DI: 65092

waterloopkundig laboratorium
delft hydraulics laboratory

duwvaartsluizen in de Philipsdam

bodemverdedigingen

bureaustudie

BIBLIOTHEEK
Dienst Weg- en Waterbouwkunde
Postbus 5044, 2600 GA DELFT
Tel. 015 - 699111

M 1359 – 4

januari 1981

9.7-107

duwvaartsluizen in de Philipsdam

bodemverdedigingen

bureaustudie

BIBLIOTHEEK
Dienst Weg- en Waterbouwkunde
Postbus 5044, 2600 GA DELFT
Tel. 015-699111

17 SEP. 1991

M 1359-4

januari 1981

INHOUD Blz.

1. Inleiding 1
1.1 Opdracht 1
1.2 Aanbevelingen 1

2. Omschrijving sluizenkomplex 2
2.1 Konstruktie 2
2.2 Werking 2

3. Hydraulische randvoorwaarden 4
3.1 Waterstanden 4
3.2 z Debieten 5
3.3 Calamiteiten 6
3.4 Ontwerpdebieten 8
3.4.1 Uitlaatwerk 8
3.4.2 Doorlaatwerk 8
3.4.3 Inlaatwerk 9
3.4.4 Gemaal 9
3.4.5 Sluisdeuren 10

4. Konstruktieve randvoorwaarden 11
4.1 Uitlaatwerk 11
4.2 Doorlaatwerk 12
4.3 Inlaatwerk 13
4.4 Gemaal 14
4.4.1 Uitlaatwerk hoog bekken 14
4.4.2 Uitlaatwerk kanaal Slaak 15
4.4.3 Aanstroming gemaal 15

5. Bodembeschermingen 16
5.0 Bepaling steengrootte 16
5.1 Uitlaatwerk 20
5.2 Doorlaatwerk 24
5.3 Inlaatwerk 25
5.4 Gemaal 26
5.4.1 Uitlaatwerk hoog bekken 26
5.4.2 Uitlaatwerk kanaal Slaak 26
5.5 Sluisdeuren 28

INHOUD (vervolg)

6. Geraadpleegde literatuur

Annex I Stroomsnelheden in tijdelijke situatie

Annex II Berekeningen debieten bij calamiteiten

LIJST VAN FIGUREN

Lijst van Figuren

1 Situatie Philipsdamsluizen
2 Overzicht duwvaartsluizen-kodering bodembescherming
3 Duwvaartsluizen in bouwput
4 Schutcyclus duwvaartsluizen Philipsdam met terugwinnen zoet water
5 Bepaling steengrootte, vergelijking berekeningsmethoden
6 Relatie tussen α en L/h_o
7 Snelheidsverloop bij het openen van de roldeur
8 Snelheidsverdelingen bij het openen van de roldeur
9 Ontwerp-stroomsnelheden over de bodem
10 Voorstel bodembescherming
11 Kolk 1 - niet aangegroeid, kalamiteiten uitlaatwerk vs = 0,02 m/s
12 Kolk 1 - niet aangegroeid, kalamiteiten uitlaatwerk vs = 0,04 m/s
13 Kolk 1 - niet aangegroeid, kalamiteiten uitlaatwerk vs = 0,04 m/s
14 Kolk 1 - niet aangegroeid, kalamiteiten uitlaatwerk vs = 0,04 m/s
15 Kolk 1 - niet aangegroeid, kalamiteiten uitlaatwerk vs = 0,02 m/s
16 Kolk 1 - niet aangegroeid, kalamiteiten doorlaatwerk vs = 0,04 m/s
17 Kolk 1 - niet aangegroeid, kalamiteiten doorlaatwerk vs = 0,04 m/s
18 Kolk 1 - niet aangegroeid, kalamiteiten doorlaatwerk vs = 0,02 m/s
19 Kolk 1 - niet aangegroeid, kalamiteiten doorlaatwerk vs = 0,02 m/s
20 Kolk 1 - niet aangegroeid, kalamiteiten inlaatwerk vs = 0,04 m/s
21 Kolk 1 - niet aangegroeid, kalamiteiten inlaatwerk vs = 0,04 m/s
22 Kolk 1 - niet aangegroeid, kalamiteiten inlaatwerk vs = 0,02 m/s
23 Kolk 1 - niet aangegroeid, kalamiteiten inlaatwerk vs = 0,02 m/s
24 Weerstandskoëfficiënten rioolschuif Philipsdamsluizen

1 Inleiding

1.1 Opdracht

Sedert 1977 houdt een werkgroep zich bezig met het ontwerp van het sluizencomplex in de Philipsdam.
De werkgroep bestaat uit vertegenwoordigers van diverse direkties van Rijkswaterstaat en van het Waterloopkundig Laboratorium. Tijdens het ontwerpwerk werden de benodigde bodemverdedigingen (steengrootte, afmetingen) afgeschat, soms werden ontgrondingsberekeningen uitgevoerd.
Nu, medio 1979, staat het ontwerp in grote lijnen vast en lijkt het nuttig met de meest recente gegevens het onderzoek naar de benodigde bodemverdedigingen af te ronden. Daartoe werd door de Hoofdafdeling Waterloopkunde van de Rijkswaterstaat opdracht gegeven aan het Waterloopkundig Laboratorium.
In het onderhavige rapport is de methode gevolgd dat eerst de stroomverdeling en -vertraging is afgeschat waarna uit reeds eerder uitgevoerd modelonderzoek naar de dimensionering van stortebedden van gelijksoortige vormgeving is nagegaan hoe de hierbij bepaalde kritische stroomsnelheid zich verhoudt tot die bij algemene ontwerpformules (Shields, USBR). Na de bepaling van die verhouding is met de algemene ontwerpformule de steengrootte van de stortebedden bepaald.
Voorliggend verslag beperkt zich kortheidshalve tot het meest recente ontwerp (geen geschiedschrijving).
Een tweede beperking is dat het hier alleen gaat om de bodemverdediging van de duwvaartsluizen. Over die van de jachtensluis zal afzonderlijk worden gerapporteerd. De bodem- en taludverdedigingen in de voorhaven (bij de wachtplaatsen) en bij de aanstroomzijde van het gemaal en de taludverdediging bij in- en uit- en doorlaatwerk vielen buiten de opdracht.
Deze studie werd uitgevoerd door ir. P. van Groen, die tevens dit verslag schreef. De berekeningen in de Annex werden door ir. D. Ludikhuize gedaan.

1.2 Aanbevelingen

De resultaten van dit verslag zijn samengevat in figuur 10, waarin de benodigde bodemverdedigingen (plaats, steengrootte, afmetingen) zijn aangegeven. De aanbevolen bodemverdediging voor de sluisdeuren is weergegeven in figuur 9.

2 Omschrijving sluizencomplex

2.1 Konstruktie

De Philipsdam vormt de scheiding tussen het zoute Zijpe en het in de toekomst zoete Zoommeer.
Het sluizencomplex in de Philipsdam is aan de zuidzijde van de dam geprojekteerd (zie figuur 1). Het complex zal o.a. bestaan uit twee duwvaartsluizen (kolkafmetingen 24 x 280 m^2).
Omdat aan de scheiding van het zoute en zoete water hoge eisen worden gesteld wordt het complex uitgerust met een zout/zoetscheidingssysteem.
Voor de duwvaartsluizen zal een Kreekraksysteem toegepast worden. De duwvaartsluizen zijn uitgerust met een hoog en een laag zout bekken (zie figuur 2). Zout water kan uit de kolk via het uitlaatwerk naar het laag bekken afstromen, uit het hoog bekken via het inlaatwerk de kolk instromen; ook kunnen de kolken via het doorlaatwerk in direkt kontakt staan met het zoute pand. Via wandriolen met schuiven is er verbinding tussen kolk en zoete pand. Het gemaal (zie figuur 2) is ontworpen om de bekkens op peil te houden.
In voorliggend verslag is bij de bespreking van de verschillende stortebedden een kodering aangehouden, die staat aangegeven in figuur 2.
Deze kodering komt overeen met de paragraafnummers van de hoofdstukken 4 en 5.

In figuur 3 is de begrenzing van de bouwput aangegeven. Deze grens is van belang in verband met de maximale afmetingen van de bodembeschermingen die nog in de droge aangebracht kunnen worden.

2.2 Werking

Omdat voor de hydraulische randvoorwaarden ten behoeve van het ontwerp van de bodemverdedigingen enig inzicht in de werking van de sluizen is vereist, volgen hier eerst enige kanttekeningen.
De sluizen zijn dubbelkerend. Staat het zoute water hoger dan het zoete dan wordt van hoogwaterfase gesproken; in het omgekeerde geval van laagwaterfase.
Een schutcyclus tijdens hoog- en laagwaterfase verloopt zoals aangegeven in figuur 4.
Met het oog op de benodigde bodembeschermingen bij het in-, uit- en doorlaatwerk zijn een aantal fasen uit de schutcyclus (zie figuur 4) van betekenis:

Hoogwaterfase

fase 3 en 4	Zout water wordt via het uitlaatwerk naar het laag bekken afgelaten.
fase 8	Via inlaatwerk of doorlaatwerk wordt water uit het hoog bekken respektievelijk kanaal Slaak in de kolk gelaten voor het opwaarts uitwisselen.
fase 9	Nivelleren met kanaal Slaak via het doorlaatwerk.

Laagwaterfase

fase 3	Nivelleren met zoete pand via het inlaatwerk.
fase 4	Neerwaarts uitwisselen via uitlaatwerk (water naar laag bekken) of doorlaatwerk (water naar kanaal Slaak).
fase 8	Via inlaatwerk opwaarts uitwisselen.
fase 9	Via doorlaatwerk nivelleren.

Gemaal

Het gemaal houdt primair de bekkens op peil door water van het laag bekken naar het hoog bekken te pompen. Indien het hoog bekken voldoende gevuld is, zal van het laag bekken naar het kanaal Slaak worden gepompt.

Tijdelijke situatie

Om het scheepvaartverkeer in de Krammer gaande te houden, zullen de sluizen in gebruik worden genomen voor de bouw van de Philipsdam.
In deze tijdelijke situatie zijn diverse onderdelen die voor de zout/zoetscheiding nodig zijn nog niet geïnstalleerd. Ook na de afsluiting zal dit nog enige tijd het geval zijn.
Naarmate de afsluiting van de Krammer vordert zal het verval over de sluizen toenemen. Tot een verval van circa 0,5 m zal via de deuren genivelleerd kunnen worden. Dit zogenaamde voortrekken van de roldeuren zal mogelijk ook in de definitieve situatie bij kleine rest-vervallen (< 0,5 m) voorkomen, en wel aan de Zijpe-zijde, om het schutproces te bespoedigen.
Daarna zal gedurende enige tijd zodanig geschut worden, dat het nivelleren met het Zijpe via het doorlaatwerk en het nivelleren met het toekomstige Zoommeer via enkele wandschuiven zal plaatsvinden.
Voor een uitgebreide beschrijving van de werking van de duwvaartsluizen zie [1].

3 Hydraulische randvoorwaarden

3.1 Waterstanden

Na voltooiing van de stormvloedkering en de kompartimenteringswerken zullen de waterstanden als volgt zijn:

zoute pand
uit [1]

		frekwentie
HHW	NAP +2,30 m	2x/jaar
HW	NAP +1,25 m	gemiddeld
LW	NAP -1,25 m	gemiddeld
LLW	NAP -2,20 m	1x/jaar

zoete pand
uit [1]

	waterstand	windeffekt	totaal
min.	NAP -1,00 m	-0,25 afwaaiing	NAP -1,25 m
max.	NAP +0,50 m	+0,25 afwaaiing	NAP +0,75 m
gemid.	NAP	± 0,25 m	NAP ± 0,25 m

hoog bekken — gelijk aan zoete pand +0,8 m: max. NAP +2,50 m *
min. NAP -1,00 m

laag bekken — gelijk aan zoete pand -1,0 m: min. NAP -2,00 m **

kolk schutpeilen — max. NAP +2,50 m
min. NAP -2,35 m

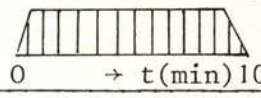
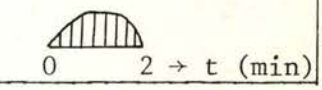
* Ca. 1 keer per jaar hoger afhankelijk van niveau buitenwater gezien dat de kruinhoogte van de dijk van het hoog bekken voorlopig is vastgesteld op NAP +1,85 m. De bovengrens wordt bepaald door maximum schutpeil. Dit is NAP +2,50.

** Zie paragraaf 3.3.

N.B. Bovengenoemde waterstanden zijn aangehouden in voorliggende studie. De definitieve waterstanden kunnen hiervan enigszins afwijken.

3.2 Debieten

Bij normaal gebruik van de duwvaartsluizen moet tijdens het schutten met de volgende maximale debieten rekening worden gehouden:

	maximale debieten in m^3/s			karakteristiek verloop
	per riool	per kolk	per complex*	
uitwisselen	38,5	77	154	
nivelleren	50	100	200	

* Uitgangspunt is dat in de toekomst bij drie duwvaartsluizen nooit meer dan twee sluizen in fase zijn.

Het maximum uitwisseldebiet is gebaseerd op een grensvlaksnelheid van 1 cm/s. Het nivelleerdebiet kan bij voldoende verval en voldoende snel heffen van de schuif de aangegeven waarde van 50 m^3/s per riool overschrijden. Berekeningen tonen aan (zie [2]) dat dit afhankelijk van het toegepaste hefprogramma (met bijvoorbeeld het kriterium $\left|\frac{dQ}{dt}\right|_{max} = 0{,}5\ m^3/s^2$ per koker) bij een verval groter dan 2,5 m het geval zal zijn. In het rioolschuifprogramma zal het kriterium van een maximum nivelleerdebiet worden ingebouwd.

3.3 Kalamiteiten

Indien bij grote vervallen abusievelijk of ten gevolge van storing een of meerdere schuiven volledig getrokken worden, kunnen de in de vorige paragraaf genoemde debieten ruimschoots overschreden worden. Met behulp van een rekenprogramma zijn de debieten bepaald. Een en ander is beschreven in annex II. Een samenvatting van de rekenresultaten is gegeven in onderstaande tabel.

Calamiteiten kolk 1 (volledig openen rioolschuiven bij grote vervallen)

bere-kening nr.	hefsnel-heid m/s	peil bekken of buitenwater t.o.v. NAP	kolkpeil t.o.v. NAP	aantal schuiven 1	aantal schuiven 2	konstruk-tiedeel	max. debiet per riool m^3/s
1	0,04	-2,35	+2,50		x		107,9
2	0,04	-2,00	+2,50		x		102,7
3	0,04	-2,00	+2,50	x		uit-	119,4
4	0,02	-2,00	+2,50	x		laat-	103,0
5 *	0,02	-2,00	+2,50		x	werk	78,7
6	0,02	-2,00	+2,50		x		78,8
7	0,04	+2,50	-1,25		x		93,0
8	0,04	+2,50	-1,25	x		door-	108,9
9	0,02	+2,50	-1,25		x	laat-	70,5
10	0,02	+2,50	-1,25	x		werk	93,3
11	0,04	+1,85	-2,35		x		101,0
12	0,04	+1,85	-2,35	x		in-	118,3
13	0,02	+1,85	-2,35		x	laat-	76,3
14	0,02	+1,85	-2,35	x		werk	101,1

* Bij berekening 5 oppervlak laag bekken 41 ha; bij de overige berekeningen 45 ha. Dus bij berekening 11 t/m 14 bedroeg het oppervlak van het hoogbekken 45 ha.

Enige toelichting op deze tabel:

a) kolk 1

Gerekend is voor kolk 1, omdat voor deze kolk de riolen het kortst, dus de weerstand en de traagheidsterm het kleinst, dus de debieten het grootst zijn.

b) De waterstanden

- Voor de maximale debieten door het uitlaatwerk is het maximale verval tussen de kolk en het laag bekken maatgevend. Aanvankelijk werd voor het minimum peil van het laag bekken NAP -2,35 m aangehouden. Uit de eerste berekening bleek bij het openen van twee schuiven de kolk circa 0,35 m door te slingeren (laagste kolkpeil momentaan op NAP -2,70 m, zie figuur 11). In verband met de dan aanwezige kans op schade (wanneer een groot schip op de geperforeerde vloer stoot) is besloten vooralsnog tot nadere berekeningen zijn uitgevoerd als minimum peil voor het laag bekken

NAP -2,00 m aan te houden.

- Voor de maximale debieten door het doorlaatwerk is het maximale verval tussen het zoute pand en de kolk maatgevend. Er zijn twee mogelijkheden:

	zoute pand	kolk
a	+2,50	-1,25
b	-2,35	+0,75

Het zoute pand staat hierbij op extreem schutpeil en de kolk op extreem peil van het zoete pand. Geval a levert het grootste verval.

- Voor de maximale debieten door het inlaatwerk is het maximale verval tussen het hoog bekken en de kolk maatgevend. De mogelijkheden zijn:

	zoute pand	kolk
a	+2,50	-1,25
b	+1,85	-2,35

De kruin van de ringdijk rond het hoog bekken ligt bij de huidige plannen op NAP +1,85 m. Bij hoog water op het zoute pand zijn de peilen van zoute pand en hoog bekken dus gelijk. Geval a is gelijk aan geval a uit de vorige alinea. Bij extreem laag water op het zoute pand, volgend op hoog water (boven NAP +1,85 m; dus een vol hoog bekken) doet zich geval b voor. Deze is maatgevend.

c) 1 of 2 schuiven

Elke kolk heeft twee riolen naar bekkens op zoute pand. Elk riool heeft één schuif. Abusievelijk kan één of kunnen twee schuiven getrokken worden. In geval van één schuif lopen de debieten iets hoger op dan in geval van twee schuiven (per riool gerekend). Dit wordt veroorzaakt door de snellere afname van het verval bij het trekken van 2 schuiven. Voor de uittree- of instroomsnelheid van het uit-, door- en inlaatwerk is het geval van één schuif maatgevend. Voor de gemiddelde snelheid bij deze kunstwerken is het geval van twee schuiven maatgevend. Dit komt doordat het debiet dat door 2 riolen afgevoerd wordt groter is dan het debiet dat door één riool gaat.

d) Bekkenoppervlak

Berekening 5 en 6 zijn vrijwel gelijk, alleen het oppervlak van het laag bekken werd gevarieerd (41 ha, respektievelijk 45 ha). De gevoeligheid van het maximum debiet voor variaties van het bekkenoppervlak van deze grootte orde blijkt gering.
In annex II zijn de verdere gegevens die bij de berekeningen gebruikt zijn weergegeven.

3.4 Ontwerpdebieten

Voor de bepaling van de stabiliteit van bodembeschermingen zal een keuze moeten worden gemaakt uit de mogelijke kombinaties van debieten als gevolg van kalamiteiten en normaal schutbedrijf. Deze keuze is veelal arbitrair. De volgende ontwerpdebieten zijn aangehouden.

3.4.1 Uitlaatwerk

maximum debiet per riool: 119,4 m^3/s

maximum totaal debiet : a + b

a. door kalamiteit 2 x 102,7 = 205,4

b. door uitwisseling 1 x 77,0 = 77,0

282,4 m^3/s +

De genoemde debieten tengevolge van een kalamiteit treden op in de hoogwaterfase (zie tabel vorige paragraaf: kolk op hoog peil zoute pand). Het uitlaatwerk zal in de hoogwaterfase gebruikt worden voor nivelleren en uitwisselen, zie paragraaf 2.2. Omdat het maximum debiet als gevolg van het uitwisselen veel langer duurt dan dat van het nivelleren (zie de figuurtjes in tabel in paragraaf 3.2), is voor het maximum totaaldebiet de kombinatie kalamiteit plus uitwisselen gekozen.

3.4.2 Doorlaatwerk

Onderscheid kan worden gemaakt in de stroomrichting:

instroming

maximum debiet per riool: 108,9 m^3/s

maximum totaal debiet : a + b

a. door kalamiteit 2 x 93,0 = 186,0

b. door uitwisselen 1 x 77,0 = 77,0

263,0 m^3/s +

De genoemde debieten tengevolge van een kalamiteit treden op in de hoogwaterfase. Het doorlaatwerk kan dan gebruikt worden voor uitwisselen en wordt gebruikt voor nivelleren, zie paragraaf 2.2. Ook hier is, omdat het maximum nivelleerdebiet gedurende een korte tijd plaatsvindt, het uitwisseldebiet in rekening gebracht.

Uitstroming

Met het maximale debiet bij instroming en met behulp van de maximale vervallen, zie paragraaf 3.3, is het maximum uitstroomdebiet als volgt berekend:

maximale debiet per riool: $\sqrt{\frac{2,35 + 0,75}{2,50 + 1,25}} \times 108,9 = 99,0\ m^3/s$

maximale totaal debiet

door kalamiteit : $\sqrt{\frac{2,35 + 0,75}{2,50 + 1,25}} \times 2 \times 93 = 169,1\ m^3/s$

door uitwisselen: $77,0\ m^3/s$ +

$246,1\ m^3/s$

De genoemde debieten, tengevolge van een kalamiteit, treden op in de laagwaterfase. Het doorlaatwerk kan dan gebruikt worden voor het uitwisselen en voor het nivelleren, zie paragraaf 2.2. Ook nu is het uitwissedebiet in rekening gebracht.

3.4.3 Inlaatwerk

Maximale debiet per riool: $118,3\ m^3/s$

Maximale totaal debiet

door kalamiteit : $2 \times 101,0 = 202,0\ m^3/s$

door uitwisselen: $77,0\ m^3/s$ +

$279,0\ m^3/s$

De debieten, tengevolge van een kalamiteit, treden op in de laagwaterfase. Het inlaatwerk wordt dan gebruikt voor uitwisselen en nivelleren, zie paragraaf 2.2. Eveneens is hier gerekend met het uitwisseldebiet.

3.4.4 Gemaal

De kapaciteit per pomp is 12 m^3/s bij een opvoerhoogte van 2,5 m (zie [1]). Het debiet is afhankelijk van de opvoerhoogte daarom is bij de berekening

van een debiet van 15 m^3/s uitgegaan. Verder is uitgegaan van vier pompen. Dus voor de stroomrichting van het laag bekken naar het hoog bekken naar het kanaal Slaak geldt:

maximale debiet per riool:	15 m^3/s
maximale totaal debiet :	60 m^3/s

Het debiet van 60 m^3/s is een bovengrens omdat één van de 4 pompen als reservepomp is geïnstalleerd.
Voor het ontwerp van de bodembeschermingen is verder geen rekening gehouden met mogelijke overschrijding van deze debieten in geval van een kalamiteit en wel om twee redenen. Ten eerste zal het gemaal voorzien worden van terugslagkleppen. Extreme debieten naar het laag bekken bij abuvievelijk openen van schuiven in de uitlaatwerken van het gemaal bij het hoog bekken of bij het kanaal Slaak of bij pompuitval, kunnen daardoor niet optreden. Ten tweede is aangenomen dat een beveiliging op de schuiven van de uitlaatwerken (naar hoogbekken en naar kanaal Slaak) zal worden aangebracht en wel zodanig dat schuiven in het ene uitlaatwerk nooit getrokken kunnen worden als de schuiven in het andere uitlaatwerk niet volledig gesloten zijn. Daarmee worden debieten vanuit het hoog bekken naar het kanaal Slaak voorkomen.

