

7.46.a.

# Ontwerp Verkeerstunnel in Leek

Bé van der Veen

ONTWERP VERKEERSTUNNEL IN LEEK

deelontwerp in het kader van het afstuderen  
aan de afd. Civiele Techniek van de TH Delft

Bé van der Veen      januari 1985

vakgroepen      Constructieve Waterbouwkunde  
                    Algemene Civiele Techniek

begeleiders      Prof. ir. A. Glerum  
                    Prof. ir. H.P.S. van Lohuizen  
                    ir. J. Schippers  
                    ir. A. van Gelder

VOORWOORD

Leek, een forensengemeente op 18 km ten zuidwesten van Groningen, heeft een tunnel op stavel staan. Na jaren van discussie over oplossingen voor de verkeersproblemen in het centrum was men het er over eens dat een korte wegomlegging via een tunnel de beste oplossing zou zijn met de minste hinder.

Ik kom zelf uit Leek en de keuze voor dit onderwerp als een konstruktief deelontwerp was dan ook snel gemaakt.

Het verslag van mijn werk ligt nu voor u en ten behoeve van de aanleg van de tunnel is inmiddels één huis gesloopt.

Voor hun welwillende medewerking in het verstrekken van gegevens en het geven van informatie wil ik de betrokken ambtenaren van de provinciale waterstaat van Groningen, de gemeente Leek en het waterschap Westerkwartier hartelijk bedanken. Verder wil ik mijn medebewoners aan de Roland Holstlaan 332 noemen, vanwege de door hun getoonde belangstelling bij dit onderwerp.

Of ik over enkele jaren daadwerkelijk door een tunnel kan rijden wacht ik af.

Bé van der Veen

januari 1985

## SAMENVATTING

In dit rapport wordt verslag gedaan van het ontwerp van een verkeers-tunnel in een aan te leggen rondweg om het centrum van Leek. Het betreft hier een twee-strooks weg uitsluitend bestemd voor autoverkeer, welke een oplossing moet geven voor de hinder van het doorgaande verkeer in het centrum van deze forensengemeente vlakbij Groningen. Om de hinder van deze weg in verband met een oud landgoed en recreatiepark te beperken moet de weg verdiept worden aangelegd, deels in een open bak en deels in een gesloten tunnel. Verder moest in het ontwerp worden voorzien in de kruising met een bestaand afwateringskanaal.

Na de afweging van een aantal alternatieven is gekozen voor een ondiep gelegen tunnel juist onder maaiveld, waar het afwateringskanaal met behulp van een sifon onderdoor wordt gevoerd. Dit alternatief is vervolgens nader uitgewerkt en gedetailleerd. Met betrekking tot de fundering zijn twee alternatieven uitgewerkt, een fundering op staal en een fundering met trekpalen. Tenslotte is globaal gecontroleerd of de in het ontwerp gekozen afmetingen leiden tot een aanvaardbare betonconstructie.

## ERRATA en AANVULLINGEN

- o Literatuurverwijzingen zijn in de tekst opgenomen tussen accou-laden {}.
- o blz. 23, 5e r.v.o. : weerstandsscoëfficiënt
- o blz. 31 : betreffende het ontwerp van de regenwaterkelder is naast blz. 31 een aanvulling opgenomen.
- o blz. 42, 6e r.v.b. : peil 0 i.p.v. peil -0,20 m.
- o blz. 42 : betreffende de berekening van de gronddruk op een oor is naast blz. 42 een aanvulling opgenomen.
- o blz. 44, 3e r.v.b. : ... kracht  $F_r$  (blz. 42) bedraagt ...
- o blz. 46 : betreffende de buigstijfheid van de vloer in het geval van een fundering met trekpalen is naast blz. 46 een aanvulling opgenomen.
- o blz. 47 : over de toegepaste veiligheidscoëfficiënten in de berekening is naast blz. 47 een opmerking opgenomen.
- o blz. 57, 8e r.v.o. : Voor het verschil van 503 kNm is een ver-effening geschat in een verhouding van 3/5 deel naar het dak en 2/5 deel naar de wand, zodat voor het inklemmingsmoment wordt gevonden:  $186 + 200 = 386$  kNm.
- o blz. 63, midden : In plaats van een plaatselijke verdikking is het i.v.m. de uitvoering beter om de dikte geleidelijk over de hoogte van de wand te laten toenemen.
- o blz. 64, onderaan : De opmerking betreffende de grootte van de dwarskracht gaat uit van de in het voorgaande aangenomen grote buigstijfheid van de vloer. Wordt dit uitgangspunt verlaten dan zal als gevolg van het inklemmingsmoment de vloer doorbuigen en zo de belasting van de palen beïnvloeden en daarmee ook het ver-loop van de dwarskracht.

INHOUDOPGAVE

Voorwoord	
Samenvatting	
Inhoudsopgave	
1. INLEIDING	6
2. PROGRAMMA VAN EISEN	7
2.1. Probleemstelling	7
2.2. Functionele eisen	8
2.3. Ontwerpbeperkingen	8
1. Verkeer	8
2. Waterhuishouding	9
3. Omgeving	10
4. Bodem	11
5. Uitvoering	12
3. ALTERNATIEVEN	12
3.1. Mogelijke oplossingen	12
3.2. Afweging en keuze	15
3.3. Konstruktie	15
4. FUNKTIONEEL ONTWERP VAN DE TUNNEL MET SIFON	17
4.1. Inleiding	17
4.2. Diepte en lengte van het tunneldeel	17
4.3. Verkeerskundig ontwerp	18
1. Dwarsprofiel	18
2. Lengteprofiel	19
4.4. Hydraulisch ontwerp van de sifon	21
1. Functionele eis en ontwerpbeperkingen	21
2. Het beschikbare verval	22
3. De benodigde doorsnede van de sifon	24
4. Het definitieve ontwerp	26
4.5. Overige voorzieningen	31
1. Regenwater	31
2. Waterkering	33

INHOUDSOPGAVE (vervolg)

5.	BELASTINGEN	33
5.1.	Het dak van de tunnel	33
5.2.	De wanden van de tunnel	36
5.3.	De vloer van de tunnel	37
5.4.	De wand van de open bak	38
5.5.	De vloer van de open bak	39
6.	FUNDERING	40
6.1.	Inleiding	40
6.2.	Fundering op staal	41
	1. Doorsnede berekening	41
	2. Conclusie	44
6.3.	Fundering met trekpalen	45
	1. Belastingen	45
	2. Toelaatbare trekkracht per paal	47
	3. Ontwerp van de paalfundering	48
6.4.	Horizontaal evenwicht	51
6.5.	Zetting van de tunnelkonstruktie	52
7.	BETONKONSTRUKTIE	54
7.1.	Keuze van de materialen	54
7.2.	Dak van de tunnel	55
7.3.	Wanden van de tunnel	56
7.4.	Vloer van de tunnel	58
	1. Fundering op staal	58
	2. Fundering met trekpalen	60
7.5.	Wanden van de open bak	62
7.6.	Vloer van de open bak	63
	1. Fundering op staal	63
	2. Fundering met trekpalen	64

Literatuurlijst

Bijlagen

## 1. INLEIDING

In het kader van het afstuderen in de Algemene Civiele Techniek is als hoofdontwerp meegewerkt aan een onderzoek naar de barrièrewerking van wegen in dorpskernen. Dit onderzoek werd uitgevoerd in samenwerking met J.H. Hendriks (student Verkeerskunde) en begeleid door drs. E. de Boer, medewerker bij de vakgroep Sociologie van de afdeling der Wijsbegeerte en Maatschappijwetenschappen. Het geheel vond plaats in opdracht van de afdeling Verkeerszaken van de provincie Groningen. Als resultaat van dit onderzoek is voor een 36-tal dorpen in de provincie Groningen een vergelijkende beoordeling gemaakt van de mate waarin provinciale wegen in de structuur van deze dorpen een barrière vormen. De situatie in het dorp Leek kwam hieruit naar voren als de op 2 na slechtste situatie {1}.

Vervolgens is door J.H. Hendriks in het kader van zijn afstuderen een verkeerskundige deelstudie gedaan naar de barrièrewerking van de provinciale weg Sla in Leek en mogelijke oplossingen hiervoor {2}. Het belangrijkste probleem wordt in Leek gevormd door het vele autoverkeer in het centrum. Met name in de Tolberterstraat geeft de aanwezigheid van dit verkeer veel hinder voor het winkelende publiek en vormt dit een ernstige barrière. Tevens is de ruimte in de Tolberterstraat zo nauw dat de doorstroming van het verkeer ernstig wordt belemmerd. Als mogelijke oplossing voor deze problemen geeft Hendriks aan dat een deel van het verkeer zou moeten worden omgeleid en daarnaast aanvullende maatregelen in het centrum van het dorp getroffen zouden moeten worden.

In zijn verslag haalt hij vervolgens eerst een onderzoek aan dat in het verleden door een ambtelijke werkgroep is verricht naar de verkeerssituatie in het centrum van Leek {3}. In dit onderzoek is vooral gezocht naar alternatieven voor het doorgaande verkeer van Roden via Leek naar de rijksweg N7: Groningen - Drachten (bijlage 1). De gevonden alternatieven zijn meest nogal grootschalig van karakter; alleen het alternatief D, een korte omleiding ten noorden van het centrum, is meer direct van betekenis. Dit alternatief kwam na een evaluatie als beste naar voren. De andere alternatieven hadden als belangrijkste nadelen dat de aanleg in het landelijk gebied een ernstige verstoring betekent, terwijl onvoldoende bij wordt gedragen aan de vermindering van het autoverkeer in de kom van Leek.



Behalve deze alternatieven zijn door Hendriks nog een aantal andere mogelijkheden bestudeerd (bijlage 2). Ook hiervan blijkt echter de noordelijke omleiding de meest bevredigende oplossing te geven. De omleidingsroutes ten zuiden van het centrum blijven ernstige barrières vormen, terwijl er ook in verkeerskundig en ruimtelijk opzicht vele nadelen aan kleven. Alleen de variant van een hele korte omleiding ten noorden van de Tolberterstraat zou vooral vanwege de relatief lage aanlegkosten nog te overwegen zijn.

Inmiddels is door de gemeentebesturen van Leek en Roden en de Gedeputeerde Staten van Groningen en Drente een definitieve keuze gemaakt voor de omleiding ten noorden van het centrum van Leek langs de rand van het landgoed Nienoord. Bij deze keuze is wel het voorbehoud gemaakt dat de nieuwe weg ter plaatse van het landgoed Nienoord verdiept zou moeten worden aangelegd om de relatie tussen dit landgoed en de dorpskom van Leek te behouden. Verder moet voor het deel in de provincie Drente nog worden nagegaan waar de nieuwe weg aan zal sluiten op de bestaande weg Leek - Roden. Dit is voor het tracé in Leek echter van weinig invloed.

## 2. PROGRAMMA VAN EISEN

### 2.1. Probleemstelling

Nadat de keuze voor het globale tracé van de nieuwe weg is gemaakt kan dit tracé nader worden uitgewerkt. Daarbij moet een oplossing worden gevonden voor de kruising van deze weg met een aantal bestaande wegen en kanalen. Allereerst betreft dit de Bosweg welke de enige toegangsweg vormt voor het landgoed Nienoord en het bijbehorende recreatiepark en zwembad (zie bijlage 3). Verder ligt er juist in de provincie Drente de Thedemalaan met daaraan een fabriek van wasknijpers. Langs de rand van het landgoed Nienoord bevindt zich bovendien een vrij intensief gebruikt fiets- en wandelpad. De kanalen die moeten worden gekruist zijn het Molenkanaal, het Leeksterhoofddiep en het Piepke, alsmede een afwateringssloot vanaf het landgoed Nienoord.

Behalve deze kruisingen zal bij het ontwerp ook aandacht moeten worden besteed aan de inpassing van de weg in de bestaande omgeving en vooral de relatie tussen de kom van het dorp en de entree van het landgoed Nienoord. Dit landgoed kenmerkt zich door hoogopgaande bossen, bos-singels en laanbeplantingen en is daarmee karakteristiek voor een borgterrein. Het is verder van grote betekenis voor broedvogels en ook botanisch interessant door een zeer gevarieerde kruidenvegetatie. De relatie met Leek heeft vooral een historische achtergrond. De eerste bewoners van het landgoed Nienoord hebben rond 1600 de heide- en veenontginning ten zuidwesten van Leek aangepakt en daartoe het Leeksterhoofddiep laten graven. Dit diep (met een sluis) en de oude verbindingsweg tussen de Groningse en Drentse landbouwgronden vormde vervolgens de hoofdassen voor de ontwikkeling van het dorp. In de bestaande situatie is dit nog goed te herkennen. Wel is het kanaal in het dorp inmiddels geheel overkluisd o.a. ten behoeve van een parkeervoorziening in het centrum. Juist ter plaatse van het nieuwe wegtracé is bij de beeindiging van deze overkluizing een zwaai- en aanlegplaats gemaakt voor de pleziervaart. Op deze plaats komt door het gezicht op het landgoed Nienoord en het gezicht op Leek de ver- binding tussen beiden nog duidelijk naar voren.

## 2.2. Functionele eisen

Het belangrijkste doel dat met de nieuw aan te leggen weg wordt beoogd is het maken van een nieuwe verbinding rond het centrum van Leek voor een vlotte afwikkeling van het doorgaande gemotoriseerde verkeer. Behalve deze verkeerskundige functie moet het ontwerp verder voorzien in de waterafvoer van het Leeksterhoofddiep, 't Piepke, het Molenkanaal en de afwateringssloot vanuit het landgoed Nienoord.

## 2.3. Ontwerpbeperkingen

### 2.3.1. Verkeer

Het ontwerp is allereerst gebonden aan een aantal verkeerskundige eisen om een vlotte afwikkeling van het verkeer mogelijk te maken. Het gekozen wegtracé is al zodanig gestrekt dat dit in principe moge- lijk is. Ook de verdere uitvoering van het lengteprofiel en de bogen

in de weg zullen hierop afgestemd moeten zijn. Ten aanzien van het dwarsprofiel kan de weg worden uitgevoerd als een tweestrooksweg voor snelverkeer met een rijstrookbreedte van 3.50 m.

In het ontwerp zal daarnaast rekening moeten worden gehouden met het verkeer naar het landgoed Nienoord en naar de fabriek aan de Thedemalaan. Voor voetgangers en fietsers betekent dit dat Nienoord zowel via de Bosweg als via een nu nog zandweg vanaf de Tolberterstraat bereikbaar moet blijven. Voor het gemotoriseerde verkeer zou aan een aansluiting of gelijkvloerse kruising met de Bosweg en Thedemalaan kunnen worden gedacht, welke het voordeel zou hebben dat ook dit bestemmingsverkeer niet meer door het centrum van Leek hoeft. Dit laatste vormt echter geen dwingende eis, de mogelijkheid zou in het ontwerp nader moeten worden bekeken.

Tenslotte kan nog een opmerking worden gemaakt over de aansluiting van de nieuwe weg op de bestaande Tolberterstraat. Feitelijk komt de weg op dat punt weer in de bebouwde kom, zodat het karakter van de weg hieraan aangepast moet worden. Tevens moet er voldoende overzicht zijn op de kruising die ter plaatse is voorzien.

### 2.3.2. Waterhuishouding

Voor de maatgevende waterafvoeren moeten volgens het waterschap Westerkwartier de volgende gegevens worden aangehouden:

Leeksterhoofddiep	-	5	m <sup>3</sup> /s
't Piepke	-	0,25	m <sup>3</sup> /s

De afvoer van het Molenkanaal is zeer wisselvallig, maar kan tot hoge waarden oplopen in verband met riooloverstorten (frequentie 6 à 7 x per jaar). Exacte gegevens hierover zijn echter bij het waterschap en bij de gemeente niet bekend. Datzelfde geldt voor de afwaterings-sloot vanuit Nienoord, welke overigens een betrekkelijk geringe en nogal gespreide afvoer zal hebben gelet op de aard van het brongebied. 's Zomers moet er rekening mee worden gehouden dat via het Leeksterhoofddiep water wordt aangevoerd om het peil bovenstrooms konstant te houden. In Leek bevindt zich daartoe ook eenemaal.

De bestaande water- en grondwaterstanden zullen in het ontwerp zoveel mogelijk moeten worden gehandhaafd. Met name voor het landgoed Nienoord zou een structurele verandering hierin zeer nadelige gevolgen hebben. Voor het Leeksterhoofddiep is het waterpeil onder normale omstandigheden 0,93 m beneden NAP. Door gestremde lozing kan dit peil oplopen tot 0,20 m beneden NAP.

### 2.3.3. Omgeving

Bij de keuze van het tracé werd door het gemeentebestuur van Leek en de Gedeputeerde Staten van Groningen als voorwaarde gesteld dat de relatie tussen het centrum van Leek en de entree van het landgoed Nienoord niet mag worden verstoord. De weg zou daarom verdiept moeten worden aangelegd en wel zodanig dat een aantrekkelijke inrichting van het gebied mogelijk wordt. Om na te gaan wat men zich hier konkreet bij voor moet stellen en wat dit voor het ontwerp betekent is gesproken met enkele ambtenaren van de gemeente Leek.

Allereerst moet worden opgemerkt dat de bestaande situatie pas zo'n 15 jaar geleden is ontstaan als sluitstuk van de overkluizing van het Leeksterhoofddiep. Van de oorspronkelijke situatie daarvoor is toen weinig meer overgebleven. Het diep werd verbreed tot een zwaai-kom die bijna alle ruimte tussen de Bosweg en de Schreiershoek in beslag nam. Rond de zwaai-kom werden kaden aangelegd ten behoeve van de pleziervaart en een rondvaartboot naar het Leekstermeer. Door het hoogteverschil dat er bestond tussen de Bosweg en de Schreiershoek kwam de zwaai-kom nogal diep te liggen, hetgeen nog werd versterkt doordat één en ander deels werd omgeven door een half-hoge grondkerende muur. Vanuit het centrum van Leek was het water daarachter niet meer zichtbaar en kwam ervoor alleen een hoog gelegen grasveld en op de achtergrond de hoge bomen van het landgoed Nienoord.

Uit het gesprek werd duidelijk dat men met deze bestaande situatie eigenlijk niet zo gelukkig is. Met name de aanwezigheid van het water en het belang dat dit voor Leek heeft gehad zou duidelijker zichtbaar moeten zijn en ook het opmerkelijke hoogteverschil tussen Bosweg en Schreiershoek zou meer naar voren mogen komen. Als belangrijke kenmerken kunnen verder worden genoemd: de gevelwand langs de Bosweg en de aansluiting hiervan op de karakteristieke hoge bomen van het landgoed Nienoord; en de bebouwing langs de Schreiershoek.

V

Naast deze aspecten van vormgeving en inrichting van het gebied is ook van belang welke functies in het gebied worden vervuld. Enkele zijn in het voorgaande al ter sprake gekomen, te weten het bestemmingsverkeer en de waterafvoer. Verder kan in het gebied van het wegtracé het volgende worden opgesomd:

- wonen langs Bosweg, Schreiershoek en Thedemalaan,
- de fabriek aan de Thedemalaan,
- aanlegplaatsen in de zwaairom voor pleziervaart en een rondvaartboot,
- ligplaatsen in het diep voor 2 woonboten,
- parkeren, o.a. ten behoeve van het openluchttheater,
- een aantal volkstuinten,
- een midgetgolfbaan,
- weilanden,
- dagrecreatie.

Voor de aan het water gebonden functies geldt dat deze wellicht voor een deel weer in het ontwerp kunnen worden geïntegreerd, maar dat er overigens ook ruimte in het gebied aanwezig is om deze te verplaatsen. Dit gaat niet op voor de midgetgolfbaan, de volkstuinten en het parkeren. In hoeverre en waar deze functies elders kunnen worden ondergebracht wordt in dit kader echter niet onderzocht.

Verder zullen enkele woningen langs de Bosweg en de Schreiershoek voor de aanleg van de weg moeten wijken. De fabriek aan de Thedemalaan ondervindt waarschijnlijk geen hinder, maar een ander bedrijfspand dáár zal wel moeten worden gesloopt.

Tenslotte zal het gedeelte in de provincie Drente een weidegebied doorsnijden. Behalve het verlies aan weidegrond zou dan de bereikbaarheid van de weilanden in de nieuwe situatie moeten worden onderzocht. In het kader van dit ontwerp wordt hieraan verder echter geen aandacht besteed.

Uit dit overzicht wordt duidelijk dat er door de bestaande activiteiten in het gebied weinig beperkingen worden opgelegd aan het ontwerp.

#### 2.3.4. Bodem

In Leek bestaat de bodem in principe uit een laag dekzand welke op een keileem ondergrond is afgezet. Hier betreft dit een zeer compacte harde klei (potklei) tot op een diepte van 25 à 30 m. Het dekzand heeft een

dikte van 1,5 m tot 4 m en bestaat uit zeer fijn zand met leem {4,5,6}. De volledige gegevens van een grondonderzoek in het tracé van de weg zijn nog niet beschikbaar, zodat hier moet worden volstaan met een aantal sonderingen met plaatselijke kleefmeting welke zijn opgenomen in bijlage 4.

### 2.3.5. Uitvoering

Aan de uitvoering van het werk zullen door de plaatselijke omstandigheden een aantal beperkingen worden gesteld.

Allereerst is er naast het geplande tracé op een aantal plaatsen slechts weinig extra ruimte beschikbaar voor de uitvoering van het werk. Verder zal er afhankelijk van het jaargetijde voor diverse activiteiten elders een tijdelijke voorziening moeten worden getroffen en zullen de verkeersontsluiting van Nienoord en de waterafvoer zoveel mogelijk moeten worden gehandhaafd.

Voor zover het werk in een open bouwput wordt uitgevoerd, zal veel aandacht moeten worden besteed aan de bemaling hiervan. Na ervaringen die hier in het verleden mee opgedaan zijn, wordt er door de gemeente voor gewaarschuwd dat de bomen op het erg nabij gelegen landgoed Nienoord nogal gevoelig zijn voor eventuele verlagingen van de grondwaterstand. Voor de bebouwing worden in dit opzicht minder problemen verwacht, omdat er in het verleden al eerder een bemaling heeft plaats gevonden. Wanneer de bemaling nu echter tot op veel grotere diepte wordt uitgevoerd, zal dit weer extra zetting tot gevolg hebben en bovendien voor een aanzienlijk groter gebied.

Eén en ander betekent dat voor de bemaling van een bouwput zeker de nodige voorzorgsmaatregelen moeten worden getroffen.

## 3. ALTERNATIEVEN

### 3.1. Mogelijke oplossingen

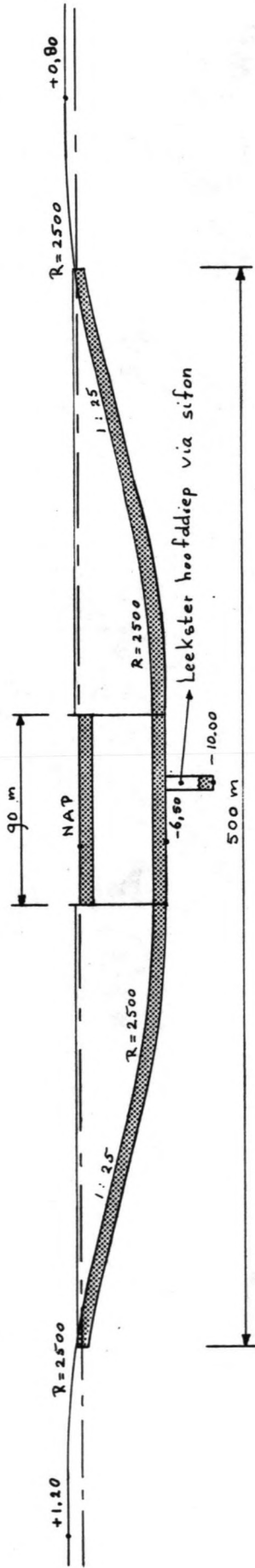
Gezien de ontwerpbeperkingen lijkt het voor het ontwikkelen van oplossingsvarianten allereerst nodig om een uitspraak te doen over het niveau waarop de weg kan worden aangelegd. De gemeente Leek is namelijk akkoord gegaan met het onderhavige wegtracé op voorwaarde dat de weg ter plaatse van de entree van het landgoed Nienoord verdiept zou

worden uitgevoerd. Het alternatief van de weg op of boven het maaiveld wordt om deze reden niet verder uitgewerkt. De weg en het verkeer erop zouden dan altijd zichtbaar aanwezig zijn en zo het beeld vanuit Leek op het landgoed Nienoord verstoren en de gewenste inrichting van het gebied letterlijk doorkruisen.

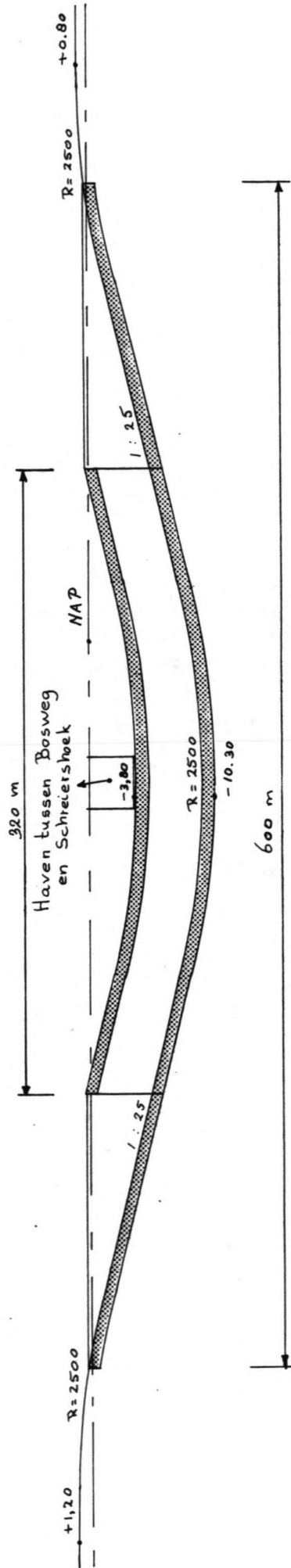
Er vanuit gaande dat de weg onder het maaiveld is gelegen, wordt de volgende vraag of het water er onderdoor of er overheen moet worden gevoerd. In het eerste geval zou het dak van de tunnel juist onder maaiveld kunnen worden gelegd en zou de lengte van het tunnelgedeelte zich kunnen beperken tot het gedeelte tussen Schreiershoek en Bosweg. In figuur 1 op bladzijde 14 is dit alternatief globaal geschetst. Op het ontwerp en de afmetingen van de tunnel wordt hier nu niet nader ingegaan; dit komt uitgebreid aan de orde in hoofdstuk 4.

In het tweede geval met de waterafvoer over de weg heen, zal de weg aanzienlijk dieper moeten worden aangelegd. In principe zou de waterafvoer dan ongehinderd plaats kunnen vinden wanneer het dak van de tunnel ter hoogte van de bodem van het diep komt te liggen op 3,13 m beneden NAP. De globale afmetingen van de dan aan te leggen tunnel zijn eveneens gegeven in figuur 1. De berekende lengte van dit alternatief blijkt nog juist binnen de beschikbare ruimte te passen (zie bijlage 3). Verder zou voor dit alternatief aan de bestaande inrichting van de zwaaiikom niets gewijzigd hoeven te worden.

Het is bij dit alternatief ook mogelijk om het dak van de tunnel hoger te leggen, zodat het water via een lange overlaat moet worden afgevoerd. In bijlage 5 is een globale hydraulische berekening voor deze variant uitgevoerd. Er blijkt dat het dak op ongeveer 1,40 m beneden NAP kan worden aangelegd. Ten opzichte van de voorgaande variant ligt de tunnel dan 1,75 m hoger en wordt de totale lengte zo'n 560 m. Wanneer de tunnel nog hoger wordt aangelegd zal een vrije afvoer niet meer mogelijk zijn. In principe zou het water dan nog met behulp van pompen of iets dergelijks over de tunnel geheveld kunnen worden. Om een afvoer van  $5 \text{ m}^3/\text{s}$  te halen zou dit echter vrij forse afmetingen moeten hebben en een reductie van deze vereiste capaciteit door extra berging te creëren is niet mogelijk.



Alternatief 1.



Alternatief 2.

FIGUUR 1. ALTERNATIEVEN

✓



Naast de genoemde alternatieven met het water onder of over de tunnel is er natuurlijk ook nog de mogelijkheid het water om te leiden en elders de weg te laten kruisen. In de gegeven situatie ligt dit echter niet voor de hand. Op de plattegrond in bijlage 3 is te zien dat er nauwelijks ruimte is en dat dit hier een erg omslachtige oplossing zou geven.

### 3.2. Afweging en keuze

Uit de opgesomde alternatieven zal nu een keuze worden gemaakt ten behoeve van het definitieve ontwerp. De keus valt dan op het eerste alternatief van een tunnel met sifon. Deze voldoet geheel aan de gestelde functionele eisen en past binnen de genoemde ontwerpbeperkingen. Daarenboven leidt dit alternatief tot een relatief korte en ondiep gelegen tunnel, waardoor de gehele constructie lichter kan zijn en de uitvoering aanzienlijk goedkoper wordt. Wel moet in dit alternatief het water via een sifon diep onder de tunnel doorgevoerd worden, maar die constructie heeft een veel kleinere omvang dan de in de andere alternatieven op grotere diepte aan te leggen tunnel.

Tenslotte wordt nog opgemerkt dat ook het alternatief van een ondiep gelegen tunnel waar het water overheen wordt gepompt is verworpen. Behalve de in het gebruik te verwachten bedrijfs- en onderhoudskosten die dit alternatief met zich meebrengt, zullen ook de bouwkosten zeker in dezelfde orde van grootte liggen als bij het gekozen alternatief.

### 3.3. Konstruktie

In het voorgaande is nog niet ingegaan op mogelijke alternatieven met betrekking tot de aard van de constructie. In principe is er alleen een keuze gemaakt om de weg juist onder maaiveld in een tunnel aan te leggen en het water van het Leeksterhoofddiep hier nog onderdoor te voeren. De constructie die hiervoor vereist is heeft dan als belangrijkste functies de grondkering, de waterdichtheid en de afdracht van belastingen naar de ondergrond. Daarnaast moet sprake zijn van een duurzame constructie.

De meest voor de hand liggende mogelijkheid om aan deze eisen te voldoen is een volledige uitvoering in beton. Een alternatief zou nog kunnen zijn om voor de tunnelwanden gebruik te maken van stalen damwandprofielen. Voordelen hiervan zijn dat bij de uitvoering geen aparte bouwput vereist is en dat stalen damwanden voor dit deel van de constructie een eenvoudige en efficiënte oplossing bieden. Belangrijke nadelen zijn echter dat de aansluiting en samenwerking met de betonvloer en het dak grote problemen geeft, zowel voor de belastingafdracht als de waterdichtheid, en dat ook een goede waterdichtheid en duurzaamheid van de wand zelf bij de aanwezige hoge grondwaterstanden moeilijk is te realiseren. Om deze redenen wordt dit alternatief dan ook niet nader uitgewerkt.

Een volgende vraag betreft de uitvoering van de betonconstructie. Uit de ontwerpbeperkingen in hoofdstuk 2 blijkt dat de toepassing van een open bouwput met bronbemaling grote bezwaren oproept, zodat in ieder geval in een geheel gesloten bouwput moet worden gewerkt. De bodemafluiting in deze bouwput zal overigens weinig problemen opleveren, gelet op de dikke laag potklei in de ondergrond. Dit moet uiteraard bij het definitieve ontwerp van de bouwput nog wel worden gecontroleerd.

Behalve de aanleg van een afzonderlijke bouwput is er natuurlijk ook de mogelijkheid om voor de tunnel diepwanden toe te passen. Nadelen hiervan zijn echter dat diepwanden een zorgvuldige uitvoering vergen en relatief kostbaar zijn. Daarnaast doen zich diverse constructieve problemen voor ten aanzien van waterdichte voegconstructies in de diepwanden en de aansluiting met vloeren. Om deze redenen wordt aan deze mogelijkheid verder geen aandacht besteed.

Tenslotte kan ten aanzien van de uitvoering nog de vraag worden gesteld of de toepassing van prefab-elementen hier voordelen biedt boven een volledig in het werk gestorte constructie. Belangrijke aspecten zijn dan allereerst of de constructie met behulp van een groot aantal identieke elementen kan worden opgebouwd en of het geheel inderdaad een constructie oplevert die voldoet aan de gestelde eisen. Wat betreft het eerste aspect lijken de mogelijkheden in het geval van een tunnel niet erg groot, omdat een tunnel maar weinig uniformiteit kent. De

verschillende onderdelen van de konstruktie veranderen steeds van vorm en afmetingen. Ook het tweede aspekt zal de nodige problemen opleveren omdat de elementen in principe waterdicht moeten aansluiten en omdat voor een stabiele en stijve konstruktie via de verbindingen een goede belastingafdracht plaats moet kunnen vinden. Eén en ander betekent dat de toepassing van prefabelementen hier in principe nog wel mogelijk zou zijn, maar dat bij de montage allerlei extra voorzieningen moeten worden getroffen, zodat de geringe voordelen die prefabelementen in dit geval kunnen hebben door dat laatste volledig teniet worden gedaan.

