

waterloopkundig laboratorium
delft hydraulics laboratory

stabiliteit van blokkendammen

AFGEHANDELD

verslag onderzoek

R 1723

oktober 1983

stabiliteit van blokkendammen

verslag onderzoek

R 1723

oktober 1983

INHOUD

	blz.
1. <u>Inleiding</u>	1
2. <u>Conclusies</u>	2
3. <u>Keuze afsluitmiddelen</u>	3
4. <u>Stabiliteit van blokkendammen</u>	4
5. <u>Vervorming na stabiliteitsverlies</u>	7
5.1 Verrichte onderzoeken.....	7
5.2 Definitie van vervorming.....	7
5.3 Schadeoppervlak.....	8
5.4 Zakking van de kruin.....	9
6. <u>Afvoercharacteristieken van blokkendammen</u>	10
7. <u>Storten van blokkendammen</u>	13
7.1 Inleiding.....	13
7.2 Storten vanaf een kabelbaan.....	13
7.3 Storten vanaf een stortschip.....	14
8. <u>Het afdichten van blokkendammen</u>	15
9. <u>Fundatie en bodemverdediging</u>	17

Bijlage: Berekening van de grondwaterspiegel aan de benedenstroomse zijde van een breukstenen dam.

LITERATUUR

TABELLEN

1. Proefresultaten M 731-VII met afgeschuinde blokken
2. Proefresultaten M 731-X met afgeschuinde blokken
3. Proefresultaten M 731-X met afgeknotte kubussen
4. Vergelijking van de proefresultaten M 731-VII en M 731-X
5. Samenvatting proefresultaten M 995, [5]
6. Spreiding van de blokken in stilstaand en stromend water

FIGUREN

1. Definities
2. Onderzochte blokvormen
3. Kritieke bovenwaterstanden bij breukstenen- en blokkendammen
4. Schade-oppervlak als functie van kruinhoogte en verval
5. Invloed van initieel profiel en aanlegdiepte op schadeprofiel
6. Relatie tussen kruinzakking en verval
7. Relatie tussen kritieke debieten en vervallen ($h < 0,8d$, breuksteen)
8. Taludhelling als functie van valhoogte en bodemligging
9. Valbanen in stilstaand en stromend water
10. Spreiding blokken als functie van stroomsnelheid
11. Zandtransportcapaciteit door een blokkendam als functie van filtersnelheid

STABILITEIT VAN BLOKKENDAMMEN

1. Inleiding

Per brief van 6 oktober 1981 met kenmerk WT 11.123 werd van de Hoofdafdeling Waterloopkunde van de Deltadienst van Rijkswaterstaat opdracht ontvangen voor het uitvoeren van een literatuurstudie naar diverse aspecten samenhangend met de stabiliteit en de doorlatendheid van blokkendammen.

Een aantal onderzoeken heeft zich in het verleden gericht op de stabiliteit en op andere eigenschappen van blokkendammen. Deze onderzoeken hebben echter steeds een sterk constructief-gericht karakter gehad, waarbij de afmetingen van de blokken en de vorm van de dam meestal vast lagen. De nadruk werd gelegd op een toetsing van het ontwerp ten aanzien van de te verwachten schade voor stormcondities. Hierdoor is, bij gebrek aan meer systematische onderzoeken, een complete analyse uitmondend op het opstellen van enigszins eenduidige ontwerpregels niet mogelijk. Het onderhavige onderzoek heeft derhalve meer het karakter van een inventarisatie van de thans beschikbare kennis met betrekking tot blokkendammen, waaruit de lacunes in die kennis kunnen worden afgeleid.

In hoofdstuk 3 wordt kort ingegaan op de keuze van de afsluitmiddelen en op de plaats die blokkendammen in dat kader innemen. In de hoofdstukken 4 en 5 wordt ingegaan op de stabiliteitsaspecten van de toplaag en in de hoofdstukken 6 ... 9 wordt aandacht besteed aan enkele bijzondere aspecten zoals afvoercharacteristieken, storten en afdichten, fundatie en bodemverdediging.

Het onderzoek is uitgevoerd door ir. A.F.F. de Graauw, die tevens dit verslag heeft samengesteld.

2. Conclusies

Uit het onderzoek kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

1. Er bestaat een duidelijke analogie tussen de kritieke bovenwaterstanden bij breukstenen dammen en bij blokkendammen.
De kritieke bovenwaterstanden zijn bij blokkendammen ca 15% lager dan bij breukstenen dammen (bij gelijke benedenwaterstand, dichtheid en stukgewicht van de stenen c.q. blokken, hoofdstuk 4).
2. Het schade-oppervlak bij overschrijding van de kritieke bovenwaterstand is een functie van het verval en van de golfhoogte.
Algemene kwantitatieve relaties kunnen op basis van de beschikbare onderzoeken echter (nog) niet worden gegeven (hoofdstuk 5).
3. Bij vervallen kleiner dan een derde van de damhoogte is het debiet door de dam evenredig met de wortel uit het verval. Bij grotere vervallen wordt dit echter een hogere machtsfunctie (hoofdstuk 6).
4. Door mosselaangroei kan de doorlatendheid van een blokkendam met een factor 30 worden gereduceerd (hoofdstuk 6). Hierdoor kan de stabiliteit van de toplaag afnemen.
5. Bij het storten van blokken in stilstaand water met behulp van een kabelbaan kunnen taludhellingen van 1:1 à 1:1,4 worden bereikt.
De spreiding van de blokken bij storten in stromend water is een lineaire functie van de stroomsnelheid (hoofdstuk 7).
6. Het is thans (nog) onduidelijk onder welke omstandigheden een blokkendam met uitsluitend zand kan worden afgedicht (hoofdstuk 8).
7. Blokkendammen moeten worden gestort op een filterconstructie en worden voorzien van een bodemverdediging aan de benedenstroomse zijde (hoofdstuk 9).

3. Keuze afsluitmiddelen

Er staan verschillende afsluitmethoden ter beschikking, die als volgt kunnen worden ingedeeld [22]:

- A. Plotselinge sluiting
 - 1. caissons
 - 2. doorlaatcaissons
- B. Geleidelijke sluiting
 - 1. horizontale sluiting ("over de kop")
 - 2. verticale sluiting
 - 3. gecombineerde sluiting (eerst vertikaal, dan horizontaal)

Er kan worden gesteld dat in het algemeen de methoden A1 en B1 voor relatief kleine afsluitingen worden toegepast (klein getijvolume) en A2 en B2 voor grotere afsluitingen. De reden hiervoor is dat bij de laatstgenoemde methoden hoge stroomsnelheden in de eindfasen van de afsluiting meer kunnen worden beperkt. Het voordeel van A2 ten opzichte van B2 is de snelle afsluiting in de eindfase, maar er worden zware eisen gesteld aan de organisatie van het werk.

Blokkendammen vallen in principe onder methode B2. Breukstenen dammen kunnen daar echter ook onder vallen. De keuze tussen beide materialen is afhankelijk van de kosten van winning c.q. aanmaak en vooral ook van verwerking. Zowel wat de winning als wat de verwerking betreft zijn geprefabriceerde blokken vaak in het voordeel onder Nederlandse omstandigheden, met name als het gaat om grote elementen die benodigd kunnen zijn in de eindfase van de afsluiting als de grootste stroomsnelheden optreden.

In dit verband behoort een combinatie van een onderbouw van stortsteen met een bovenbouw van blokken ook tot de mogelijkheden.

Tenslotte kan onderscheid worden gemaakt tussen verschillende typen materieel. Een verticale sluiting kan met behulp van stortschepen vanaf de waterspiegel worden uitgevoerd tot enkele meters onder de waterspiegel. In dat geval wordt vaak methode B3 toegepast.

De verticale sluiting kan ook met behulp van een kabelbaan geschieden, hetgeen het voordeel biedt de afsluiting tot boven het wateroppervlak te kunnen uitvoeren met hetzelfde materieel.

Tenslotte kunnen ook nog andere methoden worden genoemd, zoals storten vanaf een brug (vooral stortsteen) of met behulp van helicopters (vooral betonblokken).

4. Stabiliteit van blokkendammen

Er is in het verleden een aantal onderzoeken uitgevoerd waarbij de kritieke debieten en waterstanden, maar vooral ook de vervormingen na stabiliteitsverlies, zijn bepaald. De meeste proeven zijn uitgevoerd met dammen met een dubbele kruin.

Slechts het onderzoek M 731 [2,3] biedt de mogelijkheid om eenduidige kritieke debieten af te leiden. Ook dit onderzoek is echter zodanig gericht geweest op een specifiek ontwerp van een blokkendam, dat er geen sprake kan zijn van een enigszins systematisch onderzoek naar het ontwerpen van blokkendammen (tabellen 1 ... 3).

Een vergelijking van enkele proeven met gelijke kenmerkende parameters leidt tot tabel 4. Daaruit blijkt dat er een redelijke reproductie van de proefresultaten aanwezig is (behalve bij de tweede proef).

Het ligt voor de hand om een vergelijking te maken met de resultaten van onderzoeken naar de stabiliteit van breukstenen dammen [1]. De overlappen tussen de onderzoeken zijn echter beperkt.

De onderzoeken met blokken zijn beperkt tot hoge benedenwaterstanden (figuren 1 en 2). Bovendien zijn de blokken meestal relatief groot geweest ten opzichte van de damhoogte (verhouding D/d) en hadden de blokkendammen een dubbele kruin.

In figuur 3 is een overzicht gegeven van de kritieke bovenwaterstanden in de vorm van de parameter $H_{cr}/\Delta D$ als functie van de benedenwaterstand ten opzichte van de kruin in de vorm van de parameter (h_b/D) .

Ter vergelijking is tevens de voor breukstenen dammen gevonden relatie aangegeven [1b]:

$$\frac{H_{cr}}{\Delta D} = \frac{h_b}{\Delta D} + \frac{C^2}{2g} \frac{\psi_{cr}}{K^2 \mu^2} \quad \left(\text{met voor } \frac{\psi_{cr}}{K^2 \mu^2} = 0.04 \right) \quad (1)$$

waarin:

H_{cr} = kritieke bovenwaterstand ten opzichte van de kruin (m) (m)

h_b = benedenwaterstand ten opzichte van de kruin (boven de kruin positief) (m)

D = $(M_{50}/\rho)^{1/3}$ = steendiameter (m)

M_{50}	= massa van steen c.q. blok, die door 50% van de totale massa steen wordt overschreden	(kg)
ρ	= dichtheid stenen	(kg/m ³)
Δ	= relatieve dichtheid stenen onder water	(-)
C	= coëfficiënt van Chézy = $18 \log 12h_b/k_s$	(m ^{1/2} /s)
k_s	= equivalente zandruwheid = $2D$	
g	= versnelling zwaartekracht	(m/s ²)
ψ_{cr}	= parameter van Shields	(-)
μ	= afvoercoëfficiënt van de dam	(-)
K	= invloedsfaktor voor stroomsnelheidsvertikaal	

Het blijkt dat blokkendammen iets minder stabiel zijn dan breukstenen dammen bij gelijke benedenwaterstand, stukgewicht en dichtheid van de stenen. Een reductie van ca 15% van de kritieke bovenwaterstand lijkt redelijk te voldoen voor $h_b/D \geq 3$ (figuur 3). Dit kan vermoedelijk worden verklaard door de meer regelmatige vorm van de blokken en vooral ook door het gladder oppervlak van de blokken, waardoor de onderlinge wrijving kleiner is dan bij breuksteen.

