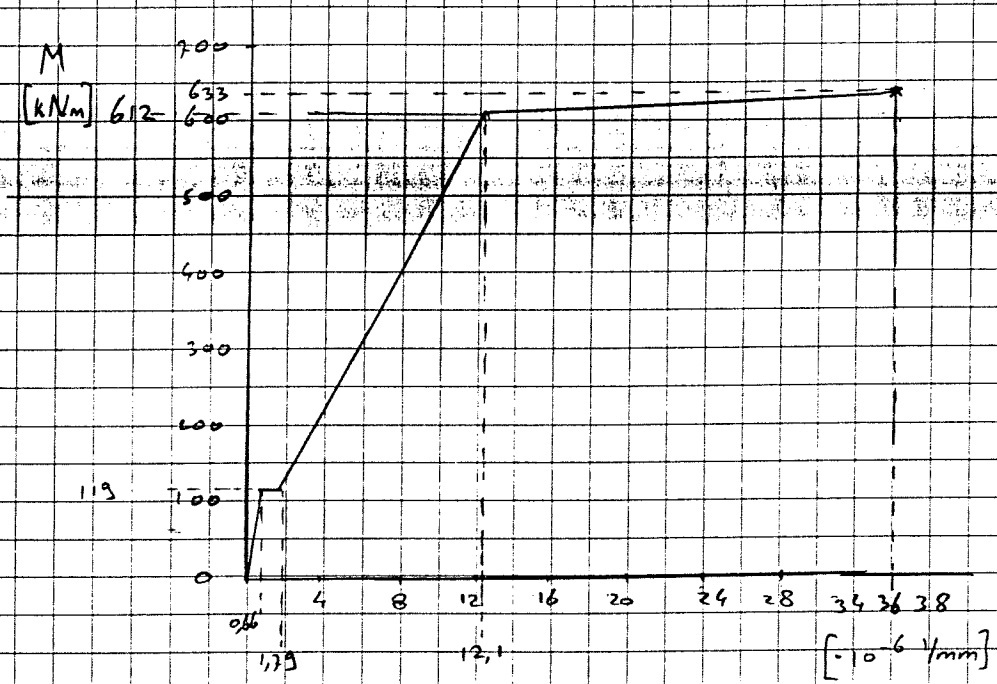
water
infrastructuur
milieu
bouw

projectnummer
door
datum
nummer

berekeningen

Witteveen+Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

M - κ - diagram



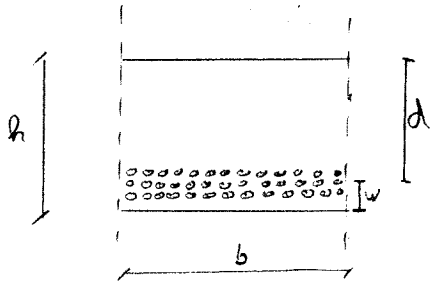
Kromming op moment v. scheuren

$\varepsilon_{br} = f_{br0} / E'_b = 4,45 / 33500 = 0,133\ ‰$

$\chi_r = 2 \cdot 0,133 \cdot 10^{-3} / 400 = 0,66 \cdot 10^{-6}$

Bijlage XXII: Betonberekening hb = 600/800 mm

Gewone beton doorsnede



fsrep	=	500	N/mm²	
hb	=	600	mm	
b	=	1000	mm	
Beton klasse	=	45		
Eb (ongescheurd)	=	33500	N/mm²	
f´b	=	27	N/mm²	
Es	=	210000	N/mm²	
As	=	15504	mm²	3 rijen rond 25 - 95 mm
n = Es/Eb	=	6,27		
omega	=	0,0309		
w	=	98	mm	

d = 503 mm

Veldmoment
Scheurmoment

fbmo= (1,05 + 0,05*(f´ck + sigma*1,64) =

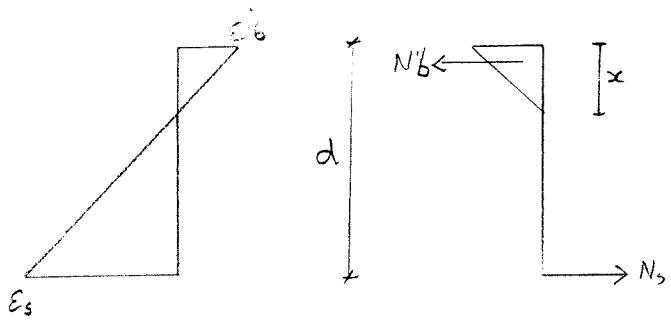
fbmo	=	3,71	N/mm²
fbro = fbr/fbm * fbmo			
fbr/fbm = 1,6 - hb (>1)	=	1	
fbro	=	3,71	N/mm²
Mr = W * fbro	=	222600000	Nmm
Mr	=	223	kNm

