

c. financ 9
kosten ..
CBV 1 6
" 2
" 3
financ.
I.O.

STORMVLOEDKERING

OOSTERSCHELDE

**2e INTERIMRAPPORT
DREMPELONTWERP**

NOTA NR. 2.

DREMBU-M-78.012

KEUZE

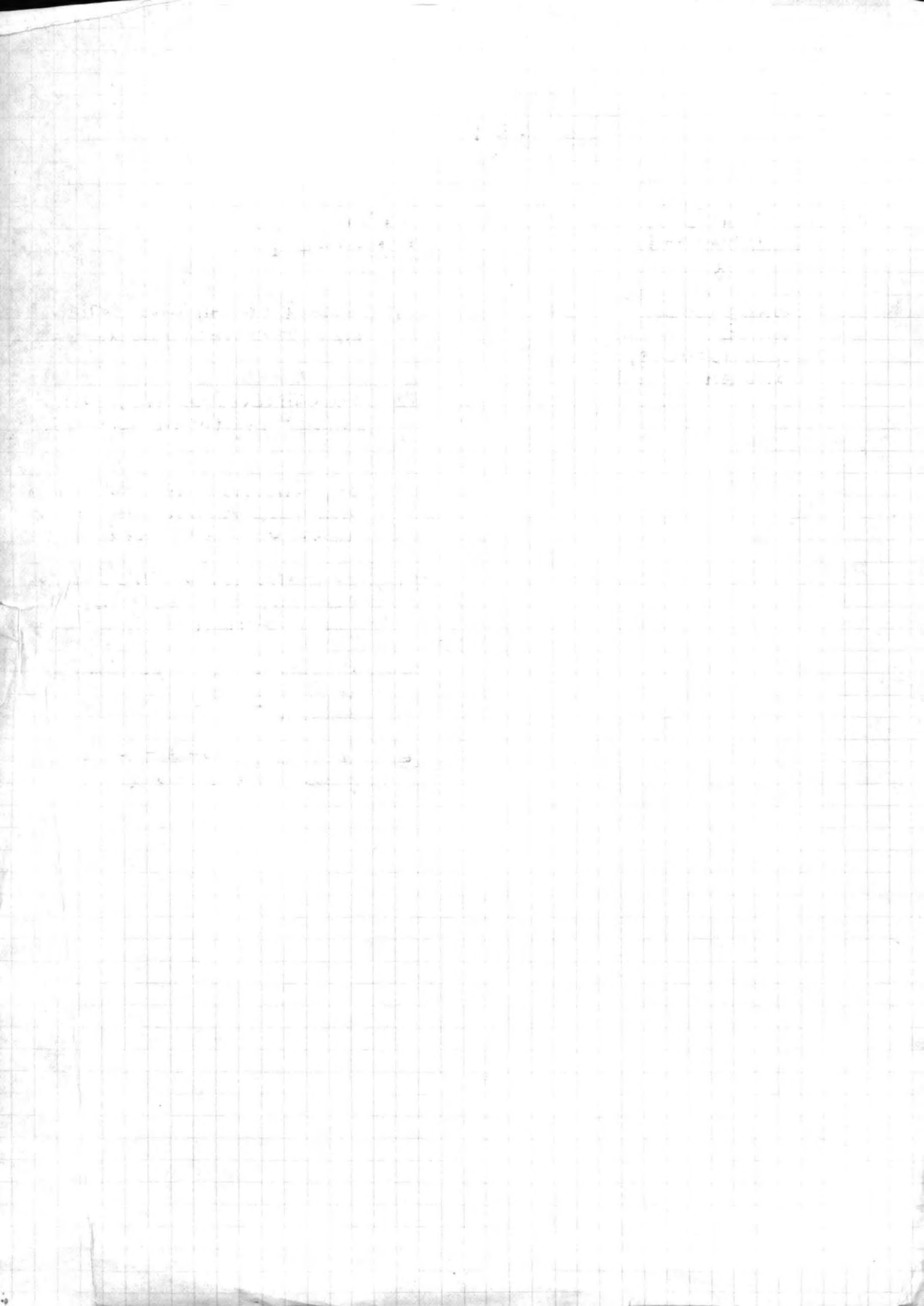
DICHTE
TOPLAAG



ONDERZOEK
NAAR
GRENSTOEST-
ANDEN

OPEN
TOPLAAG

- ① lokaal stabiliteitsverlies
t.p.v. drempelaanstralingen
- ② stabiliteitsverlies volgens
dieper glijvlak (circul.)
- ③ stabiliteitsverlies drempel
volgens recht glijvlak
t.p.v. verval spreider
- ④ stabiliteitsverlies t.p.v.
interne erosie (filte-
rinstabiliteit)
- ⑤ beruïjken van de
toplaag bij weigerend
schuif
- ⑥ ① t/w ⑤ voor om-
gekeerd verval



STORMVLOEDKERING
OOSTERSCHELDE

2e INTERIMRAPPORT DREMPELONTWERP

NOTA Nr.2
DREMBU- M- 78.012

29 maart 1978

Inhoud

	blz.
1. <u>Interimrapport Drempelontwerp</u>	5.
1.1 Inleiding	5.
1.2 Organisatie	6.
1.3 Randvoorwaarden en uitgangspunten	6.
1.4 Relatie met andere disciplines	7.
1.5 Voortzetting der activiteiten	10.
2. <u>Hydraulisch onderzoek</u>	11.
2.1 Inleiding	11.
2.2 Stroomsnelheidsverdeling bouwfasen	11.
2.3 Stabiliteit drempelmaterialen in bouwfasen(M 1524)	13.
2.3.1 Opbouwfase a en b	20.
2.3.2 Opbouwfase c en d	26.
2.3.3 Stabiliteit fundatiebed niet geblokkeerd deel in bouwfasen	26.
2.4 Zanddichtheid en filterwerking (M 1488)	28.
2.4.1 Stabiliteit fundatiebed/uitvullaag	28.
2.4.2 Zandlenzen	30.
2.4.3 Dynamisch filteronderzoek	35.
2.4.3.1 Dynamisch filteronderzoek voor stroming loodrecht op grensvlak zand-fundatiebed	35.
2.4.3.2 Dynamisch filteronderzoek voor stroming evenwijdig aan grensvlak zand-fundatiebed	36.
2.4.4 Fluïdisatieproeven	37.
2.4.5 Vervolgonderzoek	38.
2.5 Afdichtingseigenschappen van grindworsten langs de randen van de pijlervoet(LV 1018)	38.
2.6 Stabiliteit drempeltoplaag bij een weigerende schuif	39.
2.7 Aanzanding	56.
2.7.1 Inleiding	56.
2.7.2 Driedimensionale effecten op het aanzandingspatroon	56.
2.7.2.1 Algemeen	56.
2.7.2.2 Resultaten literatuurstudie	56.
2.7.2.2.1 Scheve aanstroming	56.

2.7.2.2.2	Bochtstroming	blz 57.
2.7.2.3	Resultaten stroombeeldonderzoek M 1000 en M 1001	60.
2.7.2.4	Conclusies	60.
2.7.3	Proefcunetten	61.
2.7.3.1	Algemeen	61.
2.7.3.2	Proefcunet Roompot	61.
2.7.3.3	Proefcunet Schaar van Roggenplaat	64.
2.7.3.4	Conclusies	68.
2.7.4	Prognose	68.
3.	<u>Het geotechnisch onderzoek</u>	69.
3.1	Inleiding	69.
3.2	Veiligheidsfilisofie in verband met belastingen	76.
3.3	Stabiliteit open drempel	79.
3.4	Stabiliteit toplaag	89.
3.5	Berekening cyclische waterspanningen onder de pijler	99.
3.6	Cyclische waterspanning in Katsproef M2	118.
3.7	Cyclische filterproeven	124.
3.8	Materiaalkonstanten	126.
3.9	Proef deformatie drempel	127.
3.10	Piping	128.
3.11	Conclusies	129.
4.	<u>Onderzoek vervalspreider</u>	130
4.1	Inleiding	130.
4.2	Eisen	130.
4.3	Verricht onderzoek en resultaten	130.
5.	<u>Fundatiebed</u>	132.
5.1	Wrijvingsaspecten	132.
5.2	Migratie van zand onder de pijlervoet	132.
5.3	Materiaalkeuze fundatiebed	133.
5.4	Poten Hefschip	134.
5.5	Uitvoering	134.

6.	<u>Sluitgatprofielen en dwarsdoorsneden</u>	blz 135.
7.	<u>Ontwerpschetsen</u>	138.
7.1	Inleiding	138.
7.2	Cunet	138.
7.3	Fundatiebed	141.
8.	<u>Uitvoering</u>	148.
9.	<u>Planningsaspecten</u>	148.
10.	<u>Kosten</u>	149.
10.1	Algemeen	149.
10.2	Aangehouden methode van uitvoering	149.
10.3	Resultaten kostenvergelijking alternatieven	152.
11.	<u>Samenvatting en conclusies</u>	159.
	Referenties	160.
	Appendix : keuzecriteria drempel	161.

1. Interimrapport Drempelontwerp

1.1. Inleiding

Na het verschijnen van interimnota 1 m.b.t. het drempelontwerp (DREMBU-M-78.006) zijn de verschillende werkzaamheden van het drempelburo voortgezet.

In de eerste plaats heeft het hydraulisch en geotechnisch onderzoek voortgang gevonden. De resultaten van de voortgezette activiteiten zijn opgenomen in de hoofdstukken 2 en 3. Het essentiële onderwerp van deze studies wordt gevormd door de zgn. dynamische waterspanningen en de daaruit voortvloeiende verhangen.

De resultaten van de Kats M2-proef vertonen belangrijke en nog niet verklaarde verschillen met de resultaten uit berekeningen met het rekenprogramma SPONS. Het valt te betreuren dat diverse onderzoeken naar de gevolgen van deze cyclische verhangen door verschillende oorzaken nog niet konden worden afgerond.

Ook het onderzoek naar de mechanische sterkte van de vervalspreider kon mede door de vorstperiode nog niet worden afgesloten met concrete resultaten.

Ten aanzien van de stabiliteit van de toplaag van de open drempelvariant kan thans worden geconcludeerd dat deze oplossing tot de reële mogelijkheden behoort.

Ook de kostenramingen van de diverse alternatieve ontwerpen werden voltooid. Hoewel de resultaten op dit moment voornamelijk een relatieve betekenis hebben, kunnen toch op basis hiervan belangrijke conclusies worden getrokken.

Voor het gemak van de lezer is gepoogd de hoofdstukindeling in dit rapport zoveel mogelijk te laten aansluiten op die van nota nr. 1.

Deze nota werd samengesteld onder redactie van het drempelburo.

Daarnaast werd nauw kontakt onderhouden met de afdeling O.N.W. van de Deltadienst, met de Directies Sluizen en Stuwen en Bruggen, met DOSBOUW en Bitumarin en met het Waterloopkundig Laboratorium en het Laboratorium voor Grondmechanica.

1.2. Organisatie

In organisatorisch opzicht is in de achterliggende periode een aanzet gegeven voor het uitdiepen van de structuur met projectburo's. In deze projectburo's worden zowel de onderzoek- als de ontwerpaspecten en de werkvoorbereiding (uitvoerings problematiek) gebundeld.

Thans verschijnen twee afzonderlijke nota's, één m.b.t. ontwerp en één m.b.t. de uitvoering van de drempel, doch in een volgende periode zullen geïntegreerde nota's worden aangeboden. In verband hiermee is besloten het hoofdstuk "samenvatting en conclusies" van de thans nog afzonderlijke nota's later uit te brengen, wel als geïntegreerde ontwerp/ uitvoerings activiteit.

Daar studieactiviteiten ook in het projectburo zijn ondergebracht bevat deze nota - in tegenstelling tot de vorige - een paragraaf over de aanzandingsproblematiek.

1.3. Randvoorwaarden en uitgangspunten

Het blijft moeilijk om het ontwerp van de drempel op een soortgelijke wijze te benaderen als dat van de betonnen en stalen onderdelen van de kering, nl. m.b.v. een consistent geheel van veiligheidsfactoren wegens belastingoverschrijding, schematisatie- en materiaaleigenschappen. Voor de stabiliteit van de drempeltoplaag zou dit wellicht nog tot de mogelijkheden behoren, doch voor de interne (filter) stabiliteit ligt een oplossing nog niet in het verschiet.

Ten aanzien van de randvoorwaarden moet worden geconcludeerd dat er nog geen zicht is op de (on)waarschijnlijkheid van het falen van één of meer schuiven.

Wel is er inmiddels informatie beschikbaar gekomen inzake de kans dat bepaalde vervallen optreden in combinatie met bepaalde golfrandvoorwaarden. (zie tabel 1.3.2.)

Deze informatie is overigens nog gebaseerd op de sluitingsstrategie die de grootste vrijheid voor de beheerder inhoudt, nl. sluiting op L.W. kentering voorafgaand aan een verwachte overschreiding van het B-peil te Burghsluis. Deze informatie is samengevat in tabel 1.3.1. In deze tabel zijn de voor het modelonderzoek maatgevende combinaties gearceerd.

In het vervolgonderzoek zal aandacht worden besteed aan het bezwijkgedrag van de drempel.

1.4. Relatie met andere disciplines

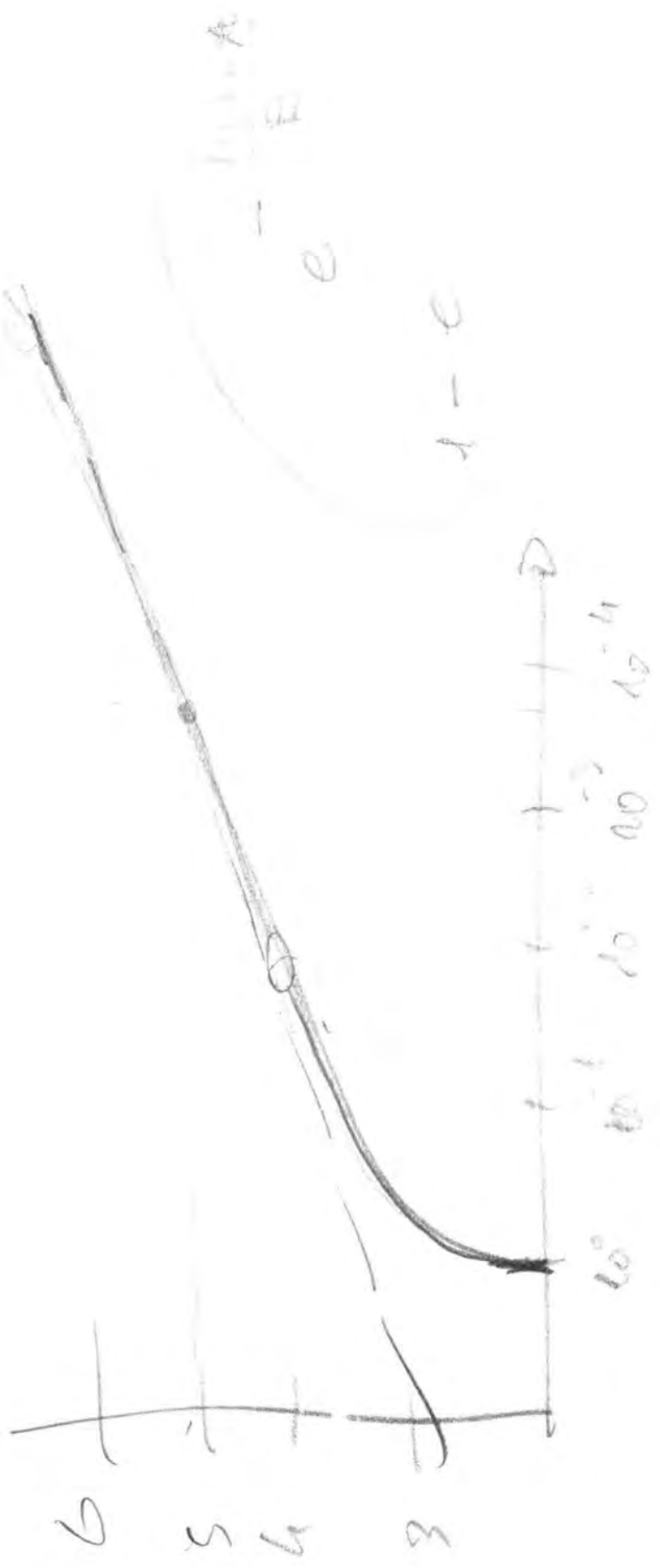
Door de hergroepering van activiteiten binnen de projectburo's ontstaat een wat meer directe binding met de overige disciplines.

Reeds eerder werd melding gemaakt van een thans nog afzonderlijk verschijnend rapport over de uitvoeringsaspecten. (Ref. 1) Inmiddels is door de werkgroep OBVULL in samenwerking met het drempelburo een voorstel uitgebracht voor proeven op de afdichting om de voetplaat (OBVULL-M 78028) (Ref. 2).

Dit voorstel is STODHO en de PGO gepasseerd.

De in deze nota opgenomen hoofdstukken over planning en kosten zijn opgesteld in nauw overleg met de betrokken stafgroepen, waar ook de informatie aanwezig is die ten grondslag ligt aan de hier gepresenteerde samenvatting.

Voor het nader analyseren van de ontwerpprocedures van de bitumineuze constructie en het beoordelen van de duurzaamheidsaspecten is contact gelegd met een groep deskundigen. Deze groep is zo recent samengesteld dat in deze nota nog geen bijdrage van hen kan worden opgenomen. Zodra de betreffende projectburo's functioneren zal de aansluiting van de drempel op stortebed en landhoofdconstructie ter hand moeten worden genomen.



Simultane kansverdeling		buitenwaterstand $P(\underline{H} > H) = \exp. (-3.382 H + 10,316)$							
binnen- resp. buitenwa- terstand		$\frac{H_1}{V}$	$\frac{H_2}{V}$	$\frac{H_3}{V}$	$\frac{H_4}{V}$	$\frac{H_5}{V}$	$\frac{H_6}{V}$	$\frac{H_7}{V}$	$\frac{H_8}{V}$
$p(\underline{L} < L < \underline{L})$									
		+1.50	4.151×10^{-1}	7.652×10^{-2}	1.410×10^{-2}	2.600×10^{-3}	4.793×10^{-4}	8.835×10^{-5}	1.629×10^{-5}
$23,7 \times 10^{-3}$		+1.25	$9,8 \times 10^{-3}$	$1,8 \times 10^{-3}$	$3,3 \times 10^{-4}$	$6,2 \times 10^{-5}$	$1,1 \times 10^{-5}$	$2,1 \times 10^{-6}$	$3,9 \times 10^{-7}$
$97,0 \times 10^{-3}$		+0.75	$4,0 \times 10^{-2}$	$7,4 \times 10^{-3}$	$1,4 \times 10^{-3}$	$2,5 \times 10^{-4}$	$4,6 \times 10^{-5}$	$8,6 \times 10^{-6}$	$1,6 \times 10^{-6}$
		+0.50							
$226,0 \times 10^{-3}$		+0.25	$9,4 \times 10^{-2}$	$1,7 \times 10^{-2}$	$3,2 \times 10^{-3}$	$5,9 \times 10^{-4}$	$1,1 \times 10^{-4}$	$2,0 \times 10^{-5}$	$3,7 \times 10^{-6}$
		N.A.P.							
$299,5 \times 10^{-3}$		-0.25	$1,2 \times 10^{-1}$	$2,3 \times 10^{-2}$	$4,2 \times 10^{-3}$	$7,8 \times 10^{-4}$	$1,4 \times 10^{-4}$	$2,6 \times 10^{-5}$	$4,9 \times 10^{-6}$
		-0.50							
$226,0 \times 10^{-3}$		-0.75	$9,4 \times 10^{-2}$	$1,7 \times 10^{-2}$	$3,2 \times 10^{-3}$	$5,9 \times 10^{-4}$	$1,1 \times 10^{-4}$	$2,0 \times 10^{-5}$	$3,7 \times 10^{-6}$
		-1.00							
$97,0 \times 10^{-3}$		-1.25	$4,0 \times 10^{-2}$	$7,4 \times 10^{-3}$	$1,4 \times 10^{-3}$	$2,5 \times 10^{-4}$	$4,6 \times 10^{-5}$	$8,6 \times 10^{-6}$	$1,6 \times 10^{-6}$
		-1.50							
$23,7 \times 10^{-3}$		-1.75	$9,8 \times 10^{-3}$	$1,8 \times 10^{-3}$	$3,3 \times 10^{-4}$	$6,2 \times 10^{-5}$	$1,1 \times 10^{-5}$	$2,1 \times 10^{-6}$	$3,9 \times 10^{-7}$
		-2.00							

Bij sluiting op L-kentering voorliggend aan de buitenzijde van de dijk
 Aanbevolen waterstanden $3,7 \times 10^{-4}$ $5,0 \times 10^{-5}$ $9,2 \times 10^{-6}$ $1,7 \times 10^{-6}$ $3,1 \times 10^{-7}$ $5,8 \times 10^{-8}$
 $3,55 \times 10^{-3}$

Tabel 1.3.1.

1.5. Voortzetting der activiteiten

In de eerder gegeven planning van het drempelontwerp zou thans een voorlopige keuze moeten worden gemaakt uit de verschillende drempelontwerpen opdat begin mei ook het ontwerpgebonden onderzoek zou kunnen worden afgerond. Door de verschillende opgetreden vertragingen, met name in het geotechnisch onderzoek, is het nog niet mogelijk thans reeds tot een definitieve uitspraak te komen. Teneinde de voortgang van het onderzoek niet te belemmeren moeten thans echter wel beslissingen worden genomen m.b.t. het verdere onderzoek en de drempeltoplaag.

Gezien de thans beschikbare gegevens omtrent technische haalbaarheid en kosten wordt door het drempelburo geadviseerd het stabiliteitsonderzoek van de top laag voorlopig verder te richten op de open top laag met natuursteen 6-10 ton bij $\rho = 2.800 \text{ à } 3.000 \text{ kg/m}^3$. Een keuze t.a.v. met name het fundatiebed is op dit moment nog niet goed mogelijk. Voor verder onderzoek in de werkvoorbereidingssfeer wordt voorlopig uitgegaan van het realiseren van een zeefkromme als gegeven in nota nr. 1, met minimale ontmenging. Teneinde het nemen van beslissingen inzake het drempelontwerp in de naaste toekomst te vergemakkelijken is reeds thans een voorlopige lijst van keuze-criteria opgesteld. Deze lijst is aan de nota toegevoegd als appendix.

Het blijft in de bedoeling liggen om in de loop van de maand mei tot een afsluiting te komen van de intensieve onderzoek- en ontwerp activiteiten. De oorspronkelijk geplande datum van 1 mei voor het verschijnen van de afsluitende nota zal daarbij gezien de optredende vertragingen niet geheel haalbaar zijn.

2. Hydraulisch onderzoek

2.1. Inleiding

Na het verschijnen van het eerste interimrapport van het drempelburo op 1 februari 1978 zijn de diverse hydraulische onderzoeken verder uitgewerkt. Tevens is een nieuw onderzoek gestart. Het in de afgelopen periode verricht onderzoek had betrekking op de volgende aspecten:

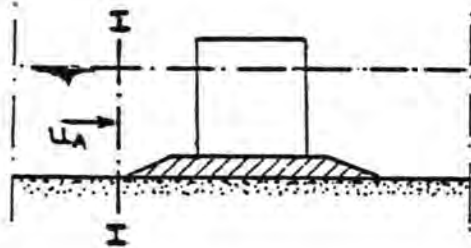
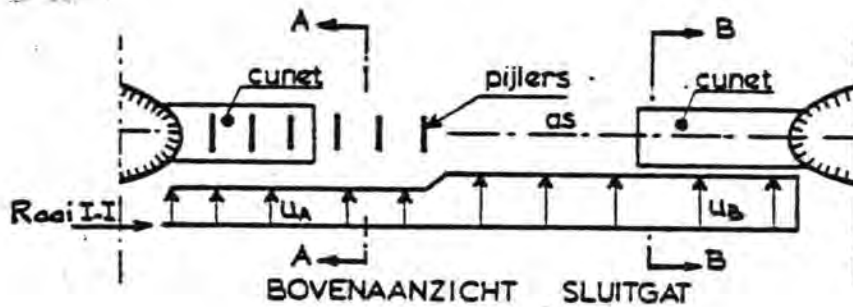
- stroomsnelheidsverdeling bouwfasen;
- stabiliteit drempelmaterialen in bouwfasen;
- zanddichtheid en filterwerking;
- afdichtingseigenschappen van grindworsten langs de randen van de voetplaten;
- stabiliteit top laag;
- aanzandingsproblematiek.

Wat betreft de stroming door de drempel kan worden opgemerkt dat het interimverslag van het toetsingsonderzoek te Lith (toetsing programma SEEP) begin april is te verwachten.

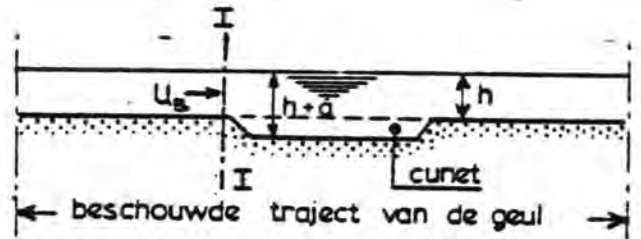
2.2. Stroomsnelheidsverdeling bouwfasen

Voor de gekozen plaatsingsvolgorde (zie PGO-nota nr. 6) zijn in het overzichtsgetijmodel M1000 een drietal bouwfasen gestroomd (springtij-omstandigheden). Parallel aan dit onderzoek zijn de stroomsnelheidsverdelingen voor een groot aantal plaatsingsfactoren doorgerekend met de door WL/WT ontwikkelde methode (voor de maximale vloedstroom onder gemiddeld getij-omstandigheden). De berekende stroomsnelheden (u) gelden ter plaatse van het ongestoorde bed bovenstrooms van de kering (raai I - I) en kunnen derhalve beschouwd worden als aanstroomsnelheden voor

zowel het geblokkeerde als het niet-geblokkeerde deel van het sluitgat. De snelheden in het cunet kunnen bepaald worden door de aanstroomsnelheden te reduceren volgens de verhouding van de waterdieptes ($\bar{u}_{\text{cunet}} = u_a \times \frac{h}{h+a}$)
De grens tussen beide zônes ligt ongeveer ter hoogte van de laatst geplaatste pijler.



Doorsnede A - A



Doorsnede B - B

Uit eerder verricht onderzoek is gebleken, dat de stroomsnelheidsverdeling in de Roompot niet beïnvloed wordt door vernauwingen in Schaar en Hammen t.g.v. de pijlerplaatsingen, terwijl de snelheden in de Schaar met maximaal 5% toenemen, bij de situatie alle pijlers geplaatst in de Hammen.

Bij de berekeningen is hiermee rekening gehouden.

De resultaten zijn weergegeven in de figuren 2.2.1. t/m 2.2.3., terwijl de vergelijking tussen de gemeten en de berekende stroomsnelheidsverdeling voor een drietal bouwfasen (I, II en III) is weergegeven in de figuren 2.2.4. t/m 2.2.6. Het modelonderzoek vond plaats bij springtij-omstandigheden (getij van 7 oktober 1971, getijcoëfficiënt vloed 1,17, getijcoëfficiënt eb 1,07). Hierbij is de getijcoëfficiënt gedefinieerd als de verhouding tussen het getijverschil van het beschouwde getij en dat van het gemiddeld getij.

De vergelijking tussen de gemeten en de berekende stroomsnelheidsverdeling toont aan, dat voor de bouwfase, waarin vrijwel alle pijlers geplaatst zijn, de overeenkomst goed is, terwijl de overeenkomst een stuk slechter wordt voor de bouwfase, waarin een klein aantal pijlers is geplaatst. Hoewel de verschillen verklaard kunnen worden, is hiermee de beperking van de berekeningsmethode aangetoond. Teneinde de stroomsnelheidsverdeling exact te leren kennen, lijkt een systematisch onderzoek in M1000 (of M1001) onontbeerlijk.

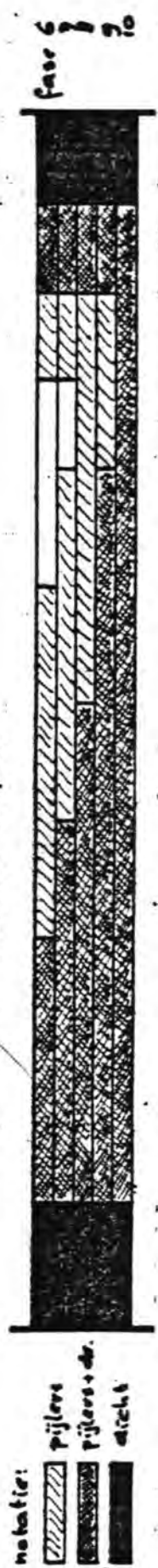
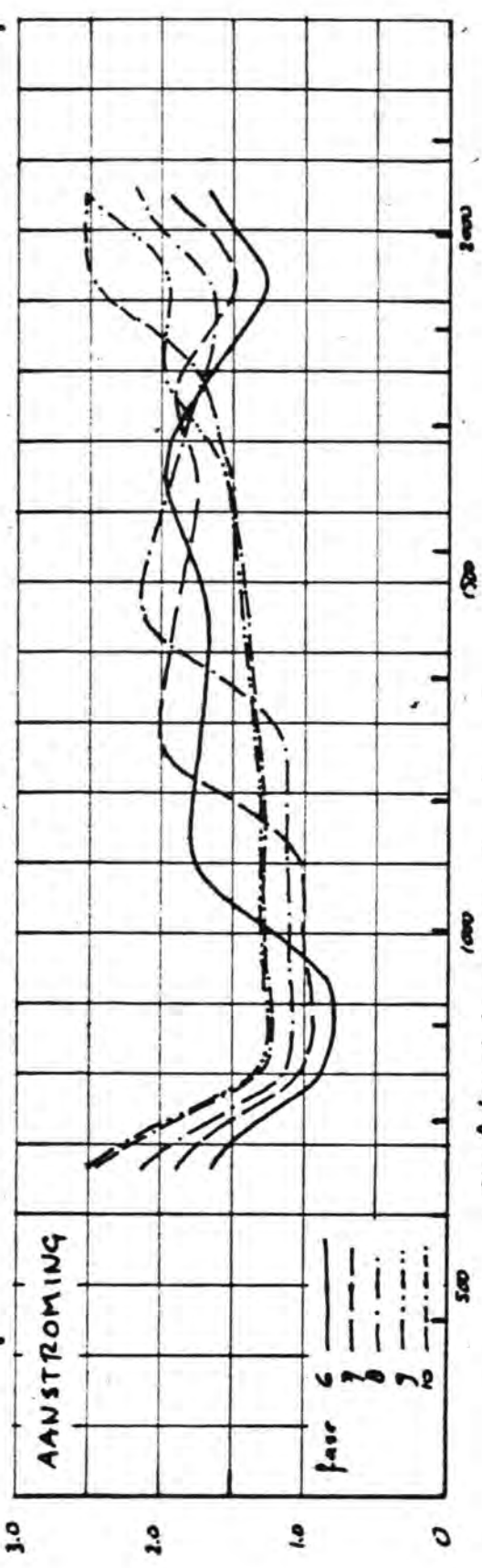
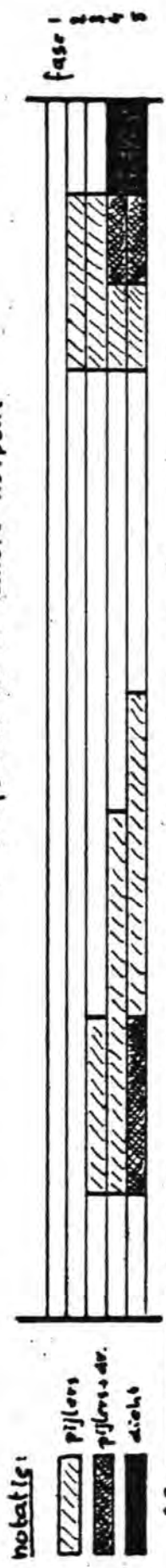
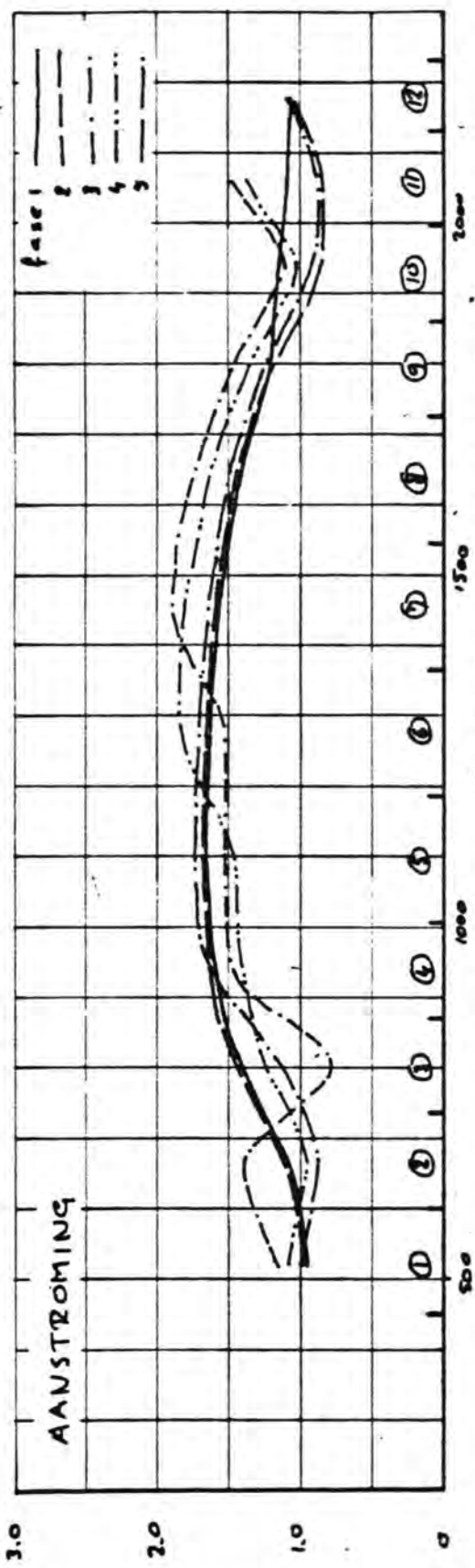
Voor de vertaling van de berekende stroomsnelheidsverdelingen (gemiddeld getij) naar extreme omstandigheden, dienen de berekende snelheden te worden vermenigvuldigd met de faktor

$$\xi = \bar{u}_{\max} / \bar{u}_{\max \text{ gemiddeld getij}}$$

(zie par. 2.2, drempelnota 1). Voor een overschrijdingsfrequentie van 1x per jaar heeft ξ een waarde van ca. 1,39.

2.3. Stabiliteit drempelmaterialen in bouwfasen (M1524)

Het onderzoek in de Tussenpadgoot op een solitaire pijler (rechte aanstroming, geen golven) is voltooid. Daarentegen heeft het onderzoek in de Golfbak enige vertraging ondervonden i.v.m. aanpassing van de in te stellen golfhoogte. Aanvankelijk werd gekozen voor de max. significante golfhoogte behorende bij de gekozen buitenwaterstand.



SNELHEIDSVERDELINGEN BOUWFASEN
(gemiddeld getij)

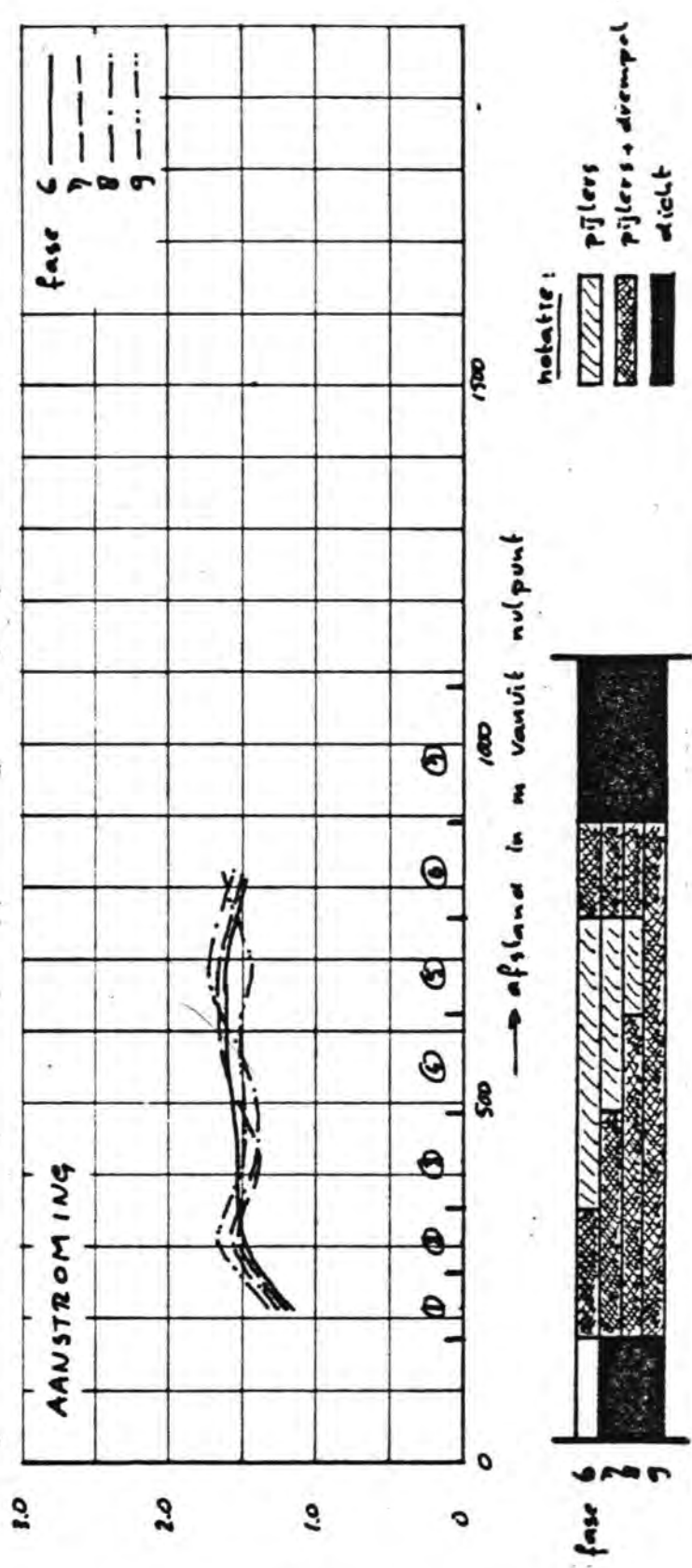
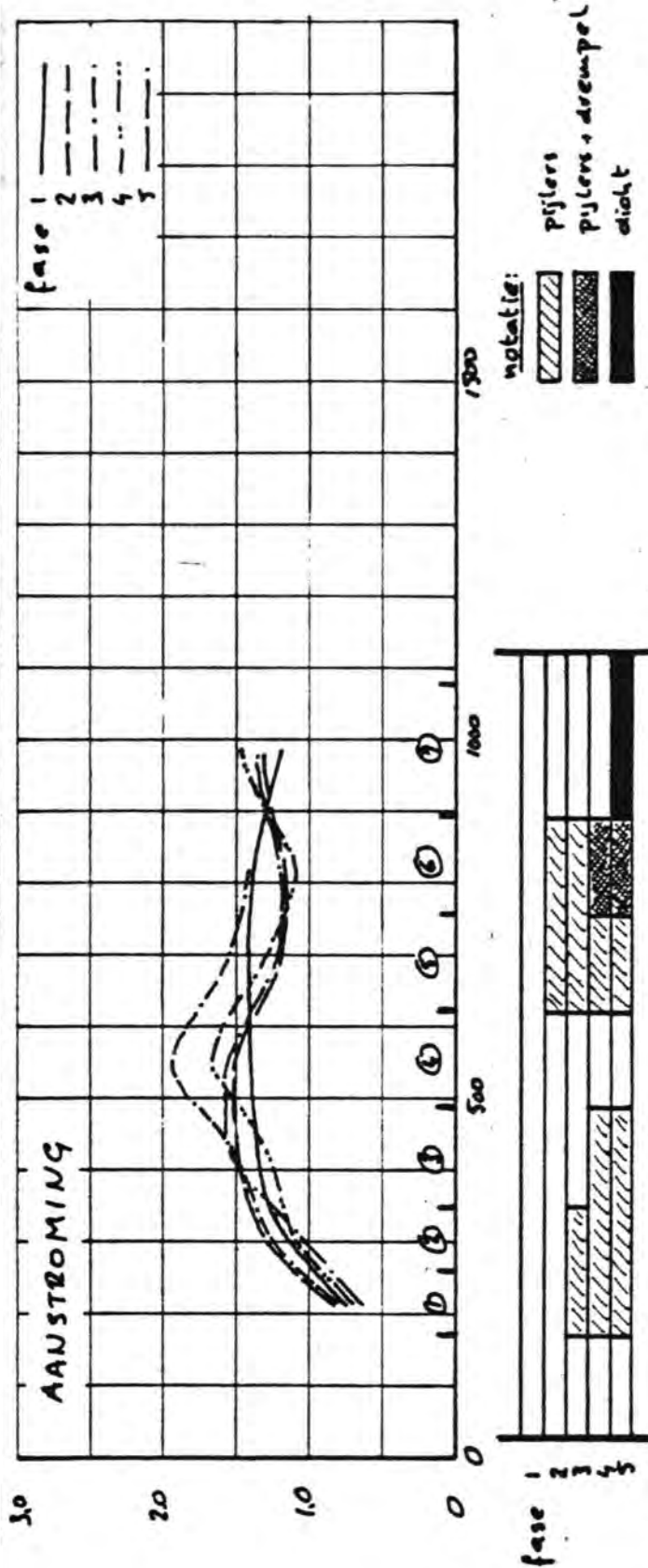
VEGED

Roompot

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1000

FIG. 2.2.1.



SNELHEIDSVERDELINGEN BOUWFASEN
 (gemiddeld getij)

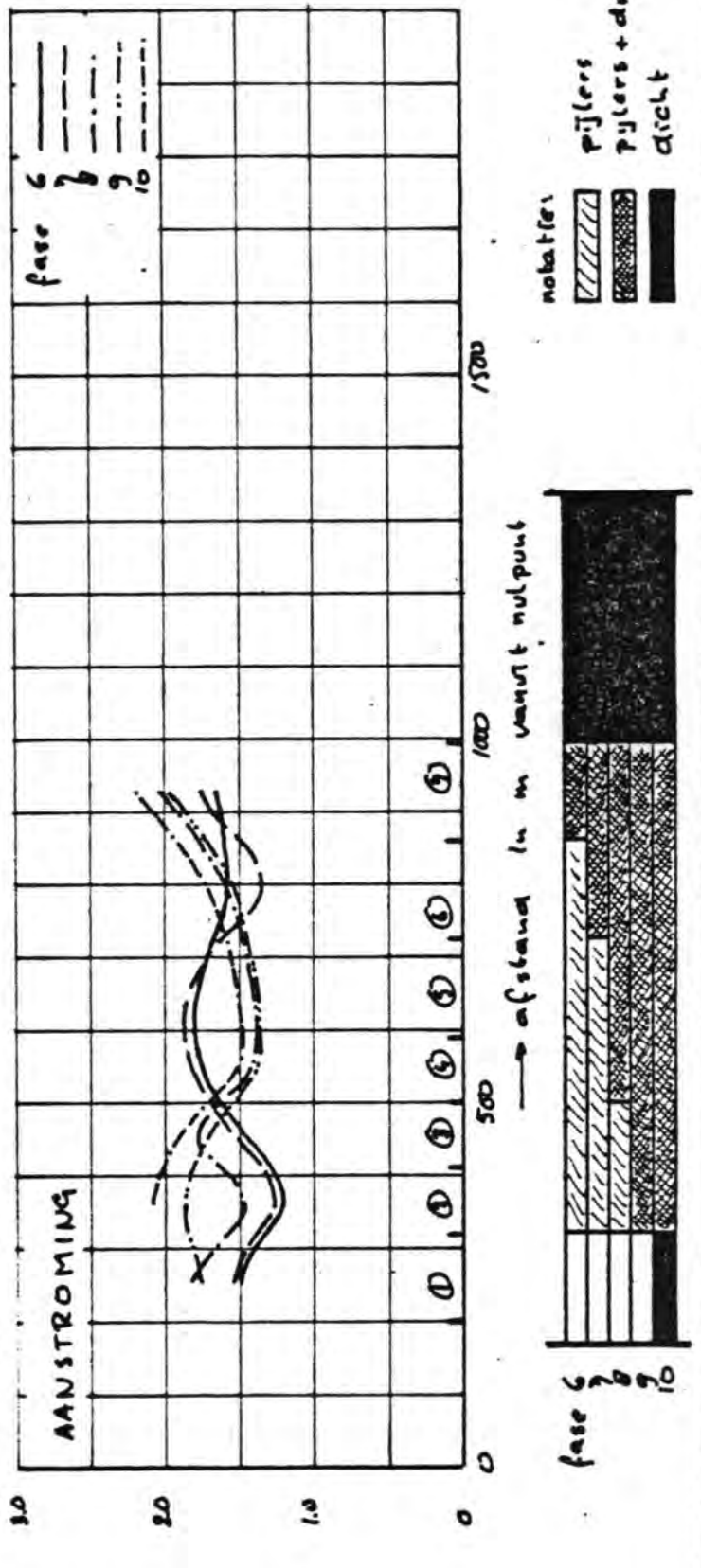
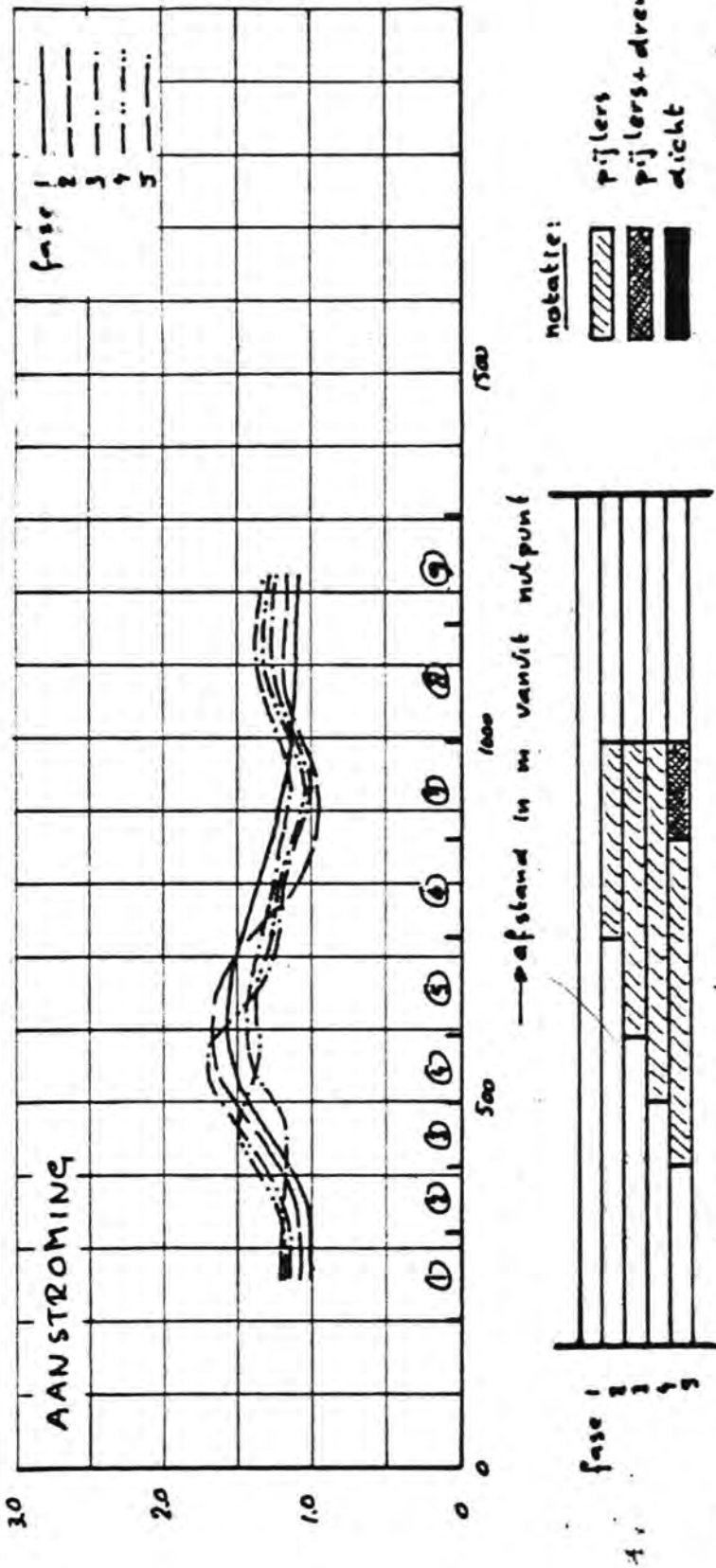
VLOED

Schaar

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1000

FIG. 2.2.2.



SNELHEIDSVERDELINGEN BOUWFASEN

(gemiddeld getij)

VLOED

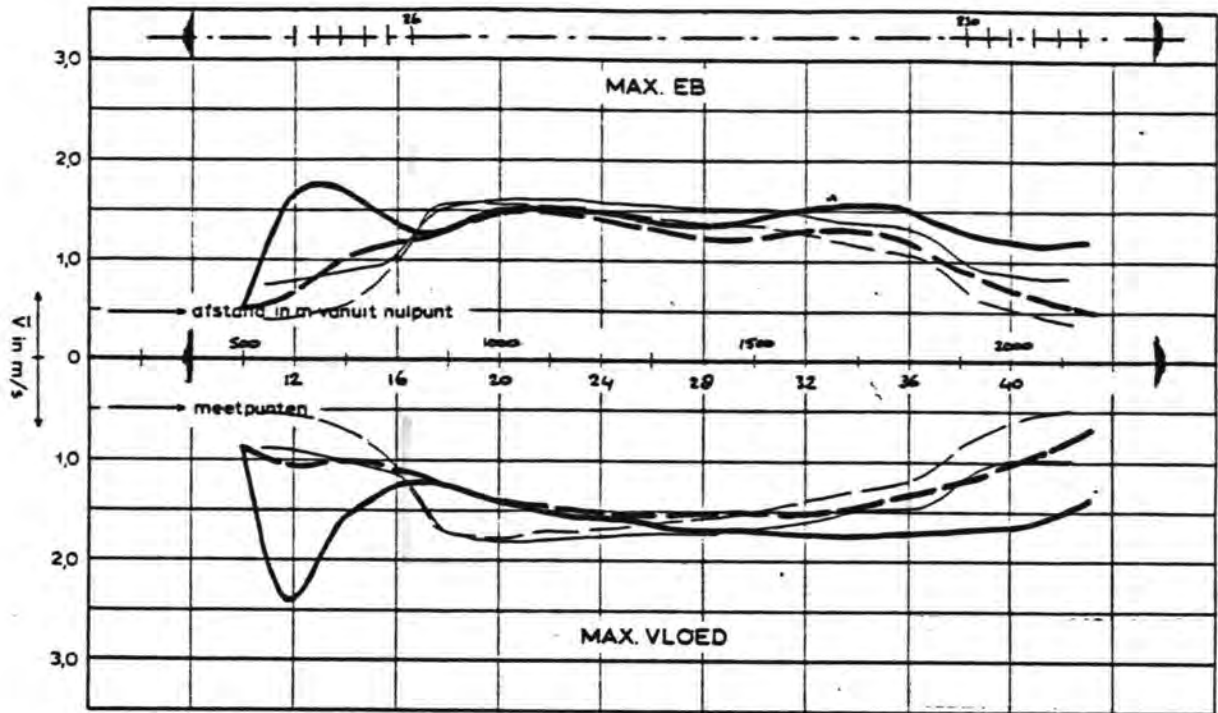
Hammen

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

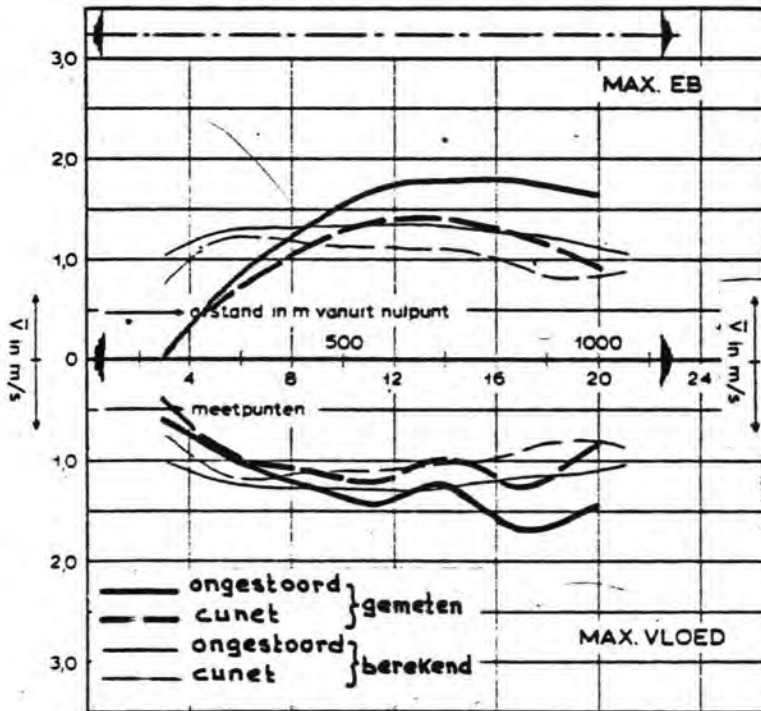
M 1000

FIG. 2.2.3.