3.4.5 Sluisdeuren

Gedacht wordt de roldeuren in de tijdelijke situatie te openen tot een maximaal verval van 0,5 m. De openingssnelheid van de deuren werd afgestemd op de toelaatbare langskrachten van schepen in de kolk. In een schaalmodel werden deze langskrachten gemeten (zie [3]). Voor het ontwerp van de bodemverdedigingen juist buiten de sluiskolk werden enkele aanvullende metingen gedaan. De resultaten zijn samengevat in de figuren 7 en 8, terwijl in annex I achtergrondinformatie over de metingen wordt gegeven.
In figuur 7 is een snelheidsregistratie van een meetpunt 8 m van de deur afgelegen en de roldeurbeweging weergegeven. In figuur 8 zijn de resultaten van de snelheidsmetingen samengevat.
Belangrijkste konklusie hieruit is dat door het openen bij een verval van 0,5 m een sterk turbulente straal ontstaat die aan het sluishoofd plakt, met hoge bodemsnelheden tot 2,5 m/s toe (figuur 7).

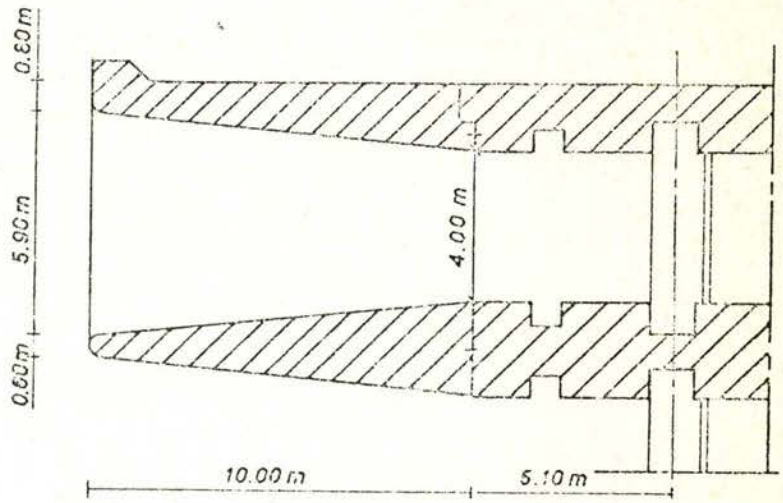
4. Konstruktieve randvoorwaarden

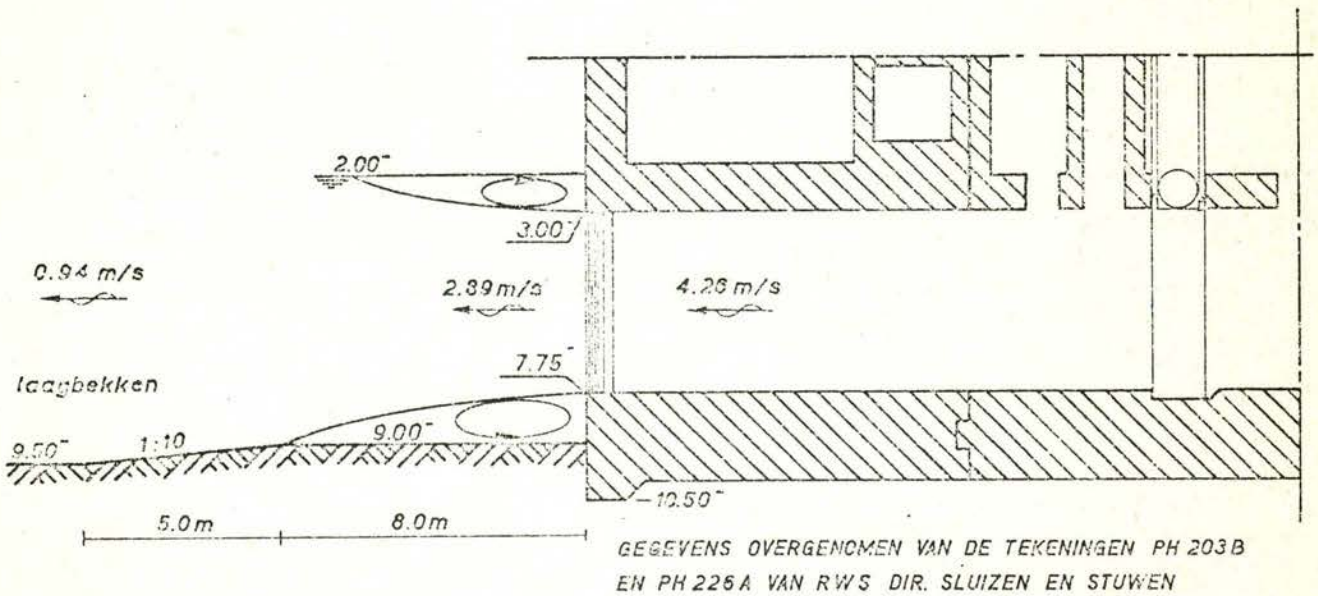
De hoogteligging en vormgeving van de verschillende konstruktie-onderdelen van het sluizencomplex zijn uiteraard van belang bij het ontwerpen van de diverse bodembeschermingen. In de schetsen in de volgende paragrafen zijn eveneens de gemiddelde snelheden - die in het volgende hoofdstuk worden berekend - aangegeven.

4.1 Uitlaatwerk

De volgende gegevens zijn overgenomen van diverse tekeningen.
Voor de berekening van de snelheden zie paragraaf 5.1.

Voor de dimensionering van het stortebed is uitgegaan van ondergeschetst stroombeeld.

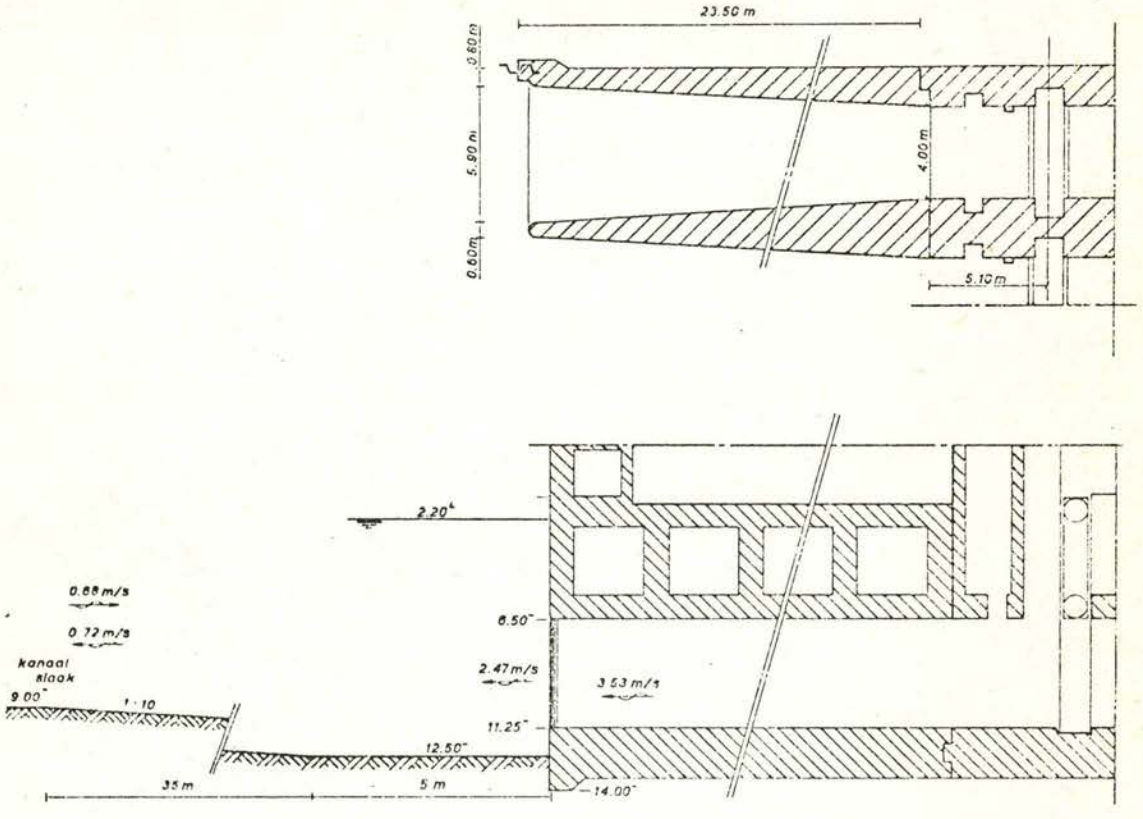




GEGEVENS OVERGENOMEN VAN DE TEKENINGEN PH 203 B EN PH 226 A VAN RWS DIR. SLUIZEN EN STUWEN

4.2 Doorlaatwerk

De volgende gegevens zijn overgenomen van diverse tekeningen.

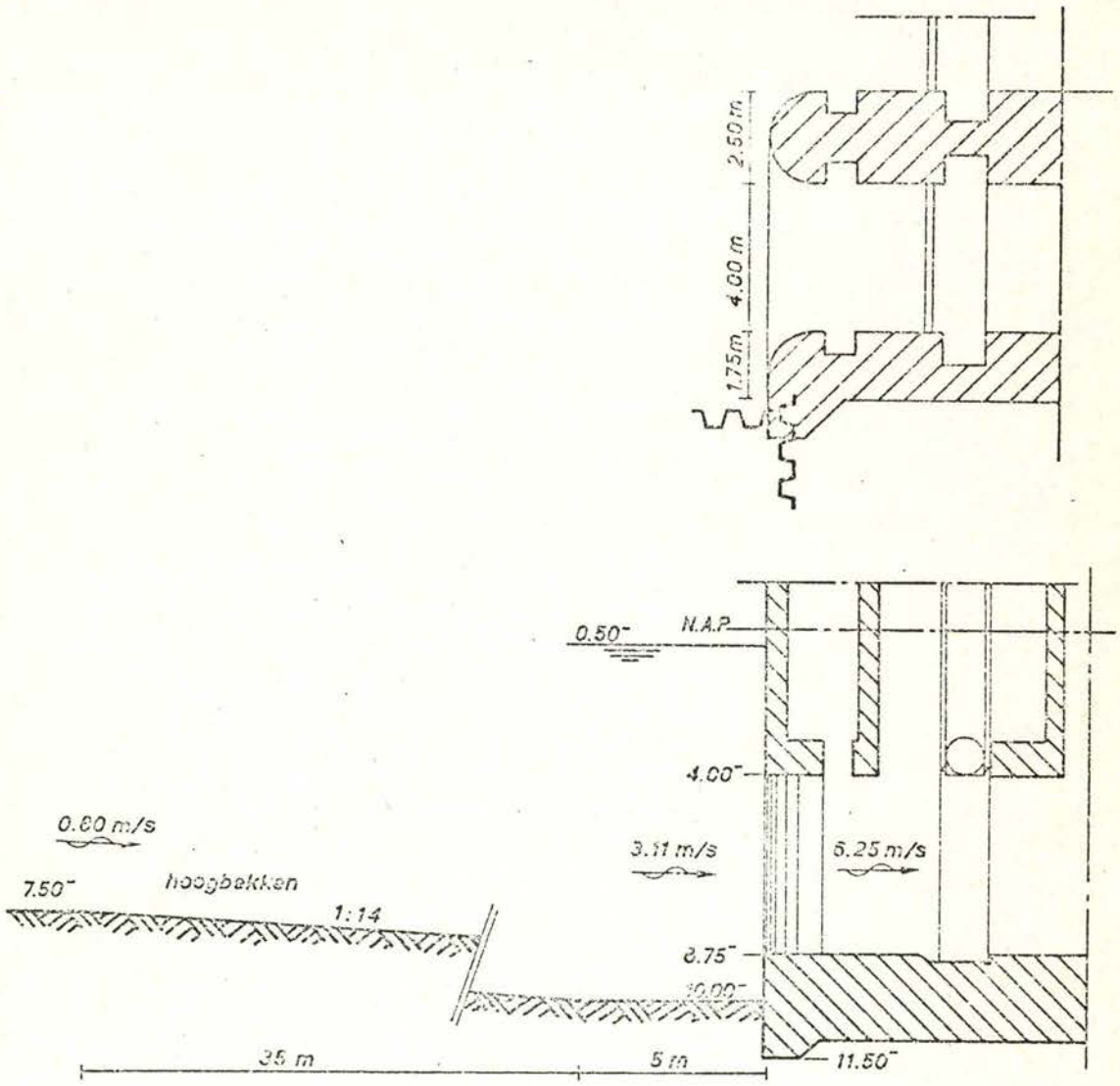


GEGEVENS OVERGENOMEN VAN DE TEKENINGEN PH 203B EN PH 227A EN PH 510 C VAN RWS DIR. SLUIZEN EN STUWEN

Voor de berekening van de snelheden zie paragraaf 5.2

4.3 Inlaatwerk

De volgende gegevens zijn overgenomen van diverse tekeningen.
Voor de berekening van de snelheden zie paragraaf 5.3

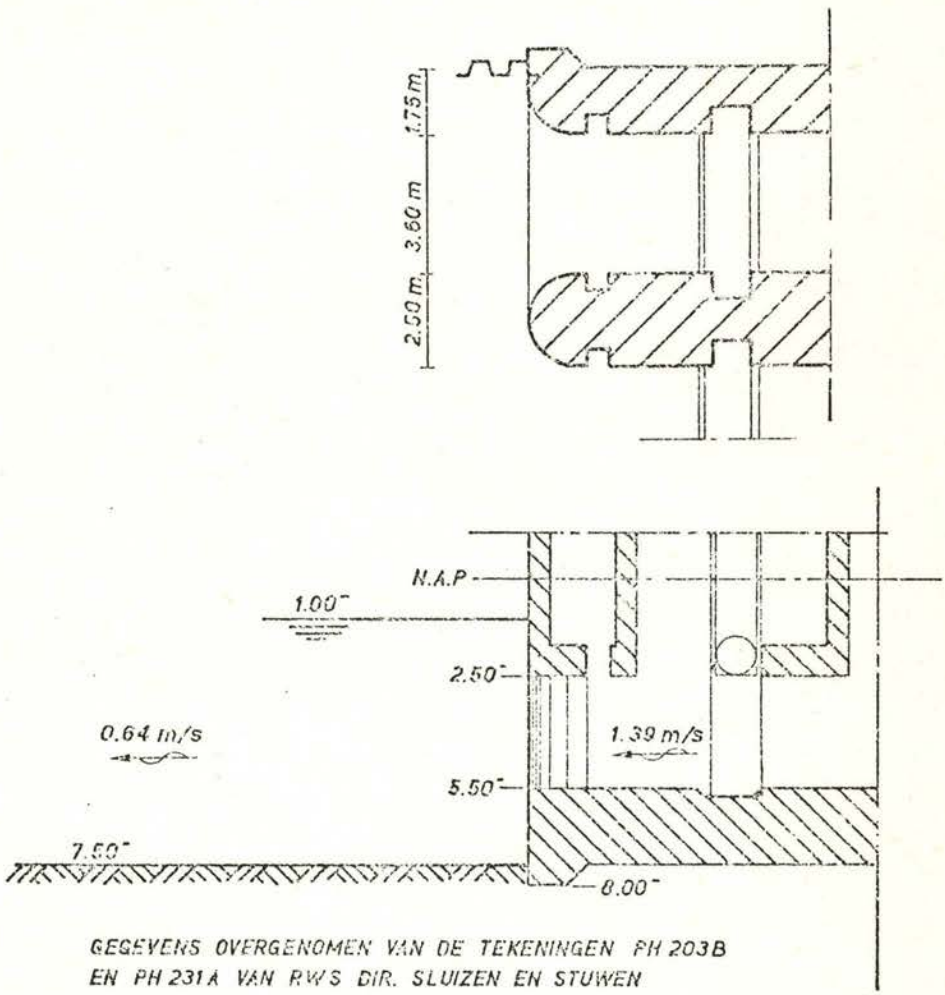


GEGEVENS OVERGENOMEN VAN DE TEKENINGEN PH 203 B
EN PH 226 A VAN RWS DIR. SLUIZEN EN STUWEN

4.4 Gemaal

4.4.1 Uitlaatwerk hoog bekken

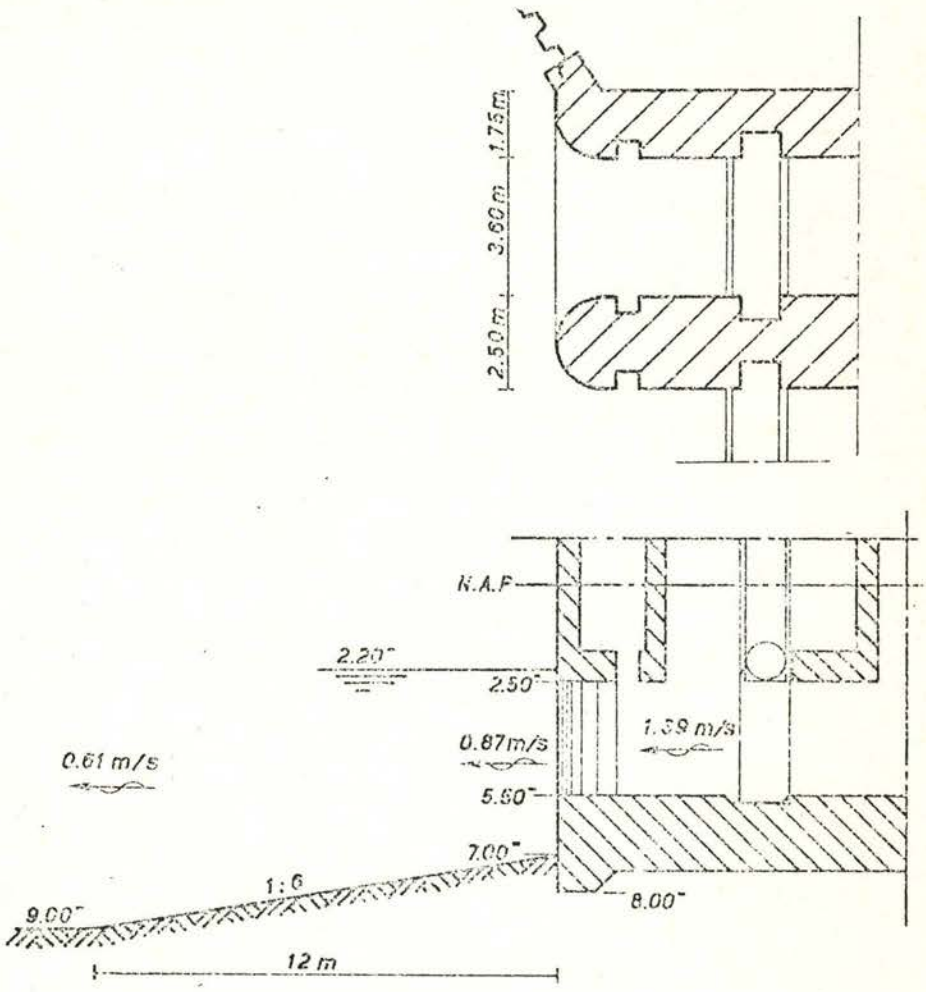
De volgende gegevens zijn overgenomen van diverse tekeningen.
Voor de berekening van de snelheden zie paragraaf 5.4.1.



GEGEVENS OVERGENOMEN VAN DE TEKENINGEN PH 203B
EN PH 231A VAN RWS DIR. SLUIZEN EN STUWEN

4.4.2 Uitlaatwerk kanaal Slaak

Eveneens van tekening PH 231A:
Voor de berekening van de snelheden zie paragraaf 5.4.2.



GEGEVENS OVERGENOMEN VAN DE TEKENINGEN PH 203 B EN PH 231 A VAN RWS DIR. SLUIZEN EN STUWEN

4.4.3 Aanstroming gemaal

In overleg met Rijkswaterstaat is afgesproken dat studie aanstroomzijde gemaal buiten opdracht viel.

5. Bodembeschermingen

Beperken we ons tot bodembeschermingen die in stortsteen worden uitgevoerd, dan blijven voor het ontwerp drie aspekten over:

- de steengrootte
- de vertikale opbouw (filterkonstruktie)
- de horizontale afmetingen

De inleiding (paragraaf 5) gaat over de bepaling van de steengrootte. De vertikale opbouw wordt niet in dit verslag behandeld. De horizontale afmetingen worden hierna (paragraaf 5.1 en verder) besproken.

5.0 Bepaling steengrootte

Vele onderzoekers hebben aandacht besteed aan het begin van beweging van loskorrelige bodemmaterialen. Het aantal daaruit voortgekomen berekeningsmethodieken is groot, de resultaten vertonen een aanzienlijke spreiding. Oorzaken daarvan zijn:

- het statistische karakter van een aantal eigenschappen van steen (grootte, vorm, pakking).
- het statistische karakter van de stroom (turbulentie).
- verschillen in de onderzochte situaties, konstrukties, etc.
- de niet eenduidige onderzoeksmethodiek (meetopstellingen, definities van "begin van beweging", etc.)

Om een passende berekeningsmethodiek te kiezen is het dus zaak om de achtergronden van die methodieken goed te kennen. Stabiliteit van stortsteen rondom een pijler in de stroom (wervelstraten) of in een prismatisch kanaal (volledig ontwikkelde grenslaag d.w.z. aan ruwheid aangepast snelheidsprofiel) is uiteraard nauwelijks vergelijkbaar.
Omdat voor de onderhavige gevallen geen passende berekeningsmethode is aan te wijzen, is voor de volgende werkwijze gekozen:

- een aantal berekeningsmethoden worden vergeleken.
- deze berekeningsmethoden worden tevens vergeleken met experimentele resultaten van schaalmodelonderzoek van min of meer vergelijkbare konstrukties. Hieruit volgt de keuze van een berekeningsmethode.

De gebruikte berekeningsmethoden zijn:

1) Een berekening afgeleid van het kriterium van Shields, geverifieerd

door schaalmodelproeven, zoals omschreven in [4], waarin een aantal berekeningsmethoden met elkaar worden vergeleken.

$$\bar{u}_{kr} = 1{,}15\,(\log\ (6\ h/D))\,.\sqrt{\Delta g D}$$

Waarin: $\bar{u}_{kr}$ = de gemiddelde watersnelheid waarbij de stortsteen begint te bewegen (m/s)

h = waterdiepte (m)

D_{50} = de gemiddelde steendiameter

D = steendiameter; Shields gebruikt $D = D_{50}$ (m)

Δ = $(\rho_s - \rho_w)/\rho_w$, aangenomen $\Delta = 1{,}65$

ρ_s = soortelijke dichtheid van de steen (kg/m^3)

ρ_w = soortelijke dichtheid van water (kg/m^3)

g = versnelling van de zwaartekracht (m/s^2)

Hierbij is aangenomen dat:

- Shieldsparameter $\psi_{kr} = 0{,}04$ voor $h/D \gtrsim 5$ [13]
- volledig aan de ruwheid aangepast logarithmisch snelheidsprofiel aanwezig is.
- in geval van een niet aangepast snelheidsprofiel de faktor 1,15 vervangen moet worden door de faktor 0,8 (verschilt een faktor $\sqrt{2}$).