x = 230 mm (eerste schatting)

es = 1,61E-04

eb = 1,36E-04

Kappa = 5,89E-07 1/mm



Vloeimoment

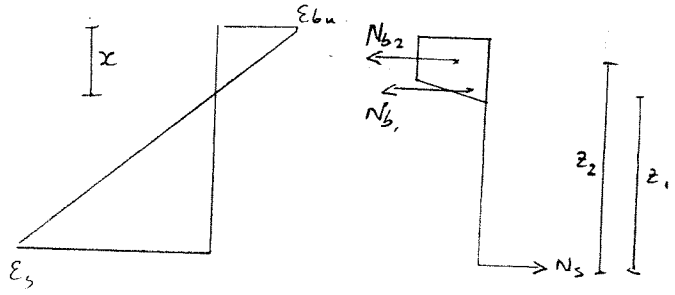
x = 296 mm

e´b = e´bpl = 1,75E-03

es = 1,23E-03

N´b	=	3989847	N	Ns-N´b	=	0	N
Ns	=	3989847	N				
Mbpl	=	1611839328	Nmm	Kappa	=	5,92E-06	
		1612	kNm				

Breukmoment



e´b	=	3,50E-03				
es	=	1,99E-03				
Ns	=	7752000	6485044			
x	=	320 mm				
Ns = N´b			Ns - N´b	=	0 N	
N´b	=	6485044 N				
N´b1	=	2161681 N		z1	=	289 mm
N´b2	=	4323363 N		z2	=	422 mm
		6485044				
	Mu	=	2451078712 Nmm			
			2451 kNm			
	es	=	1,99E-03			
	Kappa	=	1,09E-05 1/mm			