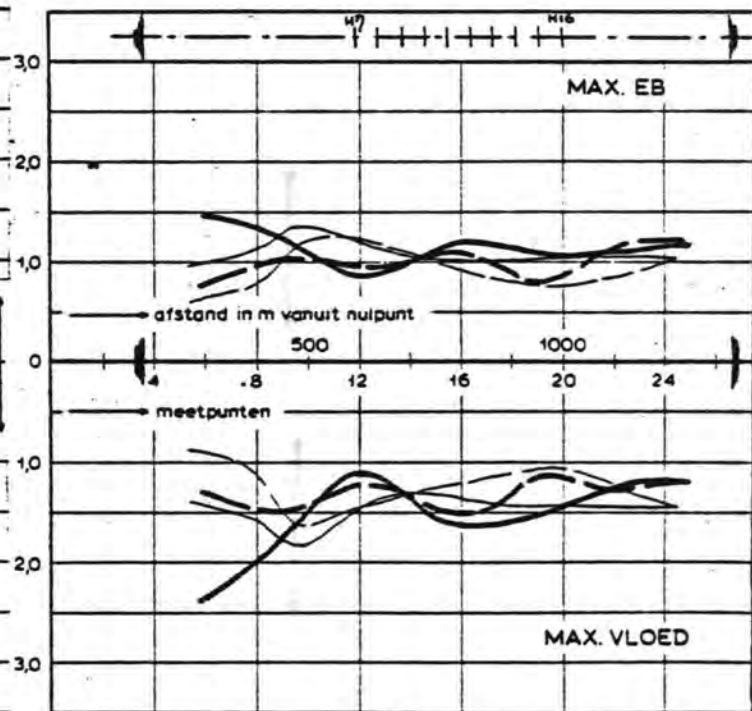
ROOMPOT



SCHAAR

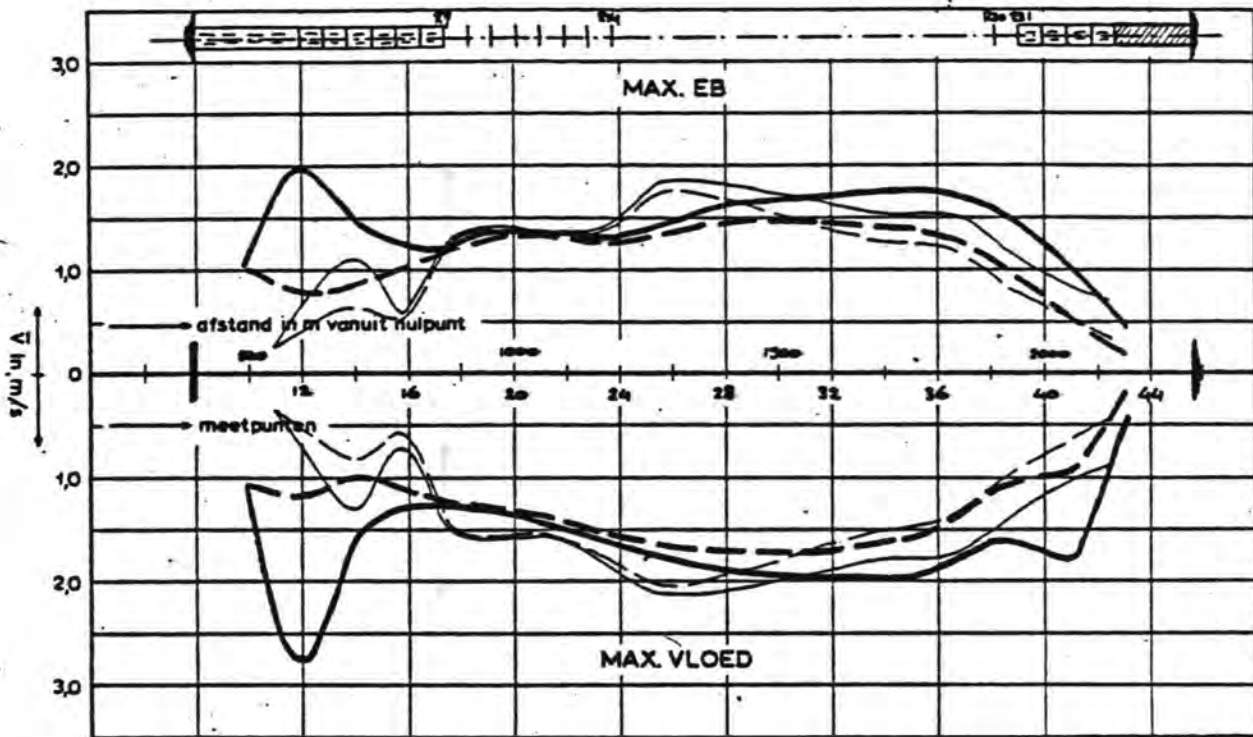


HAMMEN



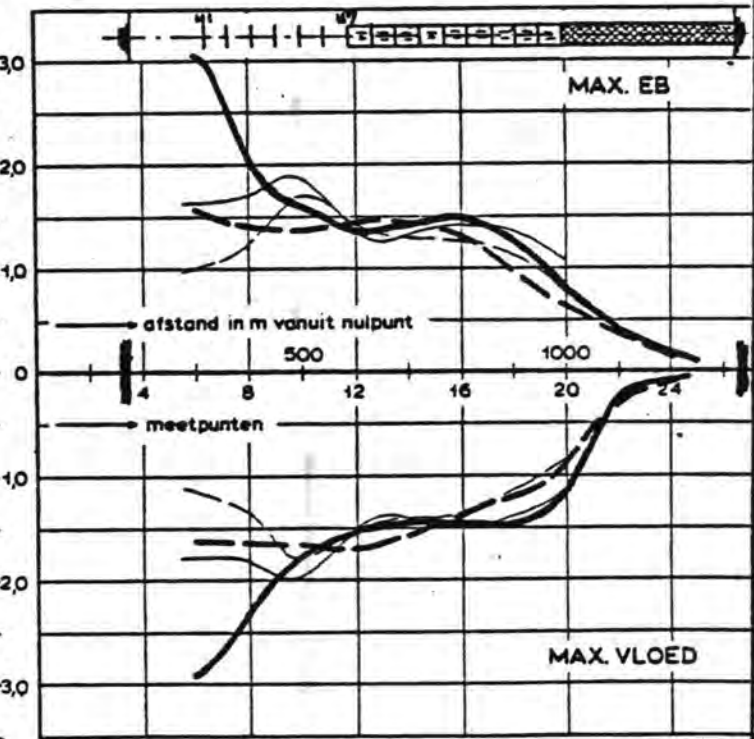
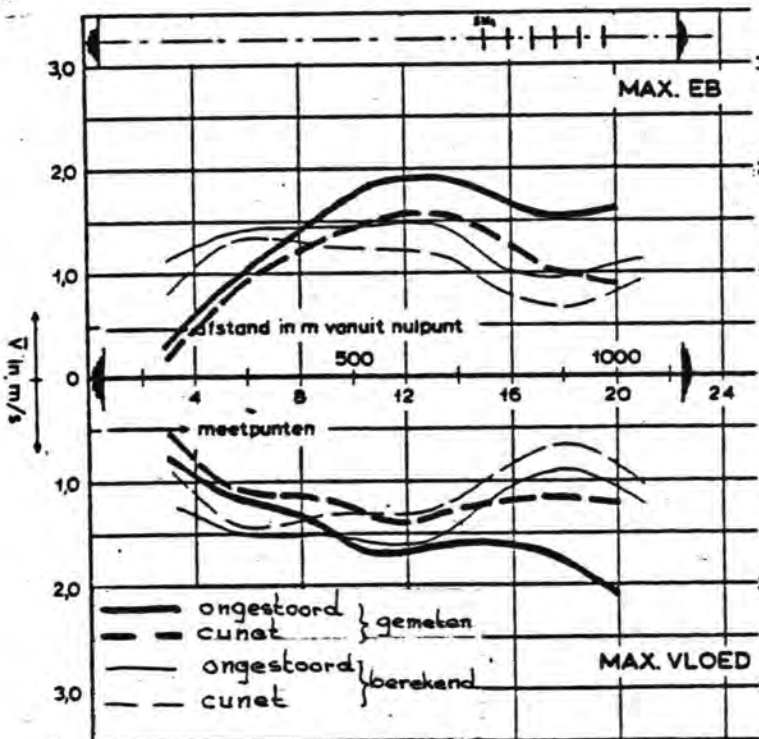
SNELHEIDSVERDELINGEN

ROOMPOT



SCHAAR

HAMMEN



SNELHEIDSVERDELINGEN

T 229

07.10.71

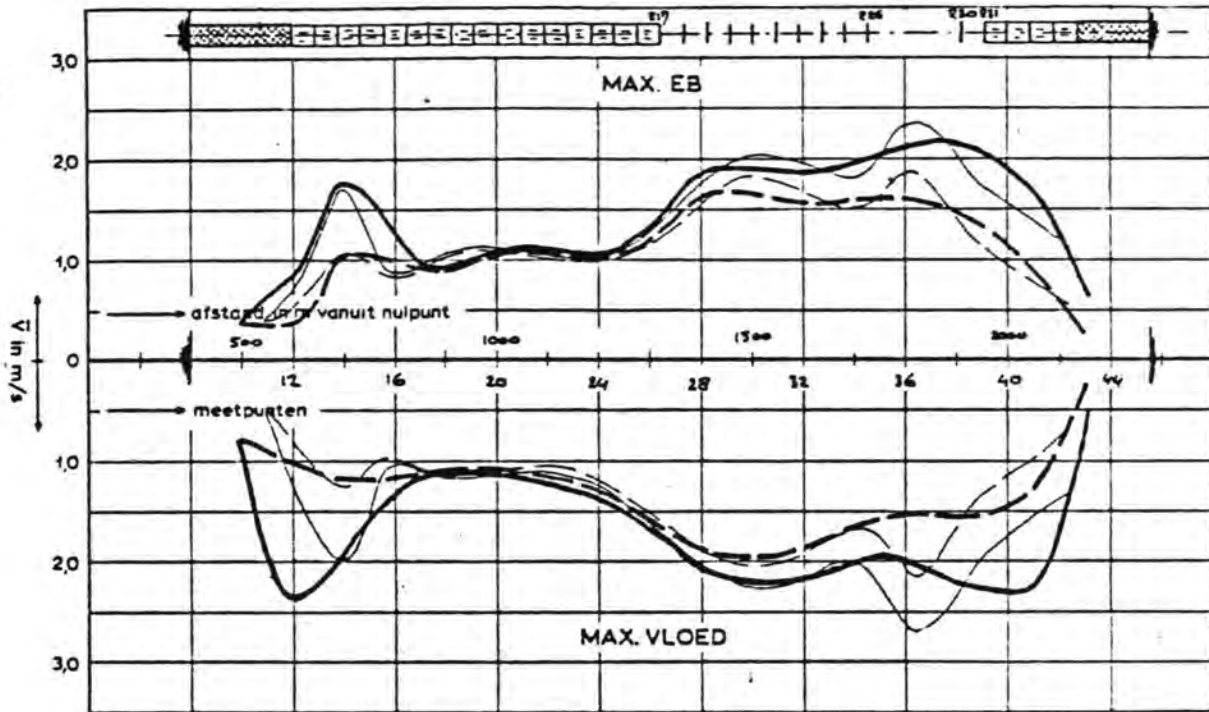
Bouwfase II

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1000

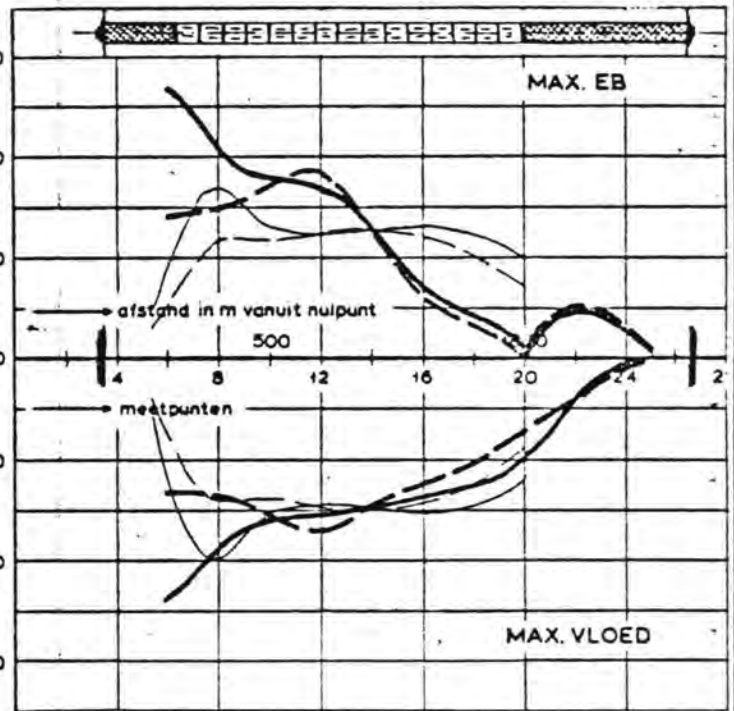
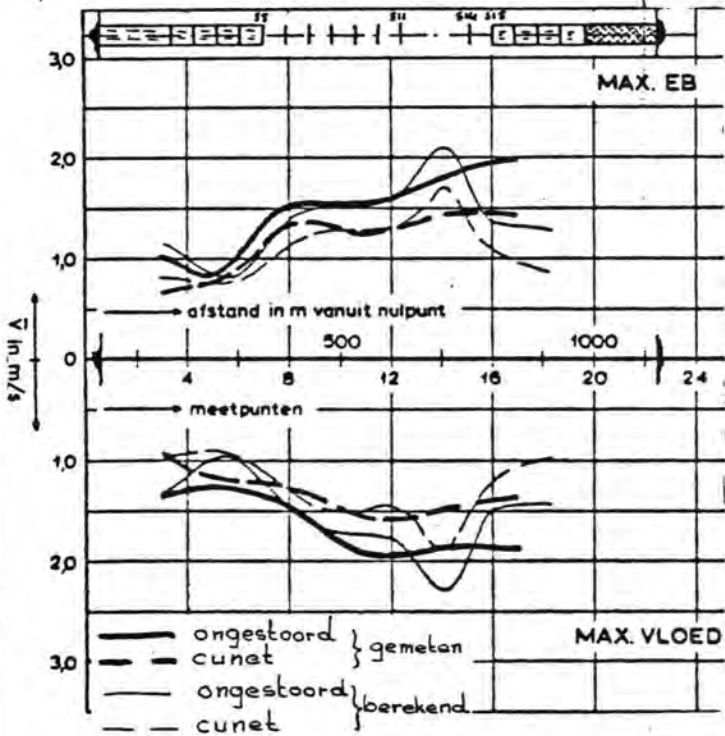
FIG. 2.2.5

ROOMPOT



SCHAAR

HAMMEN



SNELHEIDSVERDELINGEN

T 230

07.10.71

Bouwfase III

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1000

FIG. 2.2.6.

Na de recente verschijning van de frequentielijn van de significante golfhoogte kon een reeëlere waarde voor de éénmaal per jaar optredende golfhoogte worden bepaald.

Voor de opbouwfasen a en b is de interpretatie van de proefresultaten vrijwel voltooid, terwijl dit voor de opbouwfasen c en d nog enige tijd op zich zal laten wachten.

Bij het onderzoek naar de stabiliteit van opbouwphase a (fundatiebed) is uitgegaan van materiaal, dat niet is afgedekt door een blokkenmat. Met de resultaten van het onderzoek kan de benodigde diameter van een eventuele als afdeklaag voor het fundatiebed fungerende bestorting bepaald worden.

2.3.1. Opbouwphase a en b

De stabiliteit van drempelmateriaal wordt beïnvloed door een aantal factoren, te weten:

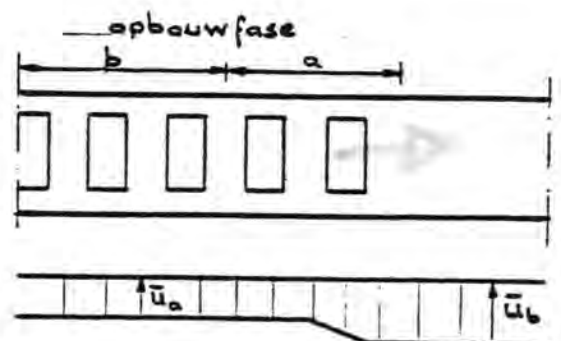
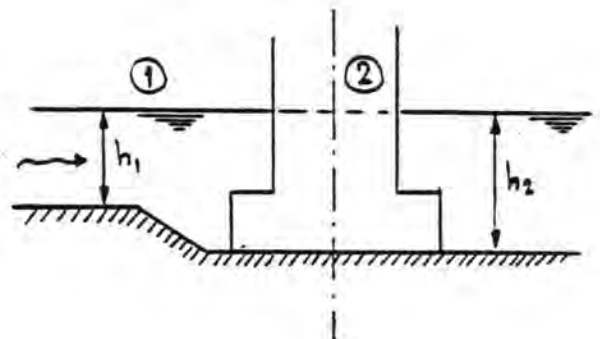
k_1 = geometrische verwijding
bij inbaggering
($k_1 = h_1 / h_2$)

k_2 = korrektiefactor op k_1
(loslaten stroom, turbulenties)

k_3 = geometrische vernauwing
t.p.v. 2 t.g.v. pijler
en drempelopbouw

k_4 = invloed vorm van de pijler
(mate van stroomlijning)

k_5 = invloed bouwfront (basis-
snelheid voor berekeningen
is \bar{u}_a voor opbouwfasen
a en b)



k_6 = scheve aanstroming versus rechte aanstroming
($15^\circ - 0^\circ$)

k_7 = golfinvloed $CH_s = 2 \text{ m}$, $T = 5,63$)

Al deze factoren (behalve k_1) dragen bij tot een reductie van de kritieke aanstroomsnelheid \bar{u}_{kr} t.o.v. die voor de ongestoorde situatie \bar{u}_{kr} . De volgende uitdrukking kan worden gevonden:

$$\bar{u}_{kr} = k_1 k_2 k_3 k_4 k_5 k_6 k_7 \bar{u}_{kr}$$

De waarde van \bar{u}_{kr} ongestoord is bepaald m.b.v. bekende relaties uit de literatuur. (zie fig. 2.3.1. - 2.3.4.).

Gebruik makend van de onderzoekresultaten zijn bovengenoemde factoren gekwantificeerd voor een viertal lokaties in het sluitgat, te weten:

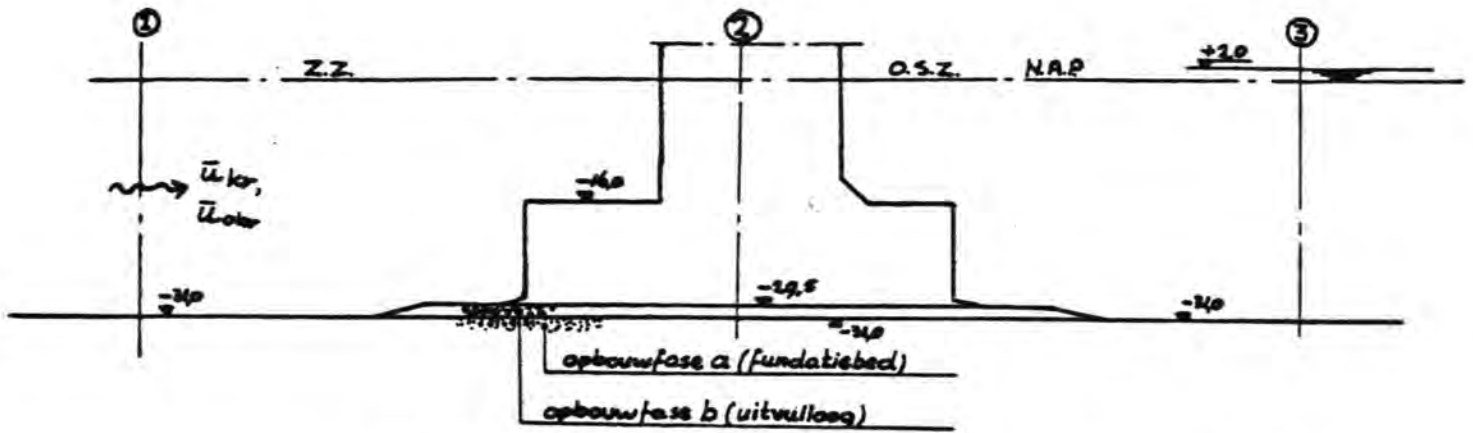
situatie I _o	(Roompot 19)	zie figuur 2.3.1.
situatie II	(Hammen 9)	zie figuur 2.3.2.
situatie III ₁	(Schaar 6)	zie figuur 2.3.3.
situatie IV	(Hammen 15)	zie figuur 2.3.4.

Deze lokaties stemmen overeen met de situaties, welke in de Pentagoot (stabiliteit toplaag) worden onderzocht.

In de nabije toekomst zal de berekening uitgevoerd moeten worden voor alle pijlers.

Bij de toepassing van de gevonden relaties dient rekening gehouden te worden met een aantal beperkingen:

- er zijn slechts enkele situaties onderzocht, zodat er bij de bepaling van de k-waarden is geïnterpoleerd.
- in de Golfbak is voor de opbouwfasen a en b en in de Tussenpadgoot is voor de opbouwfasen b slechts één bestortingstype onderzocht, zodat het verband tussen \bar{u}_{kr} en G_{50} niet experimenteel geverifieerd kan worden.



SITUATIE I₀ , PLAATS R19 (rechte aanstroming)

$$\bar{u}_{kr} = (k_1 \quad k_2 \quad k_3 \quad k_4 \quad k_5 \quad k_6 \quad k_7) \times \bar{u}_{wkr}$$

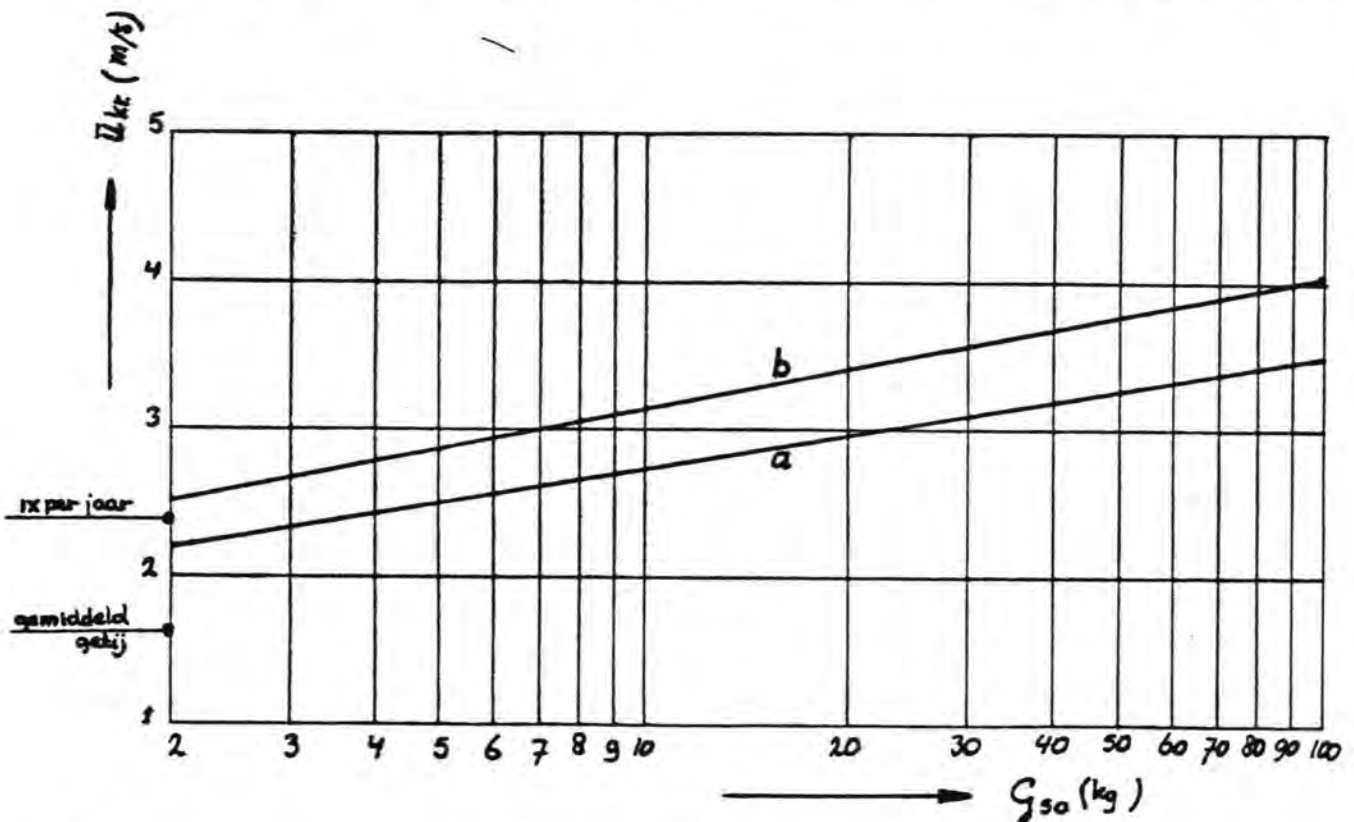
$$\bar{u}_{wkr} = 4,85 \log\left(\frac{6h_0}{D_n}\right) (D_n)^{0,5} \quad , \quad D_n = \left(\frac{G_{50}}{2650}\right)^{1/3}$$

opbouw fase a:

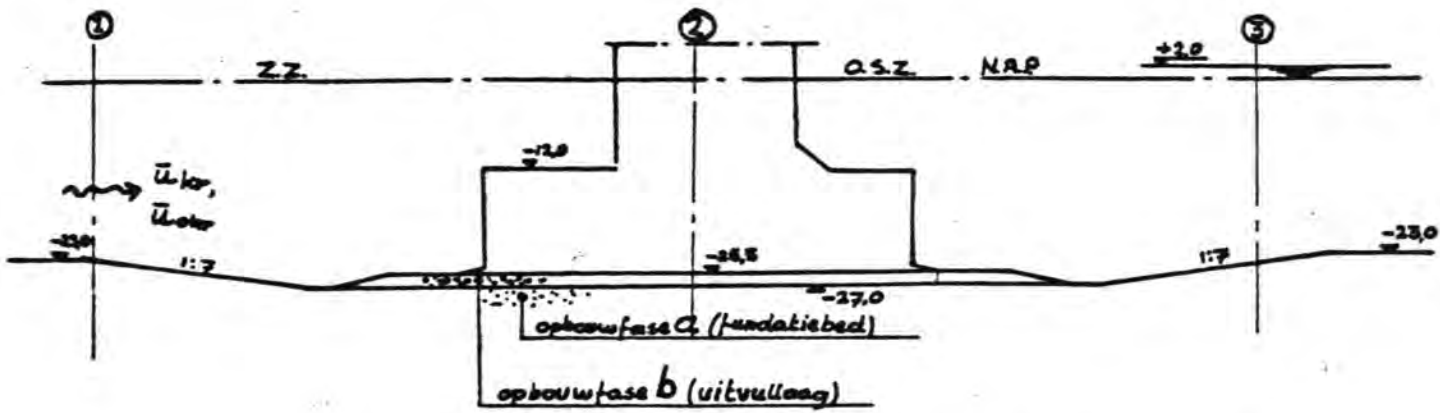
$$\bar{u}_{kr} = (1,0 \quad 1,0 \quad 0,76 \quad 0,68 \quad 0,99 \quad 1,0 \quad 1,0) \times \bar{u}_{wkr} = 0,46 \bar{u}_{wkr}$$

opbouw fase b:

$$\bar{u}_{kr} = (1,0 \quad 1,0 \quad 0,75 \quad 0,71 \quad 1,0 \quad 1,0 \quad 1,0) \times \bar{u}_{wkr} = 0,53 \bar{u}_{wkr}$$



STROOMBESTENDIGHEID DREMPEL		
OPBOUWFASE a en b		
SITUATIE I ₀ PLAATS R19	$\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M 1524	FIG. 2.3.1.



SITUATIE II . PLAATS H9 (rechte aanstroming)

$$\bar{u}_{kr} = (k_1 \quad k_2 \quad k_3 \quad k_4 \quad k_5 \quad k_6 \quad k_7) \times \bar{u}_{oler}$$

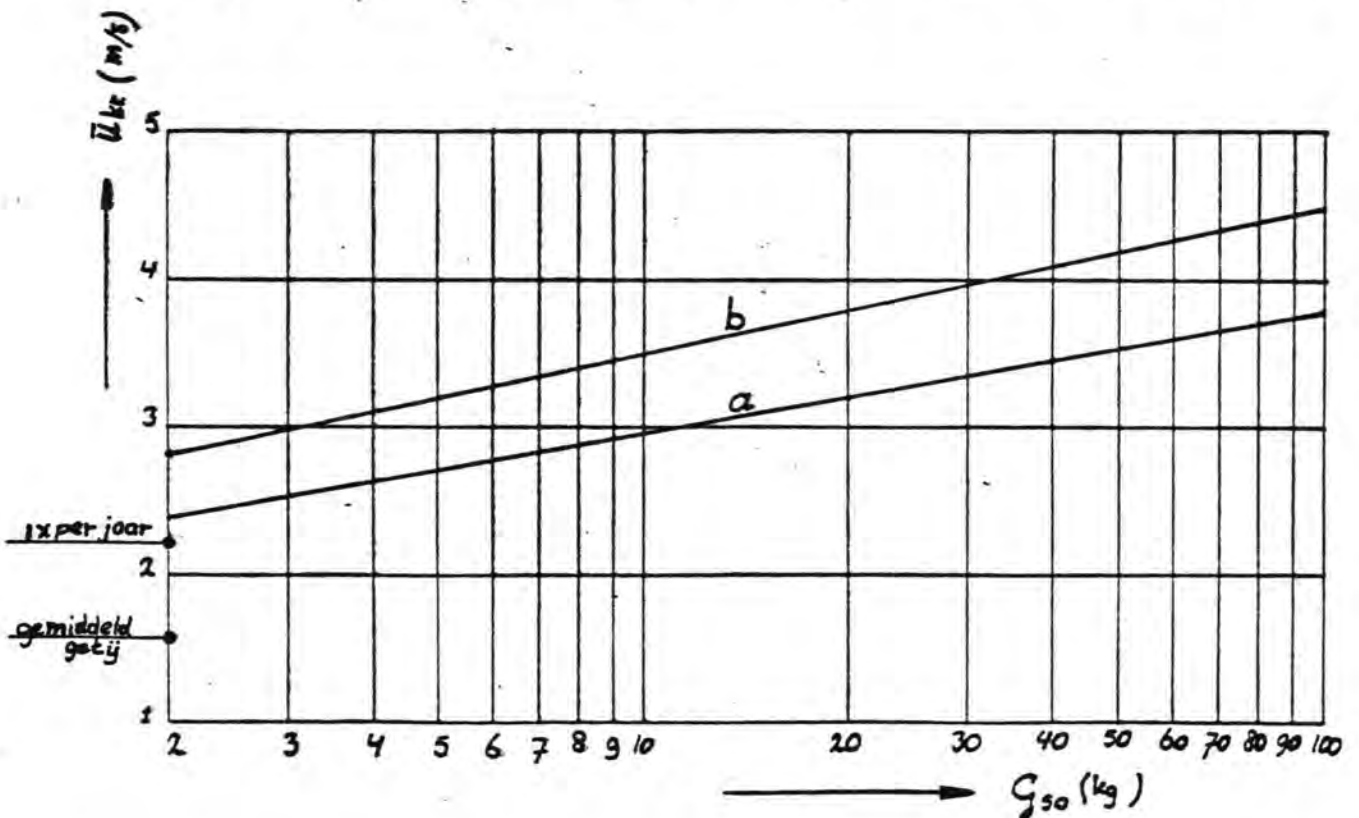
$$\bar{u}_{oler} = 4,85 \log\left(\frac{6h_0}{D_n}\right) (D_n)^{0,5}, \quad D_n = (G_{50}/2650)^{1/3}$$

opbouw fase a:

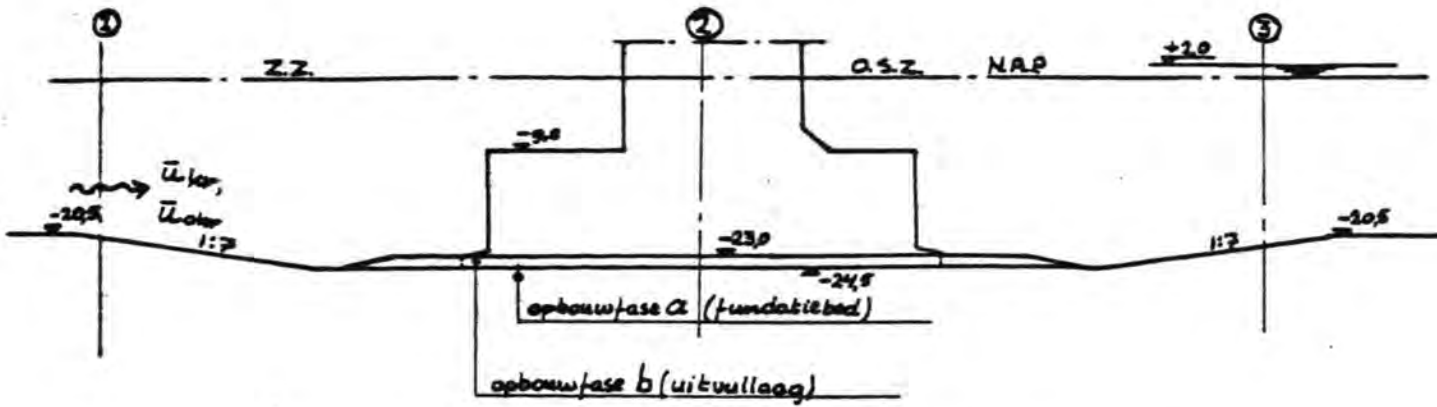
$$\bar{u}_{kr} = (1,16 \quad 0,93 \quad 0,75 \quad 0,69 \quad 0,9 \quad 1,0 \quad 1,0) \times \bar{u}_{oler} = 0,50 \bar{u}_{oler}$$

opbouw fase b:

$$\bar{u}_{kr} = (1,16 \quad 0,96 \quad 0,73 \quad 0,73 \quad 1,0 \quad 1,0 \quad 1,0) \times \bar{u}_{oler} = 0,59 \bar{u}_{oler}$$



STROOMBESTENDIGHEID DREMPEL		
OPBOUWFASE a en b		
SITUATIE II PLAATS H9	$\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M 1524	FIG. 2.3.2



SITUATIE III₂ , PLAATS 56 (15° schree aanstroming)

$$\bar{u}_{kor} = (k_1 \quad k_2 \quad k_3 \quad k_4 \quad k_5 \quad k_6 \quad k_7) \times \bar{u}_{olok}$$

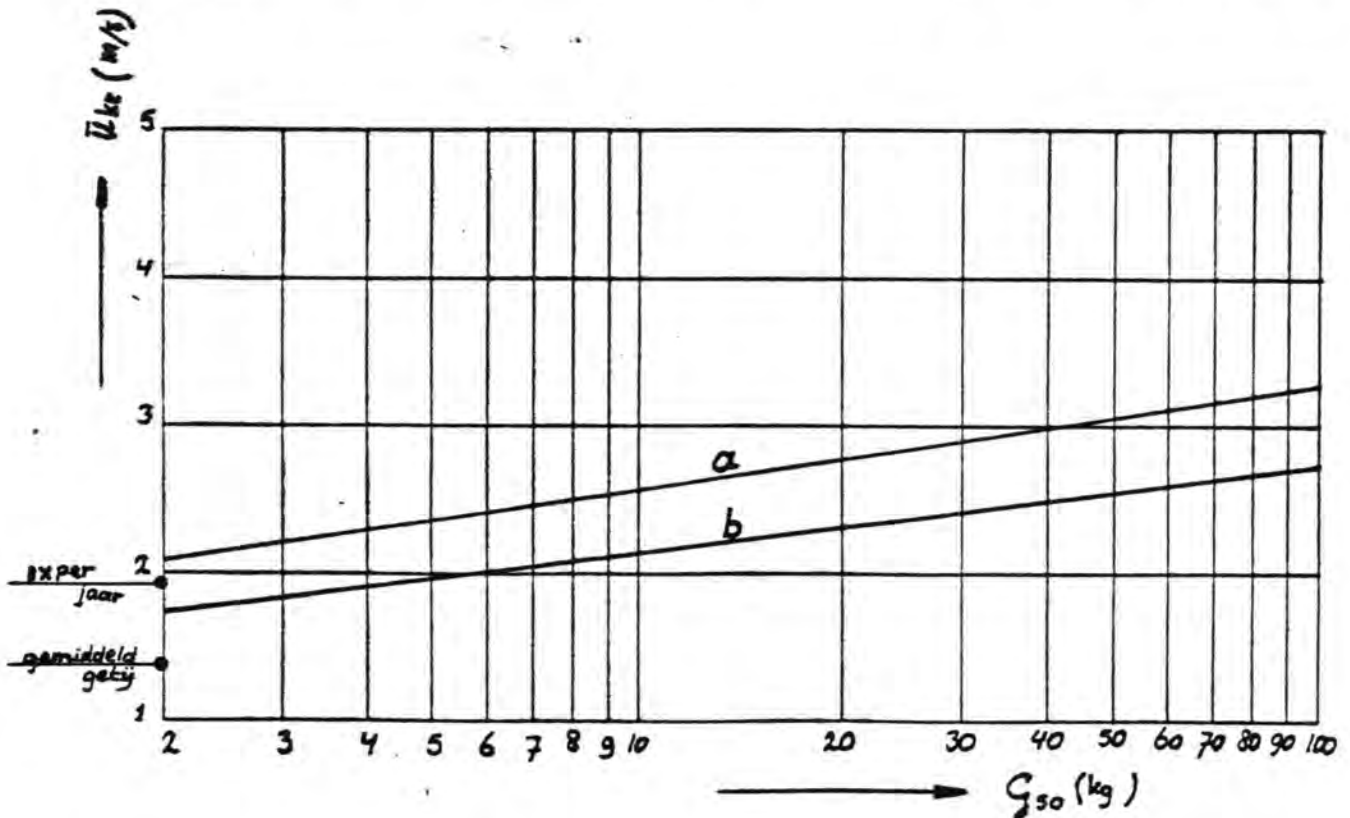
$$\bar{u}_{olok} = 4,85 \log \left(\frac{6h_0}{D_n} \right) (D_n)^{0,5} \quad , \quad D_n = \left(G_{50} / 2650 \right)^{1/3}$$

opbouw fase a:

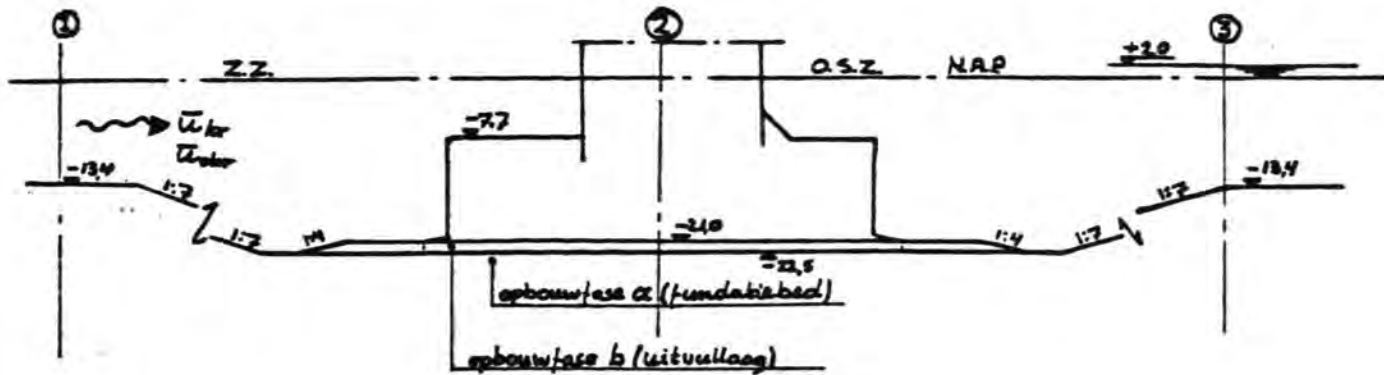
$$\bar{u}_{kor} = (1,18 \quad 0,92 \quad 0,74 \quad 0,70 \quad 0,9 \quad 1,0 \quad 0,9) \times \bar{u}_{olok} = 0,46 \bar{u}_{olok}$$

opbouw fase b:

$$\bar{u}_{kor} = (1,18 \quad 0,96 \quad 0,72 \quad 0,74 \quad 1,0 \quad 0,7 \quad 0,9) \times \bar{u}_{olok} = 0,38 \bar{u}_{olok}$$



STROOMBESTENDIGHEID DREMPEL		
OPBOUWFASE a en b		
SITUATIE III ₂ PLAATS 56	$\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	R 1524	FIG. 2.3.3



SITUATIE II , PLAATS H 15 (15° where aanstroming)

$$\bar{u}_{kr} = (k_1 \quad k_2 \quad k_3 \quad k_4 \quad k_5 \quad k_6 \quad k_7) \times \bar{u}_{okr}$$

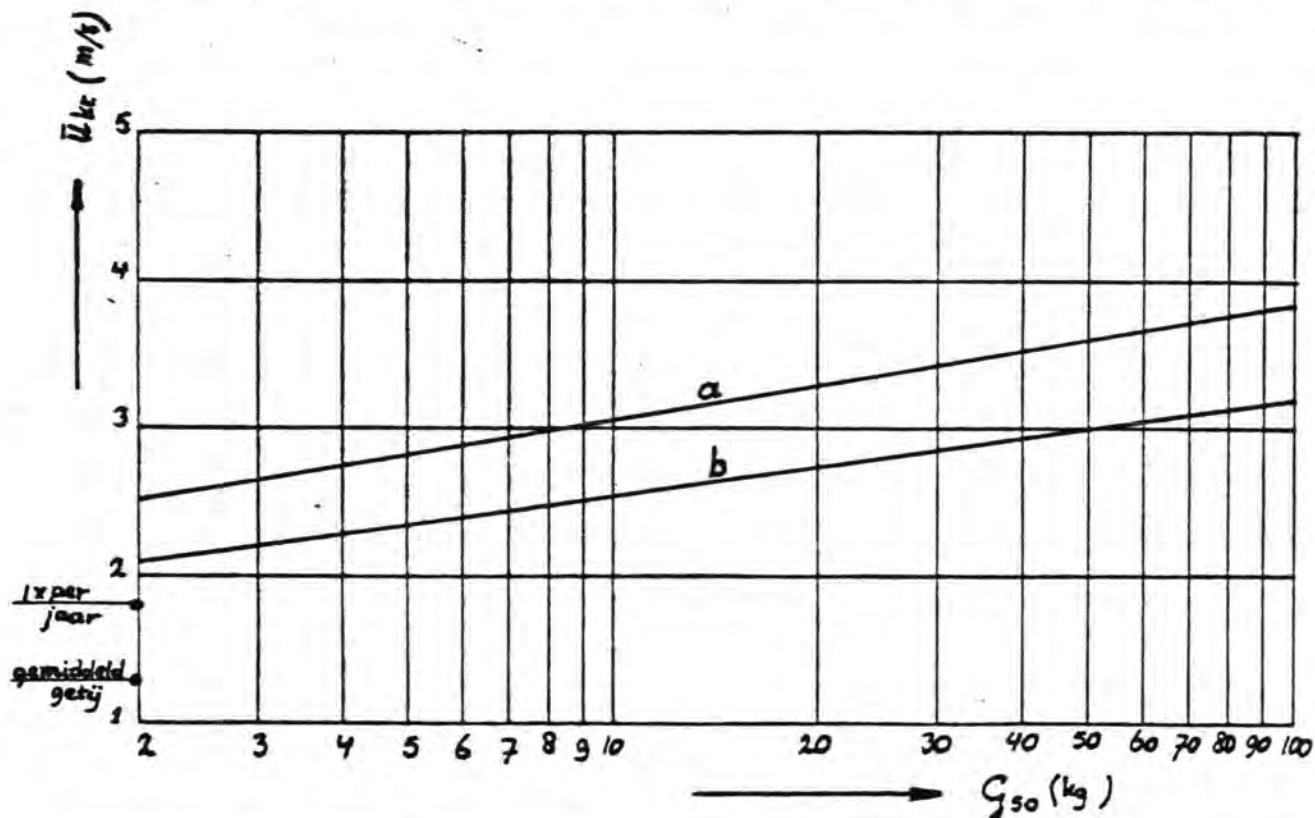
$$\bar{u}_{okr} = 4,85 \log \left(\frac{6h_0}{D_n} \right) (D_n)^{0,5} \quad , \quad D_n = \left(\frac{G_{50}}{2650} \right)^{1/3}$$

opbouw fase a:

$$\bar{u}_{kr} = (1,59 \quad 0,86 \quad 0,73 \quad 0,70 \quad 0,9 \quad 1,0 \quad 0,9) \times \bar{u}_{okr} = 0,57 \bar{u}_{okr}$$

opbouw fase b:

$$\bar{u}_{kr} = (1,59 \quad 0,88 \quad 0,71 \quad 0,75 \quad 1,0 \quad 0,7 \quad 0,9) \times \bar{u}_{okr} = 0,47 \bar{u}_{okr}$$



STROOMBESTENDIGHEID DREMPEL		
OPBOUWFASE a en b		
SITUATIE II PLAATS H 15	$\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M 1524	FIG. 2.3.4

- de viscositeitinvloed is bepaald door deze bij alle proefresultaten van de Golfbak gelijk te stellen. (Temperatuurvariaties uitgemiddeld).

2.3.2. Opbouwfase c en d

Zoals in de inleiding reeds is gesteld, kan voor de opbouwphase c en d nog niet een uitgekristalliseerde relatie tussen \bar{u}_{kr} en G_{50} worden bepaald. Met name de factoren k_6 en k_7 dienen nog nader onderzocht te worden. Teneinde deze factoren te kunnen bepalen vinden nog proeven plaats met rechte en scheve aanstroming (15°), met en zonder golven ($H_2 = 2$ m, $T = 5, 6$). Naar verwachting kan het onderzoek beëindigd worden omstreeks eind maart.

In de figuren 2.3.1. t/m 2.3.4. is voor de vier beschouwde sluitgatlokaties aangegeven, welke steengewichten benodigd zijn bij snelheden, die met een bepaalde overschrijdingskans optreden.

2.3.3. Stabiliteit fundatiebed niet geblokkeerde deel in bouwfasen

Voor het beoordelen van de stabiliteit van het fundatiebedmateriaal is gebruik gemaakt van het WL-rapport 905-V. Hierin wordt onderzoek beschreven op fijn en grof zeegrind, waarin de zeefkromme redelijk overeenkomt met het grofste deel van het fundatiebed.

	grof zeegrind M905	fijn zeegrind M905	fundatiebed
d_{10}	$7,5 \times 10^{-3}$ m	6×10^{-3} m	$1,2 \times 10^{-3}$ m
d_{50}	$16,5 \times 10^{-3}$ m	12×10^{-3} m	10×10^{-3} m
d_{90}	32×10^{-3} m	21×10^{-3} m	28×10^{-3} m

De kritieke snelheid \bar{u}_{kr} in de proeven is gedefiniëerd als de over de vertikaal gemiddelde snelheid, waarbij nog juist geen transport optreedt.

De gevonden waarden worden gegeven in de volgende tabel.

waterdiepte	\bar{u}_{kr} (m/s)		
	grof zeegrind	fijn zeegrind	fundatiebed aanname
10 m	1,79	1,54	1,60
15 m	1,87	1,60	1,65
20 m	1,90	1,66	1,70
25 m	1,94	1,71	1,75
30 m	1,98	1,74	1,80

Tengevolge van de aanwezigheid van het cunet kan voor de kritieke ongestoorde aanstroomsnelheid bovenstrooms van het cunet geschreven worden:

$$\bar{u}_{kr,o} = \bar{u}_{kr} \quad k_1 \quad k_2 \quad (\text{zie 2.3.2.})$$

Voor de in 2.3.2. beschouwde lokaties kunnen dan de volgende waarden voor $\bar{u}_{kr,o}$ berekend worden:

lokatie	\bar{u}_{kr} in cunet (m/s)	$\bar{u}_{kr,o}$ ongestoord (m/s)
I _o (R19)	1,80	1,80
II (H9)	1,77	1,91
III _i (S6)	1,75	1,90
IV (H15)	1,72	2,35

Uit figuur 2.2.2. volgt, dat de maximale aanstroomsnelheid in de Schaar ca. 1,4 m/s bedraagt (komt overeen met ca. 1,95 m/s voor een overschrijdingsfrequentie van 1 x per jaar). Dientengevolge kan overwogen worden af te stappen van de eis, dat het fundatiebed in de Schaar volledig afgedekt moet zijn, ten tijde van het plaatsen van de eerste pijlers in de Hammen. Gezien het marginale verschil tussen de berekende en de kritieke aanstroomsnelheid is het echter toch aan te bevelen het fundatiebed van de Schaar zo spoedig mogelijk af te dekken.

2.4. Zanddichtheid en filterwerking (M1488)

Ter aanvulling van de bestaande kennis omtrent de filterwerking van granulaire materialen, zijn in de periode na 1 februari de volgende onderzoeken uitgevoerd:

- stabiliteit grensvlak fundatiebed-uitvullaag;
- kritiek verhang van zandlenzen;
- dynamisch filteronderzoek (loodrecht op en evenwijdig aan het grensvlak zand-fundatiebed);
- fluïdisatieproef bij hoge bovenbelasting.

2.4.1. Stabiliteit fundatiebed/uitvullaag.

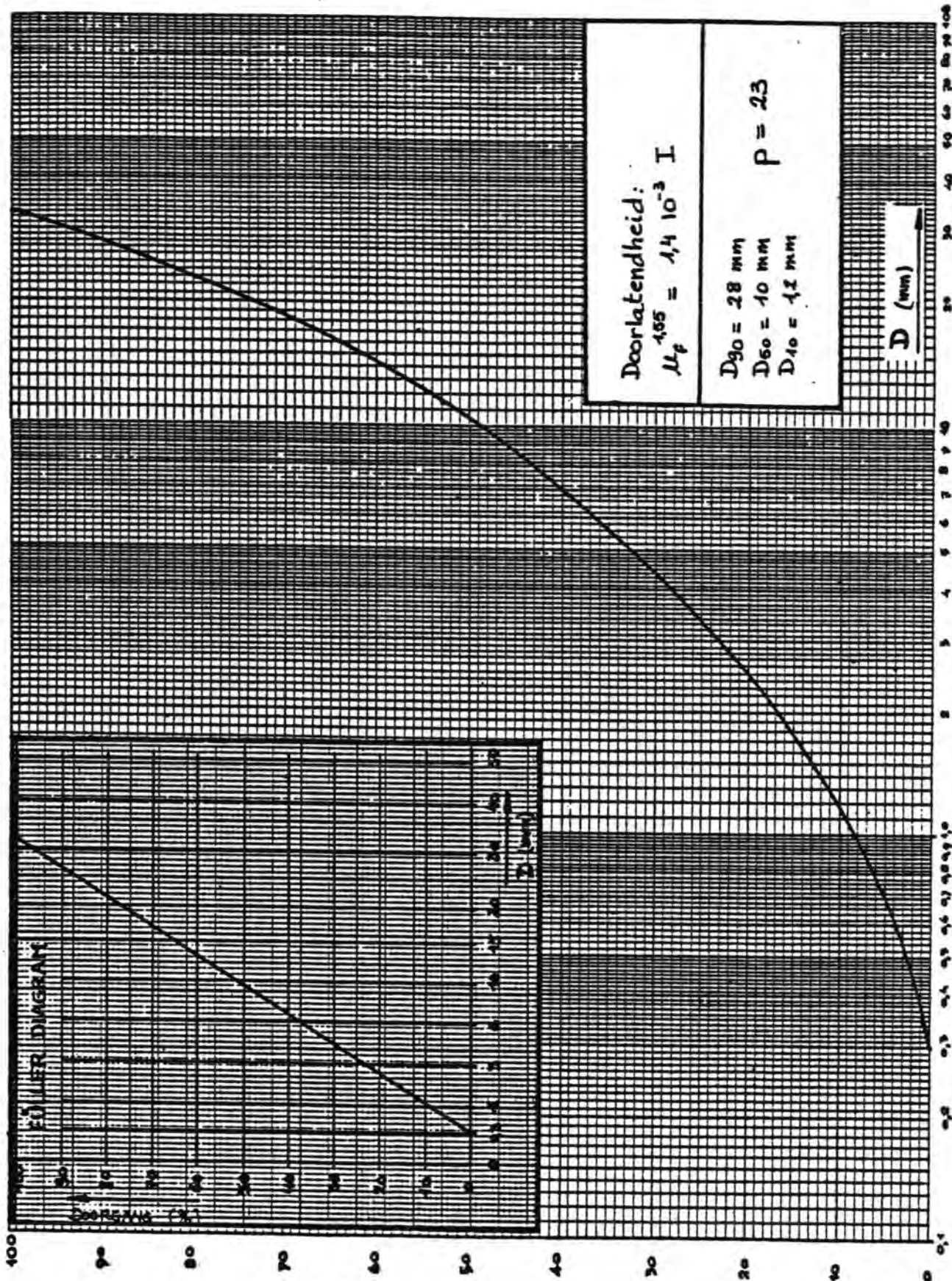
De stabiliteit van het fundatiebed onder de uitvullaag bij horizontale en verticale (statische) verhangen werd in de Groene Bak onderzocht.

De zeefkromme van het materiaal voor het fundatiebed is in fig. 2.4.1. weergegeven. Het materiaal voor de uitvullaag bestond uit stortsteen 5 - 20 cm (D_{10} resp. D_{90}).

Opgemerkt dient te worden dat tot heden nog geen proeven werden verricht met een sterk gegradeerd basismateriaal onder een min. of meer uniform filtermateriaal zoals dit bij deze proef het geval was. Bij gegradeerd basismateriaal zijn 2 nieuwe aspecten te noemen:

- Er is geen eenduidig kritiek verhang aan te geven. Het kritieke verhang is afhankelijk van de beschouwde fractie in het basismateriaal.
- Het z.g. "pantser-effect" zou een verhoging van de kritieke verhangen tot gevolg kunnen hebben.

Het bovenstaande houdt in dat bij alle ingestelde verhangen monsters van het uitgespoelde basismateriaal moesten worden genomen en geanalyseerd. Deze analyse is nog gaande, waardoor nog geen definitieve resultaten kunnen worden gegeven.



ZEEFKROMME FUNDATIEBED

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1488

FIG. 2.4.1

Door het uitspoelen van de fijne fractie aan de bovenkant van het fundatiebed zal de gemiddelde korreldiameter toenemen. Het is aannemelijk te veronderstellen, dat dit proces beperkt blijft over een bepaalde hoogte van het pakket.

Als gevolg van het beperkte debiet, dat in de Groene Bak ingesteld kan worden, was het niet mogelijk na te gaan, tot hoever het "pantser-effect" zich in het fundatiebed kon voortzetten.

2.4.2. Zandlenzen

Tijdens het storten van de filterlagen van de drempel in het prototype bestaat de mogelijkheid dat enige aanzanding optreedt. Dit heeft tot gevolg dat zandlenzen in het filtermateriaal kunnen ontstaan.

Twee proeven werden uitgevoerd in de Groene Bak om enig inzicht te krijgen in het transportmechanisme van het zand door het omliggende filtermateriaal.

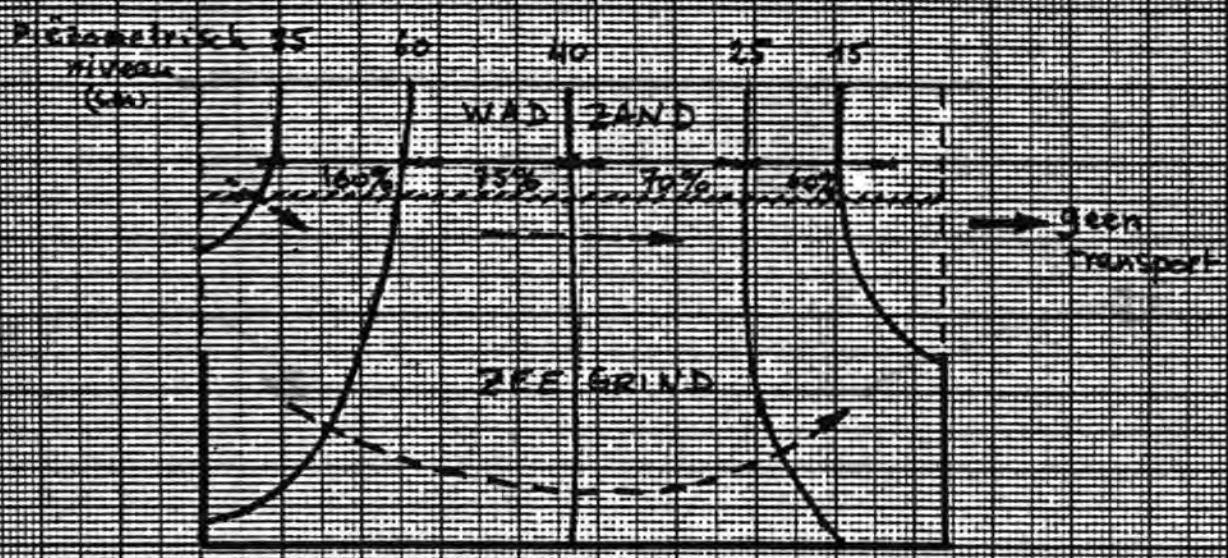
De eerste proef werd uitgevoerd met een horizontale zandlens en de tweede met een schuine zandlens (zie fig. 2.4.2.).

In beide proeven bestond het zand uit wadzand met $D_{50} = 150 \mu\text{m}$ en het filtermateriaal uit zeegrind met $D_{50} = 3,8 \text{ mm}$ en $p = \frac{D_{90}}{D_{10}} = 10$. Dit materiaal heeft een beduidend lagere waarde van het kritieke verhang dan het ontworpen fundatiebedmateriaal.

Bij de normale filterwerking (wadzand onder zeegrind) was het horizontale kritieke verhang voor deze combinatie gelijk aan ca. 60 %.

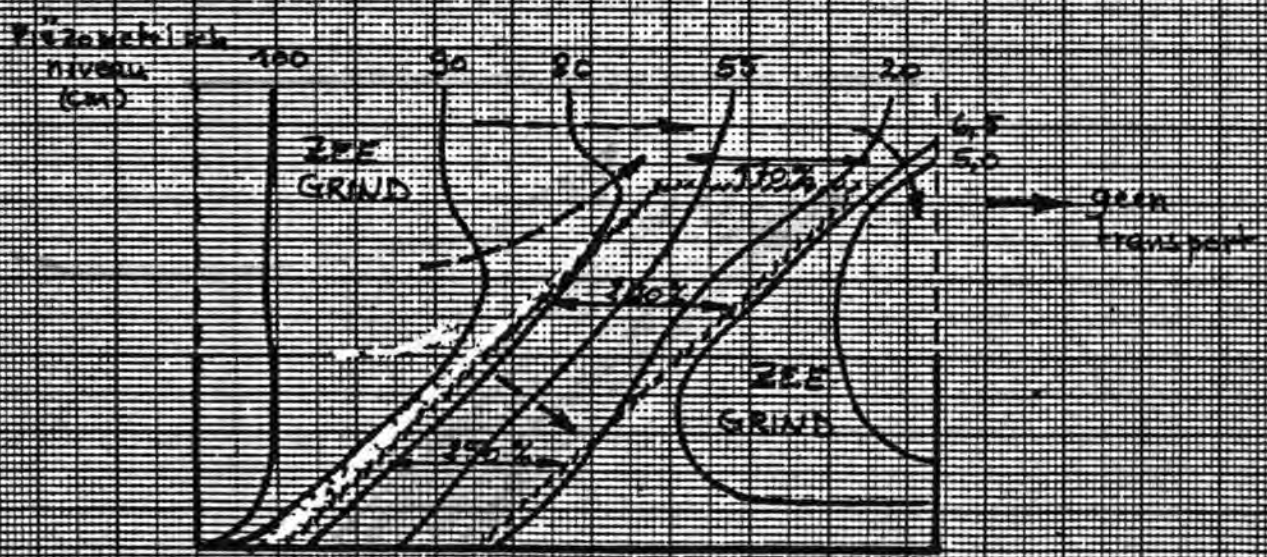
In beide proeven werd geen transport aan de benedenstroomse zijde van de Bak waargenomen. Wel trad lokaal inzanding van het filtermateriaal op. Deze inzanding trad bij de horizontale zandlens aan de bovenstroomse zijde van de Bak op, en bij de schuine zandlens aan de benedenstroomse zijde in de luwte van de lens.