De conclusie is dan ook dat de konstruktie van de tunnel met sifon volledig zal worden uitgevoerd als een in het werk te storten betonkonstruktie.

#### 4. FUNKTIONEEL ONTWERP VAN DE TUNNEL MET SIFON

##### 4.1. Inleiding

Bij de uitwerking van het gekozen alternatief zal eerst aandacht worden besteed aan de ontwerpbeperkingen welke door de omgeving worden gesteld. Deze zijn namelijk in hoofdzaak bepalend voor de diepte waarop de tunnel moet worden aangelegd en voor de lengte van de tunnel. Daarna zal nader worden ingegaan op de verkeerskundige ontwerpbeperkingen ten aanzien van de tunnel en op de waterhuishoudkundige ontwerpbeperkingen ten aanzien van de sifon, waarmee het water onder de tunnel doorgevoerd moet worden.

Tenslotte zullen de overige voorzieningen rond de tunnel en sifon worden aangegeven.

##### 4.2. Diepte en lengte van het tunneldeel

Bij de aanleg van de tunnel volgens het gekozen alternatief zal de zwaairom niet in zijn huidige vorm gehandhaafd kunnen worden. Wel blijkt uit de ontwerpbeperkingen dat de functie en het karakter van het gebied in principe ongewijzigd moeten blijven. Dit betekent dat met de extra ruimte die nog aanwezig is de plaats van de zwaairom wat kan worden verschoven, maar overigens zijn functie als haven en aan-

legplaats behoudt. Op basis van het tracé van de tunnel is in bijlage 6 schetsmatig aangegeven hoe de nieuwe situatie dan zou kunnen worden ingericht. Uiteraard vormt deze schets slechts een eerste aanzet. Er kan echter wel uit afgeleid worden welke beperkingen aan de tunnel gesteld moeten worden om bij de latere detaillering en inrichting van het gebied voldoende vrijheid te behouden.

Met betrekking tot de diepte waarop het dak van de tunnel komt te liggen zal rekening moeten worden gehouden met de kade langs de zwaaiikom. In de bestaande situatie ligt deze op twee niveaus, 0,10 m en 0,45 m beneden NAP. De waterstand in de zwaaiikom varieert hierbij van normaal 0,93 m tot maximaal 0,20 m beneden NAP. Uitgaande van de hoge kade (-0,10 m) en een tegelbestrating in zand (dikte 20 cm) zou het dak van de tunnel ter plaatse op tenminste 0,30 m beneden NAP gelegen moeten zijn.

Uit de schets in bijlage 6 kan verder worden afgeleid over welke lengte de tunnel moet worden aangelegd. Daarbij speelt een belangrijke rol hoe men de aanwezigheid van de weg in de open bakken achter Bosweg en Schreiershoek aan het oog wel onttrekken. Uit overleg met provincie en gemeente blijkt dat daartoe aan een beplanting met dichte struiken wordt gedacht. De suggestie om het bestaande gezicht op de gevels langs Bosweg en Schreiershoek weer te herstellen door bebouwing boven de tunnel wordt door gemeente en provincie niet overwogen. Voor het verdere ontwerp zal daarom uit worden gegaan van het in bijlage 6 aangegeven begin en einde van de tunnel. De totale lengte van het tunnelgedeelte bedraagt dan 85 m.

#### 4.3. Verkeerskundig ontwerp

De vorm en afmetingen van het lengte- en dwarsprofiel van de tunnel zullen vooral worden bepaald door verkeerskundige eisen.

##### 4.3.1. Dwarsprofiel

Gelet op de te verwachten verkeersintensiteiten is de capaciteit van een tweestrooksweg hier ruim voldoende.

In de tunnel wordt alleen gemotoriseerd verkeer toegelaten, zodat de rijstrookbreedte in principe 3,00 m tot 3,60 m kan bedragen. Doordat de tunnel in een bocht ligt moet bij de keuze van de rijstrookbreedte

wel rekening worden gehouden met een bochtverbreding per rijstrook. Voor een vrachtautokombinatie met een lengte van 18 m kan de volgende globale formule worden aangehouden {7}:

$$\text{bochtverbreding } u = \frac{64}{R_{\text{boog}}}$$

Bij een boogstraal van 250 m zou dit een verbreding met 0,26 m betekenen. Aangezien de weg echter in een tunnel ligt verdient het de voorkeur om voor de eenvoud van de konstruktie één rijstrookbreedte te kiezen voor zowel de rechtstanden als de bocht. Om deze reden wordt voor de gehele tunnel een konstante rijstrookbreedte van 3,50 m gekozen.

Ter weerszijden van de weg zullen verder zijpaden nodig zijn. De belangrijkste funktie hiervan is wel om het verkeer enige afstand te geven tot de tunnelwand en zo de invloed hiervan op de snelheid van het verkeer te beperken (obstakelvrees). Daarnaast kunnen de zijpaden hier het uitzicht in de bocht vergroten en zijn ze verder te gebruiken als inspektiepaden. Een ander gebruik is nog de mogelijkheid om in de zijpaden goten op te nemen voor de afvoer van regenwater. Gelet op de genoemde funkties wordt voor de buitenbocht een breedte van 1,15 m aangehouden en voor de binnenbocht 2,15 m.

De inwendige breedte van de tunnel bedraagt nu 10,30 m.

Voor de hoogte van de tunnelkonstruktie wordt uitgegaan van een vrije hoogte voor het verkeer van 4,50 m. Het wegdek kan bestaan uit een 4 cm dikke toplaag van dicht asfaltbeton en een 6 cm dikke tussenlaag van grindasfaltbeton. Voor een eventueel later aan te brengen extra wegverharding wordt nog 10 cm gereserveerd. De totale hoogte tussen dak en betonvloer moet dan tenminste 4,70 m bedragen.

In het dwarsprofiel van de tunnel moet verder rekening worden gehouden met de verkanting van de weg. Voor asfaltverhardingen bedraagt deze gewoonlijk 1:40 naar beide zijden van de weg {7}. Het deel in de bocht krijgt een verkanting naar één zijde; hier wordt bij de bespreking van het lengteprofiel nog op terug gekomen.

#### 4.3.2. Lengteprofiel

Het belangrijkste aspekt is hier de helling waarmee de weg de tunnel in- en uitgaat. Een normaal hellingspercentage is in Nederland 2 %

(1:50), maar dit zou toegepast op tunnels een veel te kostbare lengte opleveren. In tunnels in autosnelwegen worden dan ook hellingspercentages van 3,5 à 4,5 % toegepast. In een ander deel van de provincie Groningen is eerder een vergelijkbare tunnel gebouwd met hellingen 1:30 (3,3 %).

De keuze van het hellingspercentage is voor het verkeer vooral van invloed op de snelheid. Met name vrachtwagens ondergaan op steile hellingen vertragingen, waardoor ook de snelheid van het overige verkeer kan worden beïnvloed. Tezamen met versnellingen bij het inrijden van de tunnel geeft dit een onrustig verkeersbeeld, waardoor sprake is van een negatieve invloed op de verkeersveiligheid. Voor een goede en veilige afwikkeling van het doorgaande verkeer zouden de hellingen daarom zo flauw mogelijk moeten worden gemaakt. In Leek is er echter meer aan de hand. Aan de westzijde van de tunnel komt het verkeer 200 m na de tunnel bij een kruising de bebouwde kom binnen. Weliswaar zal bij de inrichting van de weg uit worden gegaan van het doorgaande verkeer, maar er geldt wel een snelheidsbeperking van 50 km/uur. Verder maakt het tracé van de weg ter plaatse van de zwaaihoek een bocht met een straal van 250 m. Bij een ontwerpsnelheid van 70 km/uur vormt deze waarde ongeveer het minimum dat kan worden toegepast. In de gegeven situatie van een bocht onder een helling en in een tunnel zullen de optredende snelheden lager liggen en lijkt het raadzaam om op voorhand een snelheidsbeperking van 50 km/uur in te stellen. Zeker geldt er in de tunnel ook een inhaalverbod.

Uit één en ander kan worden geconcludeerd dat de nadelige effecten van steilere hellingen hier minder van belang zijn. In verband met de lengte van de tunnel wordt daarom voor relatief steile hellingen gekozen, met een hellingspercentage van 4 % (1:25).

Bij de overgang van de hellende naar de horizontale delen van de weg zullen afrondingsbogen moeten worden toegepast. Voor topbogen heeft de keuze van de afrondingsstraal vooral te maken met het uitzicht op de weg. Bij een ontwerpsnelheid van 70 km/uur moet buiten de bebouwde kom voor voldoende remzicht een straal van tenminste 2360 m worden toegepast {7}. Van voldoende inhaalzicht is pas sprake bij een straal van 10200 m. Omdat de snelheden over het algemeen lager zullen zijn en de keuze van de topboog overigens weinig invloed heeft op de lengte

van de tunnel, wordt hier een afrondingsstraal van 2500 m aangehouden. De instelling van een inhaalverbod was al nodig in de bocht in de tunnel en zal tot voorbij de topbogen voor en na de tunnel moeten gelden.

Bij de voetbogen spelen verkeerstechnische eisen geen rol en zijn alleen comfort en esthetika bepalend. Voor snelheden groter dan 100 km/uur treedt hinder op bij afrondingsstralen kleiner dan 2000 m. Om het knikeffekt in de weg te vermijden is het echter esthetisch gewenst om veel grotere stralen toe te passen. Voor een tunnel kost dit echter te veel lengte, zodat hier ook voor de voetbogen een straal van 2500 m wordt aangehouden.

Zoals al opgemerkt maakt de weg terplaatse van de tunnel een bocht met een straal van 250 m. Hierop aansluitend moeten overgangsbogen worden toegepast volgens de klotoïde  $R \cdot L = A^2$ . Bij de gegeven straal kan voor A een waarde van 125 m worden aangehouden {7}.

Verder moet er in de bocht sprake zijn van een verkanting. In principe ligt de weg echter al onder een helling 1:25 en heeft het wegdek een verkanting van 1:40. Tezamen betekent dit dat het wegdek in een richting van  $32^\circ$  ten opzichte van de as onder een maximale helling ligt van 1:21,2. Als maximaal toelaatbare helling wordt in verband met de kans op beijzeling 1:15 aangehouden en voor autosnelwegen 1:20. In de bocht in de tunnel wordt daarom volstaan met de dwarsverkanting 1:40.

Een samenvatting van hetgeen in het voorgaande is besproken blijkt uit het ontwerp en de vormgeving van de tunnel zoals weergegeven op de tekening in bijlage 8.

#### 4.4. Hydraulisch ontwerp van de sifon

##### 4.4.1. Functionele eis en ontwerpbeperkingen

De functionele eis waaraan de sifon in het gekozen alternatief moet voldoen is dat water onder de tunnel doorgevoerd moet worden.

Bij het ontwerp van de sifon moet met de volgende beperkingen rekening worden gehouden:

- De plaats en de afmetingen van de tunnel liggen vast, zodat het water om deze begrenzingen moet worden gevoerd.

- Naast de afvoer van het Leeksterhoofddiep moet ook worden voorzien in de afvoer van het Molenkanaal. Beide kruisen de tunnel zo nabij dat combinatie in één ontwerp voor de hand ligt. Bovendien is er ter plaatse van het Molenkanaal maar weinig ruimte beschikbaar.
- Voor de energieverliezen die bij de stroming van het water door de sifon optreden is slechts een beperkt verval over de sifon beschikbaar. In de volgende paragraaf zal een indicatie voor de grootte van dit verval worden gegeven. Op basis hiervan kan verder worden berekend welk oppervlak de doorsnede van de sifon zou moeten krijgen om te voldoen aan de maatgevende afvoeren. Ook hierop wordt in een volgende paragraaf nader ingegaan.
- Behalve de maatgevende afvoer van  $5 \text{ m}^3/\text{s}$  moet in de zomermaanden via het Leeksterhoofddiep en dus via de sifon ook water aangevoerd kunnen worden, dus een stroming in de tegengestelde richting.
- De afzetting van zand en ander materiaal moet in de sifon zoveel mogelijk worden vermeden. Voor zover dit toch plaatsvindt moet het op gezette tijden eenvoudig kunnen worden verwijderd.
- Voor inspectie en onderhoud van de sifon moet het mogelijk zijn deze droog te zetten.

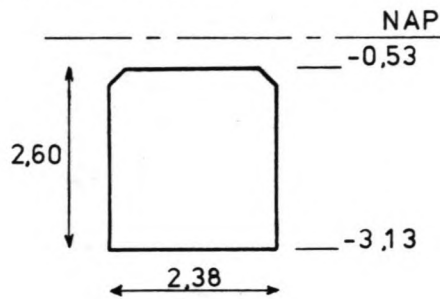
#### 4.4.2. Het beschikbare verval

Om een indicatie te geven van het minimale verval dat over de sifon beschikbaar is moet worden nagegaan tot welke hoogte het water juist voor de sifon (dus in de duiker) kan stijgen. Achter de sifon ligt de hoogste waterstand in de haven namelijk wel vast ( $0,20 \text{ m} \pm \text{NAP}$ ). In de bestaande situatie stroomt het water vrij door een ongeveer 450 m lange duiker en is er ter plaatse van de aan te leggen sifon geen noemenswaardig verval aanwezig. De hoogste en laagste waterstanden stemmen overeen met die in de haven waar de duiker in uitmondt. Aanleg van de sifon zal echter betekenen dat het water wordt opgestuwd tot hogere waarden dan nu in de duiker voorkomen. De toelaatbaarheid hiervan is afhankelijk van het ontwerp van de duiker (met inspectieputten) en de hoogte van kades en beschoeingen verder stroomopwaarts. Een voordeel is nu dat zich in het Leeksterhoofddiep ten zuiden van Leek ongeveer 50 m voor de duiker een stuw bevindt en het gedeelte tussen stuw en duiker bestaat uit een kolk geheel omsloten door hoge kademuren. Voor deze kolk kan worden gesteld dat een hoogste water-



stand van 0,30 m boven NAP zeker toelaatbaar is. Op grond van deze maximaal toelaatbare waterstand moet nu stroomafwaarts worden berekend hoe groot de energieverliezen in de duiker zijn, om zo vast te stellen welke opstuwings juist voor de sifon nog toelaatbaar is.

Een overzicht van de duiker met langs- en dwarsdoorsneden is weergegeven in bijlage 7. De kenmerkende dwarsdoorsnede is ook geschetst in onderstaande figuur.



$$\text{Oppervlak } A = 6,20 \text{ m}^2$$

Figuur 2.

De wrijvingsverliezen kunnen worden bepaald met behulp van de formule van Chézy:

$$Q = A \cdot C \sqrt{R \cdot i} \quad (1)$$

en de weerstandsformule volgens White-Colebrook:

$$C = 18 \log \frac{12 R}{k} \quad \text{indien } k \gg \delta \quad (2)$$

Voor de berekening wordt uitgegaan van de hoge waterstand van 0,30 m boven NAP aan het begin van de duiker, zodat deze geheel met water gevuld is.

De hydraulische straal bedraagt:

$$R = \frac{2,38 \times 2,60}{2 \cdot (2,38 + 2,60)} = 0,621 \text{ m}$$

Voor de equivalente zandruwheid  $k$  wordt hier de waarde voor oud beton aangehouden {8}.

$$k = 0,01 \text{ m}$$

De weerstand  $C$  bedraagt dan:

$$C = 18 \log \frac{12 \cdot 0,621}{0,01} = 51,7 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$$

Bij het maximale debiet  $Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}$  kan nu met behulp van (1) voor het verhang  $i$  worden berekend:

$$i = \frac{Q^2}{A^2 \cdot C^2 \cdot R} = \frac{5^2}{6,20^2 \cdot 51,7^2 \cdot 0,621} = 3,9 \cdot 10^{-4}$$

Het verval ten gevolge van wrijvingsverliezen bedraagt nu:

$$i \cdot l = 3,9 \cdot 10^{-4} \cdot 383 = 0,151 \text{ m}$$

Tenslotte moet nog de juistheid van de gehanteerde weerstandsformule worden gecontroleerd. De dikte van de viskeuze sublaag  $\delta$  kan worden berekend volgens {8}:

$$\delta = \frac{11,6 \cdot v}{u_x} \quad \text{met } u_x = \sqrt{g \cdot R \cdot i}$$

$$\text{Dit geeft: } u_x = \sqrt{9,8 \cdot 0,621 \cdot 3,9 \cdot 10^{-4}} = 0,15 \text{ m/s}$$

$$\text{en } \delta = \frac{11,6 \cdot 10^{-6}}{0,15} = 7,5 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

De aanname  $k \gg \delta$  was dus correct.

Behalve wrijvingsverliezen zullen zich bij de duiker ook instroom- en Carnot-verliezen voordoen. Deze kunnen worden ingeschat als een bepaalde fractie van de snelheidshoogte. Voor alle overige verliezen wordt hier een ruime schatting aangehouden van:

$$1,5 \cdot \frac{v^2}{2g} = 1,5 \cdot \frac{Q^2}{2g \cdot A^2} = 1,5 \cdot \frac{5^2}{2 \cdot 9,8 \cdot 6,20^2} = 0,05 \text{ m}$$

Tezamen betekent dit dat er over de duiker een verval optreedt van  $0,15 + 0,05 = 0,20$  m. Als toelaatbare hoogste waterstand voor de sifon kan dus  $+0,30 - 0,20 = +0,10$  m boven NAP worden aangehouden.

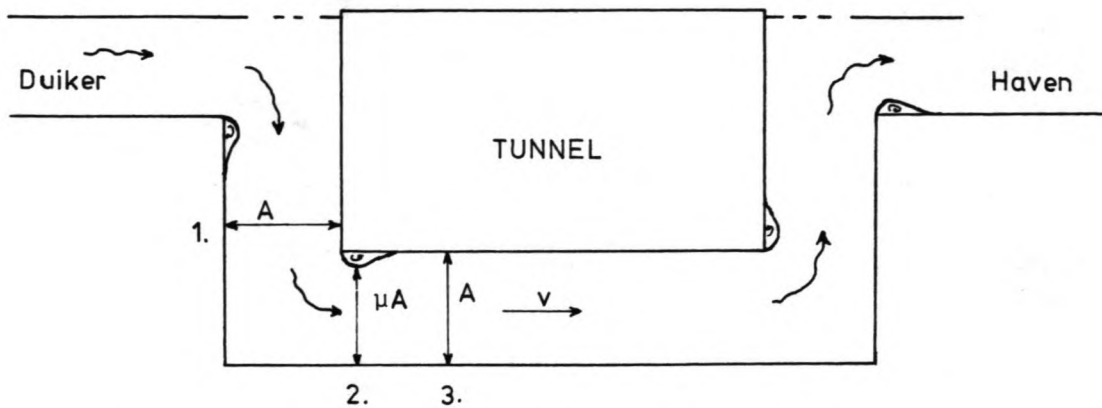
#### 4.4.3. De benodigde doorsnede van de sifon

Bij de stroming door de sifon treden energieverliezen op welke afhankelijk zijn van de grootte van de doorsnede van de sifon en verder sterk worden bepaald door de vormgeving van de konstruktie en geleiding van de stroming. De invloed van de wandwrijving kan over de relatief korte lengte van de sifon en ten opzichte van de overige energieverliezen worden verwaarloosd.

Het karakter van de stroming in de sifon is schematisch weergegeven in figuur 3 (blz. 25). Het water wordt via 4 bochten van  $90^\circ$  geleid en mondt tenslotte uit in de haven.

Voor het totale energieverlies in de sifon uitgedrukt als een verlies van energiehoogte kan nu algemeen worden gesteld:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^4 f_i \cdot \frac{v^2}{2g}$$



Figuur 3. Strooming door de sifon ;  $v_2 = \frac{1}{\mu} v_3$ .

Om een schatting van de waarde van de coëfficiënt  $f_i$  te maken kan voor rechthoekige leidingen de volgende afleiding worden gegeven (zie fig 3). Van doorsnede 1. naar doorsnede 2. is er sprake van een versnelling van de strooming (potentiaalstrooming) waarbij geen verliezen optreden. Van 2. naar 3. treedt er echter een vertragsingsverlies op, waarvoor met de formule van Carnot kan worden gesteld:

$$\Delta H = H_2 - H_3 = \frac{(v_2 - v_3)^2}{2g} = \left(\frac{1}{\mu} - 1\right)^2 \cdot \frac{v_3^2}{2g}$$

Afhankelijk van de contractiecoëfficiënt  $\mu$  wordt dus voor de factor  $f_i$  gevonden:

$$\begin{aligned} \mu = 0,7 & \quad f_i = \left(\frac{1}{\mu} - 1\right)^2 = 0,18 \\ \mu = 0,6 & \quad f_i = 0,44 \end{aligned}$$

De waarde  $\mu = 0,6$  is hier nogal extreem te noemen, maar geeft daardoor wel een veilige schatting voor  $f_i$ .

Vanwege de eenvoudige benadering die met bovenstaande berekening is gegeven en om ook overige verliezen in de sifon in te calculeren zal voor de dimensionering van de sifon worden uitgegaan van de waarde  $f_i=1$ . Daarmee wordt dan een veilige marge voor de grootte van de energieverliezen aangehouden.

Behalve de energieverliezen in de sifon moet verder nog rekening worden gehouden met het verlies bij de uitmonding in de haven. Bij een zorgvuldige uitvoering van de uitstroomopening kan dit verlies worden beperkt tot 25 % van de snelheidshoogte [9]. Hier zal echter voor de

berekening er vanuit worden gegaan dat het verlies 100 % bedraagt.

Voor het totale verlies aan energiehoogte wordt nu gevonden:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^4 1 \cdot \frac{v^2}{2g} + 1,00 \cdot \frac{v^2}{2g} = 5 \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (3)$$

In de voorgaande paragraaf is vastgesteld tot welke waarde dit energieverlies mag oplopen. Juist voor de sifon geldt in de duiker ten opzichte van NAP:

$$\begin{aligned} H_{\text{duiker}} &= h + \frac{v^2}{2g} = h + \frac{Q^2}{2g \cdot A^2} = \\ &= +0,10 + \frac{5^2}{2 \cdot 9,8 \cdot 6,20^2} = +0,133 \text{ m} \end{aligned}$$

In de haven wordt bij de uitmonding van de sifon de snelheid verwaarloosd, dus:

$$H_{\text{haven}} = h = -0,20 \text{ m}$$

Voor het energieverlies wordt dan gevonden:

$$\Delta H = H_{\text{duiker}} - H_{\text{haven}} = +0,133 - (-0,20) = 0,333 \text{ m}$$

Met (3) kan nu de snelheid in de sifon worden berekend.

$$v = 1,14 \text{ m/s}$$

en voor een afvoer van  $5 \text{ m}^3/\text{s}$  is dan een doorsnede  $A$  vereist:

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{5}{1,14} = 4,4 \text{ m}^2$$

Opvallend is nu dat dit vereiste oppervlak ondanks de ruime marges die zijn gehanteerd toch nog kleiner is dan het oppervlak van de duiker voor de sifon ( $6,2 \text{ m}^2$ ). Om met de sifon geen onlogische vernauwing in de stroming aan te brengen zal in het verdere ontwerp worden uitgegaan van een doorsnede van  $6,2 \text{ m}^2$ .

#### 4.4.4. Het definitieve ontwerp

De belangrijkste functionele eis die aan het ontwerp van de sifon wordt gesteld is dat het beschikbare verval over de sifon zo optimaal mogelijk wordt verdeeld over de konstruktie. De stroming in de sifon kan hiertoe in een aantal trajekten worden verdeeld, te weten: de instroming en uitstroming, de beide verticale kokers en de horizontale koker onder

de tunnel. Uitgaande van een gelijkmatige verdeling van het verval over de verschillende trajekten, kan vervolgens worden nagegaan of er besparingen op de konstruktie mogelijk zijn door het verval in bepaalde gedeelten groter te maken bij een kleiner profiel en dienovereenkomstig andere gedeelten een royaler profiel met minder verval te geven. Bij het ontwerp van de sifon zijn er in dit opzicht vooral mogelijkheden met betrekking tot de horizontale koker onder de tunnel. Naarmate de hoogte hiervan wordt beperkt kan met een minder diepe bouwput worden volstaan en wordt meer bespaard dan de extra kosten die eventueel voor de overige delen van de sifon moeten worden gemaakt. De consequentie van een geringere hoogte is echter wel dat de stroming over een grotere breedte plaats gaat vinden.

Concreet zou voor de hoogte een waarde van 1,60 m kunnen worden gekozen, waarbij het nog goed mogelijk is om na droogzetten een inspectie in de sifon uit te voeren. Uitgaande van een oppervlak van 6,20 m<sup>2</sup>, zoals dat in de voorgaande paragraaf is vastgesteld, wordt dan voor de breedte een waarde van tenminste 3,88 m gevonden. Dit betekent dat de stroming zich vanuit de duiker met een breedte van 2,38 m zal moeten verwijden tot tenminste 3,88 m. Dit verschil is nog zodanig beperkt dat het goed uitvoerbaar is om deze verbreding geleidelijk in de konstruktie aan te brengen. Een praktische keuze voor de afmetingen van de koker zou nu zijn 1,60 x 4,00 = 6,40 m<sup>2</sup>.

Een ander alternatief met betrekking tot de horizontale koker zou nog zijn om te proberen deze in de vorm van een groot aantal ronde kokers op te nemen in de betonvloer van de tunnel. Een extra diepe bouwput voor de sifon zou dan geheel overbodig worden. Uitgaande van het vereiste oppervlak van 6,20 m<sup>2</sup> en kokers met een diameter van 0,80 m (doorsnede 0,5 m<sup>2</sup>) zouden dan 13 kokers nodig zijn. Met een onderlinge afstand van 0,5 m wordt de stroming dan gespreid over een totale breedte van 16,40 m. Om de stroming vanuit de duiker over deze breedte te spreiden zal er echter sprake zijn van een aanzienlijk extra energieverlies van het stromende water. Bovendien wordt de konstruktie van de overige delen van de sifon zoveel groter, dat dit niet meer opweegt tegen het ontbreken van een aparte horizontale koker. Tenslotte wordt nog opgemerkt dat het opnemen van holle kokers in een betonvloer

veel extra aandacht en dus hogere kosten zou betekenen bij de uitvoering. Om deze redenen is dit alternatief dan ook verworpen.

Alvorens nu de afmetingen van de andere onderdelen van de sifon te kunnen bepalen, zal eerst nog aan enkele andere functionele eisen aandacht moeten worden besteed. Dit betreft allereerst de combinatie die in dit ontwerp moet worden gemaakt tussen het Leeksterhoofddiep en het Molenkanaal en verder het feit dat de sifon moet kunnen worden drooggezet.

Beide eisen hebben alles te maken met het aantal kokers waaruit de sifon moet bestaan. Wanneer allereerst de combinatie van beide kanalen wordt beschouwd dan lijkt het niet praktisch om deze samen te voegen in één koker. Bij de instroomopening van de sifon staan de richtingen van de stroming in beide kanalen nagenoeg loodrecht op elkaar, zodat bij samenvoeging veel extra turbulentie zou ontstaan en dus extra energieverlies. Bovendien ligt de toelaatbare hoogste waterstand in het Molenkanaal lager dan die in de duiker in het Leeksterhoofddiep. Een strikte scheiding is daarom zelfs noodzakelijk. De combinatie van de sifons in beide kanalen zal daarom alleen inhouden dat deze in het ontwerp naast elkaar gesitueerd zijn.

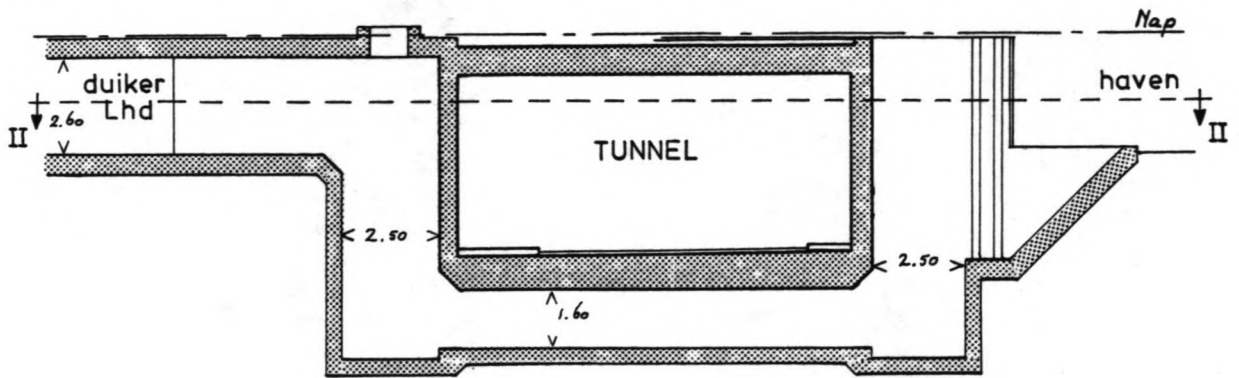
Ten aanzien van de tweede eis, het droogzetten van een koker ten behoeve van inspectie en onderhoud, moet worden nagegaan of dit bezwaren oproept voor de afvoer. Daarbij kan er vanuit worden gegaan dat het droogzetten slechts zelden plaats zal vinden, maar indien nodig toch binnen redelijke tijd mogelijk moet zijn. Hoewel er geen exacte informatie beschikbaar is over het verloop van de afvoer gedurende een jaar lijkt de kans groot dat er op zo'n moment toch enige afvoercapaciteit beschikbaar moet blijven en een volledige stremming problemen op kan leveren.

Een praktische oplossing is nu te vinden in het feit dat zojuist is gekozen voor twee gescheiden sifons voor het Molenkanaal en het Leeksterhoofddiep. Wanneer één van beide wordt drooggezet moet via een omloopriool voor een beperkte afvoercapaciteit gebruik gemaakt kunnen worden van de andere sifon.

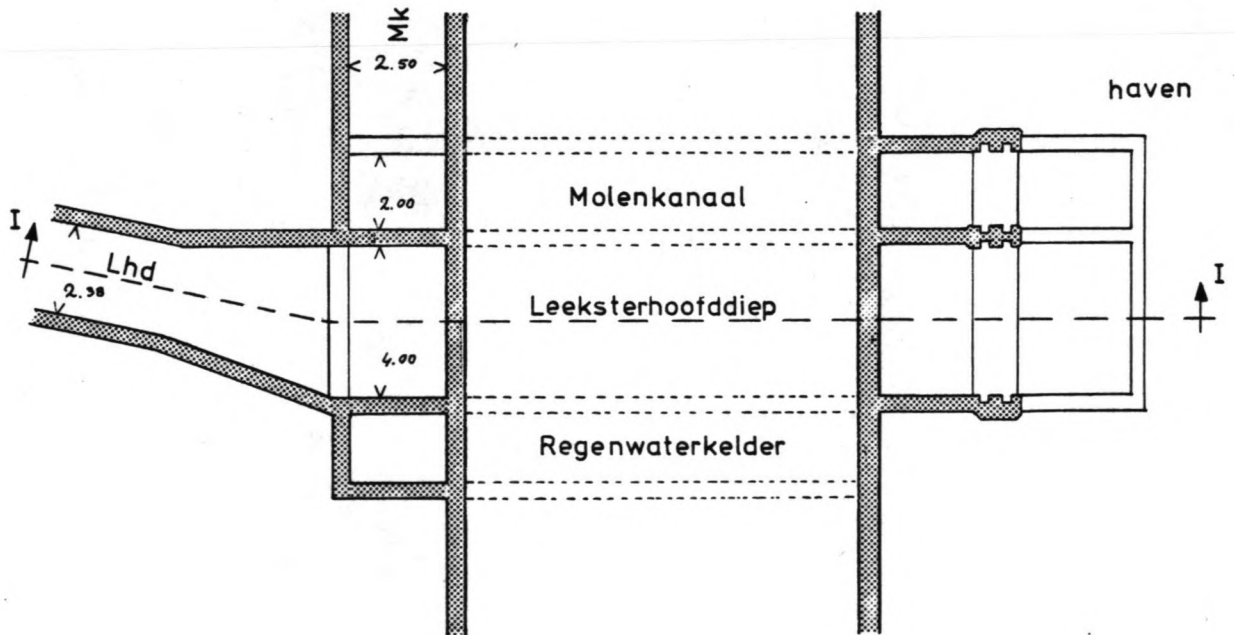
Het verdere ontwerp van de sifon in het Leeksterhoofddiep wordt nu als volgt (figuur 4). Vanuit de duiker verbreedt de stroming zich van 2,38 m tot 4,00 m, terwijl de hoogte 2,60 m blijft. In de verticale koker blijft dit profiel bijna ongewijzigd ( $2,50 \times 4,00 \text{ m}^2$ ), waarna het zich in de horizontale koker onder de tunnel tot de kleinste doorsnede vernauwd van 1,60 m bij 4,00 m. Vervolgens kan het profiel van de tweede verticale koker weer wijder worden gekozen ( $2,50 \times 4,00 \text{ m}^2$ ) en volgt tenslotte de uitmonding in de haven. Om de turbulentie in de haven vlak voor de kade te beperken is de uitmonding zodanig vorm gegeven dat de opwaarts gerichte stroming al snel af kan buigen. Tegelijk neemt door de verwijding ook de snelheid af. Om de energieverliezen in de sifon nog te beperken zijn de haakse bochten enigszins afgeschuind. In de bekisting van de betonconstructie zal dit overigens weinig problemen opleveren.