2) De door Maynord [5] aanbevolen formule, waarmee een aantal in hoofdzaak Amerikaanse berekeningsmethoden worden 'vervangen':

$$D_{50/h} = CF^3 = 0{,}22\left(\frac{\bar{u}_{kr}}{\sqrt{gh}}\right)^3 = 0{,}007\,\frac{\bar{u}^3}{h\sqrt{h}}$$

Waarin: $C = 0{,}22$ of hoger indien een veiligheid moet worden ingebouwd

$F = \bar{u}_{kr}/\sqrt{gh}$ een kritisch Froude-getal

De formule geldt voor een sterk turbulente stroming in rechte kanalen. Deze methode leidt tot duidelijk hogere toelaatbare snelheden dan 1.

3) De door het U.S. Bureau of Reclamation gebruikte formule:

$$D > \frac{\alpha.\bar{u}^2}{2.g.\Delta} = \frac{1{,}4}{2.10.1{,}65}\,\bar{u}^2 \simeq 0{,}04\,\bar{u}^2$$

met $\Delta = 1{,}65$, $g = 10$, $\alpha = 1{,}4$.

Met behulp van proeven is voor α de waarde 1,4 gevonden, geldend voor sterk turbulente stroming. Deze formule komt kwa opbouw overeen met die van Isbash, zie [4], blz. 25.
Ook worden wel formules toegepast van de vorm $G = \beta u^6$. Aangezien $G :: D^3$ zijn formules van dit type slechts varianten van de USBR-formule.

In figuur 5 zijn deze berekeningsmethoden met elkaar vergeleken. Te zien is dat Maynord, gegeven een bepaalde steengrootte, de hoogste snelheden durft toe te laten, de USBR-methode is aan de veilige kant.
Eveneens zijn in figuur 5 de D_{50} waarden van enkele soorten stortsteen aangegeven.
Tenslotte zijn enkele resultaten van relevant schaalmodelonderzoek ([8] en [10]) ingetekend, mede om richting te geven aan de keuze van de berekeningsmethodiek. Het volgende dient hierbij te worden opgemerkt:
- de in figuur 5 grafisch weergegeven ontwerpformules gaan uit van een kritische stroomsnelheid die een gemiddelde snelheid boven het stortebed is.
- de punten ✱ afkomstig van [8] en [10] zijn volgens dit principe uitgezet, dus $\bar{v}$ = debiet/waterdiepte ✱ stortebedbreedte.
- voor de punten ✸ is aangenomen dat de stroom vertikaal al wel, maar horizontaal nog niet gespreid is: $\bar{v}$ = debiet/(waterdiepte ✱ breedte koker).
- voor de punten ✱ is de gemiddelde uittreesnelheid uit de koker genomen, dus $\bar{v}$ = debiet/(breedte koker ✱ hoogte koker).
- de gegevens uit [10] gelden voor alle 9 kokers open, die uit [12] gelden voor 1 (van de 3) kokers open. Voor beide gevallen geldt dat de verhouding uitstroombreedte/stortebedbreedte ruim een faktor 3 is.
- de gegevens uit [8] en [10] geven kritische omstandigheden waarbij enige beweging van de stortsteen werd gekonstateerd.

Uit figuur 5 werd gekonkludeerd dat de kritische stroomsnelheid berekend met alleen vertikale spreiding ten opzichte van de USBR methode aan de veilige kant is, Daarom is in dit rapport uitgegaan van de volgende methodiek:
a. bepaal uit de ontwerpdebieten de kritische snelheid voor ontwerp van de stortebedden door alleen vertikale spreiding aan te nemen.
b. Invullen van deze kritische snelheid in de USBR-formule levert de benodigde steengrootte.

In feite heeft er een ijking plaatsgevonden hoe de resultaten van modelonderzoek naar de dimensionering van stortebedden in vertragingsgebieden in te passen in algemene formules voor begin beweging van loskorrelig materiaal.

Zonder eerder uitgevoerd modelonderzoek van een gelijksoortige situatie is de bovengeschetste methodiek uiteraard niet toepasbaar.

N.B. Dat snelheidsafname ten gevolge van horizontale spreiding van een straal slechts langzaam plaatsvindt mag blijken uit de formule (zie [15]):

$$u_x \sqrt{x} = 3{,}5\ u_o \sqrt{b_o} \text{ waarin}$$

u_x = de gemiddelde snelheid op een afstand x van de uitlaat
u_o = de gemiddelde snelheid in de uitlaat
b_o = de halve breedte van de uitlaat.

Genoemde formule geldt voor een straal met alleen horizontale spreiding. Voor maximale stroom uit 1 koker geldt:

$$3{,}5\ u_o \sqrt{b_o} = 3{,}5 * 4{,}26 \sqrt{0{,}5 * 5{,}90} = 25{,}6\ m^{3/2}/s.$$

Dit wil zeggen dat op 100 m van het uitlaatwerk de snelheid nog 2,56 m/s. Dat betekent dat niet de gemiddelde snelheid (gemiddeld over de breedte van het stortebed) maatgevend is.

Indien in de stroomrichting de bodem een hoek α maakt met het vertikale vlak moet een reduktiefaktor k_1 toegepast worden (k_1 kleiner dan 1)
Bij een helling β in dwarsrichting moet een reduktiefaktor k_d toegepast worden (k_d kleiner dan 1).
In [4] hoofdstuk 9 worden deze faktoren afgeleid. Het blijkt dat

$$k_1 = \sin(\phi-\alpha) / \sin\phi \text{ en}$$

$$k_d = \cos\beta \sqrt{1 - \left(\frac{\operatorname{tg}\beta}{\operatorname{tg}\phi}\right)^2} \text{ waarin } \phi \text{ de helling is van het natuurlijk}$$

talud. Voor gebroken steen is $\phi \approx 45^o$. Hiermee gaan k_1 en k_d over in

$$k_1 = \cos\alpha - \sin\alpha \text{ en}$$
$$k_d = \cos\beta \sqrt{1-\operatorname{tg}^2\beta}$$

In paragraaf 4 zijn de langshellingen weergegeven. De dwarshellingen bij de duwvaartsluizen zullen 1:4 voor het onderste gedeelte en 1:3 voor het bovenste deel zijn (volgens tekening C10-7810348). Dit leidt tot de volgende reduktie-faktoren.

langshellingen				dwarshellingen			
	talud	α	k_1		talud	β	k_d
uitlaatwerk	1:10	$\alpha = 5,7^o$	0,9	kanaal Slaak	1:3	$18,43^o$	0,89
doorlaatwerk	1:10	$\alpha = 5,7^o$	0,9	uitlaatwerk	1:4	14,04	0,94
inlaatwerk	1:14	$\alpha = 4,1^o$	0,93				
uitlaatwerk hoogbekken	1:6	$\alpha = 9,46^o$	0,83				

Deze reduktiefaktor is de mate waarin de verstorende kracht moet afnemen ter vermijding van begin van beweging, toegepast op de USBR-formule leidt dit tot de volgende voorwaarde $D > \frac{\alpha \bar{u}^2}{2 g \Delta k}$

Bij het uitlaatwerk treedt zowel een langs- als een dwarshelling op. Dan moeten beide reduktiefaktoren toegepast worden en wel zodanig dat $k_{totaal} = k_d * k_1$.

5.1 Uitlaatwerk

Het uitlaatwerk is enigszins vergelijkbaar met de uitstroomkonstruktie van de hevels in de Grevelingendam [8] en van de sluis Noordland [10].
Bij de hevels in de Grevelingendam is alleen de situatie zonder begrenzer in beschouwing genomen.
Zowel ten aanzien van de verhouding uitstroombreedte/stortebedbreedte, het feit dat veelal 1/3 van het aantal kokers in gebruik is en de orde van grootte van de uittreesnelheden, is er een zekere overeenkomst. Daarom zijn resultaten van deze onderzoeken in figuur 5 getekend en kan met behulp daarvan een gerichtere keuze uit de ontwerpformules gedaan worden.

De maximale uittreesnelheid uit het uitlaatwerk van de Philipsdamsluizen bedraagt:

$$v_{max} = \frac{Q}{F_{koker}} = \frac{119,4}{5,9 * 4,75} = 4,26 \text{ m/s}$$

De maximale gemiddelde snelheid boven het stortebed

$$\bar{v} = \frac{282,4}{40 * 7,5} = 0,94 \text{ m/s}$$

Hierin is 282,4 het maximale debiet boven het stortebed (zie par. 3.4.1), de breedte boven het stortebed 40 m en de waterdiepte 7,5 m.

De verschillen hiertussen zijn erg groot en vergelijkbaar met de verschillen van [8] en [10], zie figuur 5.
Bij spreiding van de stroom in alleen vertikale zin geldt:

$$v = \frac{Q}{b_{koker} * h} = \frac{119,4}{5,9 * 7} = 2,89 \text{ m/s}$$

Volgens het USBR is daarvoor tenminste een steengewicht nodig van D_{50} = 0,35 m (zie figuur 5).

Omdat de horizontale spreiding langzaam op gang komt, moet voor het 1:10 talud (zie par. 4.1) een D_{50} = (1/0,9 * 0,94) * 0,35 = 0,41 m worden aangehouden (zie par. 5).
Voor het horizontale gedeelte van het stortebed op NAP -9,5 m volgt uit (zie par. 4.1) de aanname dat alleen vertikale spreiding optreedt:

$$\bar{v} = \frac{119,4}{5,9 * 7,5} = 2,7 \text{ m/s}$$

Volgens de USBR-formule met α = 1,4 zal daar een D_{50} = 0,31 m nodig zijn.

Bij het vaststellen van de lengte van het stortebed spelen een aantal factoren een rol:

- primair moet het stortebed zo lang zijn dat de veiligheid (stabiliteit) van de konstruktie niet door te sterke ontgrondingen in gevaar wordt gebracht. Hieruit volgt een minimum lengte van het stortebed.
- ten tweede kan door verlenging van het stortebed een belangrijke reduktie van de ontgrondingsdiepte worden verkregen als gevolg van een betere spreiding van de stroom op grotere afstand van het uitlaatwerk.
- voor de mogelijke aanleg in de droge is de reeds aanwezige bouwputbegrenzing (zie figuur 3) van belang.
- het kostenaspekt.

Om mogelijke ontgrondingen af te kunnen schatten moet het voor ontgrondingen maatgevende debiet worden gekozen. Overwegingen die daarbij een rol spelen zijn:

- de debieten als gevolg van een kalamiteit zijn in feite nivelleerdebieten die dus zeer kort (orde een minuut) hun maximale waarde bereiken. Aannemende dat kalamiteiten bij extreme vervallen zeldzaam zijn, mogen calamiteitdebieten ten aanzien van ontgrondingen dus verwaarloosd worden.

- ook de maximale nivelleerdebieten bij normaal gebruik (200 m^3/s) duren erg kort; de uitwisseldebieten (154 m^3/s; 2 sluizen) lijken voor ontgrondingen maatgevend.
- uitwisselen via het uitlaatwerk komt één keer per schutcyclus voor. De schutcycli zullen in de regel niet in fase zijn. Ook bij gebruik van het sluizencomplex op zijn maximum kapaciteit (14 schutcycli per etmaal) zal de duur van het maximum uitwisseldebiet (2 sluizen in fase : 154 m^3/s) via het uitlaatwerk minder bedragen dan orde 2 uur/etmaal.

Een eerste berekening van ontgrondingen - volgens de in [7], [9], [14] aangegeven methode - levert de volgende resultaten:
(voor de gebruikte formule zie [14])

$$t_{\frac{1}{2}} = 57\ \Delta^{1,7}\ .\ h_o^{\,2}\ (\alpha\ \bar{u} - u_{kr})^{-4,3}$$

Waarin: $t_{\frac{1}{2}}$ = tijdstip waarop $h_{max} = \frac{1}{2}\ h_o$ (uren)
h_o = oorspronkelijke waterdiepte (m)
Δ = relatieve dichtheid ontgrondingsmateriaal onder water $(\frac{\rho_m - \rho_w}{\rho_w})$
$\bar{u}$ = gemiddelde stroomsnelheid aan einde van het stortebed (m/s)
$\bar{u}_{kr}$ = stroomsnelheid, waarbij het bodemmateriaal juist in beweging komt (m/s)
α = dimensieloze faktor, afhankelijk van de geometrie; de ontgrondingsparameter

Berekenen we de $t_{\frac{1}{2}}$ voor het uitlaatwerk als gevolg van het uitwisseldebiet, dan geldt:

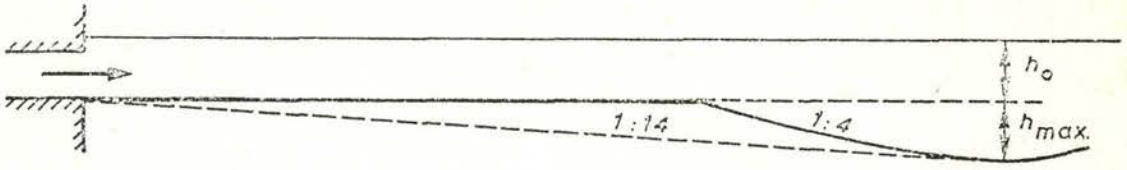
$h_o = 7,5$
$\Delta = 1,65$
$\bar{u} = 154 / (40 * 7,5) = 0,51$ m/s

$\bar{u}_{kr} = 0,40$ m/s (ontleend aan [8] deel I blz. 13)
$\alpha = 7$ (ontleend aan [8] deel II figuur 141, voor een stortebedlengte van 50 m, geen begrenzer)

Hieruit volgt $t_{\frac{1}{2}} = 50$ uur. Omdat $h_{max} :: t^{0,38}$ kan t_1 (tijdstip waarop $h_{max} = h_o$) worden berekend uit $t_1 = 5,79 * t_{\frac{1}{2}} = 290$ uur.

Gelet op de optredende tijd van het maximum uitwisseldebiet (2 sluizen in fase) door het uitlaatwerk, kan gesteld worden dat een ontgrondingskuil van 7,5 m diep na meer dan 1 jaar (volgens deze berekening) kan ontstaan. Bovenstaande uitkomsten zijn sterk afhankelijk van de schatting van α. De hier genomen waarden van $\alpha_{\frac{1}{2}} = 7$ is mede gekozen op grond van de resultaten van een vergelijkend onderzoek, waarbij α-waarden uit een aantal schaalmodel-onderzoeken met elkaar zijn vergeleken, zie figuur 6. Gezien de overeenkomst in konfiguratie is gekozen voor de resultaten van het hevelonderzoek [8]. In figuur 6 is te zien dat de waarde van α belangrijk verminderd kan worden door een iets langer stortebed te kiezen, bijvoorbeeld L/h_o = of L = 75 m. Deze afmeting past ook goed in de plattegrond volgens figuur 3.

Voor $L/h_o = 10$ (dus stortebedlengte 75 m) geldt volgens figuur 6 $\alpha = 5{,}3$. De bijbehorende t_1 wordt dan 1204 uur. Dat wil zeggen dat een ontgrondingskuil van 7,5 m diepte kan ontstaan na circa 3,5 jaar. Aannemende dat dit een maximum is (zonodig aanvullen tijdens onderhoudswerk) geldt dan een helling van



$$\frac{7{,}5}{75 + 4 * 7{,}5} = 1 : 14$$

Deze helling lijkt met het oog op de stabiliteit van het uitlaatwerk eveneens akseptabel.

N.B.: Genoemde berekeningen gelden voor het uitlaatwerk.

Voor de andere konstrukties (inlaatwerk, doorlaatwerk, gemaal) zijn verder geen ontgrondingsberekeningen uitgevoerd, omdat bij hoog bekken en kanaal Slaak uitlaat- en inlaatkonstrukties naast elkaar liggen.
De lengte van het stortebed volgt daar uit de konfiguratie en de eis dat geen bodemmateriaal in de riolen terecht mag komen. Voor het uitlaatwerk is dat in feite ook zo. De vraag is hier echter in hoeverre het gemaal eisen stelt aan de sedimentkoncentratie. Dit is verder buiten beschouwing gelaten.

5.2 Doorlaatwerk

De maximale uittreesnelheid

$$v_{max} = \frac{Q}{F_{koker}} = \frac{99}{5,9 * 4,75} = 3,53 \text{ m/s}$$

Het maximale debiet is ontleend aan paragraaf 3.4.2.
Bij alleen vertikale spreiding is de snelheid aan de bovenrand van het talud

$$\bar{v} = \frac{99}{5,9 * 6,8} = 2,47 \text{ m/s}$$

waarin de waterdiepte 6,8 m bedraagt.
Voor de vormgeving zie paragraaf 4.2.
De gemiddelde maximale snelheid aan de bovenrand van het talud is

$$\bar{v} = \frac{246,1}{40 * 6,8} = 0,90 \text{ m/s}$$

Voor de breedte van het stortebed zie figuur 3.
Analoog aan de berekeningen voor het uitlaatwerk is ook hier de USBR-formule gebruikt met $\alpha = 1,4$.
Voor talud en het gedeelte op NAP -12,50 m levert dat: $D_{50} = 0,26$ m.
Het talud zal een stroomverdelend effekt hebben wat de stabiliteit van de stortsteen op het horizontale gedeelte op NAP -9,00 m ten goede komt.
Het talud eindigt op 40 m uit het doorlaatwerk. Afname van de maatgevende snelheid tot beneden de 2 m/s lijkt waarschijnlijk. Een D_{50} wordt voorgesteld van 0,15 m voor het kanaalgedeelte op NAP -9,00 m.
De lengte van het stortebed zal in verband met de iets hogere snelheden $\frac{154}{40 * 6,8} = 0,57$ m/s (tegenover 0,51 m/s bij het uitlaatwerk) maar een betere spreiding van de stroom (lagere α-waarden) gelijk kunnen zijn aan die bij het uitlaatwerk. Aanbevolen wordt een totale lengte van 75 m (horizontaal gemeten) vanuit het doorlaatwerk (dat wil zeggen 30 m vanuit bovenzijde talud).

In het voorgaande zijn de snelheden berekend die tijdens uitstroming optreden. Deze zijn weliswaar iets lager dan de snelheden bij instroming, maar in verband met turbulentie is de uitstroming maatgevend voor een belangrijk deel van de bodembescherming.
Omdat echter geen bodemmateriaal bij instroming via het doorlaatwerk in de riolen mag komen is het zaak de hiervoor omschreven bodembescherming enigs-

zins uit te breiden.
Optredende maximale snelheden bij instroming (kalamiteit) bedraagt (zie par. 3.4.2):

$$\bar{v} = \frac{263,0}{40 \times 7,75} = 0,85 \text{ m/s}$$

Geschat wordt dat deze snelheid op circa 30 m van de boveninsteek van het talud minder dan de helft zal bedragen en daar dus ongeveer gelijk zal zijn aan u_{kr} (= 0,4 m/s). Er is dus geen verdere uitbreiding van het stortebed nodig.

5.3 Inlaatwerk

De maximale intreesnelheid is

$$v_{max} = \frac{Q}{F_{koker}} = \frac{118,3}{4 \times 4,75} = 6,25 \text{ m/s}$$

Bij alleen vertikale spreiding is de maximale snelheid boven het horizontale gedeelte van het stortebed

$$\bar{v} = \frac{118,3}{9,5 \times 4} = 3,11 \text{ m/s}$$

De gemiddelde maximale snelheid bovenaan talud:

$$\bar{v} = \frac{279}{40 \times 7} = 1,0 \text{ m/s}$$

Voor het horizontale gedeelte van het stortebed op NAP -10,00 m is als ontwerpsnelheid 3,11 m/s aangehouden. De stroom is echter weinig turbulent.

Volgens USBR $D_{50} > \frac{\alpha \bar{u}^2}{2g\Delta} = 1.(3,11)^2/(20 \times 1,65) = 0,29$ m

Bovenaan het 1:14 talud is de maximale intreesnelheid 1,0 m/s. Volgens USBR met $\alpha = 1$ zal hier $D_{50} = 0,03$ voldoen.

Bovenaan het talud zal de intreesnelheid aanvankelijk iets afnemen. Enige turbulentie zal daarvan het gevolg zijn. Het is dus zaak daar iets zwaarder grint toe te passen: bijvoorbeeld $D_{50} = 0,05$ m.
De onderste 10 m van het talud moet met zwaardere stortsteen worden beschermd. Eveneens $D_{50} = 0,29$ m is aan te bevelen.

Om te voorkomen dat bodemmateriaal uit het hoog bekken via het inlaatwerk in de riolen terecht komt is het zaak de bodembescherming van grint (D_{50} = 0,015) door te zetten totdat de intreesnelheden tot beneden de 0,4 m/s gedaald zijn. Gezien de konfiguratie (figuur 3) betekent dat een bodembescherming tot circa 50 m uit de boveninsteek van het 1:14 talud.

5.4 Gemaal

5.4.1 Uitlaatwerk hoog bekken

De maximale uittreesnelheid is $\frac{15}{3,6 \times 3}$ = 1,39 m/s

(zie voor de vormgeving paragraaf 4.4.1).

Bij een minimum waterstand in het hoog bekken van NAP -1,00 m geeft vertikale spreiding $\bar{v} = \frac{15}{3,6 \times 6,5}$ = 0,64. Dit levert volgens het USBR een D_{50} = 0,03. Gezien de ongunstige verhouding uitstroombreedte/stortebedbreedte is een zwaardere bodembescherming aan te bevelen, bijvoorbeeld D_{50} = 0,05 m.

Omdat ontgronding dichtbij het inlaatwerk vermeden moet worden is het van belang dit stortebed ver door te zetten en aan te laten sluiten op het ontvangbed van het inlaatwerk.

5.4.2 Uitlaatwerk kanaal Slaak

De maximale uittreesnelheid is $\frac{15}{3 \times 3,6}$ = 1,39 m/s

Bij een erg lage waterstand op het kanaal Slaak van NAP -2,20 m (1 maal per jaar) en alleen vertikale spreiding wordt

$$\bar{v} = \frac{15}{3,6 \times 4,8} = 0,87 \text{ m/s}$$

(zie voor de vormgeving paragraaf 4.4.2).

Volgens het USBR zal dan D_{50} = 0,035 m moeten worden toegepast. Gezien de ongunstige verhouding uitstroombreedte/stortebedbreedte (vooral bij gebruik van slechts 1 of 2 pompen) is voor het talud 1:6 een iets zwaardere bodembescherming aan te bevelen, bijvoorbeeld D_{50} = 0,06 m.
(Bij toepassing op het talud van de reduktiefaktor (zie paragraaf 5.0) k_1 van 0,83 zou D_{50} = 0,035/0,83 = 0,04 m worden).
Voor het horizontale gedeelte van het stortebed geldt na vertikale spreiding

van de straal

$$\bar{v} = \frac{15}{3,6 \times 6,8} = 0,61 \text{ m/s}$$

Dit is vrijwel gelijk aan de kondities van het uitlaatwerk van het gemaal aan het hoog bekken. Een $D_{50} = 0,05$ is daarom aan te bevelen.
Voor de bekleding van het dwarstalud (1:4) wordt ook een $D_{50} = 0,06$ aanbevolen, over dezelfde lengte als de bodembekleding.

Omdat het funktioneren van het uitlaatwerk kanaal Slaak simultaan kan plaatsvinden met het funktioneren van het doorlaatwerk als inlaatwerk moet ontgronding bij het uitlaatwerk kanaal Slaak zoveel mogelijk voorkomen worden. Immers deze ontgronding kan leiden tot het ophopen van materiaal in het riolenstelsel. De lengte van het stortebed kan als volgt afgeschat worden. Neem aan alleen horizontale spreiding. Dan geldt formule

$$u_x \sqrt{x} = 3,5\ u_o \sqrt{b_o} \quad \text{waarin}$$

u_x = de gemiddelde snelheid op een afstand x van de uitlaat
u_o = de snelheid van vertikale spreiding
b_o = de halve breedte van de uitlaat.