HORIZONTALE ZANDLENS



Gemiddeld verhang = 90%

SCHUINE ZANDLENS



Gemiddeld verhang = 105%

ZANDLENS IN HET FILTERMATERIAAL

Groene Bala T9/T10

schaal 1:10

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1488

FIG. 2.4.2

In fig. 2.4.2. zijn de equipotentiaallijnen en enkele stroomlijnen gegeven.

In fig. 2.4.3. en 2.4.4. is het verloop van het "relatieve lokale verhang" (d.i. lokaal verhang/gemiddeld verhang over de gehele opstelling) op enkele punten weergegeven voor resp. de horizontale en de schuine zandlens. Op de plaatsen waar inzanding optreedt neemt het relatieve verhang toe t.g.v. toename van de weerstand (zie I_1 in fig. 2.4.3. en I_3 in fig. 2.4.4.). Een dergelijk verhangconcentratie heeft echter tot gevolg dat verhangen elders in het pakket kleiner moeten zijn, wil een bepaald gemiddeld verhang gehandhaafd blijven, (zie I_2, I_3, I_4 in fig. 2.4.3. en I_1, I_2 in fig. 2.4.4.).

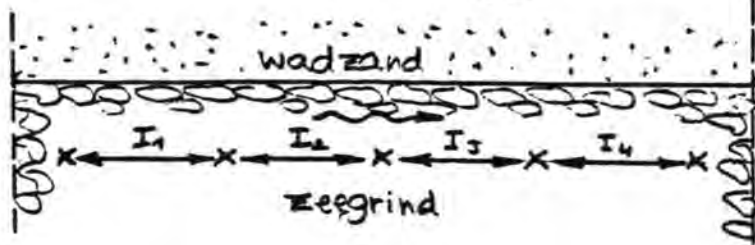
In beide gevallen blijkt bij een lokaal verhang van 20 à 40% reeds enige zandbeweging in het filtermateriaal aanwezig te zijn (zie sterke toename van I_1 in fig. 2.4.3. en van I_3 in fig. 2.4.4.).

Ter conclusie kan worden gesteld dat bij de gebruikte materialen (zand: $D_{50} = 150 \mu\text{m}$, filter: $D_{50} = 3,8 \text{ mm}$ en $p = 10$) bij verhangen, die duidelijk lager zijn dan het kritieke verhang bij normale filterwerking (60%), enige zandbeweging in het filtermateriaal te constateren is.

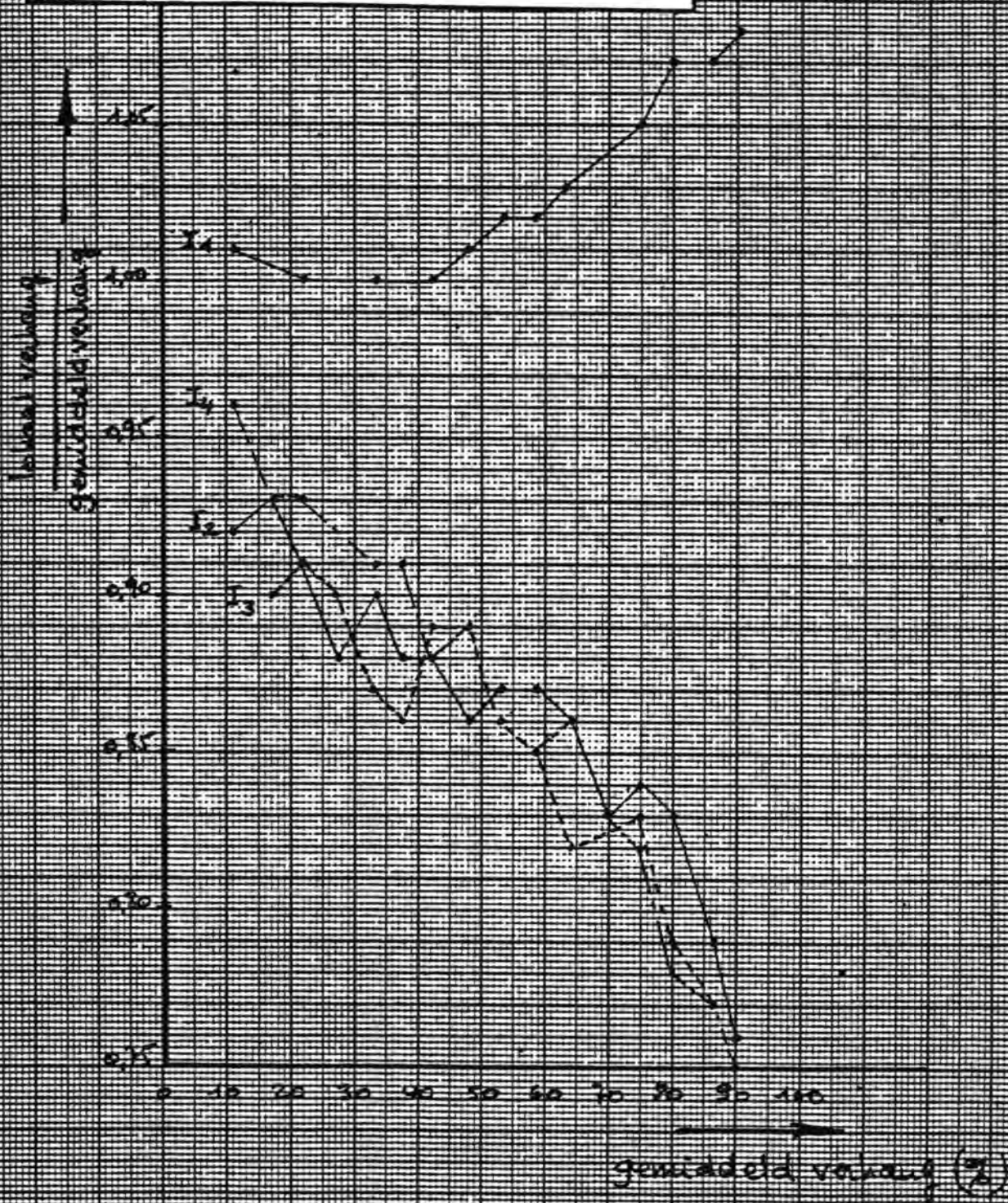
De mogelijkheid van zettingen in de drempel t.g.v. het migreren van zand uit zandlensen is bij deze materialen dus aanwezig.

Het optreden van zandbeweging in het filtermateriaal hangt echter af van de eigenschappen van de beide materialen.

Bij het ontworpen ideale filtermateriaal (fundatiebed) is het zand niet in staat in het filter in te dringen. Daardoor kunnen in dat geval alleen zettingen ontstaan, als het zand niet door, maar bovenlangs het fundatiebed getransporteerd wordt. Hiermee wordt nogmaals het belang van een goede afdichting rondom de voetplaat aangetoond (bijv. grindworst).

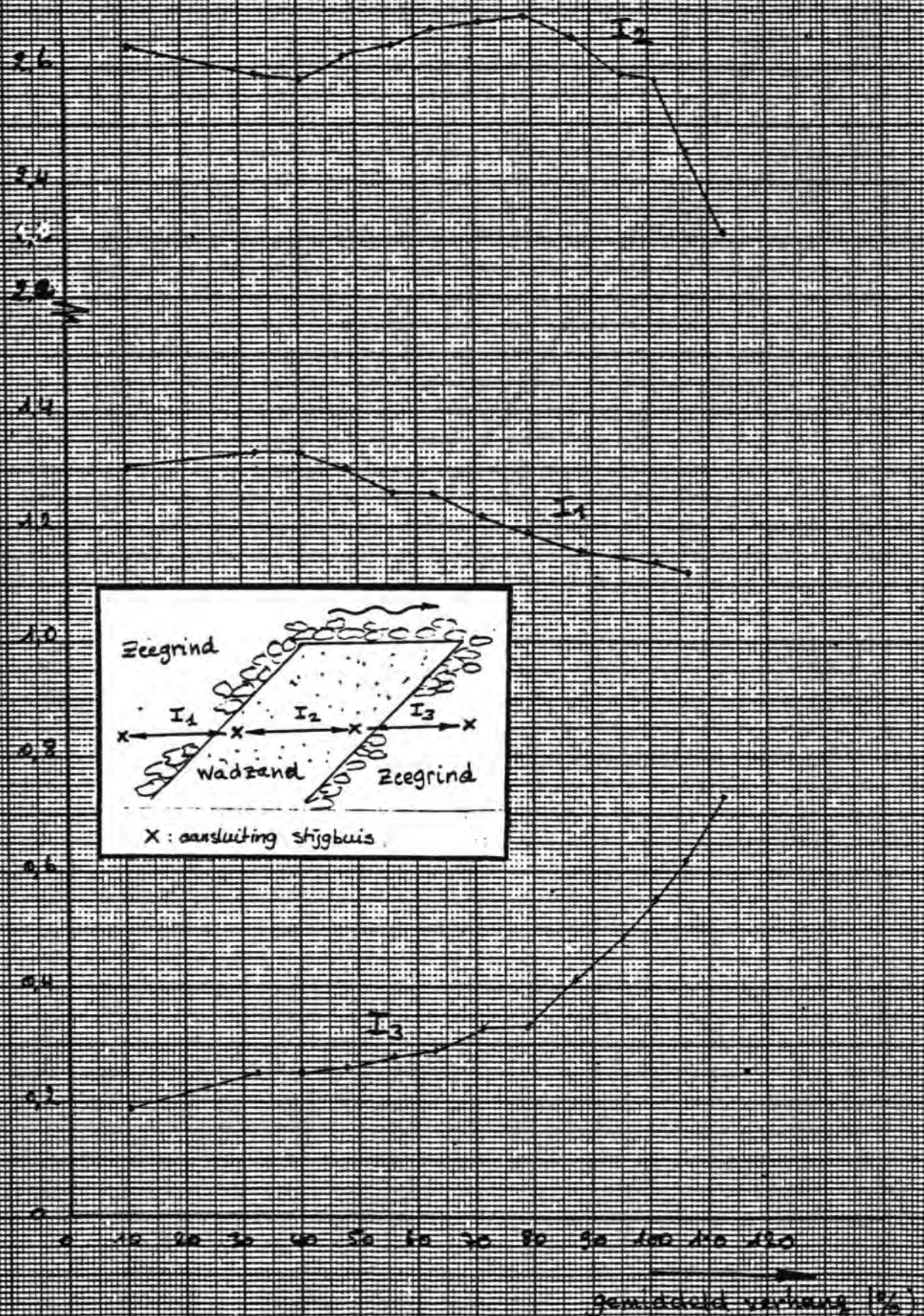


x : aansluiting stijgbuis.



VERHANGEN IN DE HORIZONTALE ZANDLENS	Groenezak	T9
	M 1488	FIG. 2.4.3

Totale verhang
 gemiddeld verhang



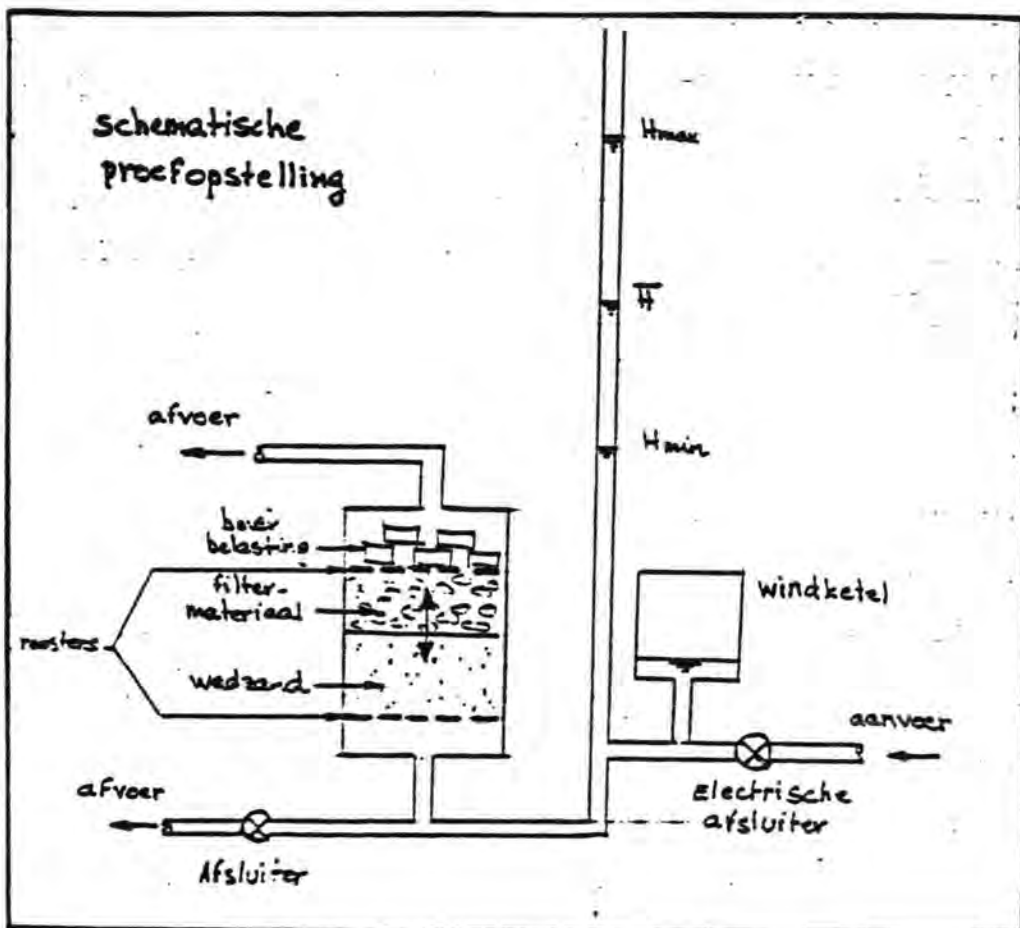
VERHANGEN IN DE SCHUINE ZANDLENS	Groene Bak	T10
	M 1488	FIG. 2.4.4

2.4.3. Dynamisch filteronderzoek

2.4.3.1. Dynamisch filteronderzoek voor stroming loodrecht op grensvlak zand-fundatiebed.

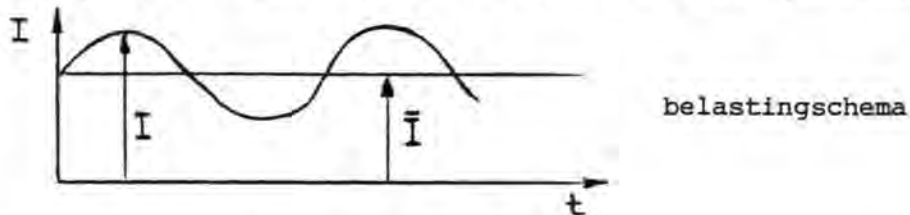
Uit eerder verrichte proeven bleek het materiaal voor het fundatiebed onder statische omstandigheden zanddicht te zijn tot grote verticale verhangen (> 500%) in het basismateriaal. (zie paragraaf 2.4., interimnota 1).

Met dezelfde materialen werden tevens 2 proeven uitgevoerd met dynamische verticale verhangen. De meetopstelling is in onderstaande schets weergegeven.



Met behulp van een elektrische afsluiter werd de waterstand in de waterkolom gevarieerd (tussen H_{max} en H_{min}).

Door manipulatie van de aan- en afvoerdebieten kon zowel het gemiddelde verhang als de amplitude worden gevarieerd.



Om de waterslag enigszins tegen te gaan werd een windketel geïnstalleerd.

De gemeten verhangen in het basismateriaal waren redelijk sinusvormig, maar de waterslag kon niet geheel onderdrukt worden.

Alle proeven zijn uitgevoerd met een periode $T = 10s$.

Bij de eerste proef bedroeg het gemiddeld verhang \bar{I} ca. 200%.

Bij de tweede proef bedroeg \bar{I} ca. 100%.

De mate van indringing van het wadzand in het filtermateriaal werd bepaald aan de hand van de zakking van het bovenste rooster na 1 uur stromen.

Het kritieke verhang voor het begin van indringen kan echter pas bepaald worden, nadat een onderscheid is gemaakt tussen zakking t.g.v. verdichten (zie ook par. 2.4.3.2.) en zakking t.g.v. indringing van zand in het filtermateriaal. Hiertoe zal nader onderzoek verricht worden. Tevens zal een proef worden uitgevoerd, waarbij $\bar{I} = 0$.

2.4.3.2. Dynamisch filteronderzoek voor stroming evenwijdig aan grensvlak zand-fundatiebed.

Begin maart werden de eerste inregelproeven (basismateriaal

$d_{50} = 150 \mu m$, filtermateriaal $d_{50} = 3,8 mm$, $p = 10$) uitgevoerd in de Golftunnel van het WL De Voorst. Tijdens deze inregelproeven bleek, dat tengevolge van de wisselende belasting het fundatiebedmateriaal werd verdicht.

Het is bekend, dat verdicht filtermateriaal een hoger kritiek verhang heeft dan hetzelfde onverdichte materiaal (kleiner porieëngehalte). Bij dit onderzoek moet dan ook onderscheid gemaakt worden tussen een "mechanische" invloed (verdichten) van dynamische verhangen en een "hydraulische" invloed zoals bij stroming loodrecht op het grensvlak (zie 2.9.3.1.). Het eerste heeft verdichting en daardoor een verhoging van I_{cr} tot gevolg, terwijl het tweede waarschijnlijk een verlaging van I_{cr} tot gevolg zal hebben. De uit te voeren proeven zullen zodanig worden ingericht, dat beide invloeden gekwantificeerd kunnen worden. Daartoe worden de volgende proeven verricht.

1. Een statische proef met een onverdicht filter.
2. Een dynamische proef, waardoor het filter wordt verdicht.
3. Een statische proef met het verdichte filter.



2.4.4. Fluïdisatieproeven

Het in de vorige interimnota beschreven fluïdisatieonderzoek bij verschillende bovenbelastingen is sinds het verschijnen van de interimnota van 1 februari uitgebreid met 1 proef, waarbij de bovenbelasting opgevoerd werd tot 145 kg (lood). De gevonden waarde van het kritieke verhang in het zand (I_2), zoals gedefinieerd volgens figuur 2.4.4. van de vorige interimnota, blijkt eveneens bij de vorige proeven goed overeen te stemmen met het theoretische verband tussen de korrelspanning T_z en I_z . Gezien deze overeenkomst wordt dit gedeelte van het filteronderzoek als beëindigd beschouwd.

2.4.5. Vervolgonderzoek

a. Fundatiebed

In de loop van maart zal in de Groene Bak een proef worden verricht met een zandlens in het fundatiebed onder de uitvullaag. Hierbij wordt verwacht dat het wadzand zal uitreden via de uitvullaag hetgeen beduidend sneller zou kunnen geschieden dan in de tot nu toe verrichte proeven met zandlensen in het fundatiebed. Vervolgens zal één van de afwijkende mengsels voor het fundatiebed op zanddichtheid bij horizontaal verhang worden beproefd. De keuze van het afwijkende mengsel zal worden bepaald door de uit te voeren proeven met vertikaal verhang (in het Tonnetje).

b. Dynamische verhangen

Zie paragraaf 2.4.3.1.

De proeven met horizontale dynamische verhangen zullen worden uitgevoerd met een eerder onder statische omstandigheden onderzocht filtermateriaal (uniform en met relatief laag kritiek verhang), en met het mengsel voor het fundatiebed (fig. 2.4.1.). Deze proeven zijn medio maart gestart. Helaas moet geconstateerd worden, dat tengevolge van de niet op een dergelijk filteronderzoek ingesteld zijnde faciliteit een vertraging van ca. 2 maanden is ontstaan. Teneinde enig inzicht te verkrijgen in de filtereigenschappen van het fundatiebed onder dynamische verhangen evenwijdig aan het grensvlak is het van het grootste belang, dat het onderzoek geen nieuwe vertragingen ondervindt.

2.5. Afdichtingseigenschappen van grindworsten langs de randen van de pijlervoet (LV1018)

Als afsluitconstructie langs de randen van de pijlervoet kan een grindworst worden gekozen.

De belangrijkste functies van deze grindworst zijn:

1. Zanddichte aansluiting tussen de betonconstructie van de pijler en de zanddichte blokkenmat onder de pijler.
2. Cementdichte bekisting bij het ondergrouten van de pijler.

In de Stroomgoot te Lith zal na een aantal oriënterende proeven in een kleine bak nagegaan worden in hoeverre de grindworst in staat zal zijn het migratieproces van zand onder de pijler tegen te gaan onder verschillende randvoorwaarden. Afhankelijk van de resultaten van de oriënterende proeven zal het proevenprogramma voor de Stroomgoot worden vastgesteld. De oriënterende proeven zijn medio maart gestart.

2.6.

Stabiliteit drempeltoplaag bij een weigerende schuif

Het onderzoek naar de mogelijkheid om de topplaat van de drempel als open steenfilter uit te voeren werd voortgezet. Begonnen werd met een systematisch onderzoek voor een viertal sluitgatlokaties en met vijf soorten "armour-units":

- kubussen 10 ton , $\rho_s = 2800 \text{ kg/m}^3$
- akmons 10 ton , $\rho_s = 2670 \text{ kg/m}^3$
- tetrapods 8,5 ton , $\rho_s = 2500 \text{ kg/m}^3$
- stortsteen 7 - 10,5 ton , $\rho_s = 2780 \text{ kg/m}^3$
- (basalt 6 - 10 ton , $\rho_s = 3070 \text{ kg/m}^3$)

Vanwege het niet tijdig beschikbaar zijn van het basalt, zijn hiervan alleen resultaten beschikbaar voor lokatie II. De onderzochte sluitgatlokaties volgen uit de volgende tabel.

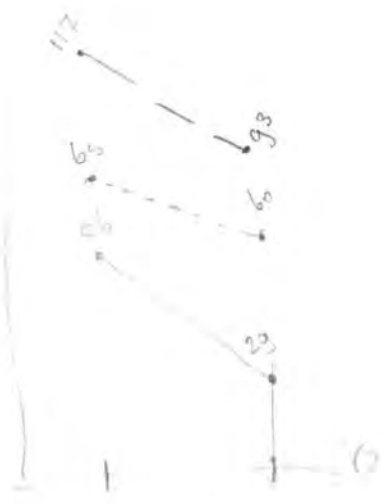
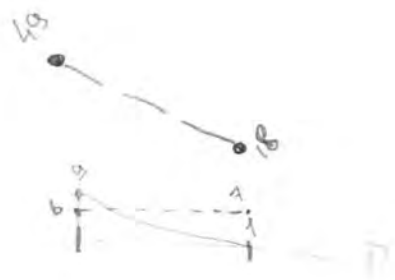
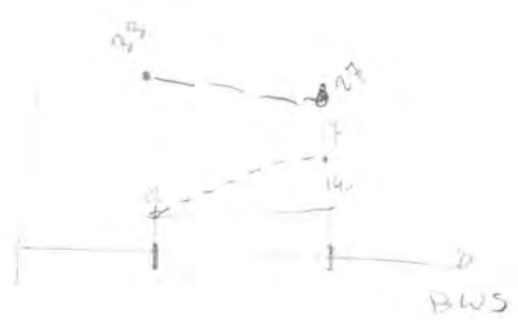
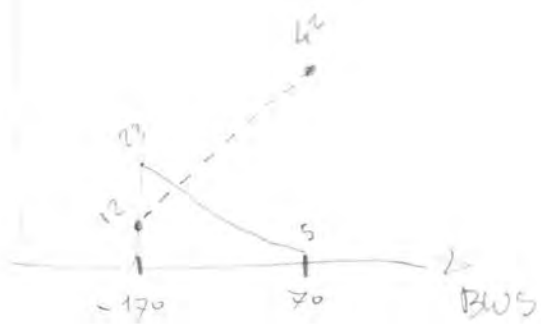
lokatie	bodem (m t.o.v. N.A.P.)	drempelkruin (m t.o.v. N.A.P.)	dorpelhoogte (m t.o.v. N.A.P.)	figuren
IV	-13,4	-13,8	- 5,5	2.6.1,2.6.2-2.6.5.
III _i	-20,5	-15,8	- 7,5	2.6.1,2.6.6-2.6.9
II	-23,0	-18,3	- 8,5	2.6.1,2.6.10-2.6.12
I _o	-31,0	-20,0	-10,5	

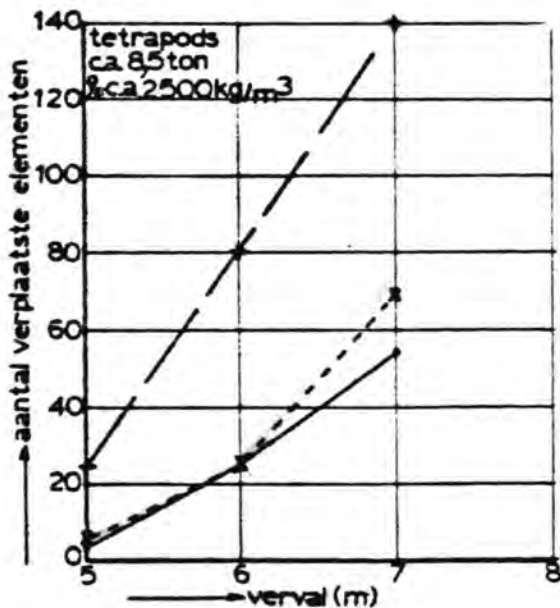
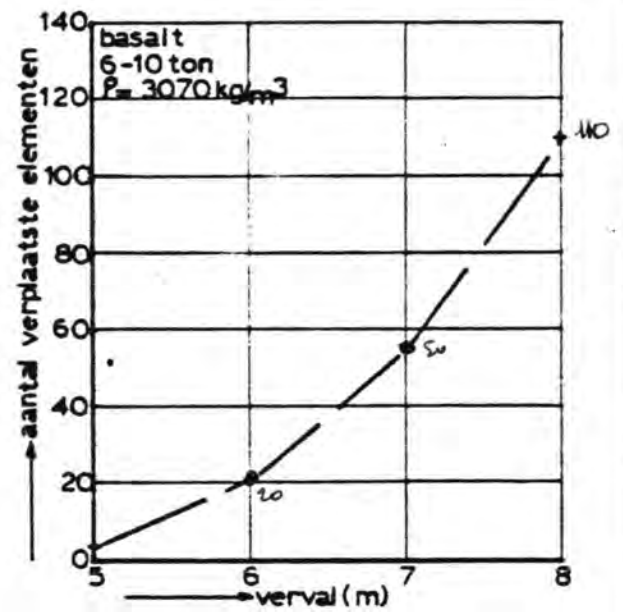
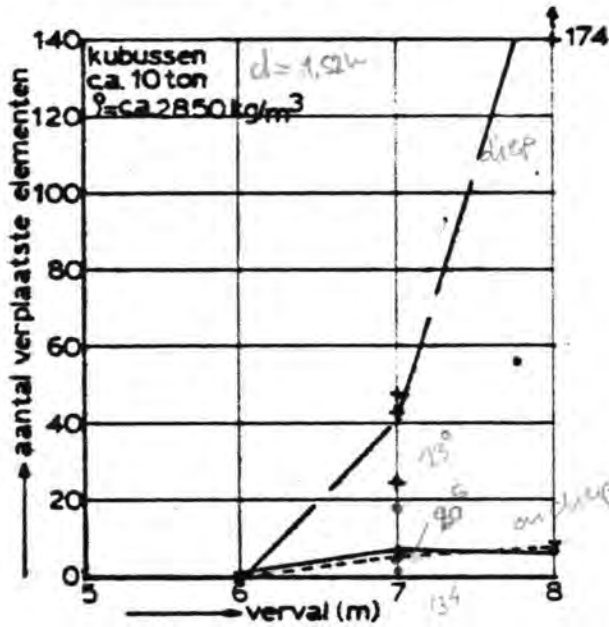
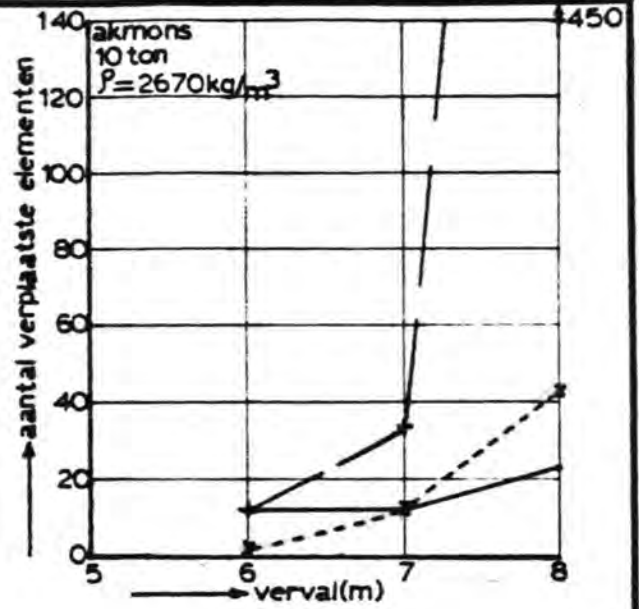
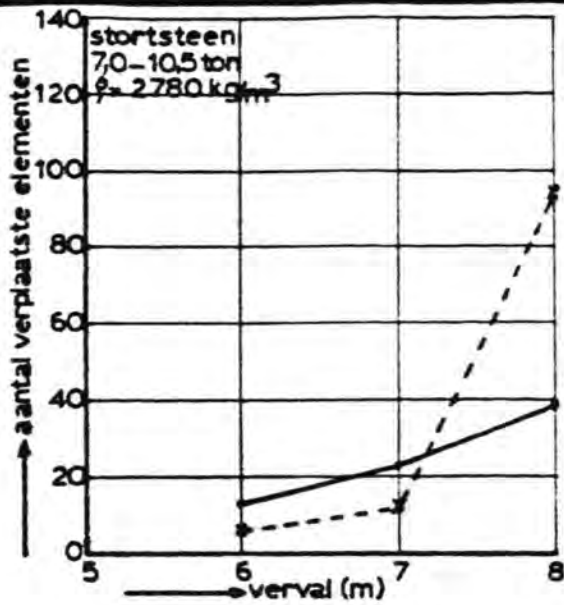
Per sluitgatlokatie werden 4 verschillende vervallen onderzocht, 3 bij een benedenwaterstand van N.A.P. -1,70 m (verval = 6, 7 en 8 of 5 m) en 1 bij een benedenwaterstand van N.A.P. -0,70 m (verval = 7 m). Bij elk verval werden bovendien regelmatige golven ($H_1 = 4,5$ m, $T = 10$ s) ingesteld.

Een overzicht van de schade aan de toplaag van de drempel voor de situatie met een weigerende schuif is weergegeven op figuur 2.6.1. Deze figuur geeft het totale aantal verplaatste elementen uit de vakken 1, 2 en 3.

Zie voor de vakindeling de figuren 2.6.2. t/m 2.6.13. Laatst genoemde figuren geven per steensoort en sluitgatlokatie meer gedetailleerde informatie omtrent de plaats van de aantasting, schadeconcentratie, aantasting door golfoverslag enz.

Uit figuur 2.6.1. blijkt, dat voor de tot nu toe onderzochte situaties de stabiliteit van de toplaag afneemt bij toenemende waterdiepte, met name voor sluitgatlokatie II t.o.v. de sluitgatlokaties III_i en IV. De kubussen (en basalt) blijken als meest stabiele toplaagelementen naar voren te komen (zie o.a. fig. 2.6.1.). Voor situaties met een ondiepe bodemligging (III_i en IV) werd zelfs bij een verval van 8 m in combinatie met golven ($H_1 = 4,5$ m) een zeer geringe schade aan de kubussen gevonden. Het aantal verplaatste kubussen was voor sluitgatlokatie II echter duidelijk groter (zie fig. 2.6.1. en 2.6.11.). Schadeconcentraties van 1,0 traden plaatselijk op bij een verval van 8 m in combinatie met golven.





- bodem NAP-13,4 m
- x-x- bodem NAP- 20,5 m
- bodem NAP- 23,0 m
- o-o- bodem NAP- 31,0 m

BWS : NAP - 1,70

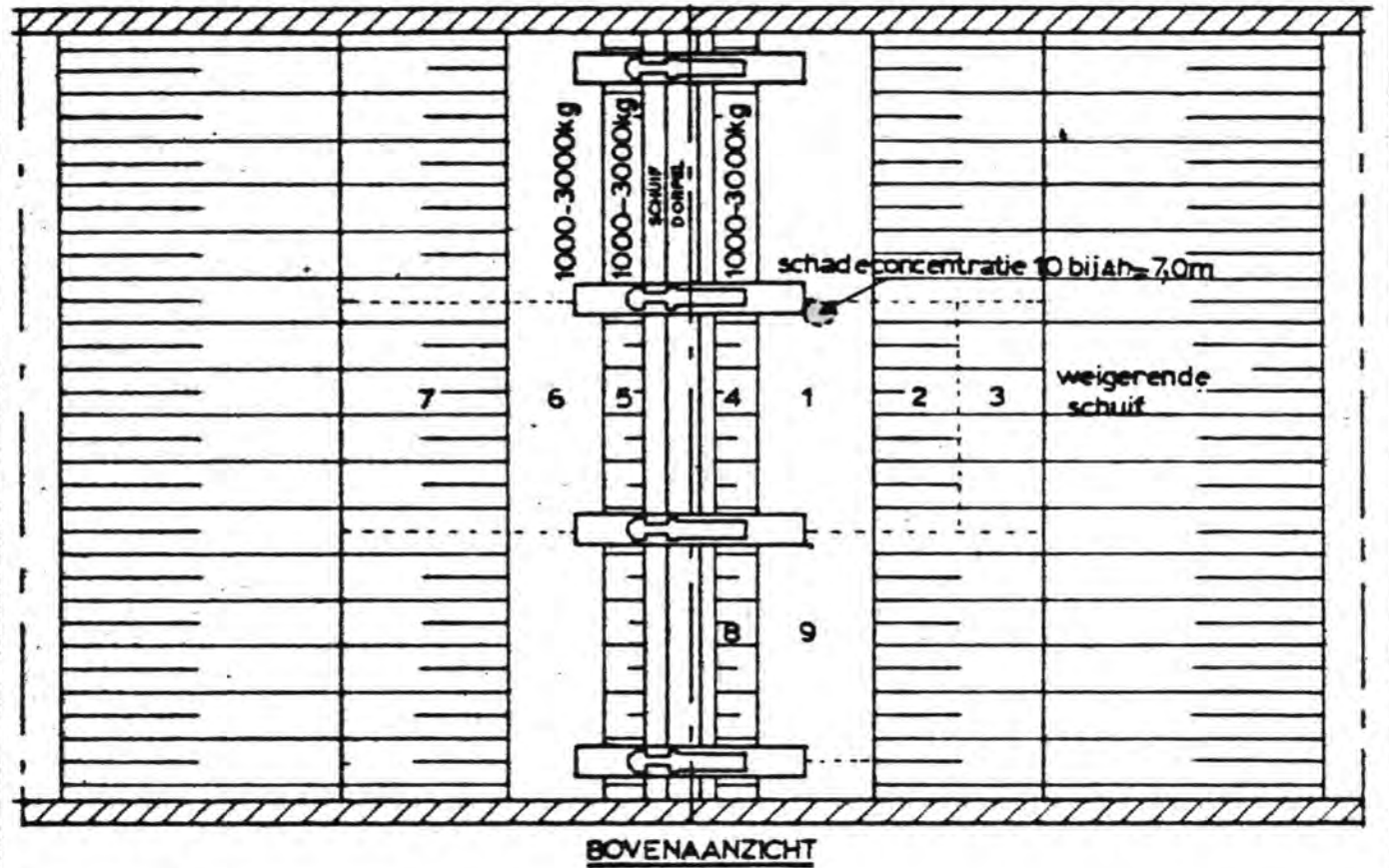
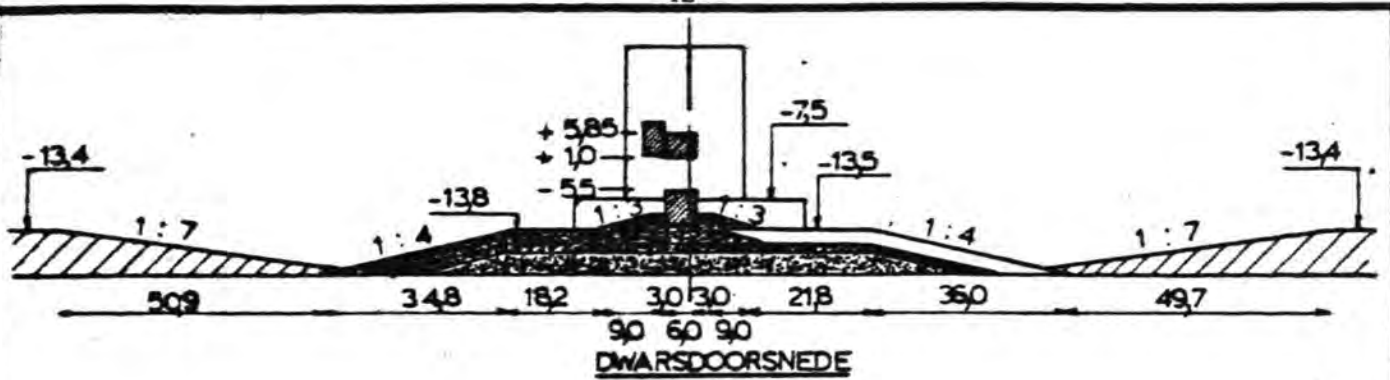
OVERZICHT SCHADE AAN DE TOPLAAG VAN
DE DREMPEL BIJ EEN WEIGERENDE SCHUIF

T234-T249

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1451

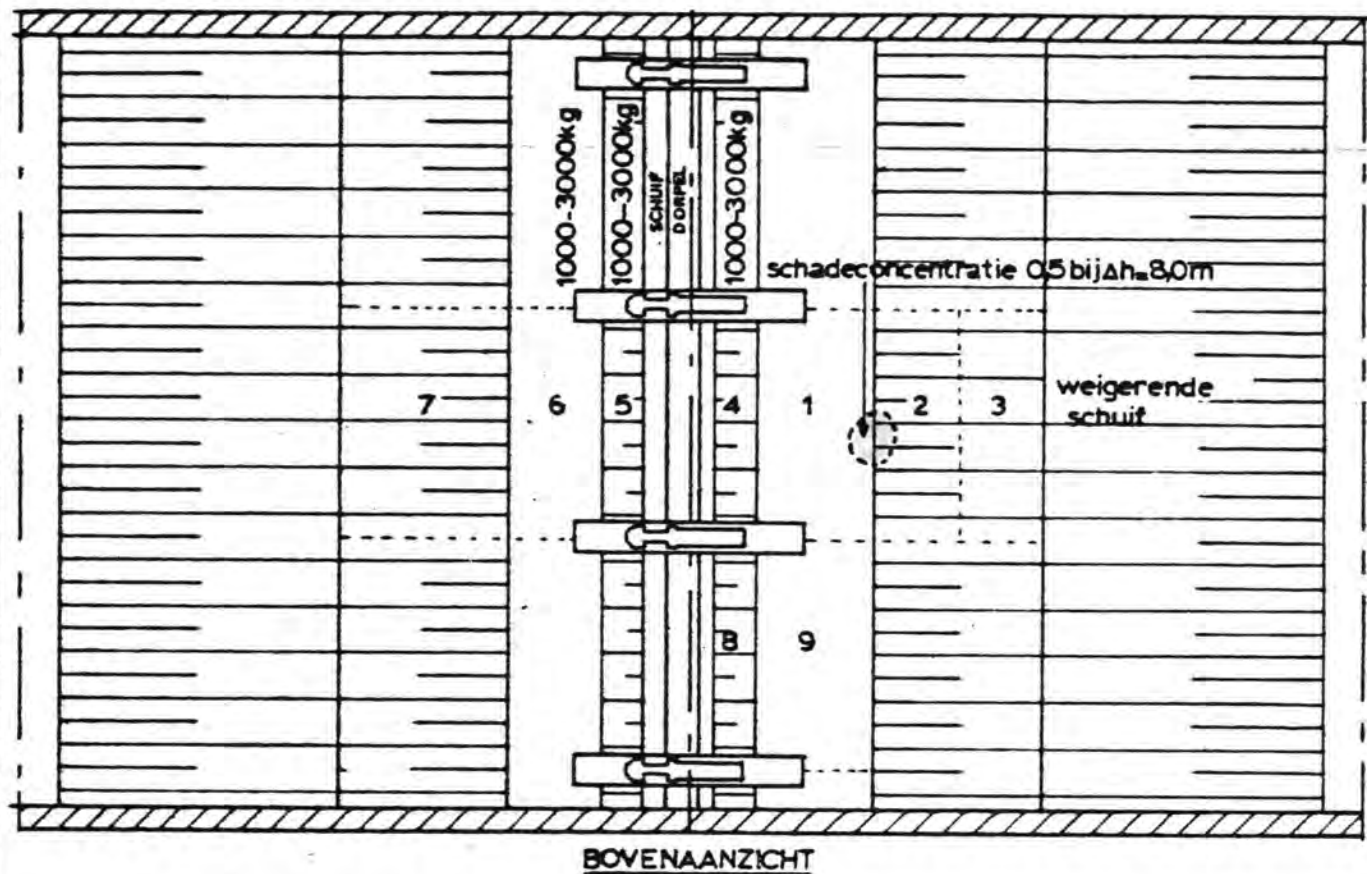
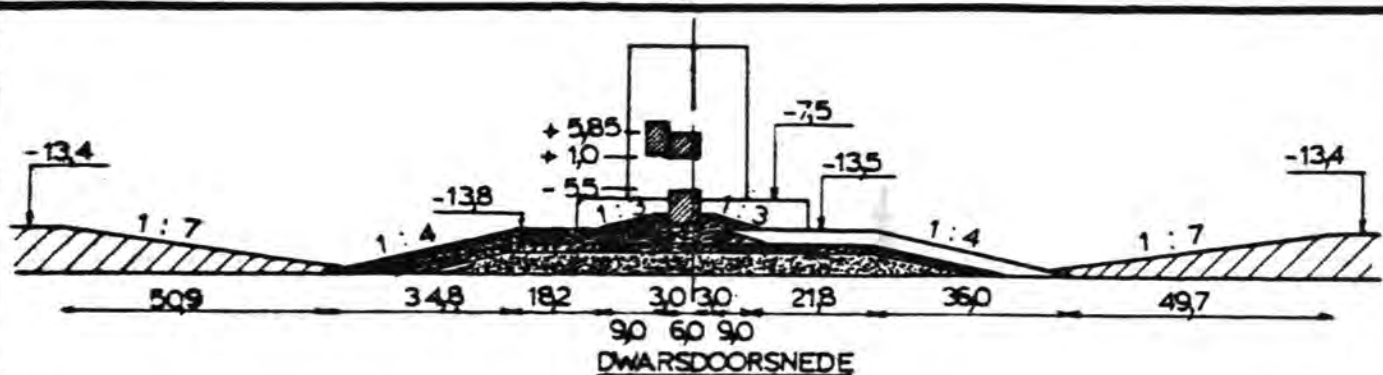
FIG. 2.6.1



		waterstand tov N.A.P.		open schuif										gesloten schuif								
H (m)	Δh (m)	zee zijde	meer zijde	schade 1		schade 2		schade 3		schade 4		schade 5		schade 6		schade 7		schade 8		schade 9		
				aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	
5.8	5.0	+3.3	-1.7	3	0.2	0	0	0	0	11	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5.5	6.0	+4.3	-1.7	12	0.4	12	0.4	1	0	13	0.2	0	0	0	0	0	0	3	0	0	0	0
5.2	7.0	+5.3	-1.7	28	1.0	28	0.5	0	0	10	0.2	0	0	0	0	0	0	5	0.2	0	0	0
	8.0	+6.3	-1.7																			
4.5	7.0	+6.3	-0.7	14	0.6	15	0.6	4	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	12	0.3	0	0	0
	3.5	-1.5	+2.0																			

schadeconcentratie 0.2: verspreide schade, hier en daar een steen
 0.5: plaatselijk één laag verdwenen
 1.0: plaatselijk twee lagen verdwenen

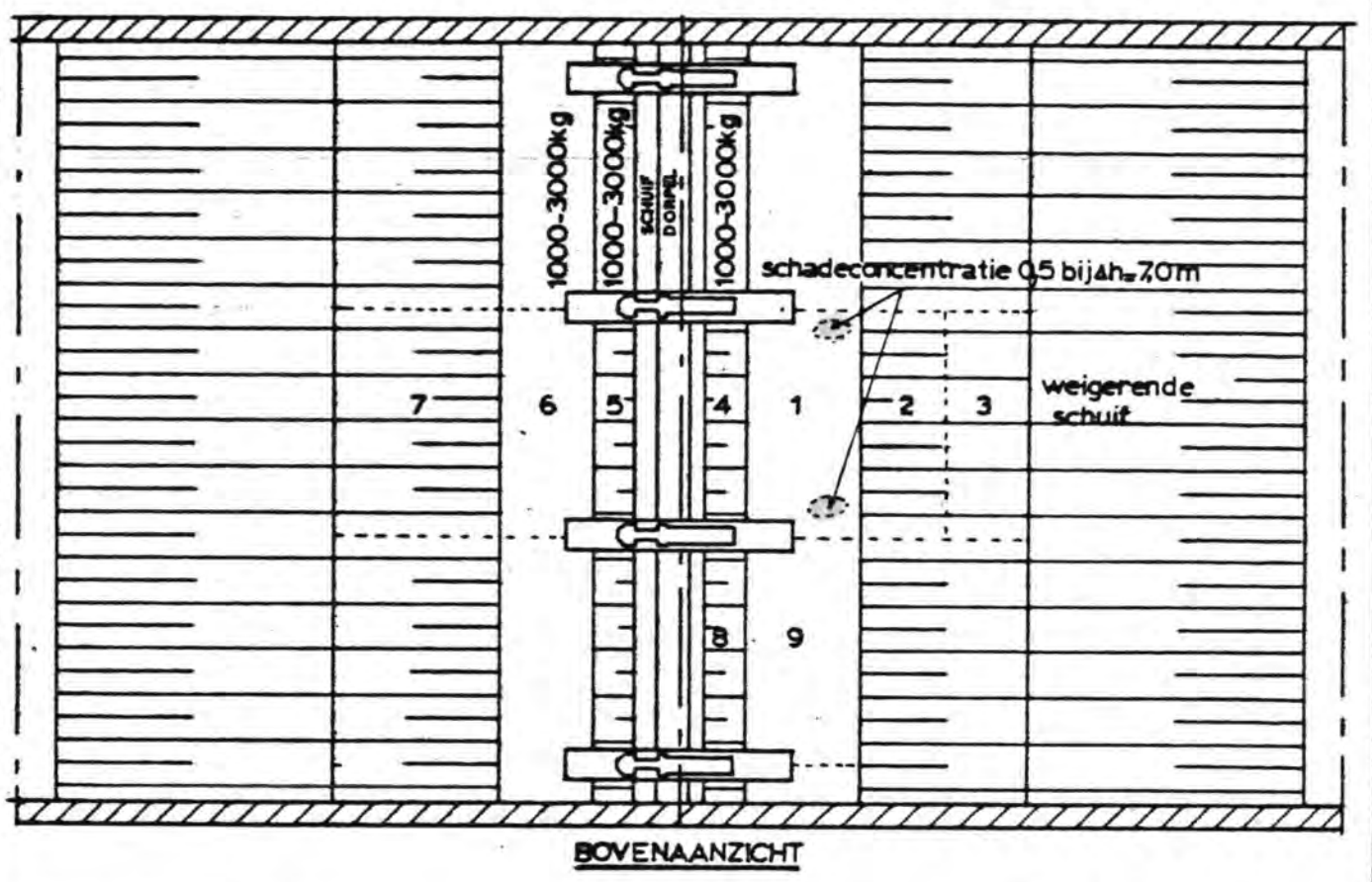
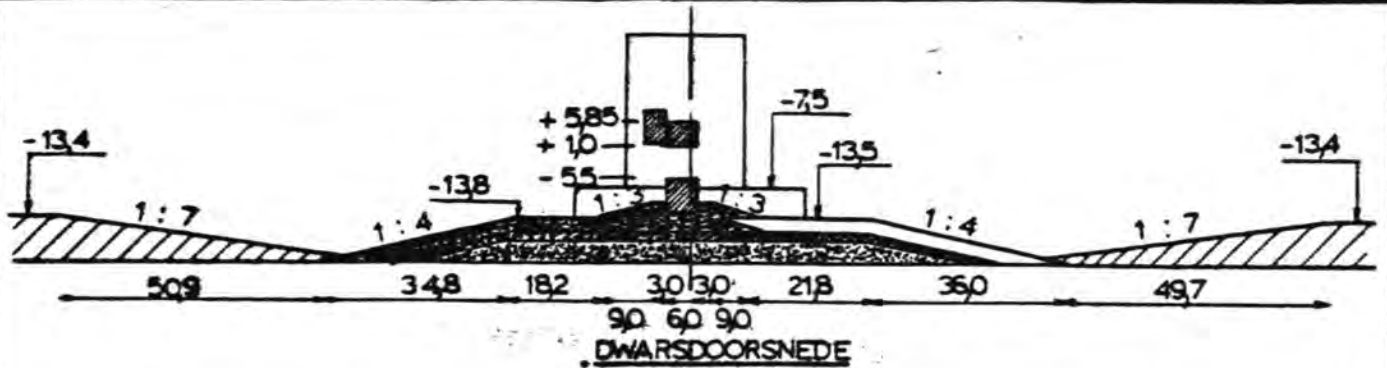
OVERZICHT SCHADE TENGEVOLGE VAN EEN WEIGERENDE SCHUIF EN GOLFOVERSLAG	T 234	tetrapods 8500kg
	SCHAAL 1:1500	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M1451	FIG. 2.6.2.



		waterstand tov N.A.P.		open schuif										gesloten schuif							
H (m)	Δh (m)	zee zijde	meer zijde	schade 1		schade 2		schade 3		schade 4		schade 5		schade 6		schade 7		schade 8		schade 9	
				aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie
	5.0	+3.3	-1.7																		
6.2	6.0	+4.3	-1.7	11	0.2	1	0	0		14	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4.0	7.0	+5.3	-1.7	10	0.2	2	0	0		7	0.2	0	0	0	0	0	14	0.2	0	0	0
4.6	8.0	+6.3	-1.7	13	0.5	10	0.5	0		11	0.2	0	0	0	0	0	25	0.2	0	0	0
4.5	7.0	+6.3	-0.7	9	0.2	5	0.2	0		0	0	0	0	0	0	0	12	0.2	0	0	0
	3.5	-1.5	+2.0																		

schadeconcentratie 0.2: verspreide schade, hier en daar een steen
 0.5: plaatselijk één laag verdwenen
 1.0: plaatselijk twee lagen verdwenen

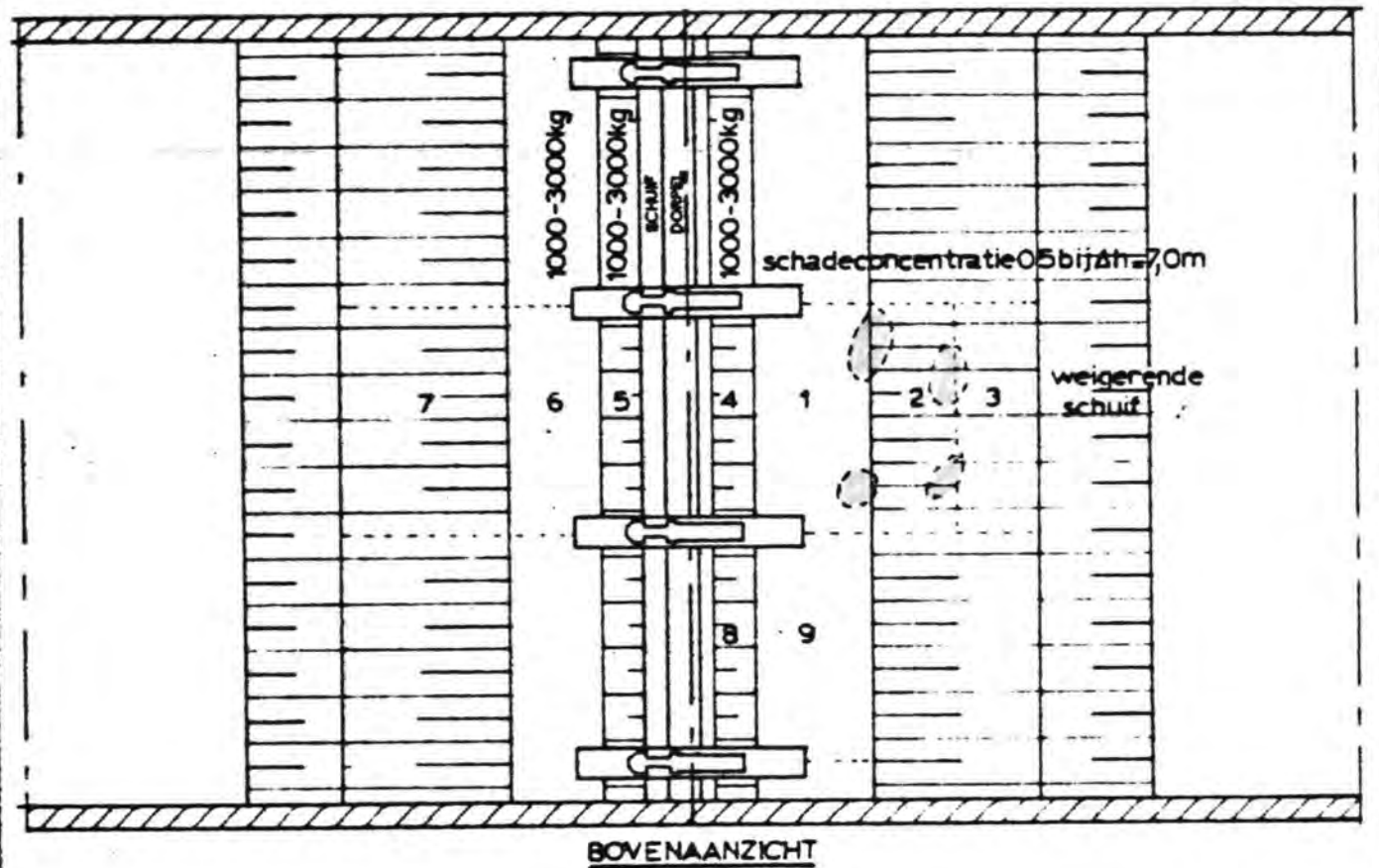
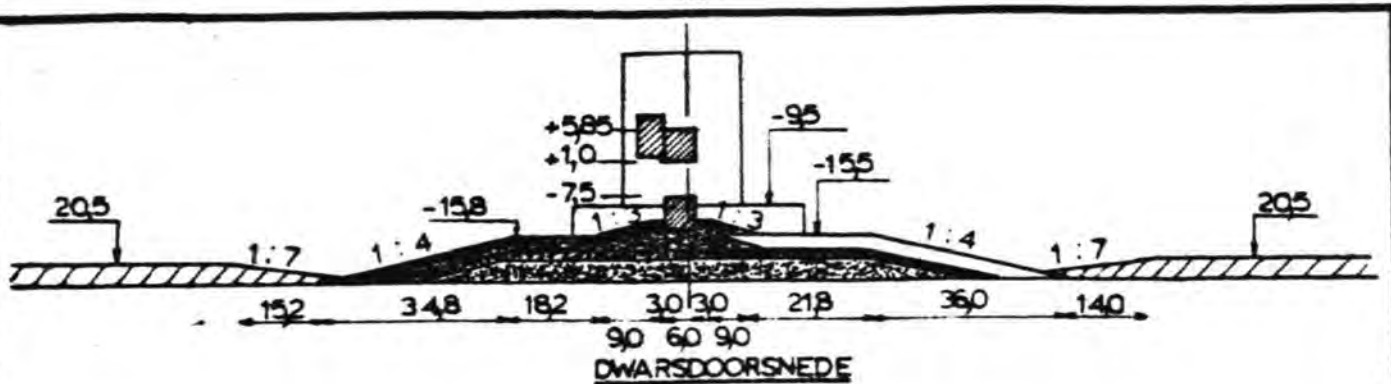
OVERZICHT SCHADE TENGEVOLGE VAN EEN WEIGERENDE SCHUIF EN GOLFOVERSLAG	T 235	akmons 10000kg
	SCHAAL 1:1500	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M1451	FIG. 2.6.3.



		waterstand tov N.A.P.		open schuif										gesloten schuif							
H (m)	Δh (m)	zee zijde	meer zijde	schade 1		schade 2		schade 3		schade 4		schade 5		schade 6		schade 7		schade 8		schade 9	
				aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie
	5,0	+33	-17																		
4,9	6,0	+43	-17	12	0,3	1	0	0		18	0,3	0		0		0		2	0,2	0	
4,6	7,0	+53	-17	19	0,5	4	0,2	0		12	0,2	0		0		0		2	0,2	0	
4,4	8,0	+63	-17	29	0,3	10	0,2	0		12	0,2	0		0		0		5	0,2	0	
4,5	7,0	+63	-0,7	3	0,2	2	0,2	0		4	0,2	0		0		0		0		0	
	3,5	-15	+2,0	0		0		0		0		0		21	0,2	0		0		0	

schadeconcentratie 0,2: verspreide schade, hier en daar een steen
 0,5: plaatselijk één laag verdwenen
 1,0: plaatselijk twee lagen verdwenen

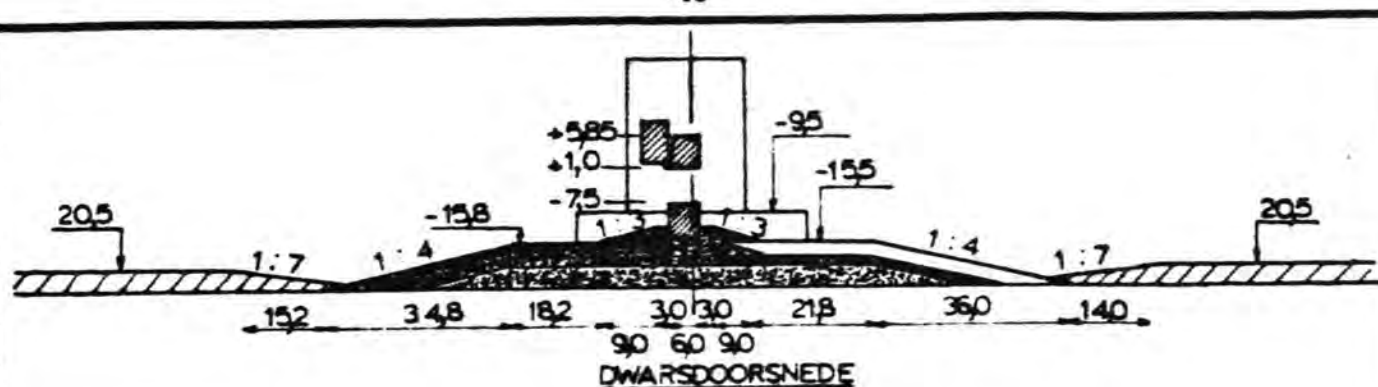
OVERZICHT SCHADE TENGEVOLGE VAN EEN WEIGERENDE SCHUIF EN GOLFOVERSLAG	T237	stortsteen 7000-10500kg
	SCHAAL 1:1500	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M1451	FIG. 2.6.5.