Voor het ontwerp van de sifon in het Molenkanaal wordt zoveel mogelijk aangesloten op het voorgaande. Eerst moet nog de vereiste breedte worden vastgesteld. Omdat de maximale afvoer niet bekend is, kan een indicatie hiervoor worden gevonden in de afmetingen van bestaande duikers in het Molenkanaal. Vele hiervan zijn erg klein ( $1,20 \times 0,80 = 0,96 \text{ m}^2$ ), maar juist de laatste duiker waardoor het Molenkanaal uitmondt in de haven is bijzonder groot ( $3,70 \times 1,40 = 5,18 \text{ m}^2$ ). Een grote toename van de afvoer is daarbij niet aanwijsbaar. Voor de doorsnede van de sifon lijkt het overdreven om volledig uit te gaan van de laatste duiker. Om anderzijds toch ook geen grote opstuwning voor de sifon te creëren wordt gekozen voor een doorsnede van  $1,60 \times 2,00 = 3,20 \text{ m}^2$ .

Aansluitend op de afmetingen van de sifon in het Leeksterhoofddiep krijgen de verticale kokers een doorsnede van 2,00 m bij 2,50 m. Deze doorsnede kan eveneens worden aangehouden voor de duiker waardoor het Molenkanaal naar de sifon stroomt. De uitmonding vindt verder op dezelfde wijze plaats als bij het Leeksterhoofddiep.



SIFON - Dwarsdoorsnede I (verticaal)



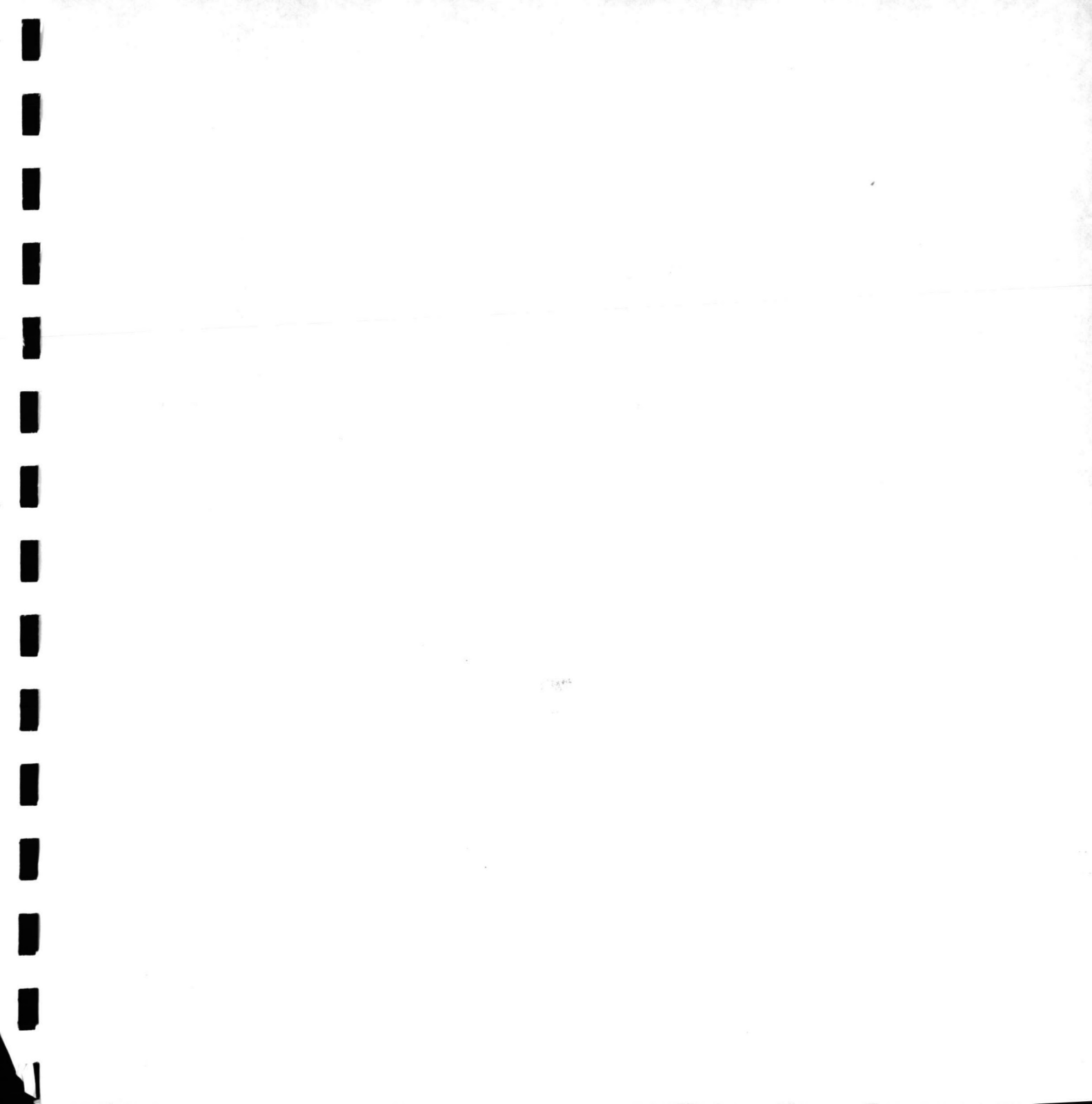
SIFON - Dwarsdoorsnede II (horizontaal)

FIGUUR 4 .



M.B. de nuttige hoogte  
van een pompkelde is kleiner  
dan de bruto hoogte.





**Aanvulling:**

Bij het ontwerp van de regenwaterkelder moet een optimum worden gezocht tussen de berging in de kelder en de pompcapaciteit.

In de tekst is op basis van de Kuipergrafiek op blz. 32 gekozen voor een mogelijke oplossing.

Verder zou in het oppervlak van de open tunneldelen rekening moeten worden gehouden met de hellende weggedeelten buiten de tunnel tot waar de weg weer horizontaal ligt.

Tenslotte moet in de regen waterkelder rekening worden gehouden met een laagste waterstand i.v.m. de werking van de pomp. Dit moet in mindering worden gebracht op de hoogte van de kelder die als berging beschikbaar is.

#### 4.5. Overige voorzieningen

##### 4.5.1. Regenwater

Om uit de tunnel regenwater en reinigingswater af te voeren moet in het ontwerp een verzamelkelder worden opgenomen. De beste plaats hiervoor, het diepste gedeelte van de tunnel, is in dit geval niet één-duidig vast te stellen. Het diepste gedeelte is hier een horizontaal traject met een lengte van 34 m. Aangezien binnen dit traject ook de beide sifons liggen, is de eenvoudigste oplossing dat de regenwaterkelder daar direkt naast wordt gesitueerd.

Voor de afvoer van het water vanuit de tunnel naar de kelder zullen in de tunnel aan beide zijden van de weg afvoergoten aanwezig moeten zijn. Deze kunnen worden opgenomen in de zijpaden, zodat het water niet langs de zijkanten van het wegdek hoeft af te stromen. In het horizontale diepste deel van de tunnel moet aan de bodem van de goten wel een klein verval worden gegeven.

De afmetingen van de regenwaterkelder en pompcapaciteit worden bepaald door een hoeveelheid regenwater in een zekere tijdsduur en de vraag of de overschrijdingskans van een dergelijke regenval acceptabel is. Met behulp van de Kuipergrafiek van de regenval in De Bilt in de periode van 1926 t/m 1962 (figuur 5, {4}) wordt voor de berging in de kelder 10 mm gekozen en een pompcapaciteit van 10 mm in 50 minuten. De kans op water in de tunnel is dan 1 maal in de periode van 36 jaar, hetgeen ruimschoots voldoet.

Een regenval van 10 mm betekent op het oppervlak van de open gedeelten van de tunnel een volume water van:

$$0,010 \times (10,30 \times (182,6 + 170,2)) = 36,4 \text{ m}^3.$$

Voor de afmetingen van de regenwaterkelder kan, aansluitend bij de konstruktie van de sifons, een hoogte van 1,60 m en een lengte van 13,30 m worden aangehouden. De breedte moet dan tenminste bedragen:

$$36,4 : (1,60 \times 13,30) = 1,71 \text{ m.}$$

Voor de breedte wordt in het ontwerp 1,80 m gekozen.

De capaciteit van de pomp bedraagt:

$$36,4 \times \frac{60}{50} = 43,7 \text{ m}^3/\text{uur} \quad \text{of} \quad 12,1 \text{ l/s.}$$

*Krijg ik ook  
niet aanpakken -  
terwijl opper-  
vlakke, die  
op de tunnel  
afvallen?  
(de weg het  
het laagste punt,  
de terrein van de  
wingside etc.)*

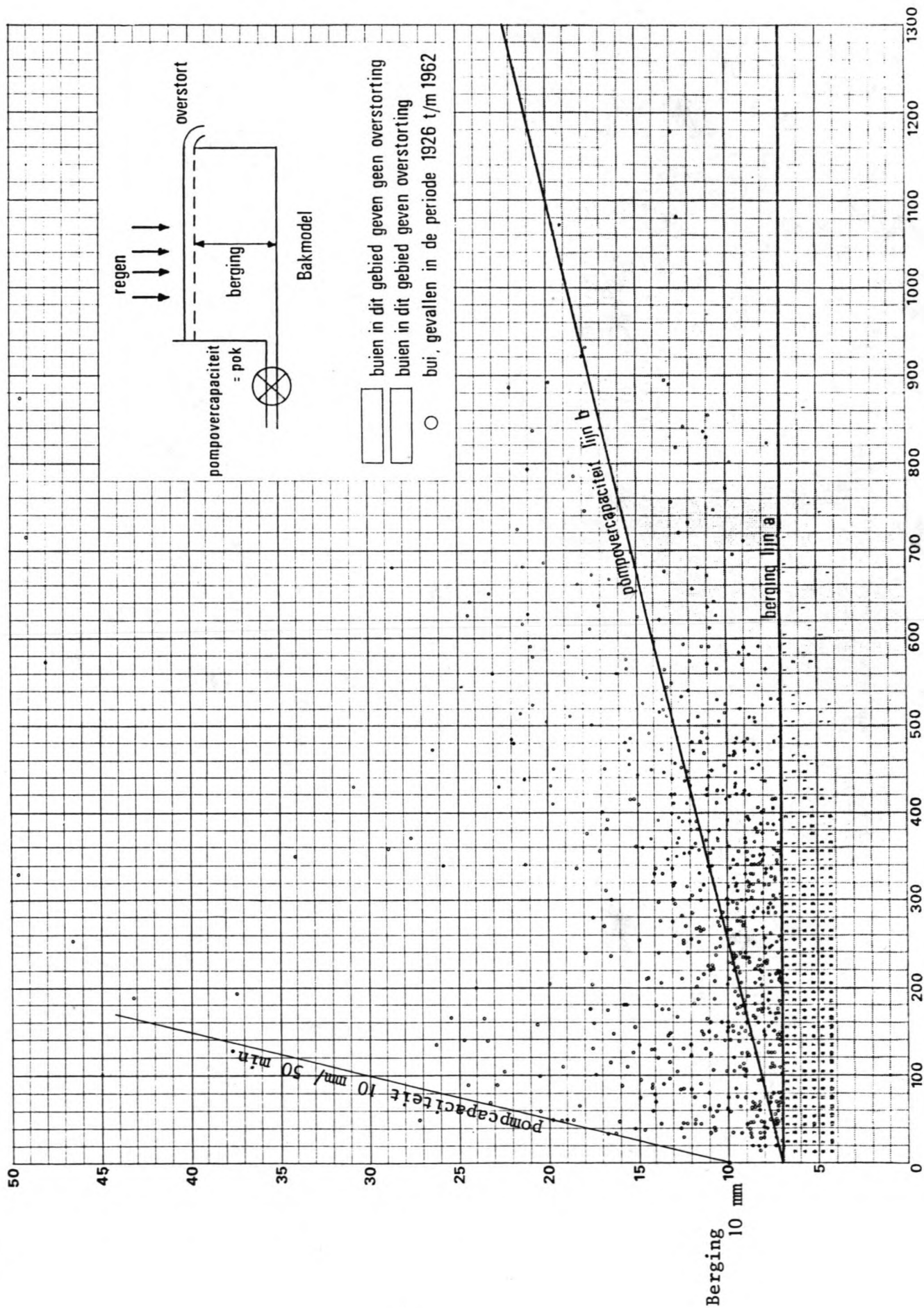
*Waarom de berging van 10 mm (een mensdag van  
tijdens 50 min) en een pompcapaciteit van de pompen, die  
erom een 10 mm in 50 minuten is?*

*Meestal is het een optimalisering:  
Kosten kelder + Kosten pomp (installatie + exploitatie)*

Figuur 5.

Regenval in De Bilt in de periode 1926 t/m 1962

regenhoeveelheid in mm



Rechts: Regenhoeveelheid afstromingsverval

rechts: duur in minuten

#### 4.5.2. Waterkering

Het niveau waarop de weg de tunnel verlaat is afhankelijk van de grondwaterstand ter plaatse. Bij hoge grondwaterstanden mag er uiteraard geen water de tunnel instromen. Hier is echter van meer belang dat het oppervlak van de weg zich buiten de tunnel tenminste 1 m boven de normale grondwaterstand moet bevinden. Dit betekent dat voor de begrenzing van de tunnel aan de westzijde 0,25 m boven NAP wordt aangehouden en aan de oostzijde bij een wat lager gelegen maaiveld 0,10 m boven NAP.

Behalve deze begrenzings worden ook de wanden van de open gedeelten van de tunnel tot voldoende hoogte juist boven het maaiveld opgetrokken. Omdat in de omgeving van de tunnel het maaiveld overal voldoende hoog ligt is er geen kans dat zich bij ernstige calamiteiten via de tunnel een overstroming voor zou doen.

Ten aanzien van de sifon in het Leeksterhoofddiep is in het voorgaande een toelaatbare opstuwning bepaald tot een hoogte van 0,10 m boven NAP. Bij de detaillering van inspectieputten en dergelijke voor de sifon zal hiermee ter dege rekening moeten worden gehouden. Dit zelfde geldt voor een eventuele kortsluiting naar de tunnel via de weg van de regenwaterafvoer en regenwaterkelder. Wanneer door een verstopping van de sifon het water te hoog stijgt en via inspectieopeningen naar buiten komt moet dit via de kade af kunnen stromen naar de haven.

### 5. BELASTINGEN

#### 5.1. Het dak van de tunnel

Voor de belastingen op het dak van de tunnel kunnen in principe drie doorsneden worden onderscheiden. Ter plaatse van de Bosweg bevindt zich boven de tunnel een grondpakket met een weg. Langs de haven vormt de tunnel tegelijk de kade en bij de Schreiershoek is opnieuw sprake van een grondpakket met een weg. Achtereenvolgens zal nu de grootte van de belastingen worden nagegaan en voor ieder van de doorsneden worden samengevat in tabel 6 (blz. 36).

Permanente belasting:

- Hieronder valt allereerst het eigen gewicht van het dak met een geschatte dikte van 0,70 m ;  $0,70 \times 24,0 = 16,8 \text{ kN/m}^2$ .
- Verder het gewicht van de grond, vochtig zand, waarvoor de TGB 1972 in tabel 1 een volumieke massa geeft van  $17,5 \text{ kN/m}^3$ . Bij de Bosweg is het grondpakket gemiddeld 1,20 m dik, dus een belasting van :  $1,20 \times 17,5 = 21,0 \text{ kN/m}^2$ .

Voor de Schreiershoek is de dikte gemiddeld 0,60 m, dus :

$$0,60 \times 17,5 = 10,5 \text{ kN/m}^2.$$

De konstruktie van de kade bestaat op het dak van de tunnel uit een laag zand (0,15 m) en een tegelbestrating (betontegels 0,06 m), dus een belasting met:  $(0,15 \times 17,5) + (0,06 \times 25,0) = 4,1 \text{ kN/m}^2$ .

Over de aanwezigheid van deze permanente belastingen moet worden opgemerkt dat zich in de gebruiksfase situaties voor kunnen doen waarbij deze belastingen tijdelijk worden verwijderd.

Veranderlijke belasting:

- Bij de Bosweg kan deze bestaan uit de verkeersbelasting of in de berm de aanwezigheid van een mensenmenigte. Aangezien de Bosweg alleen fungeert als ontsluitingsweg voor het landgoed Nienoord en overigens dood loopt, wordt voor de belastingen de verkeersklasse 30 uit de VOSB 1963 aangehouden. Dit betekent een gelijkmatig verdeelde belasting van 6 kN/m per rijstrook en 2 laststelsels van  $3 \times 100 \text{ kN}$ . Bij elkaar mogen deze belastingen voor 80 % in rekening worden gebracht (VOSB art. 9.4).

Wegens de spreiding in de grond wordt er verder vanuit gegaan dat de belasting gelijkmatig op het dak van de tunnel aangrijpt op een oppervlak ter breedte van de Bosweg (7,00 m) en ter breedte van de tunnel (11,30 m). Eén en ander betekent:

$$\text{gelijkmatig verdeeld} \quad 2 \times 6 \times 11,30 = 135,6 \text{ kN}$$

$$\text{laststelsels} \quad 2 \times 300 = 600 \text{ kN}$$

$$+ \underline{\hspace{1cm}} \\ 735,6 \text{ kN}$$

$$\times 80 \% \text{ en } / (7,00 \times 11,30) = 7,4 \text{ kN/m}^2$$

In de berm wordt  $5 \text{ kN/m}^2$  aangehouden, welke waarde in tabel 3 van de TGB 1972 is vermeld voor tribunes met staanplaatsen. Overigens zal deze waarde zich bij de huidige grasberm niet voordoen. Mocht evenwel in de toekomst een bestrating worden aangebracht dan is de ze waarde wel reël.

- Voor de Schreiershoek zijn de belastingen in principe dezelfde. Ook hier kan de verkeersklasse 30 worden aangehouden, omdat deze eveneens doodlopende weg alleen een wasknijperfabriek ontsluit en er geen extra zwaar vrachtverkeer optreedt. Bij de wegbreedte van 4,50 m behoeft slechts 1 laststelsel in rekening te worden gebracht tezamen met de gelijkmatig verdeelde belasting van  $2 \text{ kN/m}^2$ . Opnieuw rekening houdend met de spreiding in de grond wordt de belasting:

$$\begin{array}{rcl} \text{laststelsel } 300 & / & (4,50 \times 11,30) = 5,9 \text{ kN/m}^2 \\ \text{gelijkmatig verdeeld} & & = 2 \text{ kN/m}^2 \\ & & + \text{-----} \\ & & 7,9 \text{ kN/m}^2 \end{array}$$

Voor de trottoirs ter weerszijden van de weg kan weer  $5,0 \text{ kN/m}^2$  worden gerekend.

- Op de kade moet opnieuw rekening worden gehouden met een mensenmenigte, dus  $5,0 \text{ kN/m}^2$ .

Er kan zich echter ook een situatie voordoen, waarbij er op de kade een kraanwagen of vrachtwagen voorkomt bijvoorbeeld in verband met onderhoud aan de konstruktie of de haven. Overigens wordt er vanuit gegaan dat de kade is omheind, dus niet eenvoudig voor een voertuig toegankelijk is. Voor de belasting van zo'n wagen wordt het laststelsel van  $3 \times 100 \text{ kN}$  uit de verkeersklasse 30 gekozen. Verder wordt geen spreiding aangenomen en zal de plaats van het laststelsel op het dak van de tunnel moeten worden bepaald afhankelijk van het te berekenen konstruktieonderdeel. Tenslotte wordt tegelijk met het laststelsel de gelijkmatig verdeelde belasting van  $2 \text{ kN/m}^2$  aanwezig geacht.

#### Belastingen in de bouwfase

Afhankelijk van de volgorde waarin het werk wordt uitgevoerd kan het nodig zijn dat een reeds voltooid deel van de tunnel wordt benut voor een wegomlegging. De belastingen zijn dan vergelijkbaar met die in de gebruiksfase voor Bosweg en Schreiershoek, behoudens uiteraard de aan te houden veiligheidscoëfficiënt die voor de bouwfase niet noodzakelijk dezelfde hoeft te zijn als voor de gebruiksfase.



	<u>Bosweg</u>	<u>Kade</u>	<u>Schreiershoek</u>
<u>Permanente belasting</u>			
eigen gewicht	16,8	16,8	16,8
grond	21,0	4,1	10,5
<u>Veranderlijke belasting</u>			
verkeer	7,4	2,0 en 300 kN	7,9
of			
mensenmenigte	5,0	5,0	5,0

Tabel 6. Belastingen op het dak van de tunnel ( $\text{kN/m}^2$ ).

## 5.2. De wanden van de tunnel

### Gebruiksfase

De belastingen op de zijwand van de tunnel worden in principe bepaald door de verticale grondspanning en de hydrostatische drukverdeling van het grondwater. Voor het niveau van het grondwater worden dezelfde waarden aangehouden als in de haven. Wel kan zich de situatie voordoen dat het niveau ter weerszijden van de tunnel verschilt. Het open water in de haven kan veel sneller stijgen en dalen dan het grondwater. Om de verticale grondspanning te bepalen kan voor het gewicht van het aanvulzand naast de tunnel worden uitgegaan van  $17,5 \text{ kN/m}^3$  voor vochtig zand en  $20,0 \text{ kN/m}^3$  voor nat zand. Verder moet rekening worden gehouden met een eventuele bovenbelasting, waarvoor de in het voorgaande besproken veranderlijke belastingen op het dak van de tunnel kunnen worden aangehouden.

Door de resulterende verticale korrelspanningen te vermenigvuldigen met een coëfficiënt voor de neutrale gronddruk worden tenslotte de horizontale spanningen op de wand gevonden. Voor  $\lambda_n$  kan hier in zand de waarde 0,5 worden aangehouden.

Tenslotte wordt nog opgemerkt dat voor het tunneldeel langs de haven de zijwanden niet symmetrisch worden belast. Aan de kant van de haven ontbreekt de aanvulling met zand over een deel van de hoogte.

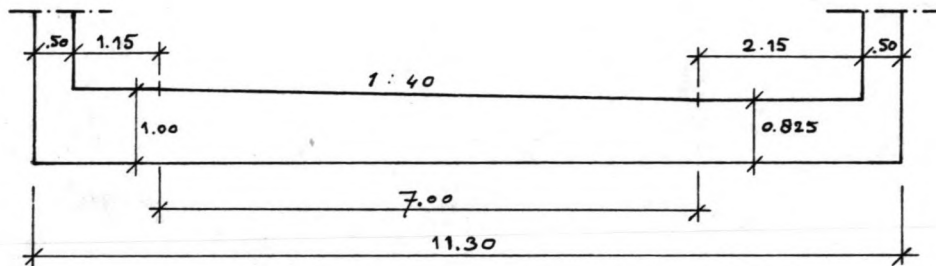
### Bouwfase

In de bouwfase zal de ruimte naast de tunnel eerst geleidelijk worden opgevuld met zand. Pas in een later stadium van de uitvoering zal het grondwater worden toegelaten en worden de belastingen zoals in het voorgaande is beschreven.

### 5.3. De vloer van de tunnel

#### Permanente belasting

- Het eigen gewicht van de vloer wordt geschat volgens de doorsnede in figuur 7.



Figuur 7. Doorsnede van de vloer van de tunnel

Per strekkende meter tunnel geeft dit:

$$24 \times (1,65 \times 1,00 + 2,65 \times 0,825 + 7,00 \times \frac{1}{2}(1,00 + 0,825)) = 245,4 \text{ kN/m}$$

en gemiddeld over de vloer:

$$245,4 / 11,30 = 21,7 \text{ kN/m}$$

- Ter plaatse van een wand rust er op de vloer het eigen gewicht van de wand en een deel van het dak.

$$\text{dak : } \quad \frac{1}{2} \cdot 16,8 \cdot 11,30 = 94,9 \text{ kN/m}$$

$$\text{wand : } \quad 24 \cdot 0,50 \cdot 4,70 = 56,4 \text{ kN/m}$$

+ \_\_\_\_\_

$$151,3 \text{ kN/m}$$

Bovendien moet rekening worden gehouden met een varieërende zandafdekking op de tunnel. Zie hiervoor paragraaf 5.1.1.

### Veranderlijke belasting

- Op de vloer werkt een opwaartse waterdruk welke kan varieëren met de grondwaterstand van 0,93 m tot 0,20 m beneden NAP. De bodem van de tunnel ligt hierbij op 6,51 m tot 6,70 m beneden NAP, afhankelijk van de doorsnede die wordt beschouwd. De maximale waterdruk voor het diepste gedeelte van de tunnel is  $(6,70 - 0,20) \cdot 10 = 65,0 \text{ kN/m}^2$ .
- Voor de verkeersbelasting in de tunnel wordt de verkeersklasse 45 uit de VOSB 1963 aangenomen. Dit betekent per rijstrook van 3,50 m een gelijkmatig verdeelde belasting van 9 kN/m en een laststelsel van  $3 \times 150 \text{ kN}$ . Voor de zijpaden geldt een belasting van  $3 \text{ kN/m}^2$ .
- De veranderlijke belasting op het dak van de tunnel wordt via de wanden als een geconcentreerde lijnlast naar de vloer afgedragen. De grootte van deze belasting is besproken in paragraaf 5.1.1, waar derhalve naar wordt verwezen.

### Bouwfase

In de bouwfase moet voor de vloer rekening worden gehouden met belastingen voor de bekistingskonstruktie van het dak. De aard van de belasting is uiteraard sterk afhankelijk van het type ondersteuning dat voor de bekisting wordt gebruikt. Er kan voor een groot aantal ondersteuning en kleine afstanden worden gekozen, maar ook 2 ondersteuning bij de tunnelwanden, dus op een afstand van 10 m. Het eigen gewicht van deze konstruktie varieert dan van  $450 \text{ tot } 1250 \text{ N/m}^2 \{10\}$ . Andere belastingen zijn die van de betonspecie met wapening ( $25 \text{ kN/m}^3$ ) en een werkbelasting ( $1,5 \text{ kN/m}^2$ ).

#### 5.4. De wand van de open bak

De belastingen op de zijwanden van de open bakken zijn in principe dezelfde als bij het gesloten tunneldeel. Wel zal hier nog moeten worden nagegaan van welke bovenbelastingen sprake is. Langs de westelijke bak is aan één zijde sprake van een onverhard fiets- en voetpad en langs een deel van de oostelijke bak ligt een ontsluitingsweg van een fabriek. Aansluitend bij de gelijkmatig verdeelde belasting die in de VOSB 1963 voor de verkeersklasse 30 wordt genoemd, wordt hier overal  $2 \text{ kN/m}^2$  aangehouden. Daarnaast kan zich bij de ontsluitingsweg de situatie voordoen van een wagen ( $3 \times 100 \text{ kN}$ ) dichtbij de rand van

de open bak. Voor de berekening van deze situatie mag er echter vanuit worden gegaan dat de belastingen zich in de grond evenwijdig aan de tunnel onder een hoek van  $45^{\circ}$  zullen spreiden. In de breedte zou een afstand van 6,50 m kunnen worden gehanteerd, wanneer de wagen op 2 m van de rand staat en 2,50 m breed is.

Verder wordt nog gewezen op de aan te houden grondwaterstanden. Voor het tunnelgedeelte vormde dit geen probleem, maar voor de open gedeelten is hierover weinig bekend. Waarschijnlijk zijn echter voor een goede afwatering van het gebied in de omgeving van de tunnel nieuwe sloten evenwijdig aan de tunnel nodig. Met de aanleg van de tunnel wordt namelijk de bestaande afwatering voor een deel afgesneden. Met het hoogste peil in deze sloten zou dan ook de grootste waterdruk op de wand bekend zijn. Gelet op de hoogte van het maaiveld lijkt een hoogste waterpeil op NAP een redelijk veilige schatting.

#### 5.5. De vloer van de open bak

##### Permanente belasting

- Voor het eerste gedeelte van de open bak aansluitend op het tunnelgedeelte kan de vloer dezelfde afmetingen houden en wordt het eigen gewicht dus  $21,7 \text{ kN/m}^2$ . Voor het hoger gelegen deel nemen de belastingen op de vloer af en kan ook de dikte van de vloer worden aangepast.
- Ter plaatse van de wanden moet er op de vloer nu alleen rekening worden gehouden met een geconcentreerde belasting t.g.v. het eigen gewicht van de wand. De grootte hiervan varieert met de hoogte van de wand en is daarmee sterk afhankelijk van de plaats van de doorsnede die wordt berekend. Evenals van de vloer kan ook van de wand de dikte voor het hoger gelegen deel van de open bak geleidelijk worden aangepast.

##### Veranderlijke belasting

- Op de vloer werkt weer een opwaartse waterdruk. Over de lengte van de open bak zal deze evenredig met de diepte geleidelijk afnemen tot deze bij het hoogst gelegen deel van de open bak nul wordt. Ook hierbij geldt dus dat de plaats van de te berekenen doorsnede

van groot belang is. Voor de hoogste grondwaterstand wordt evenals bij de wanden NAP aangehouden.

- De verkeersbelasting op de vloer is dezelfde als voor het tunnelgedeelte, zodat daar eenvoudigheidshalve naar wordt verwezen.

### Bouwfase

In de bouwfase moet voor de vloer na het storten en verharderen rekening worden gehouden met een werkbelasting. Hiervoor wordt een gelijkmatig verdeelde belasting van  $2 \text{ kN/m}^2$  aangehouden.

## 6. FUNDERING

### 6.1. Inleiding

In het algemeen wordt aan de fundering de eis gesteld dat het evenwicht en de stabiliteit van de konstruktie worden gewaarborgd en dat door een juiste keuze van de funderingskonstruktie ongewenste zettingen worden voorkomen. In het geval van een tunnelkonstruktie in het grondwater betekent dit o.a. dat door een juiste fundering het opdrijven van de konstruktie moet worden tegengegaan. Dezelfde fundering moet echter ook in de bouwfase in den droge het evenwicht en de stabiliteit garanderen. Verder worden in verband met de lengte van de konstruktie strenge eisen gesteld aan de toelaatbare zettingen. Vooral ongelijke zettingen moeten worden vermeden, omdat deze aanzienlijke vervormingen kunnen betekenen die niet door de dilatatievoegen tussen de tunnel-elementen kunnen worden opgevangen.

Ten aanzien van de funderingskonstruktie moet in principe een keuze worden gemaakt tussen een fundering op staal of een fundering met palen. De toepassing van grout-ankers is hier wegens de klei niet mogelijk. Voor een fundering op staal lijkt de situatie hier niet ongunstig. De potklei waarop gebouwd moet worden is blijkens de sonderingen in bijlage 4 zeer homogeen en overall continu aanwezig. Ook gelet op het ontstaan van deze pleistocene kleilaag lijkt het risico van ontoelaatbare of ongelijkmatige zettingen niet erg groot. Om deze redenen zal in het volgende eerst de fundering op staal worden uitgewerkt. Daarna wordt nader ingegaan op het alternatief van een fundering met palen. Tenslotte komen nog een aantal andere funderingsaspecten aan de orde.

## 6.2. Fundering op staal

### 6.2.1. Doorsnede berekening

Voor de berekening van de fundering zal eerst voor een aantal maatgevende doorsneden het verticale evenwicht van de tunnelconstructie in de gebruiksfase worden nagegaan. Als maatgevende doorsneden worden aangehouden: een doorsnede ter plaatse van het diepste punt van de zuid-oostelijke open bak; één ter plaatse van de kade in het midden van de tunnel en één ter plaatse van de Bosweg. De belastingen beperken zich tot de opwaartse waterdruk en het eigen gewicht van de constructie (zie hoofdstuk 5). Eventuele bovenbelastingen in de vorm van grond worden buiten beschouwing gelaten omdat de aanwezigheid daarvan onvoldoende zekerheid biedt voor het evenwicht van de constructie. Verder wordt voor de eenvoud van de berekening gewerkt met resulterende krachten per meter tunnel.