Enige rekenvoorbeelden.

a. één gemaalriool in gebruik
gevraagd de afstand x waar u_x is afgenomen tot de kritieke snelheid waarbij geen materiaaltransport plaatsvindt (Stel $u_{kr} = 0,4$ m/s)

$$0,4 \sqrt{x} = 3,5 * 0,61 \sqrt{0,5 * 3,60}$$
$$x = 50 \text{ m}$$

b. drie gemaalriolen in gebruik

$$b_o = 0,5\ (3 * 3,60 + 2 * 2,50) = 8 \text{ m}$$
$$x = 225 \text{ m}$$

c. vier gemaalriolen in gebruik

$$b_o = 0,5\ (4 * 3,60 + 3 * 2,50) = 11 \text{ m}$$
$$x = 300 \text{ m}$$

Geadviseerd wordt een stortebed van circa 200 m lengte, omdat onder normale omstandigheden 3 gemaalriolen in gebruik zullen zijn. Verder verdient het aanbeveling de middelste gemaalriolen zo weinig mogelijk te gebruiken. Dit leidt tot de snelste snelheidsafname.

5.5 Sluisdeuren

De snelheden voor de sluisdeur als gevolg van het tijdelijk gebruik (trekken bij een verval tot 0,5 m) lopen op tot 2,5 m/s bij de bodem, terwijl de gemiddelde snelheid over de vertikaal nauwelijks lager ligt (zie figuur 8).
Verder is de scheepsbeweging (vlak voor de sluis en op overige plaatsen in de voorhaven) van belang voor de stabiliteit van het stortebed.
Aspekten hierbij zijn: retourstroom en schroefstraal. Uit onderzoek |11| en |12|) bleek de retourstroom voor de sluisingang maatgevend; verder de voorhaven in werd de schroefstraal maatgevend vooral in de sluisas.
Voor de optredende snelheden door retourstroming bij duwvaart zijn de gegevens ontleend aan |12|; zie figuur 9 van dit verslag. In |12| worden stroomsnelheden bij waterdieptes 4,75, 5,50 en 6,25 gegeven. Voor de bepaling van de stroomsnelheden bij 4,25 m waterdiepte (Zijpe-zijde) heeft dus een kleine extrapolatie plaatsgevonden. Bij 5,25 m waterdiepte konden de snelheden via interpolatie bepaald worden.
Voor een waterdiepte van 4,25 m aan de Zijpe-zijde (bij een waterstand van NAP -2,00 m) kunnen de watersnelheden voor de sluis oplopen tot circa 4 m/s. Aan de Zoommeer-zijde is de waterdiepte tenminste 5,25 m. Daar zijn de snelheden maximaal 3 m/s. Op grond hiervan zijn de gegevens uit |12| aangepast en aangevuld met die van de tijdelijke situatie. De steengrootte van de bodembescherming is uitgerekend met de USBR-formule. De resultaten staan in figuur 9.

6. Geraadpleegde literatuur

[1] RIJKSWATERSTAAT, DELTADIENST, HOOFDAFDELING WATERLOOPKUNDE EN WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
"Duwvaartsluizen in de Philipsdam. Beschrijving van de sluis, het schutproces en het onderzoek".
R 1253-I (WL) en F 77.10C.00 (RWS), juni 1978

[2] WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
"Duwvaartsluizen in de Philipsdam. Rioolschuifbewegingen bij uitwisselen en nivelleren via kanaal Slaak
R 1252, rapport in voorbereiding

[3] WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
"Duwvaartsluizen in de Philipsdam. Langs- en dwarskrachten bij voortrekken roldeur"
M 1573-I, rapport in voorbereiding

[4] WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
"Begin van beweging van bodemmateriaal"
S 159-1, december 1971

[5] MAYNORD, S.T.,
"Practical Riprap Design"
Hydraulics Laboratory, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station Vicksburg
Paper H-78-7, June 1978

[6] BENDEGOM van, L.,
Collegedictaat Algemene Waterbouwkunde

[7] WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
"Systematisch onderzoek naar twee- en drie-dimensionale ontgrondingen"
M 648/M 863, april 1972

[8] WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
"Hevels in de Grevelingendam. Stroombeeld en ontgrondingsonderzoek"
M 1346, mei 1977

[9] WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
"Compartimentering Oosterschelde, Oriënterende berekeningen naar de ontgrondingen bij de afsluiting van het Markiezaat"
M 1437-21, mei 1979

[10] WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
"Stroomsluis Noordland in de Oosterscheldedam"
M 1201, november 1974

[11] WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
"Schutsluis in het Volkerak"
M 701, februari 1963

[12] WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
"Duwvaartsluizen, deel VII, stroomsnelheden over het stortebed"
M 838, december 1970

[13] Proceedings fifteenth congress of the IAHR 1973, Istanbul, paper A58

[14] WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
"Stormvloedkering Oosterschelde, nauwkeurigheidsanalyse van het ontgrondingsonderzoek"
M 1001-2, november 1977

[15] Rajaratnam, N. 1976
"Turbulent jets"
Elsevier, Amsterdam

Annex I

Stroomsnelheden in tijdelijke situatie

Modelonderzoek

Inleiding

Gedacht wordt de roldeuren in de tijdelijke situatie te openen tot een verval van 0,5 m. De openingssnelheid van de deuren werd afgestemd op de toelaatbare troskrachten van schepen in de kolk. In een schaalmodel werden deze troskrachten gemeten (zie [3]). Voor het ontwerp van de bodemverdediging juist buiten de sluiskolk, werden enkele aanvullende snelheidsmetingen in dit schaalmodel uitgevoerd. Van metingen van stabiliteit van stortsteen werd afgezien, omdat het model door de vaste gladde betonbodem daarvoor niet geschikt was.

Het model

Het model bestaat in principe uit een lange goot waarin op schematische wijze een sluiskolk is nagebouwd. De gootbreedte is 0,6 m wat op lengteschaal 1 : 40 een kolkbreedte van 24 m oplevert. Het bredere gedeelte van het stortebed kon daarom niet worden gesimuleerd. Vandaat dat stroomsnelheden op grotere afstand van de sluis (van belang in verband met bepaling van de stortebedlengte) niet werden gemeten. In hoofdzaak werd derhalve tussen de sluishoofden gemeten, hetgeen voor het ontwerp van de stortsteen-stabiliteit bij de overgang sluisvloer-stortebed bruikbare resultaten oplevert.
Voor meer gegevens over het model wordt hier verwezen naar [3].
De snelheidsmeting werd uitgevoerd met een mikromolen. Het snelheidsverloop en tevens de deurpositie werden geregistreerd (zie figuur 7).

Meetprogramma

De snelheidsmetingen werden uitgevoerd onder de volgende kondities:

- maximaal verval over de sluisdeur = 0,5 m
- snel openingsprogramma roldeuren (eerst 0,03 m/s, later 0,25 m/s, zie figuur 7)

De proeven werden een aantal malen herhaald om op diverse plaatsen snelheden te kunnen meten, zie volgende tabel:

Ligging meetpunt (in m)			
vertikaal boven de vloer	vanaf de roldeur	uit de sluiswand	Opmerkingen
0,8	0,8	1 3 5	
0,8	20,0	1 3 5 7	
0,8	8,0	1 3 5	zie figuur 7
2,0	8,0	1 3 5	
3,2	8,0	1 3 5	

Een 16-tal registraties werd gemaakt. Als voorbeeld daarvan is figuur 7 in dit verslag opgenomen.
In figuur 8 zijn enige snelheidsvertikalen weergegeven.

Konklusies

Uit de figuren 7 en 8 kunnen ten aanzien van de hydraulische verschijnselen, die optreden bij het trekken van de roldeur in de tijdelijke situatie, enkele konklusies worden getrokken.

- De stroming is sterk turbulent.
- De maximale snelheden houden circa 1 minuut aan.

- De uit de deurspleet komende straal blijft aan het sluishoofd plakken.
- Uitwaaieren van de stroom verloopt langzaam, de snelheden op 8 m zijn gelijk aan die bij de deur. De betrekkelijk geringe afname van de stroom op 20 m is niet representatief voor het prototype in verband met de modelbreedte.
- De maximale gemeten snelheden komen voor op 1 m uit de kant en liggen weinig lager dan de theoretische snelheden volgend uit $v = \sqrt{2g\Delta H} = 3{,}1$ m/s waarin ΔH het initiële waterstandsverschil over de deur is.
- In de snelheidsvertikalen is te zien dat de maximale snelheden dicht bij de bodem liggen.

Annex II

Berekeningen debieten bij calamiteiten

Indien bij grote vervallen abusievelijk één of meerdere schuiven getrokken worden, kunnen de debieten die bij normaal gebruik van de duwvaartsluizen, tijdens het schutten optreden, ruimschoots overschreden worden.
Met een bestaand computer-programma (VLKOLK) werden deze debieten berekend.
De volgende invoergegevens werden gebruikt:

- kolk 1 omdat die kolk de kortste riolen heeft (met de kleinste weerstand en kleinste traagheid, hetgeen de grootste debieten oplevert)
- kolkoppervlak als funktie van de hoogte

  Gegeven is het halve kolkoppervlak, omdat het computer-programma VLKOLK uitgaat van één riool per kolk. Voor de berekeningen waarbij één schuif geopend werd, werd het kolkoppervlak verdubbeld.

W.S. t.o.v. NAP [m]	kolk oppervlakte [m^2]	W.S. t.o.v. NAP [m]	oppervlakte [m^2]	W.S. t.o.v. NAP [m]	oppervlakte [m^2]
-2,87	3755	-0,88	4004	0,88	3998
-2,62	4092	-0,63	3983	1,12	3936
-2,37	4098	-0,38	3974	1,37	3847
-2,12	4058	-0,13	4004	1,62	3907
-1,88	3974	0,13	3990	1,88	3842
-1,37	3962	0,38	3966	3,13	3842
-1,12	3982	0,63	4004		

- rioolgegevens kolk

	uitlaatwerk	doorlaatwerk	inlaatwerk
weerstand *	1,59	1,56	1,51
lengte (m)	150	150	121
hoogte (m)	4,75	4,75	4,75
breedte	4,00	4,00	4,00

*deze waarden gelden voor niet aangegroeide riolen

- schuifprogramma
  . konstante hefsnelheid 0,02 m/s
  . konstante hefsnelheid 0,04 m/s
- schuifweerstand zie figuur 24
- bekken oppervlakten
  . hoge bekken 41 ha
  . lage bekken 45 ha
  . Zijpe ∞
- aantal riolen
  1 of 2
- extreme waterstanden
  zie volgende tabel

Voor de rioollengtes en rioolweerstanden en een tabel van de toegepaste schuifweerstanden zie rapport R 1252. In dat rapport is ook het gebruikte numerieke model beschreven en zijn de toegepaste formules afgeleid.

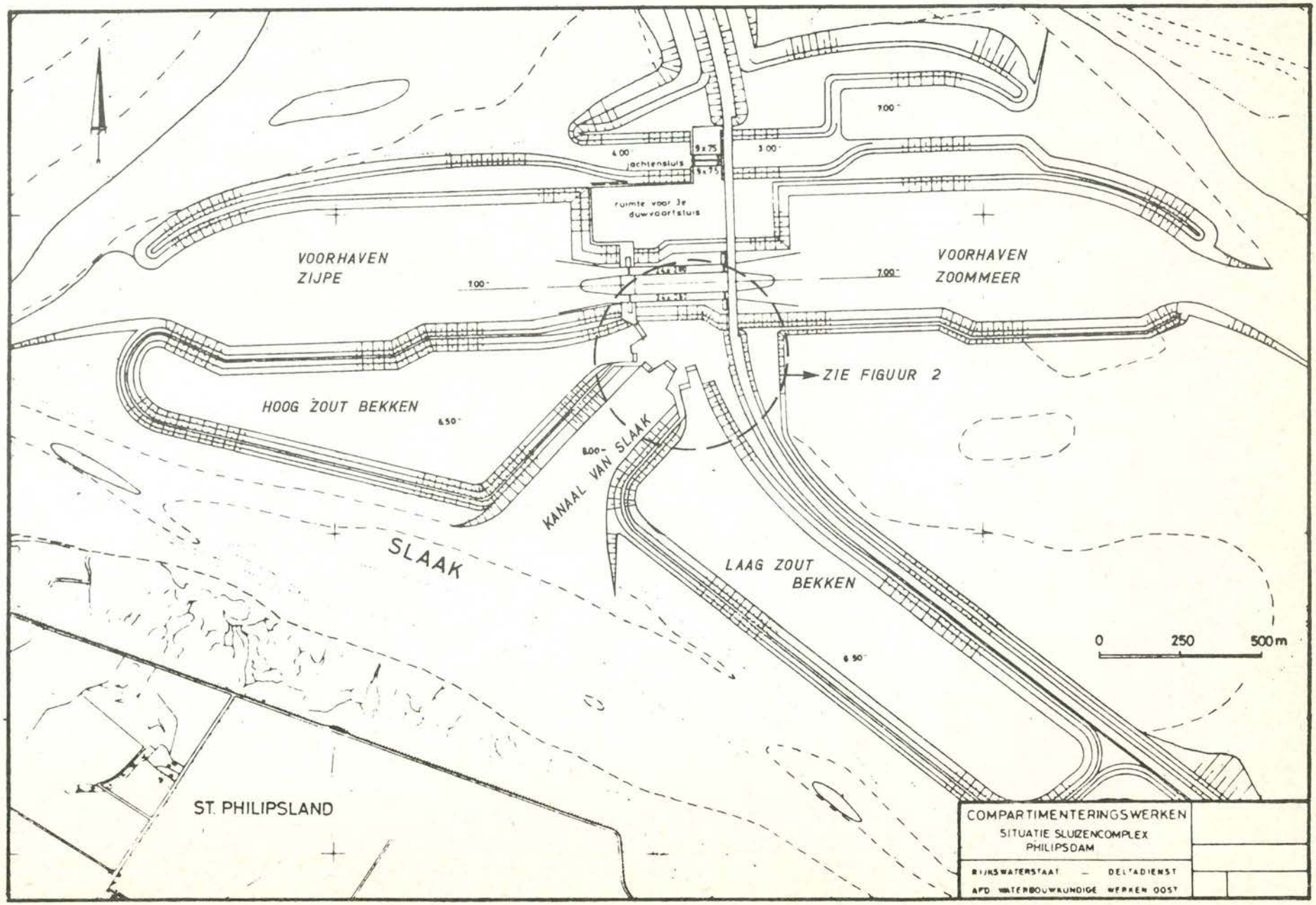
De volgende berekeningen zijn uitgevoerd

Fig. nr	Berekenings nr	Hefsnelheid m/s	Peil bekken of buitenwater t.o.v. NAP	Kolkpeil	Schuiven 1	Schuiven 2	Konstruktiedeel
11	1	0,04	-2,35	+2,50		x	
12	2	0,04	-2,00	+2,50		x	uitlaat-
13	3	0,04	-2,00	+2,50	x		werk
14	4	0,02	-2,00	+2,50	x		
	5	0,02	-2,00	+2,50		x	opmerking opp.
15	6	0,02	-2,00	+2,50		x	laag bekken 41 ha
16	7	0,04	+2,50	-1,25		x	
17	8	0,04	+2,50	-1,25	x		doorlaat-
							werk
18	9	0,02	+2,50	-1,25		x	
19	10	0,02	+2,50	-1,25	x		
20	11	0,04	+1,85	-2,35		x	inlaat-
21	12	0,04	+1,85	-2,35	x		werk
22	13	0,02	+1,85	-2,35		x	
23	14	0,02	+1,85	-2,35	x		

De berekeningen 1 t/m 5 zijn abusievelijk met een bekkenoppervlakte van 41 ha (in plaats van 45 ha) uitgerekend. Berekening 5 is daarom herhaald met een bekkenoppervlakte van 45 ha. De verschillen tussen 5 en 6 bleken

minimaal te zijn.

De resultaten van de berekeningen staan in de figuren 11 t/m 23. De daaruit af te lezen maximum debieten zijn samengevat in de tabel van paragraaf 3.3 van dit verslag.
Voor de verdere overwegingen die bij deze berekeningen een rol hebben gespeeld, zie eveneens paragraaf 3.3



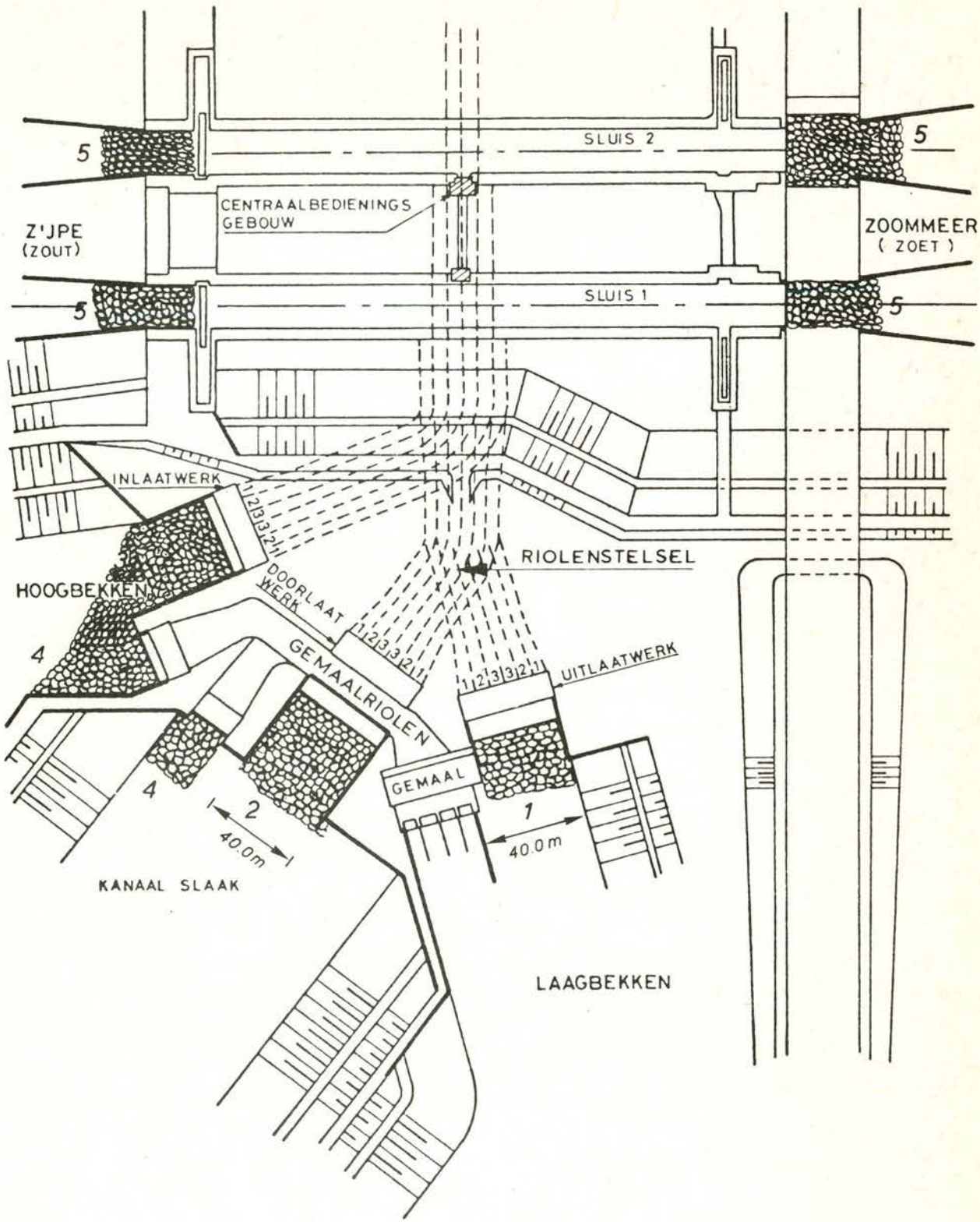
SITUATIE PHILIPSDAMSLUIZEN

RIJKSWATERSTAAT–WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1359

FIG. 1

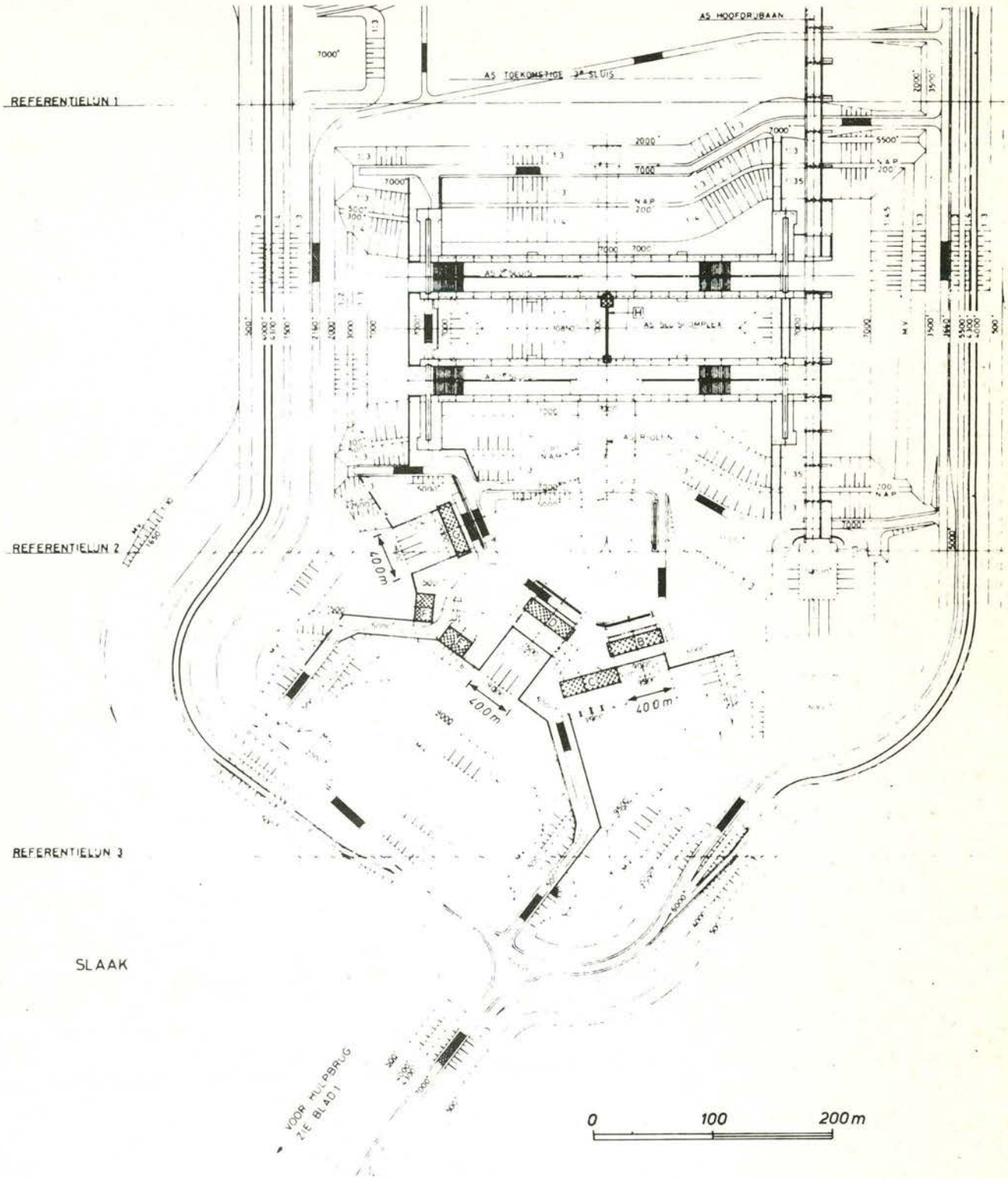
A4



Overzicht duwvaartsluizen-kodering bodembescherming

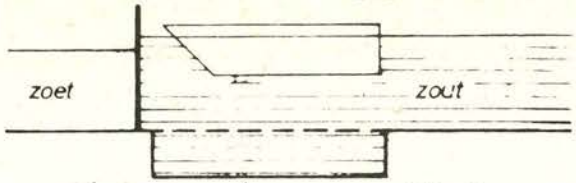
A4

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 1359 | Fig. 2

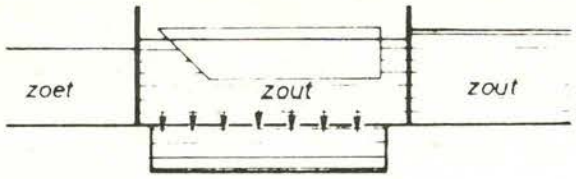


Duwvaartsluizen in bouwput	SCHAAL 1: 5.000	
		A4
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M 1359	Fig. 3