Opgemerkt dient te worden dat blokken gestort op een stortstenen kern minder stabiel zijn dan bij een geheel uit blokken bestaande dam [1a]. Het eventuele voordeel van een goedkopere kern, bestaande uit stortsteen wordt dus tegen- gewerkt door de grotere (c.q. duurdere) blokken op de toplaag (bij gelijke kritieke bovenwaterstand).

Er is voor de stormvloedkering van de Oosterschelde uitgebreid onderzoek verricht naar de stabiliteit van de overgangsconstructie tussen de eerste pijler en het landhoofd [8]. Daarbij zijn zowel blokken- als breukstenen dammen beschouwd.

Bij dat onderzoek is de volgende stabiliteitsformule afgeleid (behorend bij het criterium "veel schade"):

$$H_{cr} = K (\Delta D)^{5/6} (\text{tg } \phi \cos \alpha - \sin \alpha)^{5/6} \sin \alpha^{-1/2} \quad (1a)$$

Hierin wordt voor de hoek van natuurlijk talud $\phi = 45^0$ aangenomen en blijkt de coëfficiënt K gelijk te zijn aan 1,35 als voor D de ribbe van de blokken wordt aangehouden.

Ter vergelijking met de resultaten van figuur 3, kan in deze formule worden

gesubstitueerd: $\cotg \alpha = 1,5 \text{ à } 2$; $\text{tg } \phi = 1$; $\Delta = 1,5$; $D = 1 \text{ m}$ en $K = 1,35$. Dan blijkt $H_{cr}/\Delta D \approx 0,6 \text{ à } 1$.

Daarbij beschouwend dat in het onderzoek de benedenwaterstand nagenoeg niet is gevarieerd en dat $h_b/D \approx -3$ (proeven met blokken), is de overeenkomst met figuur 3 zonder meer goed.

Een ernstige tekortkoming van formule (1a) is dat de invloed van de benedenwaterstand niet in rekening wordt gebracht, omdat dit in dat projekt-gerichte onderzoek van secundair belang blijkt te zijn geweest.

Wellicht zal te zijner tijd een combinatie van de formules (1) en (1a) tot stand worden gebracht, waarin zowel de invloed van de taludhellingen als van de benedenwaterstand in rekening is gebracht.

5. Vervorming na stabiliteitsverlies

5.1 Verrichte onderzoeken

Er zijn vele proeven uitgevoerd met betrekking tot de vervorming van blokken-dammen onder invloed van verval en golven. Deze proeven zijn echter sterk constructief gericht geweest, zodat systematische invloeden van de verschillende parameters nauwelijks of niet te onderscheiden zijn. Enige samenvatting van de proefresultaten wordt gevonden in [2,4,5]. Deze resultaten zullen in het onderhavige onderzoek nader worden beschouwd.

De meeste proeven zijn uitgevoerd met dammen met een dubbele kruin, omdat tijdens vooronderzoek bleek dat daarbij aanzienlijk minder schade optrad. In deze onderzoeken zijn de volgende parameters niet of weinig gevarieerd:

- benedenwaterstand (meestal NAP, gevarieerd tussen NAP en NAP -0,30 m)
- blokgewicht (2,5 ton)
- golfhoogte en-periode (2,4 à 3,8 m en 7 à 8 s)

Wel gevarieerd zijn de parameters:

- verval over de dam (0,5 tot 4 m)
- kruinhoogte van de dam (NAP-2 tot + 4m)
- aanlegdiepte van de dam (NAP-5 tot -16 m)

5.2 Definitie van vervorming

De eerste vraag die zich voordoet, is hoe de vervorming van de dam na stabiliteitsverlies moet worden beschreven. De volgende mogelijkheden kunnen worden beschouwd:

- zakking van de kruin in m
- schade-oppervlak in m^2 (in dwarsrichting, figuur 4)
- schade in aantal blokken per lengte-eenheid in langsricting (meestal 20 m)
- schadeherstel in aantal blokken (in verband met het benodigde aantal reserve-blokken).

Het ligt voor de hand dat deze parameters funkties van elkaar zijn om eenvoudige geometrische redenen. Er kan derhalve voor één van de parameters worden gekozen. In het onderhavige onderzoek is gekozen voor het schade-oppervlak in m^2 , omdat deze tijdens het grootste aantal proeven is bepaald.

5.3 Schade-oppervlak

De resultaten van de genoemde onderzoeken [2,4,5] zijn samengevat in figuur 4. Het merendeel van de gegevens behoort bij een (regelmatige) golfhoogte van 2,5 m [4]. De gegevens uit [5] behoren bij een grotere golfhoogte van 3,0 à 3,8 m en de gegevens uit [2] behoren bij een situatie zonder golven. Uit de vergelijking van deze drie proevenseries kan geen kwantitatieve golfinvloed worden afgeleid. Er kan slechts worden gesteld dat bij grotere golfhoogte een kleiner verval behoort voor een gelijk schade-oppervlak, hetgeen nogal voor de hand ligt.

Verder moet worden opgemerkt dat volgens [4] de invloed van de aanlegdiepte van de dam op het schade-oppervlak "vrijwel te verwaarlozen" is. Dit lijkt in het licht van figuur 5 toch wel enigszins een eufemisme te zijn.

Uit figuur 5 zou daarentegen de onjuiste conclusie kunnen worden getrokken dat de kruinhoogte van secundair belang is (er wordt in die figuur geen onderscheid gemaakt tussen de bovenstroomse kruin op NAP + 4m en NAP + 3m). Dit wordt door de gegevens in figuur 4 en in tabel 5 duidelijk tegengesproken.

Hieruit blijkt dat zowel de kruinligging als de aanlegdiepte van belang zijn voor het schade-oppervlak.

Er kan worden gesteld dat er zeer waarschijnlijk een verband bestaat tussen de evenwichtshelling van de kruin na vervorming en het verval: hoe groter de overschrijding van het kritieke verval voor begin van beweging op de kruin, hoe flauwer de evenwichtshelling.

Tenslotte kan een vergelijking van het schade-oppervlak met het aantal verplaatste blokken bij begin van beweging worden afgeleid uit vergelijking van de figuren 3 en 4. Het is immers mogelijk om de weergegeven lijnen in figuur 4 te vertalen naar lijnen in figuur 3. Deze vertaling is uitgevoerd voor de lijnen uit figuur 4, overeenkomend met 0 ; 4 en 20 m² schade in het dwarsprofiel.

In figuur 3 is te zien dat de gegevens consistent zijn en dat de puntenwolk die geldig is voor een schade van 5 blokken per 20 m' overeenkomt met een schade in het dwarsprofiel van 4 à 20 m².

5.4 Zakking van de kruin

De zakking van de kruin, bij overschrijding van de kritieke bovenwaterstand, is groter bij dammen met een enkele kruin dan bij dammen met een dubbele kruin [6,26]. Dit staat in verband met de kleinere kruinbreedte waardoor er een kleinere "reserve" aan blokken aanwezig is na begin van beweging bij de top van de dam.

Bij gelijke schade zouden bij een enkele kruin grotere blokken moeten worden toegepast, hetgeen de vereenvoudigde (c.q. goedkopere) uitvoeringsmethode tegenwerkt (bijvoorbeeld enkele in plaats van dubbele kabelbaan).

Met behulp van tabel 5 kan een relatie worden afgeleid tussen het verval en de zakking van de kruin (figuur 6). Beide parameters zijn hierbij gerelateerd aan de damhoogte d . De invloed van golven is op dezelfde wijze in rekening gebracht als in [8].

Aangezien het beschouwde onderzoek is uitgevoerd met een dam met twee kruinen op ongelijke niveau's, is de gemiddelde zakking van beide kruinen aangehouden. In figuur 6 is te zien dat door het relateren van het verval en de kruinzakking aan de damhoogte, de invloed van de aanlegdiepte nagenoeg wordt uitgeschakeld. De kruinzakking blijkt een lineaire funktie te zijn van het verval over de dam.

Dat de invloed van de aanlegdiepte niet geheel wordt uitgeschakeld door het relateren aan de damhoogte blijkt uit een vertaling van de situatie bij begin van beweging, zoals in figuur 4 is weergegeven (bij 4 m^2 schade en kruin op NAP + 3 à 4 m). Uit deze vertaling volgt:

$$\text{aanlegdiepte NAP} - 16 \text{ m} : Z_{\text{cr}}^* = Z_{\text{cr}}/d = 0,13 \text{ à } 0,15$$

$$\text{aanlegdiepte NAP} - 10 \text{ m} : Z_{\text{cr}}^* = Z_{\text{cr}}/d = 0,19 \text{ à } 0,21$$

6. Afvoercharacteristieken van blokkendammen

Bij ruime overstroming van de dam ($h > 1,2 \text{ à } 1,5 d$) is het debiet dōōr de dam een verwaarloosbare fractie van het totale debiet. De doorlatendheid van de dam speelt daarbij derhalve geen rol.

Bij een kleine overstroming van de dam ($0,8 d < h < 1,2 d$) is de invloed van de doorlatendheid van de dam merkbaar. Deze invloed is in die situatie nog niet zo belangrijk dat de relatief kleine verschillen in de doorlatendheid van het materiaal in rekening moeten worden gebracht. Belangrijker hierbij is de invloed van de kruinbreedte van de dam, waardoor de doorlatendheid van de dam als geheel sterk wordt beïnvloed.

Indien de benedenwaterstand onder de kruin ligt ($h < 0,8 d$) vindt de stroming geheel dōōr de dam plaats en is er dus sprake van een stroming door een poreus medium. De grondwaterstroming zal bij doorlatende dammen, opgebouwd uit stortsteen of blokken, altijd turbulent zijn ($R_e = U_f D / \nu > 500 \text{ à } 600$).