Via de fundering moeten de volgende reactiekrachten worden geleverd:

#### Bosweg en Kade

opwaartse kracht van het water (bodem -6,70 m; tunnelbreedte 11,30 m)

$$\text{peil } -0,20 \text{ m} : 6,50 \times 10 \times 11,30 = 734,5 \text{ kN/m}$$

$$(\text{peil } -0,93 \text{ m} : 5,77 \times 10 \times 11,30 = 652,0 \text{ kN/m})$$

eigen gewicht (zie hoofdstuk 5 - belastingen)

$$\text{dak en wanden} : 2 \times 151,3 = 302,6$$

$$\text{vloer} : \quad \quad \quad \underline{245,4} +$$

$$548,0 \text{ kN/m}$$

vereiste kracht ( $F_R$ ) tegen opdrijven (met veiligheid 1,2)

$$\text{peil } -0,20 \text{ m} : 1,2 \cdot 734,5 - 548,0 = \underline{333,4} \text{ kN/m}$$

(karakteristieke waarde bij peil -0,93 m :

$$652,0 - 548,0 = 104,0 \text{ kN/m})$$

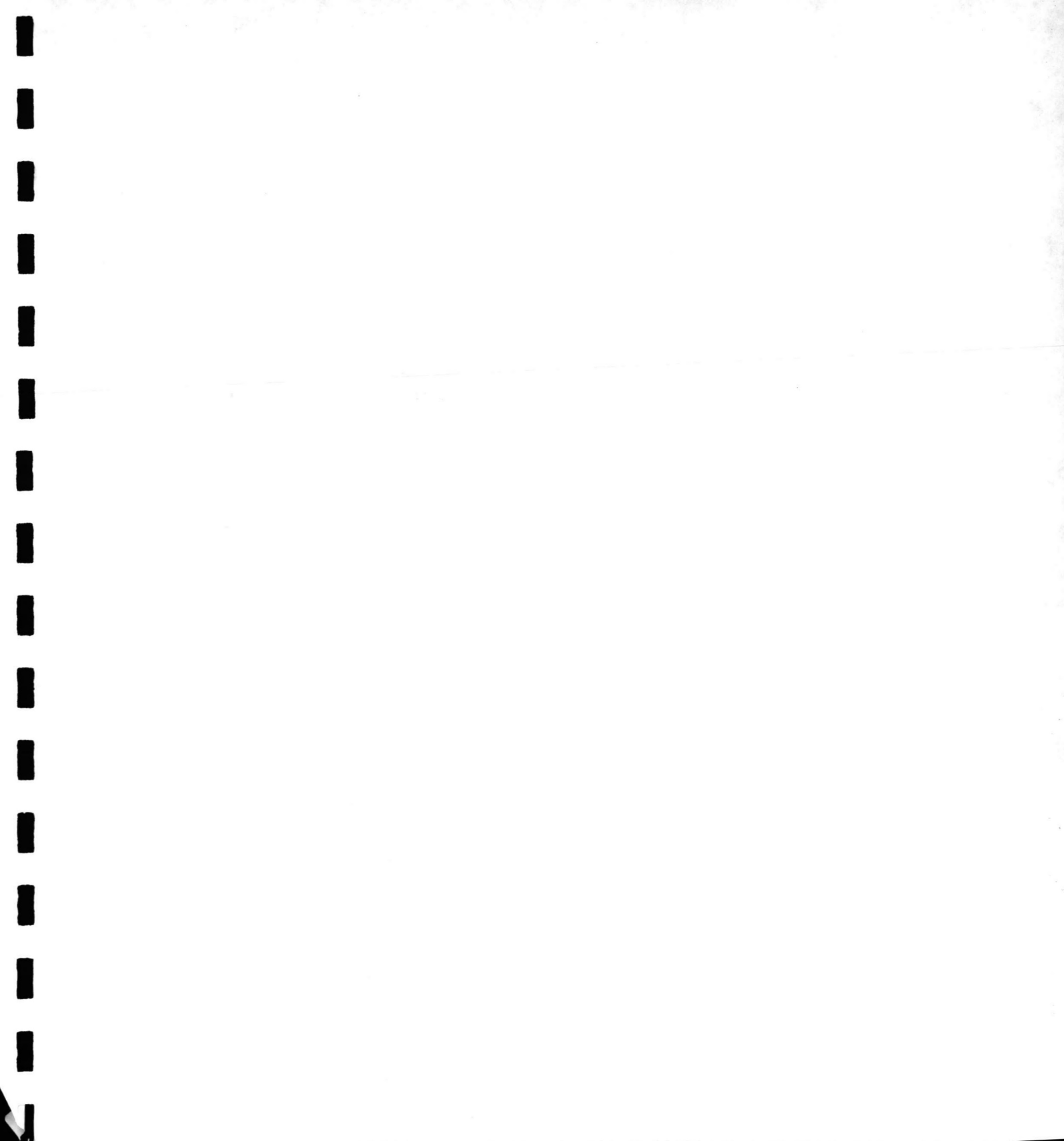
#### Open bak

opwaartse kracht van het water (bodem -6,62 m; breedte 11,30 m)

$$\text{peil } 0 : 6,62 \times 10 \times 11,30 = 748,1 \text{ kN/m}$$

$$(\text{peil } -0,93 : 5,69 \times 10 \times 11,30 = 643,0 \text{ kN/m})$$

2/39.





Aanvulling:

In figuur 8. is voor de berekening uitgegaan van actieve gronddruk met de bijbehorende hoek  $\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$ . Dit is echter niet geheel correct, omdat er in het geval van opdrijven van de tunnel sprake is van verticale verplaatsingen. Voor de berekening van de gronddruk op het oor kan beter worden uitgegaan van het gewicht van de grondmoot (1) (zie fig. 8) tezamen met een afschuifkracht in het vlak tussen (1) en (2) ter grootte:

$$T = \int_0^h (c + \sigma \tan \phi) dx$$

Hierin kan de korrelspanning worden bepaald volgens de verticale grondspanning:

$$\sigma = (\gamma_n - \gamma_w) \cdot x$$

Verder moet voor zand de cohesie worden verwaarloosd, dus  $c = 0$ .

Dan volgt voor de schuifkracht:

$$T = (\gamma_n - \gamma_w) \cdot \frac{1}{2} \cdot h^2 \cdot \tan \phi$$

In vergelijking met de berekening op blz. 42 zou dan  $\alpha = \phi$  gekozen moeten worden.

De volgens het bovenstaande berekende schuifkracht geeft geen veilige ondergrens, omdat tegelijk met de verticale spanning er in de grond sprake is van mogelijk kleinere horizontale spanningen. Wordt daar vanuit gegaan dan moet de schuifkracht nog worden vermenigvuldigd met de coëfficiënt voor de neutrale gronddruk  $\lambda_n = 0,5$ .

(vervolg Open bak)

eigen gewicht (wandhoogte +0,28 m; dikte geschat 0,70 m)

wanden	:	$2 \times (0,28 + 5,62) \times 0,70 \times 24 = 198,2 \text{ kN/m}$
vloer	:	$245,4 \text{ kN/m}$
		$\underline{\quad\quad\quad} +$
		$443,6 \text{ kN/m}$

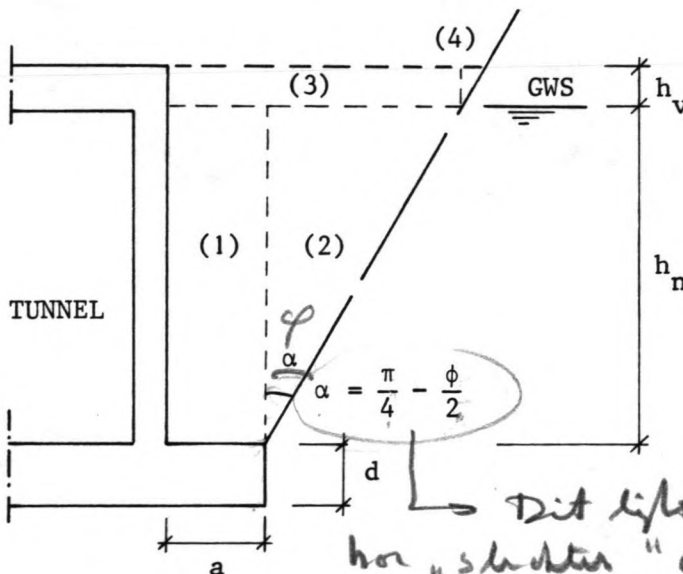
vereiste kracht ( $F_R$ ) tegen opdrijven (met veiligheid 1,2)

peil -0,20 m :  $1,2 \cdot 748,1 - 443,6 = \underline{454,1 \text{ kN/m}}$

(karakteristieke waarde bij peil -0,93 m :

$643,0 - 443,6 = 199,4 \text{ kN/m}$ )

De vereiste kracht tegen opdrijven moet worden gevonden door met behulp van oren een meewerkend grondmassief ter weerszijden van de tunnel te creëren, of door het gewicht van de konstruktie met ballast te vergroten. De berekening van het meewerkend grondmassief verloopt algemeen als in figuur 8. In het vlak onder de hoek wordt geen kleef aangenomen.



Aanvullend:

geschat  $\phi = 30^\circ$ , dus  $\alpha = 30^\circ$

$\gamma_v = 17,5 \text{ kN/m}^3$

$\gamma_n = 20,0 \text{ kN/m}^3$

*Dit ligt nu niet goed: hoe "schuiter" de grond (kleine  $\phi$ ) hoe groter de moed grond die wand gemiddeld is.*

Figuur 8.

Gewicht van de grond:	(1)	$(\gamma_n - \gamma_w) \cdot a \cdot h_n$
	(2)	$(\gamma_n - \gamma_w) \cdot \frac{1}{2} \cdot h_n \cdot \frac{h_n}{\sqrt{3}}$
	(3)	$\gamma_v \cdot (a + \frac{h_n}{\sqrt{3}}) \cdot h_v$
	(4)	$\gamma_v \cdot \frac{1}{2} \cdot h_v \cdot \frac{h_v}{\sqrt{3}}$
Eigen gewicht van het oor:		$(\gamma_b - \gamma_w) \cdot a \cdot d$

Voor de 3 doorsneden kan nu een minimum voor de grote van de oren worden bepaald, zodanig dat het gewicht tenminste gelijk is aan de vereiste reaktiekracht in die doorsnede. Deze berekening is weergegeven in tabel 9.

	<u>Bosweg</u>	<u>Kade</u>	<u>Open bak</u>
tunnelbodem op	-6,70 m	-6,70 m	-6,62 m
grondwaterstand (GWS)	-0,20 m	-0,20 m	0 m
aanvulzand tot op	-0,30 m	-3,13 m	+0,10 m
d	1,00 m	1,00 m	1,00 m
$h_n$	5,40 m	2,57 m	5,62 m
$h_v$	0 m	0 m	0,10 m
vereiste reaktiekracht			
$(\frac{1}{2} \cdot F_R)$	166,7 kN	166,7 kN	227,1 kN
minimum breedte a	1,21 m	3,72 m	2,24 m

Tabel 9. (peilmaten t.o.v. NAP)

*→ Ook het extra moment in de vloer kan een rol spelen in de beslissing.*

Uit overwegingen ten aanzien van de uitvoering en gelet op de geringere effectiviteit van grotere oren, wordt voor de grootte van de oren een maximum van 1,50 m aangehouden. Dit betekent dat ter plaatse van de kade en de open bak het maximale grondmassief moet worden benut en er verder ballast moet worden aangebracht om de vereiste reaktiekracht te halen. Wanneer dit wordt uitgevoerd in de vorm van extra dikte over de gehele breedte onder de vloer, dan is het gewicht van deze ballast:

$$F_B = (\gamma_b - \gamma_w) \cdot (11,30 + 2 \cdot 1,50) \cdot \delta = 14,0 \cdot 14,3 \cdot \delta$$

Ter plaatse van de kade en de open bak betekent dit:

	vereist $F_R$	$2 \times F_{oor}$	verschil $= F_B$	extra vloer- dikte $\delta$
Kade	333,4 kN	157,4 kN	176,0 kN	0,88 m
Open bak	454,1 kN	368,0 kN	86,2 kN	0,43 m

Opgemerkt moet worden dat de uitkomst voor de doorsnede van de open bak relatief ongunstig is. De gehele berekening is namelijk gebaseerd op de aangegeven belastingen in hoofdstuk 5. Daar is ten aanzien van de hoogste grondwaterstanden in de omgeving van de open bak een peil op NAP aangehouden wegens enige onzekerheid hieromtrent. Nu dit maatgevend blijkt voor het extra gewicht van de vloer is het zinvol om

aan de drainage en waterafvoer rond de open bak strikte eisen te stellen, zodat van een hoogste grondwaterstand op 0,20 m beneden NAP kan worden uitgegaan. De vereiste kracht  $F_R$  (blz. 72) bedraagt dan 427,0 kN/m en het ballastgewicht is tenminste 59,0 kN/m of een extra vloerdikte van 0,29 m.

Op basis van de uitkomsten kan nu in principe bij extreme waterstanden aan het evenwicht worden voldaan. Bij normale waterstanden geldt dit dus zeker. Echter, uit een oogpunt van stabiliteit is het ongewenst dat het evenwicht ten alle tijde in stand wordt gehouden middels een meewerkend grondmassief dat uitsteekt buiten de oren. Bij een normale waterstand van 0,93 m beneden NAP moet daarom worden gecontroleerd of het evenwicht kan worden gegarandeerd met behulp van het grondmassief recht boven de oren ( $2 \times F_{oor}$ ) en met het eventuele ballastgewicht ( $F_B$ ).

	a	$2 \times F_{oor}$	$F_B$	$F_{totaal}$	vereist $F_R$	conclusie:
Bosweg	1,21 m	130,7 kN	-	130,7 kN	104,0 kN	voldoende
Kade	1,50 m	77,1 kN	176,0 kN	253,1 kN	104,0 kN	voldoende
Open bak	1,50 m	173,9 kN	59,0 kN	232,9 kN	199,4 kN	voldoende

### 6.2.2. Conclusie

In het voorgaande is de berekening van de fundering uitgevoerd voor een aantal maatgevende doorsneden. De resultaten kunnen nu worden uitgebreid tot volledige tunnelelementen. Per element kan dan worden aangegeven welke breedte (a) de oren moeten krijgen en welke extra dikte ( $\delta$ ) eventueel aan de vloer uit paragraaf 5.3. moet worden toegevoegd. Voor het gesloten tunneldeel bestaande uit 5 tunnelelementen van 17,00 m worden dan de volgende praktische afmetingen gevonden.

	open bak	Bosweg		Kade (sifon)	Schreiers hoek	open bak
Oren breedte a	1,50	1,25	1,25	1,50	1,50	1,50
Extra vloerdikte $\delta$	0,30	-	-	0,90	0,90	0,30

Voor het element waarin de sifons zijn opgenomen zal nog een aparte berekening moeten worden uitgevoerd. Weliswaar betekent de konstruktie van de sifons een aanzienlijk extra eigen gewicht, maar daar staat tegenover dat een meewerkend grondmassief ter plaatse vrijwel ontbreekt en er van extra opdrijving sprake is door in ieder geval de regenwater-

Waarom ballastbeton.  
Je hebt ook de vloer zelf dichters  
maken, zeker in die  
minimum wop. pers. nog  
niet is bereikt. Ballastbeton  
betreft een vaste handeling

kelder. Zeer waarschijnlijk moet er in de konstruktie van de sifons dan ook extra ballast worden opgenomen.

Van de open bak is in het schema aan beide zijden alleen het eerste element aangegeven. Naarmate volgende elementen hoger komen te liggen neemt de opwaartse druk af en kunnen de dikte van de vloer en de breedte van de oren eveneens worden verminderd.

Er kan nu worden geconcludeerd dat het alternatief van een fundering op staal hier een aanvaardbare konstruktie geeft, behalve voor de beide elementen ter plaatse van de kade. Het feit dat de tunnel direkt aan de haven grenst bemoeilijkt een eenvoudig ontwerp van de fundering en leidt ertoe dat voor een minder efficiënte oplossing met behulp van ballast-beton moet worden gekozen. Dit betekent overigens niet dat de haven daarom maar op enige afstand van de tunnel moet worden aangelegd. Dan namelijk moeten weer extra kosten worden gemaakt voor een kademuur.

In de berekening van de doorsneden is nog geen aandacht besteed aan het horizontale evenwicht. Hoewel geen bijzondere problemen zijn te verwachten, moet dit voor de beide elementen langs de haven nog worden gecontroleerd (zie par. 6.4).

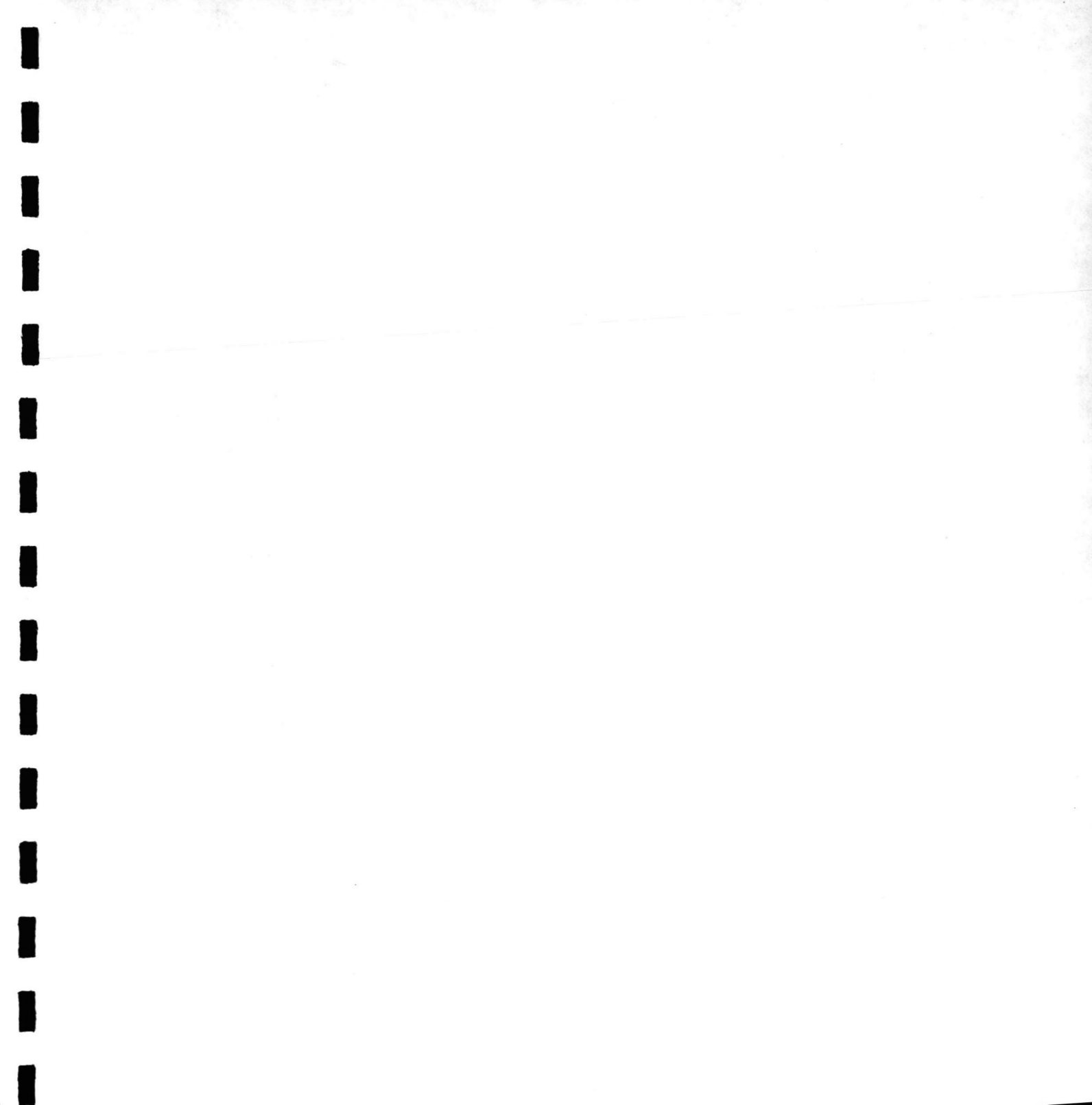
Tenslotte wordt nog opgemerkt dat als een alternatief voor de beide elementen langs de haven gekozen kan worden voor trekpalen in plaats van de grote hoeveelheid ballastbeton. Wel moet de voegkonstruktie tussen beide elementen en de rest van de tunnel dan worden aangepast aan de zettingsverschillen die kunnen optreden en zullen deze verschillen in ieder geval beperkt moeten blijven.

### 6.3. Fundering met trekpalen

#### 6.3.1. Belastingen

Voor de belastingen die door de trekpalen opgenomen moeten worden kunnen dezelfde waarden worden aangehouden als bij de fundering op staal. Hoewel de dikte van de vloer wat verkleind zou kunnen worden, wordt dit in eerste instantie achterwege gelaten. In de volgende schema's (figuur 10, blz. 46) wordt nog eens een overzicht gegeven van de belastingen in de maatgevende doorsneden van het gesloten tunnel-deel en de open bak.

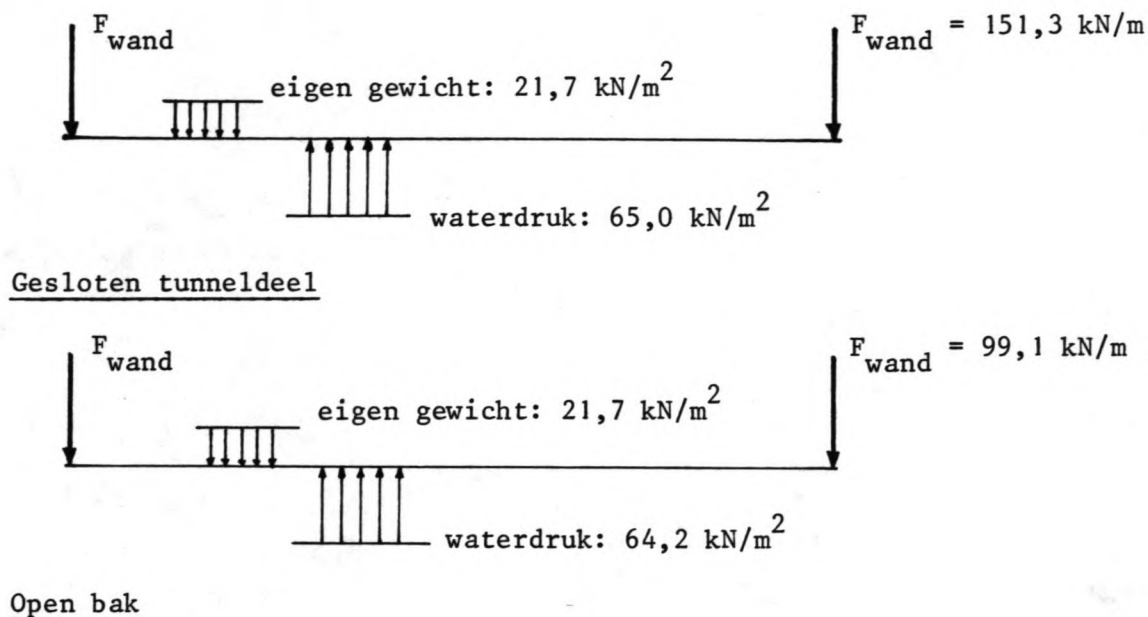
De vries is editor of  
2000 gaed.





Aanvulling:

De eis van voldoende buigstijfheid betekent dat hier in relatie tot de belastingen en de genoemde verplaatsing van 10 à 20 mm een overdreven zware eis aan de konstruktie van de vloer wordt opgelegd. Uit overwegingen van sterkte zou juist met een relatief dunne vloer kunnen worden volstaan. Het uitgangspunt dat de belastingen volledig over de doorsnede worden gespreid lijkt daarom weinig realistisch. In feite moet in het ontwerp een optimum worden gezocht tussen de buigstijfheid van de vloer en de plaatsing van de trekpalen. De plaatsing van de trekpalen in de doorsnede zou beter kunnen worden afgestemd op de aangrijpingspunten van de verschillende belastingen in de doorsnede.



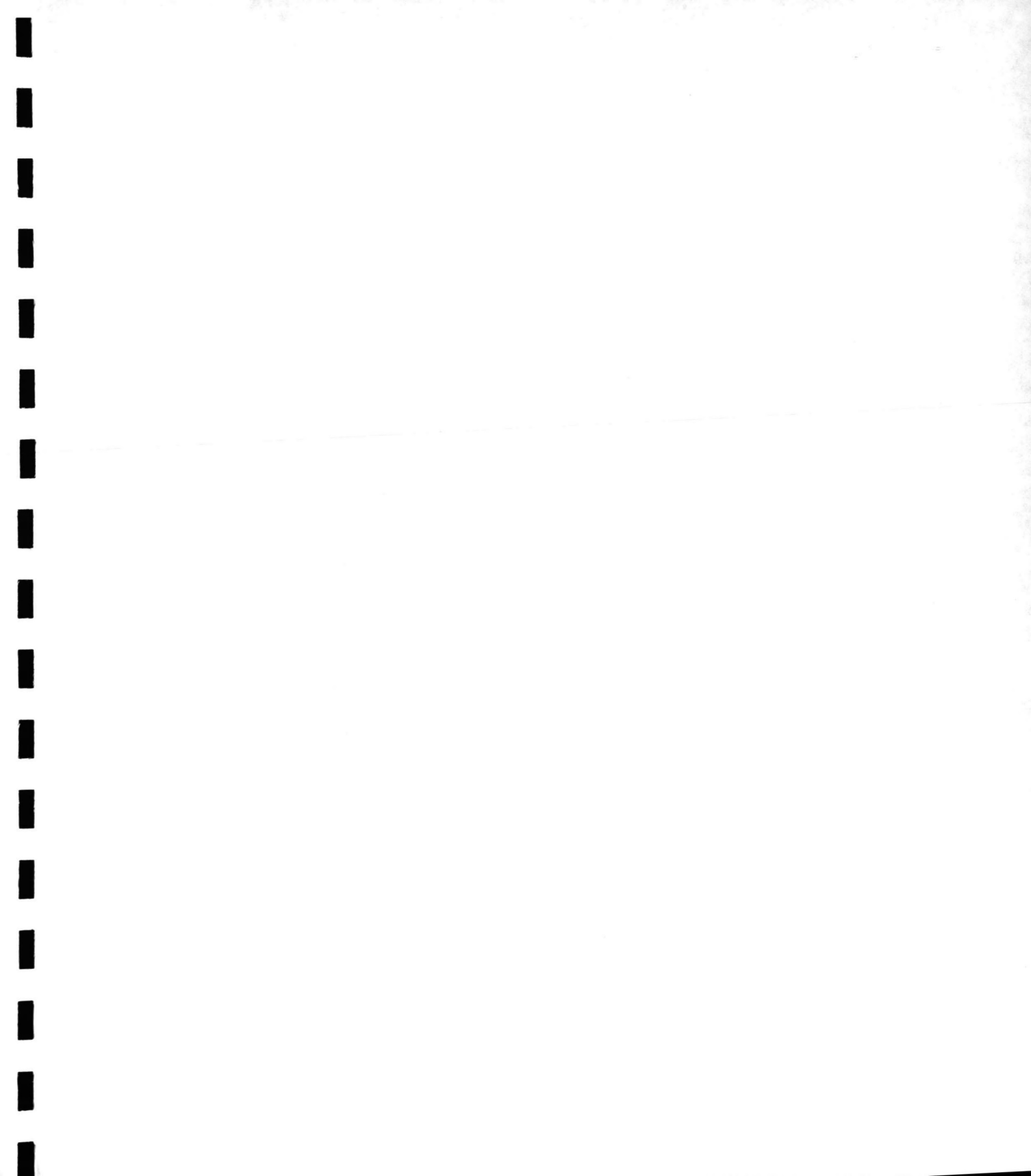
Figuur 10. Belastingen

Wanneer nu onder de vloer trekpalen worden aangebracht is wel de vraag hoe de belastingen zich over de palen zullen spreiden. Met name geldt dit voor de verticale belasting van het eigen gewicht uit de wand en vooral bij de open bak het inklemmingsmoment van de wand. De verticale belasting zal de trekkracht in de palen direkt onder de wand reduceren. Wanneer de vloer een grote buigstijfheid heeft treedt echter ook spreiding op. Ten gevolge van de inklemmingsmomenten zal de vloer door willen buigen.

In beide gevallen is de doorbuiging van de vloer en daarmee de verplaatsing van de palen bepalend voor de ontwikkeling van de kleef en de trekkracht in de palen {11}. De kleef is maximaal bij een verplaatsing van ongeveer 10 à 20 mm, zodat aan de vloer een strenge doorbuigingseis moet worden gesteld wanneer de trekkrachten in de palen niet te veel mogen verschillen. Wanneer de verplaatsing van een paal toch groter wordt, betekent dit dat geen extra belasting meer kan worden opgenomen en het evenwicht verder afhankelijk is van de andere palen in de doorsnede. In extreme gevallen zal het evenwicht dus ook door spreiding in de vloer worden gegarandeerd.

Voor de berekening wordt er nu vanuit gegaan dat de belastingen volledig worden gespreid. Bij de dimensionering van de vloer moet verder voor voldoende buigstijfheid worden gezorgd.

Er werd uitgegaan van een  
∞ stijgen vlon (t.o.v. de palen)  
Dat zal niet het geval zijn!



#### Aanvulling:

Bij de berekening van de paallengte op basis van het kluitkriterium is in de berekening nog een veiligheidscoëfficiënt opgenomen opdat rekening wordt gehouden met variaties in de samenstelling van de grond en in de lengte van de palen in de grond. Hoewel niet in de tekst vermeld zijn de belastingen van 29,5 en 37,8 kN per m<sup>2</sup> vloer vermenigvuldigd met een faktor 2, hetgeen leidt tot de genoemde waarden van 59,0 en 75,6 kN/m<sup>2</sup>. Er had echter ook kunnen worden volstaan met de veiligheid (1,2) tegen opdrijven welke eveneens in de belastingen is verdisconteerd (blz. 47 bovenaan). Los van deze veiligheidscoëfficiënten is er op blz. 48 ook nog een veiligheid (2) gehanteerd voor de ontwikkeling van de kleef langs de paal. Achteraf moet worden opgemerkt dat de diverse veiligheidscoëfficiënten niet erg evenwichtig zijn toegepast. De in de berekening te hanteren veiligheden zouden meer aan moeten sluiten op en in overeenstemming zijn met de onzekerheden in de diverse factoren.

Is het reëel om hier al de vindingheid in te voeren en mist aan het eind bij de toelaten van paalbreedte. (dit beviel namelijk 1,20 m extra stijg.)

De trekbelasting op de palen bedraagt nu voor het gesloten tunneldeel:

$$1,2 \cdot 65,0 - \left( 21,7 + \frac{2 \cdot 151,3}{11,30} \right) = 29,5 \text{ kN per m}^2 \text{ vloer}$$

en voor de open bak:

$$1,2 \cdot 64,2 - \left( 21,7 + \frac{2 \cdot 99,1}{11,30} \right) = 37,8 \text{ kN per m}^2 \text{ vloer.}$$

### 6.3.2. Toelaatbare trekkracht per paal

Voor de berekening van de paalfundering is van belang wat in de gegeven situatie de toelaatbare trekkracht per paal is. Bepalend hiervoor is de maximale kleef per paal en de lengte van de paal.

In bijlage 4 zijn voor het tunneltracé 5 sonderingen gegeven, alsmede 6 sonderingen in de omgeving. Op basis van de eerste 5 sonderingen wordt als ondergrens voor de wrijvingsweerstand gevonden:

diepte beneden NAP :	0 - 5 m	5 - 10 m	10 - 12 m	> 12 m
weerstand W in MN/m <sup>2</sup> :	0,02	0,06	0,10	0,15

Toetsing aan de 6 andere sonderingen leverde geen overschrijding van deze waarden op.