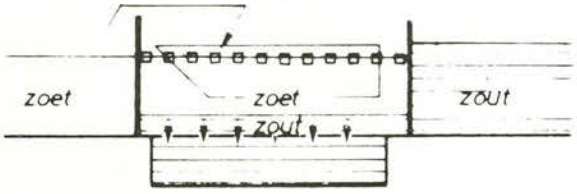
VLOEDSITUATIE ($h_{zout} > h_{zoet}$)



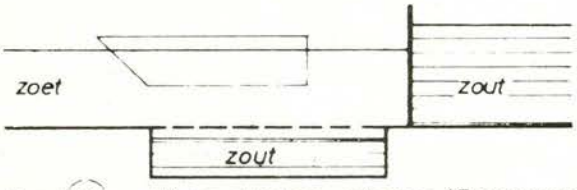
fase (1) invaren schepen (Zijpe)



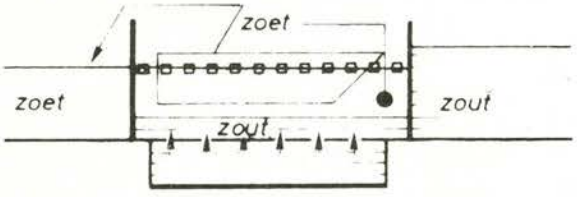
fase (3) nivelleren via lage bekken



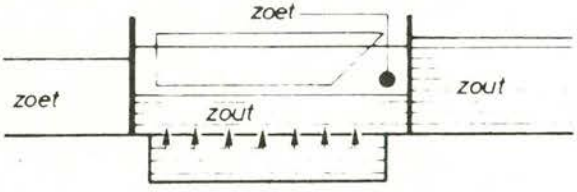
fase (4) uitwisselen via lage bekken



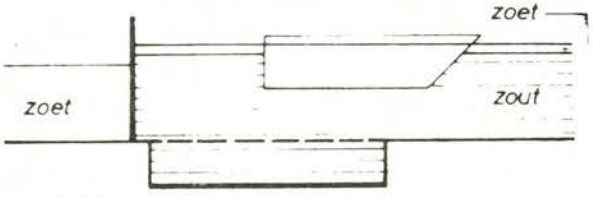
fase (6) uit-en invaren schepen (Zoommeer)



fase (8) uitwisselen met kanaal Slaak

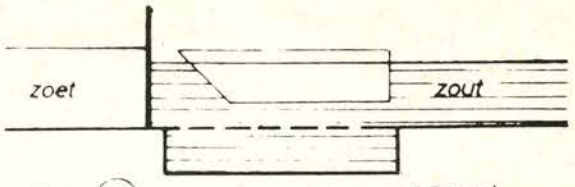


fase (9) nivelleren met kanaal Slaak

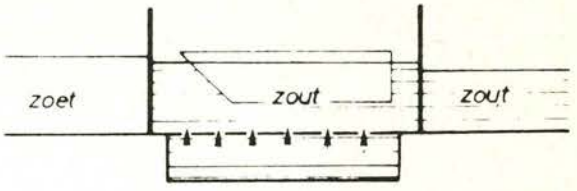


fase (11) uitvaren schepen (Zijpe)

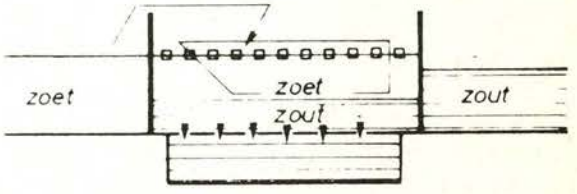
EBSITUATIE ($h_{zout} < h_{zoet}$)



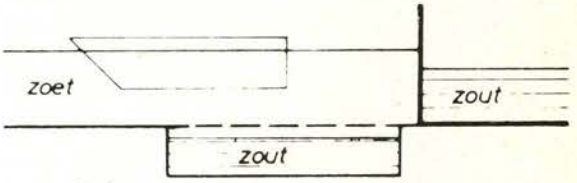
fase (1) invaren schepen (Zijpe)



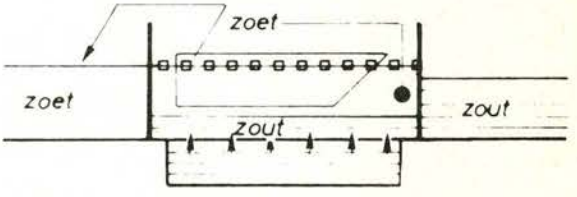
fase (3) nivelleren via lage bekken



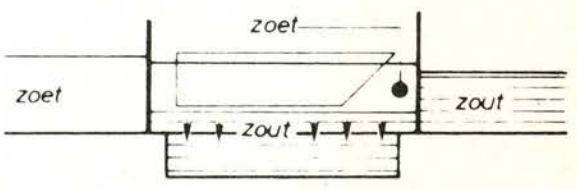
fase (4) uitwisselen met kanaal Slaak



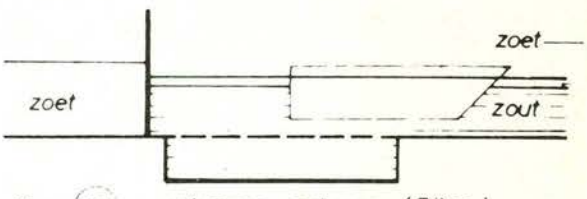
fase (6) uit-en invaren schepen (Zoommeer)



fase (8) uitwisselen via hoge bekken



fase (9) nivelleren met kanaal Slaak



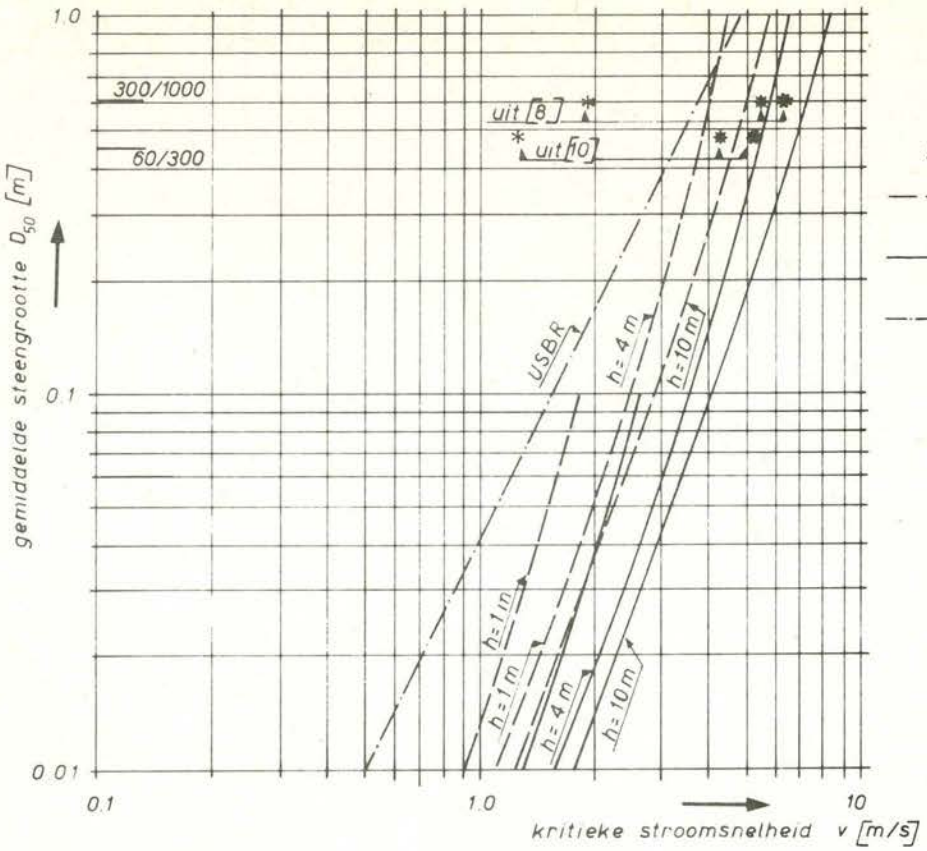
fase (11) uitvaren schepen (Zijpe)

SCHUTCYCLUS DUWVAARTVAARTSLUIZEN PHILIPSDAM

MET TERUGWINNEN ZOETWATER

A4

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 1359 | FIG. 4



SHIELDS:

$\bar{u}_{kr} = 0.8\sqrt{\Delta g D_{50}} \times \log(6h/D_{50})$

$\bar{u}_{kr} = 1.15\sqrt{\Delta g D_{50}} \times \log(6h/D_{50})$

USBR: $D = \alpha \frac{\bar{u}^2}{2g\Delta}$

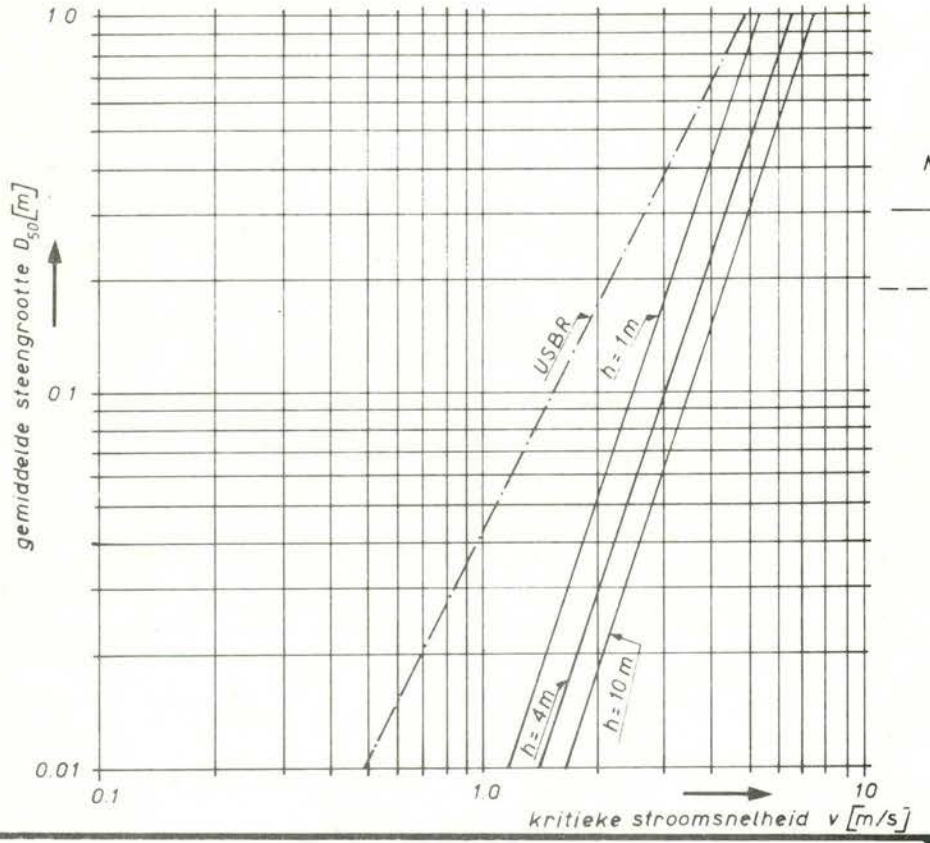
$\alpha = 1.4$

$\Delta = 1.65$

* na vertikale en horizontale spreiding

* vertikale spreiding

* snelheid in koker



MAYNORD:

$D_{50}/h = 0.22\left(\frac{\bar{u}_{kr}}{\sqrt{gh}}\right)^3$

USBR: $D = \alpha \frac{\bar{u}^2}{2gh}$

$\alpha = 1.4$

$\Delta = 1.65$

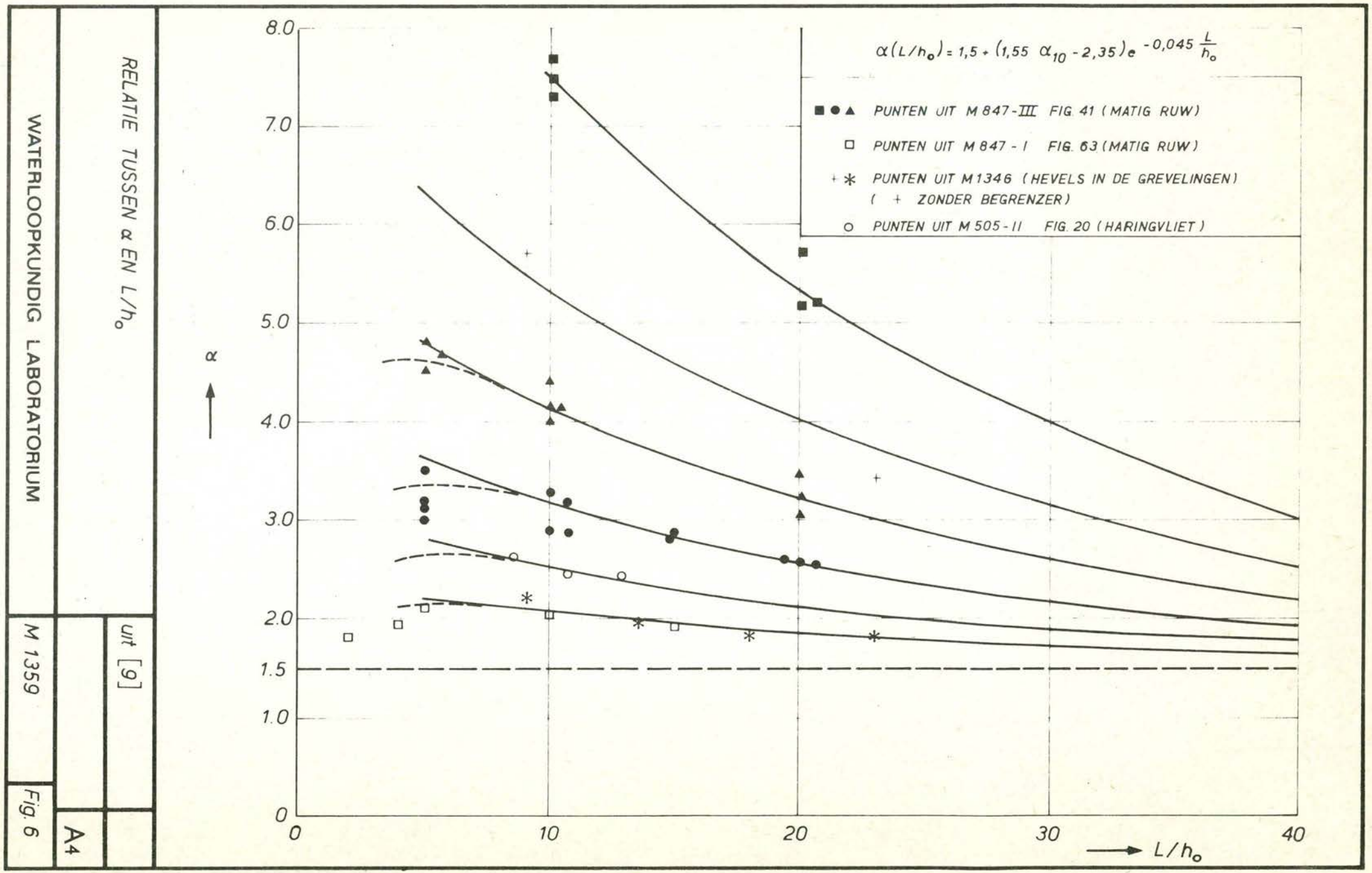
BEPALING STEENGROOTTE
VERGELIJKING BEREKENINGSMETHODEN

A4

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1359

FIG. 5



WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

RELATIE TUSSEN α EN L/h_o

uit [9]