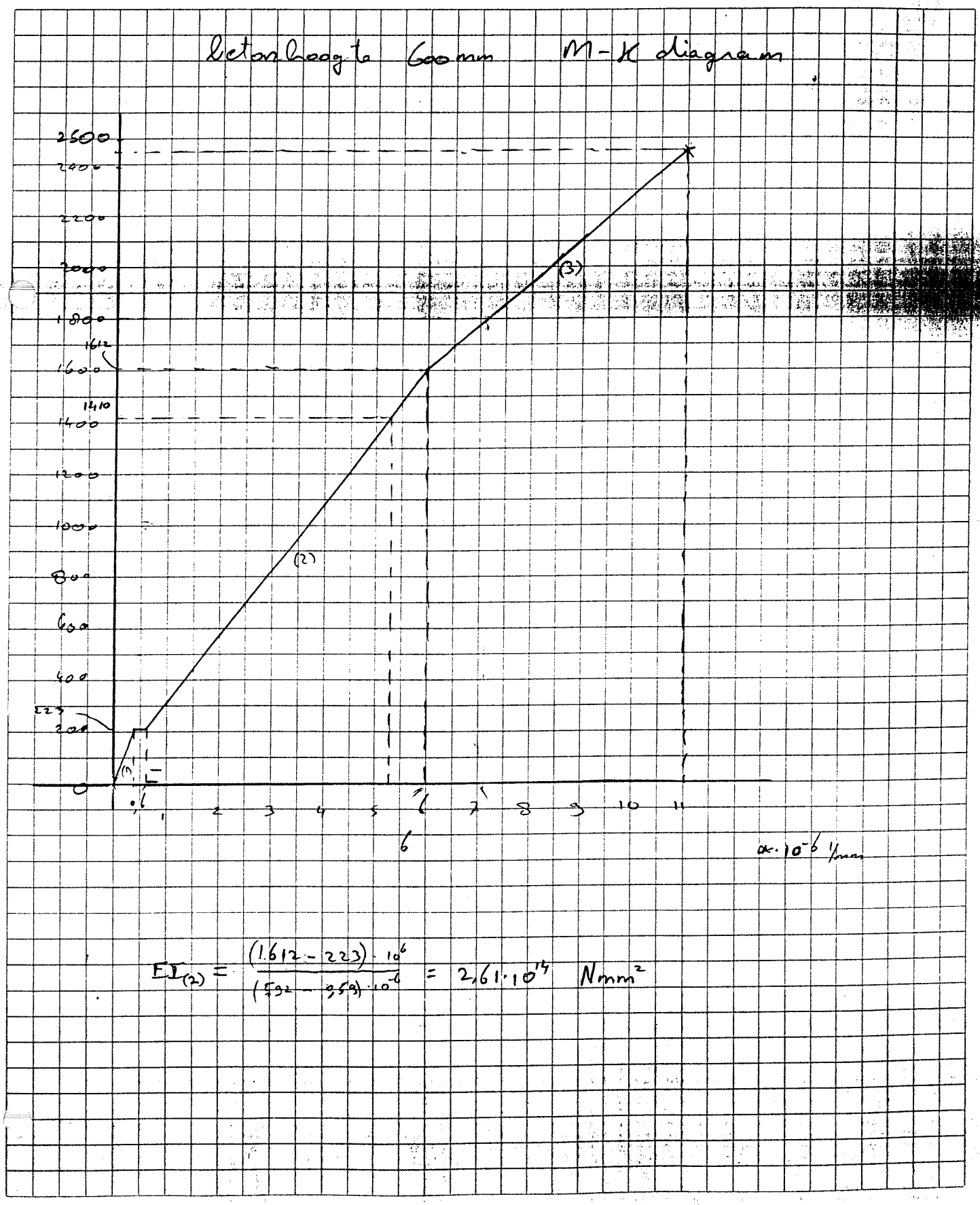
Witteveen + Bos

water
infrastructuur
milieu
bouw

projectnummer
door
datum
nummer

berekeningen

WitteveenBos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95



$$EI_{(2)} = \frac{(1.612 - 223)\cdot 10^{6}}{(592 - 359)\cdot 10^{-6}} = 2{,}61\cdot 10^{14}\ \ Nmm^2$$

Witteveen Bos
water
infrastructuur
milieu
bouw

projectnummer
door
datum
nummer

berekeningen
Witteveen+Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

Afschuiving

Maximaal optredende dwarskracht $V_d = 1603$ kN

- Op te nemen schuifkracht

$$\tau_d = \frac{1603 \cdot 10^3}{1000 \cdot 503} = 3{,}19 \text{ N/mm}^2$$

- Op neembare schuifspanning

$$\tau_1 = 0{,}4 f_b = 0{,}4 (0{,}5 (1{,}05 + 0{,}05 \cdot 45) = 0{,}66 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_d - \tau_1 = 3{,}19 - 0{,}66 = 2{,}53 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{benodigd } \frac{A_{sf}}{t} = \frac{V_d - V_{bd}}{z \cot\theta f_s} = \frac{1603 \cdot 10^3 - 332 \cdot 10^3}{0{,}9 \cdot 503 \cdot \cot 30° \cdot 435} = 3{,}73 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$\theta = 30°$

stel $t = 105$ mm

$\phi 16$ mm $= 3{,}83 \text{ mm}^2/\text{mm}$. Voldoet

- Enkelvoudige beugels h.o.h afstand beugels kan niet groter worden ingesteld in verband met de doorsnede te weinig lagere dwarskracht.

Witteveen + Bos
Raadgevende ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

Bij een grotere betondoorsnede kunnen minder en minder zware lengels toegepast worden omdat het betonaandeel van de schuifkracht groter is.

Bij een voorgespannen constructie is de opneembare dwarskracht veel groter dan bij een gewapendbeton constructie.

Als de constructie wordt voorgespannen kan wat betreft de dwarskracht een reductie van de plaathoogte plaatsvinden.