Een indicatie voor de lengte van de palen wordt verkregen door uit te gaan van het kluitkriterium. Dit geeft aan tot welke diepte de grond onder de tunnel in ieder geval moet worden gemobiliseerd om voldoende tegenwicht te hebben. Voor het gesloten tunneldeel is dit:

$$(\gamma_n - \gamma_w) \cdot d = 10 \cdot d \equiv 59,0 \text{ kN/m}^2, \text{ dus } d = 5,90 \text{ m}$$

en voor de open bak:

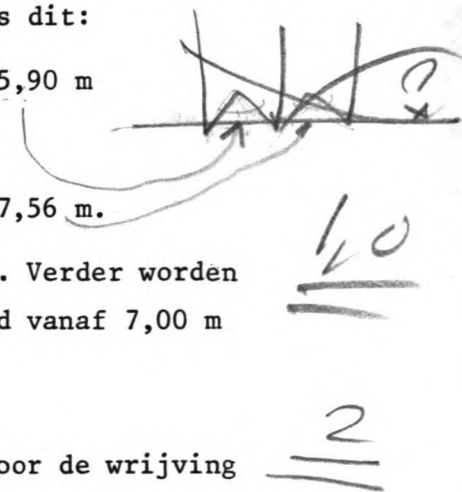
$$10 \cdot d \equiv 75,6 \text{ kN/m}^2, \text{ dus } d = 7,56 \text{ m.}$$

Voor de minimale paallengte wordt nu 8 m aangehouden. Verder worden de palen zowel in de tunnel als in de open bak geheid vanaf 7,00 m beneden NAP.

De maximale trekkracht per paal is nu te berekenen door de wrijving over de lengte van de paal te sommeren.

$$F_u = (0,06 \cdot 3 + 0,10 \cdot 2 + 0,15 \cdot 3) \cdot 4a \quad (\text{in MN})$$

Hierin staat "4a" voor de omtrek van de paal.



<u>Afmetingen van de paal</u>	<u>Bezwijkbelasting per paal</u>
lengte 8 m, omtrek 20 x 20 cm	664 kN
„ omtrek 30 x 30 cm	996 kN
„ omtrek 40 x 40 cm	1328 kN

Voor de rekenwaarde moet deze bezwijkbelasting nu nog worden gedeeld door een veiligheidscoëfficiënt. De meest gebruikelijke waarde bedraagt voor trekpalen 2,5 [12]. Er zijn hier evenwel diverse redenen aan te voeren om met een lagere waarde te volstaan. Allereerst is de samenstelling van de grond zo homogeen dat de rekenwaarde voor de maximale wrijvingsweerstand redelijk betrouwbaar kan worden vastgesteld. Verder geldt voor de belastingen op de tunnelconstructie en met name de trekbelasting op de palen dat deze bijna exact bekend zijn. Tenslotte kan ten aanzien van de vloerconstructie worden opgemerkt dat er sprake is van voldoende incasseringsvermogen. Het vroegtijdig bereiken van de maximale kleef bij een paal heeft geen directe nadelige gevolgen door de herverdeling en spreiding van de belasting via de vloer naar andere palen. Voor de veiligheid wordt daarom een factor 2 voldoende geacht.

De rekenwaarde voor de toelaatbare belasting per paal bedraagt dan:

<u>Afmetingen van de paal</u>	<u>Rekenwaarde voor de trekkracht</u>
lengte 8 m, omtrek 20 x 20 cm	332 kN
„ omtrek 30 x 30 cm	498 kN
„ omtrek 40 x 40 cm	664 kN

### 6.3.3. Ontwerp van de paalfundering

Op basis van de belastingen per m<sup>2</sup> vloer en de toelaatbare trekkrachten per paal kan nu worden berekend welk vloerveld bij het gesloten tunneldeel en bij de open bak aan een paal kan worden toegekend.

$$\text{vloerveld} = \frac{\text{trekkracht per paal}}{\text{belasting per m}^2 \text{ vloer}}$$

Open bak belasting 37,8 kN per m<sup>2</sup> vloer

paal	trekkracht per paal	vloerveld
20 x 20 cm	332 kN	8,78 m <sup>2</sup> (2,96 x 2,96)
30 x 30 cm	498 kN	13,17 m <sup>2</sup> (3,63 x 3,63)
40 x 40 cm	664 kN	17,57 m <sup>2</sup> (4,19 x 4,19)

Gesloten tunneldeel      belasting 29,5 kN per m<sup>2</sup> vloer

paal	trekkracht per paal	vloerveld
20 x 20 cm	332 kN	11,25 m <sup>2</sup> (3,35 x 3,35)
30 x 30 cm	498 kN	16,88 m <sup>2</sup> (4,11 x 4,11)
40 x 40 cm	664 kN	22,51 m <sup>2</sup> (4,74 x 4,74)

De berekende maximale vloervelden per paal kunnen nu worden vertaald naar de reële afmetingen van de tunnelelementen. In de breedte van de tunnel (overspanning 10,80 m) zijn verdelingen mogelijk van:

<u>Breedte</u>	3 palen h.o.h.	5,40 m
	4 palen h.o.h.	3,60 m
	5 palen h.o.h.	2,70 m

Hierbij worden de beide buitenste palen steeds recht onder de wanden geplaatst. In de lengte van de tunnel wordt dit:

<u>Lengte</u>	Open bak lengte 16,60 m	Gesloten tunneldeel lengte 17,00 m
3 palen h.o.h.	5,53 m	5,67 m
4 palen h.o.h.	4,15 m	4,25 m
5 palen h.o.h.	3,32 m	3,40 m
6 palen h.o.h.	2,77 m	2,83 m

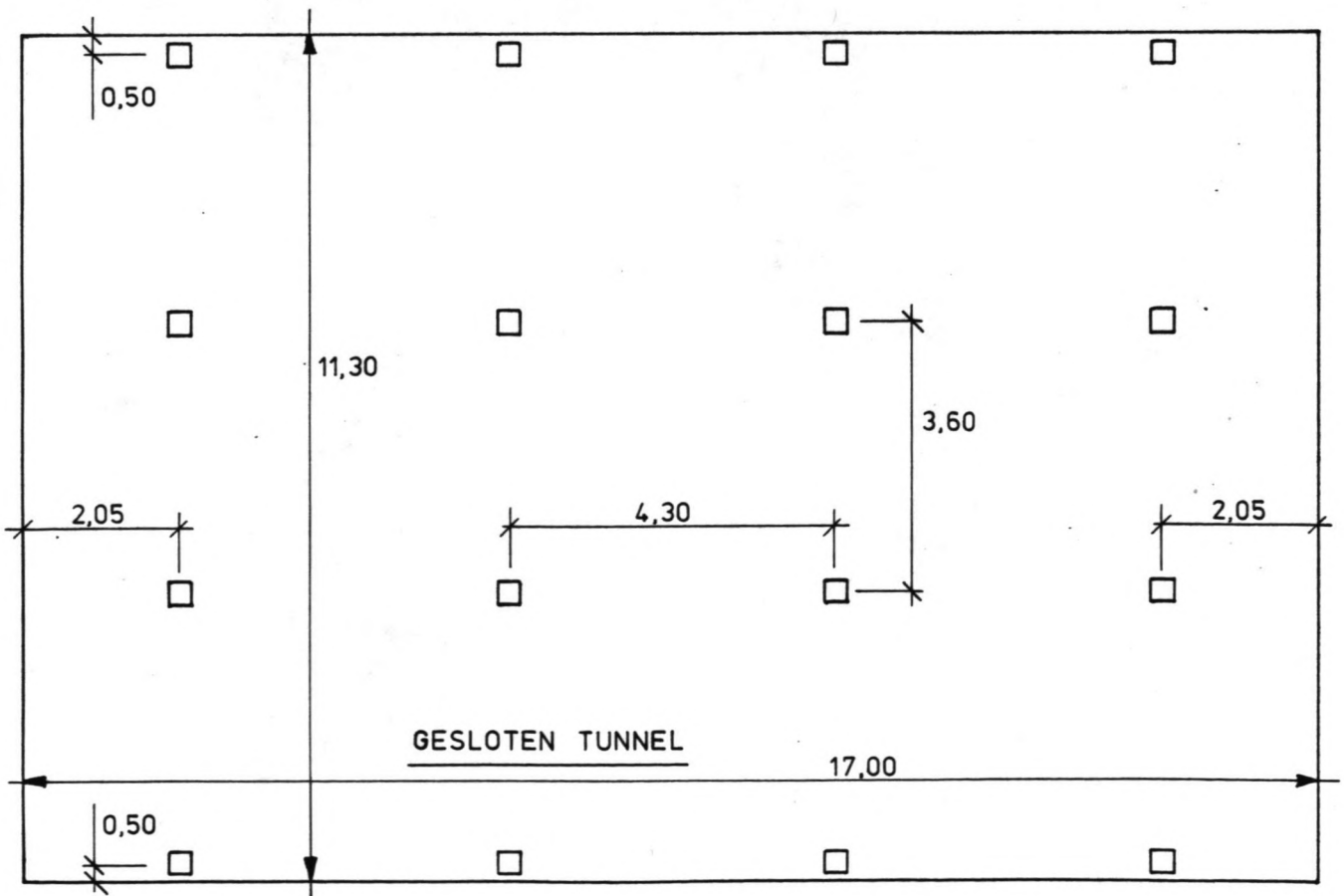
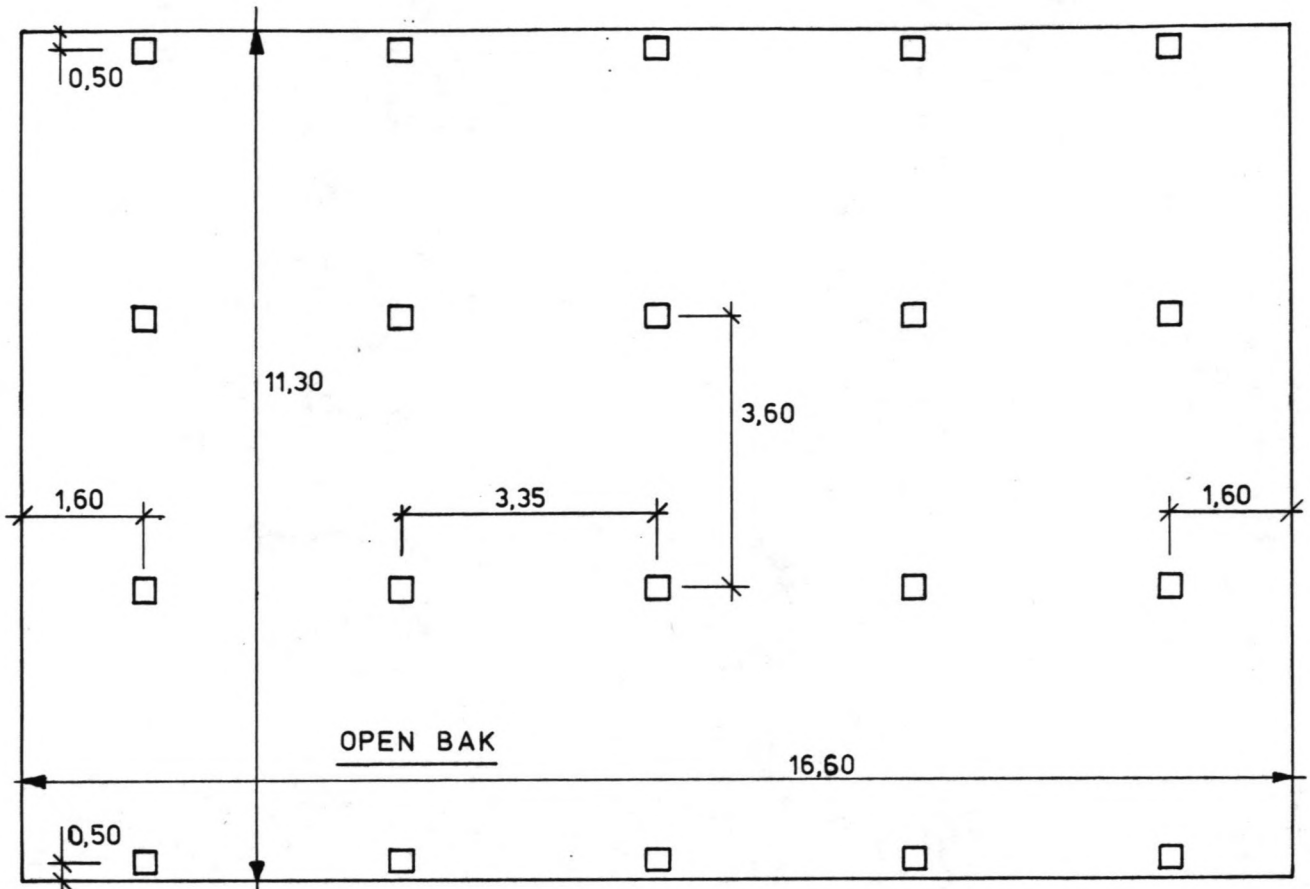
Voor de paal fundering zijn er nu de volgende mogelijkheden:

<u>Open bak</u>	formaat	stramien
30 palen	20 x 20	2,70 x 2,77 ( 7,48 m <sup>2</sup> )
20 palen	30 x 30	3,60 x 3,32 (11,95 m <sup>2</sup> )
16 palen	40 x 40	3,60 x 4,15 (14,94 m <sup>2</sup> )

<u>Gesloten tunneldeel</u>	formaat	stramien
24 palen	20 x 20	3,60 x 2,77 ( 9,97 m <sup>2</sup> )
16 palen	30 x 30	3,60 x 4,15 (14,94 m <sup>2</sup> )
12 palen	40 x 40	5,40 x 4,15 (22,41 m <sup>2</sup> )
		of 3,60 x 5,53 (19,91 m <sup>2</sup> )

Uit de mogelijke paalfunderingen moet nu een definitieve keuze worden gemaakt. Als voorwaarde wordt gesteld dat voor de gehele fundering slechts één type paal met één standaardlengte wordt toegepast. De voorkeur gaat dan uit naar palen van 30 x 30 cm met een lengte van





Fundering met trekpalen  
□ 30 x 30 cm, lengte 8m.

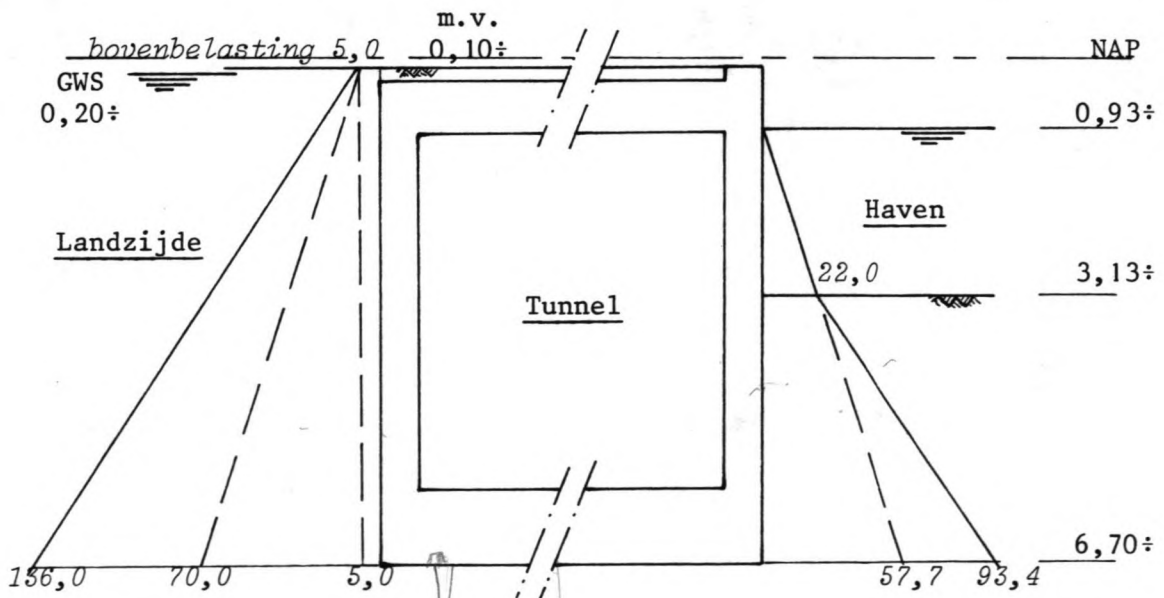
FIGUUR 11.

8 m. De toelaatbare belasting van deze paal biedt een redelijk optimum in het systeem van de optredende belastingen en de mogelijke indelingen van het palenveld. Palen van 40 x 40 cm hebben weliswaar het voordeel dat met een kleidner aantal kan worden volstaan, maar de verdeling van de palen is minder optimaal en de concentratie van de belastingen in de konstruktie wordt aanmerkelijk groter.

Een schema van de gekozen paalfundering voor het gesloten tunneldeel en de open bak is gegeven in figuur 11 op blz.50 .

#### 6.4. Horizontaal evenwicht

Voor de tunnelkonstruktie geldt algemeen dat de horizontale belastingen symmetrisch zijn en dus geen gevolgen hebben voor de fundering. Alleen bij het gesloten tunneldeel langs de kade kunnen zich problemen voordoen, omdat daar aan één zijde over een deel van de hoogte de grondaanvulling ontbreekt. Behalve door de grond kan zich bovendien een horizontale belasting voordoen door waterstandsverschillen ter weerszijden van de tunnel. De extreme combinatie van belastingen is schematisch weergegeven in figuur 12.



Figuur 12. Verticale grond-, korrel- en waterspanningen t.p.v. de kade. (spanningen in  $\text{kN/m}^2$ )

*Dat geldt voor zand.  
Hutten en hier geen  
potten.*

Voor de actieve en de passieve gronddruk worden respectievelijk de coëfficiënten 0,33 en 3,0 aangehouden. Op de landzijde van de tunnel werken dan de krachten:

t.g.v. water:	$\frac{1}{2} \cdot 65,0$	$6,50 \cdot \frac{1}{2} \cdot 65,0$	=	211,3 kN	(op 4,53÷)
t.g.v. bovenbelasting:	$6,60 \cdot 0,33$	$5,0$	=	11,0 kN	(op 3,40÷)
t.g.v. grond:	$6,60 \cdot 0,33$	$\cdot \frac{1}{2} \cdot 66,0$	=	72,6 kN	(op 4,50÷)
				<hr/>	
				294,9 kN	

Aan de havenzijde:

t.g.v. water:	$5,77 \cdot \frac{1}{2}$	$57,7$	=	166,5 kN	(op 4,78÷)
t.g.v. grond:	$3,57 \cdot \frac{1}{2}$	$3,0 \cdot 35,7$	=	191,2 kN	(op 5,51÷)
				<hr/>	
				357,7 kN	

Er wordt dus aan het horizontale evenwicht voldaan en wel met een veiligheid van  $357,7 / 294,9 = 1,2$ , hetgeen voldoende is. *De vraag is echter of de moffanten, vooral aan de m.h.o. de palen.*

Een ander aspekt is nog dat de horizontale krachten niet op dezelfde hoogte aangrijpen, zodat ook het evenwicht van de momenten moet worden gecontroleerd. Als gevolg van de horizontale belastingen bedraagt het op te nemen moment t.o.v. het zwaartepunt van de konstruktie (3,50 m ÷):

$$-211,3 \cdot 1,03 + 11,0 \cdot 0,10 - 72,6 \cdot 1,00 + 166,5 \cdot 1,28 + 191,2 \cdot 2,01 = + 308,3 \text{ kNm}$$

Om dit moment te compenseren moet op de vloer een koppel werken van 27,3 kNm met een arm van 11,30 m. Deze krachten zijn relatief gering ten opzichte van de overige belastingen op de fundering. In het geval van de paalfundering zou het een gering verschil in de belasting van de palen betekenen. Voor de fundering op staal vormt het een klein positief effect, omdat het koppel een extra neerwaartse kracht betekent aan de havenzijde en de opwaartse kracht aan de landzijde eenvoudig geleverd kan worden door het meewerkende grondmassief.

6.5. Zetting van de tunnelkonstruktie

Bij een evaluatie van de te verwachten zettingen spelen steeds twee aspecten een rol: de aard en structuur van de bodem én de belastingen die via de konstruktie en de fundering aan de ondergrond worden afgedragen.

Ten aanzien van de bodem is in de inleiding al opgemerkt dat deze zeer homogeen is samengesteld. In relatie tot de konstruktie treedt er alleen aan het begin en einde van de tunnel een verandering op. Daar namelijk doorsnijdt de tunnel de zandlaag welke op de klei is afgezet. Aan de zuid-oostkant is de zandlaag zo dun dat de open bak toch volledig op de kleilaag rust. Aan de westkant ligt ongeveer 40 m van de open bak in het zand. Dit kan tot gevolg hebben dat de belastingen in het zand worden gespreid en zo minder zetting van de ondergrond geven. Hierop wordt in het volgende nog nader ingegaan.

In de gebruiksfase geldt dat de resultante van de belastingen op de konstruktie voor het merendeel van de konstruktie een opwaartse druk is, welke evenwicht maakt met het meewerkende grondmassief op de oren of de trekkracht in de palen. Alleen in een extreme situatie met de grootst mogelijke waarden voor de veranderlijke belastingen kan er ter plaatse van de Bosweg sprake zijn van een geringe druk op de ondergrond. Voor het grootste deel van de konstruktie is daarom geen specifieke zetting van de ondergrond te verwachten.

In de bouwfase ontbreekt uiteraard de opwaartse druk van het water en is wel sprake van belastingen door het eigen gewicht van de konstruktie en de bouwactiviteiten. Ook dit zal echter geen zetting tot gevolg hebben, omdat ten behou<sup>e</sup>ve van de bouw eerst wordt ontgraven hetgeen een veel grotere ontlasting van de ondergrond betekent. Bovendien is de bouwfase slechts van beperkte duur, terwijl de zetting van klei meer op langere termijn een rol speelt.

Met betrekking tot de belastingen ligt de situatie anders bij de ondiep gelegen open bakken aan het begin en einde van de tunnel. Over een lengte van ongeveer 80 m (tot  $\pm 3,50$  m  $\pm$ NAP) is de opwaartse druk van het grondwater ondergeschikt aan het eigen gewicht van de konstruktie en de veranderlijke belasting. Omdat deze gedeelten zeker op staal worden gefundeerd moet de zetting hier wel worden gecontroleerd. Overigens neemt de belasting op de ondergrond in de lengterichting maar geleidelijk toe en bereikt deze geen grote waarden zodat zich waarschijnlijk geen ontoelaatbare zettingen voor zullen doen.

Specifieke aandacht moet wel worden besteed aan het deel aan de westkant van de tunnel. De eerste delen van de open bak zijn daar gefundeerd op de zandlaag, maar volgende delen rusten op de klei zonder

$$W = \rho \cdot \bar{v}_a \cdot \Delta l \cdot 10^{-7}$$

$$\Delta l = \xi_2 (2\bar{c} + \xi_3 \frac{\phi_{km}}{w_2})$$

$\xi_2$  afh. standaard

$\xi_3$  buigings- of trek.

Waar zit de bodembewaling

dat al een aanmerkelijke opwaartse waterdruk aanwezig is. Met name de zetting van dit tussenliggende element van de open bak moet daarom worden gecontroleerd. Zonodig zou hier de klei over enige diepte moeten worden vervangen door zand.

## 7. BETONKONSTRUKTIE

### 7.1. Keuze van de materialen

Voor deze in het werk te storten betonconstructie komen in aanmerking de betonkwaliteiten B17,5, B22,5 en B30. Een keuze hieruit heeft consequenties voor de afmetingen van de constructie en is ook van belang voor de optredende scheurwijdte. Bij een sterke betonkwaliteit zal de wapening eerder overgedimensioneerd moeten worden, om toch aan de scheurwijdte-eis te voldoen. Hier wordt daarom voor de betonkwaliteit B22,5 gekozen.

*Ih denk dat de reden eerder zal zijn:  
B30 is niet mogelijk te halen daarom.*

In de uitvoering kan de betonklasse II worden aangehouden. Hierbij worden, behalve voor het gehalte aan fijn materiaal en het minimale cementgehalte, geen voor schriften gegeven voor de korrelverdeling van het toeslagmengsel, noch voor de samenstelling van de betonspecie. De samenstelling van de betonspecie en de eigenschappen van het verharde beton moeten geheel beoordeeld worden aan de hand van vooraf uitgevoerde geschiktheidsproeven. Gelet op de omvang van het werk is dit goed uitvoerbaar en levert de vrijere betonsamenstelling aanzienlijk voordeel.

Naar consistentiegebied bestaat een keuze tussen 2 (halfplastisch) en 3 (plastisch). Consistentiegebied 1 (aardvochtig) is niet op de bouwplaats verwerkbaar. Hoewel 3 beter verwerkbaar is wordt hier toch voor 2 gekozen, omdat dit een geringer poriënvolume geeft en daarmee gunstiger voor een constructie in grondwater is.

Ten aanzien van de cementkwaliteit wordt gekozen voor klasse A welke een normale aanvangsterkte heeft. Een hoge aanvangsterkte (B of C) is hier niet vereist en heeft bovendien een groter risico van scheurvorming door een sterkere krimp bij het fijner gemalen cement.

Voor het wapeningsstaal wordt in deze constructie FeB 400 HW toegepast.

Tenslotte wordt voor de betondekking 30 mm aangehouden. De minimum eis varieert hier in een vochtig milieu afhankelijk van het constructieonderdeel van 15 mm tot 25 mm. I.v.m. de scheurwijdte wordt echter een wat grotere waarde gekozen die dan voor de gehele constructie kan gelden.

## 7.2. Dak van de tunnel

Op grond van de belastingen in tabel 6 (blz. ) zal eerst nagegaan moeten worden welke doorsnede (ter plaatse van de Bosweg of van de kade) maatgevend is. Hiertoe zal voor beide doorsneden het bezwijkmoment worden berekend. Gelet op de relatief dunne wanden zal het inklemmingsmoment worden verwaarloosd.

*dat ligt nu zeer ongeveer gelijk aan de verhouding in de B, bij de D*

### Bosweg

gelijkmatig verdeelde belasting:  $q = 16,8 + 21,0 + 7,4 = 45,2 \text{ kN/m}^2$   
overspanning van het dak:  $l = 10,37 \text{ m}$   
bezwijkmoment:  $M_u = \frac{1}{8} \cdot 1,7 \cdot q \cdot l^2 = \underline{1033} \text{ kNm/m}$

### Kade

gelijkmatig verdeelde belasting:  $q = 16,8 + 4,1 + 2,0 = 22,9 \text{ kN/m}^2$   
moment:  $M = \frac{1}{8} \cdot 1,7 \cdot q \cdot l^2 = 523 \text{ kNm/m}$   
laststelsel:  $3 \times F$ , met  $F = 100 \text{ kN}$

Voor de berekening van het moment t.g.v. dit laststelsel mag volgens de VB art. E-309 een strook ter breedte B worden aangehouden waarover de last wordt afgedragen. Het maximale moment treedt op wanneer het laststelsel in het midden van de tunnel staat. Voor B mag dan de afstand tussen de momentennulpunten worden gekozen welke voor het dak van de tunnel wordt geschat op 8 m. Omdat sprake is van 3 lasten en de stroken elkaar overlappen moet voor het totale bezwijkmoment een factor 3 worden ingevoerd.

moment:  $M = 3 \cdot \frac{\frac{1}{4} \cdot 1,7 \cdot F \cdot l}{B} = 165 \text{ kNm/m}$   
totale bezwijkmoment:  $M_u = 523 + 165 = \underline{688} \text{ kNm/m}$

De doorsnede ter plaatse van de Bosweg blijkt maatgevend. Voor het wapeningspercentage kan nu met behulp van de GTB tabel 11.3.c worden berekend:

$$\frac{M_u}{b \cdot h^2} = \frac{1033}{1 \cdot (0,70 - 0,03)^2} = 2301 \text{ kN/m}^2 \quad \text{en} \quad \omega_0 = 0,62 \%$$

Voor de maximale dwarskracht wordt in deze doorsnede gevonden:

$$T_u = \frac{1}{2} \cdot 1,7 \cdot q \cdot l = 398 \text{ kN}$$
$$\tau_d = \frac{T_u}{b \cdot h} = \frac{398 \cdot 10^3}{10^3 \cdot 670} = 0,59 \text{ N/mm}^2 < \tau_1 (= 0,65 \text{ N/mm}^2)$$

De schuifspanning is kleiner dan de grensschuifspanning  $\tau_1$ , zodat er geen dwarskrachtwapening vereist is.

### 7.3. Wanden van de tunnel

De wand van de tunnel wordt belast door de horizontale grondspanning. De grootte hiervan is afhankelijk van de diepte en van de aanwezige bovenbelasting. Maatgevend hiervoor is weer de situatie ter plaatse van de Bosweg. De grootste verticale grondspanning wordt bepaald door:

- bovenbelasting:  $7,4 \text{ kN/m}^2$
- hoogste grondwaterstand:  $0,20 \text{ m } \mp \text{NAP}$
- volume gewicht van de grond:  $\gamma_{\text{vochtig}} = 17,5 \text{ kN/m}^3$   
 $\gamma_{\text{nat}} = 20,0 \text{ kN/m}^3$

Het verloop van de verticale grondspanning en de hydrostatische druk is weergegeven in figuur 13. Voor de horizontale korrelspanningen wordt een coëfficiënt voor de neutrale gronddruk ingevoerd welke voor aanvulzand wordt geschat op  $\lambda_n = 0,5$ .

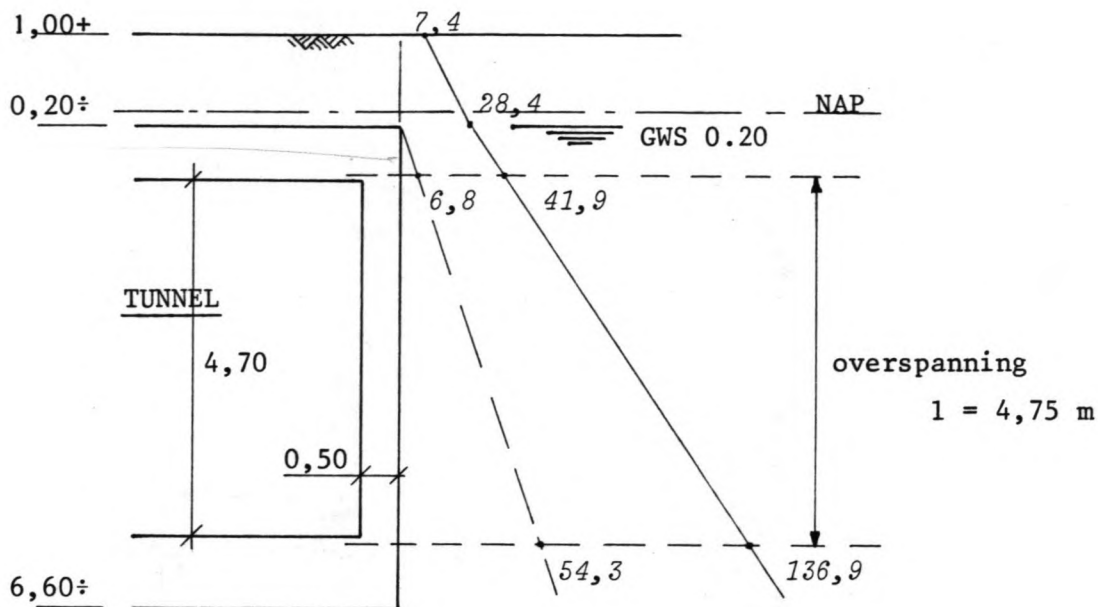
Voor een schatting van de momenten in de wand wordt de belasting gelijkmatig verdeeld gedacht over de hoogte.

De totale kracht op de wand bedraagt (zie ook fig. 13):

$$\begin{array}{rcl} \text{t.g.v. water:} & 4,75 \cdot (6,8 + \frac{1}{2} \cdot 47,5) & = 145,1 \text{ kN} \\ \text{t.g.v. grond:} & 0,5 \cdot 4,75 \cdot (35,1 + \frac{1}{2} \cdot 47,5) & = 131,8 \text{ kN} \\ & & \underline{\quad\quad\quad} + \\ & & 276,9 \text{ kN} \end{array}$$

Gelijkmatig verdeeld betekent dit:  $q = \frac{276,9}{4,75} = 58,3 \text{ kN/m}^2$ .





Figuur 13. Verticale grond- en waterspanningen t.p.v. de Bosweg.  
(spanningen in  $\text{kN/m}^2$ )

Voor de berekening van het maatgevende moment is er in ieder geval sprake van een volledige inklemming van de wand. Dit zou betekenen:

$$M = \frac{1}{12} \cdot 1,7 \cdot q \cdot l^2 = 186 \text{ kNm/m}$$

Wanneer echter het inklemmingsmoment vanuit het dak wordt beschouwd, dan bedraagt dit:

$$M_{\text{dak}} = \frac{1}{12} \cdot 1,7 \cdot 45,2 \cdot (10,37)^2 = 689 \text{ kNm/m (zie par. 7.2)}$$

Het verschil tussen beide momenten is 503 kNm. Gelet op de buigstijfheid en de overspanning van het dak en van de wand wordt het werkelijke inklemmingsmoment geschat op 386 kNm. Dit is dan tevens het bezwijkmoment  $M_u$  in de wand.