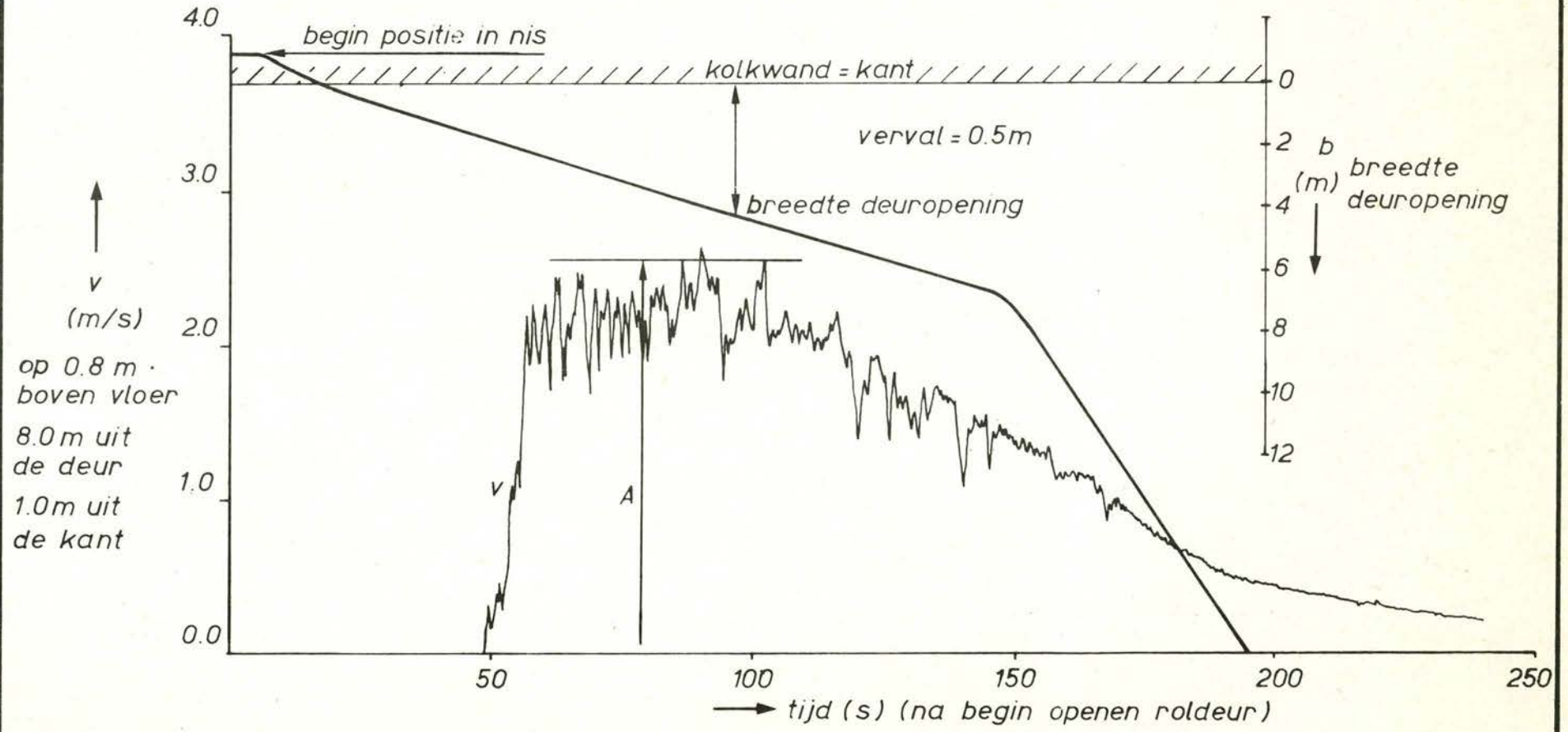
M 1359

Fig. 6

A4

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

Snelheidsverloop bij het openen van de roldeur



A is aangenomen als v_{max}

Na 50 sec. heeft de stroming 8.0 m afgelegd

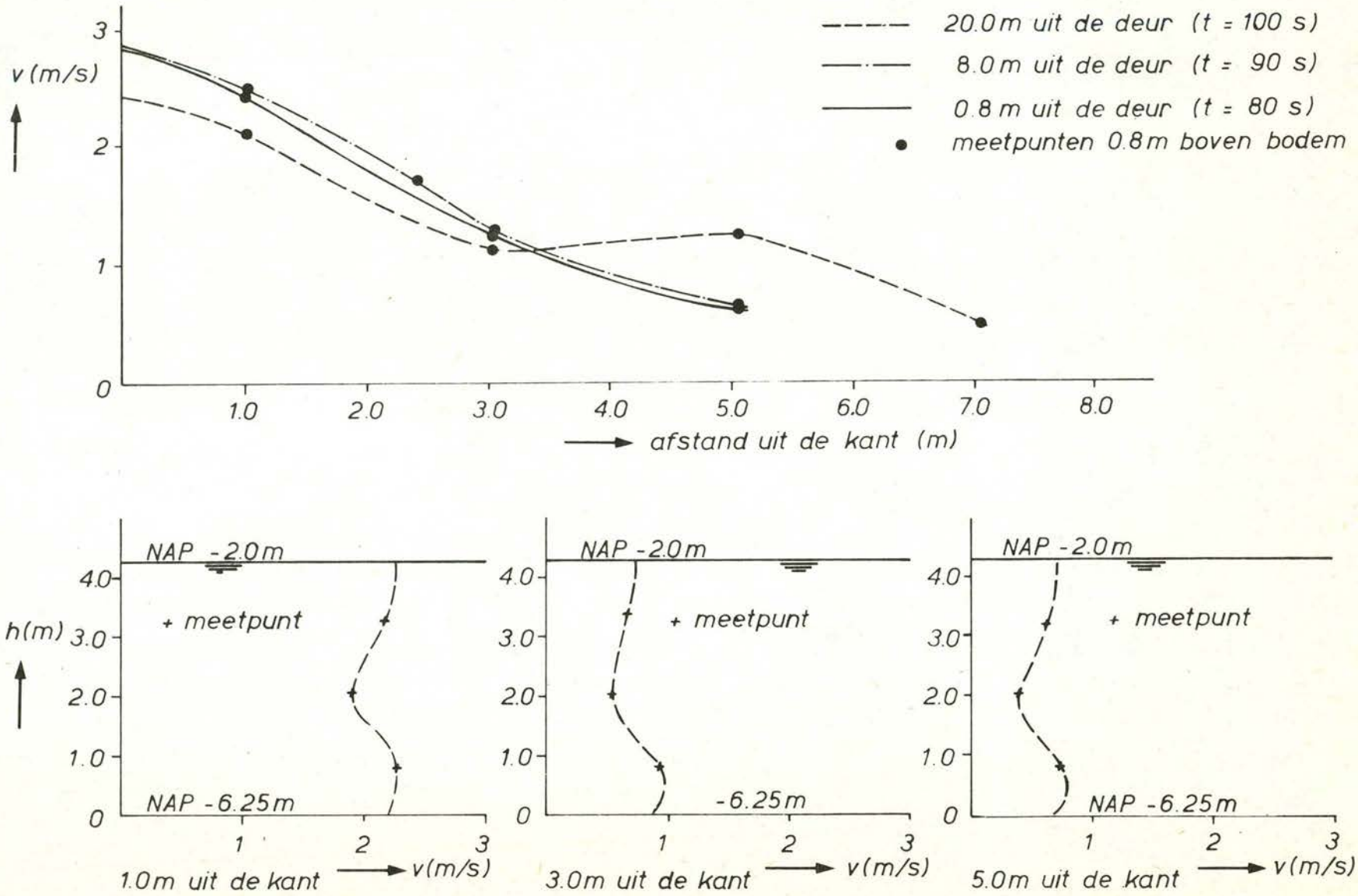
M 1359

Fig. 7

A4

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

Snelheidsverdelingen bij het openen van de roldeur

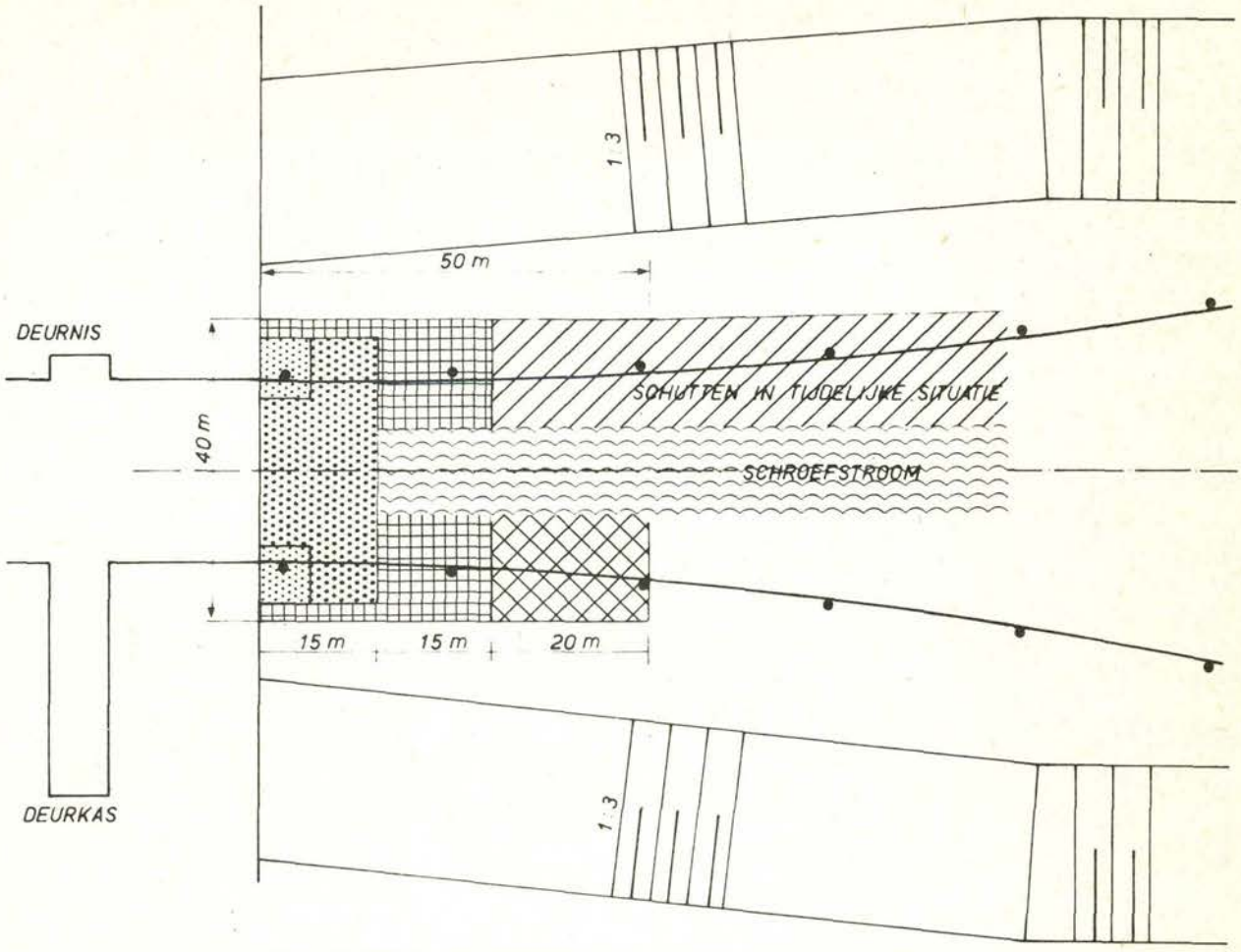


SNELHEIDSVERTIKALEN - 100 s na beginbeweging roldeur op 8.0m uit de deur

M 1359

Fig. 8

A4



Arcering	Ontwerpsnelheden (m/s)		Steengrootte D_{50} [m]	
	Zijpe 4.25	Zoommeer 5.25	Zijpe	Zoommeer
	3.8	3.2	0.61	0.43
	3.3	2.7	0.46	0.31
	2.8	2.2*	0.33	0.27
	2.5	2.5	0.27	0.27
	2.3	1.7	0.22	0.12
	2.8	2.2	0.33	0.21
Blanco	< 1.0	< 1.0	< 0.04	< 0.04

* vanwege schutten in tijdelijke fase 2.5 m/s aanhouden

Ontwerp-stroomsnelheden over de bodem ter plaatse van sluishoofd

MATEN IN m (PROTOTYPE)

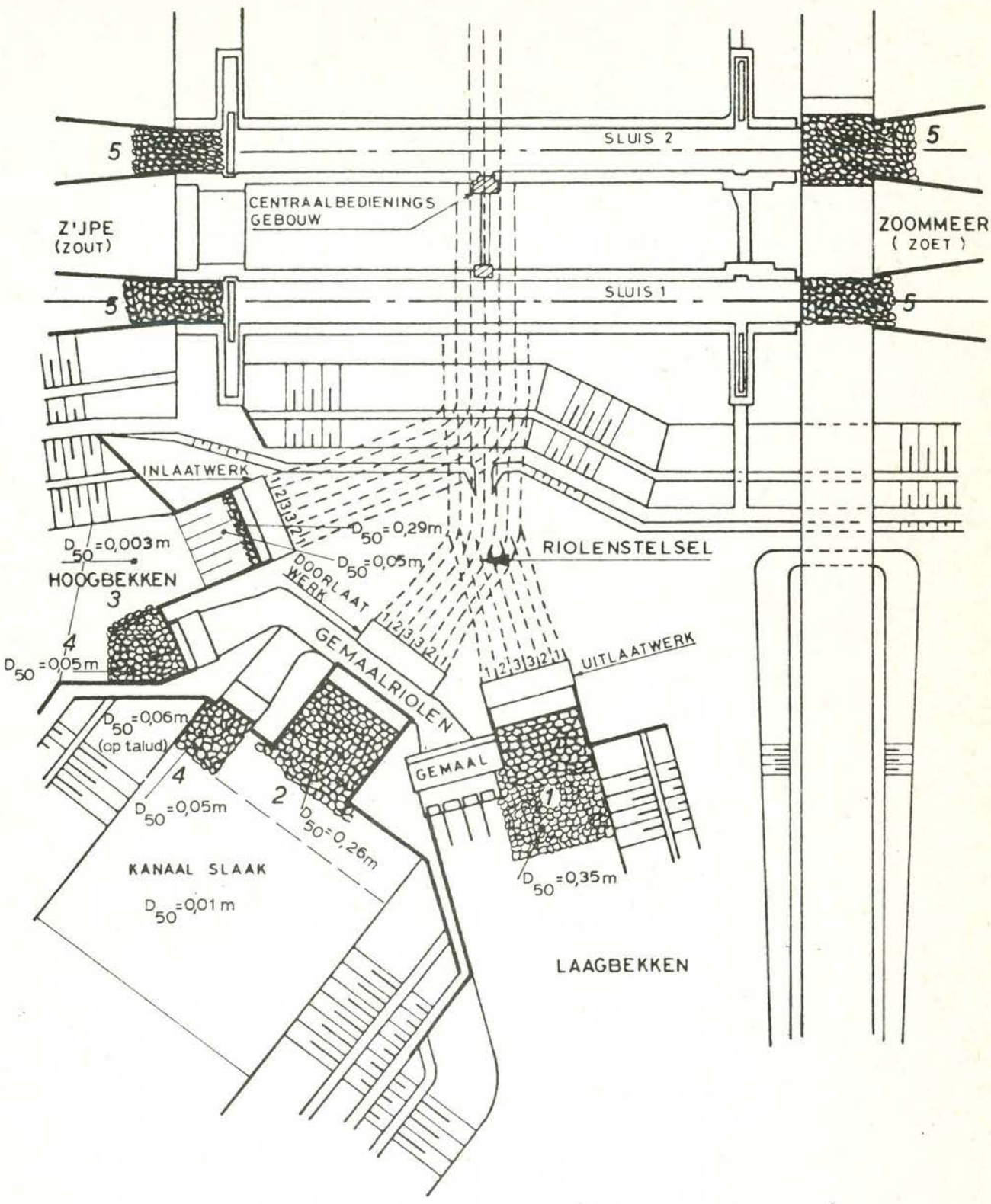
GEDEELTELIJK UIT M 838-VII

A4

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

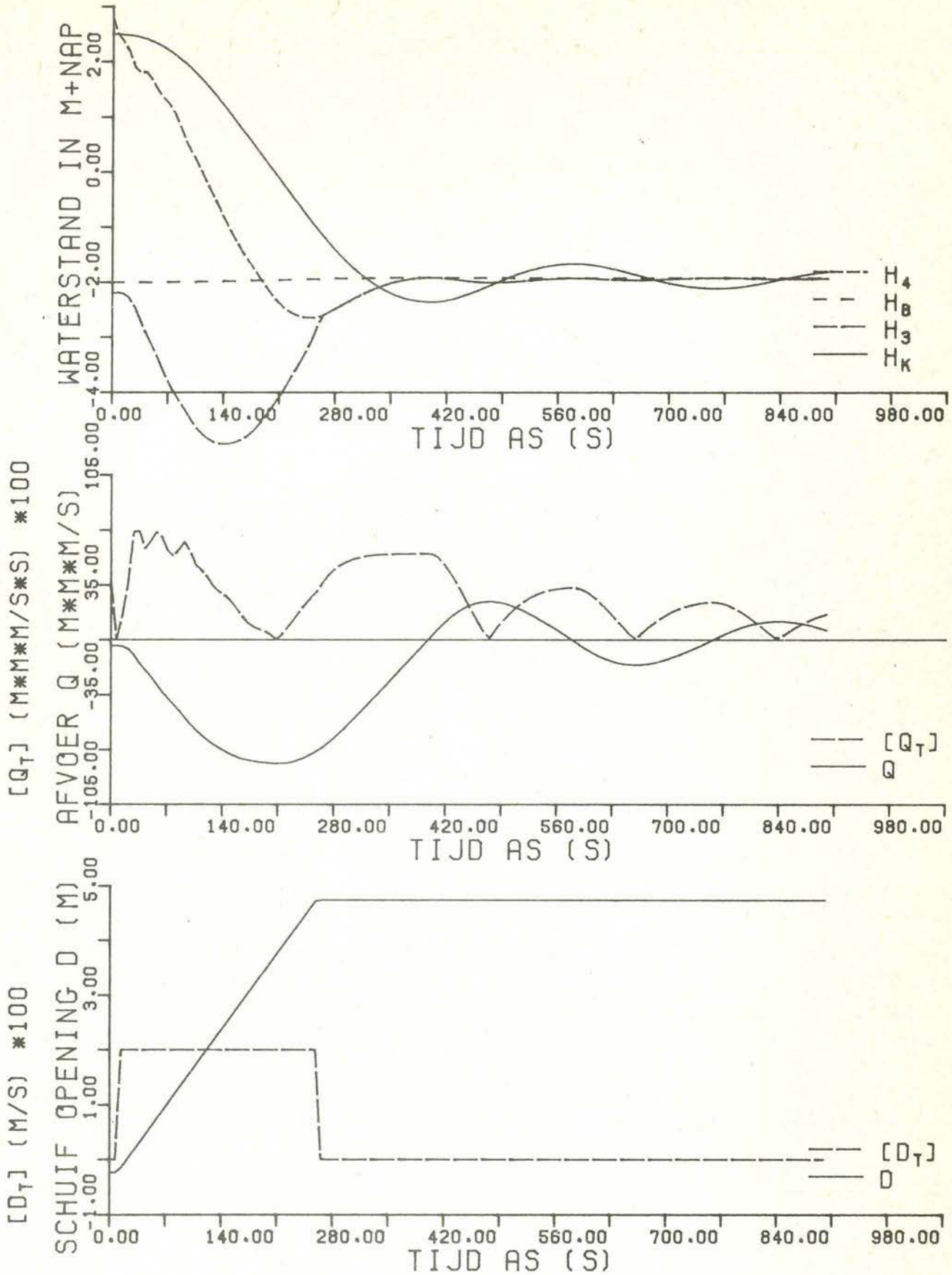
M 1359

Fig. 9

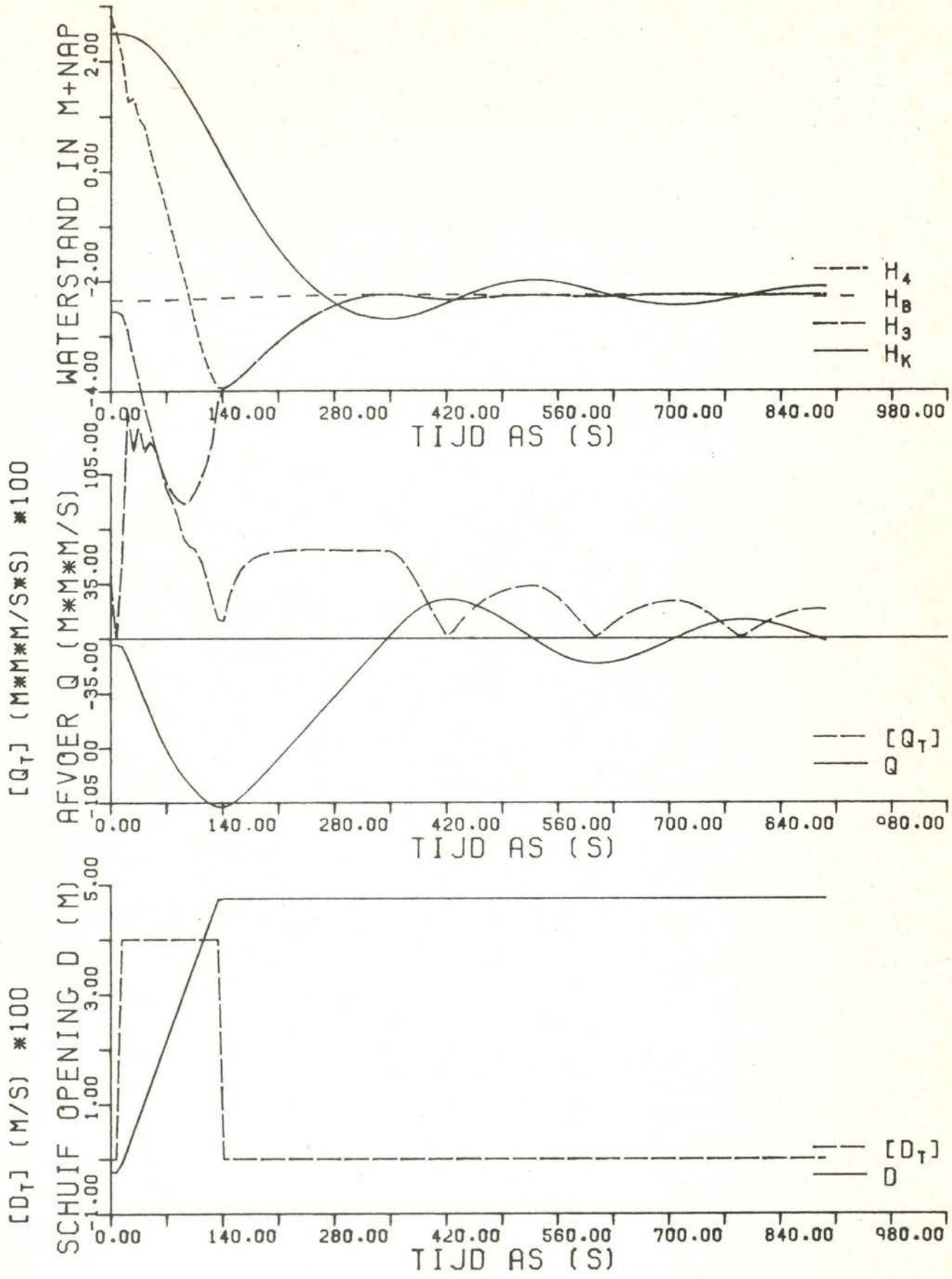


tekening ontleend aan rapport R 1253 - I

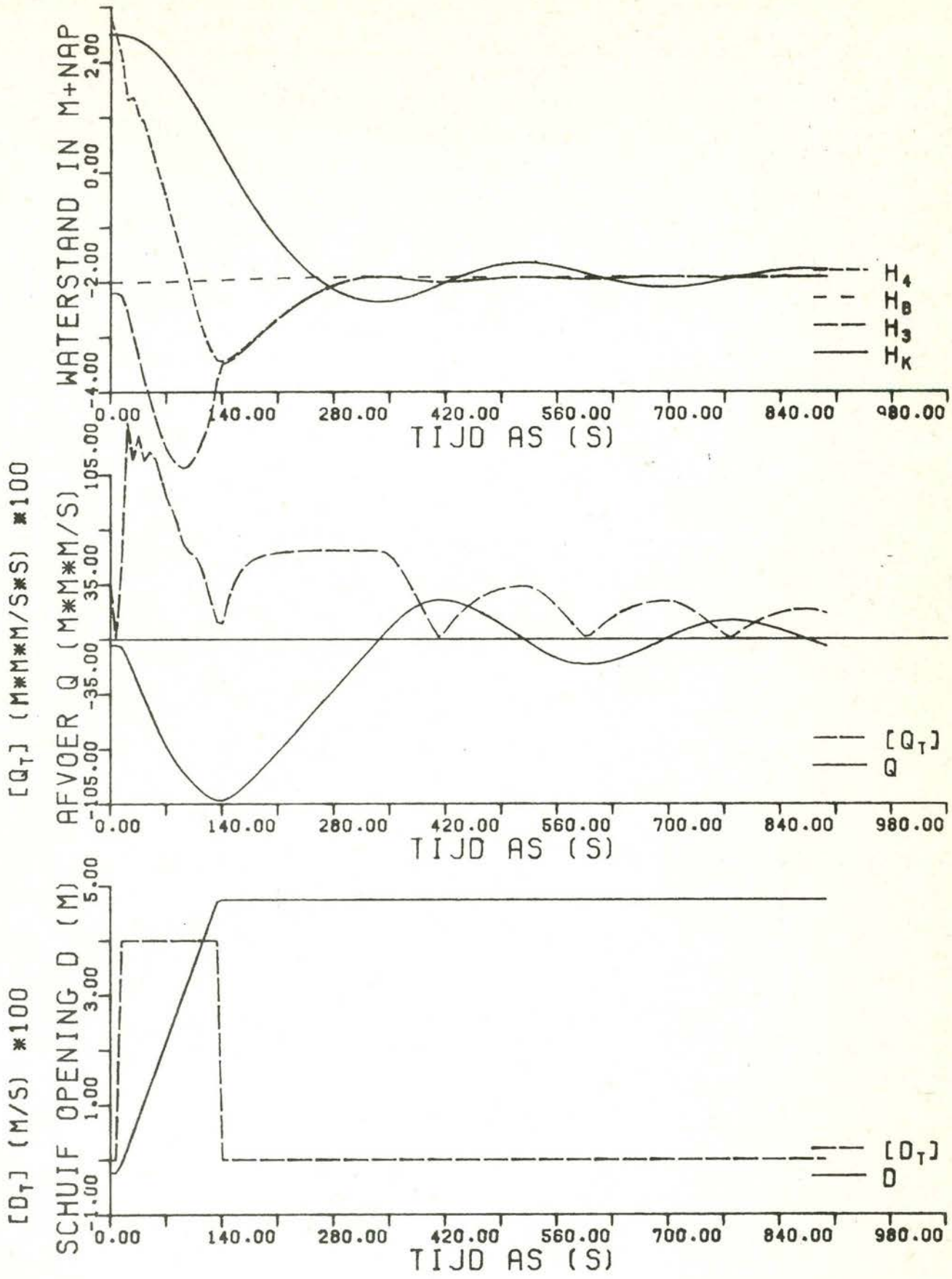
Voorstel bodembescherming		A4
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M 1359	Fig. 10