Daarbij geldt de volgende afvoerformule:

$$U_f = k I^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

waarin:

U_f	= filtersnelheid	[m/s]
k	= doorlatendheid van het materiaal	[m/s]
I	= verhang	[-]

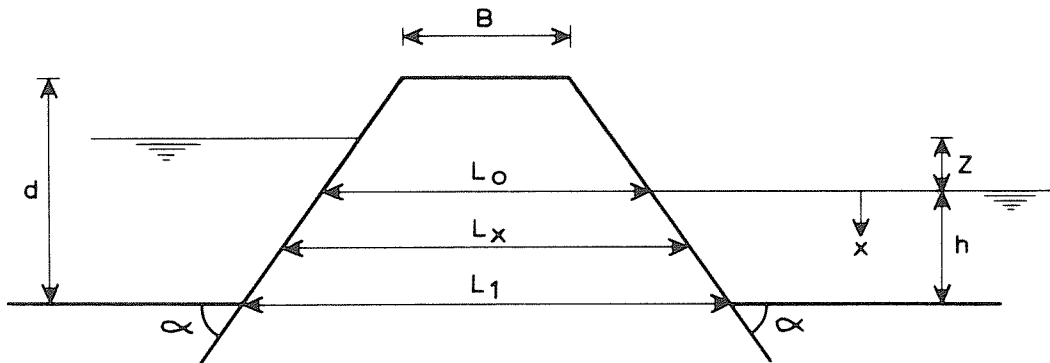
Voor de doorlatendheid van het materiaal kan voor turbulente stroming globaal worden aangehouden:

$$k = 0,2 (gD)^{\frac{1}{2}}, \quad (3)$$

waarin D bij kubussen gelijk moet worden genomen aan de langste diagonaal ($\sqrt{3}$ maal de ribbe). Bij toepassing van relatie (3) dient beseft te worden dat afwijkingen van $\pm 50\%$ in de gevonden waarde van k tot de mogelijkheden behoren. Deze grote spreiding wordt met name veroorzaakt door verschillen in de porositeit [23].

Er is geen eenvoudige definitie van het verhang in de dam te geven. Uitgaande van schematisaties kunnen verschillende rekenmethoden worden opgesteld.

Een generalisatie van de in het verslag M 985 [13] gegeven benadering leidt tot de volgende relatie tussen het debiet en het verval over een trapeziumvormige dam.



$$I = Z/L_x$$

$$L_x = L_0 + 2 x \cot\alpha$$

$$L_0 = B + 2 (d-h) \cot\alpha$$

Uitgaande van relatie (2) volgt:

$$dq = U_f dx = k \left(\frac{Z}{L_0 + 2 x \cot\alpha} \right)^{\frac{1}{2}} dx$$

of:

$$\frac{dq}{k} = \left(\frac{Z}{L_0 + 2 x \cot\alpha} \right)^{\frac{1}{2}} dx$$

Na integratie volgt in de kritieke toestand:

$$\frac{q_{cr}}{kd} = A \left(\frac{Z_{cr}}{d} \right)^{\frac{1}{2}} \tag{4}$$

waarin:

$$A = \left[\left(\frac{B}{d} + 2 \cot\alpha \right)^{\frac{1}{2}} - \left(\frac{B}{d} + 2 \left(1 - \frac{h}{d} \right) \cot\alpha \right)^{\frac{1}{2}} \right] \frac{1}{\cot\alpha} \tag{5}$$

In deze benadering is aangenomen dat de stroomlijnen overal in de dam evenwijdig zijn, waardoor dus in wezen wordt aangenomen dat het verval Z klein is ten opzichte van de breedte van de dam.

Het zal duidelijk zijn dat deze aanname tot afwijkingen zal leiden bij relatief grote vervallen.

Uit het onderzoek van Prajapati (1980) naar breukstenen dammen blijken afwijkingen te ontstaan voor $Z > 0,3 d$ (figuur 7). Het debiet blijkt dan een hogere machtsfunctie te worden van het verval. Opgemerkt wordt dat in dat onderzoek de damhoogte d niet is gevarieerd, doch alleen de steendiameter en het verval. Enkele nadere beschouwingen over de grondwaterstroming door een trapeziumvormige dam zijn in bijlage 1 gegeven.

Een verschijnsel dat hier apart vermeld dient te worden is mosselaangroei [24]. Hierdoor kan de doorlatendheid van een dam opgebouwd uit stortsteen of blokken, met de tijd afnemen tot $k = 0,03$ m/s; dit is een reductie met een factor 30 bij een blokkendam met blokken met 1 m ribbe (relaties 2 en 3). De snelheid van aangroei is sterk afhankelijk van de voedselaanvoer die door het door de dam stromende water wordt verzorgd.

Door de stroming worden mossellarven in de dam afgezet op de stenen en op de eerder aangekomen mosselen, waardoor de porieën geleidelijk worden opgevuld. Wanneer de laag mosselen op de stenen te dik wordt, worden de eerst aangekomen mosselen in de onderlaag niet meer gevoed zodat hun groei wordt stopgezet. In de buitenste laag mosselen op de stenen zet de groei zich voort. Dit mechanisme, dat zich op iedere steen afspeelt, vindt ook plaats op schaal van de gehele dam: de groei in de kern van de dam zal geleidelijk stoppen, terwijl deze zich naar de taluds van de dam voortzet.

Indien de voedselaanvoer uniform verdeeld zou zijn in de langsrichting van de dam, zou de dam als geheel geleidelijk minder doorlatend worden. Over het algemeen is dit echter niet het geval en kunnen dus (tijdelijk) aanzienlijke stroomconcentraties worden veroorzaakt door onregelmatige mosselaangroei langs de dam, hetgeen gevaar voor de stabiliteit van de dam kan inhouden.

Het is thans nog onduidelijk of er in het geval van uniform verdeelde mosselaangroei tevens een vermindering van de stabiliteit van de toplaag moet worden verwacht.

7. Storten van blokkendammen

7.1 Inleiding

Er is in het verleden onderzoek uitgevoerd naar het storten van blokken vanaf een kabelbaan [10,11] en vanaf een stortschip [12]. Tevens is in de Oosterschelde een proef uitgevoerd waarbij met behulp van helicopters werd gestort [32].

Bij het storten in stilstaand water is het van belang te weten onder welke taludhelling de blokkendam wordt opgebouwd. Bij het storten in stromend water is het onderzoek voornamelijk gericht op de baan van de vallende blokken onder water.

Tevens dient te worden overwogen of een dam met een enkele of een dubbele kruin moet worden gekozen (zie hoofdstuk 4 en 5.4).

7.2 Storten vanaf een kabelbaan

In stilstaand water blijkt de taludhelling van een blokkendam afhankelijk te zijn van de valhoogte boven water en van de aanlegdiepte onder water. Bovendien is het opgebouwde talud boven water flauwer dan onder water (figuur 8). De verklaring voor deze invloeden is te vinden in de spronggrootte van de vallende blokken bij botsing op de eerder gestorte blokken. Hoe groter de valhoogte, hoe groter deze sprongen en hoe flauwer het talud. Aangezien de valsnelheid boven water groter is dan onder water zijn de sprongen boven water groter en het talud flauwer. De invloed van de aanlegdiepte is te verklaren uit het feit dat een hogere dam een breder basisvlak heeft, waardoor meer blokken binnen het eindprofiel terecht komen.

Overigens wordt opgemerkt, dat ondanks het feit dat werd verwacht dat de te grote elasticiteitsmodulus van de blokken in het model een invloed zou hebben op de resultaten, er toch een goede overeenkomst gevonden werd met de gegevens verkregen bij de bouw van de blokkendam in het Haringvliet.

De valsnelheid van de blokken onder water bereikt een evenwichtssnelheid na 5 à 15 maal de ribbe (r) van de blokken vanaf het wateroppervlak. Deze valsnelheid kan als volgt worden uitgedrukt:

$$W = C_D (\Delta g r)^{\frac{1}{2}} \quad (6)$$

De waarde van C_D was gelijk aan 1,25 voor modelblokjes van 0.02 en 0.04 m en gelijk aan 1,38 voor modelblokjes van 0.08 m. Dit verschil moet waarschijnlijk worden toegeschreven aan de afwerking van de modelblokjes (ruwheid oppervlak, scherpte kanten).

Een indruk van de valbanen in stilstaand en stromend water wordt in figuur 9 en tabel 6 gegeven.

De spreiding in stilstaand water wordt veroorzaakt door een slinger- en kantelbeweging van de blokken die op een diepte van 5 à 8 maal de ribbe onder het wateroppervlak begint.

Er is geen systematisch verschil te constateren als functie van de stand van de blokken bij het loslaten.

In figuur 10 is de spreiding gegeven als functie van de stroomsnelheid, waarin een lineair verband blijkt te bestaan.

Tenslotte kan nog worden vermeld dat het percentage holle ruimte in een gestorte blokkendam, volgens metingen in het prototype, gelijk is aan 32 à 33% [34].

7.3 Storten vanaf een stortschip

Uit het uitgevoerde onderzoek [12] blijkt dat de beste beladingstoestand van een splijtbak wordt verkregen als één laag betonblokken wordt gevlijd en de overige blokken willekeurig op die eerste laag worden geplaatst.

Het bleek mogelijk te zijn om een taludhelling van 1:1 te bereiken, mits een lading op de bovenzijde van het talud wordt gestort.

In dit onderzoek zijn voorts een aantal stortschema's onderzocht. Voor verdere details wordt verwezen naar het desbetreffende verslag [12].

Voor de invloed van de blokafmetingen op de benodigde stortopening van het schip wordt verwezen naar het op schaal 1:10 uitgevoerde onderzoek [31].

8. Het afdichten van blokkendammen

Er zal in dit onderzoek niet uitgebreid worden ingegaan op het aspekt van het afdichten van blokkendammen omdat in [20] reeds een samenvatting van diverse onderzoeken is gegeven. Hier wordt volstaan met enkele opmerkingen, die in principe betrekking hebben op blokkendammen met blokken met een ribbe van 1 m.

Uit modelonderzoek en prototype-ervaring blijkt dat het afdichten van een blokkendam met grind (b.v. 10/300 mm) geen problemen oplevert. De zandopspuiting die daarop volgt levert dan evenmin problemen op.

Bij het afdichten van een blokkendam met uitsluitend zand, blijken lacunes in de kennis van de verschijnselen te bestaan en lijken de ervaringen in modellen en het prototype zelfs tegenstrijdig te zijn: in de modellen kon geen afdichting worden bereikt, terwijl dit bij een proefvak in de Brouwersdam wel mogelijk bleek te zijn. Hierbij wordt vermoed dat met name de aanwezigheid van het getij in het prototype een belangrijk deel van de verklaring kan vormen (in het model was een permanente stroming ingesteld).

Bij opspuiting van een zanddam aan de bovenstroomse zijde van een blokkendam treedt het opvallende verschijnsel op dat het zand gedeeltelijk bovenstrooms wordt afgezet en gedeeltelijk d66r de blokkendam wordt vervoerd en benedenstrooms afgezet. Zo ontstaat een merkwaardig profiel waarbij zowel aan bovenstroomse als aan benedenstroomse zijde van de blokkendam zanddammen ontstaan, terwijl er praktisch geen zand in de blokkendam achterblijft.