Het wapeningspercentage bedraagt hierbij:

$$\frac{M_u}{b \cdot h^2} = \frac{386}{1 \cdot (0,50 - 0,03)^2} = 1747 \text{ kN/m}^2 \quad \text{en} \quad \omega_0 = 0,46 \%$$

De dwarskracht bedraagt bij de aansluiting op de vloer:

$$\begin{aligned} \text{t.g.v. water: } & 4,75 \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot 6,8 + \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot 47,5 \right) = 91,4 \text{ kN} \\ \text{t.g.v. grond: } & 0,5 \cdot 4,75 \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot 28,4 + \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot 54,2 \right) = 76,6 \text{ kN} \\ & \underline{\hspace{1cm}} + \\ & 168,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

*?*  
*Ik begrijp het verschil niet.*  
*Hier is dit bepaald?*

Onder invloed van het inklemmingsmoment bij het dak zou deze dwarskracht enigszins worden gereduceerd. Voor de berekening wordt dit effect echter buiten beschouwing gelaten.

$$T_u = 1,7 \cdot 168,0 = 285,6 \text{ kN}$$

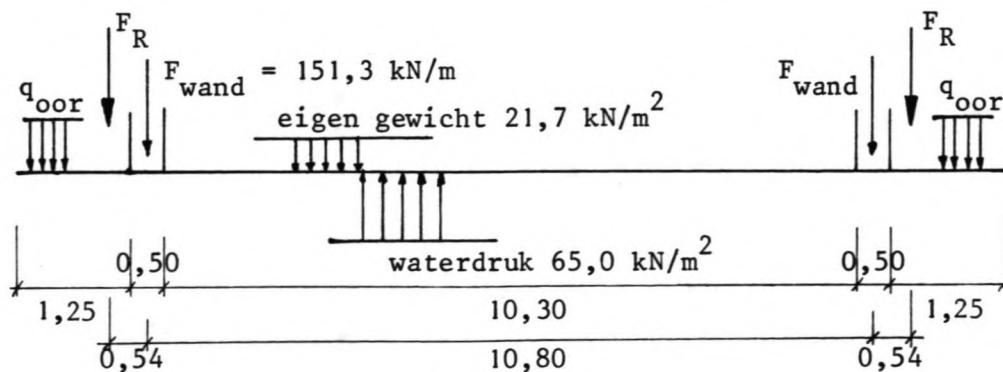
$$\tau_d = \frac{T_u}{b \cdot h} = \frac{285,6 \cdot 10^3}{10^3 \cdot 470} = 0,60 \text{ N/mm}^2 < \tau_1 (= 0,65 \text{ N/mm}^2)$$

Hoewel de wand voor het maatgevende moment nogal is overgedimensioneerd en daardoor een relatief laag wapeningspercentage optreedt, blijkt de dikte wel goed gekozen in verband met de dwarskracht. De dikte van de wand zou wel aangepast kunnen worden, met een hoger wapeningspercentage en dwarskrachtwapening, maar dit wordt achterwege gelaten, omdat het grotere eigen gewicht een gunstige factor vormt in het ontwerp van de tunnel.

#### 7.4. Vloer van de tunnel

##### 7.4.1. Fundering op staal

De belastingen voor het maatgevende moment in de vloer zijn in principe dezelfde als bij het ontwerp van de fundering op staal. De opwaartse waterdruk bij de hoogste grondwaterstand wordt alleen gereduceerd door het eigen gewicht en in het evenwicht wordt voorzien door de verticale belasting uit de wand en de gronddruk op de oren. De belastingen en reacties zijn noemens samengevat in figuur 14. Voor de belasting op de oren wordt nu de veiligheidsfactor tegen opdrijven (1,2) buiten beschouwing gelaten.



Figuur 14.

8

De belasting op de oren is volgens het verticale evenwicht:

$$F_{\text{oor}} = \frac{1}{2} \cdot (65,0 - 21,7) \cdot 11,30 - 151,3 = 93,3 \text{ kN/m}$$
$$q_{\text{oor}} = \frac{93,3}{1,25} = 74,7 \text{ kN/m}^2$$

De resultante van de oplegreakties via de wand en via het oor bevindt zich ten opzichte van het hart van de wand op:

$$\frac{93,3}{151,3} \cdot 0,875 = 0,54 \text{ m.}$$

Voor de berekening van het bezwijkmoment wordt dus voor de overspanning aangehouden:

$$l = 10,80 + 2 \cdot 0,54 = 11,88 \text{ m.}$$

Verder wordt de geringe reductie wegens het inklemmingsmoment van de wand voor de berekening verwaarloosd en wordt er overigens vanuit gegaan dat de vloer in de grond als vrij opgelegd kan worden beschouwd. Het bezwijkmoment bedraagt:

$$M_u = \frac{1}{8} \cdot 1,7 \cdot q \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 1,7 \cdot (65,0 - 21,7) \cdot (11,88)^2 = 1299 \text{ kNm/m}$$

Het wapeningspercentage wordt dan bij de dikte van 0,91 m in het midden van de vloer:

$$\frac{M_u}{b \cdot h^2} = \frac{1299}{1 \cdot (0,91 - 0,03)^2} = 1677 \text{ kN/m}^2 \quad \text{en} \quad \omega_0 = 0,44 \%$$

De dwarskracht bij de wand is:

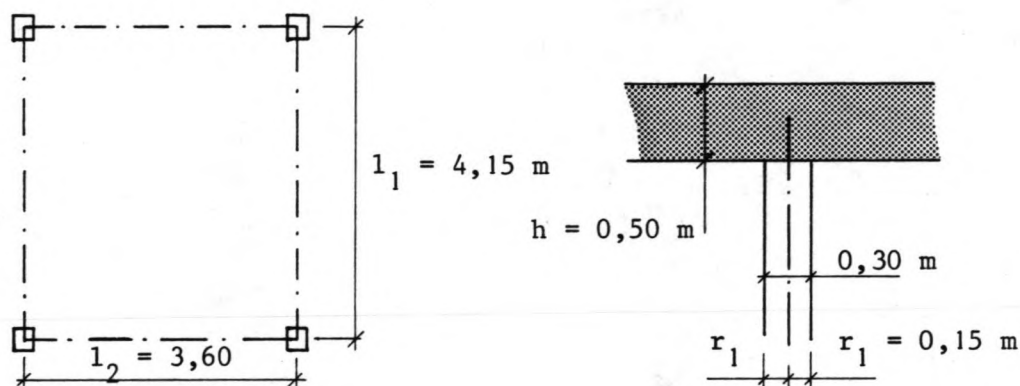
$$T_u = 1,7 \cdot (151,3 + 93,3) = 415,8 \text{ kN/m}$$
$$\tau_d = \frac{T_u}{b \cdot h} = \frac{415,8 \cdot 10^3}{10^3 \cdot 795} = 0,50 \text{ N/mm}^2 < \tau_1 (= 0,65 \text{ N/mm}^2)$$

Het wapeningspercentage en de schuifspanning zijn beide betrekkelijk laag, zodat in principe met een geringere vloerdikte zou kunnen worden volstaan. Zoals al meer opgemerkt is het eigen gewicht echter ook van belang om het opdrijven te voorkomen. Bovendien betekent een vermindering van het eigen gewicht dat de resulterende belasting op de vloer toeneemt en dus ook het bezwijkmoment en de dwarskracht. De besparing op de dikte van de vloer kan daardoor minder groot zijn dan op het eerste gezicht lijkt. Om deze redenen wordt toch de oorspronkelijk gekozen dikte aangehouden.

c

### 7.4.2. Fundering met trekpalen

In dit geval wordt de vloer in het veld ondersteund door trekpalen (30 x 30 cm) en aan de zijden ondersteund door de wanden. De maatgevende belasting wordt evenals bij de fundering op staal gevormd door de grootste waterdruk verminderd met het eigen gewicht. Het maatgevende moment voor de dikte van de vloer treedt op in het gedeelte dat wordt ondersteund door de trekpalen. Een indicatie voor de grootte van dit moment kan worden gevonden door de konstruktie volgens de VB art. E-308.5 te beschouwen als een paddestoelvloer (zie figuur 15).



Figuur 15.

Voor het vloerveld kan dan een grootste momentensom worden berekend volgens art. E-308.5.2:

$$M_0 = \frac{1}{8} \cdot Q_d \cdot l_1 \cdot \left( 1 - \frac{4 \cdot r_1}{3 \cdot l_1} \right)^2$$

waarin:

$M_0$  = de som van absolute waarden van het inklemmingsmoment boven de paal en het maximale veldmoment;

$Q_d = q \cdot l_1 \cdot l_2$  = de totale belasting op het veld;

$r_1$  = de straal van de inklemmingscirkel, welke kan worden beschreven binnen de rechthoekige paalkop.

Voor de belasting op de vloer ( $q$ ) wordt hier rekening gehouden met een kleinere schatting voor de benodigde dikte van de vloer ( $h = 0,50 \text{ m}$ ).

De belasting wordt dan:

$$q = 65,0 - 0,50 \cdot 24,0 = 53,0 \text{ kN/m}^2$$

Dit bereikt nergens op. Wie word is ook de  
verdielt van kuit als  $\infty$  stijf d.o.v. de pelen  
te beschouwen.

De berekening van de vloer zal nu eerst worden uitgevoerd op basis van de momentensom, waarbij dus het werkelijke bezwijkmoment aanzienlijk wordt overschat.

$$M_u = \frac{1}{8} \cdot 1,7 \cdot 53,0 \cdot 3,60 \cdot (4,15)^2 \cdot \left(1 - \frac{4 \cdot 0,15}{3 \cdot 4,15}\right)^2 = 633 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_u}{b \cdot h^2} = \frac{633}{1 \cdot (0,50 - 0,03)^2} = 2866 \text{ kN/m}^2 \quad \text{en} \quad \omega_0 = 0,79 \%$$

De grootte van de schuifspanning kan worden berekend volgens art. E-504.1.b (ponsberekening). De maximale schuifspanning wordt daarbij aangenomen in een kegelvlak rond de paalkop. De hoogte daarvan is de nuttige vloerdikte (h) en de gemiddelde middellijn is h + d, met d de middellijn van het lastvlak. In verband met de rechthoekige palen moet d hier worden benaderd volgens:

$$d = \frac{2 \cdot (a + b)}{\pi} = \frac{2 \cdot (0,3 + 0,3)}{\pi} = 0,38 \text{ m} \quad (\text{a en b zijn de zijden van de paal})$$

De schuifspanning bedraagt dan:

$$\tau_d = \frac{F_d}{\pi \cdot h \cdot (h + d)} = \frac{1,7 \cdot 53,0 \cdot 10^3 \cdot 4,15 \cdot 3,60}{\pi \cdot 470 \cdot (470 + 380)} = 1,1 \text{ N/mm}^2$$

Voor de betonkwaliteit B22,5 gelden de grensschuifspanningen:

$$\tau_1 = 0,65 \text{ N/mm}^2 \quad \text{en} \quad \tau_2 = 4,5 \text{ N/mm}^2$$

Hier geldt  $\tau_1 < \tau_d < \tau_2$ , dus de doorsnede moet worden voorzien van dwarskrachtwapening, maar is overigens voldoende ruim gedimensioneerd.

← { Uit deze controleberekeningen voor het bezwijkmoment en de dwarskracht kan worden geconcludeerd dat met de aangepaste vloerdikte van 50 cm ruimschoots aan de sterkte-eisen kan worden voldaan. Bij het ontwerp van de paalfundering is echter ook als eis gesteld dat de buigstijfheid van de vloer voldoende groot moet zijn om een enigszins gelijkmatige belasting van de trekpalen te bereiken. Aan deze eis zal bij de aangepaste vloerdikte moeilijk kunnen worden voldaan, omdat dan het wapeningspercentage aanzienlijk zou moeten worden verhoogd. Het is dan voordeliger om toch een dikkere vloer aan te houden (met de extra reductie van de opwaartse belasting) bij een relatief laag wapeningspercentage.

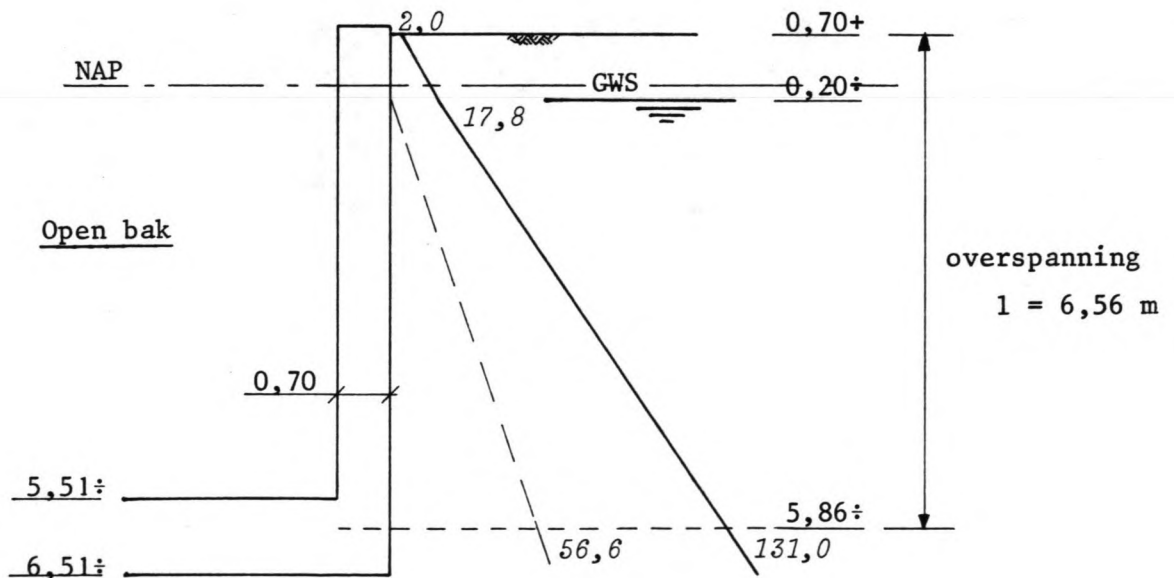
*Ile denk, dat dat in werke ligt hard geen eis zal zij*

Het alternatief zou uiteraard zijn om een geheel ander ontwerp voor de paalfundering te maken gebaseerd op een geringe buigstijfheid van

de vloer, dus zonder een aanmerkelijke spreiding van de belastingen in de konstruktie. Er zouden dan meer palen in het veld geplaatst moeten worden en nauwelijks of geen palen onder de wanden. Bij het maken van de afweging tussen de fundering op staal en een fundering op palen zou deze mogelijkheid als een tweede alternatief kunnen worden beschouwd.

### 7.5. Wanden van de open bak

De grootste belasting op de wand doet zich voor bij de westelijke open bak waar de wand juist voor de overgang naar het gesloten tunneldeel de grootste hoogte heeft. Een overzicht van de verticale grondspanning en de waterspanning is gegeven in figuur 16. Voor de berekening van de spanningen wordt verwezen naar de gegevens in par. 7.3. Voor de bovenbelasting wordt  $2 \text{ kN/m}^2$  aangehouden (zie hoofdstuk 5).



Figuur 16.

Voor het inklemmingsmoment in de wand kunnen nu de volgende bijdragen worden berekend:

t.g.v. bovenbelasting:	$\frac{1}{2} \cdot 0,5 \cdot 2 \cdot (6,56)^2$	=	22 kNm
t.g.v. droge grond:	$0,5 \cdot 15,8 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,90 \cdot 5,96$	=	21 kNm
idem	$:\frac{1}{2} \cdot 0,5 \cdot 15,8 \cdot (5,66)^2$	=	127 kNm
t.g.v. water:	$\frac{1}{6} \cdot 56,6 \cdot (5,66)^2$	=	302 kNm
t.g.v. natte grond:	$\frac{1}{6} \cdot 0,5 \cdot 56,6 \cdot (5,66)^2$	=	151 kNm
			+ 623 kNm

Voor het bezwijkmoment en wapeningspercentage wordt gevonden:

$$M_u = 1,7 \cdot 623 = 1059 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_u}{b \cdot h^2} = \frac{1059}{1 \cdot (0,70 - 0,03)^2} = 2359 \text{ kN/m}^2 \quad \text{en} \quad \omega_0 = 0,64 \%$$

Voor de dwarskracht kan evenzo worden berekend:

t.g.v. bovenbelasting:	0,5 · 2,0 · 6,56	=	6,6 kN
t.g.v. droge grond:	0,5 · 15,8 · ½ · 0,90	=	3,6 kN
idem	: 0,5 · 15,8 · 5,66	=	44,7 kN
t.g.v. water:	½ · 56,6 · 5,66	=	160,2 kN
t.g.v. natte grond:	½ · 0,5 · 56,6 · 5,66	=	80,1 kN
			+ 295,2 kN

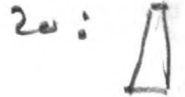
Dit geeft voor de schuifspanning:

$$\tau_d = \frac{1,7 \cdot 295,2 \cdot 10^3}{10^3 \cdot 670} = 0,75 \text{ N/mm}^2 > \tau_1 (= 0,65 \text{ N/mm}^2)$$

De schuifspanning bedraagt meer dan de toelaatbare schuifspanning  $\tau_1$  in de betondoorsnede. Er zal daarom dwarskrachtwapening in de doorsnede moeten worden aangebracht, ofwel voor een plaatselijke verdikking van de wand worden gekozen. Een verzwaring van de wand over de gehele hoogte kan ook een oplossing zijn, maar kost relatief meer materiaal. Dit vormt uiteraard geen bezwaar wanneer deze extra massa tevens bruikbaar is tegen het opdrijven.

De dimensionering geeft in verband met het inklemmingsmoment geen problemen.

*Ih denk  
dat je op  
sterkheid  
luna ges  
dwarskracht  
wapening hebt  
Bemudein  
de kland  
niet plaatselijk  
verdichten, want*



### 7.6. Vloer van de open bak

#### 7.6.1. Fundering op staal

De maatgevende doorsnede ligt terplaatse van het diepste punt van de oostelijke open bak. De belastingen op de vloer zijn hier nog vrijwel even groot als op de vloer van het gesloten tunneldeel. Er komt nu echter als extra belasting bij het inklemmingsmoment uit de wand en een groter eigen gewicht van de vloer.

In paragraaf 7.5. is voor het inklemmingsmoment berekend:

$$M_{u,wand} = 1,7 \cdot 623 = 1059 \text{ kNm/m}$$



Het grotere eigen gewicht (+ 0,30 m) betekent voor de gelijkmatig verdeelde belasting op de vloer:

$$q_{\text{vloer}} = 65,0 - (21,7 + 0,3 \cdot 24) = 36,1 \text{ kN/m}^2$$

en het veldmoment:

$$M_{\text{u,veld}} = \frac{1}{8} \cdot 1,7 \cdot 36,1 \cdot (11,88)^2 = 1082 \text{ kNm/m}$$

Met het inklemmingsmoment uit de wand wordt het moment in het veld dus vrijwel tot nul gereduceerd en moet de vloer vooral op dit inklemmingsmoment worden gewapend. Overigens krijgt de vloer een dikte van gemiddeld 1,20 m zodat nog met een laag wapeningspercentage kan worden volstaan.

Ten aanzien van de grootste dwarskracht in de vloer bij de aansluiting op de wand wordt opgemerkt dat deze door het grotere eigen gewicht afneemt, maar verder niet maatgevend is.

#### 7.6.2. Fundering met trekpalen

Ook hierbij wordt de vloer beschouwd ter plaatse van het diepste punt van de oostelijke open bak. Ten opzichte van de vloer in het gesloten tunneldeel is er nu alleen sprake van een extra belasting door het inklemmingsmoment uit de wand (1059 kNm/m). Dit is echter aanzienlijk groter dan de momentensom van veld- en steunpuntsmomenten uit paragraaf 7.4.2 (633 kNm/m). Bij het ontwerp van de wapening is de grootte van het inklemmingsmoment dan ook bepalend, zowel bij de aansluiting van de vloer op de wand als in de vloer boven de palen. Bij de vloerdikte van gemiddeld 0,90 m zal het wapeningspercentage relatief laag blijven. In de wand bedraagt dit namelijk 0,64 % bij een dikte van 0,70 m. Eén en ander geldt uiteraard onder de voorwaarde dat de vloer voldoende buigstijfheid heeft om een gelijkmatige belasting van de trekpalen te bewerkstelligen.

Het inklemmingsmoment heeft overigens geen invloed op de grootte van de dwarskracht in de vloer, zodat hiervoor verder kan worden verwezen naar de vloer in het gesloten tunneldeel.

Wat is voldoende?

Ja zeker: het moment in combinatie met de dwarskracht

## LITERATUURLIJST

1. J.H.Hendriks en A.v.d.Veen: Exploratief onderzoek "barrièrewerking van wegen"; afstudeerverslag vakgroepen verkeerskunde en algemene civiele techniek, afdeling Civiele Techniek van de Technische Hogeschool Delft, mei 1984.
2. J.H.Hendriks: Barrièrewerking Provinciale weg Sla in Leek; deelontwerp vakgroep verkeerskunde, afdeling Civiele Techniek van de T.H.Delft, mei 1984.
3. Ambtelijke werkgroep provincies Groningen en Drente alsmede de gemeenten Leek en Roden: Wegverbinding Roden - Leek - Rijksweg 43; voorlichtingsafdelingen betrokken overheden, 1980.
4. prof. ir. W.A.Segeren en ir. H.Hengeveld: Bouwrijp maken van terreinen; Uitgave 99 Stichting Bouwresearch, Kluwer Technische Boeken B.V., Deventer 1984.
5. Grondonderzoek t.b.v. tunnel in toekomstige rondweg te Leek; intern rapport, Provinciale Waterstaat Groningen, nog te verschijnen.
6. Werkgroep regionaal geohydrologisch onderzoek in de provincie Drenthe - Gegevens uit geohydrologisch onderzoek ten behoeve van de planning van grondwateronttrekking 1969 - 1975.
7. prof. ir. J.Volmuller: "Beginselen verkeerstechniek" collegediktaat e10, Technische Hogeschool Delft, 1976.
8. prof. dr. ir. M.deVries: "Vloeistofmechanica" collegediktaat b72, Technische Hogeschool Delft, september 1976.
9. S.Leliavsky: Irrigation Engineering - Syphons, Weirs and Locks; Design Textbooks in Civil Engineering: volume II; London 1965.

10. ing. F.Wigbout: Handboek bekistingen; Stubeco, aangesloten bij de betonvereniging, Zoetermeer.
11. ir. H.J.W.Riethoff: Funderingstechnieken, bewerkt naar de colleges van prof. ir. A.F.van Weele (g80); Technische Hogeschool Delft, augustus 1981.
12. tijdschrift Civiele & bouwkundige techniek: Sonderen, praktijkervaringen met de CPT-methode; uitgave Misset/Kivi, nummer 3 mei 1982.



schaal 1:25000  
0 1km



- provinciegrens
- bebouwing
- industrie
- recreatie
- natuurgebied
- ecologisch kwetsbaar gebied
- landbouwgebied in zeer kwetsbaar landschap / agrarisch recreatiegebied
- landbouwgebied in landschap met kwetsbare hoofdstructuur / agrarisch productiegebied met recreatieve betekenis
- landbouwgebied / agrarisch productiegebied
- stadsgewestelijk of regionaal recreatiegebied
- zone voor extensieve recreatie
- rijksweg
- belangrijke wegen, bestand
- belangrijke wegen, ontworpen
- spoorweg, in studie
- goederenspoor
- kanalen
- rioolwaterzuiveringsinstallatie
- gasleidingen ø 150mm en groter
- waterleidingen ø 200 mm en groter
- waterwingebied
- alternatieven wegtracé's

Wegverbinding r.w. 43-Leek-Roden  
ruimtelijke gegevens en tracéstudie's

6 varianten ter  
nader onderzoek

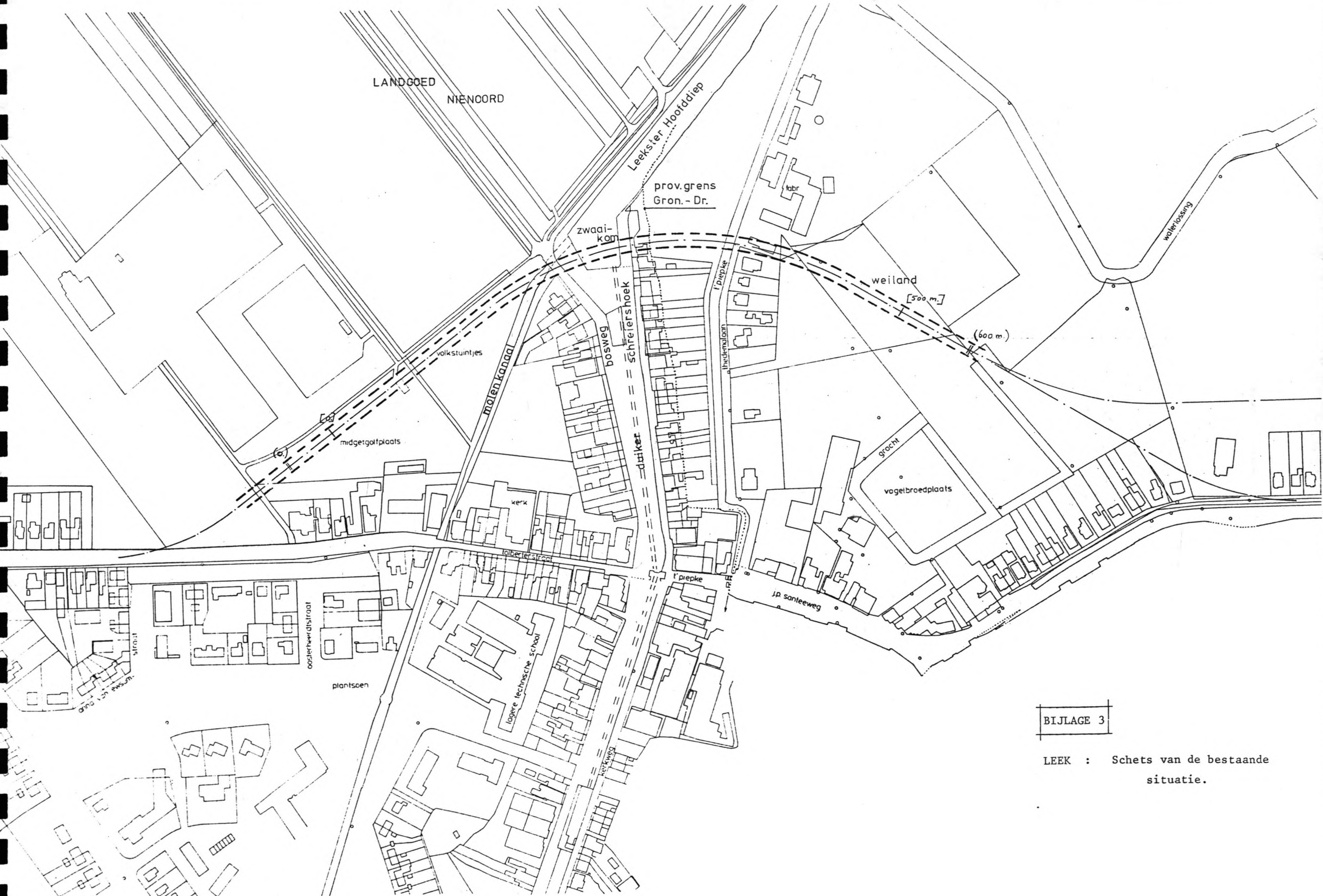
57.6000

LEEK

57.5000

BIJLAGE 2





LANDGOED NIENCOORD

prov. grens Gron. - Dr.

zwaai-kom

weiland [500 m.]

(600 m.)

volkstuintjes

midgetgolfplaats

molenkanaal

bosweg

schreiershoek

dijkker

t'piepke

t'piedmalgân

grocht

voetbroedplaats

kerk

l'olberlerstraat

t'piepke

jp. santeeweg

oosterherdstraat

plantsoen

lagere technische school

kerkweg

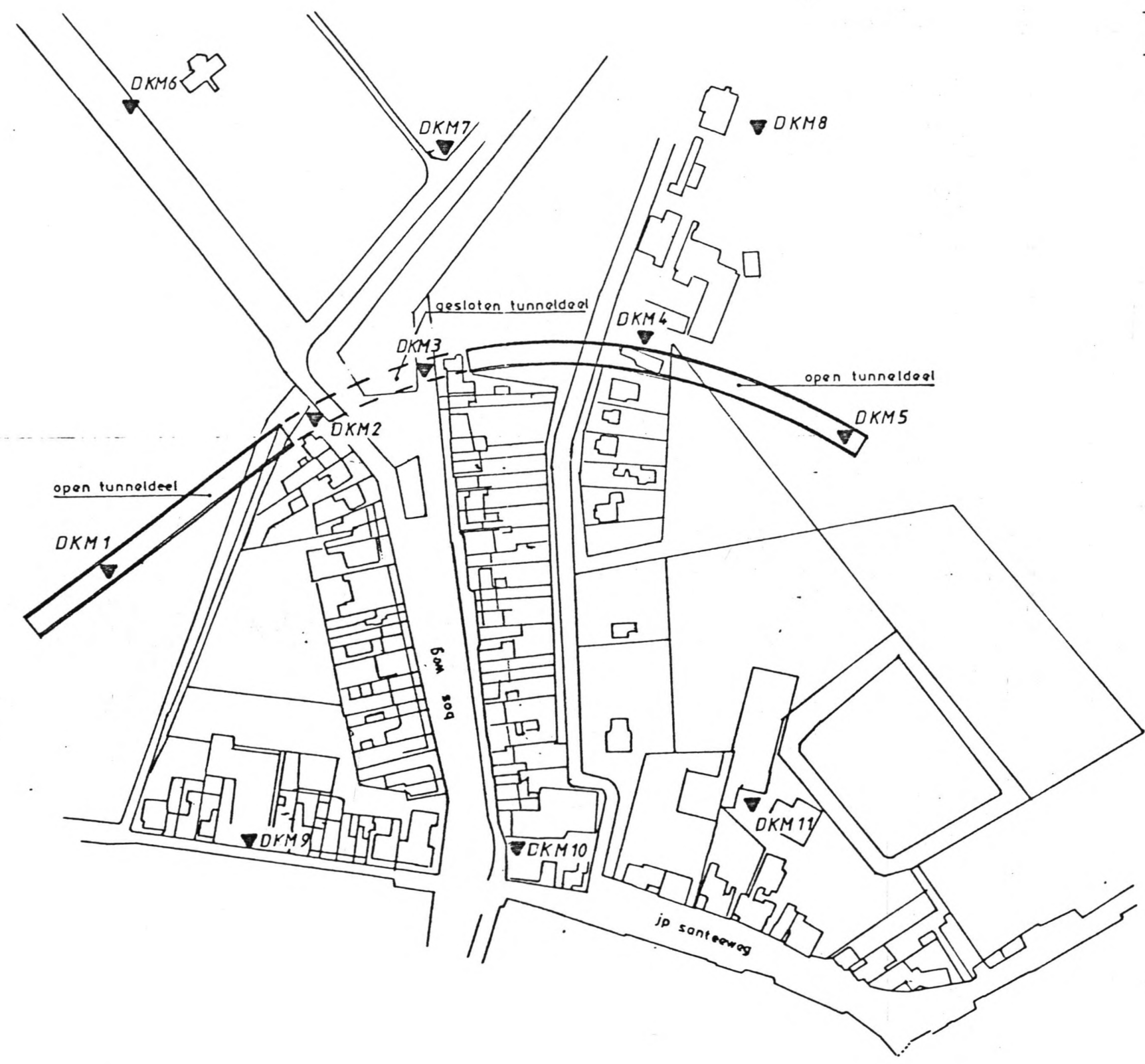
BIJLAGE 3

LEEK : Schets van de bestaande situatie.

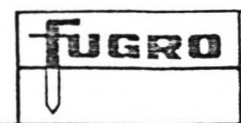
BIJLAGE 4

SONDERINGEN

Diepte meest aangegeven in meters  
t.o.v. NAP, behalve bij  
nr. DKM 2, 8, 10 en 11.