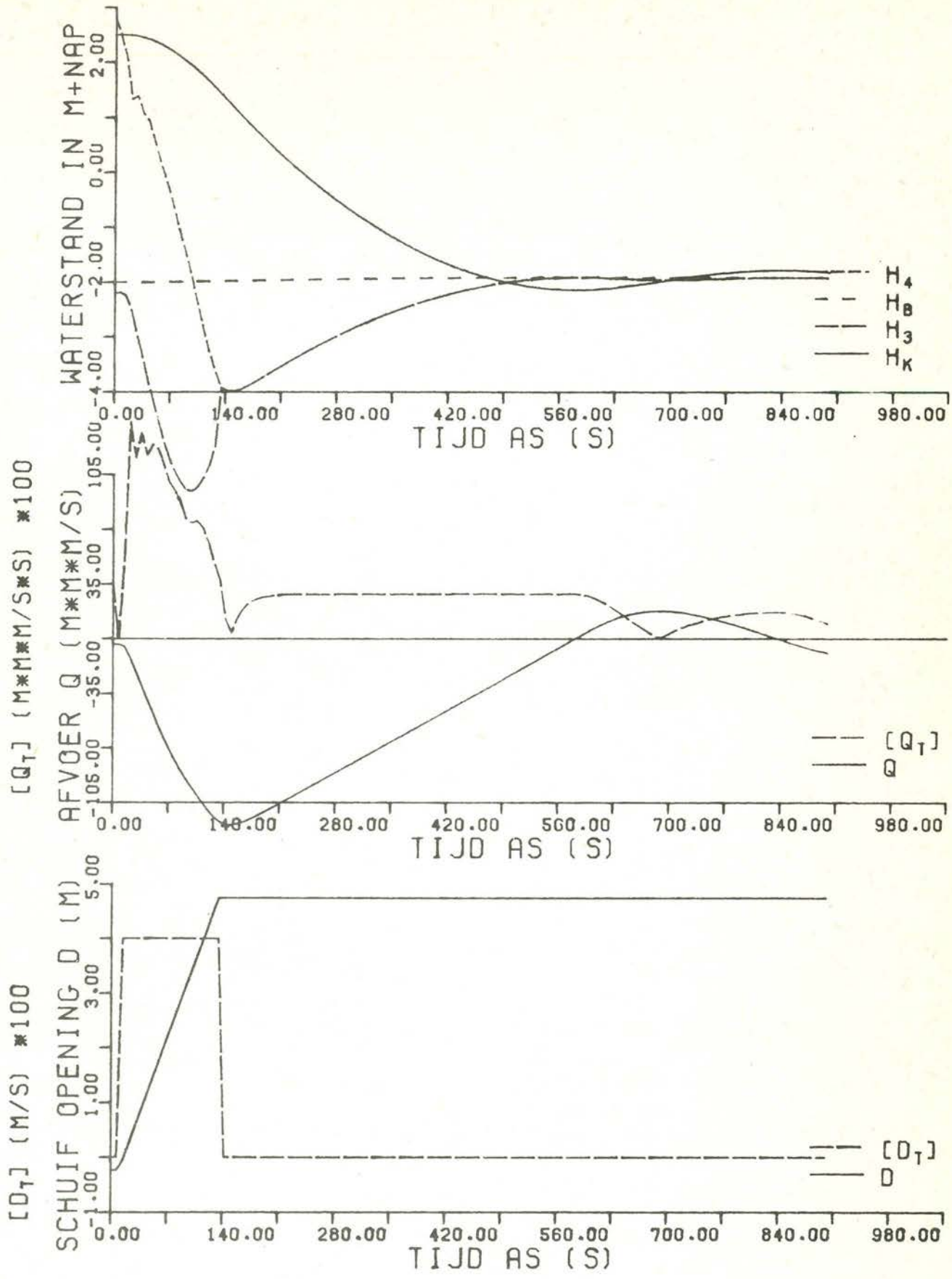
KOLK1, NIET AANGEGROEID, KALAMITEITEN UITLAATWERK VS=0.02M/S	RIOOL	
	BER. NR: 6	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M 1359	FIG. 11



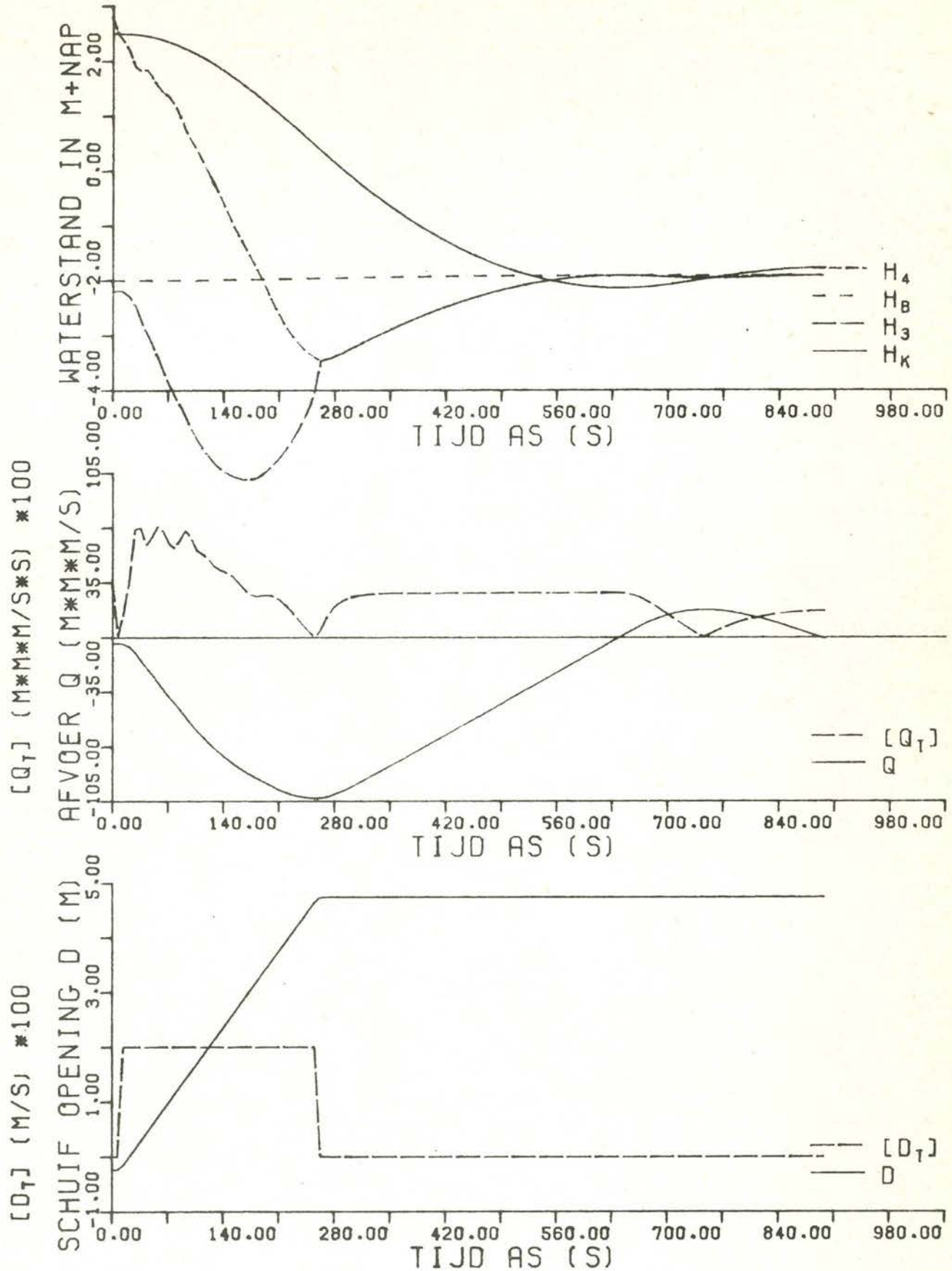
KOLK1, NIET AANGEGROEID, KALAMITEITEN UITLAATWERK VS=0.04M/S	RIOOL	
	BER. NR: 2	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M 1359	FIG. 12



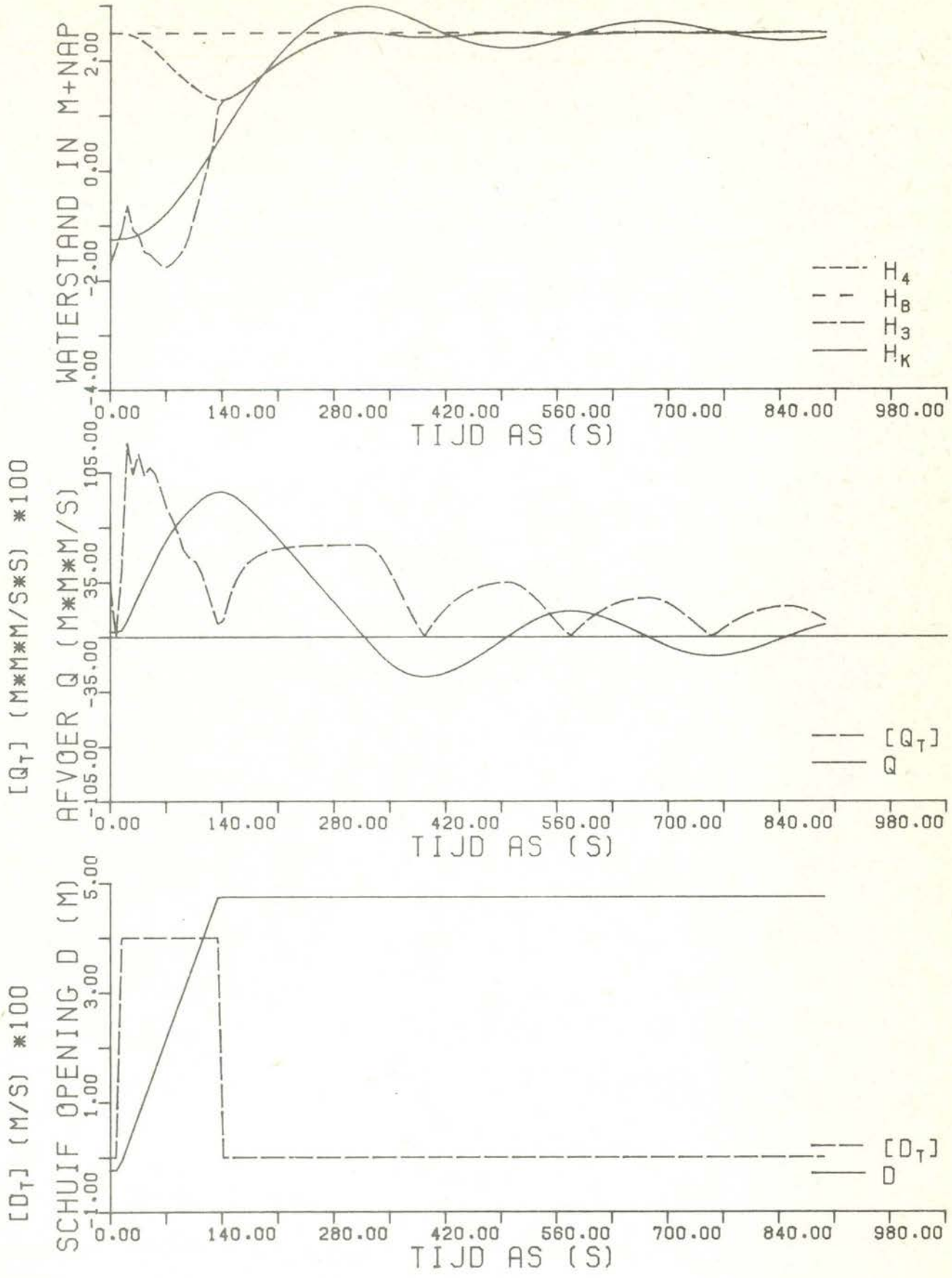
KOLK1, NIET AANGEGROEID, KALAMITEITEN UITLAATWERK VS=0.04M/S	RIOOL	
	BER. NR: 2	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M 1359	FIG. 13



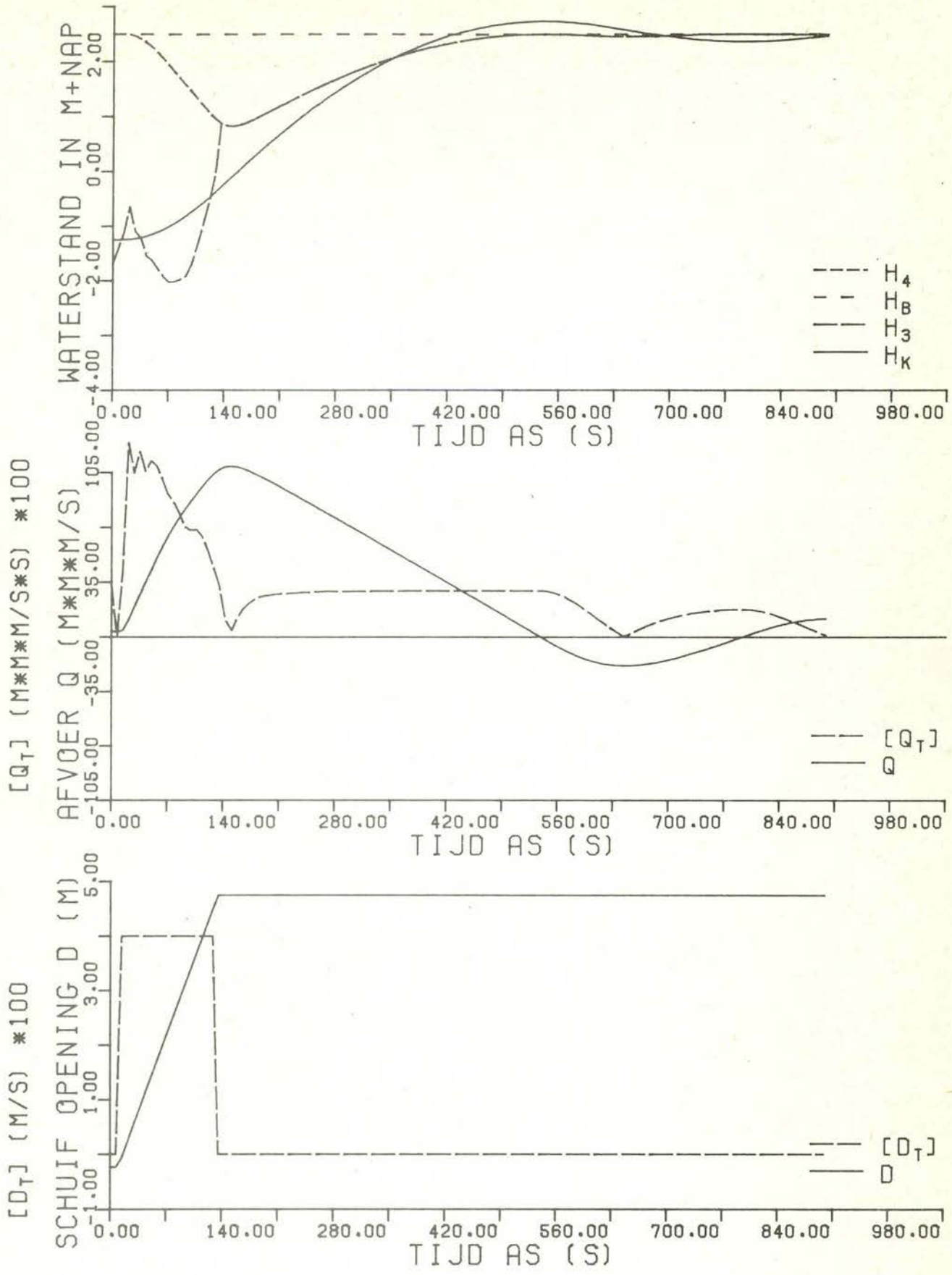
KOLK1.NIET AANGEGROEID.KALAMI- TEITEN UITLAATWERK VS=0.04M/S	RIOOL	
	BER. NR: 1	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M 1359	FIG.14



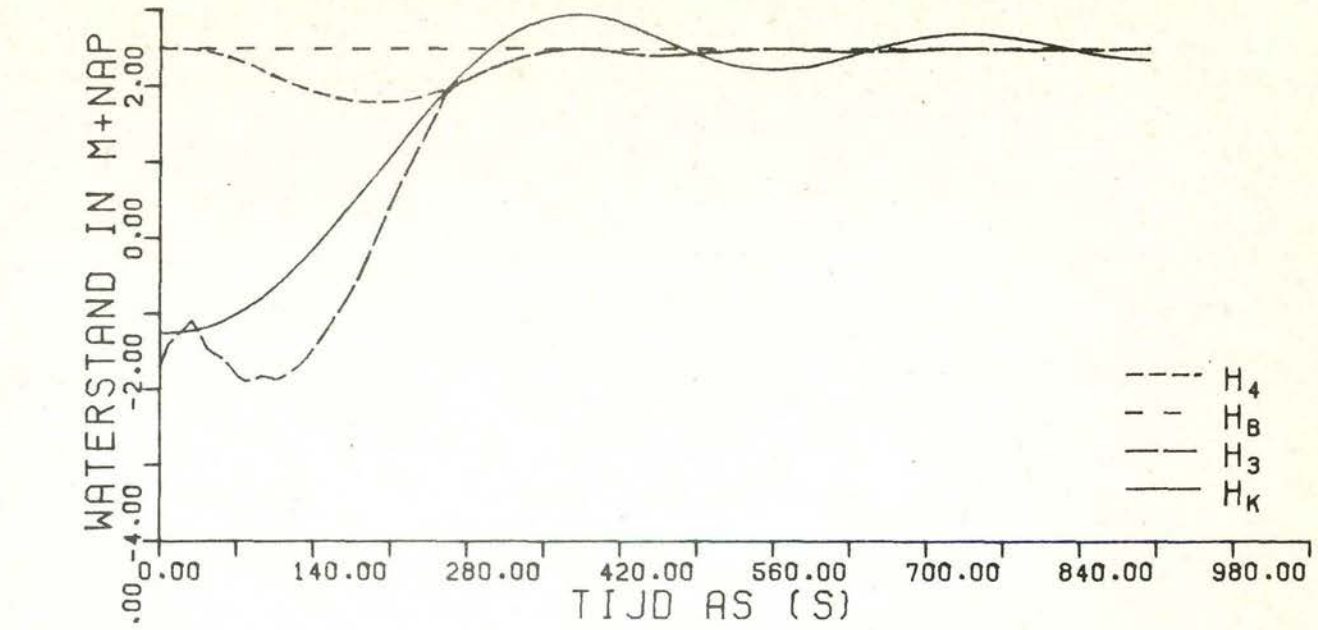
KOLK1, NIET AANGEGROEID, KALAMITEITEN UITLAATWERK VS=0.02M/S	RIOOL	
	BER. NR: 1	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M 1359	FIG. 15

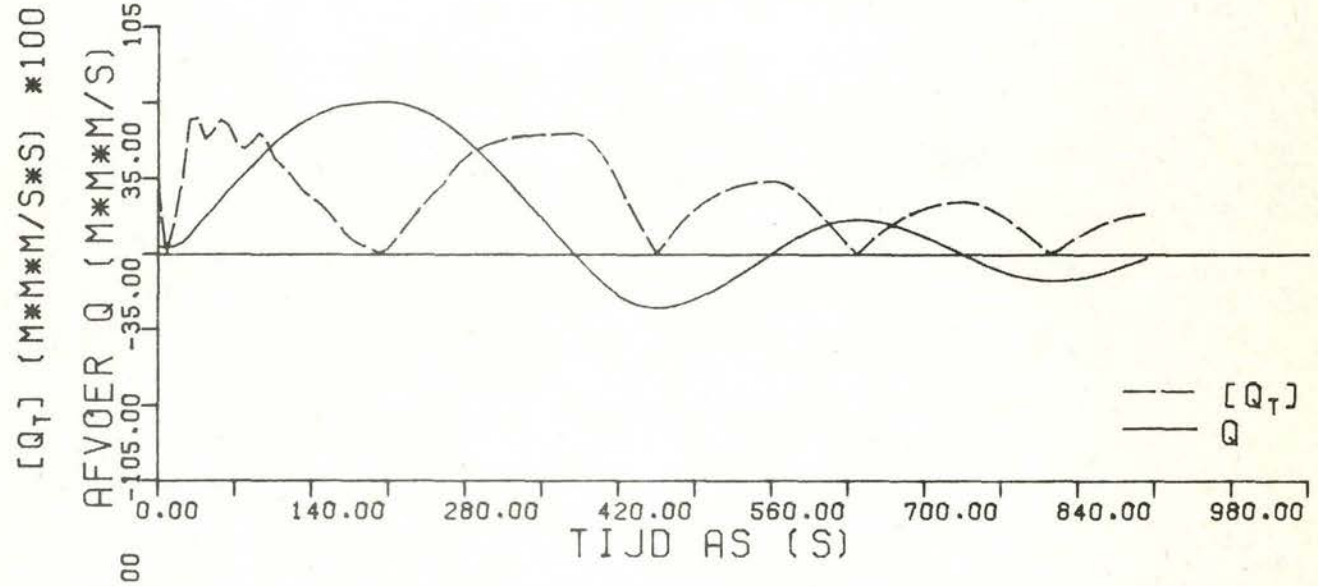


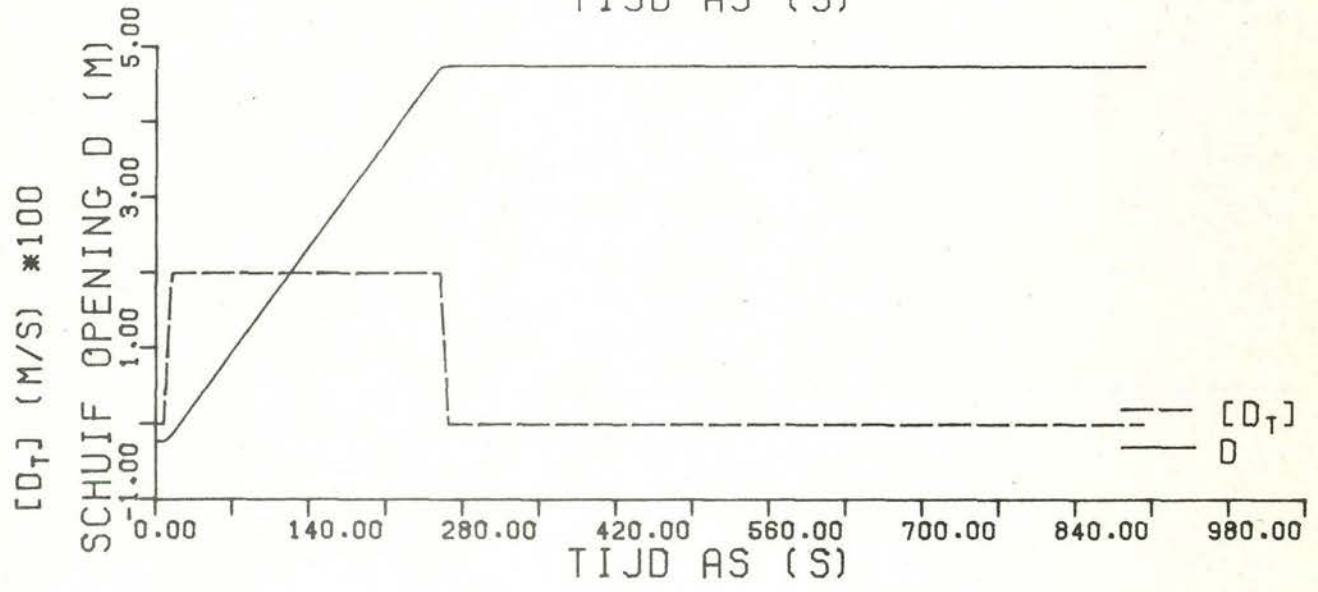
KOLK1, NIET AANGEGROEID, KALAMITEITEN DOORLAATWERK VS=0.04M/S	RIOOL	
	BER. NR: 0	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M 1359	FIG. 16