Gewone beton doorsnede

fsrep	=	500	N/mm²			
hb	=	800	mm			
b	=	1000	mm			
Beton klasse	=	45				
Eb (ongescheurd)	=	33500	N/mm²			
f´b	=	27	N/mm²			
Es	=	210000	N/mm²			
As	=	15504	mm²	3 rijen rond 25 - 95 mm		
n = Es/Eb	=	6,27				
omega	=	0,0221				
w	=	98	mm			
				d	=	703 mm

Veldmoment
Scheurmoment

fbmo= (1,05 + 0,05*(f´ck + sigma*1,64) =

fbmo	=	3,71	N/mm²
fbro = fbr/fbm * fbmo			
fbr/fbm = 1,6 - hb (>1)	=	0,8	
fbro	=	2,97	N/mm²
Mr = W * fbro	=	316586666,7	Nmm
Mr	=	317	kNm

x	=	285 mm	(eerste schatting)
es	=	1,60E-04	
eb	=	1,09E-04	
Kappa	=	3,83E-07	1/mm

Vloeimoment

x	=	373	mm			
e´b = e´bpl	=	1,75E-03				
es	=	1,55E-03				
N´b	=	5034778	N	Ns-N´b	=	0 N
Ns	=	5034778	N			
Mbpl	=	2911030778	Nmm	Kappa	=	4,69E-06
		2911	kNm			

Breukmoment

e´b	=	3,50E-03	
es	=	2,92E-03	
Ns	=	7752000	9516229

x	=	383 mm

Ns = N´b		Ns - N´b	=	0 N

N´b	=	7752000 N

N´b1	=	2584000 N	z1	=	447 mm
N´b2	=	5168000 N	z2	=	607 mm
		7752000			

Mu	=	4291720938	Nmm
		4292	kNm

es	=	2,92E-03	

Kappa	=	9,14E-06	1/mm

Bijlage XXIII: Buizen en beton als vakwerk

Witteveen + Bos

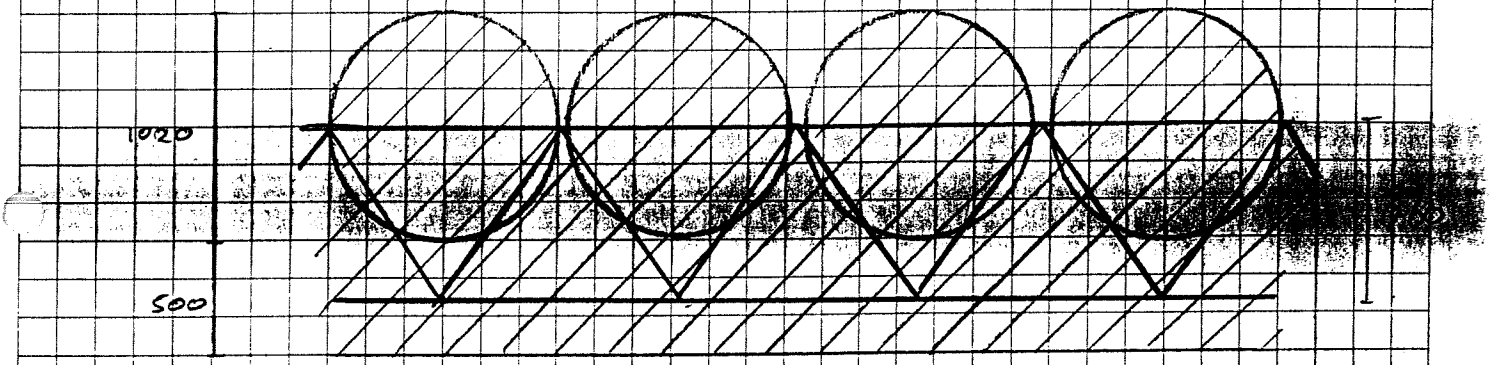
water
infrastructuur
milieu
bouw

projectnummer
door
datum
nummer

berekeningen

Witteveen+Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

Buizen en beton schematiseren als vakwerk.



Maximaal moment steunpunt : 4004 kNm

veld : 2392 kNm

Plaats		moment [Nmm]	arm [mm]	kracht [N]
steunpunt	bovenrand	$4004 \cdot 10^6$	760	$+ 5268 \cdot 10^3$
	onderrand	$4004 \cdot 10^6$	760	$- 5268 \cdot 10^3$
veld	bovenrand	$2392 \cdot 10^6$	760	$- 3147 \cdot 10^3$
	onderrand	$2392 \cdot 10^6$	760	$+ 3147 \cdot 10^3$