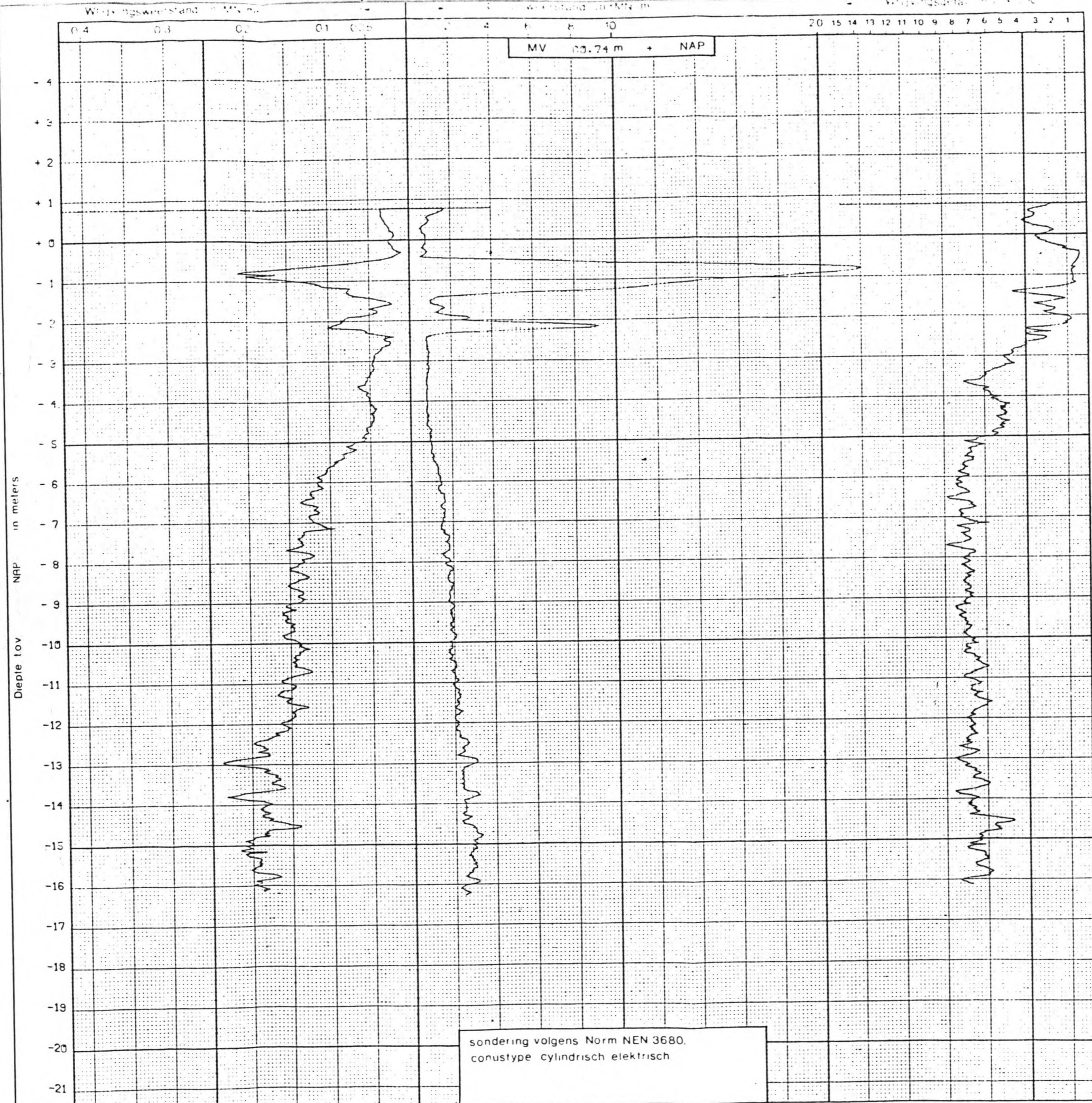
VERKLARING DER TEKENS	
▽D	DIEPSONDERING
▽DK	SONDERING MET GESOMM. KLEEF
▽DKM	DIEPSONDERING MET PL. WRIJVING
▽M	MIDDELZWARE SONDERING
▽MKM	MIDD. ZWARE SONDERING + PL. WRIJVING
●B	BORING
SCHAAL 1 : 2500	



Tunnel in toekomstige rondweg te Leek

SITUATIE

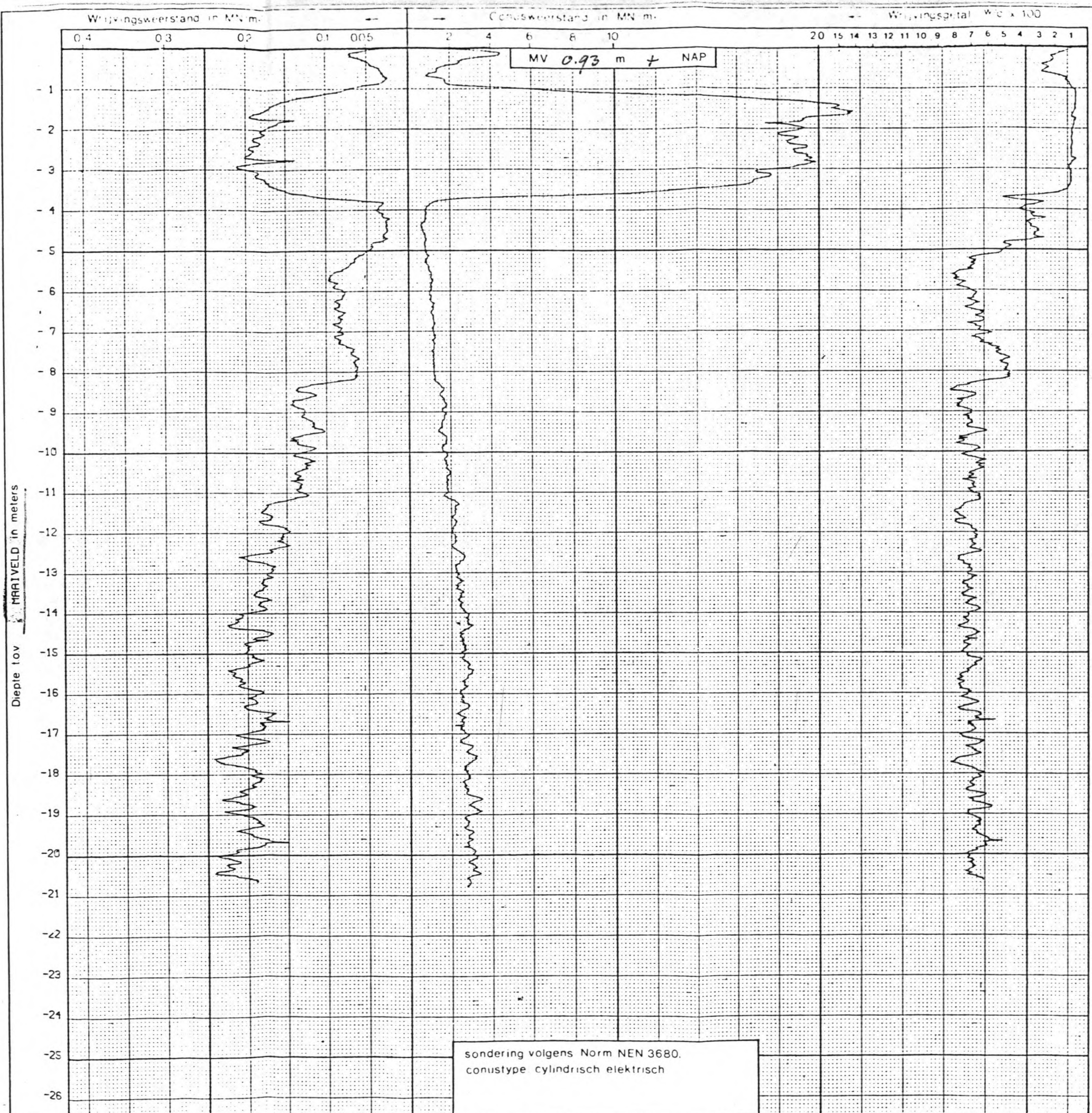
Get:	5-10-84	Gl	Opdracht nr. :
Gec:			G-2029-1
Gez:	5-10-84	Gl	



**FUGRO**

TUNNEL IN TOEKOMSTIGE RONDWEG TE LEEK		uitv	WZ	Opdr.nr	6-2029
SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING		dd	28-9-84	Sond.nr	DKM 1
		get	4-10-84		





**FUGRO**

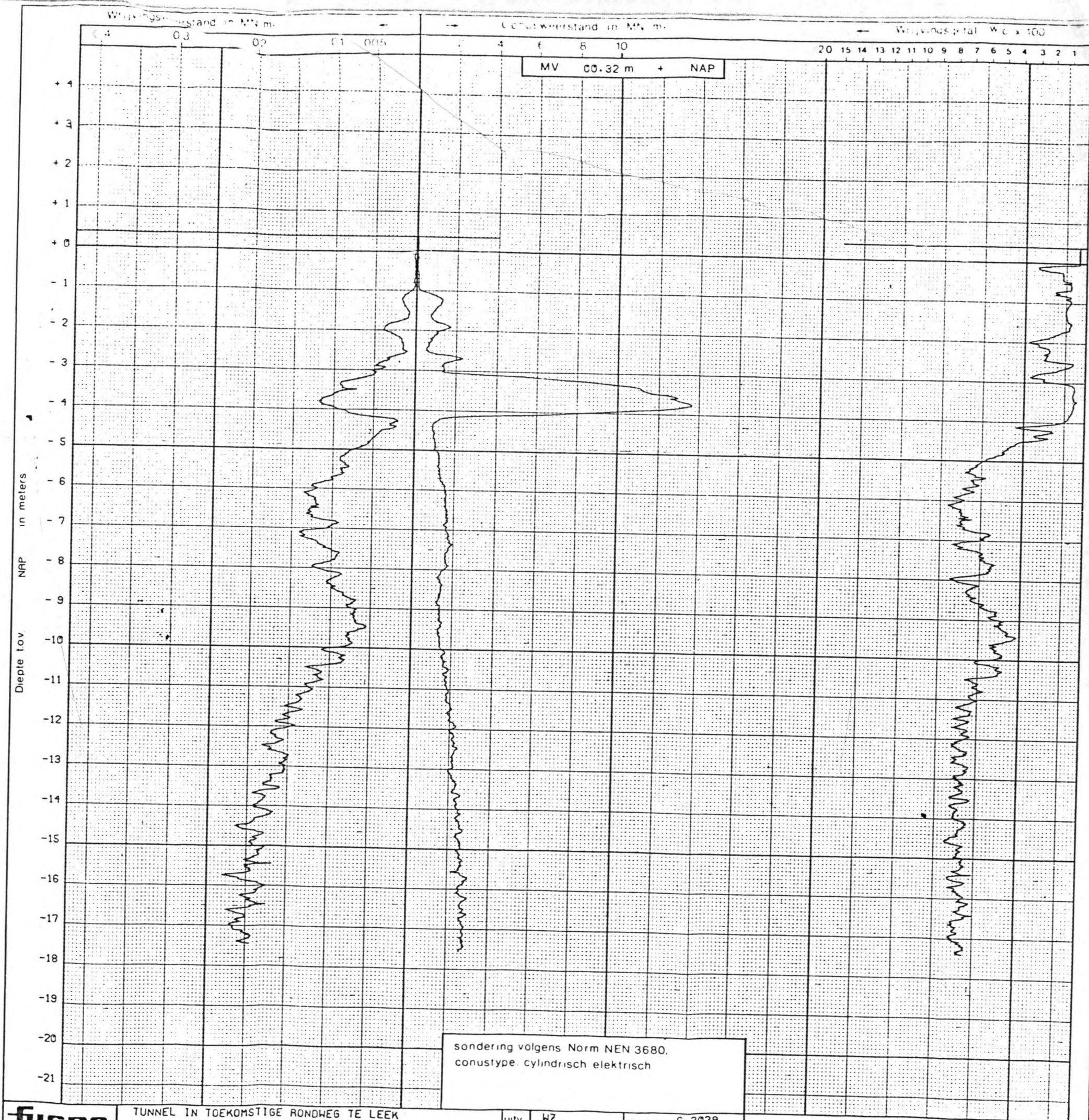
TUNNEL IN TOEKOMSTIGE RONDWEG TE LEEK

uitv WZ Opdr.nr G-2029

dd. 28-9-84 Sond.nr DKM 2

SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING

get 4-10-84

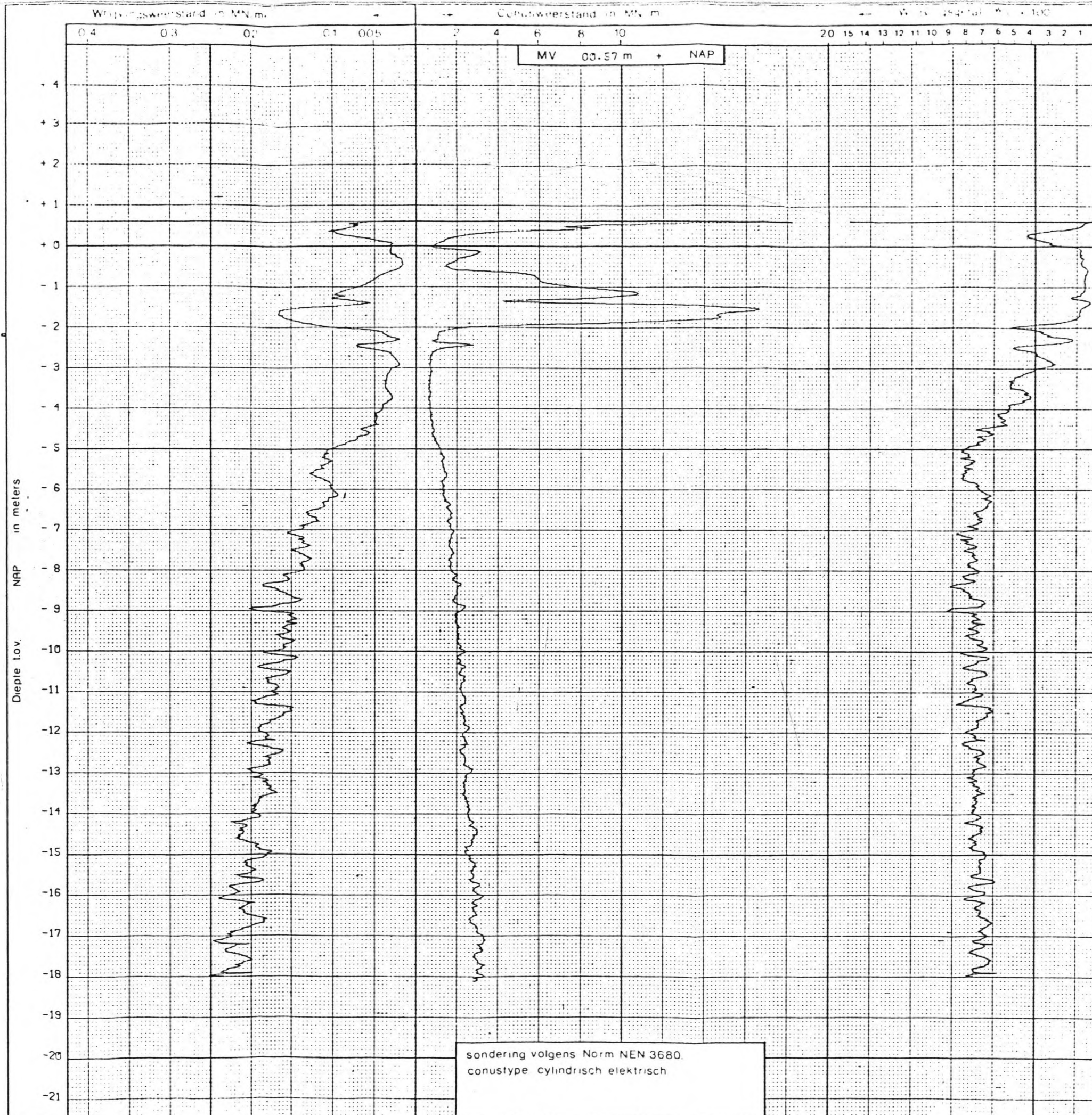


**FUGRO**

TUNNEL IN TOEKOMSTIGE RONDWEG TE LEEK

uitv	WZ	Opdr.nr	6-2029
dd	28-9-84	Sond.nr	DKM 3

SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING



**FUGRO**

TUNNEL IN TOEKOMSTIGE RONDWEG TE LEEK

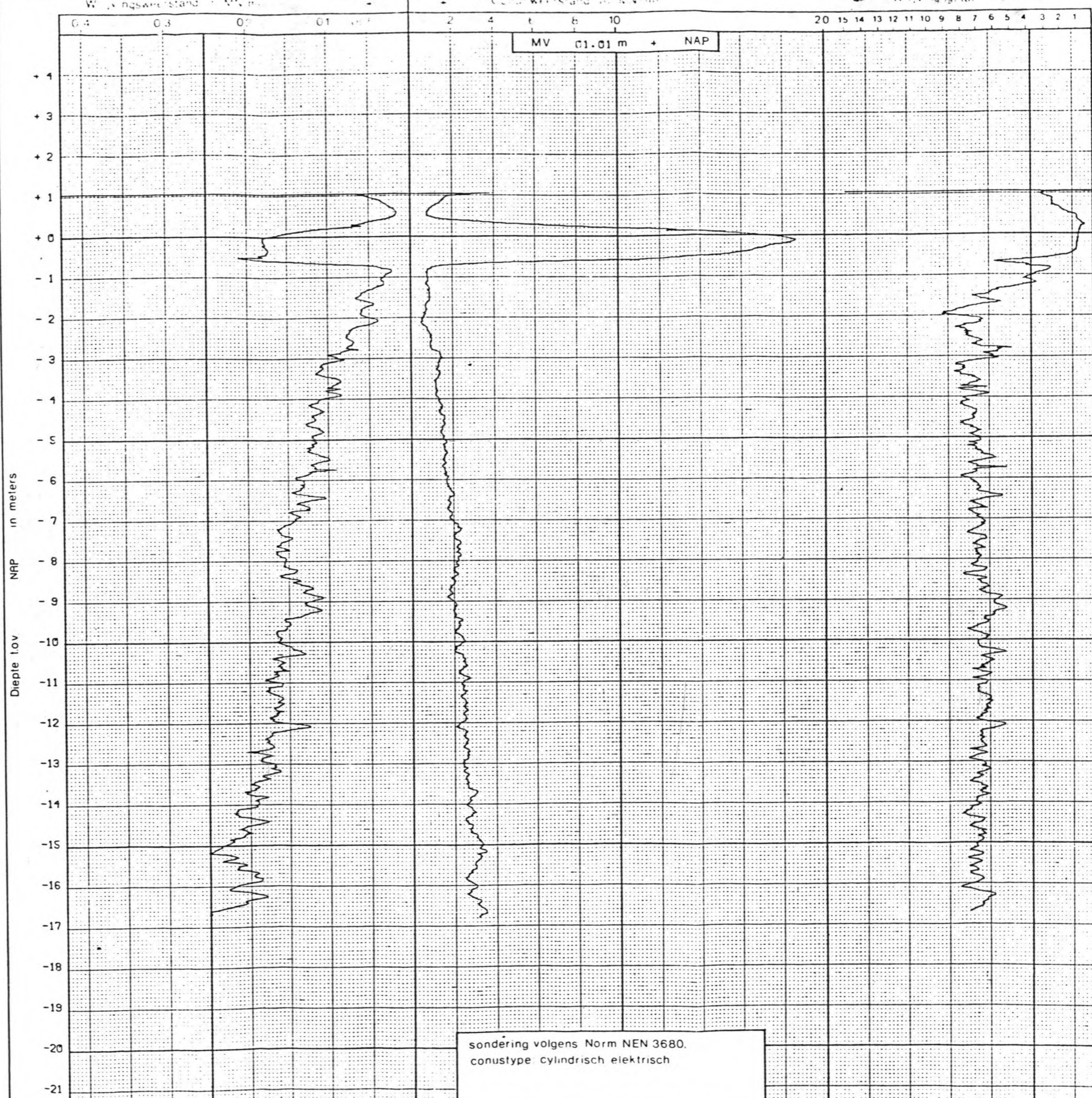
uitv WZ Opdr.nr G-2029

dd. 28-9-84

get. 4-10-84

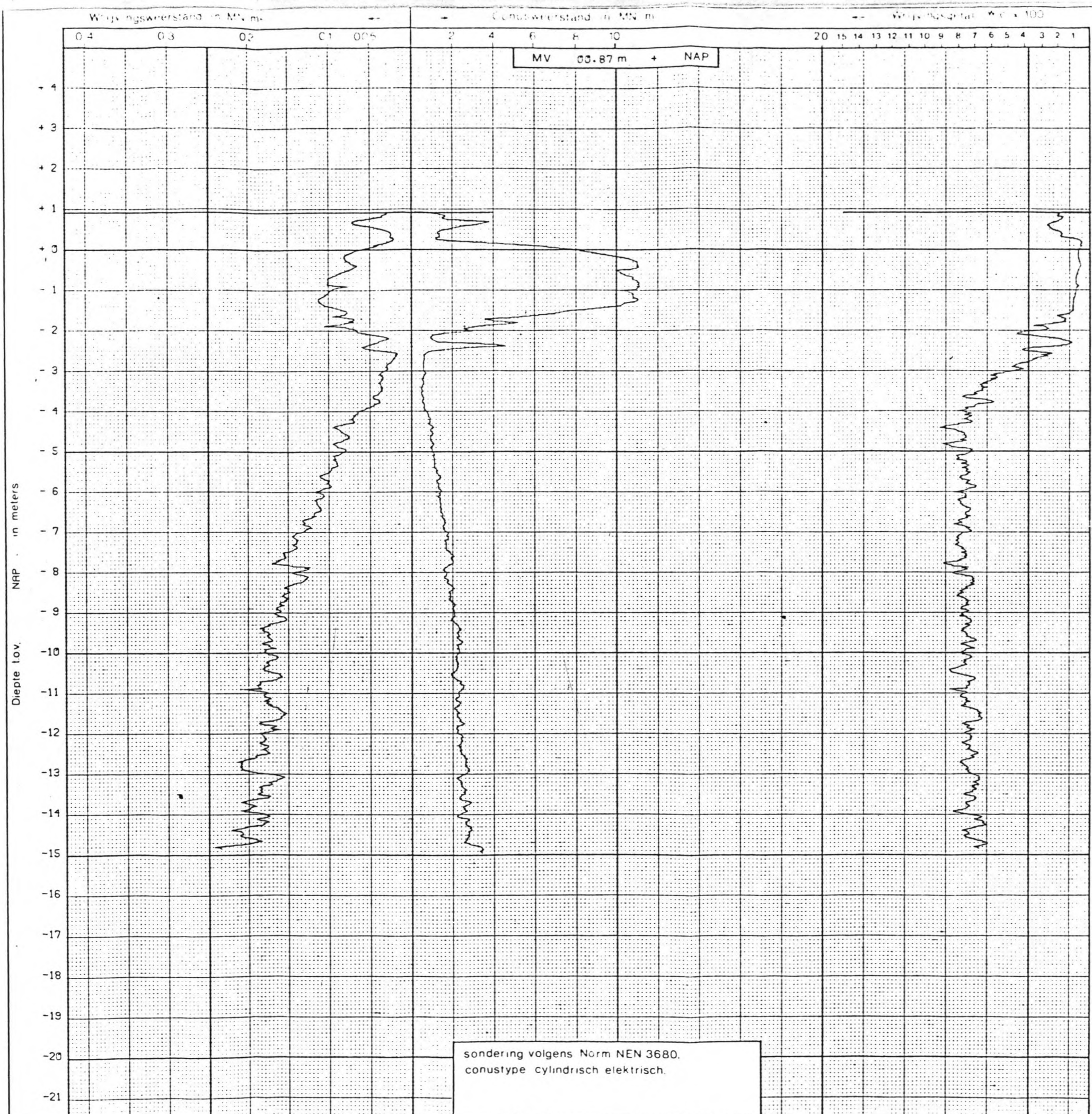
Sond.nr DKM 1

SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING

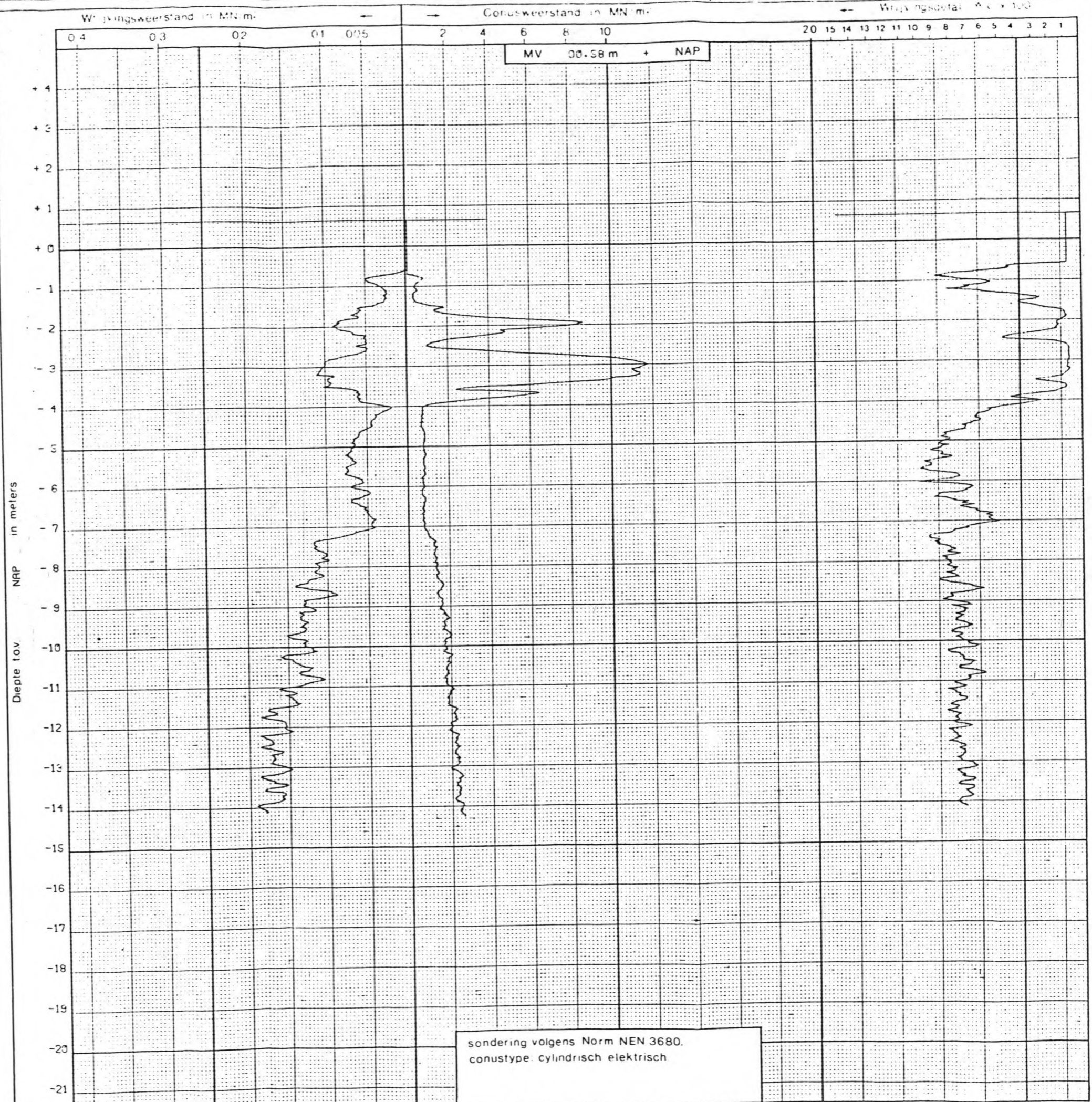


sondering volgens Norm NEN 3680,  
 conustype cilindrisch elektrisch

<b>fugro</b>	TUNNEL IN TOEKOMSTIGE RONDWEG TE LEEK	uitv	WZ	Opdr.nr	G-2029
	SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING	dd	28-9-81	Sond.nr	DKM 5
		gel	1-10-81		



TUNNEL IN TOEKOMSTIGE RONDWEG TE LEEK		uitv	WZ	Opdr nr	6-2029
SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING		dd.	28-9-84	Sond nr	DKM 6
		get	4-10-84		



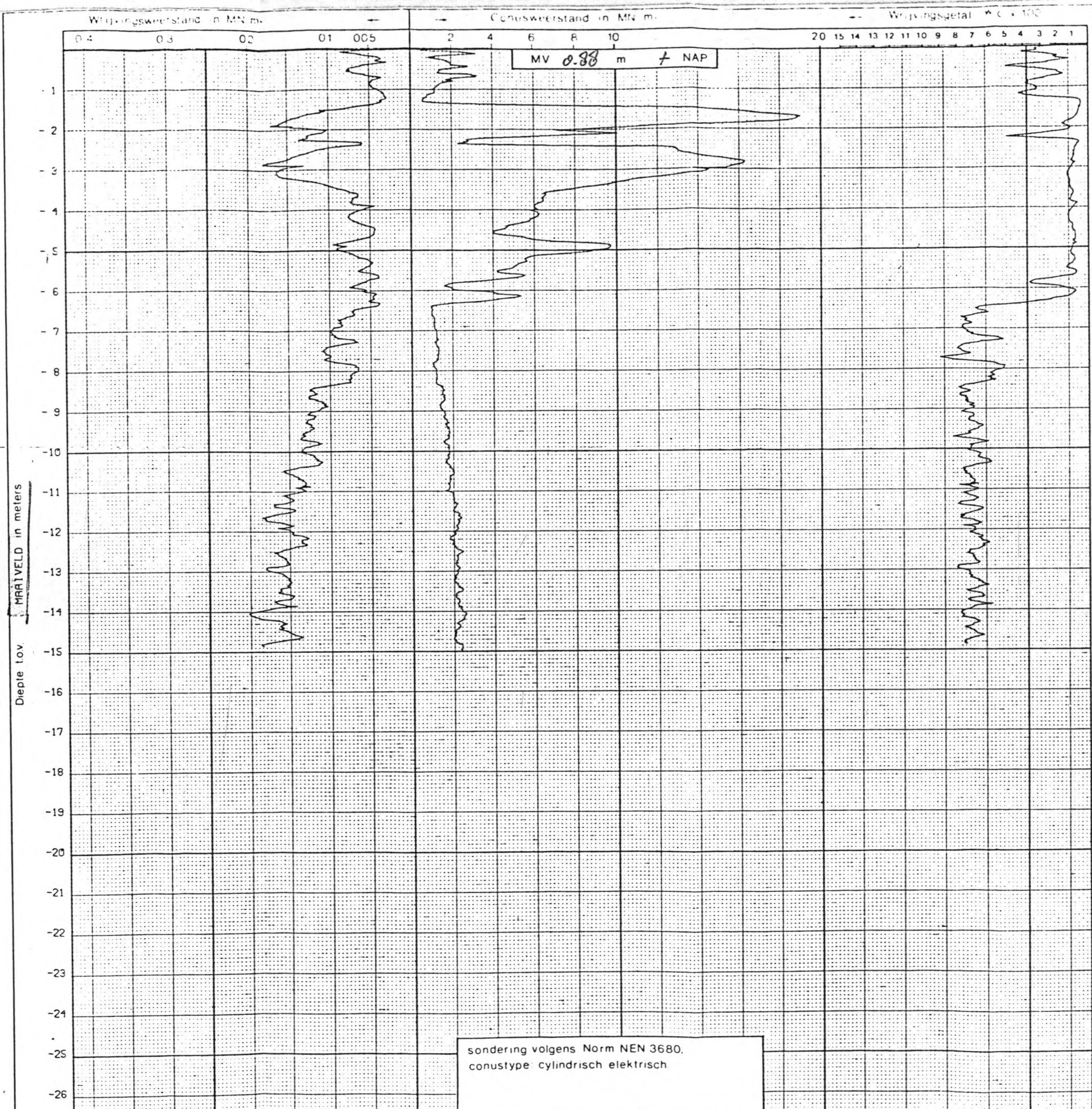
sondering volgens Norm NEN 3680.  
 conustype: cilindrisch elektrisch