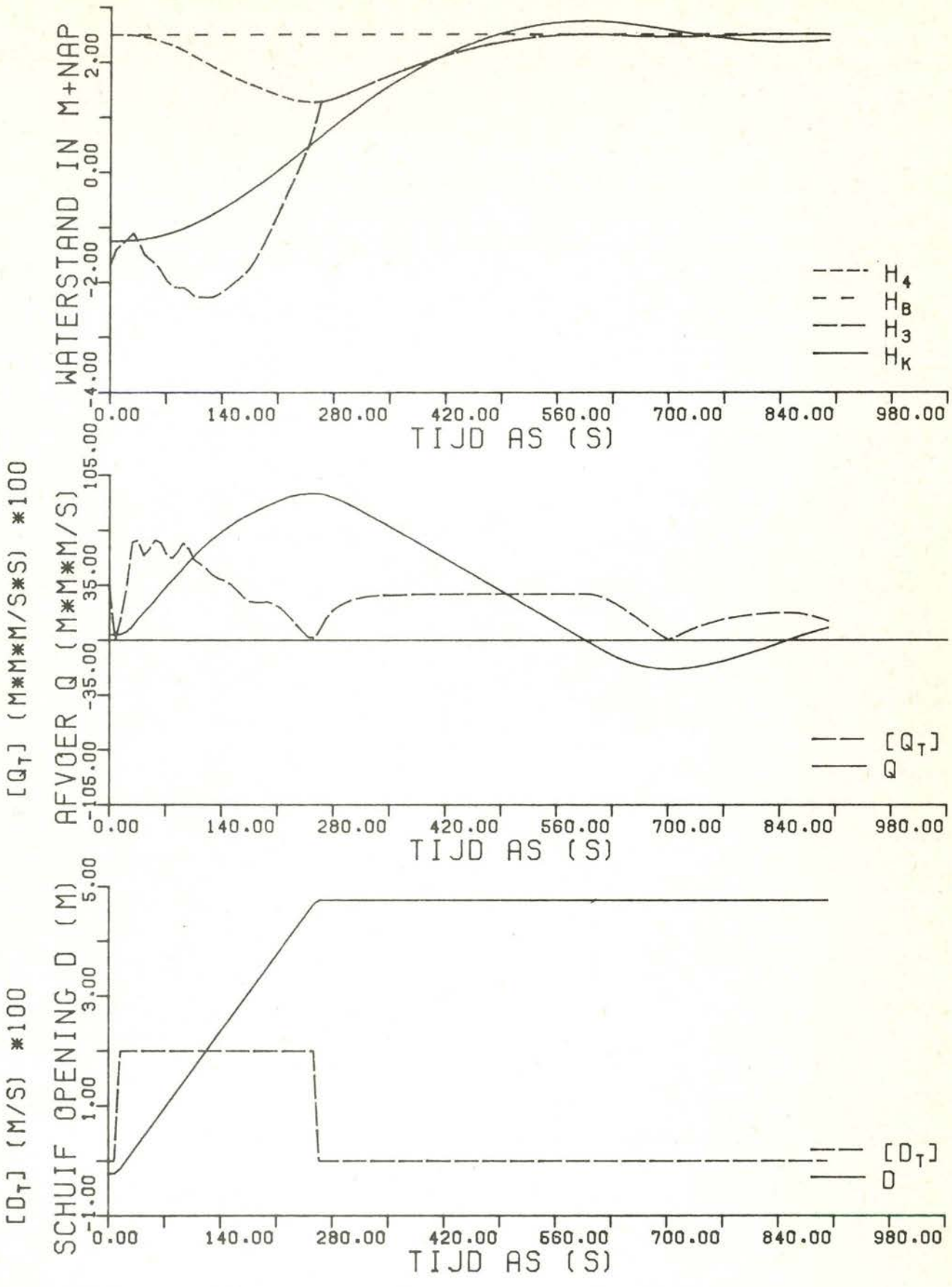
KOLK1, NIET AANGEGROEID, KALAMITEITEN DOORLAATWERK VS=0.04M/S	RIOOL	
	BER. NR: 0	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M 1359	FIG.17



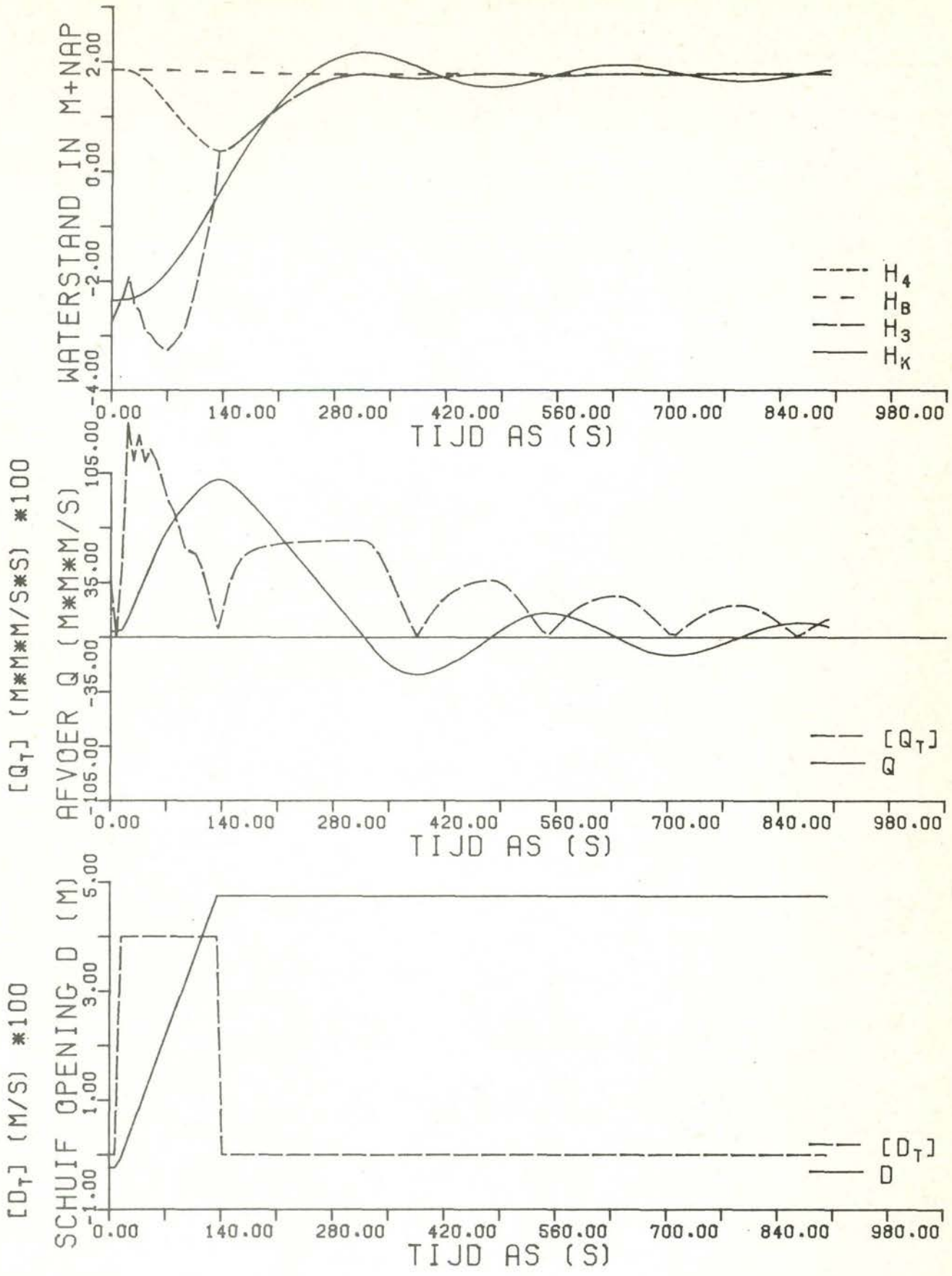




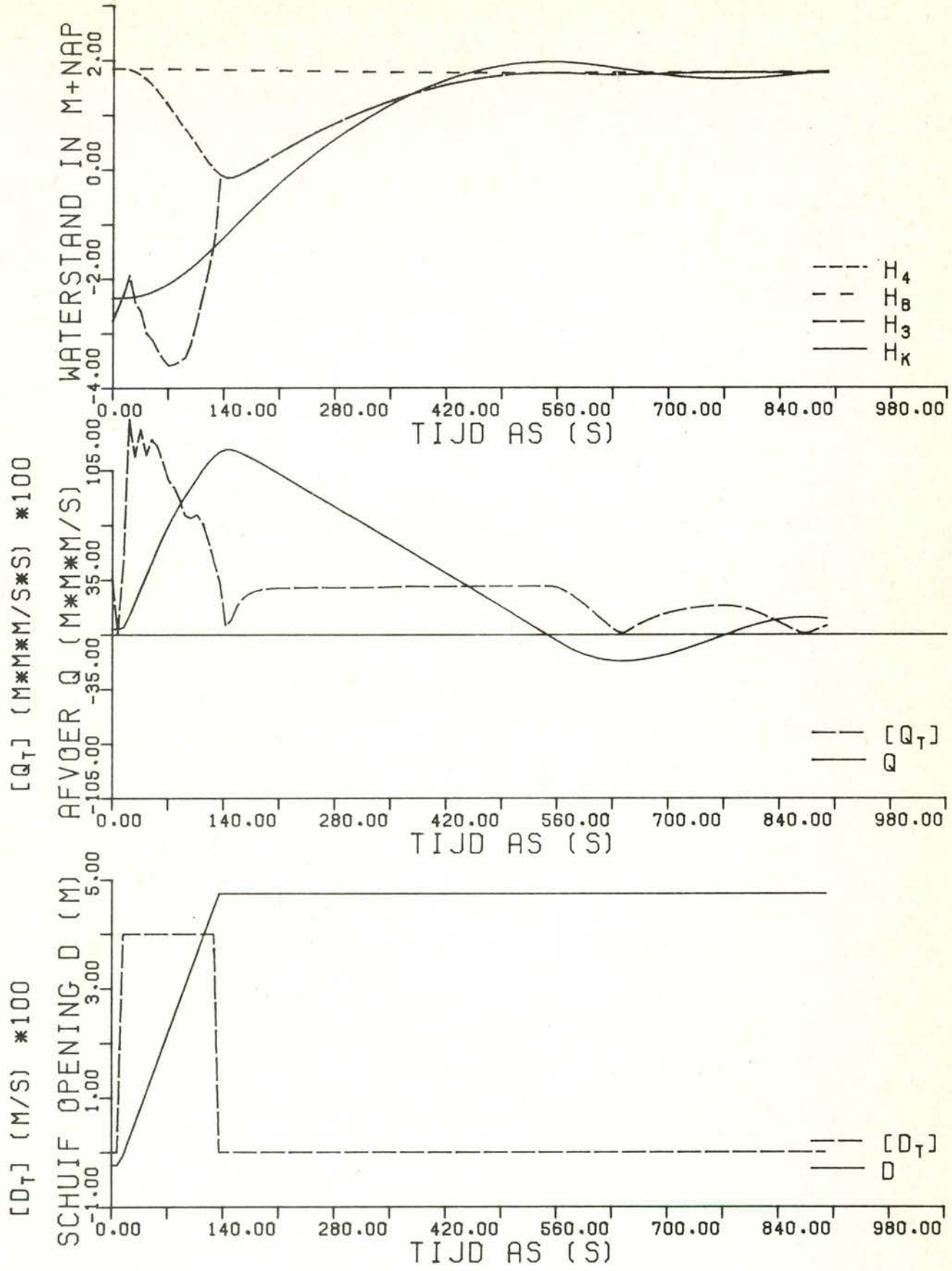
KOLK1, NIET AANGEGROEID, KALAMITEITEN DOORLAATWERK VS=0.02M/S	RIOOL	
	BER. NR: 0	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M 1359	FIG. 18



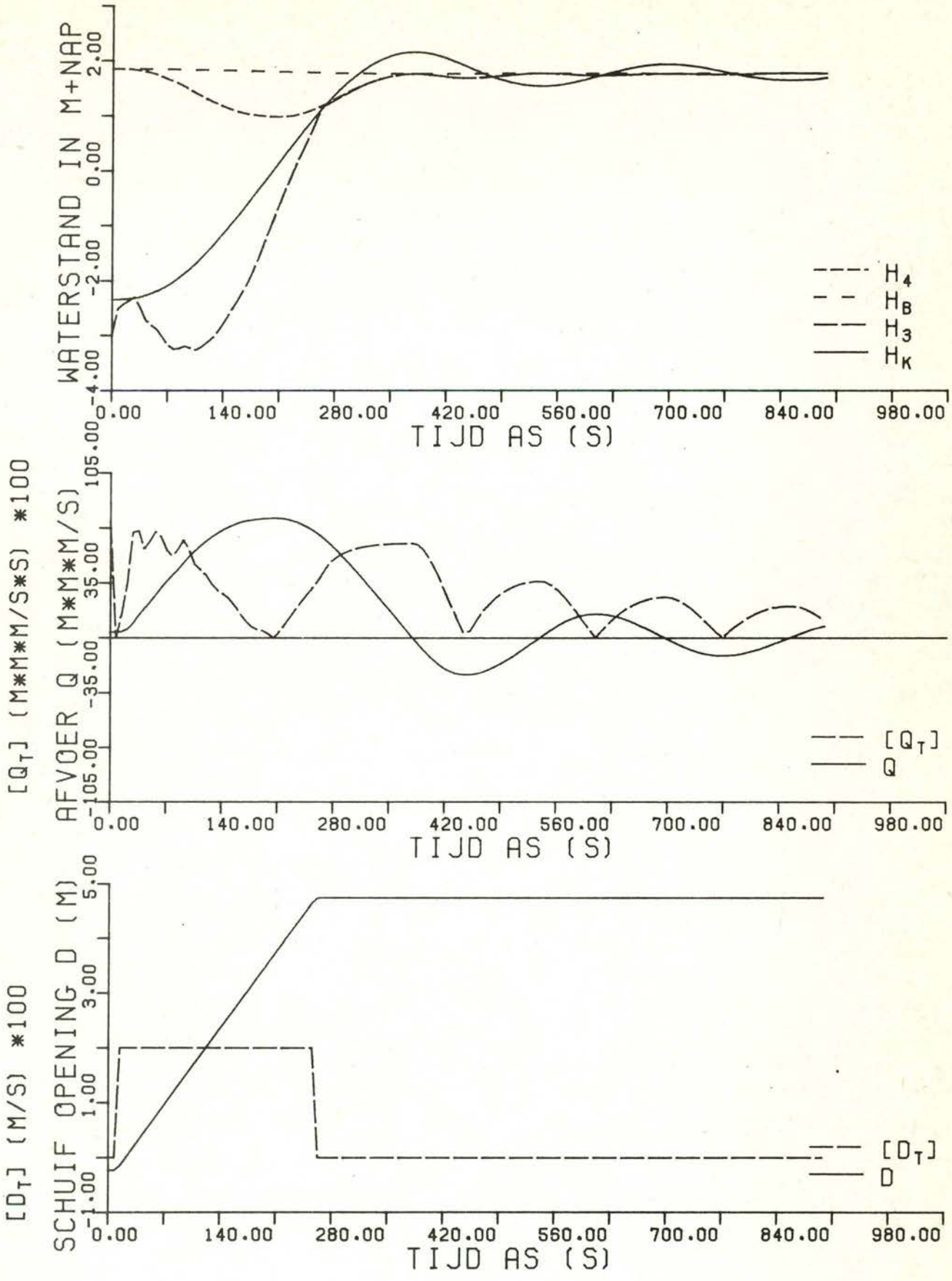
KOLK1, NIET AANGEGROEID, KALAMI- TEITEN DOORLAATWERK VS=0.02M/S	RIOOL	
	BER. NR: 0	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M 1359	FIG. 19



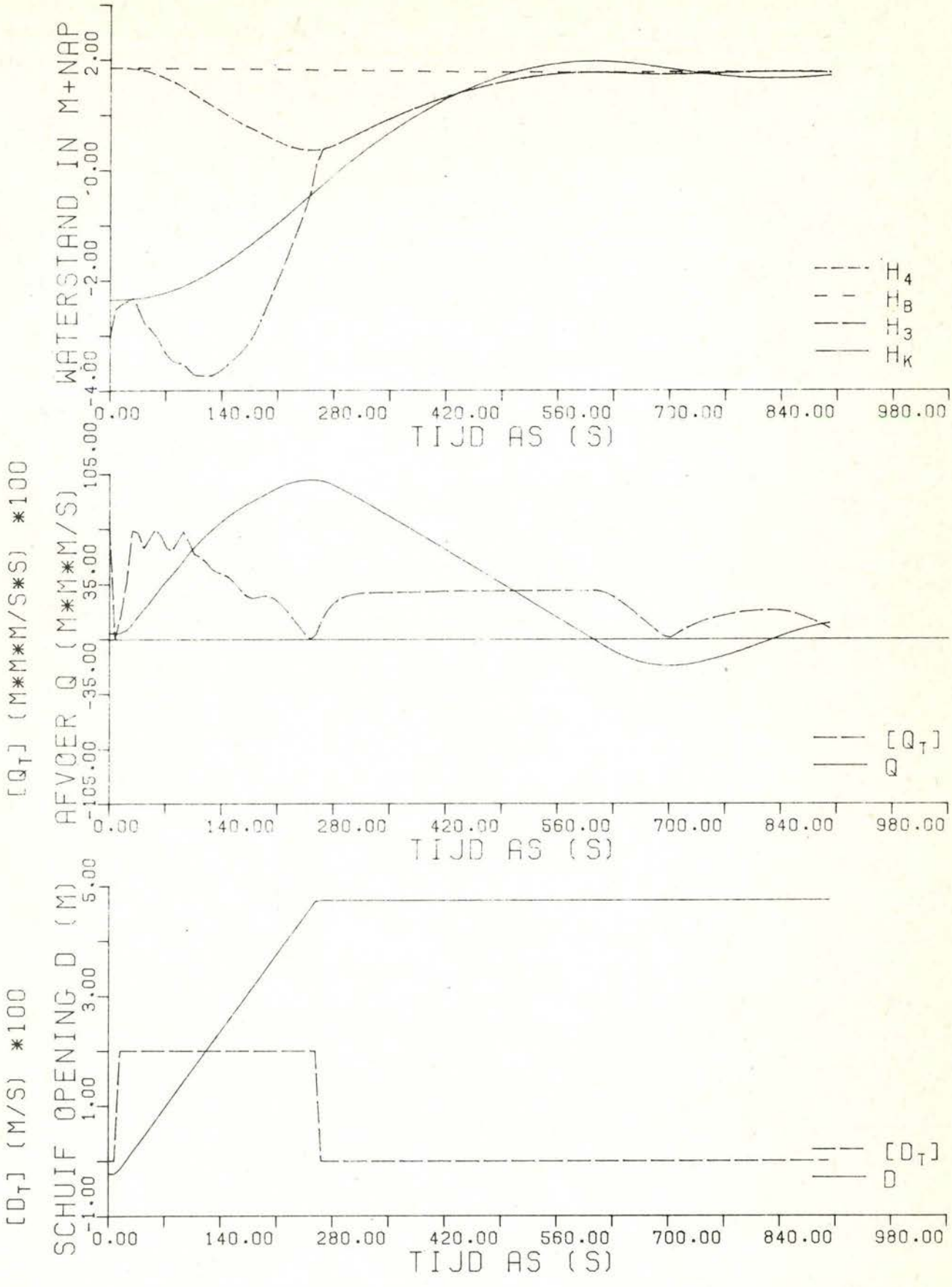
KOLK1,NIET AANGEGROEID,KALAMI- TEITEN INLAATWERK VS=0.04M/S	RIOOL BER. NR: 0	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M 1359	FIG. 20



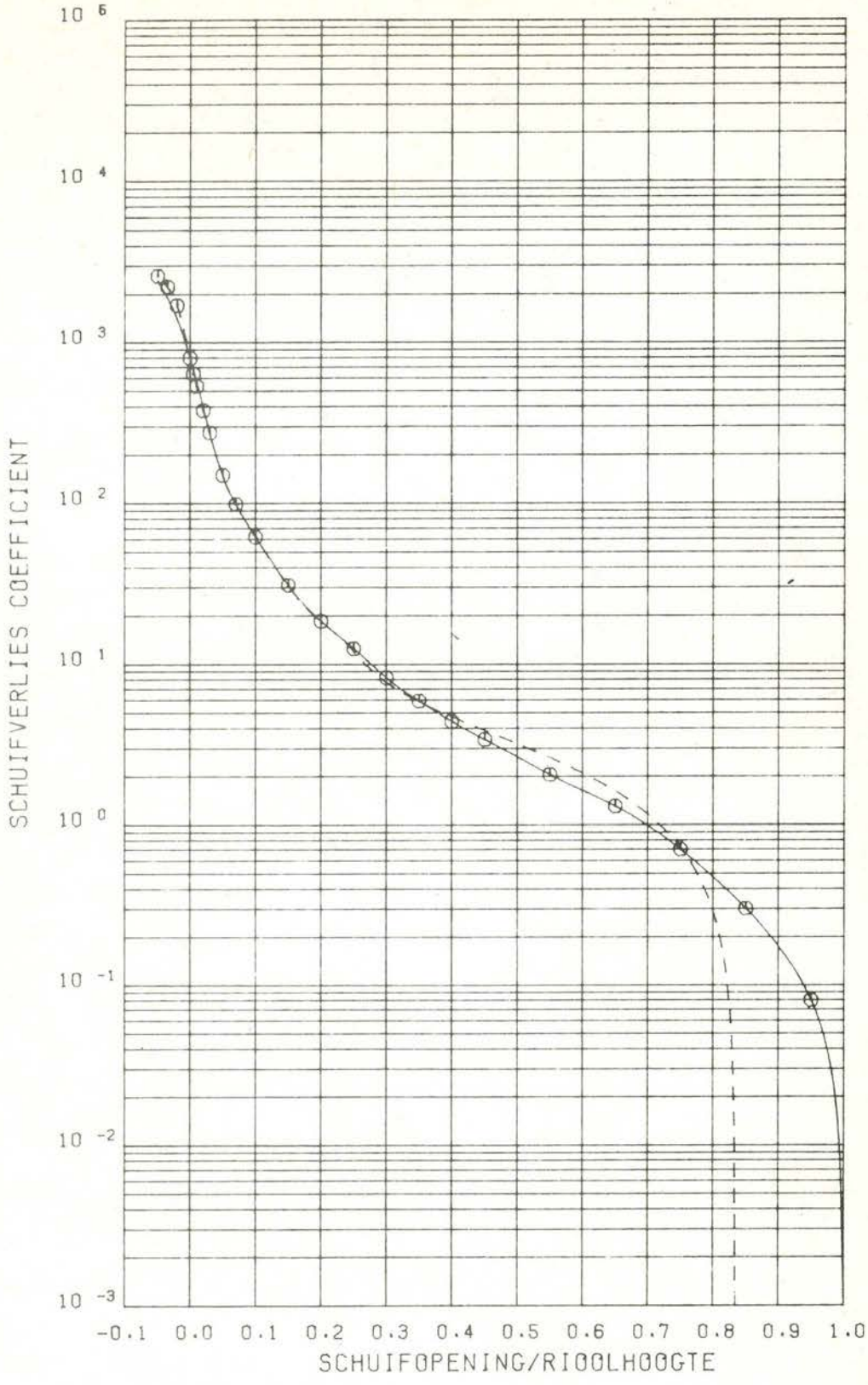
KOLK1, NIET AANGEGROEID, KALAMITEITEN INLAATWERK VS=0.04M/S	RIOOL	
	BER. NR: 0	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M 1359	FIG. 21



KOLK1, NIET AANGEGROEID, KALAMITEITEN INLAATWERK VS=0.02M/S	RIOOL	
	BER. NR: 0	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M 1359	FIG. 22



KOLK1, NIET AANGEGROEID, KALAMITEITEN INLAATWERK VS=0.02M/S	RIOOL	
	BER. NR: 0	
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M 1359	FIG. 23



⏲ GEMETEN PUNT

– BEREKENDE FUNKTIE (AUSGLEICH-SPLINE)

WEERSTANDSKOEFFICIENTEN RIOOLSCHUIF	*ONTLEEND AAN M865-VI*	
PHILIPSDAMSLUIZEN		
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	*M 1359*	*FIG. 24*

p.o. box 177 2600 mh delft the netherlands