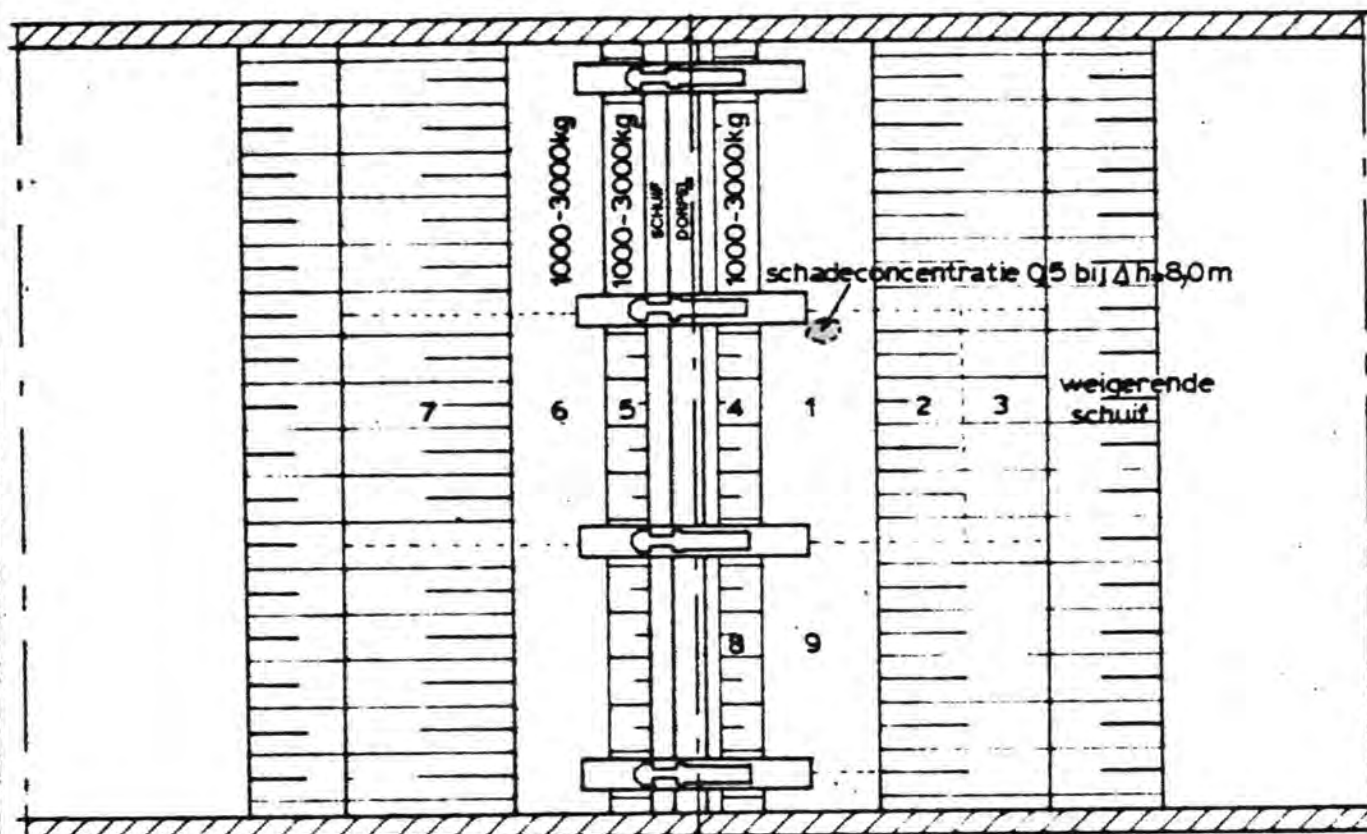
		waterstand toev. N.A.P.		open schuif										gesloten schuif							
H (m)	Δh (m)	zee zijde	meer zijde	schade 1		schade 2		schade 3		schade 4		schade 5		schade 6		schade 7		schade 8		schade 9	
				aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie
4,6	5,0	+33	-1,7	1	0,2	3	0,2	2	0,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4,3	6,0	+43	-1,7	12	0,5	11	0,3	2	0,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4,5	7,0	+53	-1,7	34	0,5	31	0,5	4	0,2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	8,0	+63	-1,7																		
4,5	7,0	+63	-0,7	25	0,5	35	0,5	9	0,4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3,5	-1,5	+2,0																		

schadeconcentratie 0,2: verspreide schade, hier en daar een steen
 0,5: plaatselijk één laag verdwenen
 1,0: plaatselijk twee lagen verdwenen

OVERZICHT SCHADE TENGEVOLGE VAN EEN WEIGERENDE SCHUIF EN GOLFOVERSLAG	T238	tetrapods 8500kg
	SCHAAL 1:1500	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M1451	FIG. 2.6.6.



DWAARSDOORSNEDE



BOVENAANZICHT

waterstand tox N.A.P.				open schuif								gesloten schuif									
H (m)	Δh (m)	zee zijde	meer zijde	schade 1		schade 2		schade 3		schade 4		schade 5		schade 6		schade 7		schade 8		schade 9	
				aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie
	5.0	+3.3	-1.7																		
4.3	6.0	+4.3	-1.7	0		0		0		0		0		0		0		0		0	
4.4	7.0	+5.3	-1.7	3	0.2	3	0.2	0		2	0.2	0		0		0		0		0	
4.5	8.0	+6.3	-1.7	5	0.5	2	0.2	2	0.2	1	0	0		0		0		0		0	
4.7	7.0	+6.3	-0.7	6	0.5	1	0.2	0		3	0.2	0		0		0		0		0	
	3.5	-1.5	+2.0	0		0		0		1	0.2	13	0.5	6	0.2	0		0		0	

schadeconcentratie 0.2: verspreide schade, hier en daar een steen
 0.5: plaatselijk een laag verdwenen
 1.0: plaatselijk twee lagen verdwenen

OVERZICHT SCHADE TENGEVOLGE VAN EEN
 WEIGERENDE SCHUIF EN GOLFOVERSLAG

T 240

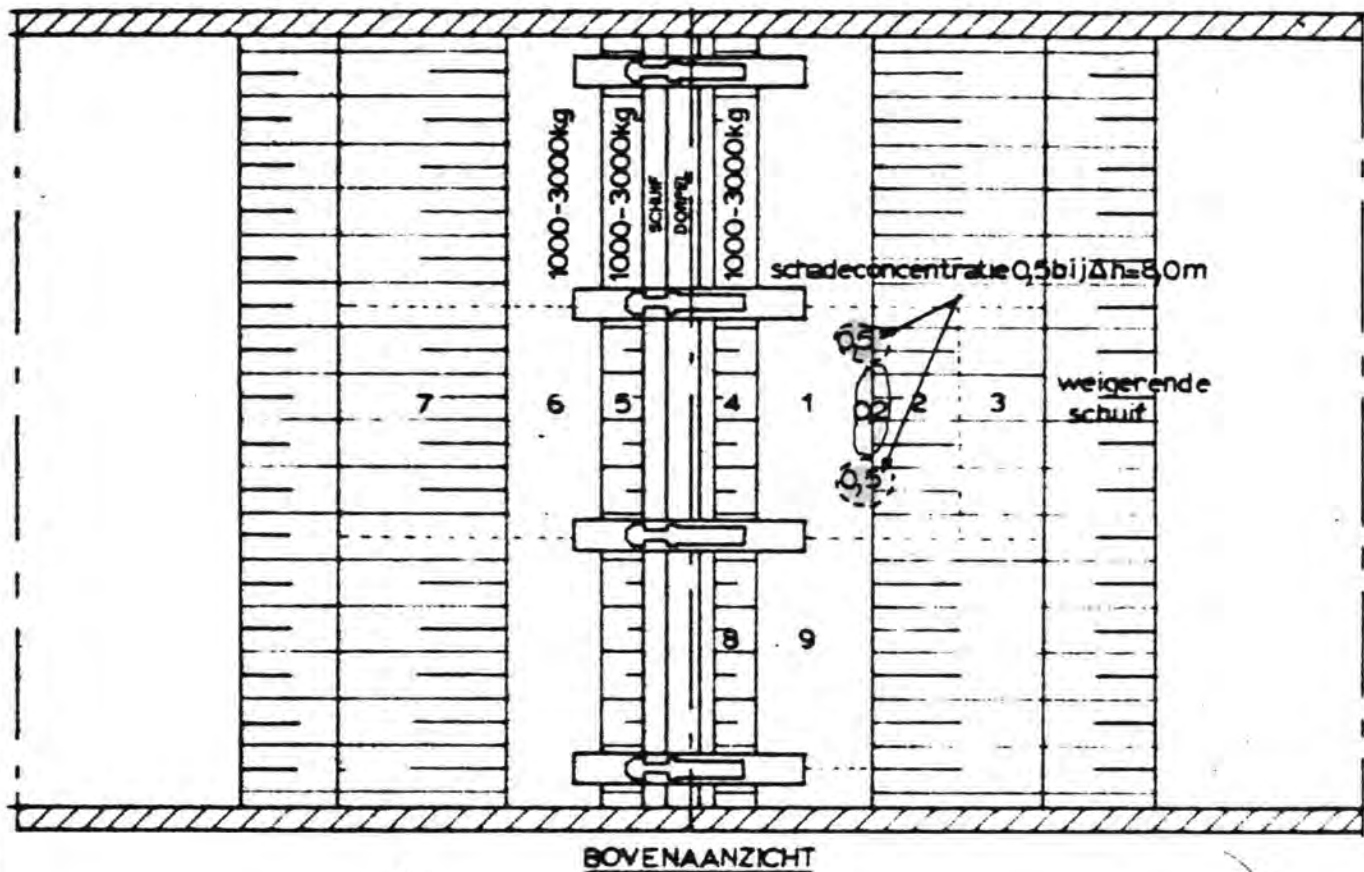
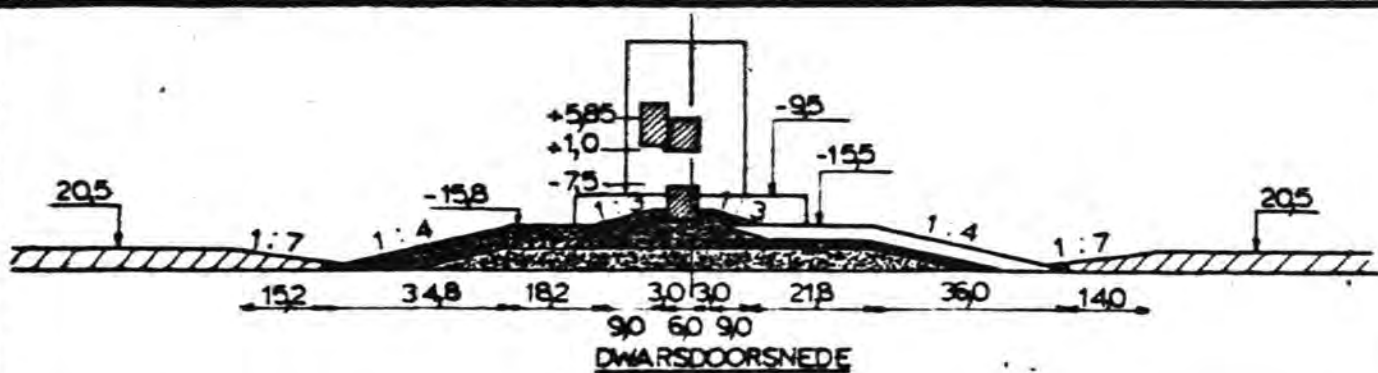
kubussen
10000kg

SCHAAL 1:1500

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1451

FIG. 2.6.8.



		waterstand toev N.A.P.		open schuif										gesloten schuif							
H (m)	Δh (m)	zee zijde	meer zijde	schade 1		schade 2		schade 3		schade 4		schade 5		schade 6		schade 7		schade 8		schade 9	
				aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie
	5,0	+3,3	-1,7																		
38	6,0	+4,3	-1,7	2	0,2	4	0,2	0		3	0,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
42	7,0	+5,3	-1,7	9	0,2	3	0,2	0		6	0,2	0	0	0	0	0	4	0,2	0	0	0
48	8,0	+6,3	-1,7	55	0,5	39	0,5	0		4	0,2	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
43	7,0	+6,3	-0,7	23	0,5	19	0,3	0		2	0,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3,5	-1,5	+2,0																		

schadeconcentratie 0,2: verspreide schade, hier en daar een steen
 0,5: plaatselijk één laag verdwenen
 1,0: plaatselijk twee lagen verdwenen

OVERZICHT SCHADE TENGEVOLGE VAN EEN
 WEIGERENDE SCHUIF EN GOLFOVERSLAG

T241

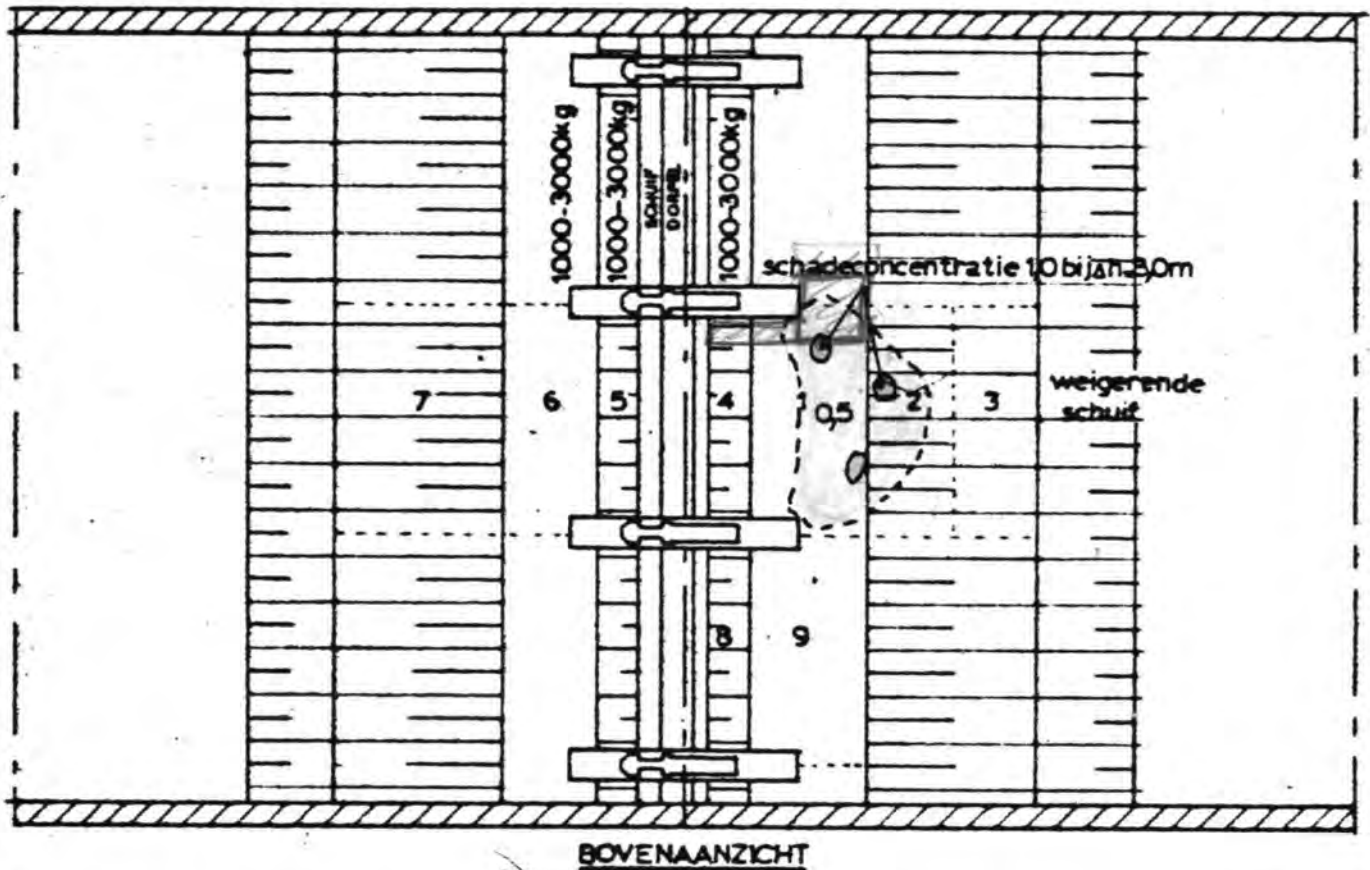
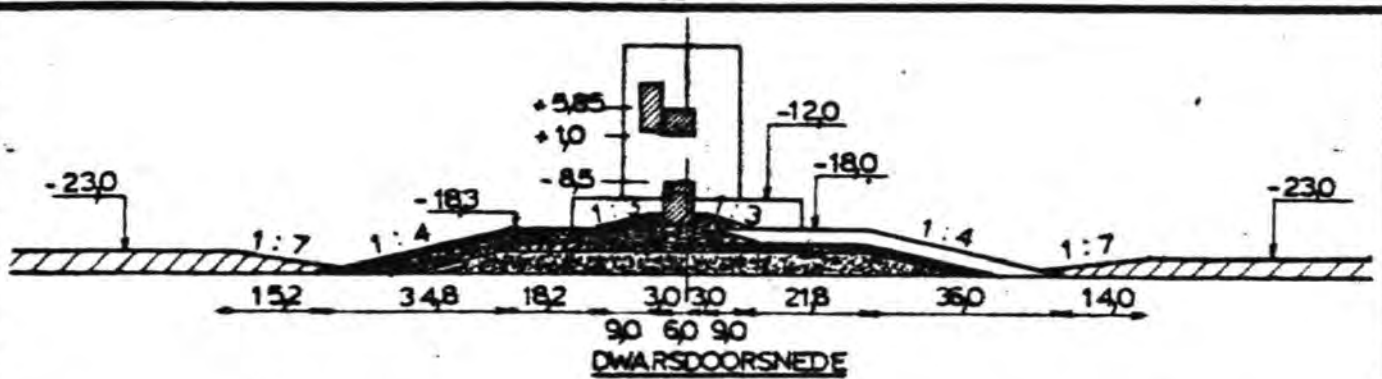
stortsteen
 7000-10500kg

SCHAAL 1:1500

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1451

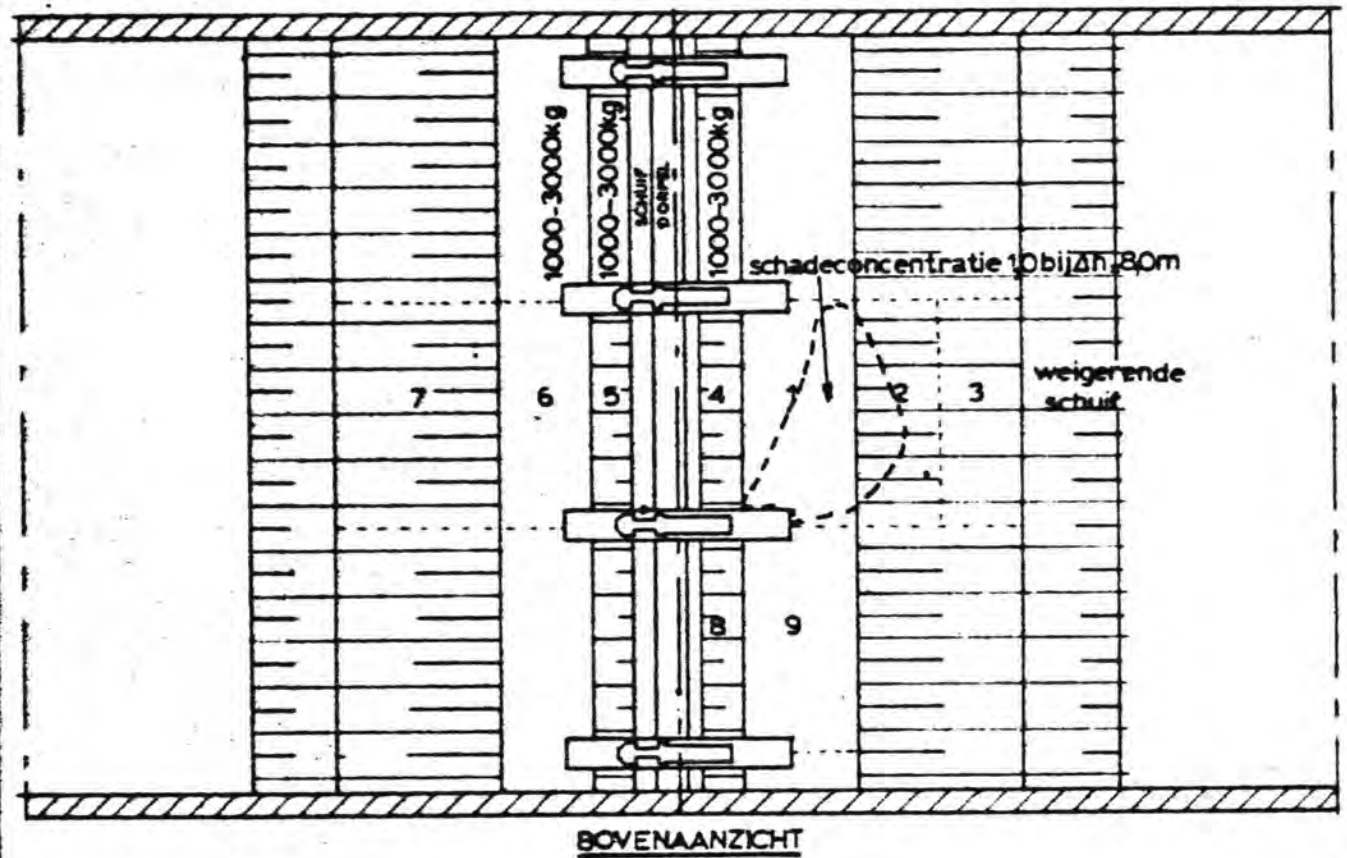
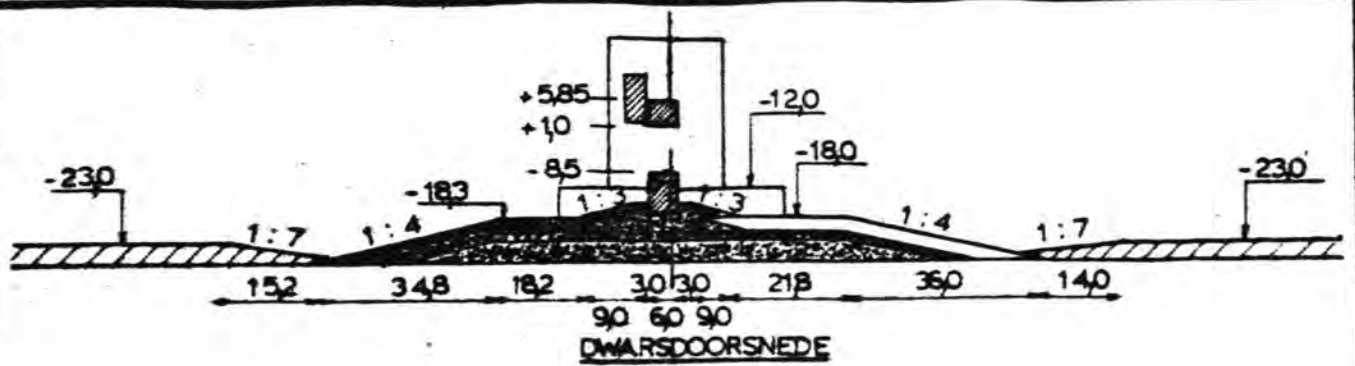
FIG. 2.6.9.



		waterstand		open schuif										gesloten schuif			
		toex N.A.P.		schade		schade		schade		schade		schade		schade		schade	
H (m)	Δh (m)	zee zijde	meer zijde	1	2	3	4	5	6	7	8	9	8	9			
	50	+33	-17														
4,4	60	+43	-17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
4,4	70	+53	-17	38	0,5	11	0,5	0	0	0	0	0	0	0			
4,6	80	+63	-17	132	1,0	39	1,0	3	0,2	0	0	0	0	0			
4,5	70	+63	-0,7	14	0,5	4	0,2	2	0,2	0	0	0	0	0			
	35	-15	+20														
4,4	70	+53	-1,7	22	0,5	2	0,2	1	0,2	0	0	0	0	0			

schadeconcentratie 0,2: verspreide schade, hier en daar een steen
 0,5: plaatselijk één laag verdwenen
 1,0: plaatselijk twee lagen verdwenen

OVERZICHT SCHADE TENGEVOLGE VAN EEN WEIGERENDE SCHUIF EN GOLFOVERSLAG	T244	kubussen 10000kg
	SCHAAL 1:1500	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M1451	FIG 2.6.114



		waterstand toev. N.A.P.		open schuif								gesloten schuif									
H (m)	Δh (m)	zee zijde	meer zijde	schade 1		schade 2		schade 3		schade 4		schade 5		schade 6		schade 7		schade 8		schade 9	
				aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie	aantal	concentratie
	5.0	+3.3	-1.7																		
4.4	6.0	+4.3	-1.7	10	0.5	2	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4.5	7.0	+5.3	-1.7	27	0.5	6	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4.7	8.0	+6.3	-1.7	250	1.0	150	1.0	50	0.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4.5	7.0	+6.3	-0.7	20	0.5	7	0.5	3	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3.5	-1.5	+2.0																		

schadeconcentratie 0.2: verspreide schade, hier en daar een steen
 0.5: plaatselijk één laag verdwenen
 1.0: plaatselijk twee lagen verdwenen

OVERZICHT SCHADE TENGEVOLGE VAN EEN
 WEIGERENDE SCHUIF EN GOLFOVERSLAG

T243

akmons
 10000kg

SCHAAL 1:1500

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1451

FIG.2.6.13.

(Schadeconcentratie 1,0 wil zeggen lokaal 60/300 bloot gekomen). Tengevolge van een verval van 7 m met golven werd lokaal een schadeconcentratie van 0,5 gevonden. Deze schadeconcentratie nam niet toe bij een langeduurproef (4,5 uur prototypetijd i.p.v. de gebruikelijke 1,5 uur). Uit deze proef bleek ook, dat de schade begint in het verlengde van de pijlers en dat de aantasting zich daarna naar het midden van de doorstroomopening uitbreidt. De schadeconcentratie bleef dus zoals gezegd 0,5, hetgeen betekent, dat lokaal 1 laag kubussen was verplaatst. Voor deze geometrie (II) werd ook de stabiliteit van de kubussen onderzocht voor de situatie, dat de schuif weigerde in een lagere stand dan met de onderkant van de schuif op N.A.P. +1. Bij een verval van 7,0 m in combinatie met golven werden slechts 4 kubussen verplaatst, als de onderkant van de schuif zich op N.A.P. -1 bevond, terwijl bij nog lagere schuifstanden geen aantasting meer werd gevonden.

Uit fig. 2.6.1. en uit vergelijking van de figuren 2.6.11. en 2.6.13. blijkt, dat basalt en kubussen vergelijkbare resultaten geven.

Bij alle tot nu toe onderzochte geometrieën is gebleken, dat de zijaanstoringen in voldoende mate stabiel zijn. Wanneer er geen zijaanstoringen worden toegepast, blijken de kubussen onder de dorpel en daardoor ook de stenen van 1-3 ton in de nabijheid van de dorpel aan de zeezijde niet stabiel te zijn. Bij toepassing van een open toplaag met elementen van circa 10 ton is geen aantasting te verwachten door golfoverslag bij een gesloten kering. Zelfs bij de ongunstigste situatie (ondiepe delen, 8 m verval en golven) werd geen aantasting van de toplaag geconstateerd.

Uit de tot nu toe verrichte proeven is gebleken, dat verhoging van de binnenwaterstand (van N.A.P. -1.70 tot N.A.P. -0.70) in vrijwel alle gevallen een gunstige invloed heeft op de stabiliteit van de toplaag.

Tevens is de stabiliteit van de toplaag aan de zeezijde (stortsteen 1-3 ton) bij een weigerende schuif voor ebverval ($h = 3,5$ m) onderzocht voor de geometrieën IV en III_i (zie figuren 2.6.5. en 2.6.8.). In beide gevallen was de schade acceptabel.

Samenvattend kan gesteld worden, dat het mogelijk lijkt de toplaag van de drempel als open steenfilter uit te voeren, zij het, dat enige aantasting bij extreme omstandigheden geaccepteerd dient te worden.

Op grond van de tot nu toe verrichte proeven blijken kubussen en basalt veel betere resultaten te geven dan tetrapods, akmons en stortsteen.

Het onderzoek wordt voortgezet voor de lokaties II en I_o en zal naar verwachting eind maart voltooid zijn.

Inmiddels zijn via COPROB de combinaties van golfhoogte en verval bekend, welke een overschrijdingsfrequentie hebben van 2.5×10^{-4} . (zie tabel 1.3.1.)

Het ligt in de bedoeling in het vervolgonderzoek deze belastingcombinaties te hanteren, waarbij tevens het bezwijkgedrag van de drempel nader onderzocht zal worden. Daarbij zullen de aangepaste sluitgatprofielen (zie paragraaf 6) voor zowel de 14.000 als de 20.000 oplossing in beschouwing worden genomen.

2.7. Aanzanding

2.7.1. Inleiding

In notitie DDWT-78.220 is de opzet weergegeven voor het onderzoek naar de te verwachten aanzandingen in de cunetten tijdens diverse fasen van de drempelopbouw.

In deze paragraaf zal een samenvatting worden gegeven van de tot nu toe bereikte resultaten alsmede enige voorlopige conclusies.

2.7.2. Drie-dimensionale effecten op het aanzandingspatroon

2.7.2.1. Algemeen

Op de plaatsen, waar de cunetten scheef worden aangestroomd of waar sprake is van gekromde stroombanen van de hoofdstroom, zullen in de cunetten drie-dimensionale stromingen ontstaan. Teneinde het effect van deze drie-dimensionale stromingen op het aanzandingspatroon te kunnen kwantificeren is een literatuurstudie verricht naar de waterbeweging in en om cunetten bij scheve aanstroming en naar bochtstroming. Daarnaast is modelonderzoek uitgevoerd in zowel M1000 als in M1001.

2.7.2.2. Resultaten literatuurstudie

2.7.2.2.1. Scheve aanstroming

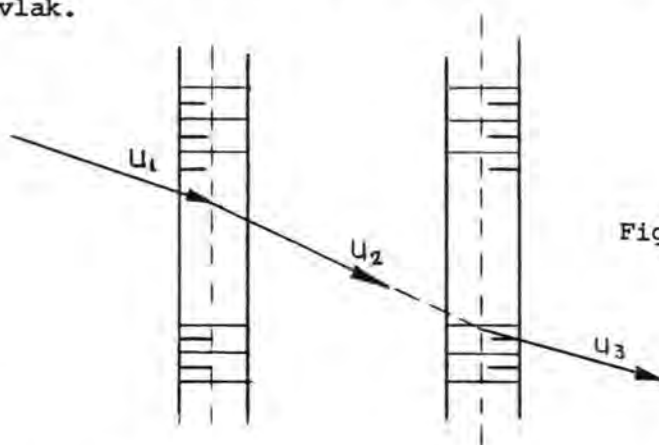
In de literatuur is zeer weinig te vinden omtrent de waterbeweging in sleuven bij scheve aanstroming. Slechts twee publicaties zijn bekend. In deze publicaties wordt ingegaan op modelonderzoek, dat is verricht door het Hydraulic Research Station in Wallingford in relatief kleine proefopstellingen. Uit de onderzoeken blijkt, dat de stroomsnelheid en -richting in de geul afhankelijk is van de aanstroomsnelheid en -richting en de verhouding van de waterdieptes naast en in de geul.

Niet bestudeerd werden echter de invloed van de breedte van de geul, de helling van de taluds en het bodemverhang.

Bij de onderzochte flauwe taludhellingen (1 : 12) werd gevonden dat de hoek tussen stroomrichting en geulas t.p.v. de geul kleiner was dan bovenstrooms (zie fig: 2.7.1.)

De hoekverdraaiing is evenredig met de verhouding van de waterdieptes. (zie WL - nota R 1267 - II)

Er werd geen significant verschil in hoekverdraaiing geconstateerd van de stroming nabij de bodem en die bij het wateroppervlak.



Figuur 2.7.1.

2.7.2.2.2. Bochtstroming

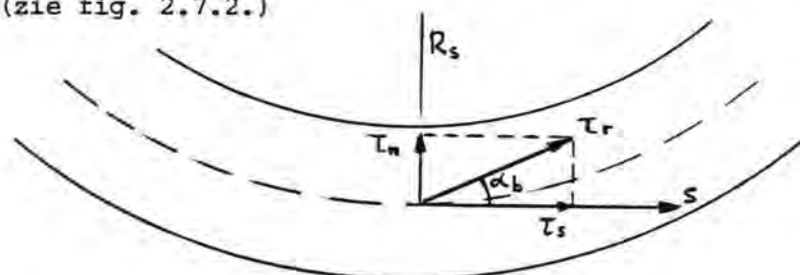
In een gekromde stroombaan beschrijven de waterdeeltjes eveneens een gekromde baan, met een radiale snelheidscomponent langs de kromtestraal en een tangentiële component loodrecht hierop rakend aan de stroombaanrichting. In het algemeen kan gesteld worden, dat de radiale component aan het wateroppervlak en in het bovenste deel van de verticaal van het kromte middelpunt af is gericht, terwijl deze component in het onderste deel van de verticaal en aan de bodem naar binnen is gericht. De verhouding van de radiale en tangentiële component is aan de bodem veel groter dan aan het wateroppervlak.

Als gevolg hiervan beweegt een sedimentdeeltje aan het oppervlak zich relatief veel langzamer naar buiten dan een deeltje bij de bodem zich naar binnen beweegt.

Daar de aanzanding in de cunetten voornamelijk bepaald zal worden door de sedimenttoevoer in het onderste deel van de verticaal, zal hier verder alleen op de drie-dimensionale effecten nabij de bodem worden ingegaan.

De waterbeweging in een bocht kan via diverse methoden beschreven worden. (zie WL - nota R 1267 - IV). Van deze methoden geeft de asymptotische benadering de meest betrouwbare resultaten. Om een koppeling tussen bodemtransport en waterbeweging te kunnen vinden is het van belang om de bodemschuifspannings-componenten in respectievelijk de richting van de over de diepte gemiddelde stroomsnelheid (de stroombaanrichting) en loodrecht hierop te berekenen. Via de asymptotische benadering kan worden afgeleid dat de resulterende bodemschuifspanning τ_r een hoek α_b maakt met de hoofdstroomrichting s , welke hoek van een groot aantal factoren afhankelijk is, waarvan de belangrijkste zijn:

de waterdiepte h , de kromtestraal van de locale stroombaan R_s en het bodemverhang (taludhelling cunet) in stroomrichting (zie fig. 2.7.2.)



Figuur 2.7.2.

Voor de omstandigheden in de Oosterschelde ($h = 20$ m, $R_s = 1000$ m) wordt voor verschillende taludhellingen van het cunet de hoek α_b :

horizontale bodem

op bovenstrooms cunettalud (helling 1 : 10)

op bovenstrooms cunettalud (helling 1 : 7)

op benedenstrooms cunettalud (helling 1 : 10)

op benedenstrooms cunettalud (helling 1 : 7)

$$\tau_g \alpha_b \approx 10 h/R_s$$

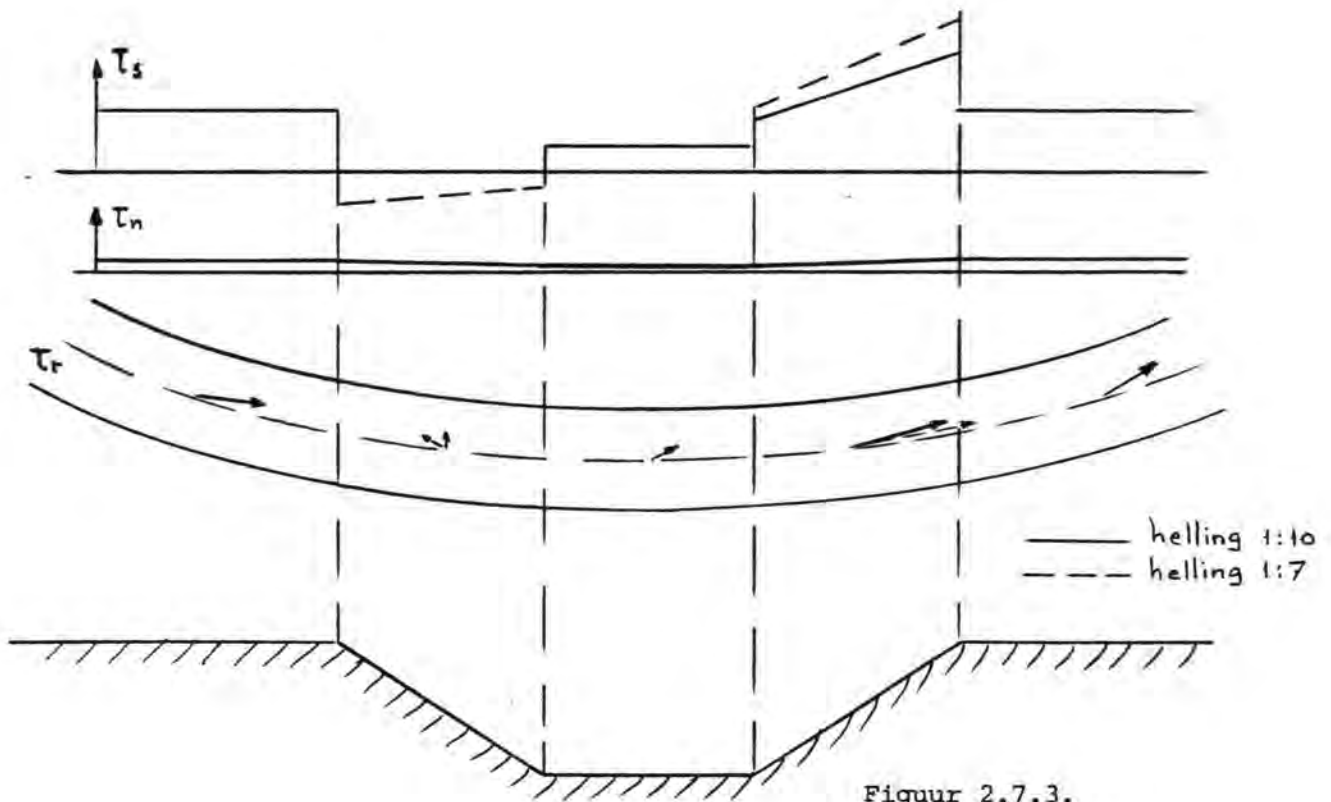
$$\tau_g \alpha_b \approx \infty$$

$$\tau_g \alpha_b \approx -21 h/R_s$$

$$\tau_g \alpha_b \approx 5^\circ h/R_s$$

$$\tau_g \alpha_b \approx 5^\circ h/R_s$$

De bijbehorende verdeling van de bodemschuifspanningscomponenten en van de richting van de resulterende bodemschuifspanningen worden gegeven in fig. 2.7.3.



Figuur 2.7.3.

Het blijkt, dat de bodemschuifspanningscomponent in de stroomrichting ter plaatse van het bovenstrooms talud nihil of zelfs negatief is. Als gevolg hiervan zal op dit talud aanzanding optreden, die als gevolg van de bodemschuifspanningscomponent in de richting loodrecht op de stroom naar de oever toe zal toenemen.

Direkt benedenstrooms van het talud zal de cunetbodem uitschuren vanwege het ontbreken van met de stroom meegevoerd sediment.

Door de relatief lage bodemschuifspanning zal dit effect gering zijn.

Als gevolg van de relatief grote bodemschuifspanning op het benedenstrooms talud zal daar ter plaatse uitschuring optreden.

2.7.2.3. Resultaten stroombeeldonderzoek M1000 en M1001

Analyse van het onderzoek in M1000 en M1001 leert, dat uitsluitend nabij de oevers en/of de bouwfronten enige afbuiging van de stroming optreedt. De grootste afwijking met de situatie bij loodrechte aanstroming bedroeg ca. 15° . De kromtestraal is relatief groot t.o.v. de waterdiepte.

Bij het cunet-onderzoek in M1000 (zie interimverslag M1000-6), waarbij intensief stroomsnelheden en -richtingen over de verticaal werden gemeten, is gebleken, dat nabij de oevers zich duidelijk een dwarsstroom aan de bodem ontwikkelde.

2.7.2.4. Conclusies

Drie-dimensionale effecten zijn alleen te verwachten in de omgeving van de oevers. Als gevolg van de scheve aanstroming zal een afbuiging van de gemiddelde aanstroomrichting van de oever af optreden, terwijl door de kromming van de stroombanen nabij de bodem een dwarsstroom naar de oever toe zal ontstaan. Genoemde dwarsstroom is het sterkst ter plaatse van het bovenstroomse cunettalud. Als gevolg van deze drie-dimensionale effecten zal vermoedelijk nabij de oevers de invloed van het bodemtransport op het aanzandingspatroon relatief groter zijn, terwijl meer naar het midden van de geulen de invloed van het suspensie-transport op het aanzandingspatroon relatief groter is. Met behulp van snelheids- en concentratiemetingen in de proefcunetten zal getracht worden de hierboven aangegeven tendenzen nader te kwantificeren.

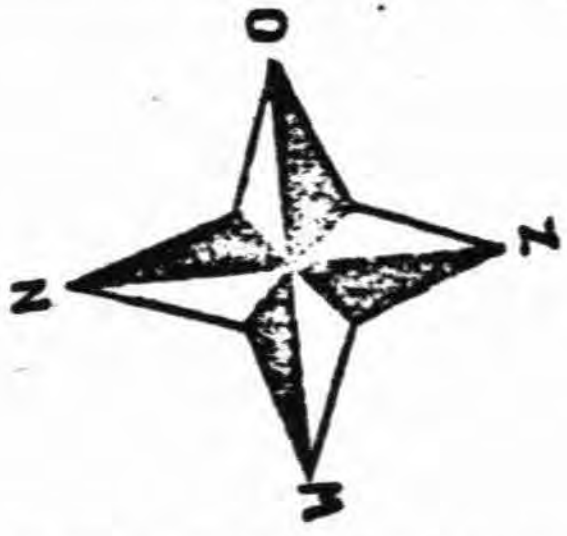
2.7.3. Proefcunetten

2.7.3.1. Algemeen

In PGO-nota nr. 5 is ingegaan op de resultaten, die bij het prototype-onderzoek tot 1 december 1977 in het proefcunet Roompot gevonden waren. In de drie maanden, die sindsdien verlopen zijn, zijn naast nieuwe resultaten uit de Roompot, ook resultaten uit het onderzoek in het proefcunet Schaar beschikbaar gekomen. De beschikbare resultaten betreffen nog voornamelijk veranderingen in bodemligging.

2.7.3.2. Proefcunet Roompot

In het proefcunet Roompot wordt een significante aanzanding alleen gevonden langs en met name op het steile (ca. 1 ; 4) westelijke talud terwijl op het oostelijk talud erosie optreedt. In fig. 2.7.4. is de aanzandings- of erosiesnelheid in cm/dag gemiddeld over een periode van ca. 4 maanden (13 oktober tot 23 februari) en gemiddeld voor vakken van $20 \times 20 \text{ m}^2$ gegeven. In fig. 2.7.5. zijn voor een drietal raaien de lodingsprofielen van 13 oktober 1977 vergeleken met die van 16/18 januari. Uit deze figuur blijkt dat de hellingen van het westelijk talud stabiel zijn (afgezien van verschuiving) en dat de oostelijke hellingen verflauwen. Tevens zijn op het oostelijk talud grote ribbels gevormd. De thans berekende sedimentatiesnelheden op het westelijk talud zijn veel hoger dan de sedimentatiesnelheden gegeven in PGO-nota nr. 5. Hierbij dient te worden aangetekend dat de sedimentatiesnelheden in PGO-nota nr. 5. alleen betrekking hadden op de sedimentatiesnelheden op de cunetbodem. Al het materiaal wordt echter reeds op het talud afgevangen. Door de verschuiving van het talud, verschuift zodoende ook de zone met grote sedimentatiesnelheid. Het waargenomen aanzandings- en erosiepatroon en de ribbelforming duiden erop, dat ter plaatse van dit proefcunet de aanzanding sterk wordt bepaald door het bodemtransport en dat het vloedtransport overheerst.



PUNTEN																																
	29	27	25	23	21	19	17	15	13	11	9	7	5	3	1	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30		
2200																																
2180																																
2160																																
2140																																
2120																																
2100																																
2080																																
2060																																
2040																																
2020																																
2000																																
1980																																
1960																																
1940																																
1920																																
1900																																
1880																																
1860																																
1840																																

100 M
60 M
RS

280 M
170 M
50 M
50 M
120 M

12014

LEGENDA

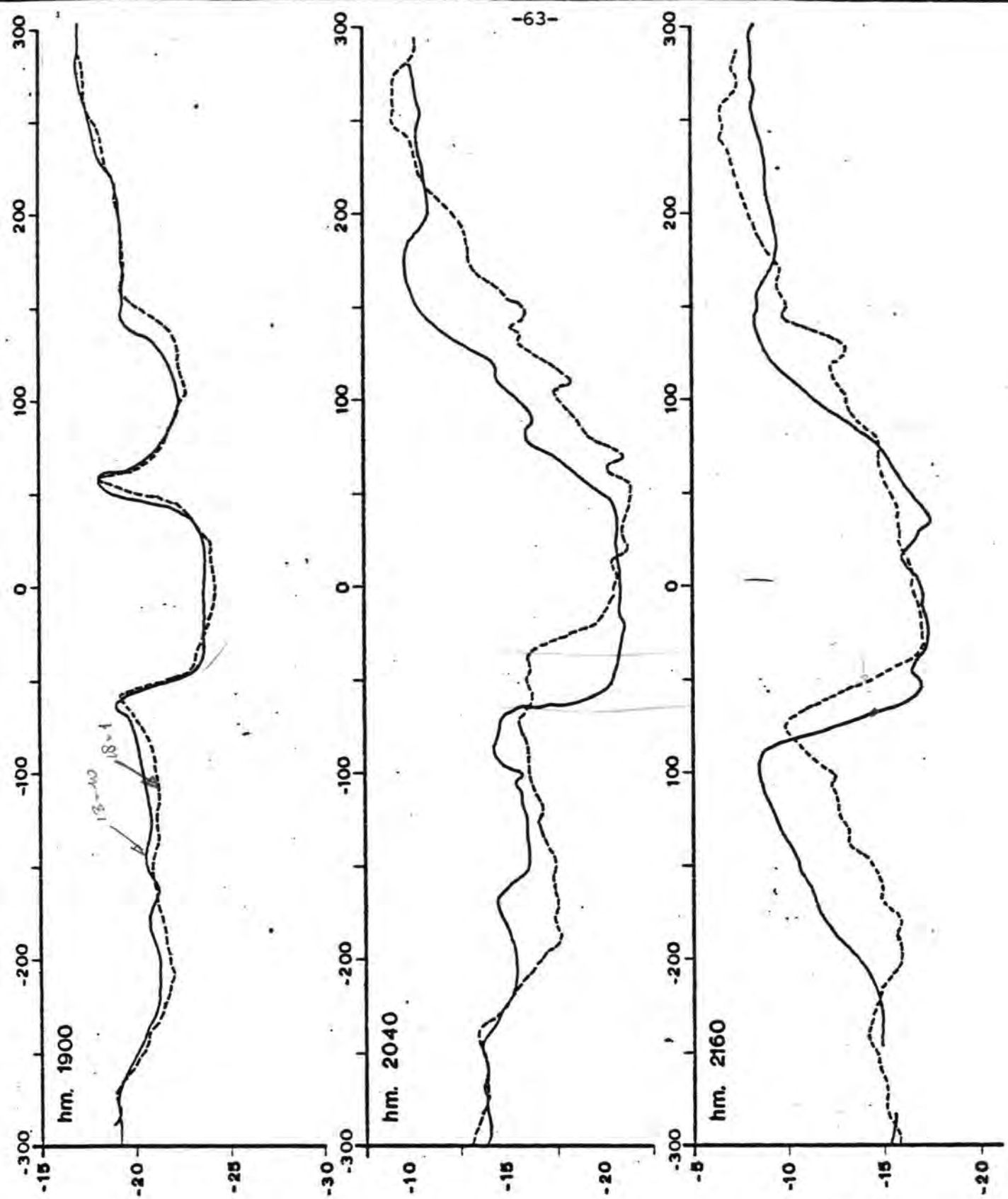
- +1 = 1 CM UITSCHURING PER DAG
- 1 = 1 CM AANZANDING PER DAG
- GEBIED UITSCHURING
- 0 = 0,0 CM TOT -0,5 CM
- +0 = 0,0 CM TOT +0,5 CM

PROEFCUNET ROOMPOT

AANZANDING/UITSCHURING IN CM PER DAG

PERIODE VAN 13-10-77 T/M 23-2-78 (134 DAGEN)

B'JLAGE 2.74



----- OPNAME DATUM
18 - JAN - 78

———— OPNAME DATUM
13 OKT 1977

HOR. SCHAAL 1:1000
VER. SCHAAL 1:100

----- OPNAME DATUM
18 - JAN - 78

———— OPNAME DATUM
13 OKT 1977

rijkswaterstaat
deltadienst - hoofdafdeling waterloopkunde

getekend	accoord	projectcode :
nota DDWT		bijlage 2.7.5
din A 4		nr. 78W.0065

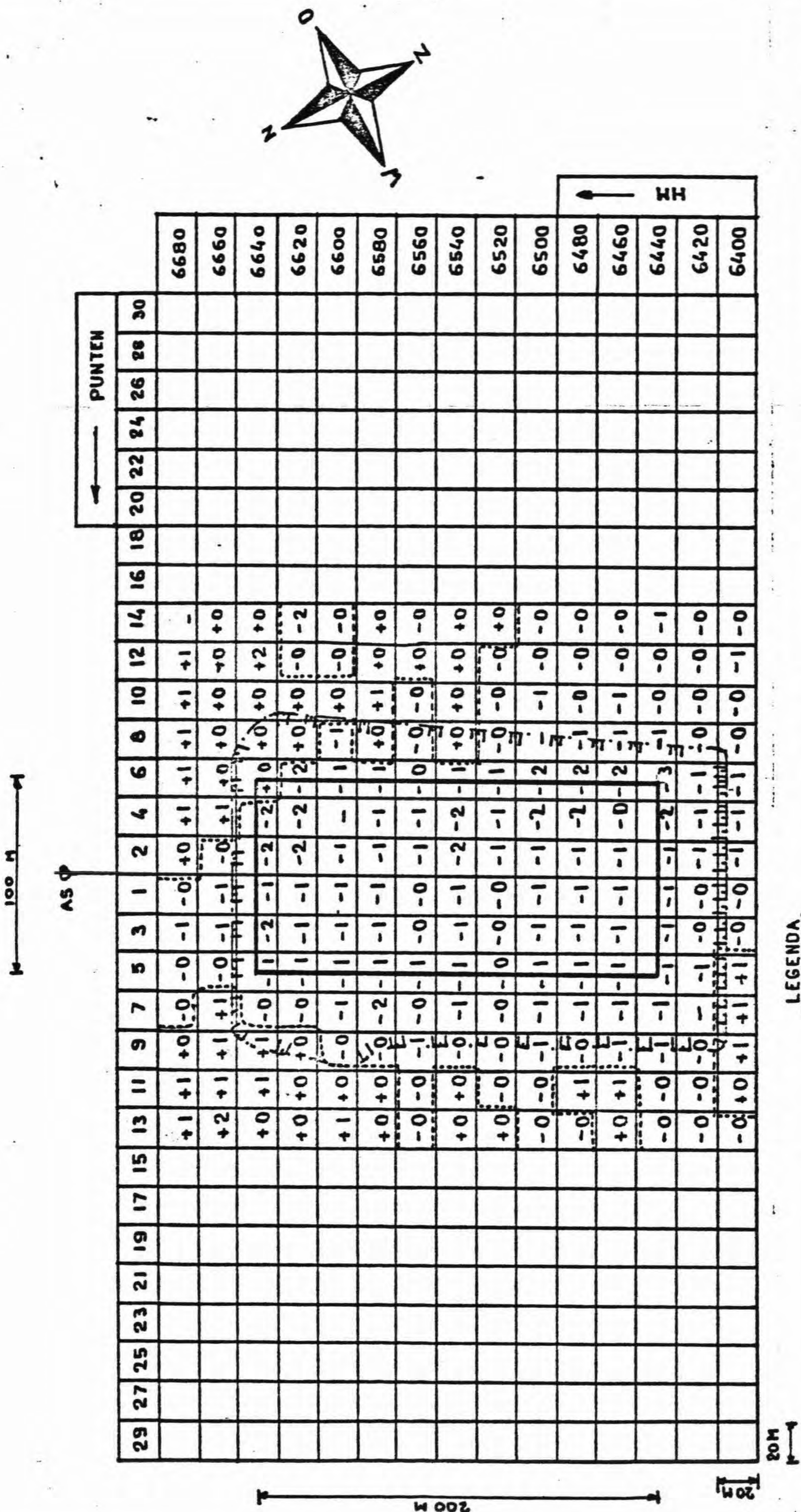
AANZANDING PROEFCUNET ROOMPOT

De toename in noordelijke richting van de aanzandingen op het westelijk talud wordt vermoedelijk grotendeels veroorzaakt door de in paragraaf 2 genoemde dwarsstromen, welke door de sterk gekromde stroombanen rond de Kop van Noordland worden opgewekt. Op het steile talud zal volgens de resultaten van paragraaf 2.7.2.2. een resulterend bodemtransport langs het talud in noordelijke richting optreden. Tengevolge van de hierdoor veroorzaakte toename van de aanzandingen op dit talud zal de taludrichting verdraaien, waardoor de gradiënt in aanzandingssnelheid gaande van zuid naar noord vermoedelijk nog enigszins zal toenemen, doordat de invloed van scheve aanstroming, welke tegengesteld werkt, zal afnemen.

2.7.3.3. Proefcunet Schaar van Roggenplaat

In het proefcunet in de Schaar treedt in het gehele cunet significante aanzanding op (zie fig. 2.7.6. en 2.7.7.). De aanzandingssnelheid gemiddeld over een periode van ca. 2 maanden en gemiddeld over vakken van $20 \times 20 \text{ m}^2$ bedraagt 1 à 2 cm/dag. Op de bodem van het cunet hebben zich ribbels gevormd met een hoogte tot 0,5 m. De taluds verflauwen over het algemeen. Het aanzandingspatroon in dit proefcunet wijst op een duidelijke invloed van suspensietransport, hetgeen ook gezien de ligging door het ontbreken van drie-dimensionale effecten mag worden verwacht.