Blijkbaar is de transportcapaciteit van de stroming in de blokkendam groter dan ter weerszijden ervan.

Uit het modelonderzoek, waarbij het zand geheel in suspensie raakte, zijn relaties afgeleid voor de transportcapaciteit (T) als functie van de filtersnelheid (U_f) in de blokkendam:

Voor blokken met een ribbe van 0,50 m en zand met $D_{50} = 140 \mu\text{m}$ werd gevonden:

$$T = 52.000 U_f^4 \quad (7)$$

Voor blokken met ribbe 0,02 m en zand met $D_{50} = 200 \mu\text{m}$ werd gevonden:

$$T = 500.000 U_f^{4,7} \quad (8)$$

Hierin is:

T = zandtransportcapaciteit door de blokken (met porositeit 40%)
per m^2 bruto doorstroomoppervlak van de dam [$m^3/h/m^2$]

U_f = filtersnelheid = debiet gedeeld door bruto doorstroomoppervlak [m/s]

Uit figuur 11 blijkt dat er weinig verschil tussen beide relaties bestaat bij kleine filtersnelheden (dus vervallen over de dam), hetgeen duidt op afwezigheid van schaalearselen.

Men kan zich terecht afvragen hoe deze relaties verlopen bij grote filtersnelheden ($U_f > 0,1$ m/s): is een afbuiging naar een flauwer verloop niet denkbaar, aangezien bij grote zandaanvoer het zand niet meer geheel in suspensie zou raken maar over de bodem zou schuiven als een soort dichtheidstroom?

De tweede vraag die gesteld kan worden is of de tendens tot kleinere transportcapaciteit bij toenemende blokafmeting het resultaat is van een schaalearsel en zich doorzet voor grotere blokken met een ribbe van 1 m.

Ook al zou het antwoord op deze vragen bekend zijn, met andere woorden ook al zou men beschikken over een betrouwbare functie $T = f(U_f)$, dan blijft nog de vraag hoeveel groter de zandspuitcapaciteit moet zijn dan de transportcapaciteit door de dam. Dit is een economisch vraagstuk waarbij een optimum dient te worden gevonden tussen de zandspuitcapaciteit, de benodigde tijd voor de afdichting en het volume zand dat buiten het uiteindelijke dijkprofiel terecht komt. Tenslotte dient te worden opgemerkt dat bij driehoekige blokkendammen, de transportcapaciteit toeneemt naarmate het zandniveau in de dam stijgt: de afstand tussen de bovenstroomse en benedenstroomse bekkens neemt immers af, daardoor neemt het verhang en de filtersnelheid in de dam toe (bij gelijkblijvend verval over de dam).

Concluderend kan worden gesteld dat de huidige kennis van de verschijnselen bij de afdichting van een blokkendam met zand onvoldoende is om op verantwoorde wijze een ontwerp op te stellen, maar dat er mogelijkheden zijn voor de oplossing van het vraagstuk door middel van verder systematisch experimenteel onderzoek.

9. Fundatie en bodemverdediging

De aspecten fundatie en bodemverdediging vallen enigszins buiten het bestek van het onderhavige onderzoek, maar kunnen uiteraard niet achterwege blijven bij het ontwerp van een blokkendam. Er zal hier derhalve worden volstaan met enkele zeer algemene opmerkingen en verwijzing naar relevante literatuur.

Indien betonblokken zonder meer op een zandige bodem zouden worden gestort, zouden deze onherroepelijk in de bodem wegzakken ten gevolge van de ondermijning die als gevolg van de stroming door de dam kan optreden.

Het aanbrengen van een filterconstructie is derhalve noodzakelijk en kan het beste bestaan uit één of meer lagen grind en stortsteen. De filtereisen die aan dergelijke lagen moeten worden gesteld kunnen worden afgeleid uit de te verwachten verhangen evenwijdig aan de bodem [23].

De dikte van de lagen moet voldoende zijn om gevaarlijke beschadigingen door vallende blokken te vermijden.

De moeilijkheid hierbij is de schatting van het te verwachten verhang.

Bij kleine vervallen ($< 0,3 d$) kan de benadering uit hoofdstuk 6 worden aangehouden waarbij het verval uniform verdeeld wordt gedacht over de fundatielijn van de dam ($I = Z/L$). De te verwachten verhangen zullen dan over het algemeen klein zijn ($< 0,1$), waardoor een eenvoudige filterconstructie kan worden aangelegd bestaande uit 2 lagen (onder blokken met een ribbe van 1 m):

grof grind met een diameter van 50 à 100 mm

fijn grind met een diameter van 5 à 10 mm.

Bij grotere vervallen, met name wanneer aan de benedenstroomse zijde een vrije uitstroming optreedt, gaat de bovengenoemde schematisatie niet meer op en moet een betere benadering worden gevonden (zie bijlage 1). Daaruit blijkt dat het maximale verhang bij de uitstroming nogal kan oplopen (zie relatie B1.5 in Bijlage 1 en Fig. 7) en dat een zogenaamde "geometrisch ondoordringbaar" filter aangelegd moet worden. Aangezien een dergelijke filterconstructie uit minstens 4 lagen zou moeten bestaan (met als bovenste laag 10-60 kg onder de blokken), is het zinvol nadere berekeningen uit te voeren ter bepaling van de verhangen met behulp van een wiskundig model, zoals SEEP (LGM). Dit kan tot een besparing van het aantal lagen leiden.

De bodemverdediging, die benedenstrooms van de dam moet worden aangelegd dient te voorkomen dat de ontgrondingskuil (die ontstaat door de verhoogde turbulentie ten gevolge van de aanwezigheid van de dam) niet de stabiliteit van de dam in gevaar brengt.

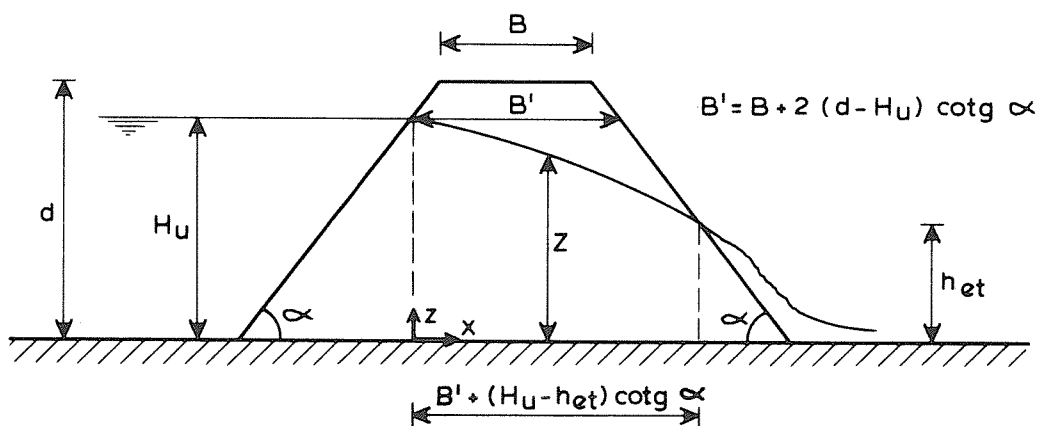
Met name in een gebied waar zettingsvloeiingen mogelijk zijn, moet ervoor gezorgd worden dat de ontgrondingskuil op voldoende grote afstand ontstaat zodat bij het optreden van een vloeijing deze niet tot onder de dam kan terugschrijven.

Het voorspellen van ontgrondingen en het bijbehorende ontwerp van de bodemverdediging vormen een nogal complexe materie waarvoor vaak onderzoek in fysische modellen nodig is. Op basis van berekeningen en ervaring is een eerste schatting echter wel mogelijk [25].

Tenslotte dient vermeld te worden dat degelijk grondonderzoek van primair belang is alvorens met de uitvoering van de bouw te starten. Dit geldt vooral voor het gebied van de as van de dam (in verband met mogelijke zakking van de ondergrond) maar ook daarbuiten in verband met de voorspelling van mogelijke ontgrondingen.

Bijlage 1 Berekening van de grondwaterspiegel aan de benedenstroomse zijde van een breukstenen dam.

De hieronder aangegeven rekenmethode is een uitbreiding van de methode van Iterson & Schaffenak (1916) voor turbulente stroming.



De basis-aannamen in deze benadering zijn:

- de grondwaterspiegel is horizontaal aan de bovenstroomse zijde,
- de driehoekige delen van de dam links en rechts van de aangegeven stippellijnen worden buiten beschouwing gelaten,
- de ondergrond van de dam is ondoorlatend,
- de stroomsnelheid is uniform over de vertikaal verdeeld (aanname van Dupuit).

Bij turbulente stroming geldt:

$$U_f = k \sqrt{I} = k \sqrt{\frac{dz}{dx}}$$

Voor het debiet per m^1 geldt dus:

$$q = kz \sqrt{\frac{dz}{dx}}$$

of:

$$q^2 \cdot dx = k^2 z^2 dz$$

Na integratie volgt:

$$q^2 x = \frac{1}{3} k^2 z^3 + C$$

De constante C volgt uit de randvoorwaarde:

bij $x = 0$ is $z = H_u$

Na substitutie volgt:

$$q = \sqrt{\frac{k^2}{3x} (H_u^3 - z^3)} \quad (\text{B1.1})$$

De kern van deze benadering berust nu op het feit dat de benedenstroomse uitstroom-grondwaterlijn (h_{et}) zich zodanig zal instellen dat terplaatse een maximaal debiet kan stromen onder een minimaal verhang. Dit kan worden gezien als de "wet van de minste weerstand".

Bij de benedenstroomse grondwaterlijn geldt:

$$q = \sqrt{\frac{k^2 (H_u^3 - h_{et}^3)}{3[B' + (H_u - h_{et}) \cot \alpha]}}$$

Een maximaal debiet treedt op als $\frac{dq}{dh_{et}} = 0$

Na enig rekenwerk blijkt:

$$2h_{et}^3 - 3 \left(\frac{B'}{\cot \alpha} + H_u \right) h_{et}^2 + H_u^3 = 0$$

of na substitutie van $B' = B + 2(d - H_u) \cot \alpha$:

$$2h_{et}^3 - 3 \left(\frac{B}{\cot \alpha} + 2d - H_u \right) h_{et}^2 + H_u^3 = 0 \quad (\text{B1.2})$$

In principe is h_{et} dus uit deze derde-graads vergelijking op te lossen.

Door de maxima van de bovenstaande functie $y = f(h_{et})$ te beschouwen en daartussen een lineaire interpolatie toe te passen, volgt een goede beginschatting voor h_{et} :

$$h_{et} \approx \frac{H_u^3}{\left(\frac{B}{\cotg \alpha} + 2d - H_u\right)^2} \quad (B1.3)$$

Vanuit deze waarde, kan h_{et} nauwkeuriger worden bepaald door numeriek vergelijking (B1.2) op te lossen.