Witteveen + Bos

water
infrastructuur
milieu
bouw

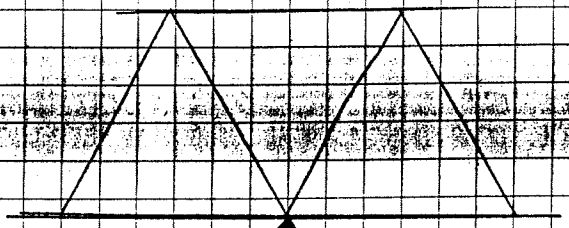
projectnummer
door
datum
nummer

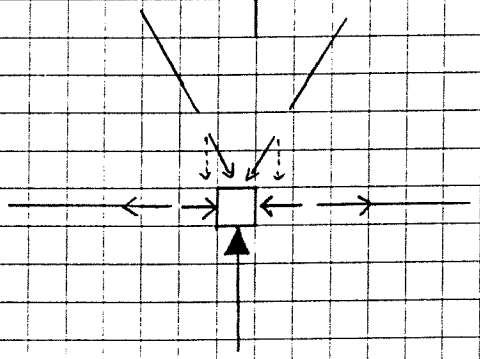
berekeningen

Witteveen + Bos
Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

Maximale kracht in diagonalen

steunpunt:





Oplegreactie

3109 kN

oplegreactie evenwicht met diagonaal staven

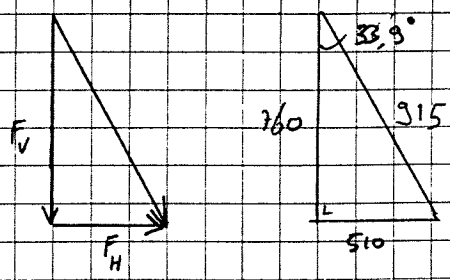
per staaf $F_V = 1554,5$ kN

$F_{staaf} = F_V \cdot \cos 33,9°$

$= 1554,5 \cdot \cos 33,9$

$= 1873$ kN.

=



Witteveen Bos
water
infrastructuur
milieu
bouw
projectnummer
door
datum
nummer
berekeningen
Witteveen+Bos Raadgevende Ingenieurs b.v.
postbus 1220
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

Knik diagonalen

Staven zijn in werkelijkheid gelegen liggers

Maximale drukkracht in staaf is 1873 kN

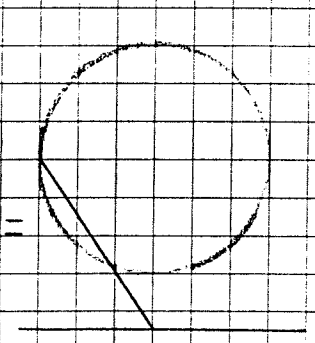
Om een axiale drukkracht op te nemen van deze grootte is

$$\frac{1873 \cdot 10^3}{355} = 5276 \text{ mm}^2 \text{ nodig}$$

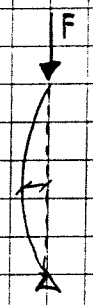
$\Downarrow$

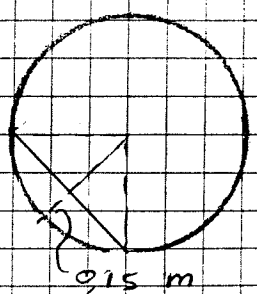
HE200A

Buigwand gelegen dus ontstaat extra moment



=





In werkelijkheid is het midden tussen aanwezige afstand geschat op 0,10 m

moment dat optreedt

$F \cdot 0{,}10 = 1873 \cdot 0{,}10 = 187{,}3$ kNm

Maximaal op te nemen door buigwand

$M_{max} = W \cdot \sigma$

$= 1666{,}7 \cdot 355 = 59$ kNm

Raadgevend Ingenieurs b.v.
postbus 12205
1100 AE Amsterdam
telefoon 020 697 77 33
telefax 020 697 47 95

buiswand naar rondom stijven uitknikken
Eigenlijk is de Mmax nog kleiner vanwege
2e orde effecten.

Door het opvullen van de buizen en de betonplaat zit de buiswand opgesloten in het beton en dient de betonconstructie als drukdiagonaal.

De trek- en druk-krachten in de betonplaat worden opgenomen door respectievelijk het wapeningsstaal en de betondoorsnede

De trek- en druk-krachten in de buizen constructie door respectievelijk de buizen en het beton in de buizen

Onderzocht moet dan nog worden wat de maximale trekkracht op een gevulde buis is.