Teneinde meer inzicht te verkrijgen in de locale variaties in aanzandingssnelheid zijn door duikers in een tweetal raaien een negental meetpijpen aangebracht, welke direkt na plaatsen 1 m boven de bodem uitstaken. Periodiek is de hoogte van de bovenkant van de meetpijp tot de bodem gemeten. In fig. 2.7.8. zijn voor een raai de gemeten hoogten aangegeven. Volgens deze figuur kunnen plaatselijk grote variaties in bodemligging optreden, tot meer dan 60 cm in drie dagen tijds.



PROEFCUNET SCHAAR

AANZANDING / UITSCHURING IN CM PER DAG

PERIODE VAN 17-11-77 T/M 23-2-'78 (99 DAGEN)

B'JLAGE : 2.7.6

LEGENDA

+1 = 1CM UITSCHURING PER DAG

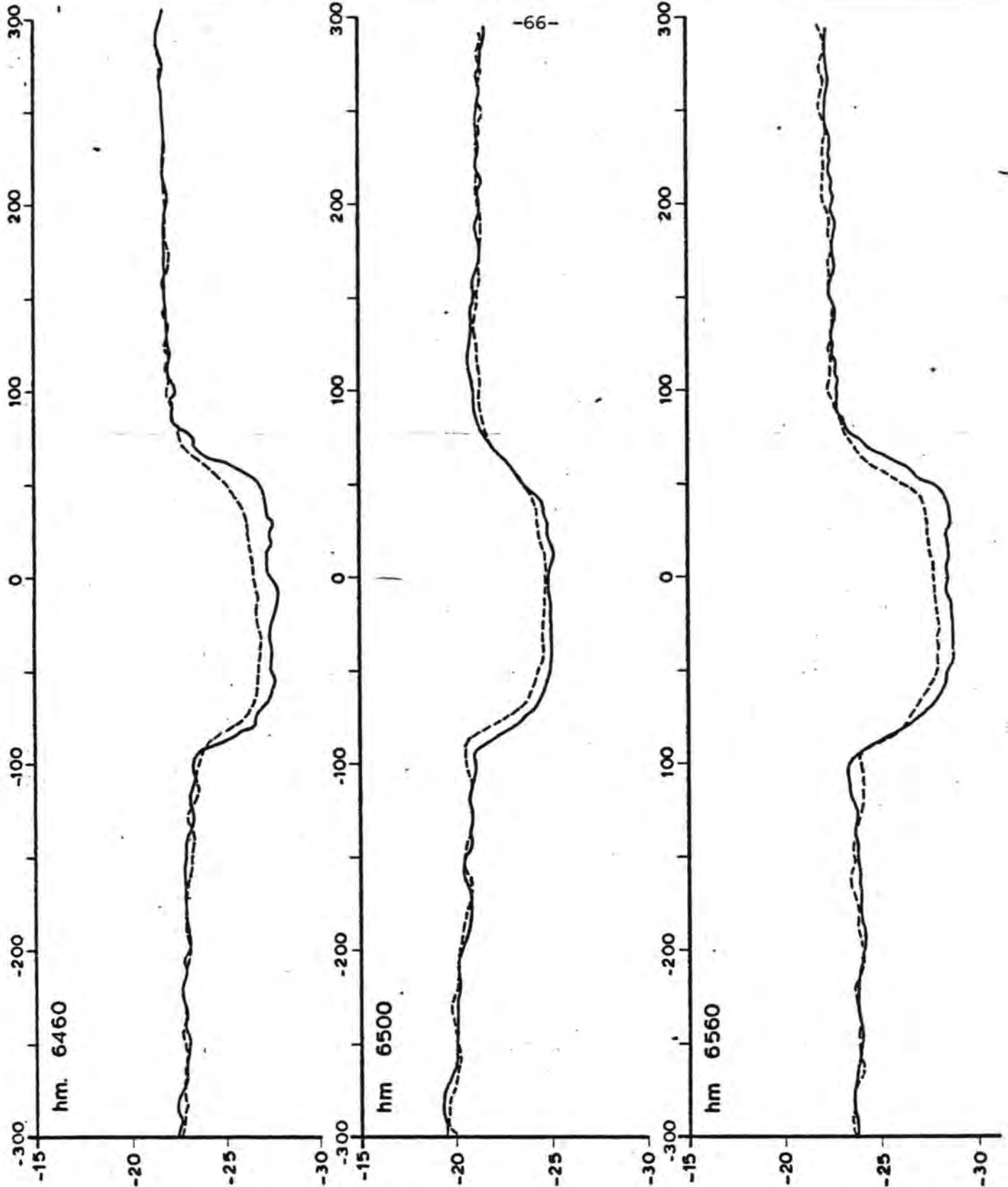
-1 = 1CM AANZANDING PER DAG

☐ GEBIED UITSCHURING

-0 = 0,0 CM TOT -0,5 CM

+0 = 0,0 CM TOT +0,5 CM

Figuur 2.7.6.



-66-

----- OPNAME DATUM
18 - JAN - 78

———— OPNAME DATUM
17 - NOV. - 77

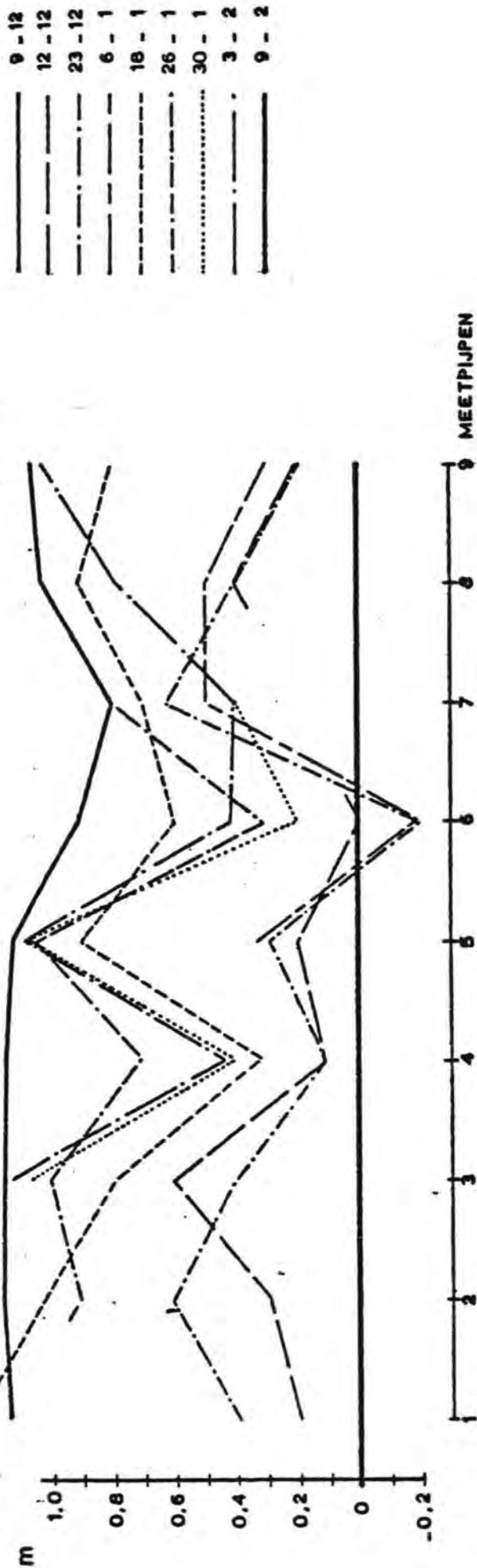
HOR. SCHAAL 1:1000
VER. SCHAAL 1:100

rijkswaterstaat
deltadienst - hoofdafdeling waterloopkunde

getekend	accoord	projectcode :

AANZANDING PROEFCUNET SCHAAR VAN ROGGEPLAAT

nota DDWT bijlage 2.7.5
din A 4 nr. 78W.0066



PROEFCUNET SCHAAR : HM 6605

rijkswaterstaat deltadienst - hoofdafdeling waterloopkunde	getekend	accoord	projectcode :
	Gh.		K7602S
AANZANDING TRACÉ	nota DDWT-	bijlage 2.7.6	
	din A 4	nr. 78W0116	

Figuur 2.7.8.

Deze grote variatie wordt vermoedelijk veroorzaakt door het zich verplaatsen van de bodemribbels.

2.7.3.4. Conclusies

Het aanzandings- en erosiepatroon in het proefcunet Roompot wordt voornamelijk bepaald door bodemtransport en drie-dimensionale effecten. De invloed van de drie-dimensionale effecten is aanzienlijk ter plaatse van het bovenstroomse talud en zal pas bij zeer flauwe taluds (flauwer dan 1 : 20) afnemen.

Het aanzandingspatroon in het proefcunet Schaar, waar drie-dimensionale effecten geen rol spelen, wijst op een overwegende invloed van suspensie-transport. In hoeverre dit patroon beïnvloed kan worden door een versteiling van de taludhelling, waarbij loslating van de stroming op de bovenstroomse taludrand zal optreden en de aanzanding vermoedelijk geconcentreerd zal worden aan de teen van het talud, wordt thans nader onderzocht.

2.7.4. Prognose

Hoewel een goede schatting van de te verwachten sedimentatie thans nog niet goed mogelijk is, daar hiervoor genoemde effecten nog onvoldoende kwantificeerbaar zijn, en een groot aantal onderzoeken nog niet zijn afgerond, dient voor de voorbereiding van de bestekken en uitvoeringsplannen toch reeds een prognose gegeven te worden.

Gebaseerd op de thans verkregen inzichten en een verwachting omtrent de variaties in de hydraulische condities tijdens de drempelopbouw zijn voor verschillende fasen van de uitvoering prognose's gegeven (zie bijgevoegde tekeningen nrs. 78.4.311 t/m 78.4.318)

Het kan echter niet voldoende benadrukt worden dat de gegeven cijfers zeer globaal zijn vastgesteld en slechts als een ruw indicatie gezien mogen worden.

3. Het geotechnisch onderzoek

3.1. Inleiding

In het geotechnisch onderzoek van de drempel wordt een open drempel ontwerp volgens figuur 3.1.1. en een halfgesloten drempel ontwerp volgens figuur 3.1.2. bekeken. Tevens wordt in dit kader onderzoek verricht ter voorkoming van het uitspoelen van materiaal van onder de pijlers.

De belasting op de drempel bestaat hoofdzakelijk uit de uitwendige waterdruk op de drempel en de interactie met de pijler en de dorpelbalk. De waterdruk op de drempel kan worden gesplitst in een "stationaire" component veroorzaakt door het verval en eventuele stroming over de drempel en een "cyclische" component door golven. De belasting op de grondslag onder de pijler bestaat uit een uitwendige waterdruk op de bodem en een totale grondbelasting vanuit de pijler welke beide ook in een "stationaire" en een "cyclische" component kunnen worden gesplitst.

Over de keuze en interpretatie van de uitwendige belasting en de achterliggende veiligheidsfilosofie is overleg tussen het drempelburo en COPROB.

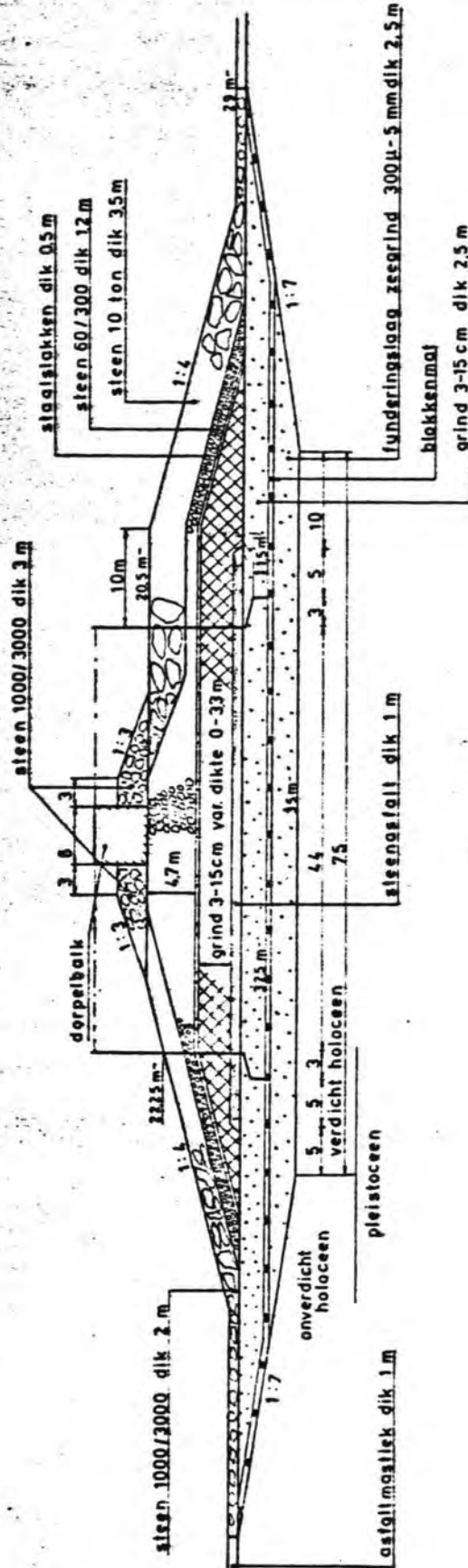
De huidige inzichten worden in dit rapport omschreven.

De stationaire waterdruk in het open drempel ontwerp is gerapporteerd in het eerste interim rapport. De cyclische waterdruk dient nog te worden berekend. Voor de berekening van de totale stabiliteit, de stabiliteit van de toplaag aan de Oosterscheldezijde en de deformaties van de drempel wordt er voorlopig van uitgegaan dat het cyclisch verhang potentiaalbeeld ten gevolge van golfdoordringing en het stationaire potentiaalbeeld tengevolge van verval dezelfde vorm hebben. De totale stabiliteit van de open drempel is momenteel onderzocht, slechts het geval met weigerende schuif dient nog te worden onderzocht.

De berekening van de deformatie van de drempel is vertraagd; het betreffende computerprogramma dient te worden aangepast om stromingsdruk als belasting te kunnen verwerken.

OOSTERSCHELDEZIJDE

ZEEZIJDE



Roompot 15
 h.o.h pijler 45 m
 inbedding 12 m
 o.k. pijler 325 m
 afmetingpijler 25 x 50

gebruiksbelasting H = 120 MN
 M = 2621 MNm
 H = 141 MN
 M = 3080 MNm
 eigen gewicht V = 273 MN

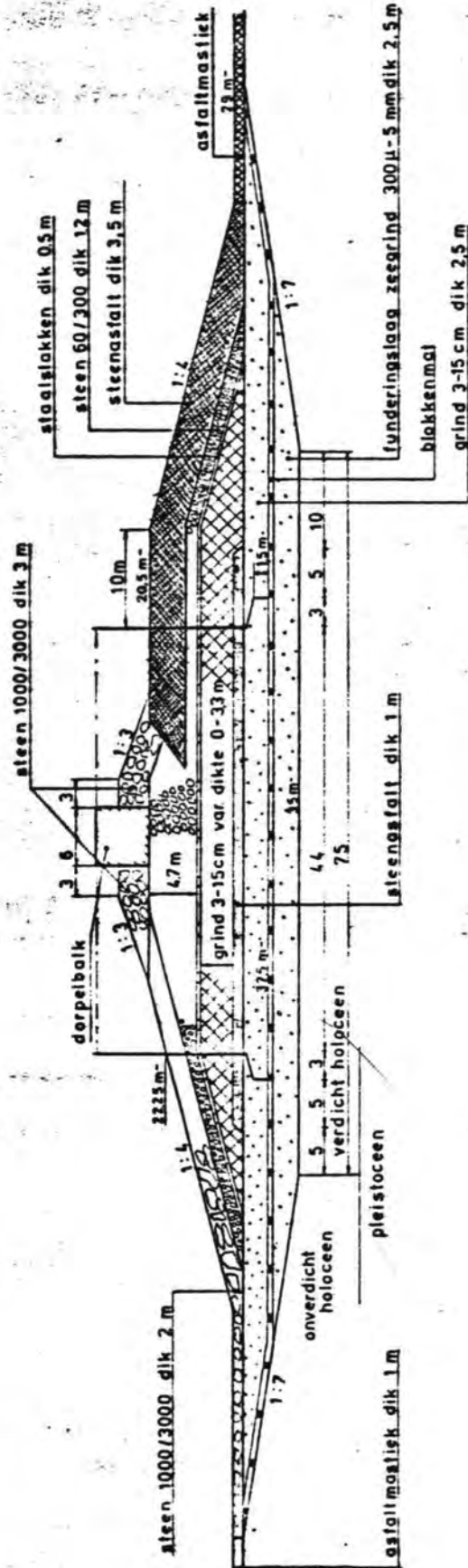
probabilistisch

laboratorium voor grondmechanica deift <small>14000 33200 0400 01 1110 Deift (013) - 94 94 73</small>	MAART 78	44 1984
	CO-406142/1	per
VOORONTWERP VAN OPEN DREMPEL VOOR GEOTECHNISCH ONDERZOEK	BIJL.	30/40 per m
SITUATIE ROOMPOT 15	school 1:500	

Figuur 3.1.1.

OOSTERSCHELDEZIJDE

ZEEZIJDE



Roempot 15
 h.o.h pijler 45 m
 Inbedding 12 m
 o.k. pijler 32,5 m
 afmeting pijler 25 x 50

gebruiksbelasting H = 120 MN
 M = 2621 MNm
 probabiltiatsch H = 141 MN
 M = 3080 MNm
 eigengewicht V = 273 MN

laboratorium voor grondmechanica deift <small>LABORATORIUM (OIB) - 56 00 23</small> <small>LABOR 3336 2000B 01</small>	MAART 76	44	100%
	CO-406142/2		100%
VOORONTWERP VAN HALFGESLOTEN DREMPEL VOOR GEOTECHNISCH ONDERZOEK.	BIJL.		30/40
SITUATIE ROOMPOT 15		schaal 1:500	

Figuur 3.1.2.

De interactie van de drempel en de dorpelbalk als functie van de relatieve verplaatsing van drempel en pijler is alleen globaal bekend; evenals voor de deformatie van de drempel dient ook voor deze berekening de stromingsdruk als belasting opgebracht te kunnen worden.

De stabiliteit van de toplaag van de Oosterscheldezijde kan ook vanuit geotechnisch oogpunt worden beoordeeld.

Het geotechnisch onderzoek naar de halfgesloten drempel (figuur 3.1.2.) is onlangs begonnen. Allereerst zal de stationaire waterdruk in deze drempel worden berekend. Vervolgens dient de totale stabiliteit, de stabiliteit van de toplaag aan Oosterscheldezijde, de deformatie van de drempel en de cyclische waterspanningen te worden onderzocht.

De stabiliteit van het cunet is reeds in het eerste interimrapport omschreven.

De berekening van de cyclische waterdruk onder de pijler is in een vergevorderd stadium; de extreme cyclische waterspanningen worden in dit rapport beschreven. Het ligt tevens in de bedoeling met deze berekening te onderzoeken of er een kans is op het cyclisch optreden van een spleet (fracture) of zelfs cyclische fluidisatie onder de hiel van de pijler.

Om eventueel wegspoelen van fijn materiaal uit gegradeerde filters en vanuit laagscheidingen door zowel stationaire als cyclische waterstroming uitgaande van de numeriek voorspelde grootten te kunnen beoordelen worden proeven uitgevoerd. Het onderzoek naar het uitspoelen van gegradeerde filters (interne stabiliteit) wordt door WL gedaan en is beschreven in hoofdstuk 2. Het onderzoek naar het wegspoelen van materiaal vanuit filterscheidingen wordt zowel door LGM als WL gedaan. Door WL wordt hiervoor de "golftunnel", het "tonnetje" en de groene bak gebruikt zoals omschreven in hoofdstuk 2. Door LGM is hiervoor een bestaand groot triaxiaal apparaat omgebouwd. Onlangs is de eerste "probeer-proef" uitgevoerd. De resultaten hiervan zijn in dit interim rapport opgenomen.

Voor het interpreteren van gemeten waterspanningen in deze triaxiaalproef wordt door ir. C.J. Goutziers, medewerker van prof. dr. H.G. Meijer van de afdeling wiskunde van TH Delft, de betreffende analytische som gemaakt.

Tevens wordt door LGM dit probleem numeriek aangepakt met behulp van het computerprogramma SPONS.

Behalve voornoemde verschijnselen van wegspoelen van materiaal uit gegradeerde filters en vanuit filterscheidingen bestaat er het potentiële gevaar van piping door een eventueel zandlaagje onder de afdichting rond de pijler. Momenteel is er een plan voor pipingproeven in uitvoering in Lith.

Het onderzoek naar de materiaalconstanten is nog in volle gang. Tenslotte zijn er plannen gemaakt voor een proef ter verificatie van het gedrag van de drempel onder herhaald belasten door verval en golven.

Het tijdschema van de betreffende onderwerpen is aangegeven in tabel 3.1.1.

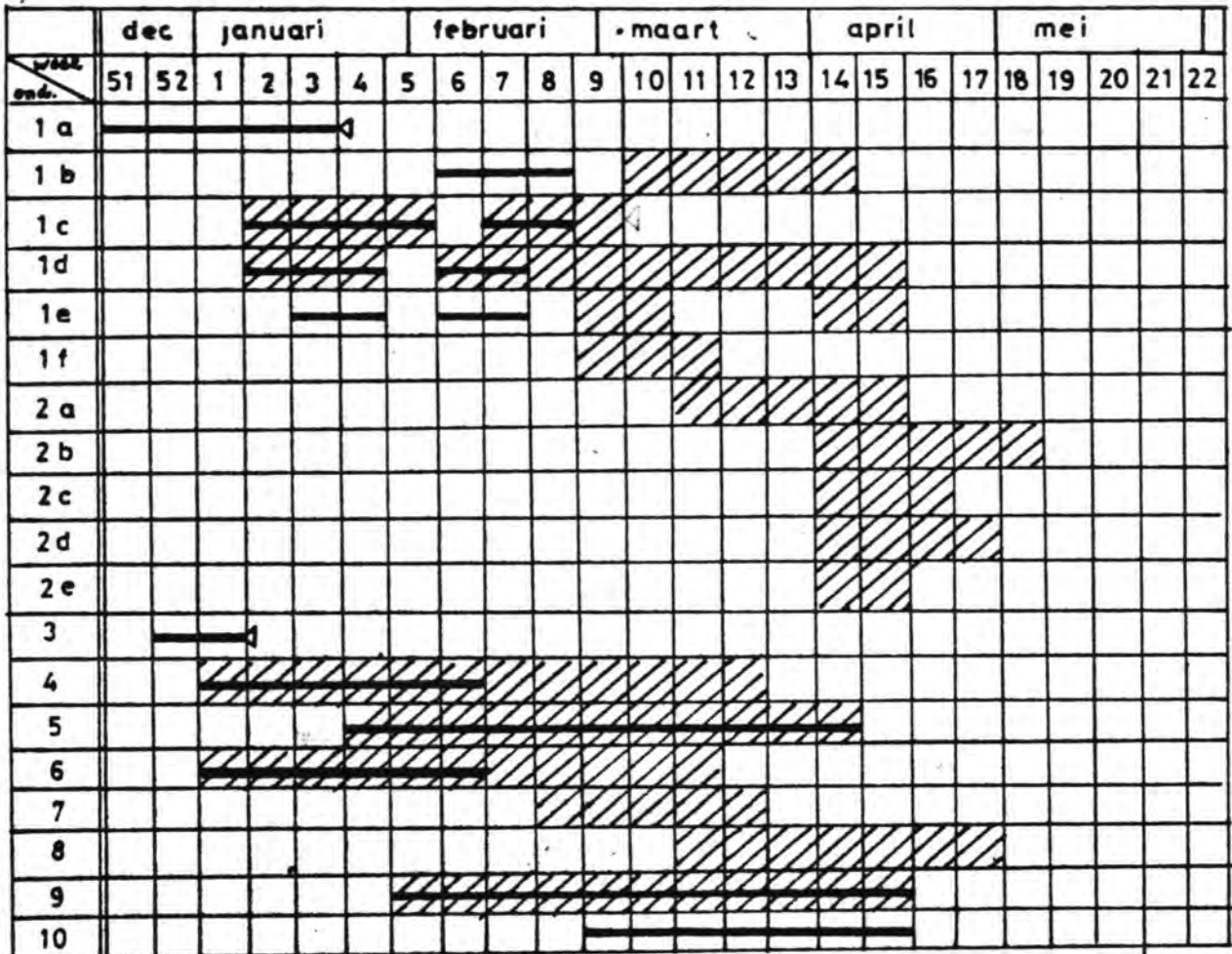
Planning geotechnisch onderzoek voor Oosterschelddrempel

Onderwerpen:

1. Open drempel
 - 1a. Stationaire waterdruk
 - 1b. Cyclische waterdruk in drempel
 - 1c. Totale stabiliteit
 - 1d. Deformatie van drempel
 - 1e. Interactie drempel-dorpelbalk
 - 1f. Stabiliteit toplaag

2. Halfgesloten drempel
 - 2a. Stationaire waterdruk in drempel
 - 2b. Cyclische waterdruk in drempel
 - 2c. Totale stabiliteit van drempel
 - 2d. Deformatie van drempel
 - 2e. Stabiliteit toplaag

3. Stabiliteit van cunet
4. Cyclische waterdruk onder pijler
5. Cyclische filterproeven
6. Analytische som voor cyclische filterproeven
7. Numerieke som voor cyclische filterproeven
8. Piping onderzoek
9. Bepaling materiaal constanten
10. Proef deformatie drempel



Tabel 3.1.1.

 GEREED
 PLANNING INTERIMRAPPORT nr 1
 PLANNING dd. 16-3-78

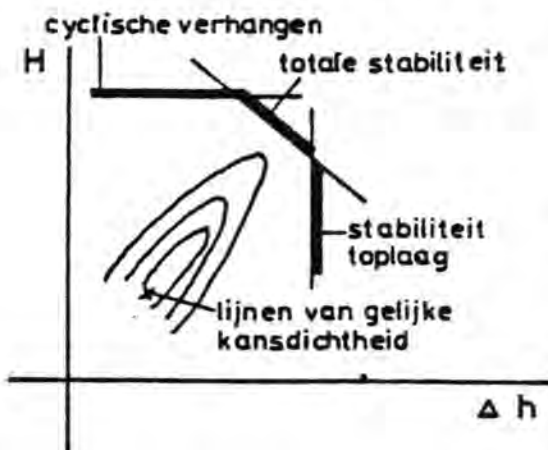
3.2. Veiligheidsfilosofie in verband met belastingen

In een discussie van het drempelburo met een deskundige op het gebied van waarschijnlijkheidstheorie van COPROB zijn de veiligheidsfilosofie van de stormvloedkering Oosterschelde en de benodigde belastingsgegevens voor het beoordelen van de geotechnische aspecten ter sprake gekomen.

In principe is een probabilistische aanpak bij het beoordelen van geotechnische aspecten niet uitgesloten (bv. Kraft, Murff 1976) (Ref. 3) maar bepaling van de benodigde parameters zal zeer tijdrovend en kostbaar zijn; een grondige aanpak zal vele manjaren inzet vergen.

Tot nu toe wordt binnen de grondmechanica alleen bij hoge uitzondering een probabilistische aanpak gehanteerd; normaliter wordt deterministisch gewerkt waarbij de "ontwerp belasting" vermenigvuldigd wordt met een belastingsfaktor (> 1) en/of de "grondsterkte" wordt gedeeld door een "grondfactor" (> 1). Probabilistisch interpreterend hangen de grootten van deze (veiligheids) factoren samen met de spreidingen in de belastingen en de grondparameters en de beoogde veiligheid; een reële kwantificering van deze grootheden voor een willekeurig geval komt pas tot stand na een volledige probabilistische analyse voor dat geval.

In het huidige geval van de stormvloedkering Oosterschelde zal op korte termijn in de geotechnische analyse ook van een deterministische aanpak gebruik moeten worden gemaakt.



Figuur 3.2.1.

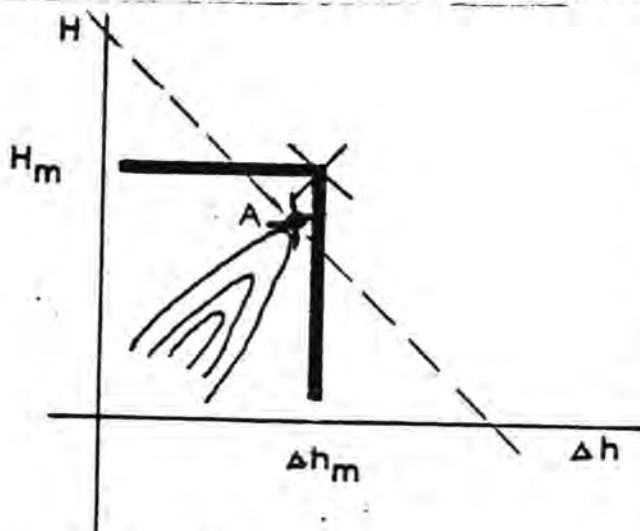
De belasting bestaat hoofdzakelijk uit golven en verval.

In de probabilistische beschrijving hebben golfamplitude H , golfperiode T en verval h een simultane verdeling. In figuur 3.2.1. zijn schematisch lijnen van gelijke kansdichtheid voor golfamplitude en verval aangegeven. De kansdichtheidsfuncties van de grondparameters zouden slechts nauwkeurig kunnen worden bepaald met een groot aantal proeven; in de geotechnische analyse wordt

daarom een redelijk gemiddelde gebruikt.

Uitgaande van de gemiddelde grondparameters zou voor elk gekozen verval voorspeld kunnen worden tot welke golfamplitude de kering blijft functioneren. De grootte van de "maximaal toelaatbare golfamplitude" en tevens de oorzaak van het falen van de kering zal variëren met het gekozen verval. In figuur 3.2.1. zijn ter illustratie een aantal fiktieve combinaties van verval en golfamplitude aangegeven, waarbij de kering niet meer zou functioneren. De totale kans op het niet meer functioneren door de betreffende geotechnische aspecten is de integraal van de kansdichtheidsfunctie over het gebied waar de kering kan worden geacht te hebben gefaald, in figuur 3.2.1. over het oppervlak rechts en boven de dikke lijn. Dit geldt uiteraard alleen zolang ervan wordt uitgegaan dat de geotechnische voorspelling exact is. Dit is natuurlijk geenszins het geval zodat bij een deterministische benadering van de beoordeling van de geotechnische aspecten de grondparameters aan de veilige kant moeten worden gekozen.

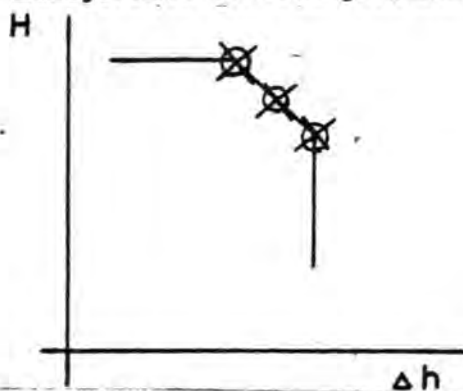
Voor genoemde filosofie demonstreert dat in de semi-deterministische aanpak verschillende belastingscombinaties bekeken zouden kunnen worden om de faalkans door de belastingoverschreiding te schatten. Bij het beoordelen van een ontwerp aan de hand van één maatgevende belastingscombinatie (H_m , T_m , Δh_m) zou deze faalkans moeten volgen uit de integraal van de kansdichtheidsfunctie over het opper-



Figuur 3.2.2.

vlak rechts en boven de dikke lijn in figuur 3.2.2. omdat het werkelijk verloop van de faalrand niet wordt vastgesteld. Wordt desondanks toch één belastingscombinatie bepaald uitgaande van slechts één faallijn bijvoorbeeld punt A op een faallijn onder 45° dan moet worden geconcludeerd dat de werkelijke kans op bezwijken wordt onderschat.

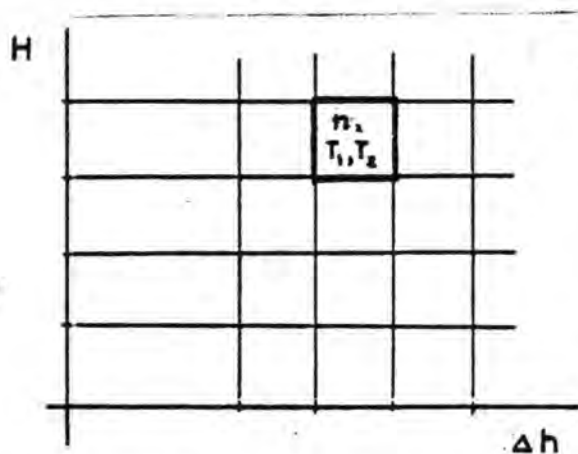
De probabilistische deskundige van de COPROB is verzocht een drietal maatgevende belastingscombinaties op te geven.



Figuur 3.2.3.

In zo'n geval zou de faalrand de vorm kunnen hebben zoals aangegeven in figuur 3.2.3. Voor de helling van het schuine deel van de faalrand zou bijvoorbeeld 45° gekozen kunnen worden.

Behalve het voornoemd drietal maatgevende "ontwerp belasting" combinaties bestaat er voor de interpretatie van de cyclische waterspanning behoefte aan gegevens over het aantal golven met gegeven golfhoogte en bijbehorende verval dat binnen de geplande levensduur kan optreden. Voor een levensduur van bijvoorbeeld 200 jaar zouden voor elk verval Δh en elke golfamplitude H het aantal te verwachten golven n en de variatie van de



Figuur 3.2.4.

golfperiode tussen T_1 en T_2 bepaald moeten worden. De resultaten zouden in de vorm van figuur 3.2.4. gezet kunnen worden. In elk geval echter moet ook de "superstorm" met de kans van optreden van $2,5 \cdot 10^{-4}$ per jaar worden weerstaan.

Indien deze "superstorm" alleen een groter aantal grote golven oplevert dan alle stormen samen in 200 jaar, zou ook deze storm dienen te worden geanalyseerd volgens figuur 3.2.4.

3.3. Stabiliteit open drempel

De stabiliteit van de open drempel variant (figuur 3.1.1.) is onderzocht voor een stationair verval van 7,2 m en voor een maximaal verval van 11 m, dat is samengesteld uit stationair verval en golfbelasting. De waterspanningen zijn berekend met het computerprogramma SEEP, dat de drukverdeling onder stationair verval berekent, zodat voor het verval van 11 m nog een vergelijking tussen stationair verhang en cyclisch verhang door golfdoordringing nodig is en zelfs eventueel een aanvullende stabiliteitsberekening.

Er zijn 2 soorten stabiliteitsberekeningen uitgevoerd, namelijk a) ter controle van de stabiliteit van cirkelvormige glijvlakken met het computerprogramma STABIL/10. In dit programma wordt een glijcirkel als bezwijkmechanisme aangenomen.

De afschuivende grondmoot wordt opgedeeld in lamellen. Daarna wordt met behulp van het evenwicht van de grondmoot en de uitwendige waterdruk en de poriënwaterdruk de normaalspanning op het glijvlak bepaald. Met behulp van de wrijvingseigenschappen van de grond is tevens de schuifspanning langs het glijvlak te bepalen. De verhouding tussen tegenwerkend moment en aandrijvend moment geeft tenslotte de veiligheidscoëfficiënt voor de betreffende glijcirkel.

Deze methode wordt herhaald voor een serie middelpunten en stralen van de glijcirkel totdat de minimale veiligheidscoëfficiënt gevonden is.

b) ter controle van de stabiliteit van een bezwijkmechanisme met rechte glijvlakken onder of door de vervalspreider .
In de betreffende berekening is aan de Noordzeezijde actieve druk en aan de Oosterscheldezijde passieve druk verondersteld. De veiligheidscoëfficiënt is gedefiniëerd als een verhouding van horizontale krachten op de grondmoot namelijk:

$$\gamma = \frac{H_p + H_s + H_{wos}}{H_a + H_{wnz}}$$

waarin: H_p : passieve kracht (effectief)
 H_s : schuifkracht in steenasfalt
 H_{wos} : kracht door waterdruk O.S.-zijde
 H_a : actieve kracht (effectief)
 H_{wnz} : kracht door waterdruk N.Z.-zijde

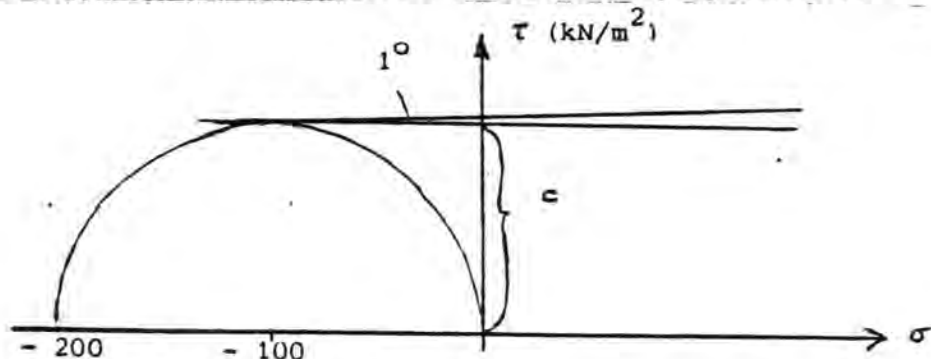
Beide typen berekeningen veronderstellen vlakke bezwijktoestand;
~~XXXX~~ de interactie met de dorpelbalk is niet in rekening gebracht.
 De gebruikte grondparameters zijn aangegeven in tabel 3.3.1.
 Voor de laagnummering wordt verwezen naar figuur 3.3.1.

laag nr.	grondsoort	γ_{dr_3} (kN/m ³)	γ_{nat_3} (kN/m ³)	cohesie kN/m ²	ϕ in graden
11, 13	onverdicht holocéen	15,1	19,4	0	33
12	verdicht holocéen	16,2	20,1	0	36
14	pleistoceen	16,2	20,1	0	42
10	verdicht zeegrind	19,3	22	0	42
1,2,3,4	stortsteen, steen	16	20	0	42
5	onverdichte slakken	15,3	19	0	37
6, 8	grind 3-15 cm	17,3	20,8	0	38
7	steenasfalt		20	100	1
9	blokkenmat		20	0	26,6

tabel 3.3.1.

De cohesie van de steenasfalt (vervalspreider) is afgeleid uit de in Nota nr. DREMBU-M-78006 voor de vervalspreider genoemde eis van 200 à 250 kN/m¹ trek (bij een 1 m dikke vervalspreider 200 à 250 kN/m²/m¹) volgens figuur 3.3.2.

In het eerste interimrapport wordt voor pleistoceen genoemd: $\phi = 36^\circ$.
 Het zal blijken dat de invloed van deze wijziging nihil is.



Figuur 3.3.2.

De ϕ -waarde voor de blokkenmat is afgeleid uit een wrijvingscoëfficiënt van 0,5 tussen blokkenmat en grond. In FOP 3 nota wordt een iets grotere wrijvingscoëfficiënt genoemd namelijk $f_{hor} = 0,56$. De vastheid van de mat zelf is niet in rekening gebracht, het volumegewicht is een fiktieve waarde.

Resultaten:

- a) De minimale veiligheidsfactoren voor cirkelvormige glijvlakken zijn per stramien punt aangegeven in de figuren 3.3.3. en 3.3.4. De maatgevende glijcirkels zijn eveneens aangegeven in deze figuren en zijn bovendien inclusief de in deze glijvlakken aanwezige spanningen getekend in de figuren 3.3.5. en 3.3.6. De gevonden minimale veiligheidsfactoren voor cirkelvormige glijvlakken zijn:

voor 7,2 m verval: 3,0

voor 11 m verval: 1,13

Ondiepe glijcirkels onder de dorpelbalk blijken maatgevend.

Wanneer ook de interactie van drempel en dorpelbalk in beschouwing wordt genomen, zullen voornoemde getallen aanzienlijk kunnen wijzigen; een en ander zal afhangen van de richting en grootte van de relatieve verplaatsing van pijler en drempel.

- b) De stabiliteitsberekening voor rechte glijvlakken onder/ door de vervalspreider is uitgewerkt in figuur 3.3.7.

In verband met zijn beperkte dikte zijn voor de berekening van actieve en passieve drukken de grondconstanten van de vervalspreider gelijk genomen aan die van de onder- en bovenlaag.

Worden de parameters van tabel 3.3.1. gebruikt, dan worden als veiligheidsfactoren gevonden (zie figuur 3.3.7.):

11 m verval - glijvlak 1: 1,94

11 m verval - glijvlak 2: 1,92

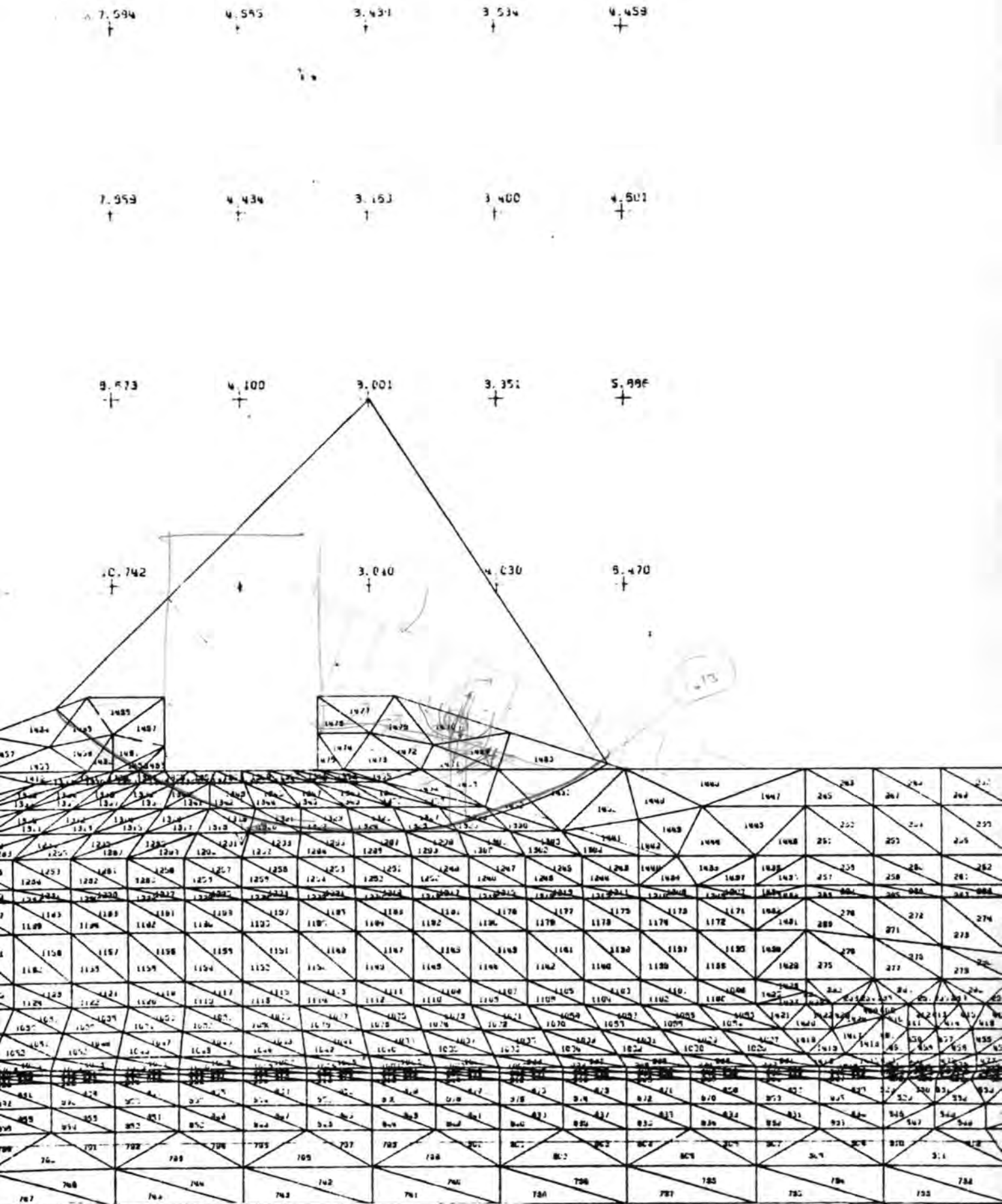
Worden daarentegen voor het steenasfalt zodanige parameters gekozen dat de minimale veiligheid voor het rechte glijvlak (2) 1,4 is, dan worden de benodigde sterkten van het steenasfalt in de vervalspreider:


a) $C = 22 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ voor $\phi = 0$

b) $\phi = 14,8^\circ$ voor $C = 0$

Momenteel wordt nagegaan welke eisen aan dit materiaal moeten worden gesteld in verband met kruip onder stationaire en gelijktijdig cyclische belasting.

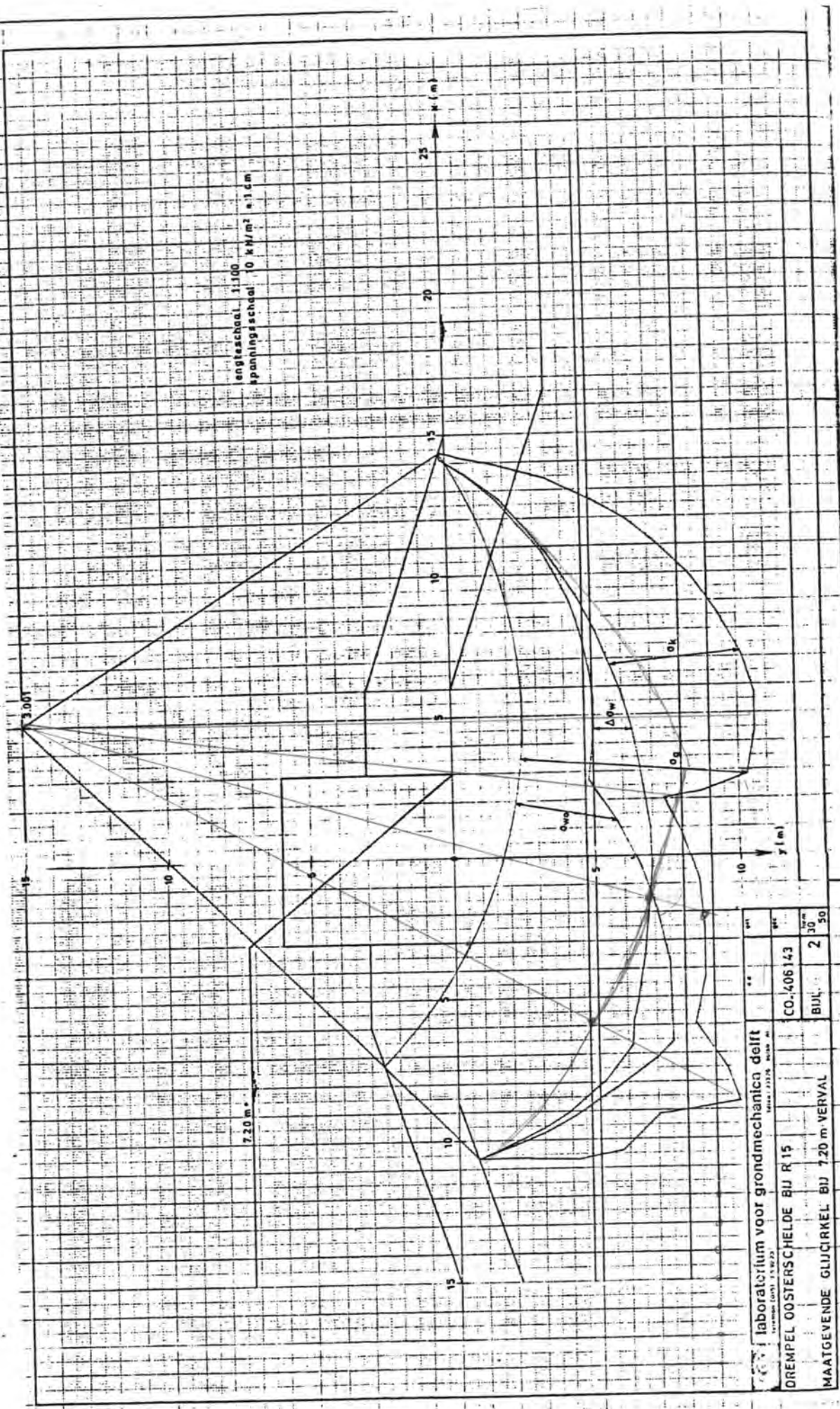
Tenslotte moet voor het open drempel variant nog een stabiliteitsberekening worden uitgevoerd namelijk voor het geval van weigerende schuif en aanstortingen tegen de dorpelbalk.



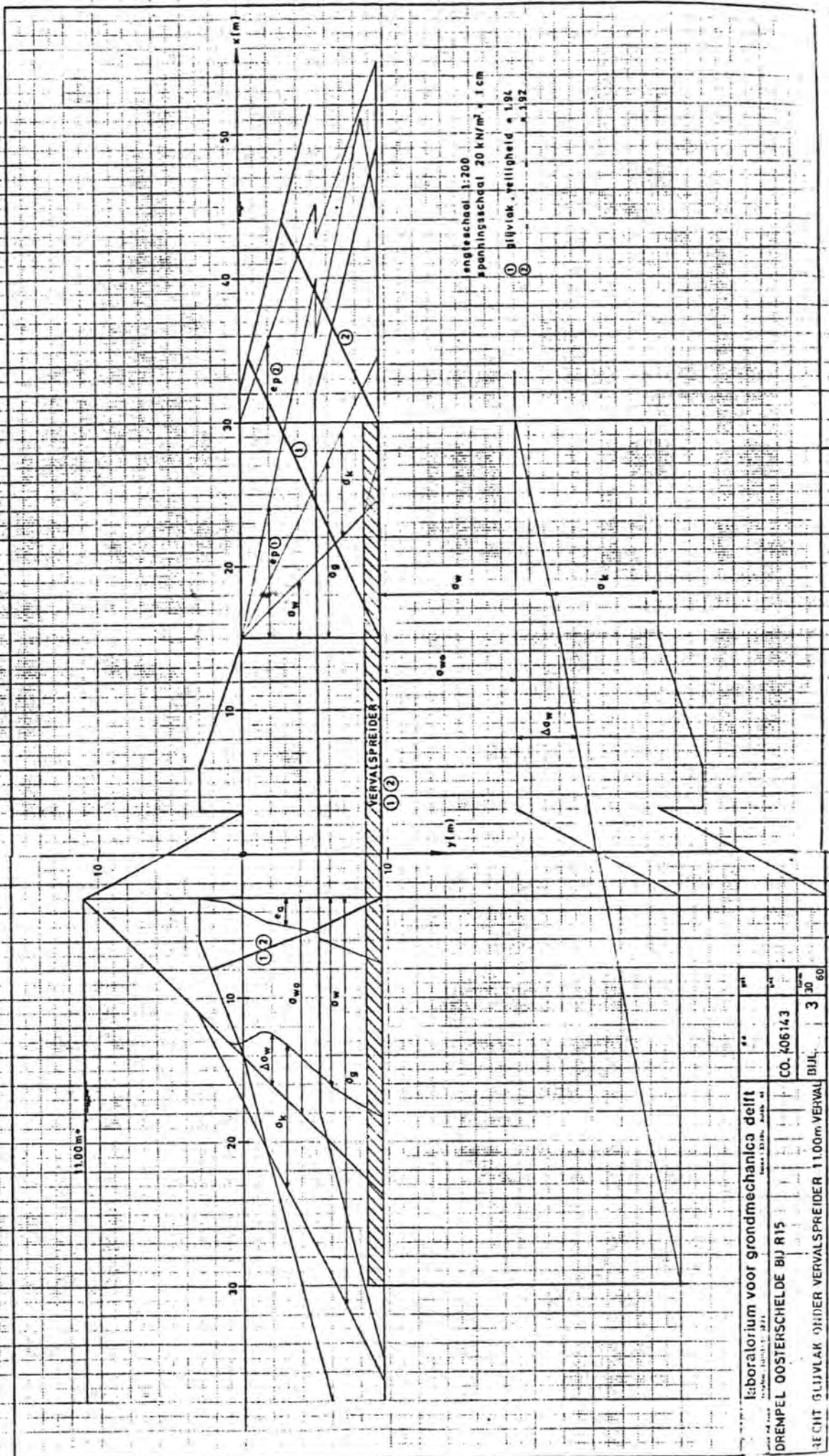
 laboratorium voor grondmechanica delft telefoon (015) - 56 92 23 telex 33326 solab nl	dd 1977-12-28	get voorl	85. 85. 82a	
	STABILITEIT BIJ 7.2 m VERVAL	CO-406142		gec
	SITUATIE ROOMPOT 15	BIJL. 2		form 30/40

schaal 1:

Figuur 3.3.3



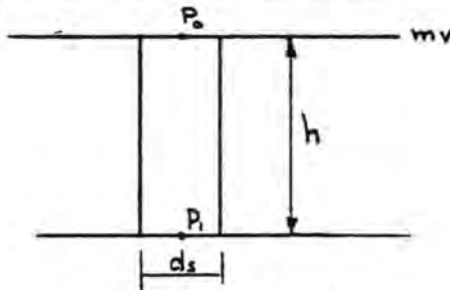
Figuur 3.3.5.



Figuur 3.3.7.

3.4. Stabiliteit (toplaag)

De stabiliteit van de toplaag van de drempel aan Oosterscheldezijde onder invloed ^{van} de grondwaterstroming kan ook op geotechnische gronden worden beoordeeld door het gewicht van de toplaag te vergelijken met de opwaartse waterdruk. De gemiddelde verticale drukgradiënt moet kleiner zijn dan het natte volume gewicht vermindert met het volumegewicht van water zoals uit onderstaande vergelijking blijkt.



Gewicht : $(\gamma - 1) h ds$
 Opwaartsekracht: $(P_1 - P_0) ds$
 Opwaartsekracht: $(P_1 - P_0) ds$
 Gewicht : $= \frac{P_1 - P_0}{(\gamma - 1) h ds}$

verhoudingsgetal = $\frac{P_1 - P_0}{h} (\gamma - 1)$ in $(10^4 \frac{N}{m^3})$
 γ nat volume gewicht.

In de tabellen 3.4.1. en 3.4.2. zijn de verhoudingsgetallen in $(10 \frac{KN}{m^3})$ voor respectievelijk 7,2 m verval en 11 m verval (verval + golf) gegeven voor het oppervlak en op 1,5 en 3 m diepte voor een aantal punten in elke grondwaterstromingsvariant (run 2 t/m 9). Deze grondwaterstromingsvarianten en de relevante punten zijn aangegeven in de figuren 3.4.1. t/m 3.4.8.

Verhoudingsgetal voor 7,2 m verval in $(10^4 \frac{KN}{m^3})$									
run \ diepte	punt 1			punt 2			punt 3		
	opp	1,5 m	3 m	opp	1,5 m	3 m	opp	1,5 m	3 m
2	0,20	0,19	0,12	0,12	0,14				
3	1,07	0,60	0,39	1,89	0,96	0,63	0,49	0,67	0,49
4	0,64	1,02	0,66	1,93	2,04	1,32	2,24	2,18	1,43
5	0,85	1,12	0,74	4,0	2,24	1,52	0,65	1,36	0,96
6	0,60	0,67	0,74	0,62	0,37	0,41			
7	0,25	0,23	0,17	0,90	0,62	0,41	2,17	0,88	0,58
8	1,44	1,01	0,67						
9	1,44	1,06	0,67						

tabel 3.4.1.

Verhoudingsgetallen voor 11 m verval in $10^4 \frac{N}{m^3}$									
diepte run	punt 1			punt 2			punt 3		
	opp	1,5 m	3 m	opp	1,5 m	3 m	opp	1,5 m	3 m
2	0,31	0,29	0,36	0,18	0,18	0,22			
3	1,64	0,92	0,60	2,89	1,47	0,96	0,75	1,02	0,75
4	0,98	1,56	1,00	2,95	3,12	2,02	3,42	3,33	2,19
5	1,30	1,71	1,13	6,11	3,42	2,32	0,99	2,08	1,47
6	0,92	1,02	1,13	0,95	0,57	0,63			
7	0,38	0,35	0,26	1,38	0,95	0,63	3,32	1,34	0,89
8	2,20	1,54	1,02						
9	2,20	1,62	1,02						

tabel 3.4.2.

Voor de interpretatie is er voorlopig van uitgegaan dat het nat volumegewicht $\gamma \approx 2 \cdot 10^4 \frac{N}{m^3}$.

In beide gevallen zijn de gevaarlijke plaatsen met een verhoudingsgetal groter dan 1 omlind aangegeven. Deze resultaten stemmen overeen met die van het hydraulisch onderzoek (zie hoofdstuk 2.6.).

Het kan worden geconcludeerd dat alleen de variant met aanstortingen aan beide zijden van de dorpelbalk (run 2) veilig is.

Wanneer onder de dorpelbalk een spleet van 1 m (run 6) aanwezig is blijkt voor het verval van 11 m het opwaartse verhang aan Oosterscheldezijde langs de dorpelbalk reeds te groot te worden.