Opmerking 1: In deze benadering wordt de benedenstroomse waterdiepte (h) verwaarloosd. Een uitbreiding kan worden verkregen door te stellen dat de hier aangenomen ondoorlatende ondergrond samenvalt met een stroomlijn ter hoogte van de benedenstroomse waterspiegel. Daardoor zou het debiet onder die waterspiegel dus nul zijn, hetgeen aan de benedenstroomse zijde van de dam redelijk opgaat (zie SEEP-berekeningen in het onderzoek M 1741-II).

Opmerking 2: Uit vergelijking (B1.1) volgt de vergelijking voor de grondwaterspiegel in de dam:

$$z = \left[H_u^3 - \frac{3q^2}{k^2} \cdot x \right]^{\frac{1}{3}} \quad (B1.4)$$

Het maximale verhang van de grondwaterspiegel treedt op bij de uitstroming:

$$I_{\max} \approx \frac{q^2}{k^2 H_u^6} \left(\frac{B}{\cotg \alpha} + 2d - H_u \right)^4 \quad (B1.5)$$

LITERATUUR WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

Breukstenen dammen

- 1a. M 1741-II Compartimenteringswerken Oesterdam, Stabiliteit
Markiezaatskade en aansluitende damvakken.
1982.
- 1b. M 1741-IV in 1983 te verschijnen.

Stabiliteit van blokkendammen

2. M 731-VII Geleidelijke sluiting Brouwershavense Gat,
Stabiliteit van een dam opgebouwd uit betonblokken.
december 1967.
3. M 731-X Geleidelijke sluiting Brouwershavense Gat,
Stabiliteit van een dam opgebouwd uit betonblokken.
februari 1968.
4. M 995-I Blokkendam Brouwershavense Gat,
Stabiliteit onder invloed van verval en golfbeweging.
oktober 1971.
5. M 995 Afsluiting Oosterschelde,
Stabiliteit blokkendam.
Nog te verschijnen.
6. M 995-III Stabiliteit van de blokkendam in Haringvliet,
Brouwershavense Gat en Oosterschelde.
november 1971.
7. M 995-IV Brouwershavense Gat,
Stabiliteit dam met ongelijke kruinen.
september 1971.
8. M 1631-I Stormvloedkering Oosterschelde,
Driedimensionaal onderzoek stabiliteit overgangs-
constructie.
juli 1980.

Storten van blokkendammen

9. M 995 Berekening snelheidsverloop vallende betonblokken.
januari 1971
10. M 995-II Stortprofielen.
mei 1971.
11. M 995-VI Valproeven met enkele blokken en stortproeven in
getijstroming.
november 1972.
12. M 995-VIII Stortproef bij varend bedrijf.
augustus 1973.

Afvoercharacteristieken van blokkendammen

13. M 985 Afsluiting Brouwershavense Gat,
Zuidelijk sluitgat,
Afvoercharacteristieken blokkendam.
november 1972.

Afdichting van blokkendammen

14. M 731-XI Dichten van een gat in een dam opgebouwd uit betonkubussen.
augustus 1968.
15. M 995-III Afsluiting Rak van Scheelhoek
Afdichting blokkendam.
1972.
16. M 995-V Oriënterend onderzoek naar afdichtingsconstructies.
januari 1972.
17. M 995-VII Overwintering sluitgat.
18. M 1009 Zandaanvulling blokkendam.
januari 1970.

19. M 1243 Afdichting van een blokkendam met grofkorrelig materiaal.
1981.
20. M 1720/ Zandaanvulling doorlatende dammen,
M 1068/ Samenvatting modelonderzoek,
M 1243 Mogelijke aanpak eventuele zandaanvulling afsluitdam
Krammer.
juni 1981.

Bijzondere aspecten en prototype ervaring

21. M 731-III Stabiliteit van een dam opgebouwd uit normale of
vaste zandzakken.
april 1964.
22. G. van Houweninge The closure of tidal basins.
A. de Graauw Coastal Engineering, 6, 1982
23. A. de Graauw Design criteria for granular filters.
T. v.d. Meulen D.H.L. Publication N^o 287,
M. v.d. Does de Bye January 1983.
24. werkgroep "MOSSEL" Mosselaangroei in de drempel van de
stormvloedkering.
Eindverslag 311DRO-N-81018,
april 1981.
25. S 562 Inventarisatie ontgrondingsonderzoek.
januari 1983.
26. F. Gerritsen Topics in coastal engineering.
Gulf Publ. Cy.
Houston, Texas, 1969.
27. Anoniem Rapport inzake het vervaardigen van betonblokken
voor de geleidelijke sluiting van de Deltadammen.
(3 pp uit de zestiger jaren).

28. TNO
Onderzoek betonblok, inschrijfnr. 2300
Rapport Nr B-69-1-382.
maart 1969.
29. TNO
Onderzoek betonblok, inschrijfnr. 2300 A
Rapport Nr B-69-1-40.
maart 1969.
30. TNO
Modelonderzoek blokkenstapeling (bij opslag)
Rapport Nr B-68-425.
maart 1969.
31. Ballast-Nedam
Rapport over het storten van betonblokken m.b.v.
splitsbakken type A.B.M. 2500 ton.
augustus 1971.
32. Meer, T.G. van der
Verslag van de Helicopterproef in de
Oosterschelde, Nov/Dec '71, Jan.'72.
april 1972.
(RWS-Deltadienst Bibl. Nr. C 640)
33. RWS-WWO
Kapaciteitsbeschouwing en kostenvergelijking
sluiting Krammer en Tholense Gat met behulp van
betonblokken.
Concept Notitie 1982.
34. LGM
Metingen aan de ontgraven blokkenkade van de
Brouwersdam.
LGM Rapport CO 41104-1/I
juli 1977.

bodem	kruin	d	D/d	h/d	B/d	$\frac{h_b}{D}$	Z_{cr}	q_{cr}	H_{cr}	$\frac{H_{cr}}{\Delta D}$	$\frac{q_{cr}}{(\Delta D)^{1,5}}$
t.o.v. NAP		(m)					(m)	(m ² /s)	(m)		
- 5	-2	3	0,333	1,67	2,1	2,0	1,0	9,9	3,0	2,10	5,79
	-1	4	0,250	1,25	1,6	1,0	5	8,5	2,25	1,57	4,97
	0	5	0,200	1,00	1,3	0	1,5	6,5	1,5	1,05	3,80
	+1	6	0,167	0,83	1,1	-1,0	2,3	5,8	1,3	0,91	3,39
	+2	7	0,143	0,71	0,9	-2,0	3,1	5,0	1,1	0,77	2,92
	+3	8	0,125	0,63	0,8	-3,0	3,9	4,5	0,9	0,63	2,63
	+4	9	0,111	0,56	0,7	-4,0	4,4	4,0	0,4	0,28	2,34
-10	-2	8	0,125	1,25	0,8	1,0	1,15	13,5	3,15	2,20	7,89
	-1	9	0,111	1,11	0,7	1,0	1,2	10,8	2,2	1,54	6,32
	0	10	0,100	1,00	0,65	0	1,5	8,0	1,5	1,05	4,68
	+1	11	0,091	0,91	0,6	-1,0	2,0	6,2	1,0	0,70	3,63
	+2	12	0,083	0,83	0,5	-2,0	>3	>6	>1,0	>0,70	>3,50
	+3	13	0,077	0,77	0,5	-3,0	3,4	5,4	0,4	0,28	3,16
	+4	14	0,071	0,71	0,45	-4,0	3,2	4,5	-0,8	-	2,63

M 731-VII: lengteschaal 20

$D = \left(\frac{M}{\rho} \right)^{\frac{1}{3}} = 1 \text{ m}$, $M = 2,5 \text{ ton}$, $\Delta = 1,43$, afgeschuinde blokken
talud: 1:0,9 , kruinbreedte $B = 6,4 \text{ m}$ (dubbele kruin)

bodem op NAP -5 m en -10 m

kruin op NAP -2 m à +4 m gevariëerd

schadecriterium: 5 verplaatste blokken per 20 m'

Tabel 1. Proefresultaten M 731-VII met afgeschuinde blokken

D/d	h/d	$\frac{h_b}{D}$	$Z_{cr}(m)$	$q_{cr}(m^2/s)$	$H_{cr}(m)$	$\frac{H_{cr}}{\Delta D}$	$\frac{q_{cr}}{(\Delta D)^{1,5}}$
0,67	3,33	3,5	0,5	12,5	4,0	2,67	6,80
0,333	1,67	2,0	1,35	11,0	3,35	2,23	5,99
0,222	1,11	0,5	1,2	4,0	1,70	1,13	2,18
0,67	6,67	8,5	0,65	31,2	9,15	6,10	17,0
0,333	3,33	7,0	1,4	35,0	8,40	5,60	19,0
0,222	2,22	5,5	1,25	27,5	6,75	4,50	15,0
0,154	1,54	3,5	1,60	18,0	5,10	3,40	9,80
0,125	1,25	2,0	1,65	10,5	3,65	2,43	5,72
0,105	1,05	0,5	1,65	7,0	2,15	1,43	3,81
0,67	10,0	13,5	~0,6	~45	~14,1	~9,4	~24,5
0,333	5,0	12,0	1,2	60	13,20	8,80	32,7
0,222	3,33	10,5	1,4	55	11,90	7,93	30,0
0,154	2,31	8,5	1,7	50	10,20	6,80	27,2
0,125	1,88	7,0	1,9	42	8,90	5,93	22,9
0,105	1,58	5,5	1,8	35	7,30	4,87	19,0
0,087	1,30	3,5	2,0	22	5,50	3,67	12,0
0,077	1,15	2,0	1,9	14	3,90	2,60	7,62
0,061	1,03	0,5	1,8	7	2,30	1,53	3,81

M 731-X: lengteschaal 10

$D = \left(\frac{M}{\rho} \right)^{\frac{1}{3}} = 1 \text{ m}$, $M = 2,5 \text{ ton}$, $\Delta = 1,50$, afgeschuinde blokken
talud: 1:1,5 , kruinbreedte $B = d$ (enkele afgeronde kruin)
schadecriterium: 5 verplaatste blokken per 20 m'