**FUGRO**

TUNNEL IN TOEKOMSTIGE RONDWEG TE LEEK

uitv	WZ	Opdr.nr	6-2029
dd.	28-9-84	Sond.nr	DKM 7
get	4-10-84		

SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING



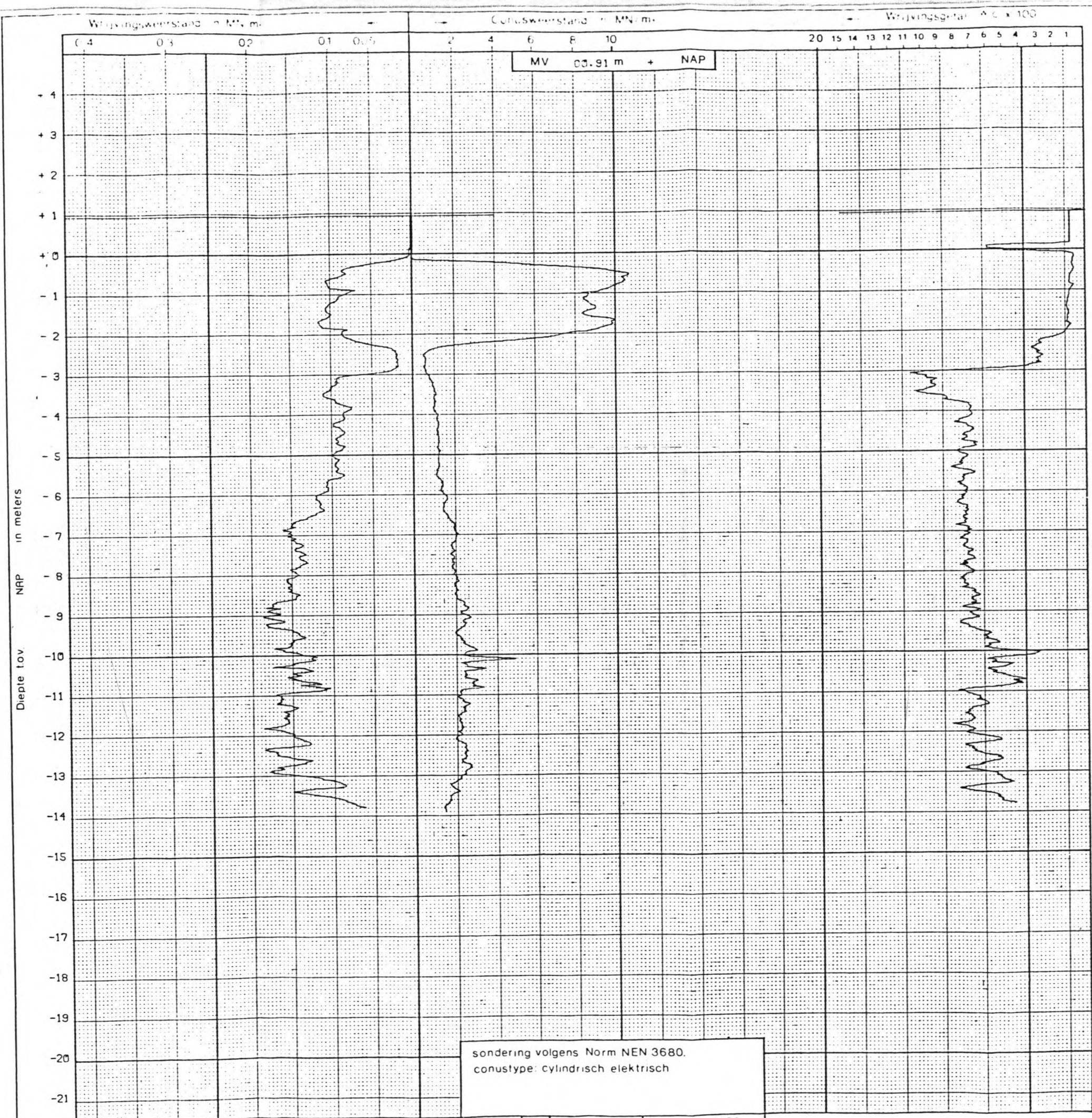
sondering volgens Norm NEN 3680,  
conustype cilindrisch elektrisch

**FUGRO**

TUNNEL IN TOEKOMSTIGE RONDWEG TE LEEK

SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING

uitv	WZ	Opdr nr	6-2029
dd.	28-9-81	Sond nr	DKM 8
get	1-10-81		



sondering volgens Norm NEN 3680.  
 conustype: cilindrisch elektrisch

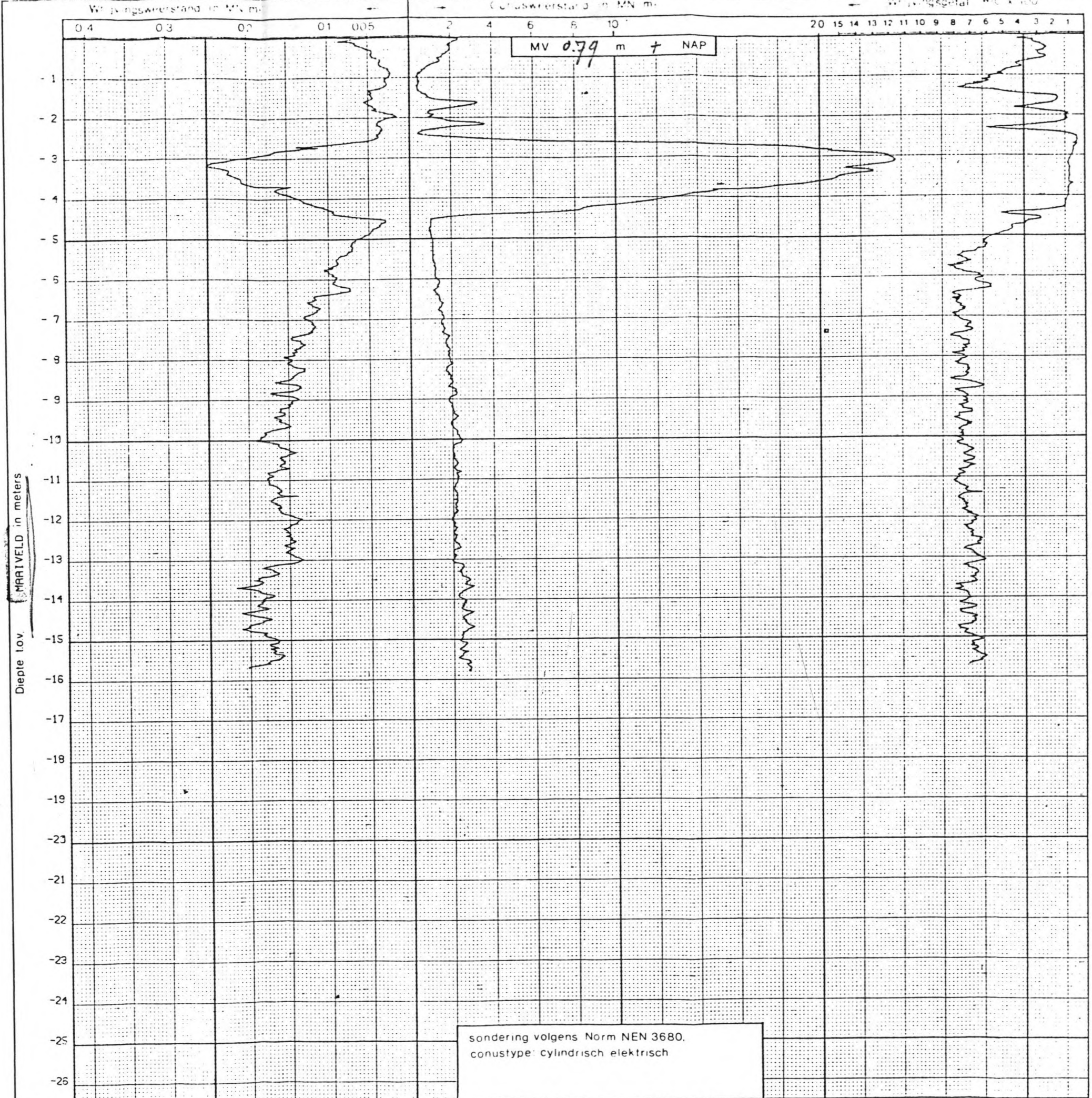
**FUGRO**

TUNNEL IN TOEKOMSTIGE RONDWEG TE LEEK

uitv	WZ	Opdr.nr	6-2029
dd	28-9-84	Sond nr	DKM 9
get	4-10-84		

SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEFFMETING





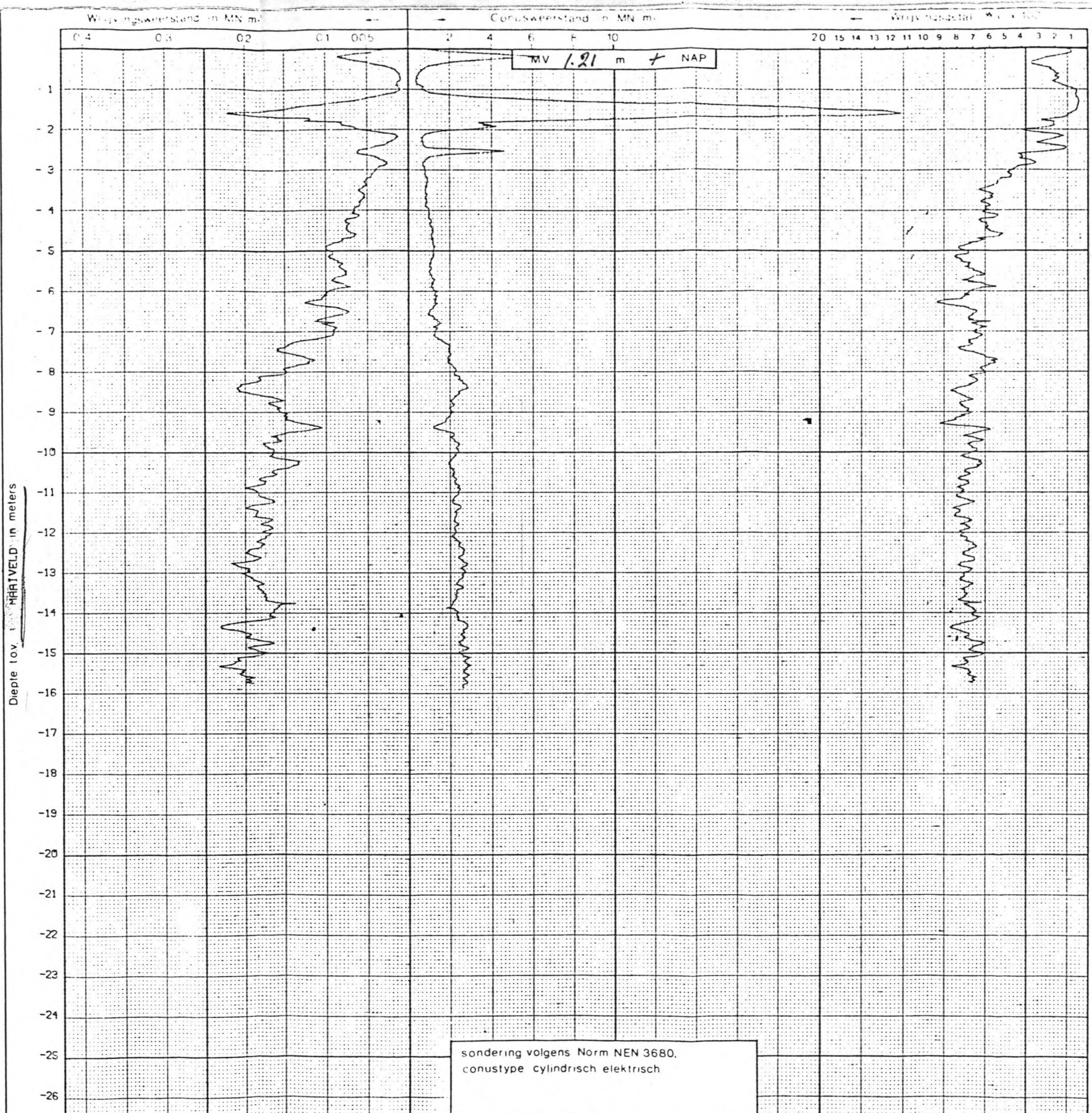
sondering volgens Norm NEN 3680.  
 conustype: cilindrisch elektrisch

**FUGRO**

TUNNEL IN TOEKOMSTIGE RONDWEG TE LEEK

SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING

uitv	WZ	Opdr.nr	6-2329
dd.	28-9-84	Sond.nr	DKM 13
get	1-13-84		



**FUGRO**

TUNNEL IN TOEKOMSTIGE RONDWEG TE LEEK

SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING

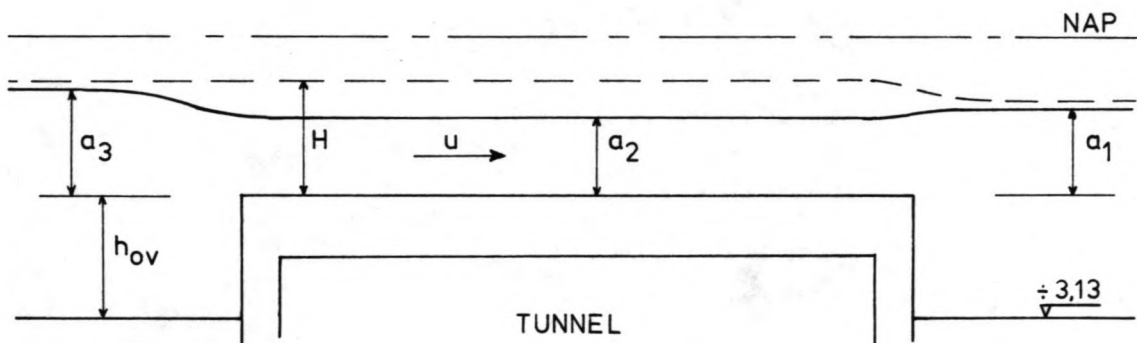
uitv	WZ
dd.	28-9-84
get	4-10-84

Opdr.nr	6-2029
Sond.nr	DKM 11

### Berekening van een overlaat in het Leeksterhoofddiep

Met behulp van deze berekening wordt nagegaan welke consequenties de aanleg van een overlaat heeft en op welke hoogte deze kan worden aangelegd. Hierbij zal worden uitgegaan van:

- een af te voeren debiet  $Q$  van 5 m<sup>3</sup>/s;
- een benedenstrooms waterpeil in de haven varieërend van 0,93 m tot 0,20 m beneden NAP;
- een bovenstrooms waterpeil dat tenminste 0,20 m beneden NAP mag bedragen en mogelijk nog op mag lopen tot ongeveer NAP;
- een breedte van 3,00 m (een kleine verbreding vanuit de duiker, die 2,38 m breed is) en een lengte van ongeveer 11 m, zodat van een lange overlaat kan worden gesproken.



Boven de overlaat is er sprake van kritische stroming wanneer het Froudegetal gelijk is aan 1, ofwel:

$$Fr = \frac{u^2}{g \cdot a_2} = \frac{Q^2}{g \cdot a_2^3 \cdot b^2} = \frac{5^2}{9,8 \cdot a_2^3 \cdot 3,00^2} = 1$$

Dit geeft  $a_2 = 0,657$  m.

#### Onvolkomen overlaat

$$Q = m_o \cdot b \cdot a_1 \sqrt{2g (H - a_1)}$$

Stel de afvoercoëfficiënt  $m_o = 1,1$ . Verder geldt bovenstrooms:

$$H = a_3 + \frac{Q^2}{2g \cdot b^2 \cdot (a_3 + h_{ov})^2}$$

Op basis hiervan kan nu uitgaande van het debiet van  $5 \text{ m}^3/\text{s}$ , de waterdiepte  $a_1$  benedenstrooms en een bepaalde hoogte van de overlaat  $h_{\text{ov}}$ , de waterdiepte  $a_3$  bovenstrooms worden berekend.

Benedenstrooms	$h_{\text{ov}}$	$a_1$	H	$a_3$	peil bovenstrooms
peil -0,93	1,25	0,95	1,080	1,05	-0,83
"	1,50	0,70	0,939	0,91	-0,72
peil -0,20	1,25	1,68	1,721	1,71	-0,17
"	1,50	1,43	1,487	1,47	-0,16
"	1,75	1,18	1,264	1,25	-0,13

De opstuwung voor de overlaat blijft steeds redelijk beperkt en zeker toelaatbaar.

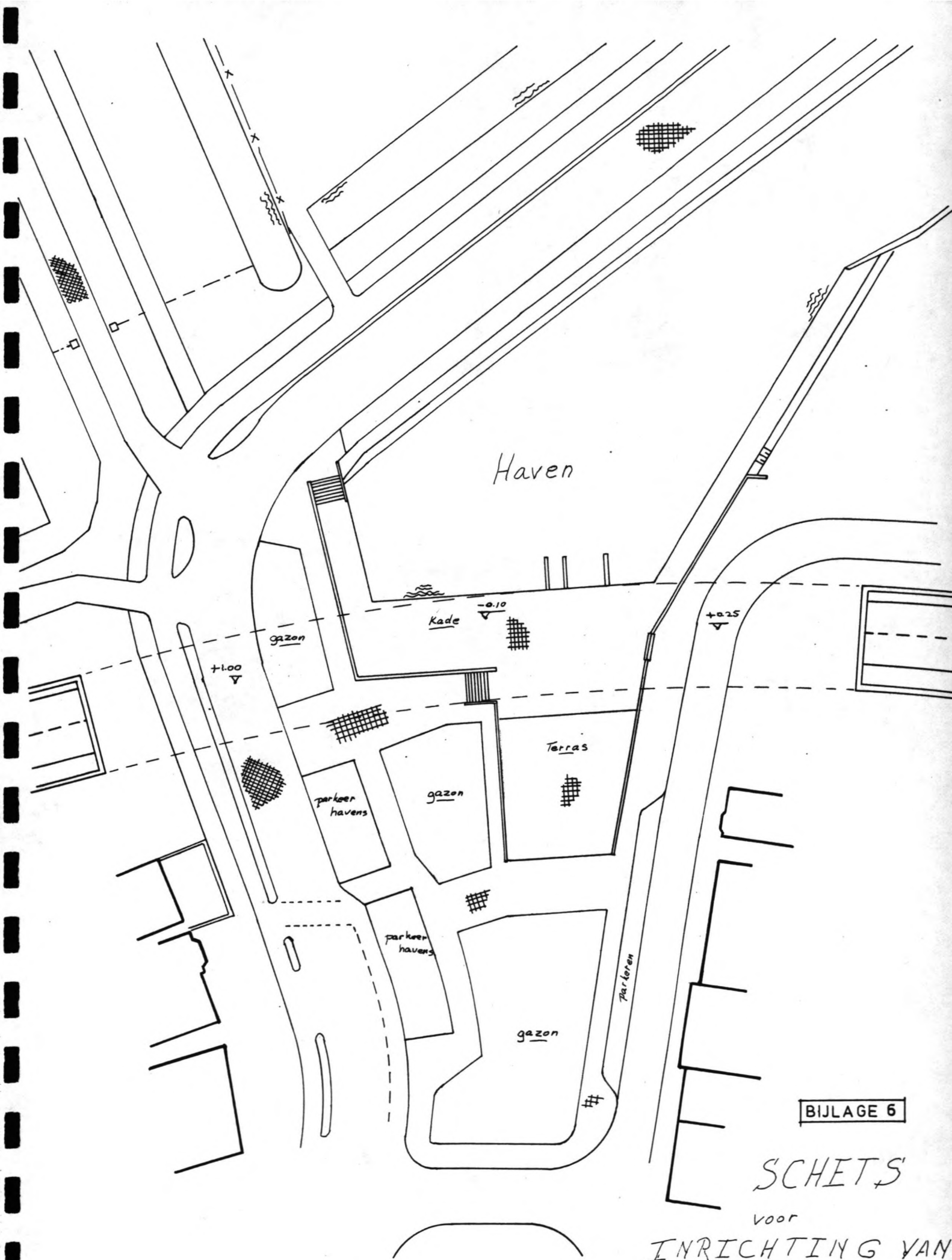
#### Volkomen overlaat

$$Q = m_v \cdot b \cdot \frac{2}{3} H \sqrt{\frac{2}{3} g H} \quad \text{en} \quad a_2 = \frac{2}{3} H$$

Stel de afvoercoëfficiënt nu  $m_v = 0,9$  i.v.m. de ongunstige invloed van contractie en wrijving. Verder verloopt de berekening identiek.

Benedenstrooms	$h_{\text{ov}}$	$a_1$	H	$a_3$	peil bovenstrooms
peil -0,93	1,60	0,60	1,056	1,036	-0,49
"	1,75	0,45	1,056	1,038	-0,34

Uit bovenstaande berekeningen volgt dat een overlaat in het hoofddiep geen grote problemen hoeft op te leveren en zeker 1,75 m boven de bestaande bodem zou kunnen worden aangelegd. Wel zal extra aandacht moeten worden besteed aan de optredende watersprong in het geval van een volkomen overlaat. Verder lijkt de hoogte van de overlaat vooral te worden bepaald door secundaire eisen, zoals het feit dat de overlaat tenminste lager moet liggen dan het waterpeil van 0,93 m beneden NAP en het feit dat in de zomermaanden voldoende water aangevoerd moet kunnen worden via het diep en dus via de overlaat.

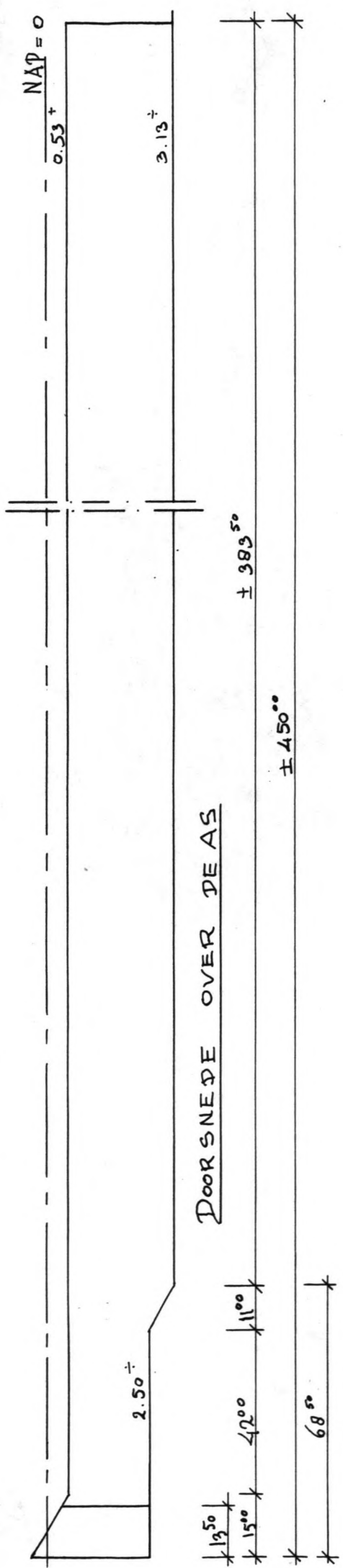


BIJLAGE 6

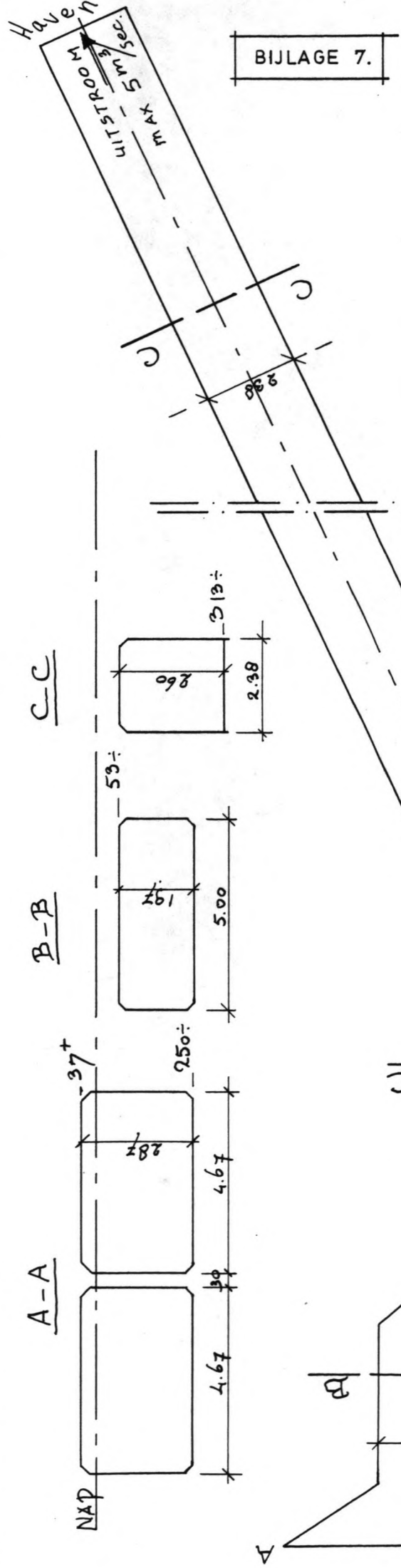
SCHETS

voor

INRICHTING VAN  
HAVEN EN OMGEVING



DOORSNEDE OVER DE AS

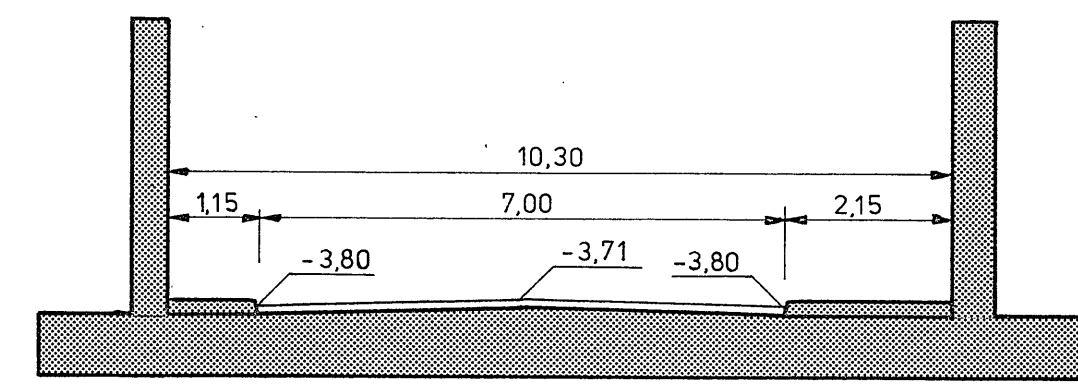


OVERKLUIZING LEEK  
SCHEMA

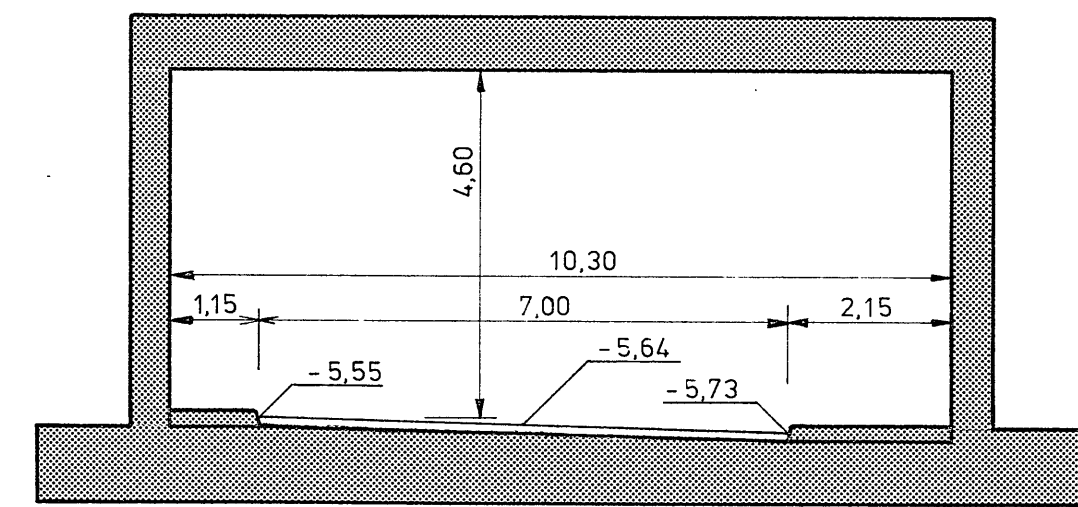
LENGTESCHAAL 1:1000  
 HOOGTESCHAAL 1:100  
 BREEDTESCHAAL 1:100

PLATTE GROND

WATER SCHAP WESTERKWARTIER  
 te ZUIDHORN



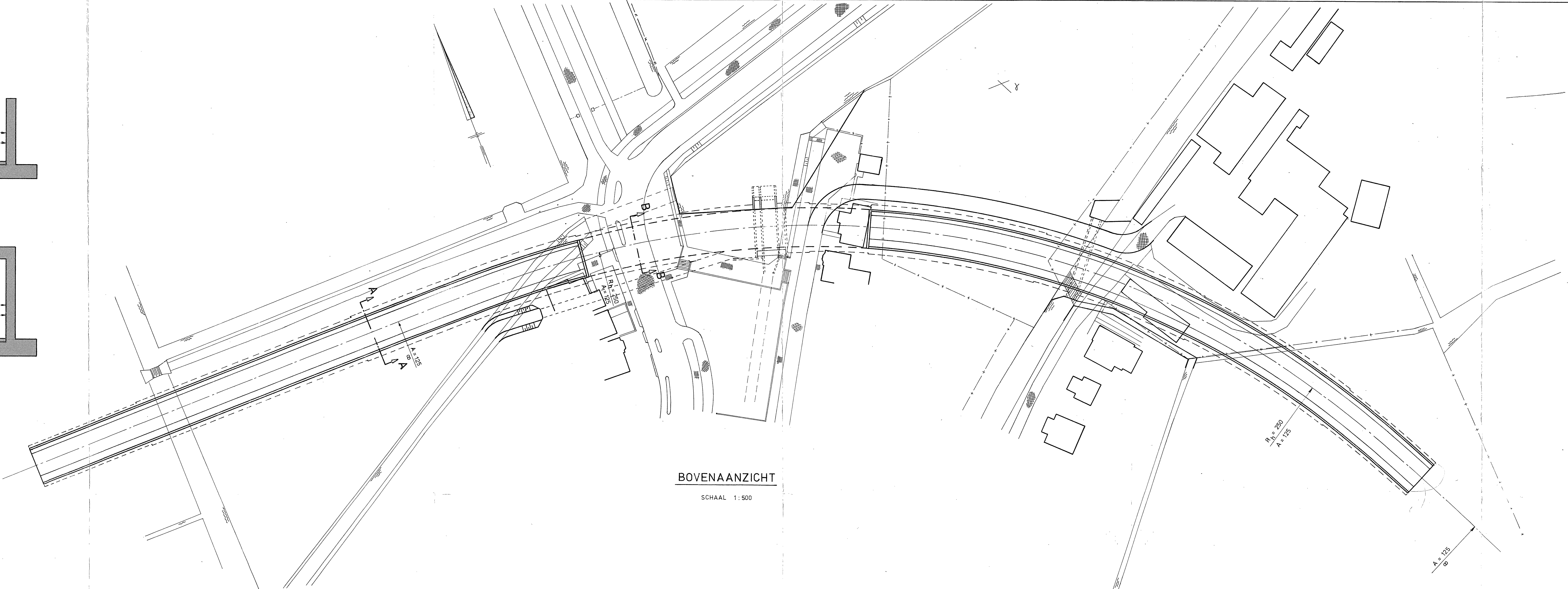
A - A



B - B

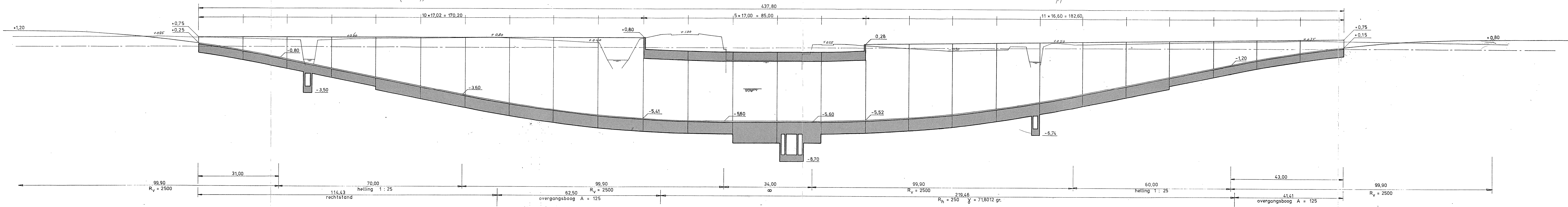
DWARSDOORSNEDEN

SCHAAL 1 : 100



BOVENAANZICHT

SCHAAL 1 : 500



LANGSDOORSNEDE

HOOGTE SCHAAL 1 : 100  
LENGTESCHAAL 1 : 500

ONTWERP VERKEERSTUNNEL  
LEEK

GETEKEND : Bè van der Veen  
DATUM : JAN. 85

- BIJLAGE 8 -

Afd. CIVIELE TECHNIEK T.H. DELFT  
VAKGROEP: CONSTRUCTIEVE WATERBOUWKUNDE