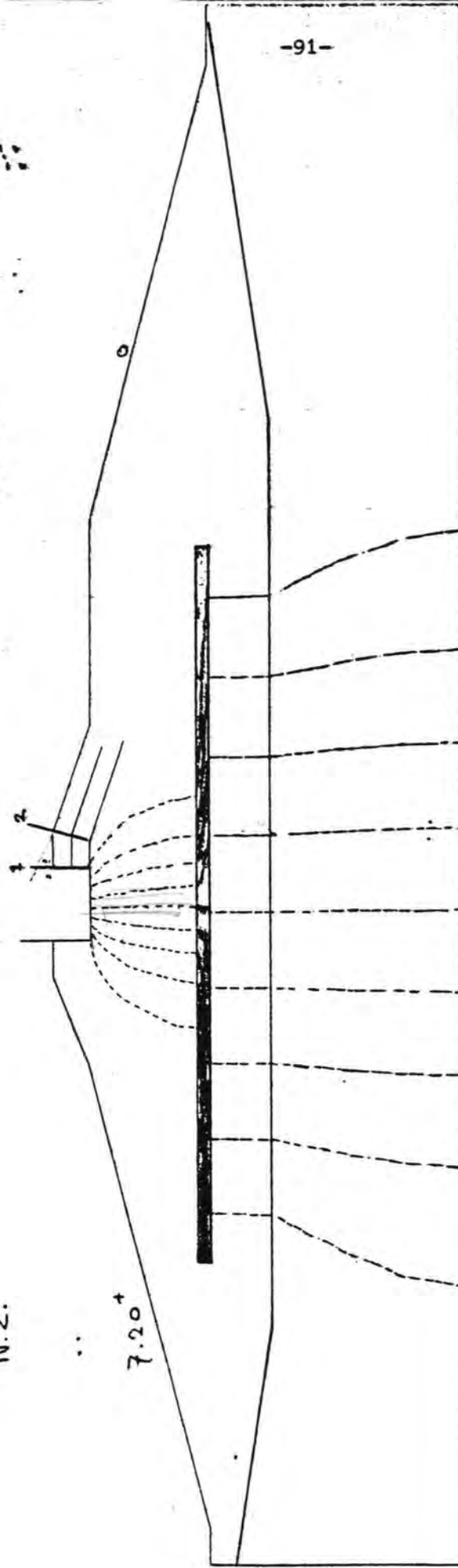
De spleethoogte dient zo klein mogelijk te zijn.


De veiligheid tegen instabiliteit van de betreffende aanstortingen zou ook nog kunnen worden verbeterd door beide aanstortingen juist naast de dorpelbalk te verhogen bijvoorbeeld door de helling 1:3 door te zetten tot tegen de dorpelbalk, door het toepassen van zwaarder materiaal b.v. basalt voor de aanstortingen.

N.Z.

7.20⁺

O.S.

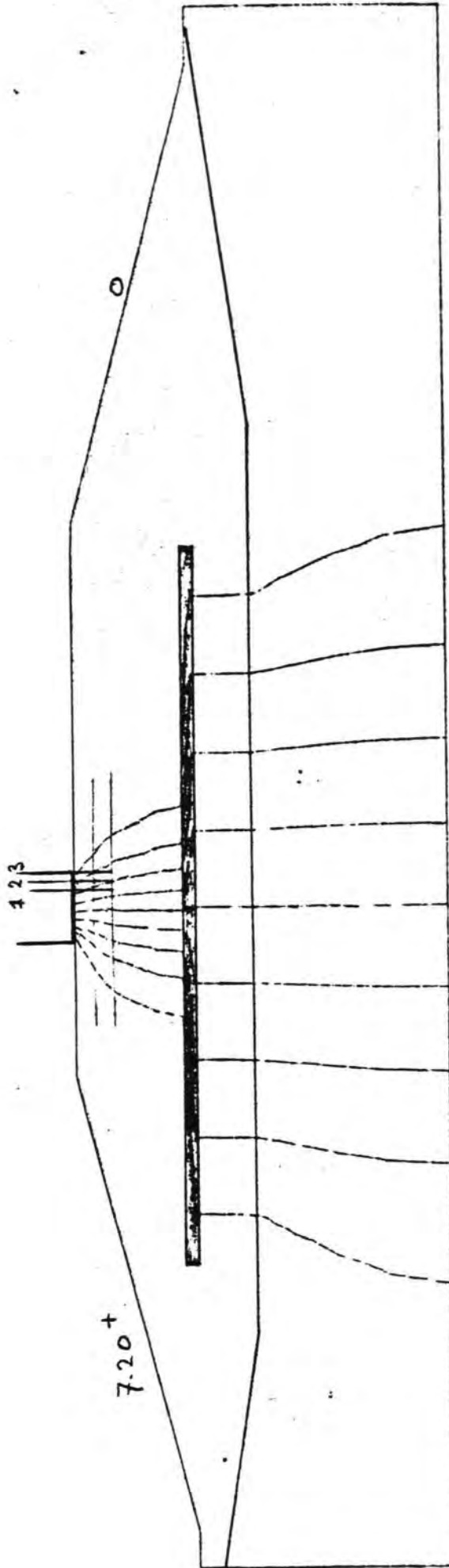


	LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA DELFT	73-01-06
	MONCLIEF, STROMING DOOR DREMPEL STATIONAIR, VERVAL 7.20 M RUN 2	CO-406142 BAR
	110511	G.10000
	BIJL.	


figuur 3.4.1.

N.Z.

O.S.



figuur 3.4.2.

	LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANISCH BEOEF	78-01-18	
	MONOLIET STROMING DOOR DREMPEL STATIONAIR VERVAL 7.20 M RUN 3	CO-405142 BAR	
	11.05.78	0.00000	
	Blad 1		

7.20+

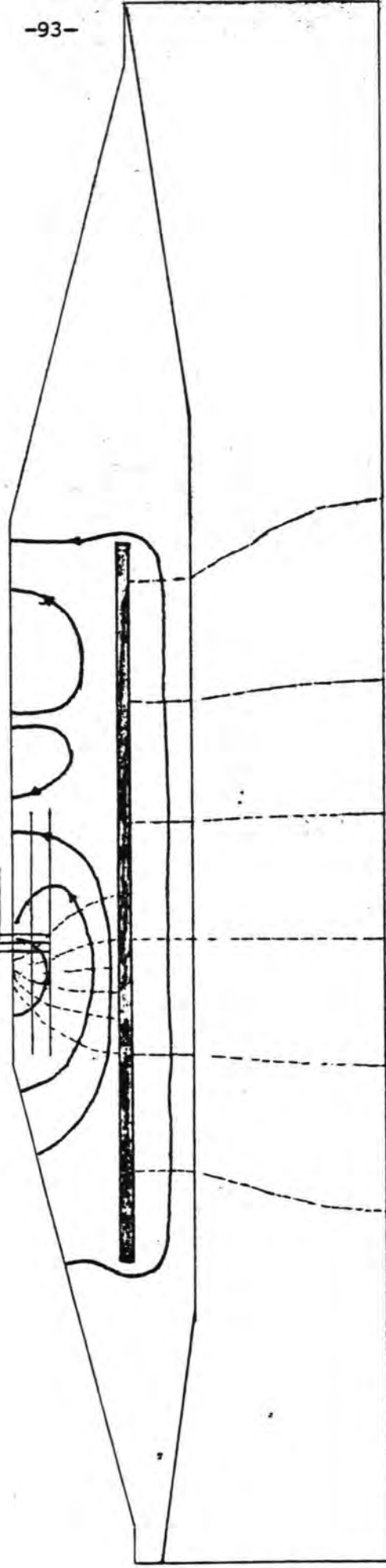


1.23

N.2.

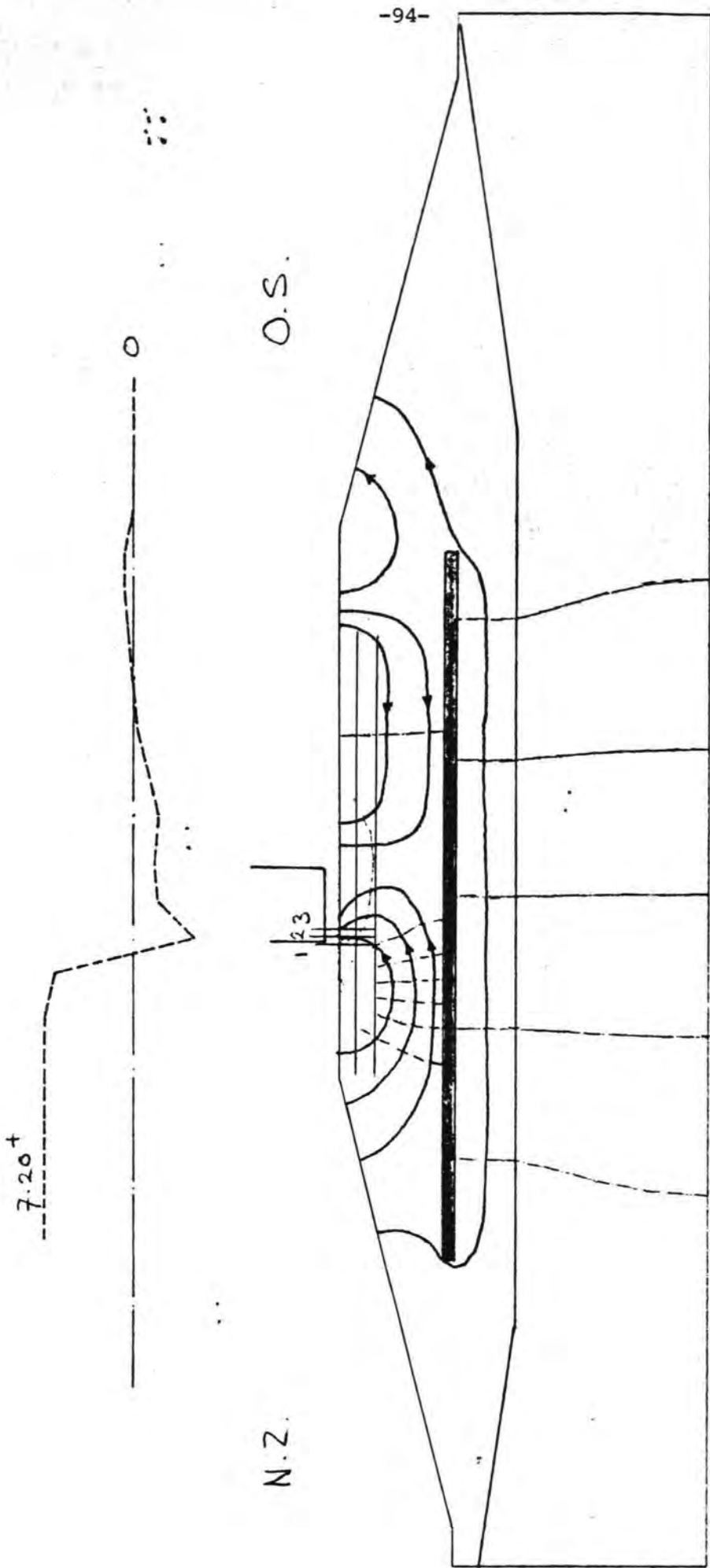
O.S.


-93-



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA DEELT	78-01-19
MONOLIET STROMING DOOR DREMPEL STATIONAIRE VERVAL 7.20 M PUN 4	10-40-142 BAR
T. 105 111 V. H. 105 111	0.00000 B.L.L.

figuur 3.4.3.

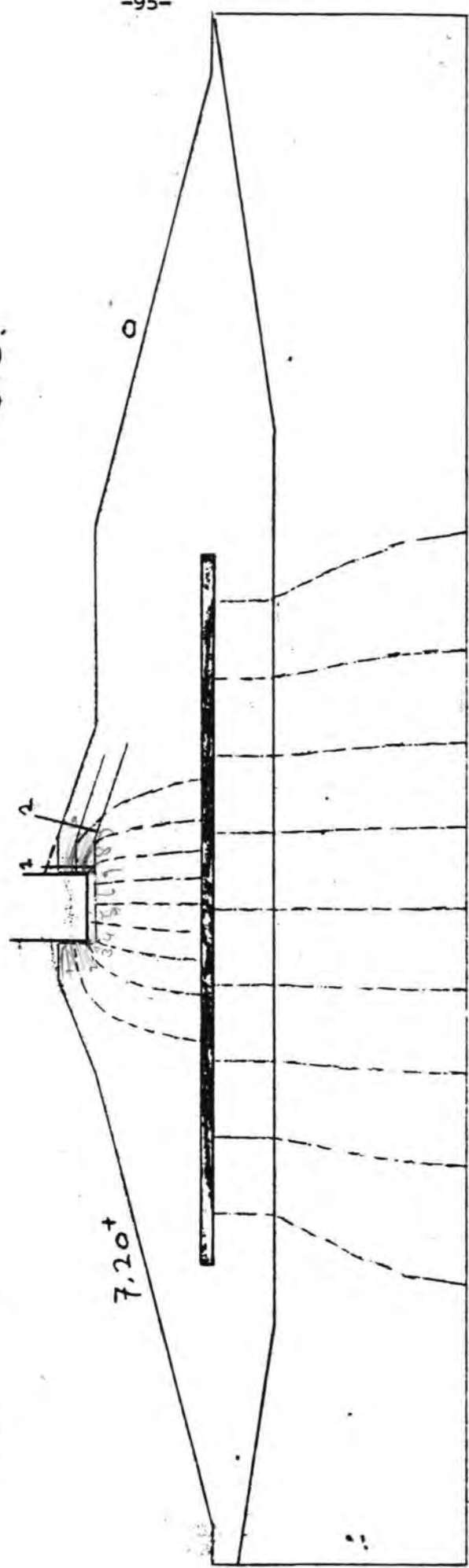


	LABORATORIUM VOOR GRONDEWIS, HOOFDSTAD DELFT	78-01-13
	MONOLIET STROMING DOOR BREMPSEL STATIONAIR VERVAL 7.20 M PUN 5	CO-406142 BAR
	TIJDSLIJF VERNUMMER	C.00000

figuur 3.4.4.

N.Z.

O.S.

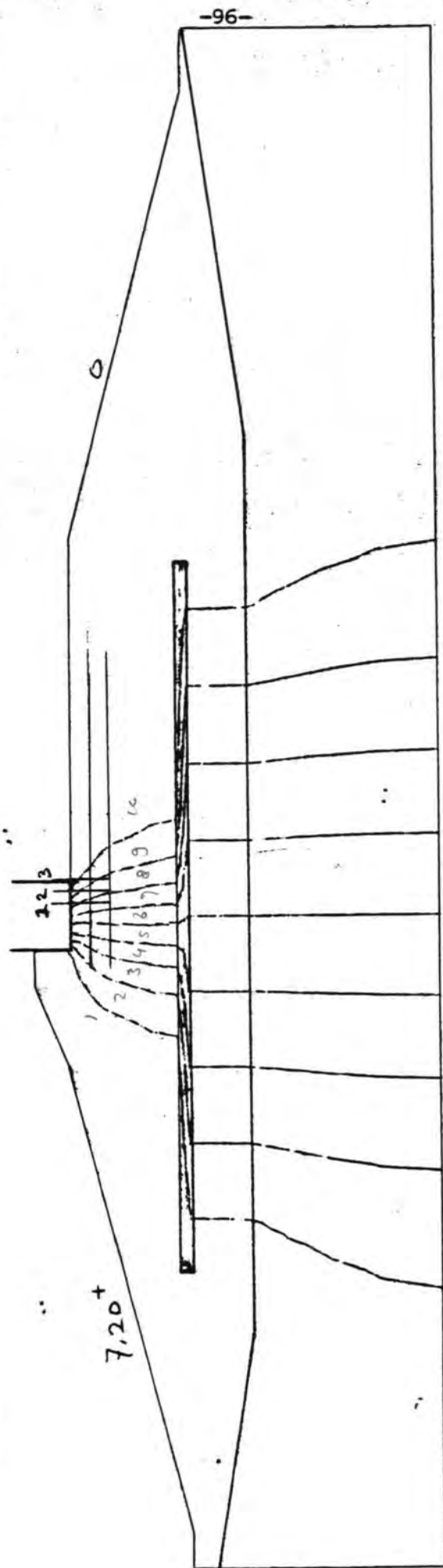


figuur 3.4.5.

LABORATOIRUM VOOR GRONDMECHANICA DEELT	78-01-19
MONOLIET STROMING DOOR R MP EL	CO-406:42 BAR
STATIONAIRE ERVAL 7.20 M FUN G	1980-11-11

N.Z.

O.S.

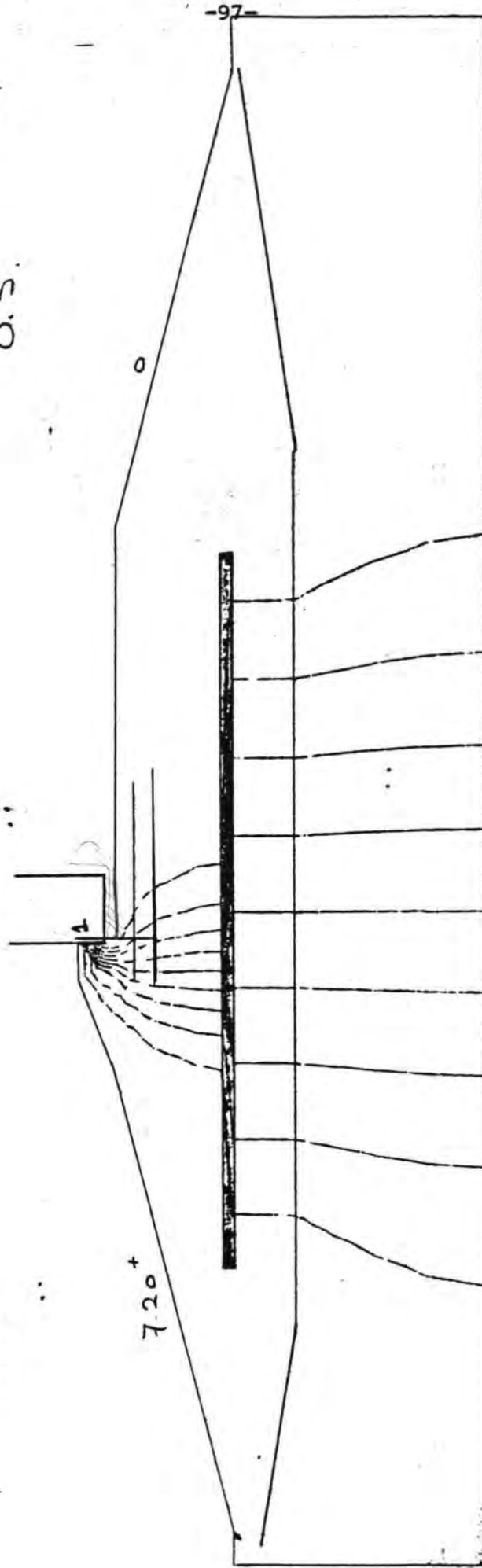


	LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA DELFT, 78-01-21
	MONOLIET STROMING DOOR DREMPEL STATIONAIRE VERVAL 7.20 M RUN 7
	CO-406142 BAR
	TIJESTIJF 0.00000
	VLAKNUMMER 1

figuur 3.4.6.

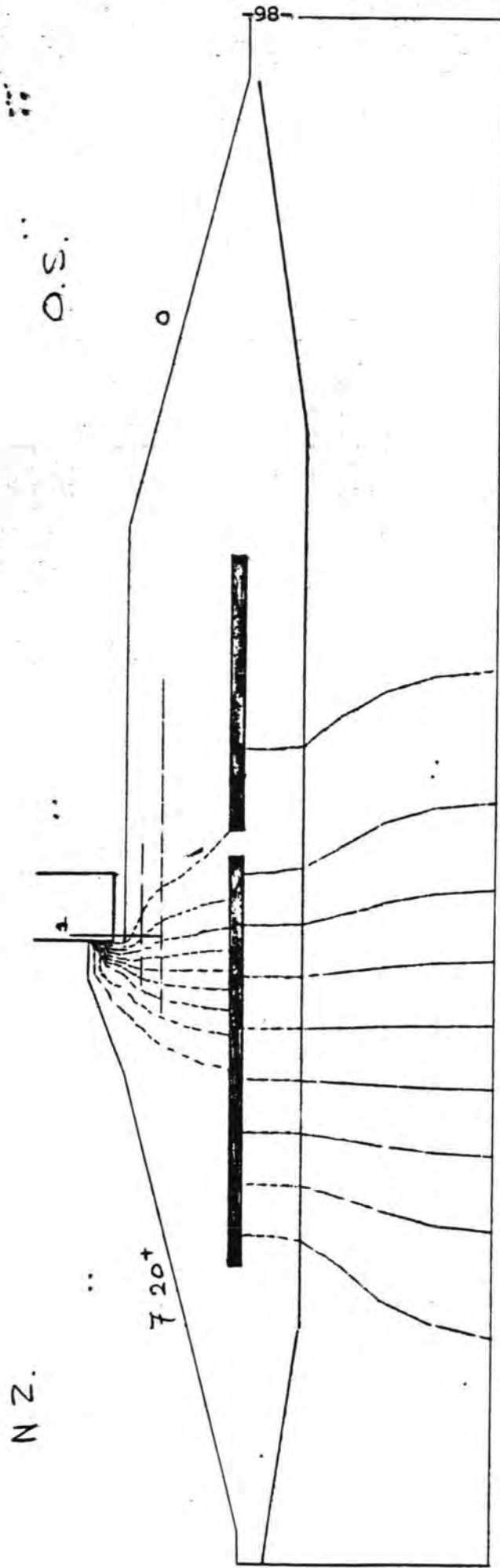
N.Z.

O.S.



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA DELFT 78-01-21	CO-405142 BAR
MONOLIET STROMING DOOR DREMPEL STATIONAIR VERVAL 7.20 M RUN 8	TOEGEF. 0.00000 VERNUMMER 1

figuur 3.4.7.



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA DELFT 78-01-21
 MONOLIET STROMING DOOR DREMPEL
 STATIONNAIR VERVAL 7.20 M RUN 9
 TIJDSTIP 0.00000
 VLAKNUMMER 1

figuur 3.4.8

3.5. Berekening cyclische waterspanningen onder de pijler

Belasting

De cyclische waterspanningen onder de pijler worden berekend met het computerprogramma SPONS.

Spons is een tweedimensionaal consolidatieprogramma, gebaseerd op de vergelijking van Biot (lineair elastisch korrelskelet), waarbij langs de randen van het gedefiniëerde gebied een met de tijd variërende belasting (uitgedrukt in totaalspanningen of -krachten) en een met de tijd variërende wateroverspanning kunnen worden voorgeschreven. Berekend worden de wateroverspanningen en de horizontale en verticale verplaatsingen in het gedefiniëerde gebied.

Voor de berekening van de cyclische waterspanningen hoeft alleen het cyclische deel van de belasting in rekening worden gebracht. De golf is aangenomen als een sinusvormige staande golf met een buik t.p.v. de schuif van de stormvloedkering.

Gehanteerde waarden, opgegeven door COPROB: verval 6,30 m.

- golf: $H_{\text{buik}} = 9,40 \text{ m}$
- amplitude = 4,70 m
- golfperiode = 9 sec.
- binnenwaterstand = 0,80 m - N.A.P.

Voor de cyclische horizontale belasting op de pijler is gebruikt:

$$H(t) = 1666,62 \sin \frac{2\pi}{9} t + 198,81 \sin^2 \frac{2\pi}{9} t \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

75000 sin 2t + 2050 sin² 2t

Deze kracht is aangebracht op een niveau van 25 m - N.A.P. zoals aangegeven in figuur 3.5.1.

Voor het cyclisch moment is gebruikt:

$$M(t) = 311,47 \sin^3 \left(\frac{2\pi}{9} t\right) + 4811,2 \sin^2 \left(\frac{2\pi}{9} t\right) + 23916 \sin \left(\frac{2\pi}{9} t\right) \quad \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Bovenstaande cyclische kracht en moment zijn bepaald uitgaande van een hydro-statische waterdruk, waarbij de buitenwaterstand varieert om de binnenwaterstand. In volgende berekeningen zullen cyclische krachten opgegeven door COPROB worden gebruikt.

$y \uparrow = \text{MAP}$

$x \rightarrow$

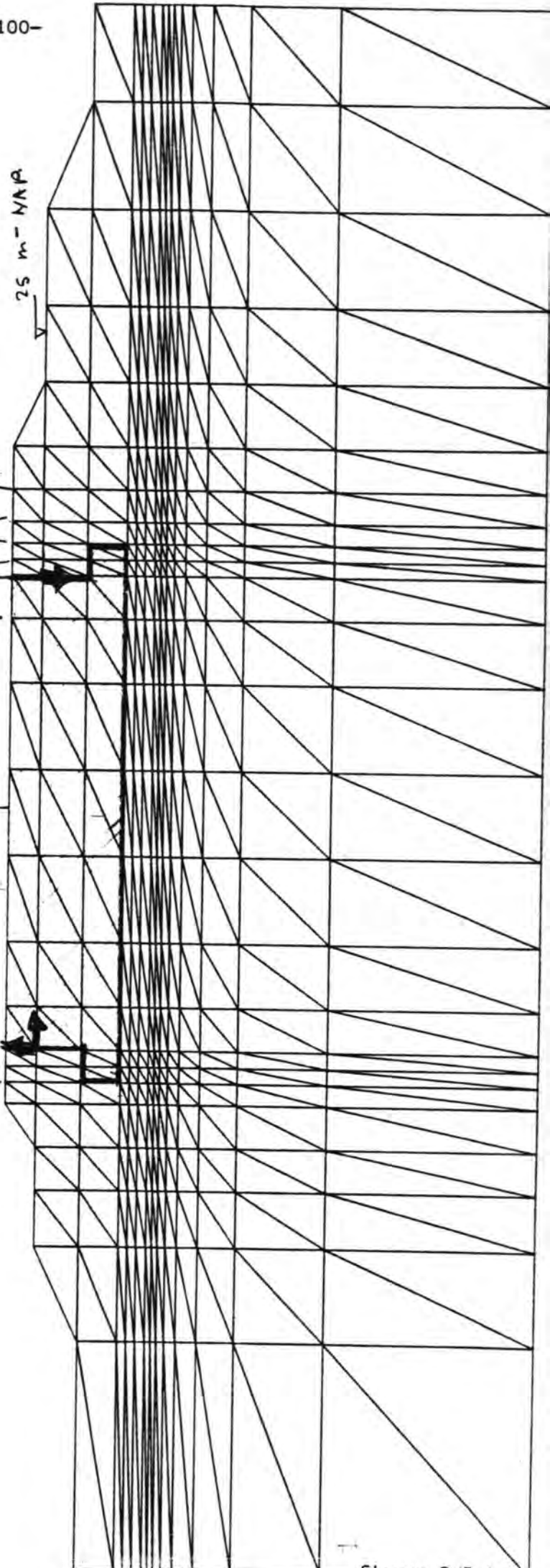
0

-100-

25 m - MAP

$x = 80$
 $x = 71$
 $x = 52$
 $x = 55$
 $x = 22$
 $x = 18$

$x = -25$
 $x = -22$



figur 3.5.1.

De golf en de krachten zijn opgebracht in 20 stappen per periode. In totaal zijn 47 stappen doorgerekend dit is ruim $2\frac{1}{4}$ periode.

Schematisering van de constructie

Schema:

De constructie is geschematiseerd tot een mesh als in figuur 3.5.1. Enige vereenvoudigingen zijn aangebracht in de geometrie i.v.m. het feit dat alleen driehoekige elementen met een rechte hoek gebruikt kunnen worden en om de berekening niet nodeloos groot te maken zonder dat dit invloed heeft op de cyclische waterspanningen onder de pijler.

Op de laagscheiding tussen zeegrind en zand, waar de grote cyclische verhangen worden verwacht is een fijne elementen verdeling toegepast en vooral ook onder de teen van de pijler, waar grote cyclische spanningen grote cyclische verhangen kunnen veroorzaken.

Materialen:

Voor de doorlatendheid zijn de volgende waarden ingevoerd:

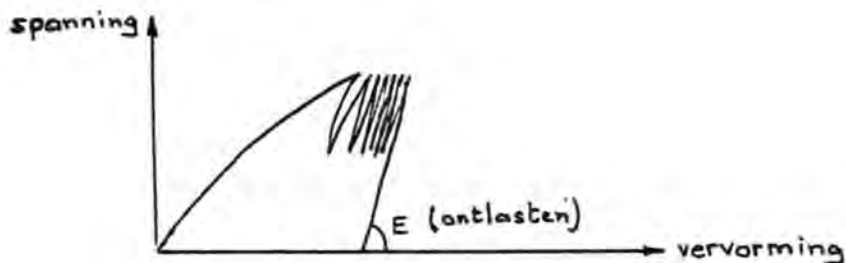
	k (m/s)
steen 10 ton	4,47
steen 1000/3000	3,63
grind 3-15 cm	0,78
zeegrind	$5 \cdot 10^{-3}$
zand (verd. holoceen en pleistoceen)	$2 \cdot 10^{-5}$

Bepaling materiaalconstanten van de drempelmaterialen

Spons is een elastisch programma zodat alleen E van γ bekend moeten zijn.

De belasting van de pijler bestaat uit een vervalkracht waarom heen een cyclische kracht t.g.v. de golf wisselt. Deze laatste veroorzaakt een herhaald belasten en ontlasten van de grond zodat de stijfheid behorende bij deze toestand gekozen moet worden.

Deze stijfheid is gelijk aan de stijfheid bij ontlasten (zie onderstaande figuur).



De stijfheid is bepaald uit de spanningstoestand van de grond rond de pijler onder invloed van de vervalkracht. Hierbij zijn de volgende formules gebruikt.

voor de G-modulus: $G = H_u \cdot P_a \frac{\sigma_{vol}}{P_a}$

voor de K-modulus: $K = K_u = \text{constant}$

waarin: H_u een coëfficiënt behorende bij ontlasten
 K_u " " " " " "

zie voor deze parameters drempelnota 1 blz. 66; P_a is atmosferische druk = 100 kN/m^2

er geldt nu:

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)}$$

$$E = \frac{9 KG}{G + 3K}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

σ_{vol} is bepaald uit een consolberekening met alleen de vervalkracht. Hiermee is E bepaald waarbij E van plaats tot plaats verschilt afhankelijk van materiaal en spanningstoestand. In de sponsberekening is $\nu = 1/3$ gesteld.

Voor de compressiemodulus is gebruikt: $K_w = 2.10^9 \frac{N}{m^2}$

Resultaten van de berekening

In eerste instantie zijn alleen de waterspanningen berekend.

Uit de berekende waterspanningen op een bepaald tijdstip kunnen equipotentiaallijnen op dat tijdstip worden getekend. Zulke tekeningen zijn zeer illustratief. Zie figuur 3.5.2. en figuur 3.5.3. Figuur 3.5.2. geeft het potentiaalbeeld op tijdstip nr. 34.

De cyclische component van de horizontale kracht op de pijler is dan naar links gericht. (richting N.Z.). Er is dan een golfdal bij de schuif.

Figuur 3.5.3. geeft het potentiaalbeeld op tijdstip nr. 44; dit is precies een halve periode verder als tijdstip 34.

Nu is een golftop bij de schuif; de cyclische component van de horizontale kracht is naar rechts gericht.

Bekijkt men de figuren dan kan het volgende opgemerkt worden.

De equipotentiaallijnen vormen gesloten kringen op de plaatsen waar de grootste waterspanningen ontstaan. Op deze plaatsen gedraagt het grondmassief zich alsof er een bron is; er is afstroming naar of toestroming vanuit alle richtingen.

Duidelijk is te zien dat de cyclische verhangen juist aan de Noordzeezijde het grootst zijn.

De equipotentiaallijnen liggen hier het dichtst bij elkaar.

Dit kan als volgt verklaard worden.

Op het moment dat de golftop tegen de schuif staat is de kracht op de pijler naar rechts gericht en ontstaan trekspanningen hierdoor in de grond onder de teen van de pijler aan N.Z.-zijde waardoor negatieve waterspanningen in het zand onder de teen ontstaan juist op een plaats waar de waterspanningen in de doorlatende bovenlagen t.g.v. de golftoplaag zijn. Het waterspanningsverschil (dus het verhang) wordt hierdoor extra groot. Dit treedt niet op aan de O.S.-zijde waar geen golf is. Op een tijdstip waarop een golfdal tegen de schuif staat ontstaat het tegengestelde beeld. Negatieve waterspanningen t.g.v. de golf in de doorlatende lagen, hoge waterspanningen in het zand t.g.v. het belasten van het zand (de kracht op de pijler is naar links gericht) en hierdoor weer aan de N.Z.-zijde de grootste verhangen.

In figuur 3.5.4. zijn lijnen van gelijke amplitude van de wateroverspanning uitgezet.

De amplitudes zijn bepaald uit het verschil tussen de maximale en de minimale wateroverspanningen die optreden gedurende een periode.

Uit de waterspanningen zijn de gradienten bepaald in horizontale (X) en vertikale (Y) richting.

Voor tijdstap 45 ten tijde van een golftop zijn in figuren 3.5.5. t/m 3.5.13 de waterspanningen in een aantal horizontale en vertikale raaien uitgezet. Aan de Oosterscheldezijde is de maximaal gevonden vertikale gradiënt 378%.

Dit verhang komt voor loodrecht onder de uiterste rand van de pijler in het zand op de overgang naar zeegrind. Een gelukkige bijkomstigheid is dat tegelijk met het uitstromen van water de korrelspanningen groot zijn. Het bijbehorend horizontaal verhang in het zeegrind is ca. 80% zoals blijkt uit figuur 3.5.5.

Tevens zijn de grootste verhangen bepaald op de tijdstappen 27 en 47; deze verhangen treden op in nader te bepalen richting.

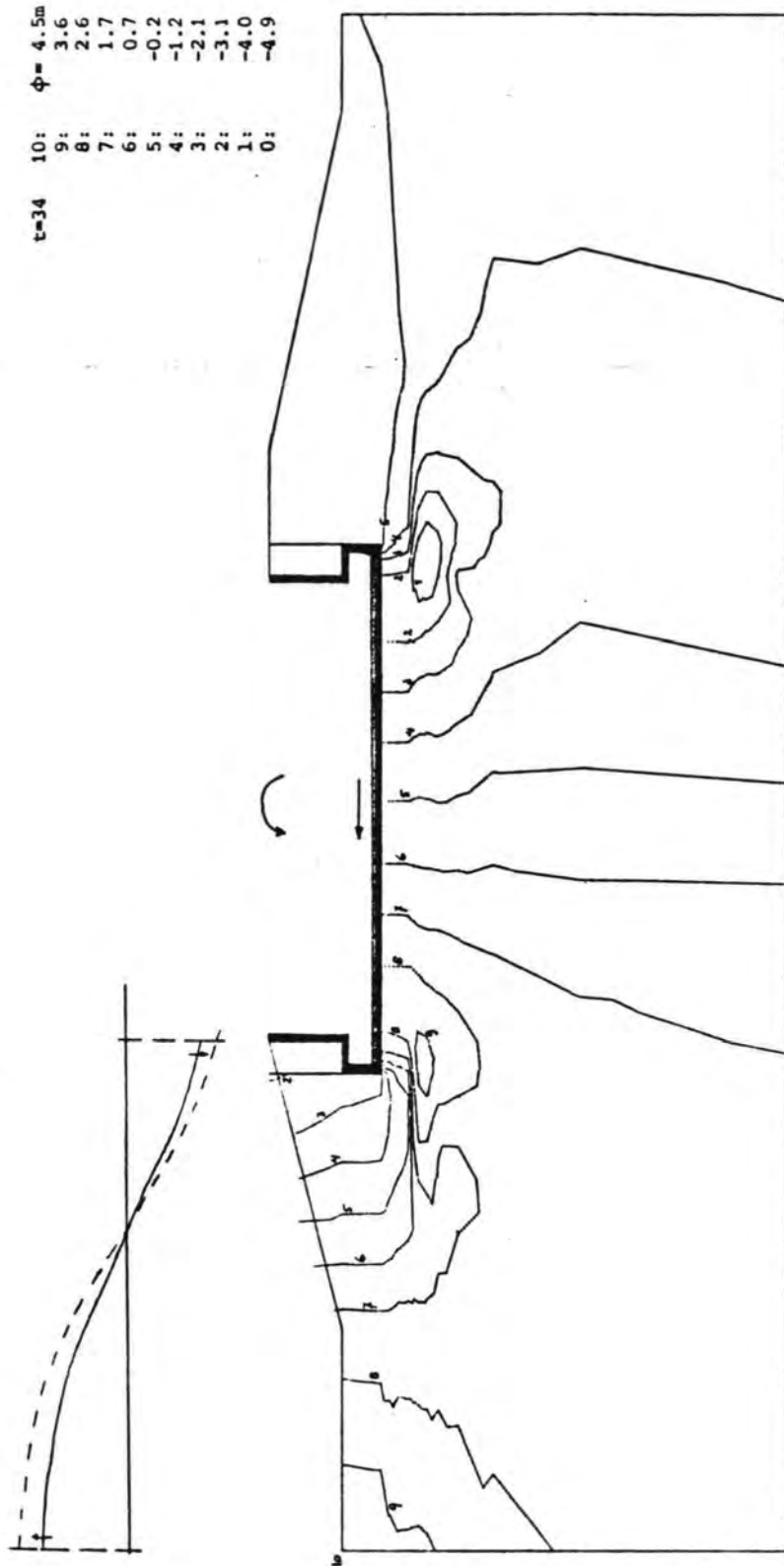
Deze grootste gradiënten zijn als functie van de plaatscoördinaten vermeld in tabel 3.5.1. Zoals blijkt uit figuur 3.5.3. zijn deze verhangen vrijwel vertikaal gericht.

tijdstap	tijdstip (sec)	max. gradiënt %	coördinaten	
			x	y
40	18.00	165	- 24.50	- 32.77
41	18.45	246	- 24.50	- 32.77
42	18.90	379	- 26.33	- 35.17
43	19.35	481	- 26.33	- 35.17
44	19.80	535	- 26.33	- 35.17
45	20.25	532	- 26.33	- 35.17
46	20.70	470	- 26.33	- 35.17
47	20.15	370	- 24.50	- 35.19

tabel 3.5.1.

In principe zijn de maximale cyclische verhangen groter dan voornoemde getallen omdat in de berekeningsmethode gebruik wordt gemaakt van eindige elementen. In de huidige berekening is in het gebied met maximale cyclische verhangen een elementhoogte van 50 cm gebruikt; er is verondersteld dat de waterspanning over deze hoogte linear varieert.

De orde van grootte van de aanwezige fout zal nog nader worden gekwantificeerd met behulp van curve-fitting en aan de hand van de analytische oplossing van het ééndimensionale geval.

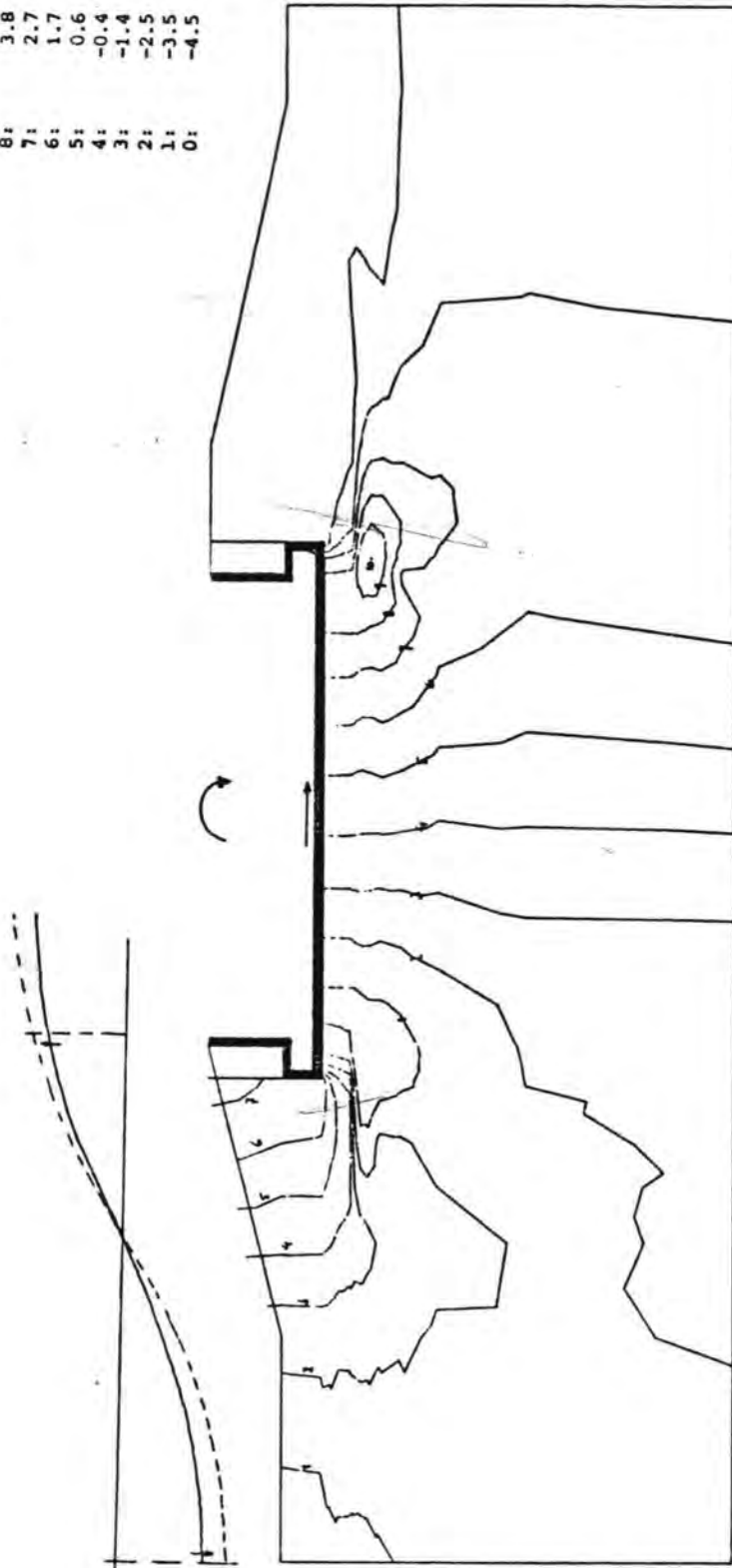


figuur 3.5.2.

1:500

	LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA DELET 78-03-17	
	CYCLISCHE WATERSPANNINGEN PIJLER O.S. RUN 1	
	CO-401383 SAR	
	BIJL.	
T = 34		

t=44 $\phi = 5.8m$
 10: 4.8'
 9: 3.8
 8: 2.7
 7: 1.7
 6: 0.6
 5: -0.4
 4: -1.4
 3: -2.5
 2: -3.5
 1: -4.5
 0:



1:500

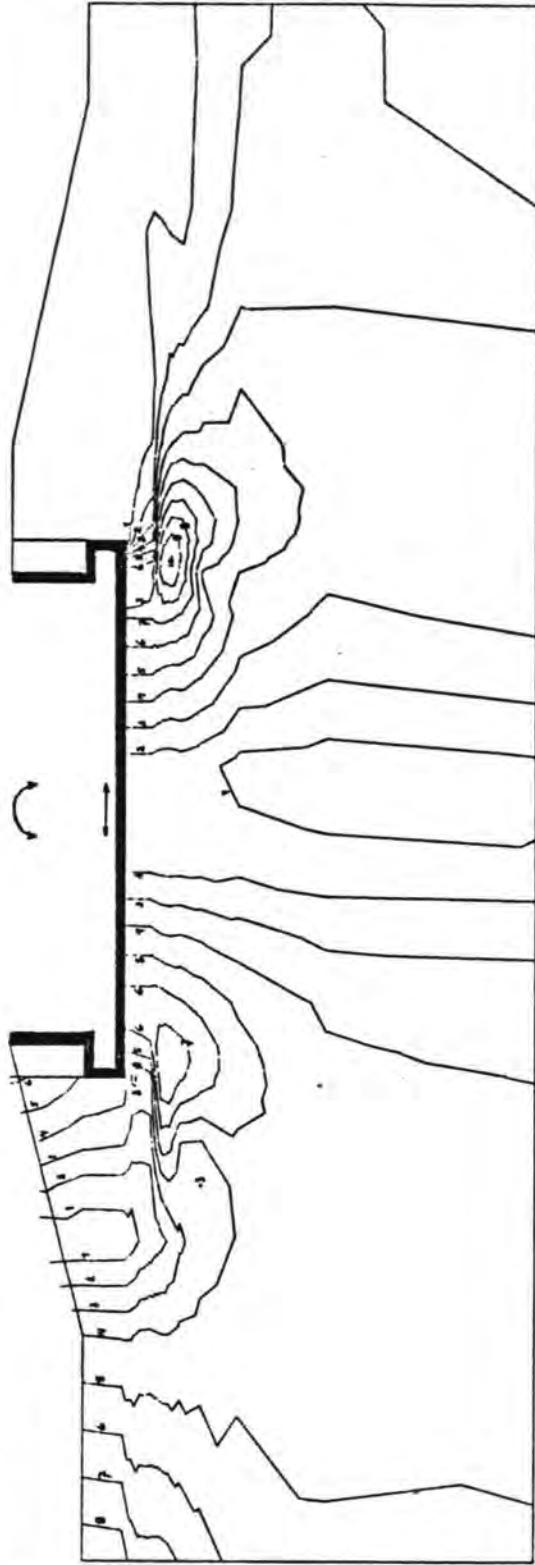
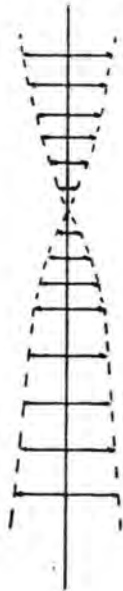
CYCLISCHE WATERSPANNINGEN PIJLER O.S. RUN 1	GRONTUWBOUW	GRONDMECHANICA DELFT	78-03-16
			CO-401383 SAR
			BIJL.

T=44

figuur 3.5.3.

dubbele
 amplitude waterovergransping
 in KN/m²

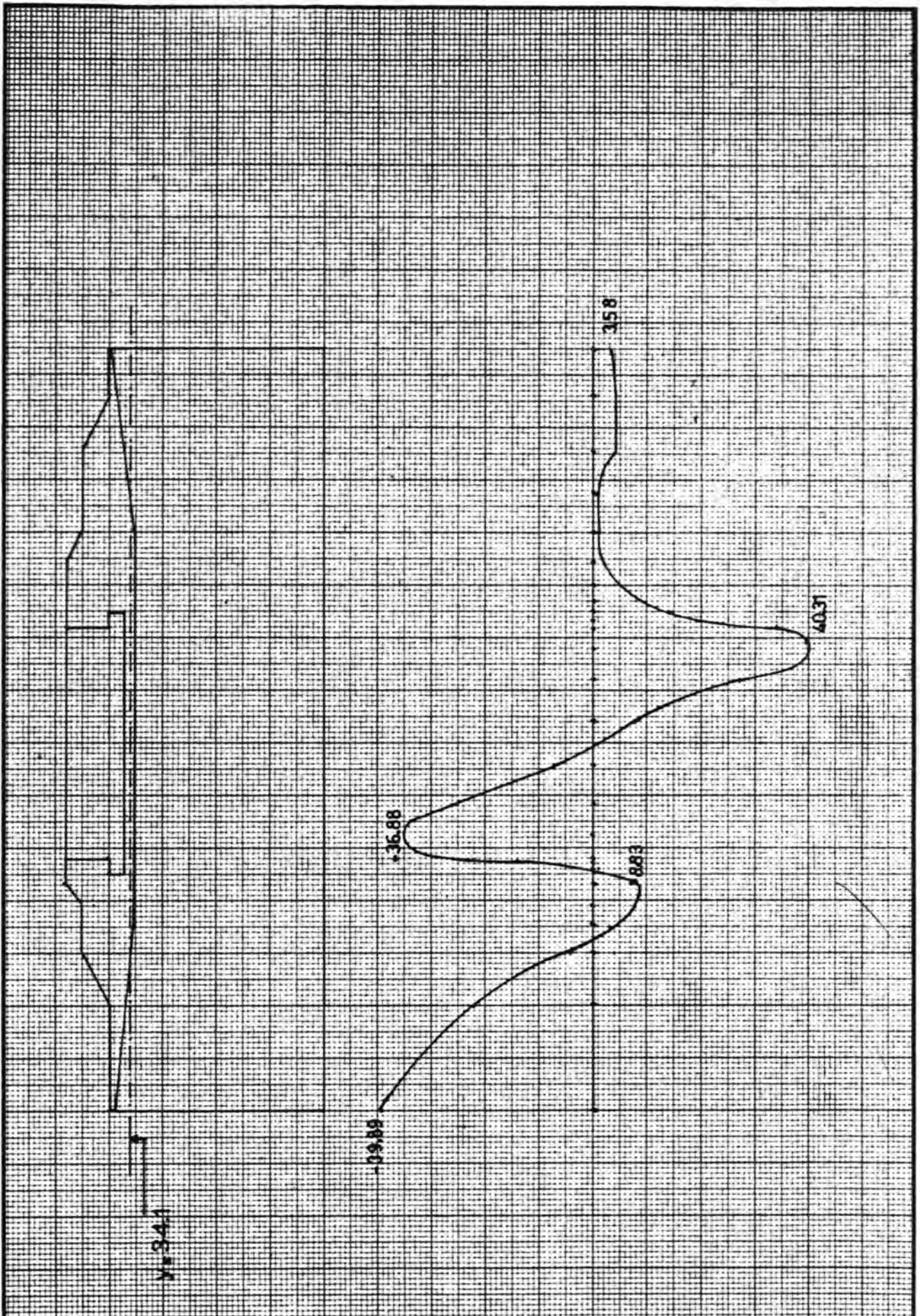
- 10: 107
- 9: 97
- 8: 86
- 7: 76
- 6: 65
- 5: 55
- 4: 44
- 3: 33
- 2: 22
- 1: 11
- 0: 0



1:500

figuur 3.5.4.

CO-401383 SAR	BIJL.
EQUIAMPLITUDELIJNEN	
CYCLISCHE WATERSPANNINGEN PIJLER O.S. RUN 1	78-03-16
REKENING VOOR DYNAMIECHENICA DEEL I	



laboratorium voor grondmechanica delft

telefoon: (015) - 56 92 23

telex: 33326 solab nl

d. d.

get

Cyclische waterspanning pijler O.S.

CO-

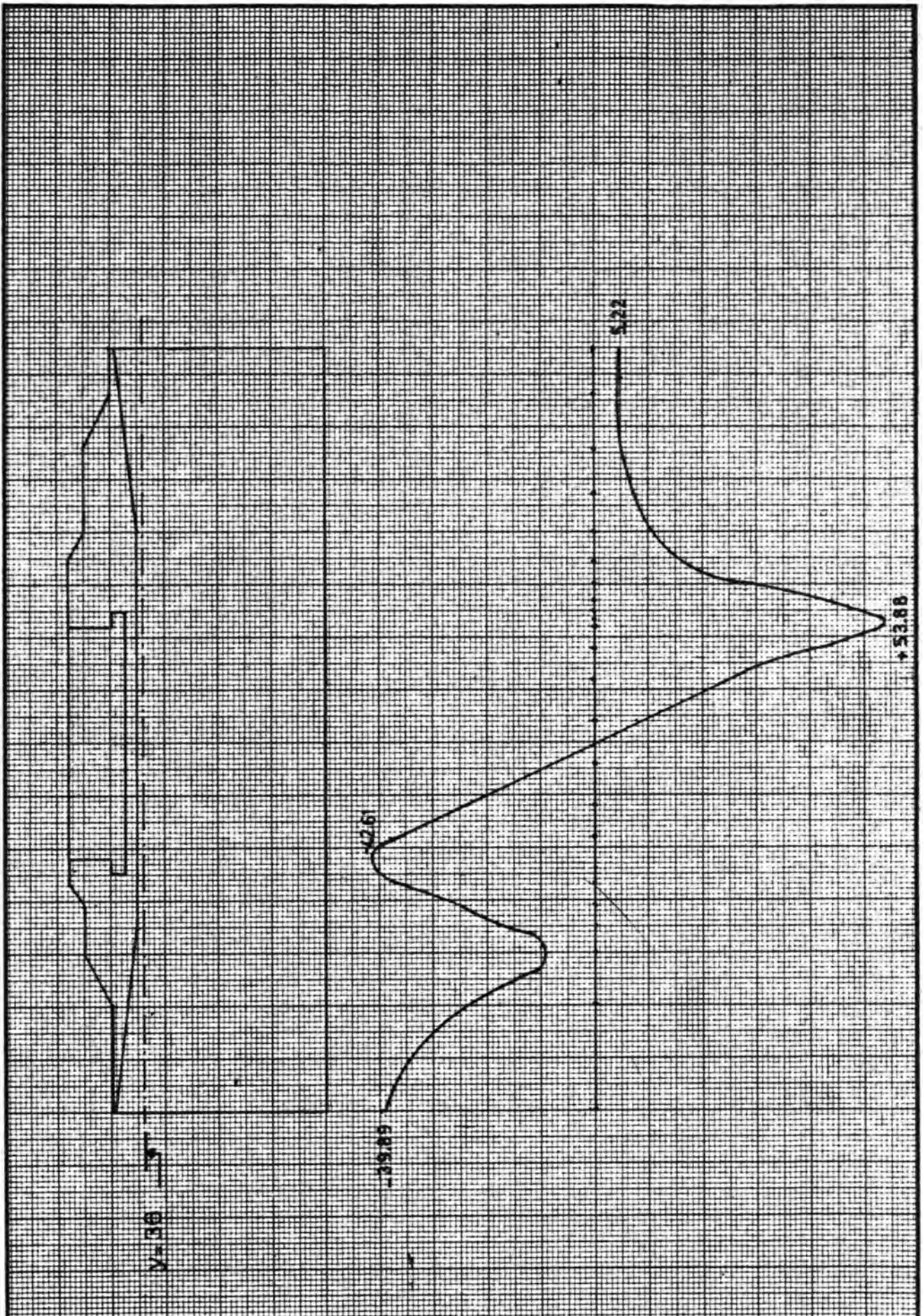
gec

t = 45

figuur 3.5.5.

BIJL.

form
A₄



laboratorium voor grondmechanica delft

telefoon: (015) - 56 92 23

telex: 33326 solab nl

d.d.

get.

Cyclische waterspanning pijler O.S.

CO- 401383

gec.

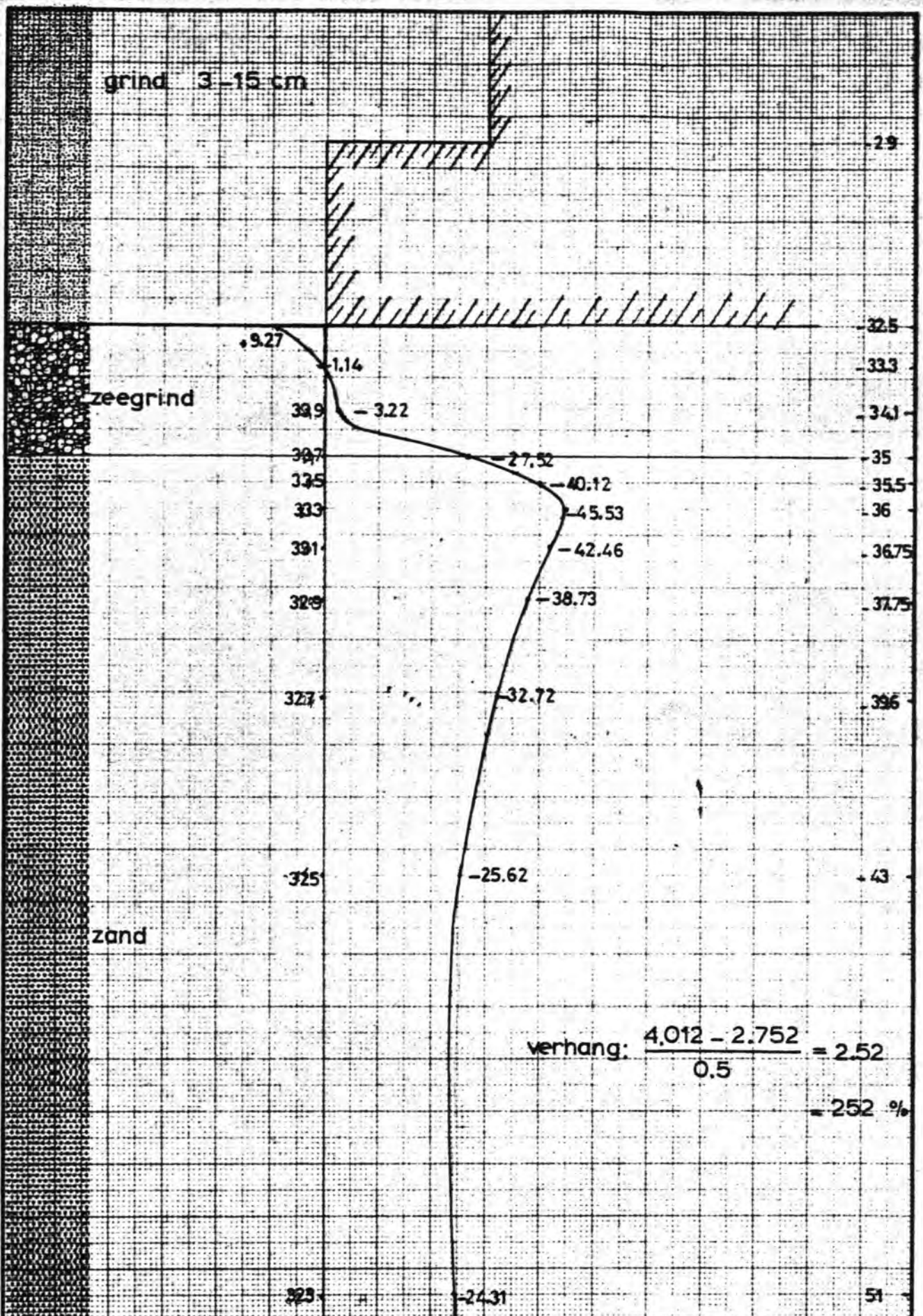
t=45

figuur 3.5.6.