Tabel 2. Proefresultaten M 731-X met afgeschuinde blokken

D/d	h/d	$\frac{h_b}{D}$	$Z_{cr}(m)$	$q_{cr}(m^2/s)$	$H_{cr}(m)$	$\frac{H_{cr}}{\Delta D}$	$\frac{q_{cr}}{(\Delta D)^{1,5}}$
0,67	3,33	3,5	0,35	10,0	3,85	2,57	5,44
0,333	1,67	2,0	1,15	11,0	3,15	2,10	5,99
0,235	1,18	0,8	1,25	6,0	2,00	1,33	3,27
0,67	6,67	8,5	0,45	25,0	8,95	5,97	13,6
0,333	3,33	7,0	1,2	37,0	8,20	5,47	20,1
0,222	2,22	5,5	1,6	34,0	7,10	4,73	18,5
0,154	1,54	3,5	1,7	20,0	5,20	3,47	10,9
0,125	1,25	2,0	1,2	14,0	3,20	2,13	7,62
0,105	1,05	0,5	2,0	9,0	2,50	1,67	4,90
0,67	10,0	13,5	0,5	40,0	14,0	9,33	21,8
0,333	5,0	12,0	1,0	55,0	13,0	8,67	30,0
0,222	3,33	10,5	1,5	65	12,0	8,00	35,4
0,154	2,31	8,5	1,7	55	10,2	6,80	30,0
0,125	1,88	7,0	1,5	42	8,5	5,67	22,9
0,105	1,58	5,5	2,2	40	7,7	5,13	21,8
0,087	1,30	3,5	2,2	25	5,7	3,80	13,6
0,077	1,15	2,0	2,1	17,5	4,1	2,73	9,53
0,069	1,03	0,4	1,9	9,0	2,4	1,60	4,90

M 731-X: lengteschaal 10

$D = \left(\frac{M}{\rho} \right)^{\frac{1}{3}} = 1 \text{ m}$, $M = 2,5 \text{ ton}$, $\Delta = 1,50$, afgeknotte kubussen
talud: 1:1,5 , kruinbreedte $B = d$ (enkele afgeronde kruin)
schadecriterium: 5 verplaatste blokken per 20 m'

Tabel 3. Proefresultaten M 731-X met afgeknotte kubussen

bron	blokvorm	D/d	h/d	$\frac{q_{cr}}{(\Delta D)^{1,5}}$	$\frac{H_{cr}}{\Delta D}$
M 731-VII	afgeschuind	0,125	1,25	7,89	2,20
M 731-X	afgeschuind			5,72	2,43
M 731-X	afgeknot			7,62	2,13
M 731-VII	afgeschuind	0,333	1,67	5,79	2,10
M 731-X	afgeknot			5,99	2,23

Tabel 4. Vergelijking van de proefresultaten M 731-VII en M 731-X

Proeven met aanlegdiepte NAP - 16 m

boven w.s. t.o.v. NAP	beneden w.s. t.o.v. NAP	verval Z (m)	golfhoogte H_r (m)	kruin t.o.v. NAP	damhoogte (m)	$Z + \frac{1}{4} \frac{H_r}{d}$	$\frac{D_1 + D_2}{2d}$	schade opp. A (m ²)
+ 3,50	- 0,30	3,80	3,5 en 4,0	+ 3/+ 1 + 4/+ 2	19 20	0,25 0,24	0,29 0,30	70,2 57,9
+ 2,80	- 0,20	3,00	3,25	+ 3/+ 1 + 4/+ 2	19 20	0,20 0,19	0,15 0,14	25,0 11,5
+ 2,50	- 0,20	2,70	3,10	+ 3/+ 1 + 4/+ 2	19 20	0,18 0,17	0,12 0,08	- -
+ 2,25	- 0,15	2,40	3,00	+ 3/+ 1 + 4/+ 2	19 20	0,17 0,16	0,07 0,04	- -

Tabel 5 Samenvatting proefresultaten M 995, [5]

$h_0 = 0,5 \text{ m (25 m)} ; r = 0,02 \text{ m (1 m)}$				stand bij loslaten
$H = 0,3 \text{ m (15 m)}$		$H = 0,1 \text{ m (5 m)}$		
\bar{s}/h_0	s_{\max}/h_0	\bar{s}/h_0	s_{\max}/h_0	
0,08	0,26	0,08	0,18	zijvlak
0,16	0,24	0,06	0,08	ribbe
0,15	0,24	0,03	0,06	punt
0,15	0,26	0,13	0,26	willekeurig

a. stilstaand water, $r = 0,02 \text{ m}$

$h_0 = 1,0 \text{ m (25 m)} ; r = 0,04 \text{ m (1 m)}$				stand bij loslaten
$H = 0,6 \text{ m (15 m)}$		$H = 0,2 \text{ m (5 m)}$		
\bar{s}/h_0	s_{\max}/h_0	\bar{s}/h_0	s_{\max}/h_0	
0,06	0,18	0,05	0,10	zijvlak
0,07	0,14	0,07	0,16	ribbe
0,08	0,14	0,06	0,12	punt

b. stilstaand water, $r = 0,04 \text{ m}$

$h_0 = 2,0 \text{ m (25 m)} ; r = 0,08 \text{ m (1 m)}$				stand bij loslaten
$H = 1,2 \text{ m (15 m)}$		$H = 0,4 \text{ m (5 m)}$		
\bar{s}/h_0	s_{\max}/h_0	\bar{s}/h_0	s_{\max}/h_0	
0,08	0,16	0,07	0,11	zijvlak
0,04	0,05	0,11	0,16	ribbe
0,06	0,11	0,05	0,09	punt

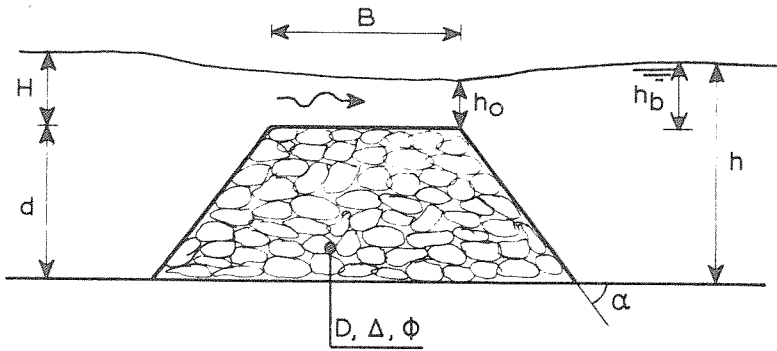
c. stilstaand water, $r = 0,08 \text{ m}$

stroomsnelheid in m/s	$h_0 = 0,5 \text{ m (25 m)} ; r = 0,02 \text{ m (1 m)}$				stand bij loslaten
	$H = 0,3 \text{ m (15 m)}$		$H = 0,1 \text{ m (5 m)}$		
	\bar{s}/h_0	s_{\max}/h_0	\bar{s}/h_0	s_{\max}/h_0	
0,143 (1,18)	0,18	0,40	0,32	0,48	willekeurig
0,293 (2,42)	0,42	0,72	0,42	0,62	idem
0,40 (3,30)	0,58	0,80	0,65	0,80	idem