BIJL.

form.

A₄



laboratorium voor grondmechanica delft

telefoon (015) - 56 92 23

teleex 33326 solab nl

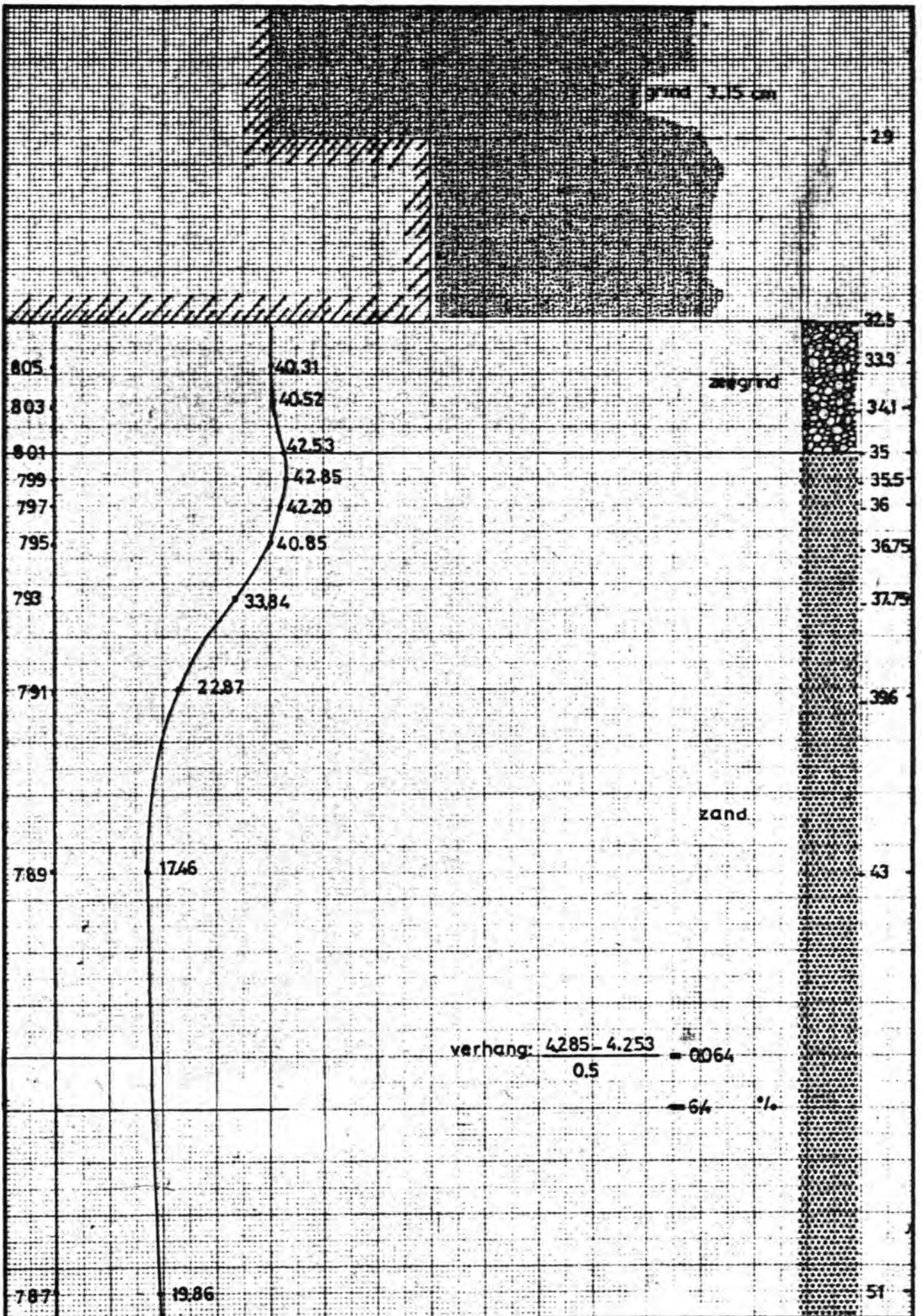
Cyclische waterspanning pijler O.S.

t_s 45 Raai -25

figuur 3.5.7. BIJL

CO - 401383

norm
A₄



laboratorium voor grondmechanica delft

telefoon (015) 56 92 23

telex 33326 totab n

Cyclische waterspanning pijler O.S.

t=45 Raai 18

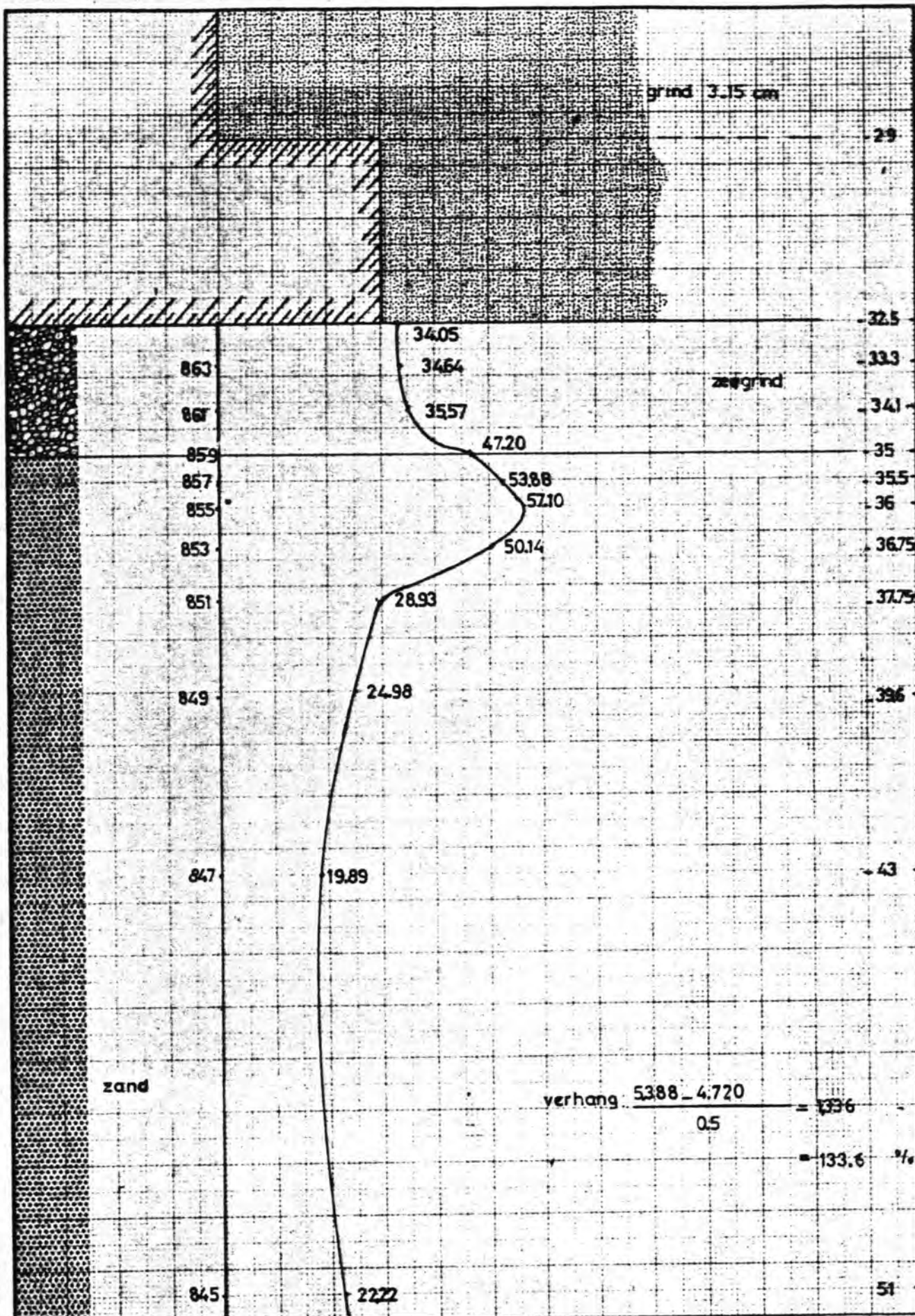
figuur. 3.5.8.

CO-401383

BIJL

gec

form
A₄



laboratorium voor grondmechanica delft
 telefoon (015) 56 92 23 telex 33326 volab nl

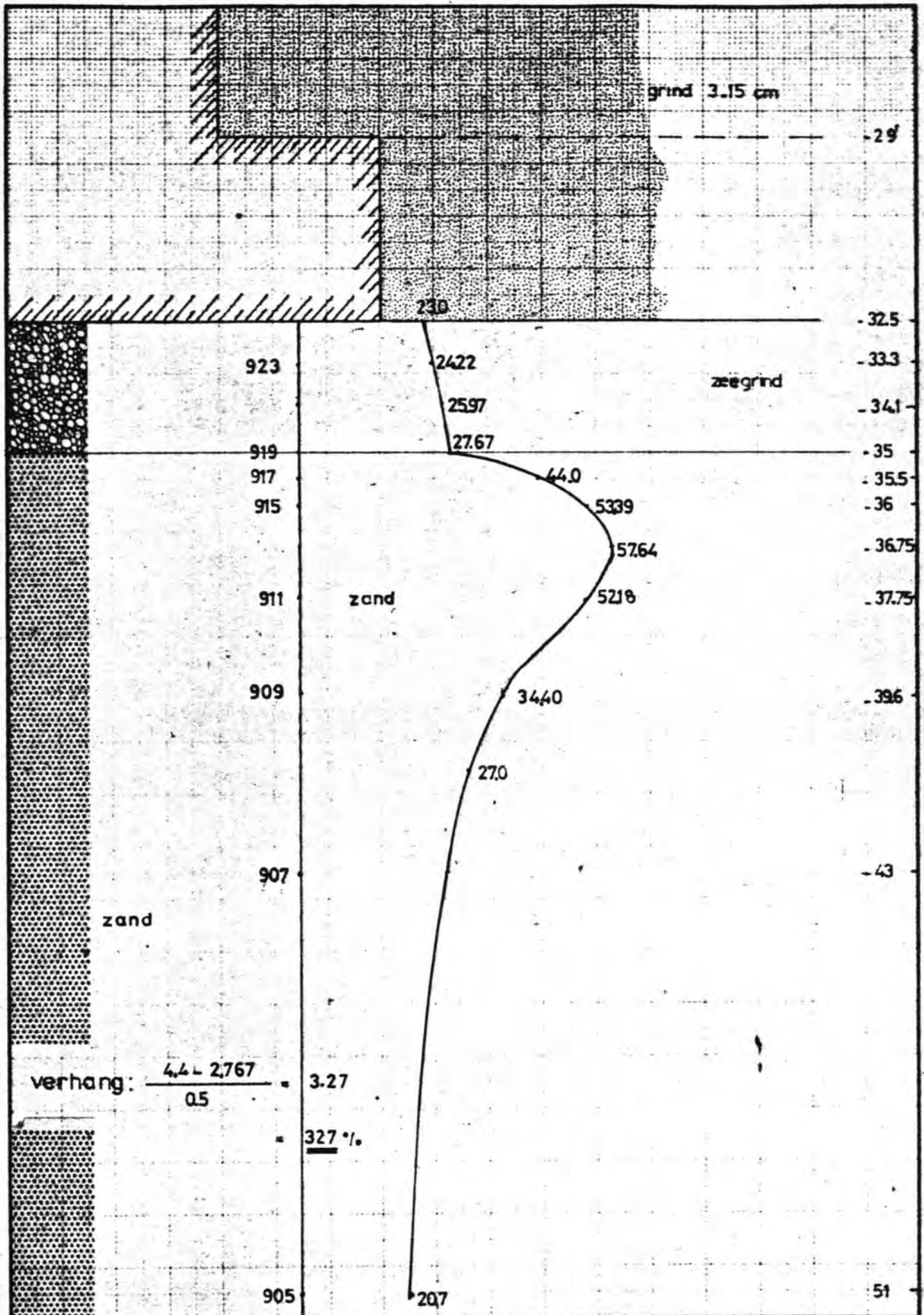
Cyclische waterspanning pijler O.S.
 t=45 Raai 22

figuur 3.5.9.

CO-401383

BIJL

form
 A₄



laboratorium voor grondmechanica delft

telefoon (015) 56 92 23

telefax 13326 vordab nl

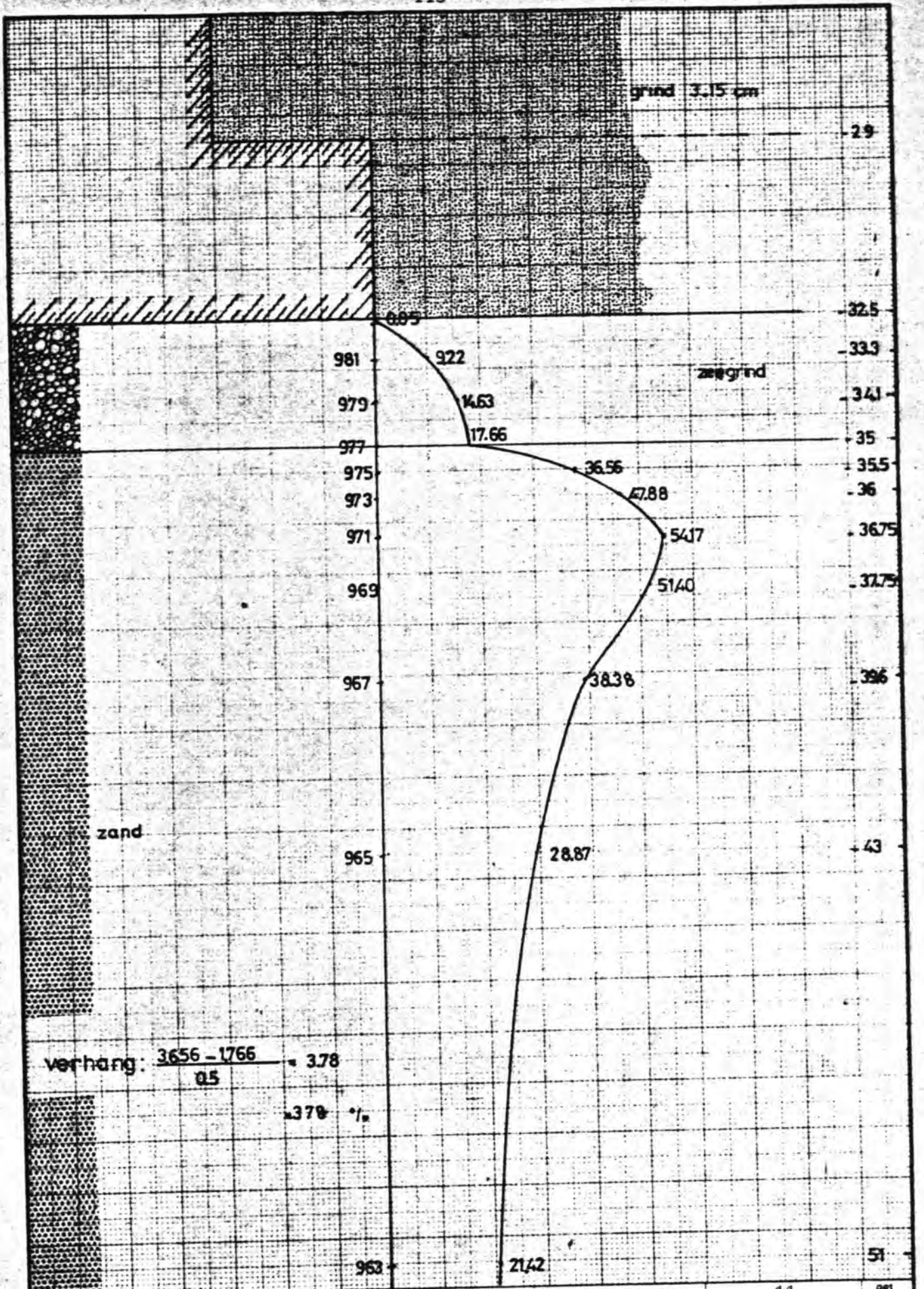
Cyclische waterspanning pijler O.S.

CO-401383

t. 45 Raai 23.5

figuur 3.5.10. BIJL

form
A₄

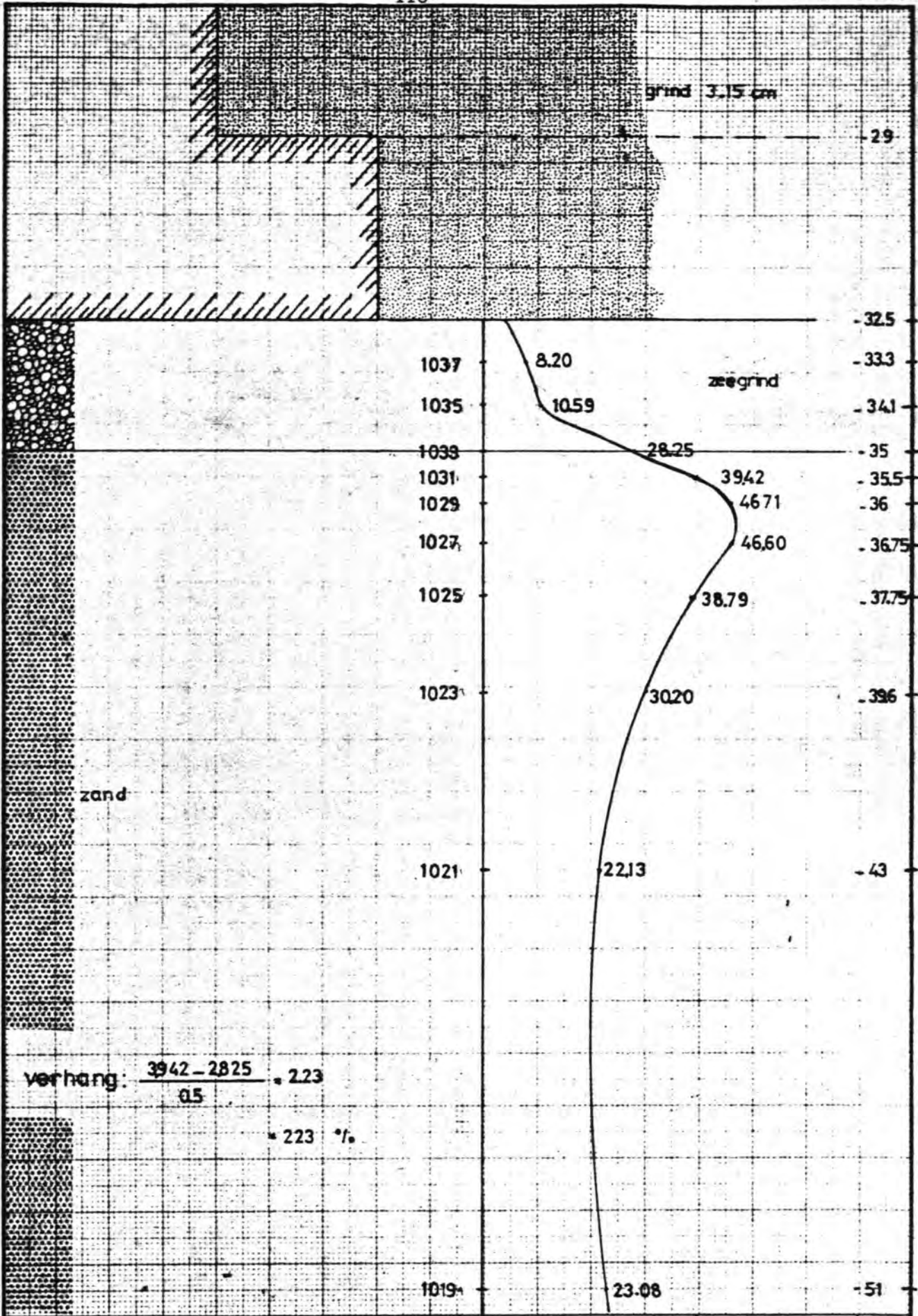


laboratorium voor grondmechanica delft
 telefoon (015) - 56 92 23 telex 33326 solab nl

Cyclische waterspanning pijler O.S.
 t=45 Raai 25

figuur 3.5.11.

d d	get
CO-401383	gec
BIJL	form A ₄



verhang: $\frac{39.42 - 28.25}{0.5} = 22.3$
 = 22.3 %



laboratorium voor grondmechanica delft

telefoon (015) - 56 92 23

telex 33326 solab nl

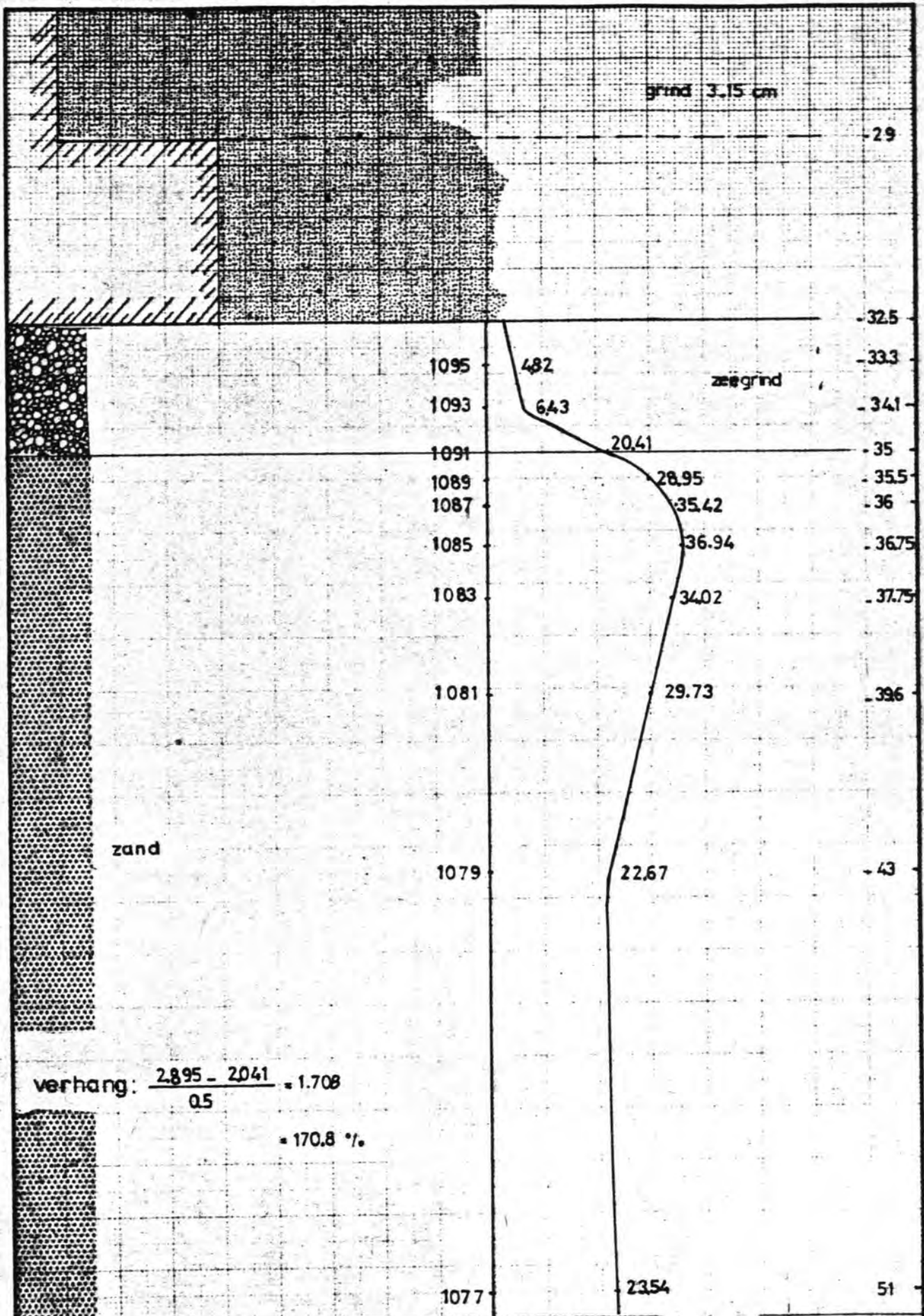
Cyclische waterspanning pijler O.S.
 t=45 Raai 27

CO-401383


figuur. 3.5.12.

BIJL

form
A4



verhang: $\frac{28.95 - 20.41}{0.5} = 1.708$
 $= 170.8 \%$

 **laboratorium voor grondmechanica delft**
 telefoon (015) 56 92 23 telefax 11126 surab

Cyclische waterspanning pijler O.S. CO 401383
 t=45 Raai 30 figuur. 3.5.13. BIJL A4

3.6. Cyclische waterspanning in Katsproef M 2.

De Katsproef M2 is een proef op een modelpijler, met schaal 1 : 10. De doorsnede van de opbouw van de modeldrempel met de plaats van de pijler zijn aangegeven in figuur 3.6.1.

Onder de modelpijler was achtereenvolgens aanwezig :

- 4 cm lostgepakt zand
- polyetheen weefsel waarop aan de bovenzijde betonblokjes met een hoogte van 1,5 cm
- 2 cm lostgepakt zand
- 25 cm verdicht zeegrind
- 225 cm verdicht zand.

Onder de pijler waren een groot aantal waterspanningsmeters aangebracht. De plaatsen van de waterspanningsmeters in de langsdoorsnede door het hart van de pijler zijn ook aangegeven in figuur 3.6.1. De plaatsen van de waterspanningsmeters in de dwarsdoorsnede langs de rand van de pijler aan de Noordzeezijde staan in figuur 3.6.2.

Het belastingsprogramma was nogal complex; de proef duurde 2 dagen. De eerste dag werd geen verval aangebracht. De belasting bestond uit een serie van belastingscycli; de maximale amplitude van de horizontale kracht was 65 kN, de momentarm tot onderzijde voetplaat 2,20 m.

De tweede dag werd een verval van ca. 45 cm water over het model gezet. Vervolgens werd nogmaals een serie van belastingscycli aangebracht.

De gemeten waterspanningen kunnen in een aantal componenten met elk verschillende oorzaak worden gesplitst; elke component kan dan worden vergeleken met de betreffende voorspelling,

Te denken valt aan een splitsing in :

- . Stationaire waterspanningscomponent door verval.
- . Sprongsgewijs veranderende waterspanningscomponent door verandering van gemiddelde belasting gevolgd door afstroming,

- . Langzaam veranderende waterspanningscomponent door gelijk tijdige
 - generatie van waterspanning door verdichten van grond door cyclische belasting
 - herverdeling van de belasting door verdichten en plastische vervorming van grond
 - afstroming.
- . Cyclische waterspanningscomponent veroorzaakt door de cyclische component van de belasting.

In verband met de filterstabiliteit op de scheiding zand-zeegrind is een vergelijking van gemeten cyclische waterspanningscomponent en de in hoofdstuk 3.5 vermelde berekende cyclische waterspanningen nuttig. De vergelijking wordt bemoeilijkt door het feit dat in de proef géén en in de berekening wél golven zijn aangebracht aan de Noordzeezijde. Bovendien waren de cyclische belastingsniveaus van beiden niet gelijk. De verschaalde momentarm is wel gelijk. In tabel 3.6.1 worden de waterspanningsamplituden gegeven in de meetpunten volgens de figuren 3.6.2 en 3.6.3, zoals gemeten na het aanbrengen van het verval gedurende een belastingserie bestaande uit golftreinen met toenemende amplituden.

Waterspanningsamplituden in $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Meetpunt	Belastingsamplituden in kN					
	45	70	100	120	130	145
A _{3I}	0,6	0,98	1,65		2,6	
A _{4I}	0,13?	0,2	0,15	0,35	0,35	0,2
A _{1II}	0,21?	0,33	0,08	0,45	0,65	1,35
A _{2II}	? 0,08	0,23	0,20	0,33	0,40	0,80
A _{3II}	0,5	0,8	1,30		2,0	
A _{4II}	0,7	0,1	0,15		0,25	
A _{5II}	0,1?	0,15	0,13	0,25	0,33	0,38

vervolg tabel

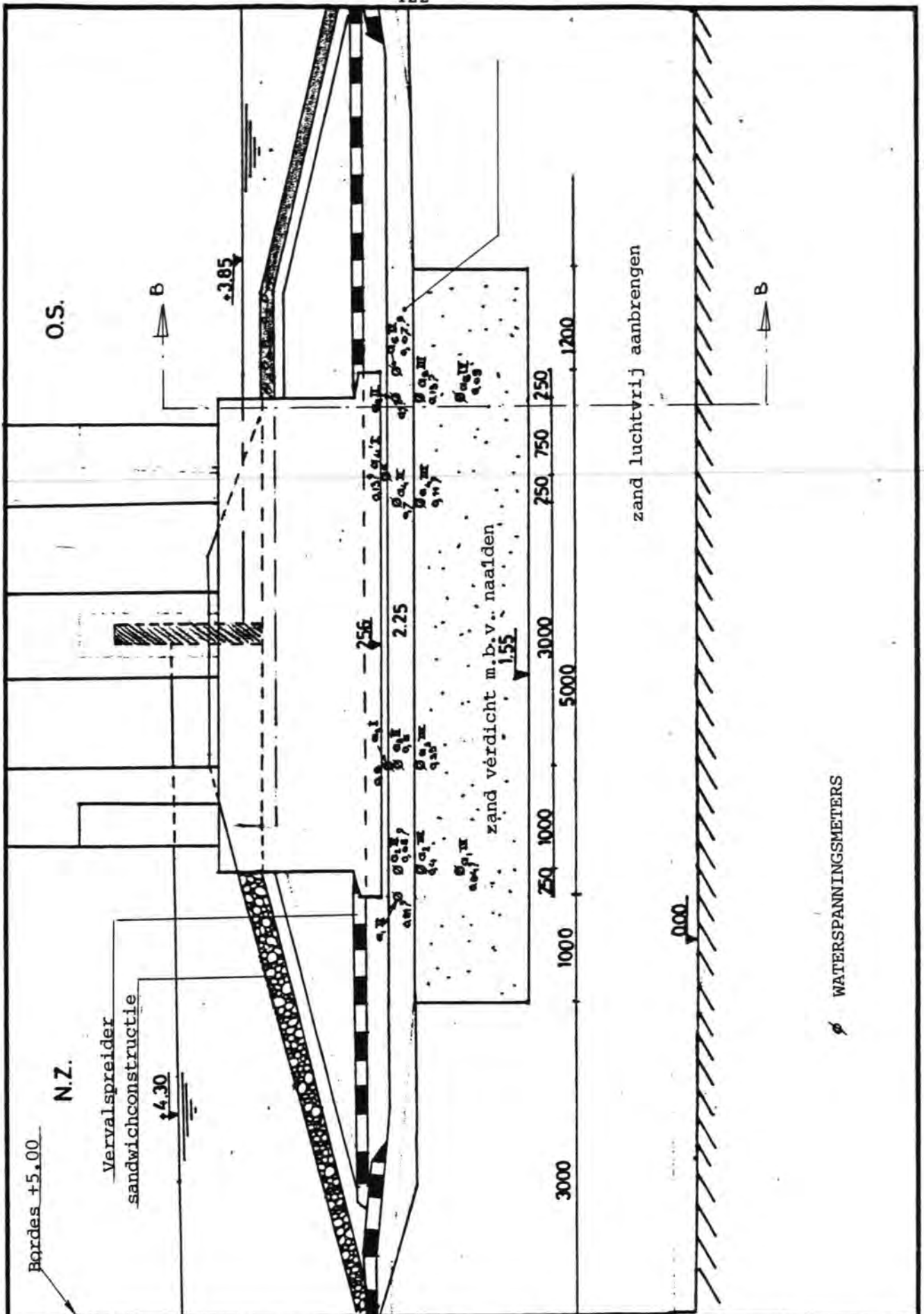
A _{6II}	0,07?	0,15	0,15	0,30	0,80	0,35
A _{2III}	0,4	0,65	1,00	1,65	1,9	
A _{3III}	0,35	0,55	0,78		2,1	
A _{4III}	0,11?	0,2	0,23	0,15	0,15	0,15
A _{5III}	0,13?	0,38	0,33	0,35	0,4	0,25
A _{2IV}	0,04	0,0	0,10		0,13	
A _{5IV}	0,09	0,2	0,2		0,25	
B _{2II}	0,22	0,35	0,5		0,9	
C _{2II}	0,1	0,15	0,28		0,53	
C _{2III}	0,05	0,10	0,20		0,30	
D _{2II}	0,16	0,25	0,30		0,45	

tabel 3.6.1

De belastingsamplituden in de proef vallen niet samen met de verschaalde belastingsamplitude in de berekening. (De schaal-faktor voor de belasting is 1000). De belastingsamplitude in de berekening is 45×10^3 kN. De getallen voor een belastingsamplitude van 45 kN in tabel 3.6.1 zijn geschat uitgaande van de andere getallen; waar tevens een vraagteken is gezet kan worden getwijfeld aan de nauwkeurigheid gezien onregelmatigheden in de gemeten getallen.

De in tabel 3.6.1 genoemde schattingen van de geschatte waterspanningsamplituden zijn aangegeven in figuren 3.6.1 en 3.6.2. Vergelijking met de berekende waterspanningsamplituden zoals gegeven in figuur 3.5.4 dient te gebeuren met een schaalfactor 10. De verschaalde periode is 11,5 sec. Het beeld van figuur 3.5.4 kan niet worden teruggevonden in de figuren 3.6.1 en 3.6.2. De gemeten waterspanningsamplituden zijn zeer onregelmatig. Hier-voor dient nog een verklaring te worden gevonden.

Wel valt op, en dat ondanks de grote onnauwkeurigheid in de gemeten getallen, dat de orden van grootte van de maximale gemeten en berekende drukamplituden sterk verschillen. De maximaal berekende drukamplitude aan Oosterscheldezijde is ca. $53 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$. De maximaal gemeten en verschaalde drukamplitude is slechts ca. $7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$. Een nadere analyse van de meet- en de berekeningsresultaten zal alsnog worden uitgevoerd; ook de invloed van de tijdschaal zal nader worden beschouwd.



laboratorium voor grondmechanica delft

telefoon: (015) - 96 92 23

telefax: 333 26 solab nl

Te plaatsen waterspanningsmeters

Modelpijler te Kats

Schaal 1 : 25

CO-

BIJL.

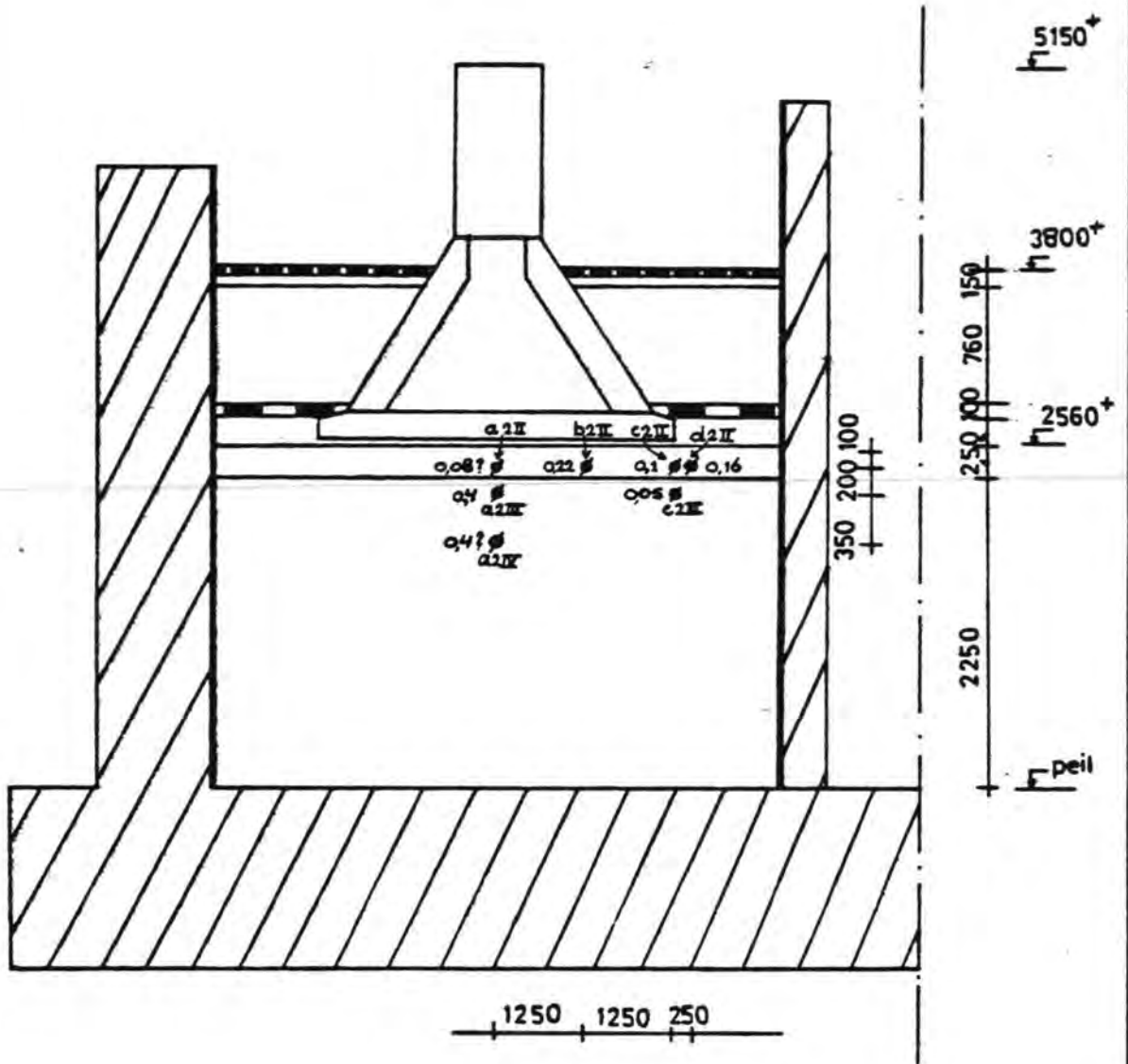
get.

gpc.

form.

A₄

figuur 3.6.1.



DWARSDOORSNEDE A-A

maten in mm



laboratorium voor grondmechanica delft

telefoon: (015) - 56 98 23

telefax: 33328 solab nl

TE PLAATSEN WATERSPANNINGSMETERS

MODEL PIJLER TE KATS

SCHAAL 1:25

	d.d.	get.
CO-		gec.
BUJ.		form. A ₄

figuur 3.6.2.

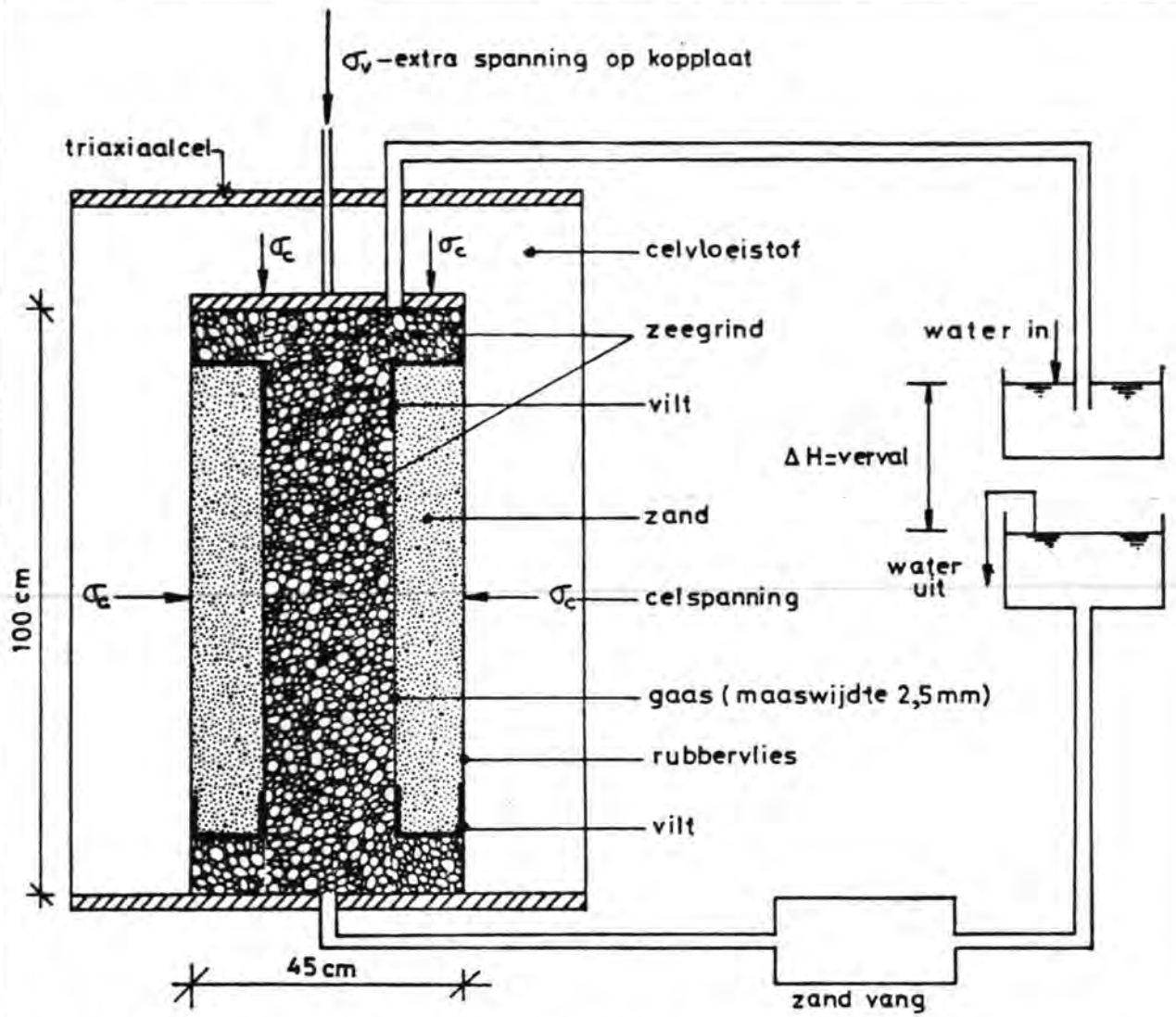
3.7 Cyclische filterproeven

Het doel van de proef is de filterstabiliteit of de filterscheiding zand- zeegrind te controleren voor de extreme cyclische verhangen, zoals die onder hiel en teen van de pijler kunnen optreden.

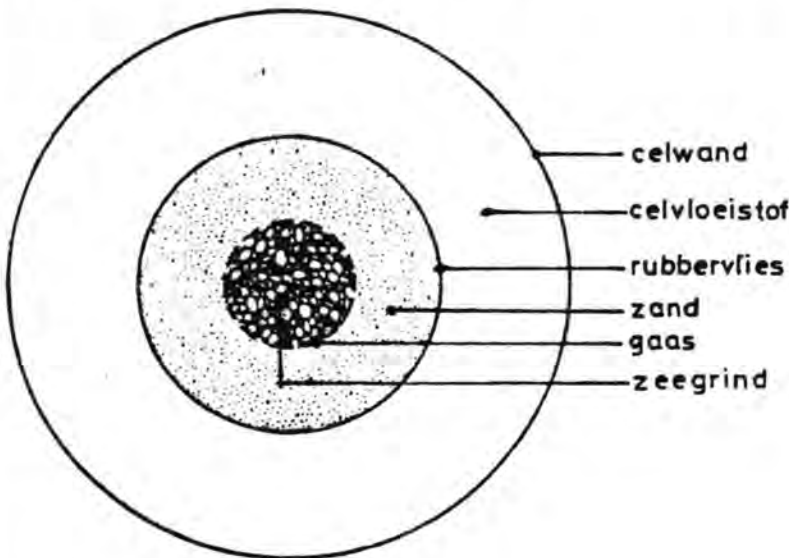
De gebruikte opstelling is weergegeven in figuur 3.7.1.

De eerste probeerproef is uitgevoerd. Het betrof een proef waarbij de cyclische belasting (met zaagtand vorm) alzijdig op het monster werd aangebracht. Aangezien het niet zeker was of bij de met het triaxiaal apparaat bereikbare belastingen wel uitspoeling kon optreden is in de eerste proef voor een ongunstige opbouw van het filter gekozen namelijk uit het zeegrind werd de zandfractie < 2 mm weggezeefd. De proef werd uitgevoerd bij een gemiddelde celdruk van $125 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$. De amplitude van de celdruk werd in stappen van $10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ van elk ca. 150 cycli opgevoerd. De periode was 10 sec. Bij een celdrukamplitude van $55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ begon het uitstromende water inderdaad zand mee te voeren.

Alvorens nieuwe proeven uit te voeren met andere belastingsniveaus en/of filteruitvoeringen zal deze proef herhaald worden teneinde een indruk te krijgen van de reproduceerbaarheid van de proeven. De meetresultaten zullen met behulp van het programma Spons en de analytische oplossing van het relevante probleem geëvalueerd worden. Daarna zal een definitief proevenprogramma worden opgezet, waarin de grootte en de periode van de belasting en het cyclische verhang de belangrijkste grootheden zullen zijn maar ook de gemiddelde en cyclische component van de isotope effectieve spanning in de beschouwing zullen worden betrokken. Pas in dat stadium zal ook duidelijk worden of in het bestaande triaxiaalapparaat met een maximale celdruk van $250 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ de beoogde spanningstoestanden volledig bereikt kunnen worden.



VERTIKALE DOORSNEDE CYCLISCHE FILTERPROEFOPSTELLING



HORIZONTALE DOORSNEDE



laboratorium voor grondmechanica delft

telefoon: (015) - 56 92 23

telefax: 33326 solab nl

PRINCIPESCHETS MEETOPSTELLING
CYCLISCHE FILTERPROEF

figuur. 3.7.1.

dd	get
CO-401383	gec
BIJL.	form A4

3.8. Materiaalkonstanten

In Karlsruhe en (binnenkort) in Grenoble worden cyclische triaxiaalproeven uitgevoerd op slakken en zeegrond. Daarbij wordt het accent gelegd op het meten van de vervormingen die optreden bij cyclische belasting van het monster.

Het programma omvat tevens een onderzoek naar schaalfactoren en de invloed van een mogelijke inzanding. Door middel van proeven met een groot aantal cycli (1000) worden duurzaamheids-eigenschappen bepaald.

3.9. Proef deformatie drempel

Als doel van de proef is gesteld de kwaliteit van de numerieke voorspelling van de deformatie van de drempel, welke herhaald wordt belast door verval en golven experimenteel te verifiëren. De grootte van de verplaatsing van het oppervlak van de drempel is belangrijk omdat deze samen met de verplaatsing van de pijler de richting en de grootte van de kracht op de dorpelbalk bepalen. Zolang geen zekerheid bestaat over de nauwkeurigheid van de voorspelde relatieve verplaatsing van pijler en drempel zullen op de dorpelbalk achtereenvolgens beide passieve drukken in rekening moeten worden gebracht. De proef kan op een lengte schaal $\frac{1}{10}$ in de grote stroomgoot in het waterloopkundig laboratorium de Voorst worden uitgevoerd. In deze proef zou de drempel kunnen worden opgebouwd met uitgezeefd zeegrind (0,5 - 5 cm) afgedekt door een ca. 10 cm dikke stroombestendige laag. Voor een nauwkeurige verificatie zouden de volgende grootheden gemeten moeten worden :

- verplaatsing van oppervlak van drempel met ca. 26 inductieve verplaatsingsopnemers
- waterspanning op en in drempel met ca. 10 elektrische waterspanningsmeters
- korrelspanning in drempel langs bodem met ca. 8 schuifdrukdozen.

De proef inclusief opbouw en afbreken zal ongeveer $1\frac{1}{2}$ maand in beslag nemen. De levertijd van de nieuw aan te schaffen inductieve verplaatsingsopnemers en de elektrische waterspanningsmeters blijkt in de orde van 2 à 3 maanden te liggen. Bovendien bestaan er echter plannen (zie planning hydraulisch onderzoek R 1219/2, eerste interim rapport drempel ontwerp) voor een gecombineerde hydraulische grondmechanische grootschalige proef ter toetsing van het definitieve drempelontwerp mogelijk de komende zomer uit te voeren.

Op korte termijn dient te worden nagegaan of beide proeven te combineren zijn.

3.10. Piping

Behalve het mogelijke uitspoelen van fijn materiaal uit gegra-deerde filters en vanuit filterscheidingen bestaat er het potenti-eel gevaar van het wegspoelen van korrels op het grensvlak cohe-sief materiaal (pijler, vervalspreider) / korrelskelet onder het totale stationaire en cyclische verhang. Dit gevaar is niet aanwe-zig indien de opbouw van de drempel bestaat uit opeenvolgende filterlagen en de effectieve spanning altijd gehandhaafd blijft. Een eventueel zandlaagje onder de vervalspreider en/of de pijler zal echter niet door filterwerking opgesloten zijn.

Mogelijke alternatieven om "piping" in een eventueel zandlaagje onder de pijler te voorkomen zijn het toepassen van "skirts", het aanbrengen van een "slappe grindworst" of een filterdoek met bestorting rondom de pijler.

De "slappe grindworst" zou onbevredigend kunnen zijn omdat door de grote bovenbelasting op de betreffende diepte in het korrelskelet boogwerking zou kunnen optreden, terwijl het doek van de "grindworst" onder voldoende trekspanning zou kunnen staan om het gewicht van de korrels onder de boog zonder noe-menswaardige zakking te kunnen dragen zodat hieronder toch een "pipe" zou kunnen optreden.

Het materiaal in de "slappe grindworst" zal dus geen cohesie en een zo laag mogelijke wrijvingscoëfficiënt moeten hebben om het effect van boogwerking zo klein mogelijk te houden. Hetzelfde zou ook gelden voor het filterdoek met bestorting; echter de rand van het zanddichte filterdoek bevindt zich op zekere afstand van de pijler waar de verhangen relatief klein zijn, tenzij het zanddichte filterdoek ook waterdicht wordt. Piping in een eventueel zandlaagje onder de vervalspreider lijkt slechts te kunnen worden voorkomen door het verhang hieronder voldoende klein te maken en dus de vervalspreider voldoende lang.

Momenteel zijn proeven gaande in de stroomgoot te Lith (zie hoofdstuk 2).

De meest zekere oplossing is natuurlijk al het zand tussen opeenvolgende lagen te verwijderen.

3.11. Conclusies

Uit de berekening blijkt duidelijk dat men rekening moet houden met grote cyclische verhangen onder de pijler. Een juiste conclusie uit de berekening kan echter alleen getrokken worden bij een zorgvuldige interpretatie van de berekening in combinatie met de cyclische filterproeven bij LGM en WL. Op het moment van verschijnen van deze nota is het echter nog niet mogelijk deze combinatie te maken zodat van verdere conclusies op dit moment wordt afgezien. Bovendien is het verstandig alvorens conclusies te trekken ook nog de invloed van variatie van parameters op de cyclische verhangen te bekijken. Hiervoor moeten dan nog enige berekeningen worden gemaakt.

4. Onderzoek vervalspreider

4.1 Inleiding

Het onderzoek naar de vervalspreider, die als waterdichte laag op de voetplaten van de pijlers aansluit, is sinds de vorige nota op beperkte schaal voortgezet.

De oorzaak hiervan was dat het grote membraantestapparaat te Schelphoek om velerlei redenen niet tijdig in gebruik kwam.

Voor een nadere studie naar het gedrag van bitumineuze materialen, o.a. voor de vervalspreider, is een speciale asfalt-technologische werkgroep opgericht (zie hoofdstuk 1.4.).

4.2 Eisen

De eisen aan het kunststofmembraan zijn ongewijzigd gebleven (zie Nota nr. 1 DREMBU-M-78.006).

Wel zullen binnenkort van grondmechanische zijde aanvullende eisen betreffende de krimp en de wrijvingseigenschappen van de vervalspreider worden geformuleerd.

De aan de bitumineuze vervalspreider te stellen eisen zijn op analoge wijze opgesteld als voor het kunststofmembraan.

Het antwoord van de asfaltaannemer op deze eisen is positief, hoewel er in de toelichting bij zijn antwoord nog belangrijke vraagpunten overblijven.

De eerder gemelde asfalt-technologische werkgroep zal dit verder behandelen.

4.3 Verricht onderzoek en resultaten

Zoals reeds werd vermeld heeft de testopstelling, o.a. door temperaturen beneden het vriespunt en defecten in de hydraulische pomp, vertraging opgelopen.

Inmiddels is het eerste kunststofmembraan getest, waarbij dus een onderzoek werd verricht naar de duurzaamheid van het membraan onder invloed van de bovenbelasting en onder invloed van bewegingen van de pijler.

Het resultaat was dat na de belastingen zoals die in de eisen zijn geformuleerd, aan het test-membraan (type Woudenberg- Du Pont- Hoescht) geen beschadigingen aan wezenlijke onderdelen werden geconstateerd.

Uitsluitend het beschermingsvlies was op enkele plaatsen licht beschadigd.

Het membraan had de zettingen in het onderliggende steenpakket ter grootte van ca. 0,5 m, goed gevolgd.

Een eerste conclusie is dat kan worden verwacht dat met dit type kunststofmembraan een goede vervalspreider is te construeren.

5. Fundatiebed

5.1. Wrijvingsaspecten

De in de vorige nota vermelde wrijvingsproeven op de overgangskonstruktie tussen pijlervoet en fundatiebed zijn door L.G.M. nader geanalyseerd.

Het resultaat van die analyse is opgenomen in de inmiddels verschenen definitieve versie van de FOP-III nota (Ref. 4).

Uit deze analyse blijkt dat ook bij aanwezigheid van een zandlaag onder en boven de blokkenmat, de karakteristieke waarde van de wrijvingscoëfficiënt voldoende is. Een nieuwe serie proeven is in voorbereiding om de juistheid van de interpretatie volgens de Brinch Hansen bezwijktheorie aan te tonen.

Desondanks wordt nog gezocht naar mogelijkheden om de wrijvings-eigenschappen van de toe te passen mat te verbeteren. Momenteel wordt nog gewerkt aan een gewijzigde weefmethode voor het traditionele polypropyleen weefsel en aan het toepassen van een Enkamat gevuld met fundatiebed materiaal.

5.2. Migratie van zand onder de pijlervoet

In de vorige drempelnota werd aangegeven dat bij het ontbreken in een afdichtingskonstruktie rond de pijlervoet uitspoeling van zand zou kunnen optreden,

Dit verschijnsel is in kwalitatieve zin bevestigd in de Katsproef M2, hoewel de verschaling in dit model het moeilijk maakt daaraan kwantitatieve konklusies te verbinden.

In vervolg op een analyse door de werkgroep ondervullen (OBVULL-R-78025, Ref. 5) heeft de PGO besloten er voorlopig vanuit te gaan dat als afdichting een grindworst zou worden toegepast i.p.v. skirts. Daarna is in nauw overleg tussen de werkgroep OBVULL en het drempelburo een voorstel uitgewerkt om de werking van deze konstruktie na te gaan (Ref. 2). De proeven zullen in de maanden maart en april worden uitgevoerd in Lith. De voornaamste doelstelling van het proevenprogramma is om na te gaan of de grindworst onder invloed van eigen gewicht en bovenbelasting het onder de voetplaat aanwezige zand opsluit.

Met name is hierbij het erosieproces van eventueel onder de grindworst aanwezig zand van belang.

Voorlopig wordt ervan uitgegaan dat de konstruktie self-healing is door de flexibiliteit van de overgangskonstruktie. Juist om deze reden zal verhinderd moeten worden dat cementwater uit de groutmortel in de grindworst dringt.

In de proevenserie wordt de invloed van de al dan niet volledige zanddichtheid van de blokkenmat meegenomen. Derhalve wordt met het doen van uitspraken omtrent de zanddichtheid gewacht tot het beschikbaar komen van de proefresultaten.

5.3. Materiaalkeuze fundatiebed

Het onderzoek naar de mechanische en grondmechanische eigenschappen van het fundatiebedmateriaal verloopt niet zonder problemen. In eerste instantie bleek het moeilijk de noodzakelijke monsters zeegrind uit diverse wingebieden te verkrijgen.