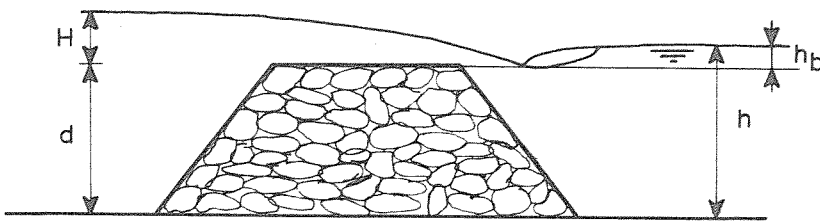
d. stromend water, $r = 0,02 \text{ m}$

Tabel 6. Spreiding van de blokken in stilstaand en stromend water

HOGE BENEDENWATERSTAND $h > 0,8 d$

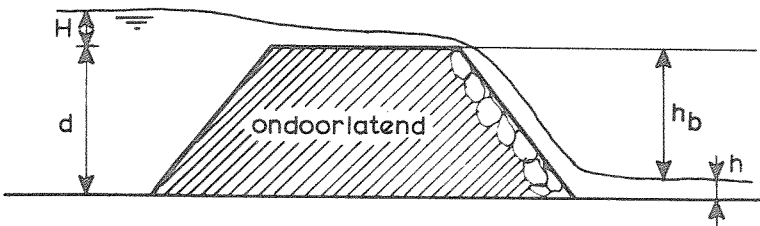


stromend water over dam $\frac{h}{d} > 1,2$ à 1,5

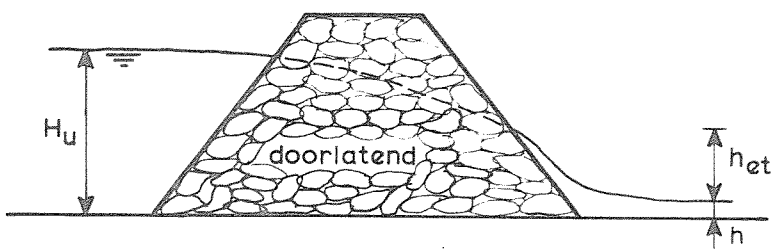


schietend water over dam $0,8 < \frac{h}{d} < 1,2$

LAGE BENEDENWATERSTAND $h < 0,8 d$

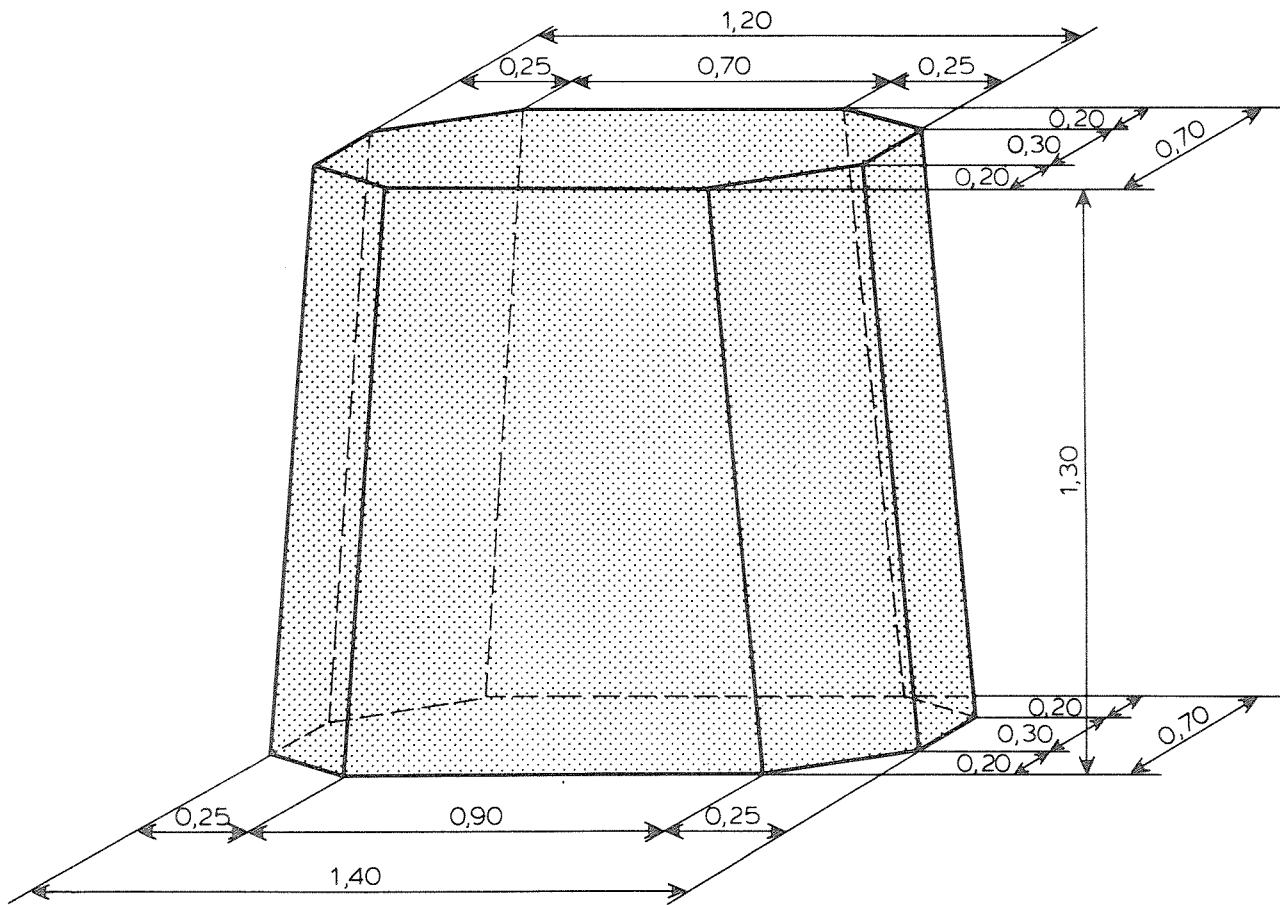
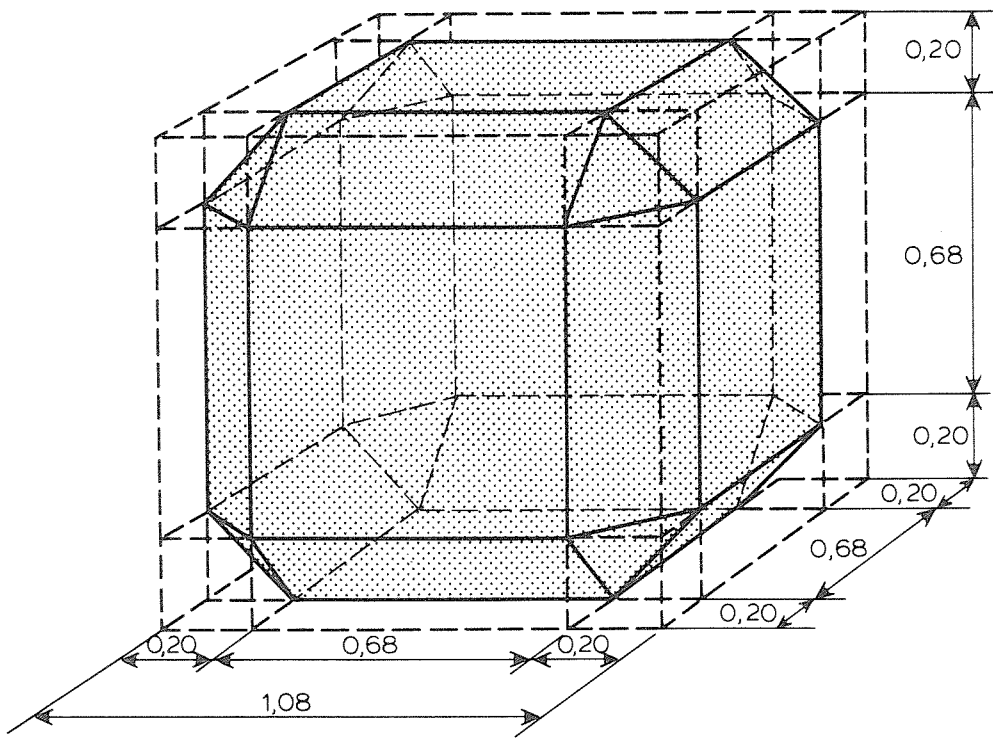