Daarnaast was de capaciteit van L.G.M. voor het gelijktijdig uitvoeren van dynamische filterproeven en triaxiaalproeven op grote schaal ontoereikend. Daarom zijn deze proeven uitbesteed naar Karlsruhe en Grenoble. Onderzoek naar de mechanische eigenschappen van fosforslakken en zeegrind is uitgevoerd in het Rijkswegenbouwlaboratorium te Delft. Voorlopige resultaten geven het volgende beeld:

Ten aanzien van de sterkte van zeegrind en fosforslakken kunnen de volgende voorlopige gegevens worden vermeld. Omdat zowel in nationaal als internationaal verband normen ontbreken voor de kwaliteit van steen in waterbouwkundige konstrukties worden ter vergelijking ook de sterkte-eisen van beproefde natuursteensoorten vermeld.

	A.I.V.	rock toughness	verbrijzelingsfaktor	L.A. waarde
Fosforslakken	30%	7 cm	0,78	54%
Zeegrind	25%		0,82	40%
Porfier	17,6%	18 cm		
Basalt	16,7%	24,5 cm		
Noriet	18,3%	11,9 cm		
Kalksteen	29%	5,3 cm		

Een probleem bij het beoordelen van deze resultaten is het feit dat de beproevingsprocedure weliswaar in nationale en internationale normbladen is vastgelegd, doch dat er geen algemeen aanvaarde criteria zijn waaraan materialen in waterbouwkundige konstrukties moeten voldoen.

Ook kontakten met het Coastal Engineering Research Center van het Corps of Engineers te Washington hebben in dit verband geen resultaat opgeleverd.

Een definitieve beslissing over een keuze van het fundatiebedmateriaal is derhalve op dit moment nog niet mogelijk.

5.4. Poten Hefschip

Op dit moment worden belangrijke randvoorwaarden aan het fundatiebed opgelegd door aannamen t.a.v. de hefschippoten. Deze aannamen hebben zowel betrekking op de configuratie van de poten als op de detaillering van de poten. De invloed van de aannamen strekt zich uit tot de breedte van het fundatiebed, de verdichtingseisen en de dikte van het bed.

Wat betreft de dikte van het fundatiebed wordt nagegaan in hoeverre de dynamische waterspanningen maatgevend zijn wanneer de pootindringing dat niet meer zou zijn.

Het is voor de voortgang van ontwerp en besteksvoorbereiding van cunet en fundatiebed wenselijk dat z.s.m. beslissingen worden genomen ter zake van de hefschippoten.

5.5. Uitvoering

Het belangrijkste probleem voor het fundatiebed is de wijze van aanbrengen. Uit een voorlopige analyse van oud WL-onderzoek is gebleken dat bij stortjen uit splijtbakken gerekend moet worden op een plaatselijk vrijwel volledig verloren gaan van de fractie 0,3-1 mm. De gevolgen van een dergelijke ontmenging zijn nog niet in detail onderzocht, doch op grond van het tot nu toe verworven inzicht moet worden gevreesd dat deze ontmenging leidt tot een onaanvaardbare aantasting van de filterwerking. Voor verdere details wordt verwezen naar de nota betreffende de uitvoering van drempel (Ref. 1).

6. Sluitgatprofielen en dwarsdoorsneden

De sluitgatprofielen, zoals deze bij de voorgaande nota nr.1 als bijlagen zijn verstrekt, hebben geen wezenlijke veranderingen ondergaan. Het funderingsniveau van de pijlers in de diepe delen van de Roompot is ca. 0,50 m verhoogd, terwijl de diepst gefundeerde pijlers in de Hammen afhankelijk van de resultaten van stabiliteitsberekeningen 0,50 à 1.00 m hoger geplaatst kunnen worden.

Als minimum drempeldikte is aangehouden: 8,50 m. Overigens zullen deze sluitgatprofielen voorlopig aan detailwijzigingen onderhevig blijven.

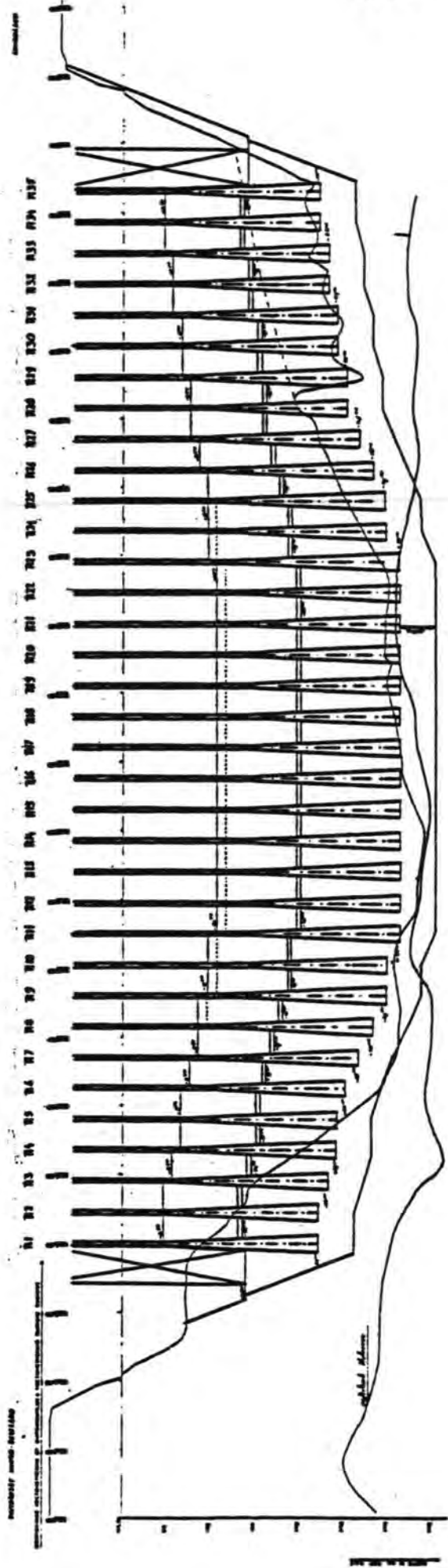
In verband met verdere detaillering van de drempelontwerpen en het opstellen van meer exacte hoeveelheden- en kostprijsberekeningen wordt de afwezigheid van een definitieve sluitgatvorm als storend ervaren. Harde uitspraken ter consolidering van deze vormgeving zijn dan ook dringend gewenst.

In de figuratie van de dwarsdoorsneden is geen wijziging aangebracht, voor wat betreft de opbouw van de drempel. Slechts de enigszins excentrische plaatsing van de dorpelbalk in het pijlerlichaam en de breedte van deze dorpelbalk (nu 6 m) zijn gecorrigeerd op de ontwerpen. De steunberm van 10 m breed aan de Oosterscheldezijde van de drempel zal voor de ondiepe delen van de sluitgaten mogelijk kunnen vervallen als stabiliteitsberekeningen met gereduceerde belastingen hiertoe aanleiding geven. Resultaten van deze berekeningen zijn nog niet beschikbaar daar de toelevering van randvoorwaarden hiervoor vertraagd is.

Bij drempels met een open structuur t.p.v. de dorpelbalk zijn aanstortingen noodzakelijk. Proeven in het W.L. en berekeningen door L.G.M. tonen dit aan, zoals reeds is aangegeven in de hoofdstukken 2.6 en 3.4.

Of deze aanstortingen ook nodig zijn bij toepassing van een gesloten bekleding in de kruin zal met aanvullende berekeningen en/of proeven moeten worden aangetoond.

SLUITGAT ROOMPOT



Sluitgatprofiel Roompot

Figuur. 6.1.

7. Ontwerpschetsen

7.1 Inleiding

De ontwerpschetsen, zoals deze in verkleinde vorm zijn weergegeven op figuur nrs. 7.1.1 t/m 7.1.4 zijn sinds het verschijnen van de vorige drempelnota niet gewijzigd. Om meer inzicht te krijgen in de uitvoeringsmethodieken en gevolgen van aspecten als aan- en inzanding zijn tekeningen vervaardigd die de drempelopbouw gefaseerd weergeven. De verwachting van de aanzandingssnelheid en de mogelijkheden van verwijdering van deze aanzanding zijn hierop reeds weergegeven. (zie bijgevoegde tekeningen nrs. 78.4.311 t/m 78.4.318). Een verhandeling over de aan- en inzandingsproblematiek is opgenomen in hoofdstuk 2.7. Naast de bestaande ontwerpschetsen zijn nog twee alternatieve drempelvormen bestudeerd (zie figuurnrs. 7.1.5 en 7.1.6). De extra hoge kosten gevoegd bij de geringe technische voordelen van deze ontwerpen geven echter geen aanleiding tot verdere ontwikkeling van deze typen.

7.2 Cunet (figuur 7.2.1)

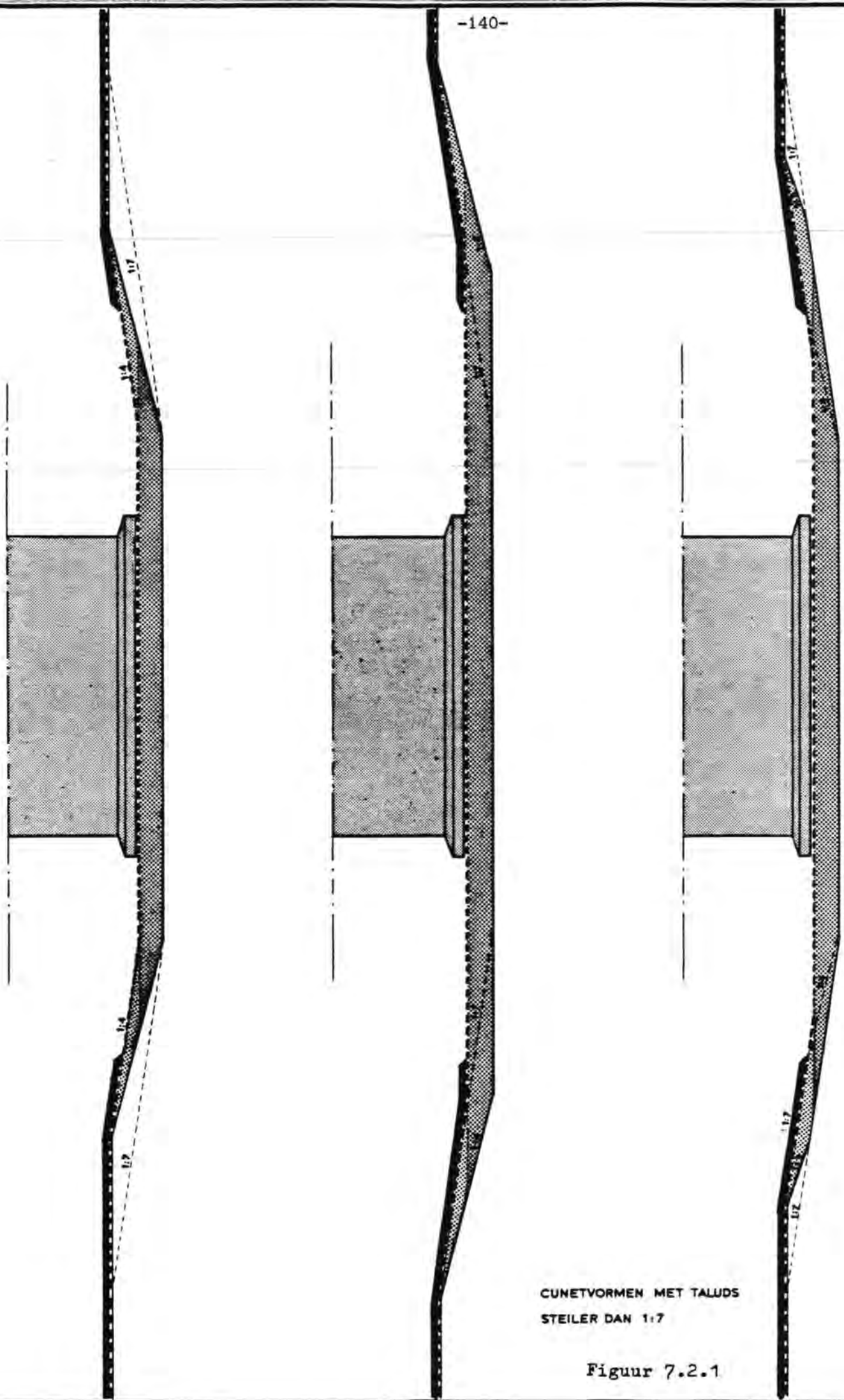
Ook de cunetvorm heeft nog geen wijzigingen ondergaan. Een risico-analyse van mogelijke zettingsvloeiingen en aanzanding enerzijds en een kosten- en planningsopstelling anderzijds zullen uiteindelijk mede moeten leiden tot een keuze van de taludhellingen.

Vanuit ontwerpstandpunt zijn de volgende kanttekeningen te maken:

- a. In verband met het risico van stabiliteitsverlies tijdens verdichten wordt geadviseerd om taluds 1 : 7 toe te passen óf om bij een talud 1 : 4 de teenlijn op redelijke afstand (bijv. 10 à 20 m) van de te verdichten strook te houden.
- b. In verband met de noodzaak om de asfaltmastiek van de stortebedden door te zetten tot onder de toplaag en kern van de drempel zal het noodzakelijk zijn een talud 1 : 7 te creëren om uitlopen van de mastiek te voorkomen. Een oorspronkelijk onder 1 : 4 gebaggerd cunet zal dan ook moeten worden uitgevuld tot 1 : 7. Ook hierbij geldt dat de bodembreedte zal moeten worden vergroot.

- c. Het moment waarop de asfaltmastiek moet worden aangebracht (d.w.z. voor plaatsing pijlers) is er de oorzaak van dat in een voor de aanzanding belangrijke fase n.l. het opschonen van de blokkenmat voor het plaatsen van de pijler in ieder geval een talud 1 : 7 aanwezig is, zelfs indien een talud 1 : 4 uit aanzandingsoogpunt aantrekkelijker zou zijn.
- d. Op dit moment is het onmogelijk om een betrouwbare uitspraak te doen over de gevolgen van de taludhelling op de aanzanding. De verwachting is dat de verschillen tussen een talud 1 : 7 en een talud 1 : 4 marginaal zullen zijn aangezien de totale breedte van het cunet op bodemniveau in beide gevallen even groot is. Een voordeel van het talud 1 : 4 zou kunnen zijn dat de aanzanding geconcentreerd is aan de teen van het talud.
- e. Hoewel niet in strikte zin een ontwerpoverweging moet hier worden geconstateerd dat het uitvullen van de taluds een extra handeling is die een zware druk legt op de planning van de uitvoering.
- f. De oorspronkelijke gedachte om een talud te creëren, dat deels onder 1 : 7, deels onder 1 : 4 staat, geeft aanleiding tot soortgelijke problemen als hierboven geschetst.
- g. Daarom wordt aanbevolen de taluds integraal onder een helling 1 : 7 af te werken. Met DOSBOUW zou overleg moeten worden gepleegd over de mogelijkheid om dit te doen zonder een extra hoeveelheid bodembescherming op te ruimen.

Een ander aspect, dat niet direct betrekking heeft op het cunet, vormt het baggerwerk dat moet worden uitgevoerd om voldoende vaardiepte voor een plaatsingsschip te garanderen en tevens om plaatsing van landhoofdcaissons mogelijk te maken. Buiten dit baggerwerk, dat in sommige gevallen vrij grote vormen kan aannemen als het sluitgat verschoven ligt t.o.v. de oude stroomgeul (te denken valt hier speciaal aan Neeltje Jans) zal ook extra bezinking moeten worden verwijderd en na verdiepen van de bodem opnieuw worden aangebracht alvorens met de aanleg van stortebedden kan worden begonnen.



CUNETVORMEN MET TALUDS
STEILER DAN 1:7

Figuur 7.2.1

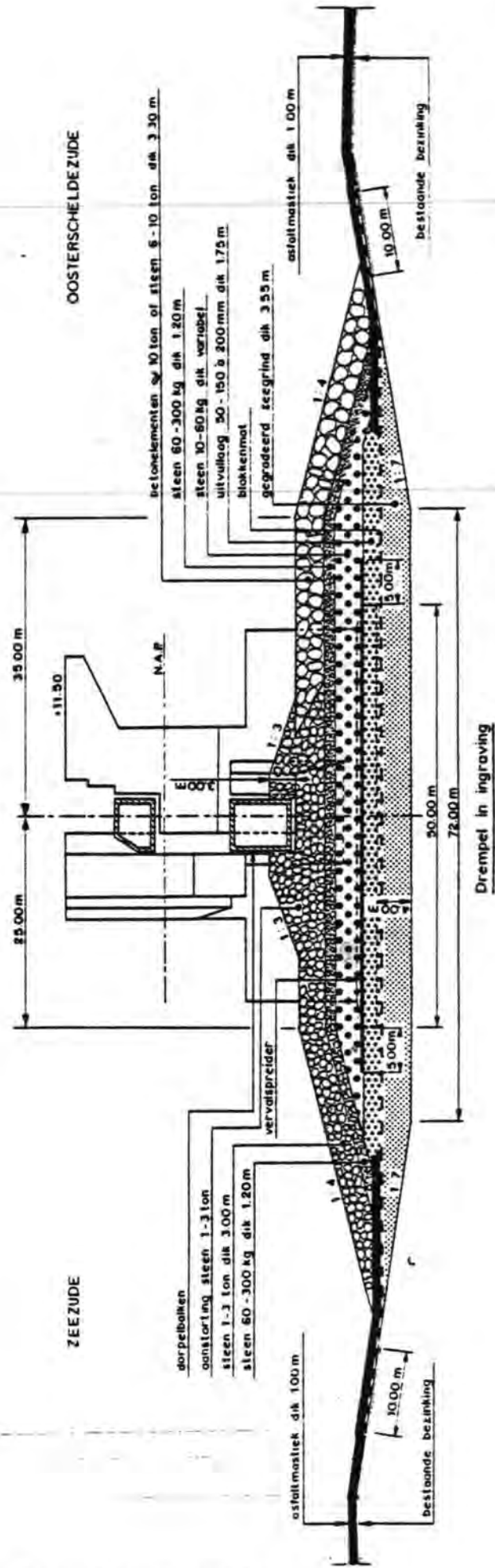
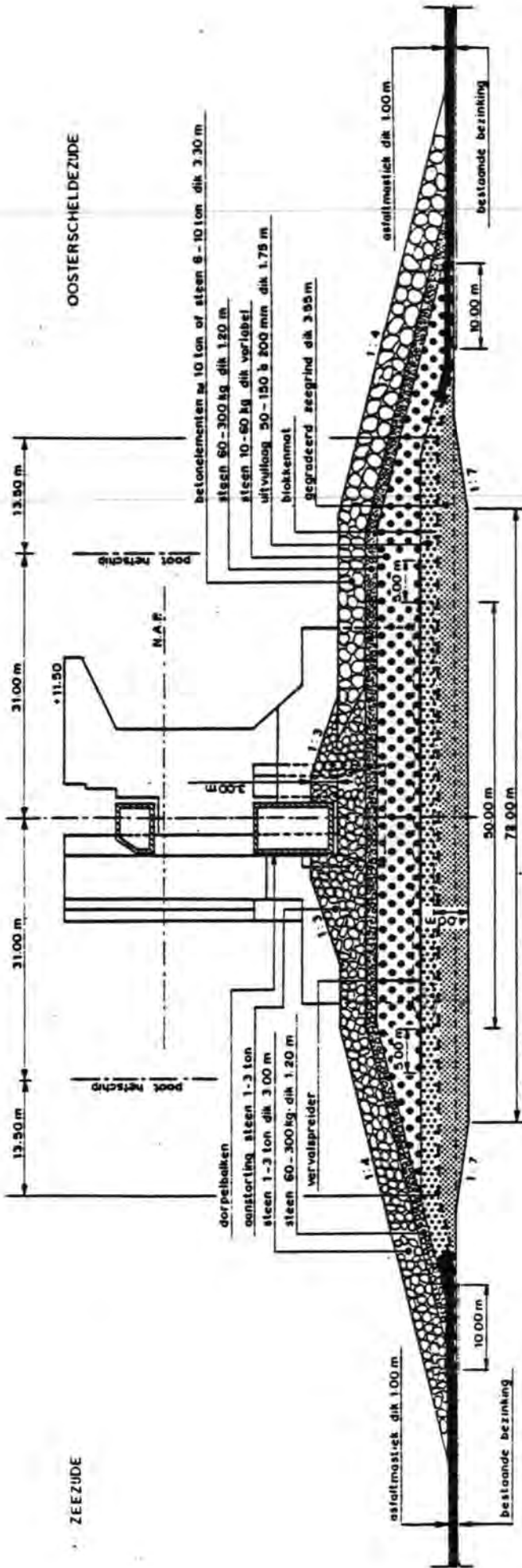
Dit zal t.a.v. de planning de nodige consequenties met zich meebrengen. De keuze van een systeem voor een plaatsingsschip is hierop van beslissende invloed.

In voorstellen omtrent het "grindplan" speelt de baggerdiepte hiervoor een belangrijke rol. Een keuze inzake dit plan wordt dan ook op korte termijn gewenst, om de besteksvoorbereiding niet te stagneren.

7.3 Fundatiebed

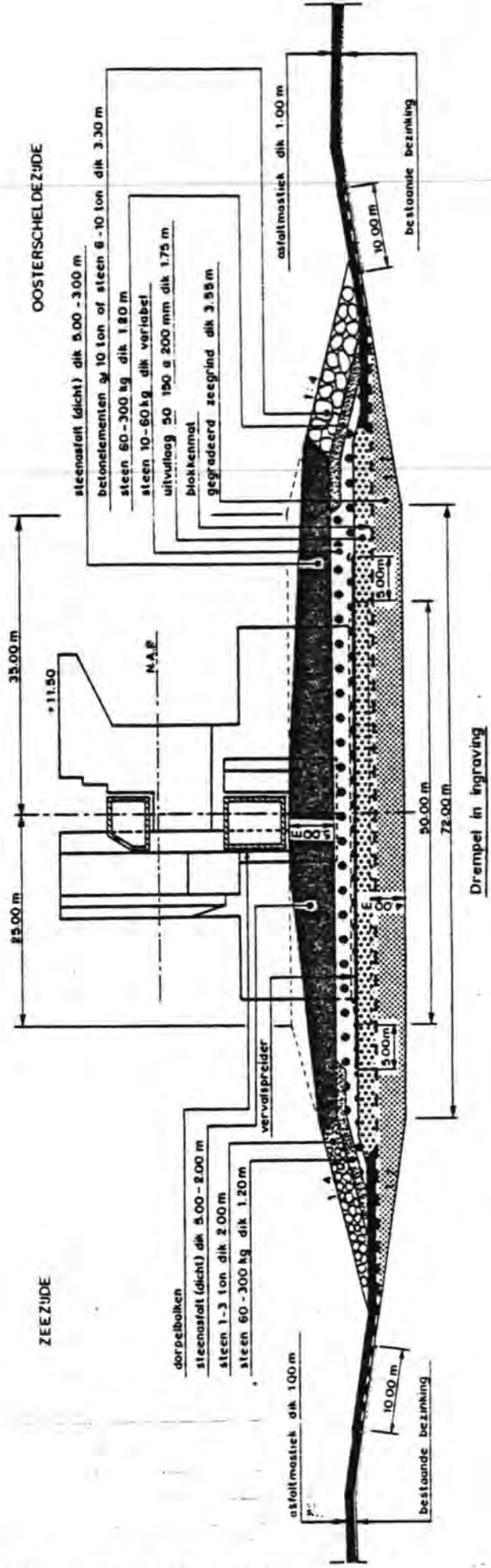
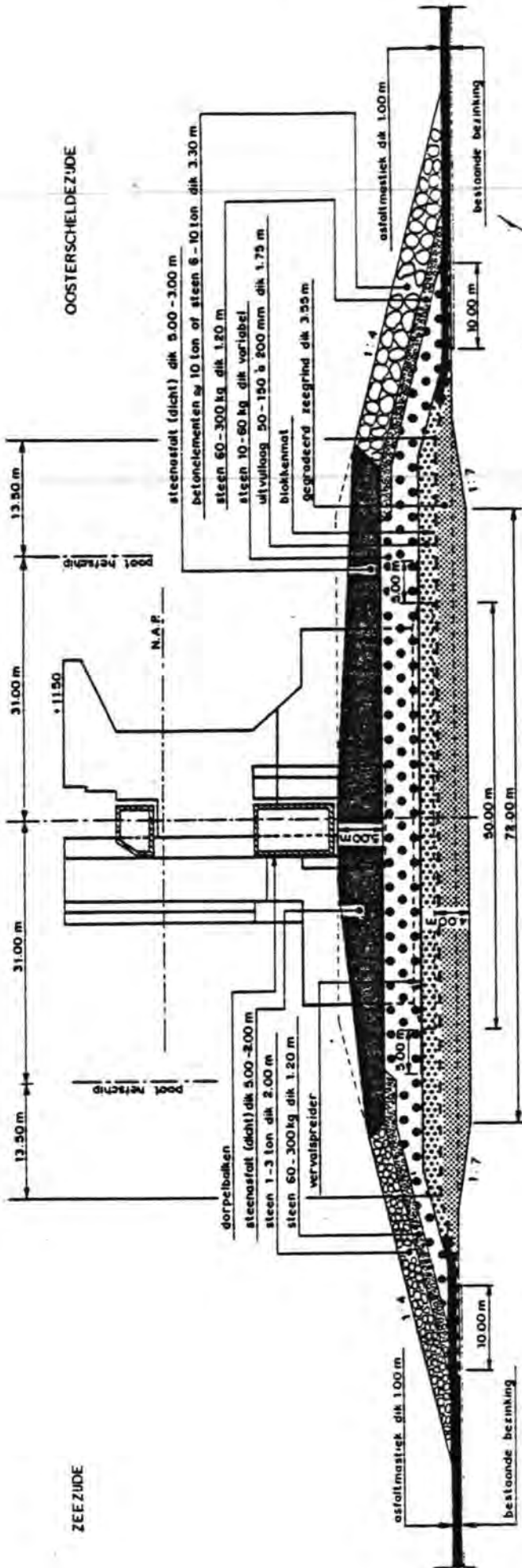
De methode van aanbrengen van de fundatielaag vormt een belangrijk uitgangspunt bij de keuze van samenstelling van het fundatiebed. De afdeklaag is nog steeds in onderzoek, dat evenwel geen kritisch onderdeel vormt. De tot nu toe in de schetsontwerpen opgenomen blokkenmat is een technisch aanvaardbare oplossing.

Voor het overige zijn geen wijzigingen in inzichten of veranderingen in samenstelling te melden.



OPEN DREMPELCONSTRUCTIE

Figuur 7.1.1.

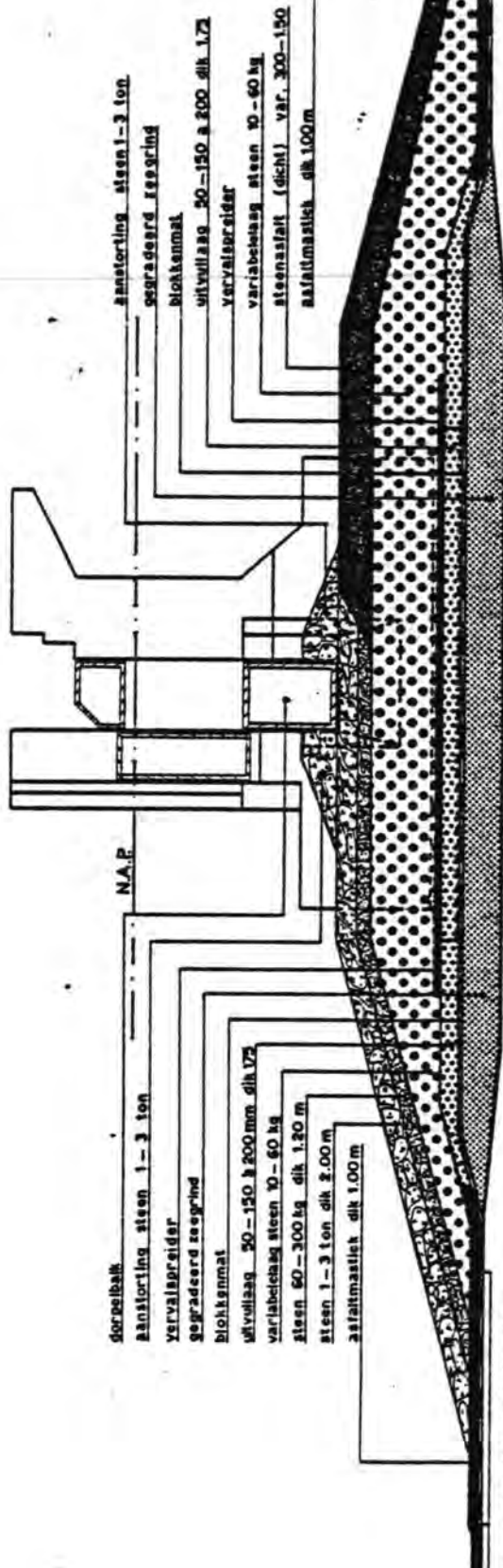


GESLOTEN DREMPELCONSTRUCTIE
MET DRUKONTLASTING IN DE TALUDS

Figuur 7.1.2.

ZEEZUDE

OOSTERSCHELDEZUDE

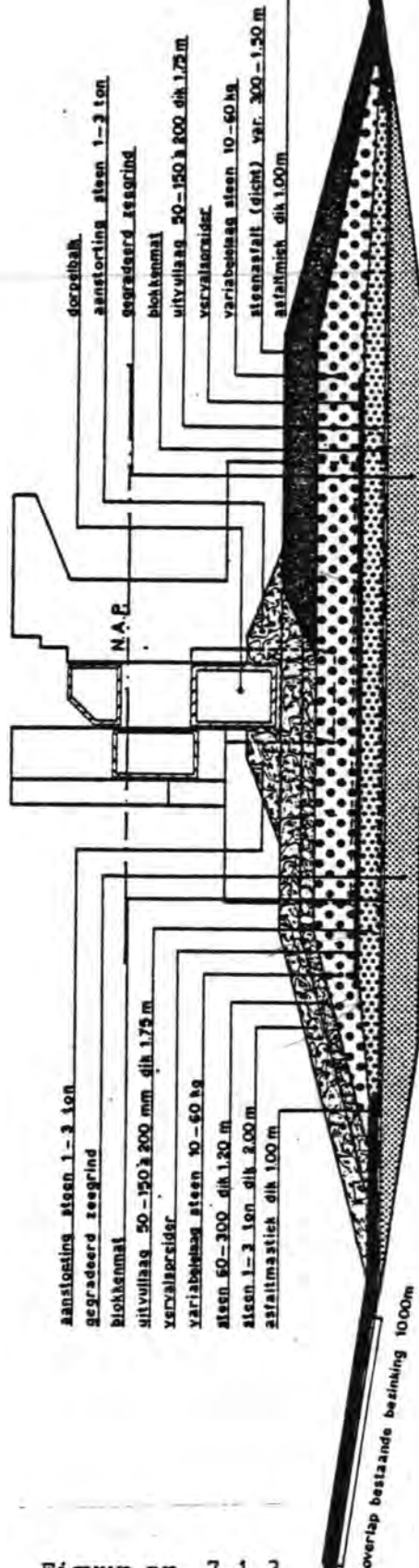


overlap bestaande bezinking 10.00 m

overlap bestaande bezinking 10.00 m

ZEEZUDE

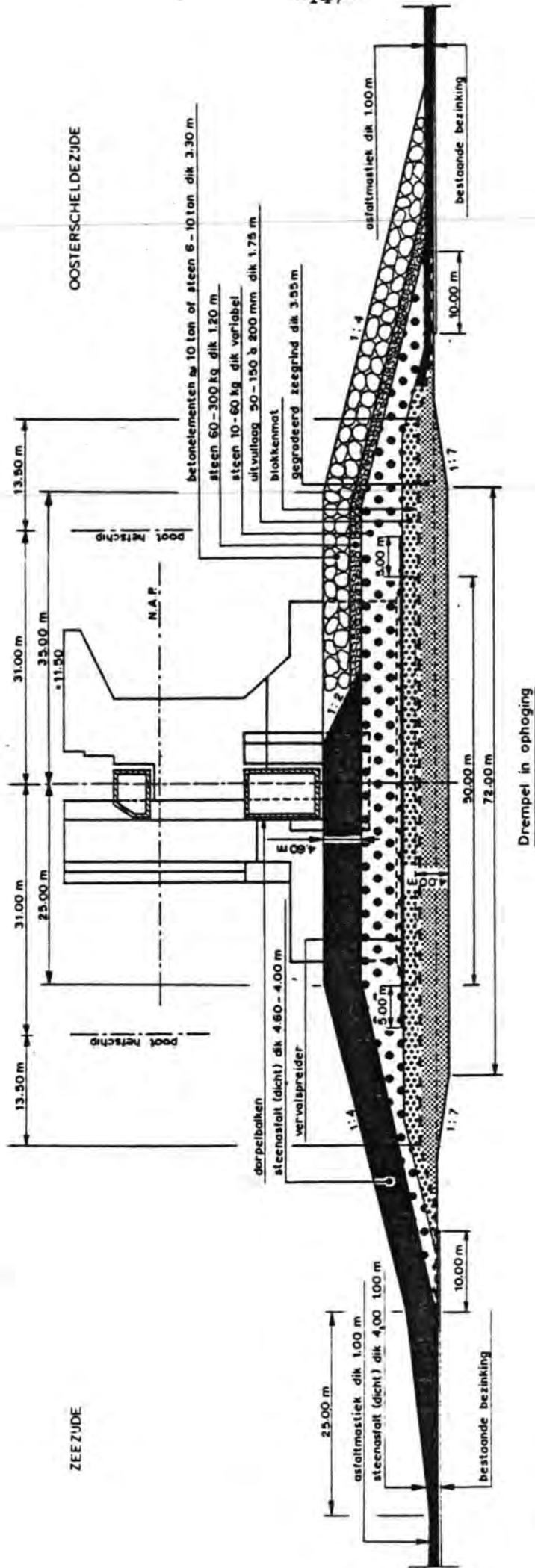
OOSTERSCHELDEZUDE



overlap bestaande bezinking 10.00 m

overlap bestaande bezinking 10.00 m

Figuur nr. 7.1.3.



DREMPEL MET DICHTE KRUIN EN TALUD AAN DE ZEEZIJDE

Figuur 7.1.6

8. UITVOERING

Zoals in de inleiding is vermeld worden de uitvoeringsaspecten van de drempel behandeld in nota DREMBU- M- 78.013 :

Uitvoeringsaspecten Drempel (Ref.1).

9. PLANNINGSASPEKTEN

Vanuit de planning van de uitvoering bestaat op dit moment geen duidelijke voorkeur voor één van de vier gepresenteerde drempelontwerpen. Overigens worden de diverse planningsaspecten van de uitvoering nader besproken in de eerder vermelde uitvoeringsnota.

10. Kosten

10.1. Algemeen

De kosten zijn begroot voor de drempelontwerpen zoals aangegeven op de figuren 7.1.1 t/m 7.1.4 en overeenkomstig de hierbij behorende hoeveelheden. Bij de bepaling van de hoeveelheden is geen rekening gehouden met het feit, dat een aantal werkzaamheden inmiddels reeds voor een deel zijn uitgevoerd (o.a. opruimen bodembescherming en baggeren proefcunetten).

Aangezien met betrekking tot de methode van uitvoering van de verschillende onderdelen van de drempel nog geen keuze is bepaald, is voor het bepalen van de kosten ervan veelal gekozen voor het gebruik van vnl. conservatief en gangbaar materieel.

Toepassing van mogelijk nog te ontwikkelen en te bouwen nieuw materieel is in de kostenvergelijkingen niet meegenomen.

Het prijspeil, waarop de ramingen zijn afgestemd, is 1-4-1978. In de prijzen zijn begrepen de normale winst en hoofdkantoorpercentages, zoals overeengekomen in de raamovereenkomst DED-1750.

Er is voorts van uitgegaan, dat de stortsteenachtige materialen door het Rijk aan de aannemer worden beschikbaar gesteld. B.T.W., additioneel werk en overhead, zoals in de bedragen van P.G.O.-nota 4 zijn begrepen, zijn voor de vergelijking der alternatieven buiten beschouwing gelaten, zodat de uitkomsten ervan niet vergeleken kunnen worden met de drempelkosten ten tijde van P.G.O.-nota 4. Het doel is dan ook slechts een onderlinge vergelijking in kosten tussen de verschillende alternatieven.

10.2. Aangehouden methode van uitvoering

- Opruimen bodembescherming :
overeenkomstig huidige werkwijze (Ovk.DED-1686).

- Baggeren cunet :

De uitvoering hiervan aangehouden als genoemd in de cunetnota VW.CUNE-H-77 0/0, d.w.z. boven N.A.P. - 22.⁵⁰ met betrekking tot cutterzuiger, waarbij de vrijkomende specie verwerkt wordt voor aanleg buitenhavens en damaanzetten.

De hoeveelheid beneden N.A.P. - 22.⁵⁰ te verwijderen met een baggermolen, waarbij de uitkomende specie wordt afgevoerd en buiten de direkte omgeving van het werk geklapt.

- Baggeren manoeuvreerruimte hefschip :

Deze werkzaamheden uitgevoerd met een cutterzuiger. Uitkomende specie afgevoerd met bakken en geklapt buiten de direkte omgeving van het werk.

- Opschonen van het cunet :

Hierbij uitgegaan van het gebruik van een dustpanzuiger, welke tevens benut is als afmeerpontoon voor het storten van het fundatiebed.

N.B. Mogelijk inzet van de dustpanzuiger voor het verdiepen van het cunet beneden N.A.P. - 22.⁵⁰, zulks in plaats van het gebruik van de baggermolen, is in de benadering van de kosten niet meegenomen, doch kan wellicht te zijner tijd overwogen worden (mede om planningskwestie).

- Fundatiebed (zeegrind) :

De kosten hiervan zijn gebaseerd op aankoop van deels zee-grind 0-30 mm. en deels enkel gebroken grind 0-30 mm. (V.G.= 1,65). Er is inbegrepen een aanzienlijke depotvorming, terwijl de verwerking is gedacht met splijtbakken.

- Vlakken en opschonen zeegrind :

Hierbij is uitgegaan van het gebruik van een baggermolen.

- Blokkenmat :

Huidige uitvoeringsmethode van toepassing.

Bedragen voor rente en afschrijving van leqschip, rollen en fabriek zijn niet in de betrokken kosten begrepen.

- Opschonen blokkenmat :
Als bij opschonen cunet ervan uitgegaan, dat dit met een dustpanzuiger kan gebeuren.
- Uitvullaag :
Deze laagsgewijs aangebracht gedacht met behulp van steenstorters, waarbij voor het verhalen van de steenstorters tussen de pijlers zowel aan de zee- als de meerzijde gerekend is met een verhaalgelegenheid. Als één van de verhaalgelegenheden is daarbij gedacht aan de DOS- 1, welke dan tevens de vervalspreider legt.
- Vervalspreider :
Verhaalset als bij uitvullaag (DOS- 1 met een verhaalponton).
- Stortsteen 10-60 kg en 60-300 kg :
Aankoopkosten gebaseerd op het gebruik van het tot dusver bij de OS - werken toegepaste stortsteenmateriaal (V.G. = 1,65), waarbij de grootste hoeveelheid (te kwalificeren als "ophoogmateriaal") verwerkt is gedacht m.b.v. splijtbakken en de bovenlaag (60- 300 kg) met behulp van steenstorters. Ook hierbij gerekend dat voor een juiste plaatsbepaling en het verhalen tussen de pijlers twee verhaalpontons dienst doen.
Verder is in de prijzen inbegrepen een aanzienlijke depotvorming.
- Stortsteen 1000- 3000 kg in de toplaag :
Overeenkomstig de werkwijze van de 60- 300 kg gedacht, dus ook depotvorming.
- Steenasfalt :
Gebruik gemaakt van de Jan Heijmans, waaraan de nodige verbouwingen zijn toegedacht. Bij de hoeveelhedenbepaling aangehouden volumegewicht 2,20.
- Steen 6000- 10.000 kg in de toplaag :
Hiervoor is gerekend met steeneenheden, welke gezamenlijk een volumegewicht hebben van ca. 1,80, overeenkomend met een specifiek soortelijk gewicht van ca. 3,00.

De steeneenheden zijn voorzien van een 4-tal haken ten behoeve van het aanpikken bij laden, lossen en verwerken.

Verwerking is bijv. denkbaar met de grotere typen steenstorters of met de voormalige blokkenstortvaartuigen uit Europoort. In de direkte omgeving van de pijlers dient erop gerekend te worden, dat deze eenheden niet gestort, doch geplaatst moeten worden.

Er is bij het vaststellen van de kosten van uitgegaan, dat voor deze steen aanzienlijke waldepots moeten worden aangelegd.

10.3 Resultaten kostenvergelijking alternatieven

Drempelontwerp met :

- open top laag	f 301 x 10 ⁶
- dichte kruin en open taluds	f 377 x 10 ⁶
- dichte kruin en talud O.S.-zijde en open aan de zeezijde	f 350 x 10 ⁶
- drempel met dichte taluds en gedeel- telijk dichte kruin	f 400 x 10 ⁶

Gezien de aanzienlijke kostenverschillen welke ontstaan bij toepassing van steenasfalt, is nagegaan in hoeverre steenasfalt vervangen moet worden door stortsteen 60 - 300 om de kosten van een dergelijk ontwerp gelijk te doen zijn aan die van de goedkoopste oplossing, n.l. de drempel met open top laag.

Elke m³- vervanging van steenasfalt door stortsteen 60- 300 kg geeft een vermindering van kosten met circa f 140,--. Dat wil zeggen dat in het ontwerp met dichte kruin en talud aan de O.S. en een open drempel aan de zeezijde (het op één na goedkoopste ontwerp) van de hierin verwerkte 952.000 ton steenasfalt, circa 777.000 ton of rond 80% moet worden vervangen door stortsteen 60- 300 kg om in kosten gelijk te blijven.

Voor het drempelontwerp met dichte kruin en open taluds betekent een en ander een vervanging van circa 1.200.000 ton of rond 70 % steenasfalt door stortsteen 60- 300 kg.

Op basis van de volgende aangehouden volumegewichten; zeegrind, uitvullaag, stortsteen 10- 60 kg, 60- 300 kg en 1000- 3000 kg → 1,65, steen 6000- 10.000 → 1,80 en steenasfalt → 2,20 ontstaan voor de verschillende alternatieven de volgende drempelinhouden met de daarbij behorende gemiddelde m³- drempelprijs :

- open drempel	3.403 x 10 ³ m ³ (88. ³⁵)
- drempel met dichte kruin en open taluds	3.220 x 10 ³ m ³ (117. ¹⁰)
- drempel met dichte kruin en talud aan de O.S.-zijde en open drempel aan de zeezijde	3.478 x 10 ³ m ³ (100. ⁷⁰)
- drempel met dichte taluds en gedeeltelijk dichte kruin	3.646 x 10 ³ m ³ (109. ⁶⁵)

Het drempelontwerp van P.G.O.- nota nr. 4, waarin aanzienlijke hoeveelheden fosforslakken waren verwerkt, had een drempelinhoud van 3,319 x 10³ en een gemiddelde m³-prijs ad f 75,91 (vergelijkbare opbouw).

Het gebruik van betonblokken (kubussen of Akmons) is globaal begroot. Eventuele toepassing ervan zal in alle gevallen tot aanzienlijk hogere kosten leiden dan de open drempel met natuursteen toplaag.

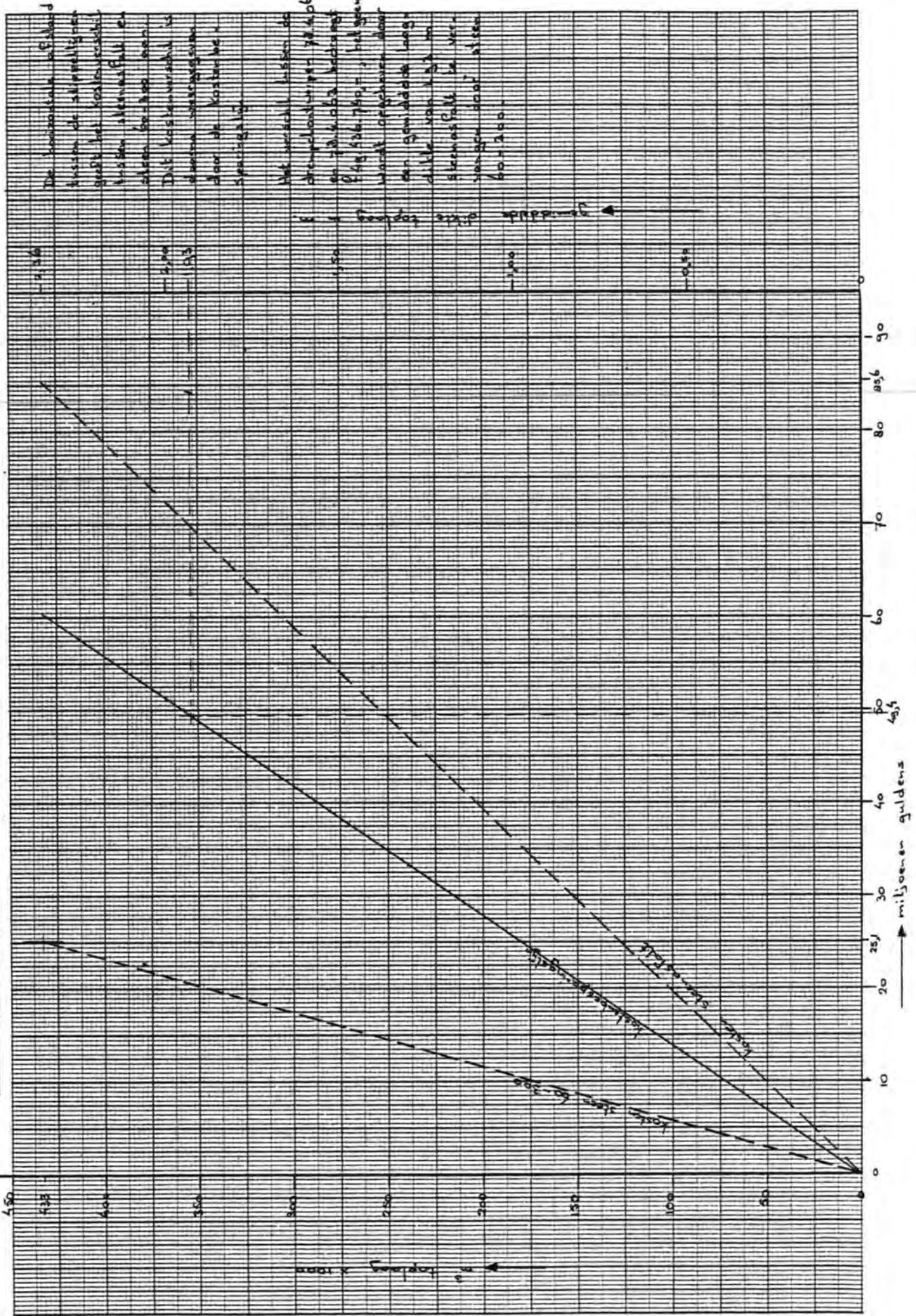
Materiaalhoeveelheden voor: drempel met dichte kruin en open taluds (figuur 7.1.2)					Kosten
Omschrijving	Roompot	Schaar	Hammen	Totaal	
Opruimen zoolstukken N.A.P. boven -17,50	2 m ²	68.200	25.600	46.400	140.200
Opruimen zoolstukken N.A.P. beneden -17,50	m ²	125.400	41.400	28.800	195.800
Opruimen t.p.v. manoeuvreerruimte	m ²	90.000	14.400	80.200	184.600
Opruimen blokkenmat	m ²	31.000			31.000
Opruimen steenasfalt	m		5.700	41.800	47.500
					f 24.264.678,=
Baggeren cunet	3 m ³	1.950.000	1.623.000	1.270.000	4.849.000
Baggeren manoeuvreerruimte	m ³	953.000	1.290.000	362.000	2.605.000
Opschonen cunet	m	110.160	51.840	48.600	210.600
					f 47.407.050,=
Zeegrind (gegradeerd)	tgn	863.000	410.000	384.000	1.657.000
Blokkenmat	m ²	333.000	157.000	147.000	637.000
Zeegrind vlakken	m ²	137.000	65.000	61.000	263.000
Zeegrind opschonen	m ²	137.000	65.000	61.000	263.000
Blokkenmat opschonen	m ²	95.000	46.000	44.000	185.000
Zeegrind,verdichten	m ²	137.000	65.000	61.000	263.000
					f 56.556.230,=
Vervalspreider	2 m	63.000	30.000	28.000	121.000
					f 13.310.000,=
Grind 50-150 à 200 uitvullaag	tgn	281.000	119.000	108.000	508.000
Vlakken uitvullaag tussen pijlers	m	40.800	19.200	18.000	78.000
					248.000
Stortsteen 60-300 talud	ton	157.000	43.000	42.000	
Stortsteen 10-60 (ophoogmateriaal)	ton	751.000	204.000	152.000	1.107.000
					f 66.260.660,=
Steen 1000-3000	ton	133.000	44.000	34.000	211.000
Steen 6000-10.000	ton	214.000	69.000	57.000	340.000
Dicht steenasfalt	ton	885.000	417.000	390.000	1.692.000
					f 169.228.530,=
Totaalkosten					f 377.027.148,=

Tabel 10.3.2

Materiaalhoeveelheden voor: drempel met dichte kruin en talud aan de Oosterscheldezijde, open aan de zeezijde (figuur 7.1.3)					Kosten	
Omschrijving	Roompot	Schaar	Hammen	Totaal		
Opruimen zoolstukken boven N.A.P. -17,50	2 m ²	25.600	46.400	140.200		
Opruimen zoolstukken beneden N.A.P. -17,50	m ²	41.600	28.800	195.800		
Opruimen t.p.v. manoeuvreerruimte	m ²	14.400	80.200	184.600		
Opruimen blokkenmat	m ²	31.000		31.000		
Opruimen steenasfalt	m	5.700	41.800	47.500	f 24.264.678,=	
Baggeren cunet	3 m ³	1.950.000	1.270.000	4.849.000		
Baggeren manoeuvreerruimte	m ²	953.000	362.000	2.605.000		
Opschonen cunet	m ²	110.160	48.600	210.600	f 47.407.050,=	
Zeegrind (gegradeerd)	tgn	863.000	384.000	1.657.000		
Blokkenmat	m ²	333.000	147.000	637.000		
Zeegrind vlakken	m ²	137.000	61.000	263.000		
Zeegrind opschonen	m ²	137.000	61.000	263.000		
Blokkenmat opschonen	m ²	95.000	44.000	185.000		
Zeegrind verdichten	m ²	137.000	61.000	263.000	f 56.556.230,=	
Vervalspreider	2 m	63.000	28.000	121.000	f 13.310.000,=	
Grind 50-150 à 200 uitvullaag	tgn	291.000	126.000	551.000		
Vlakken uitvullaag tussen pijlers	m	40.800	18.000	78.000	N 139,-/Aton	
Stortsteen 60-300	ton	170.000	62.000	302.000	20 f 88	
Stortsteen 10-60	ton	1.161.000	317.000	1.761.000	2 97	
Steen 1000-3000 zeezijde en midden (toplaag)	ton	351.000	125.000	632.000	5.7	
Dichte steenasfaltbeton	ton	526.000	206.000	952.000	1.8	
Steen 1000-3000 voor aanstortingen	tgn	91.000	40.000	174.000	116.039.745,=	
Steen 1000-3000 vlakken (onder de schotbalken)	m	14.100	6.200	26.900	116.0	
Totaalkosten					f 350.156.743,=	

Tabel 10.3.3

Kostenbesparingsgrafiek door steenasfalt te vervangen door steen 60-300 bij gelijkblijvende laagdikte



Figuur 10.3.5

11. Samenvatting en conclusies

Dit hoofdstuk wordt afzonderlijk uitgebracht op of omstreeks
7 april. Het omvat dan zowel de ontwerp- als de uitvoeringsnota.

Referenties :

1. Nota DREMBU- M- 78.013
Uitvoeringsaspecten drempel.
2. Nota OBVULL- M- 78028
Voorstel tot beproeving van afdichting van de rand van de
pijlervoet m.b.v. grindzakken te Lith.
3. L.M. Kraft jr., J.D. Murff
"Probabilistic Investigation of Foundation Design for
Offshore Gravity Structures".
Society of Petroleum Engineers Journal, April 1976.
4. FOP - III nota
Laboratorium voor Grondmechanica te Delt.
5. Rapport OBVULL- R- 78025
Vormgeving overgangsconstructie en omschrijving onder-
vulproces van de pijler.

APPENDIX

Keuzecriteria drempel

De 4 drempelschetsontwerpen moeten worden getoetst op de elementen kwaliteit, planning en kosten. De kwaliteit heeft in eerste instantie betrekking op het ontwerp bij ideale uitvoering. Daarnaast zal aandacht moeten worden besteed aan de gevolgen van een niet ideale uitvoering of overschrijding van de ontwerpomstandigheden.

Het aspect planning is nog niet zover uitgewerkt dat het kan dienen als basis voor de keuze. Nauw verwant met het aspect planning is echter de uitvoering en de problemen die daarbij te verwachten zijn.

De kosten van de diverse oplossingen en varianten liggen in redelijke mate vast. Deze zijn op basis van eenheidsdwarsprofielen bepaald door de stafgroep kostprijs (zie hoofdstuk 10).

Hoofdgroep I

Kwaliteit ontwerp bij normale uitvoering.

1.1. Fundatiebed, incl. mat.

	I	II	III	IV	I	II	III	IV
	met vervalspreider				zonder vervalspreider			
stroombest. vóór plaatsen pijlers								
stroombest. na plaatsen pijlers								
filterfunctie eindfase								
schuifweerstand								
belastingspreiding								
steun voor poten hefschip								
extrapolatie t.o.v. bekende techniek								
invloed inzanding								

1.2. Uitvullaag.

stroombest. bouwfase
filterfunctie eindfase
steun aan constructie
lek
invloed inzanding
extrapolatie t.o.v. bekende techniek

1.3.1. Vervalspreider

Asfalt

Folie

Rek- eigenschappen
Sterkte eigenschappen
Gevoeligheid v. beschadiging
Duurzaamheid
Extrapolatie t.o.v. bekende techniek

1.3.2. Vervalspreider

I II III IV

Nut/noodzaak in ontwerp
Gevolgen van lekken/spletten

1.4. Drempelkern

Filterfunctie eindfase
Stroombestendigheid bouwphase
Lek
Invloed inzanding
Steun aan de pijler

1.5. Toplaag

1.5.1. O.S. Zijde

Stabiliteit tegen stroom (weig.schuif)
Stabiliteit tegen overdrukken
Stabiliteit tegen golfoverslag
Duurzaamheid
Steun aan de pijler
Mate van extrapolatie
Aangroeiing en gevolgen

1.5.2. Zeezijde

Stabiliteit stroom (ebverval weig.schuif)
Stabiliteit staande golf
Stabiliteit tegen overdrukken
Duurzaamheid
Steun aan de pijler
Mate van extrapolatie
Aangroeiing en gevolgen

1.6. Aanstortingen

Stabiliteit
Bijdrage aan kwaliteit drempel?
Verbetering /u/ gehele kering

10-10-10

10-10-10 10-10-10 10-10-10 10-10-10 10-10-10

10-10-10

10-10-10

10-10-10
10-10-10
10-10-10
10-10-10
10-10-10

10-10-10 10-10-10 10-10-10

10-10-10
10-10-10

10-10-10 10-10-10

10-10-10 10-10-10

Hoofdgroep 2

Uitvoeringsaspecten.

2.1. Mogelijkheden tot aanbrengen van materialen volgens specificaties.

	I	II	III	IV
Fundatiebed				
Uitvullaag				
Vervalspreider				
Drempelkern				
Drempeltoplaag				
Aanstortingen				

2.2. Noodzaak tot het toepassen van onbekende technieken bij het aanbrengen van:

	I	II	III	IV
Fundatiebed				
Uitvullaag				
Vervalspreider				
Drempelkern				
Drempeltoplaag				
Aanstortingen				

2.3. Kans op het niet voldoen aan de eisen t.g.v. storingen bij de uitvoering.

	I	II	III	IV
Fundatiebed				
Uitvullaag				
Vervalspreider				
Drempelkern				
Drempeltoplaag				
Aanstortingen				

1917
1918
1919

1920

1921
1922
1923

1924
1925
1926
1927
1928

1929

2.4. Aanneembaarheid.

	I	II	III	IV
Aanneembaarheid incl. risico aanzanding				
Aanneembaarheid excl. risico aanzanding				

Hoofdgroep 3

Gevoeligheid voor het overschrijden van maatgevende omstandigheden.

	Verval				Golven			
	I	II	III	IV	I	II	III	IV
Fundatiebed								
Uitvullaag								
Vervalspreider								
Drempelkern								
Drempeltoplaag								
Aanstortingen								

Hoofdgroep 4

Gevoeligheid voor uitvoeringsonnauwkeurigheden.

	I	II	III	IV
Fundatiebed				
Uitvullaag				
Vervalspreider				
Drempelkern				
Drempeltoplaag				
Aanstortingen				