stroming over dam



stroming door dam

DEFINITIES



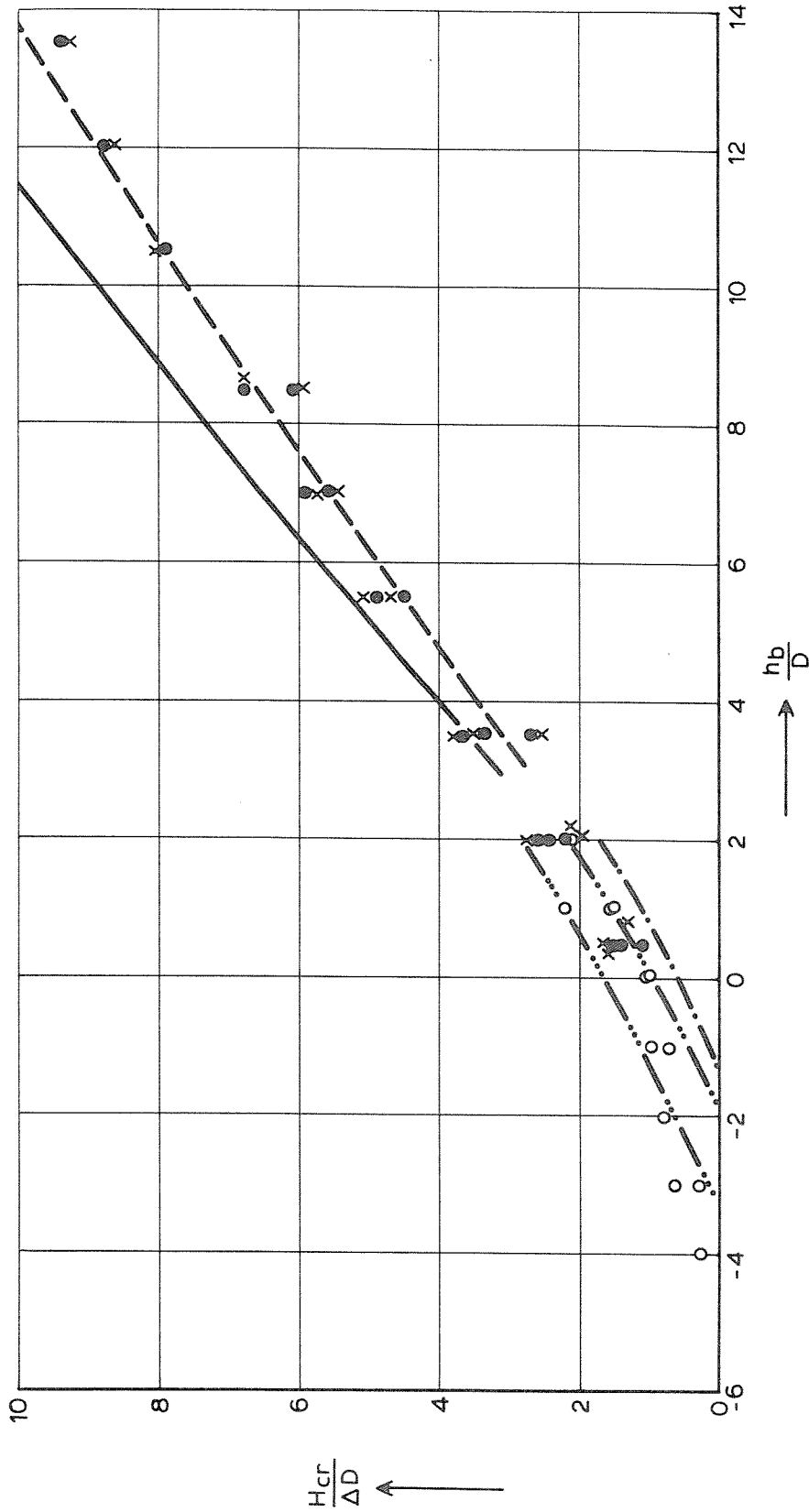
maten in m

ONDERZOCHE BLOKVORMEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

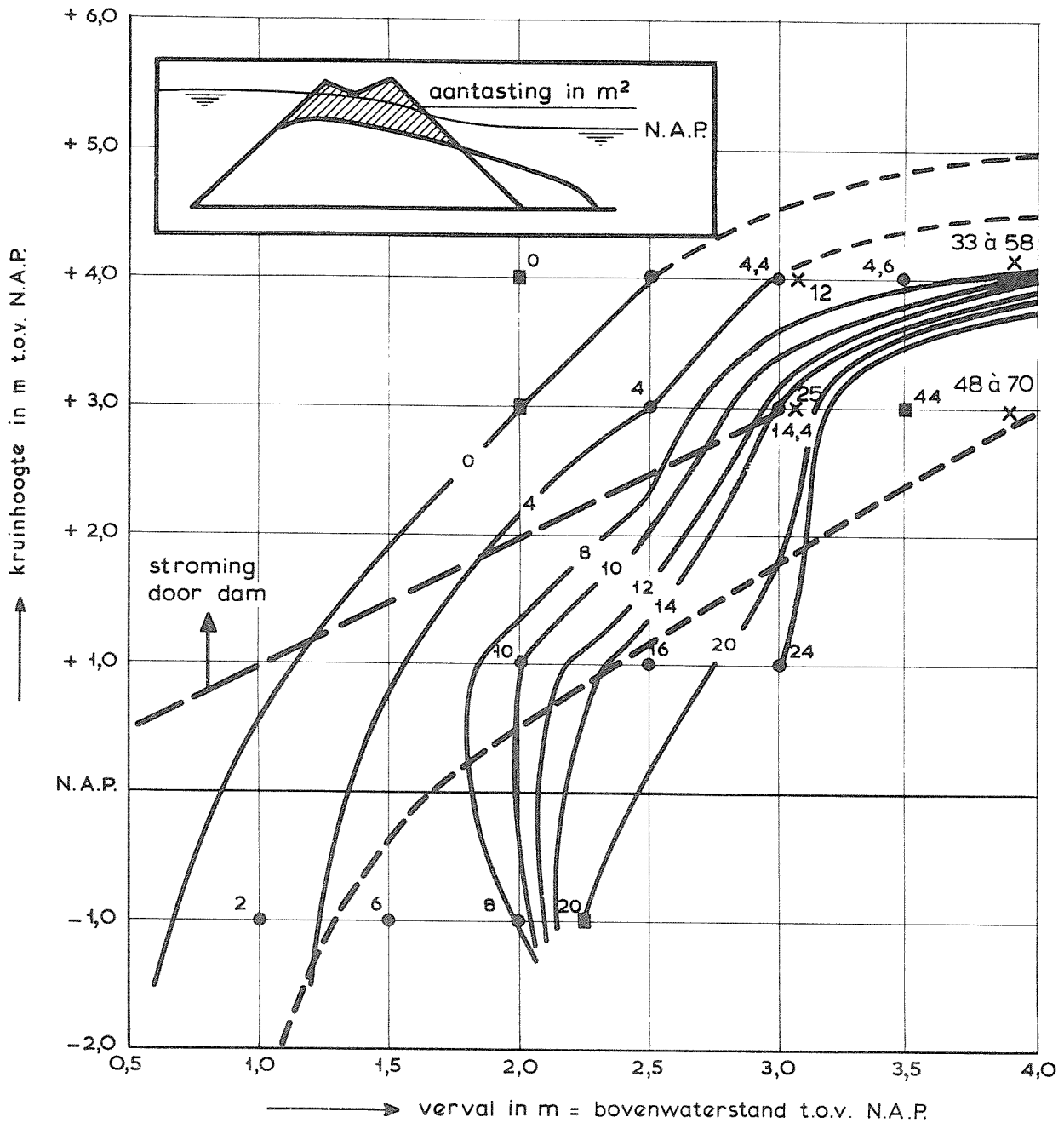
R 1723

FIG. 2



- o afgeschuinde blokken (M731-VII, $\Delta = 1,43$) schade = 5 blokken per 20 m'
 - afgeschuinde blokken (M731-X, $\Delta = 1,50$) " " "
 - x afgeknotte blokken (M731-X, $\Delta = 1,50$) " " "
 - breuksteen ($\Delta = 1,50$)
 - - - breuksteen -15%
- afgeleid uit fig. 4:
- 0 m² schade
 - -•- 4 m² schade
 - -•- 20 m² schade

KRITIEKE BOVENWATERSTANDEN BIJ
BREUKSTENEN EN BLOKKENDAMMEN



M 995 - I :

- meerdere waarnemingen
- enkele waarnemingen
- lijnen van gelijke aantasting in m²

--- M 731 - VII
geen golven

x M 995
golfhoogte
3,25 à 4,00 m

golfhoogte constant 2,50 m

T = 7,0 s

bodem N.A.P. - 10,0 m - 8,0 m - 6,0 m en - 5,0 m

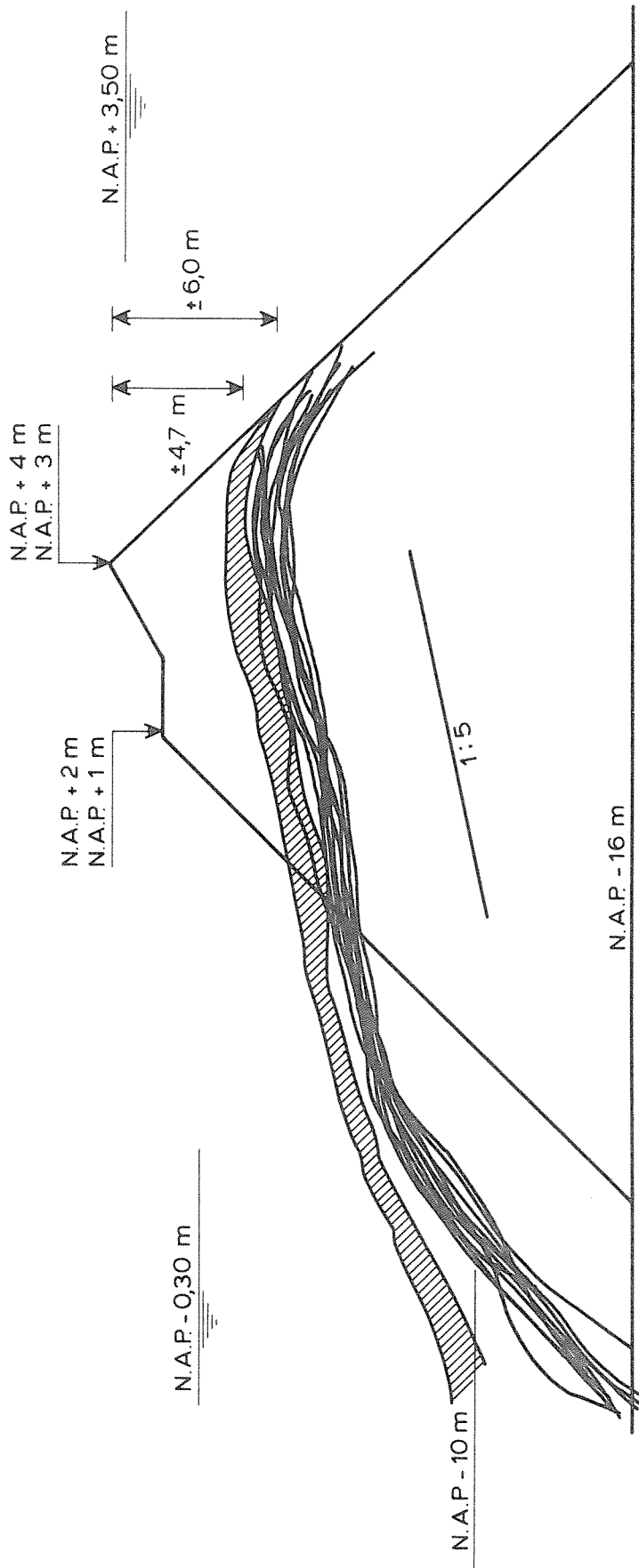
blokgewicht 2,5 ton

SCHADE-OPPERVLAK ALS FUNKTIE
VAN KRUIHOOGTE EN Verval

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 1723

FIG. 4



aanlegdiepte N.A.P. -10 m, $T = 8,15$ s, $H_r = 3,50$ m (totaal 5 proeven), dam $4^{*}2^{*}$ en $3^{*}1^{*}$

aanlegdiepte N.A.P. -16 m, $T = 8,15$ en $6,85$ s, $H_r = 3,50$ en $4,00$ m (totaal 12 proeven), dam $4^{*}2^{*}$ en $3^{*}1^{*}$

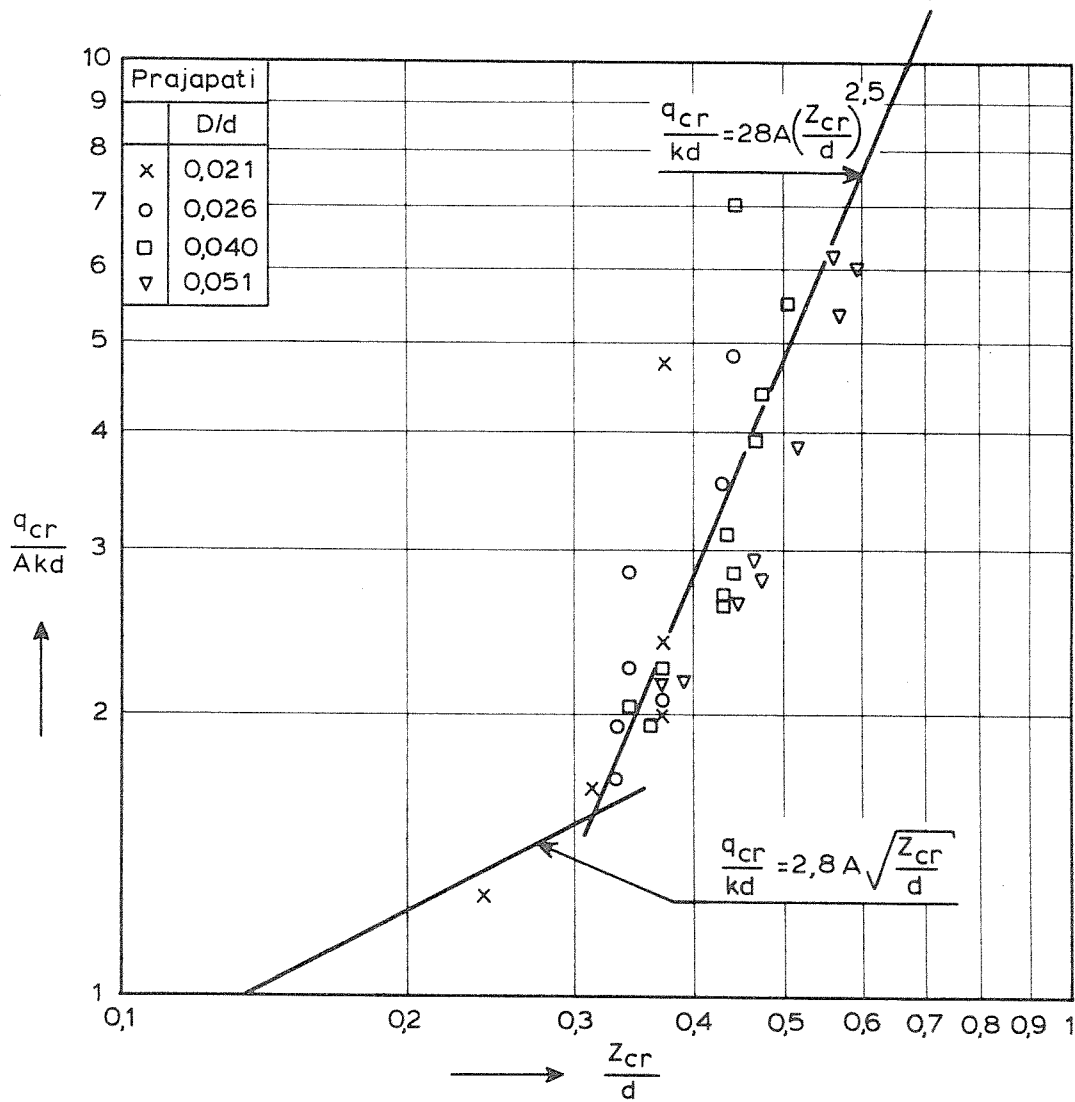
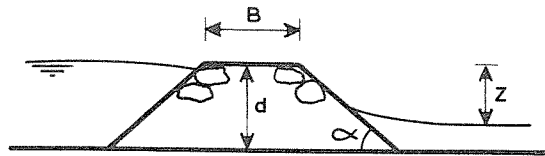
INVLOED VAN INITIEEL PROFIEL EN
AANLEGDIEPTE OP SCHADEPROFIEL

SCHAAL 1: 250

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 1723

FIG. 5



$d = 0,70 \text{ m}$
 $B/d = 0,29$
 $\cotg \alpha = 1,25$
 $k : \text{relatie (3)}$
 $A : \text{relatie (5)}$

RELATIE TUSSEN KRITIEKE
DEBIETEN EN VERVALLEN

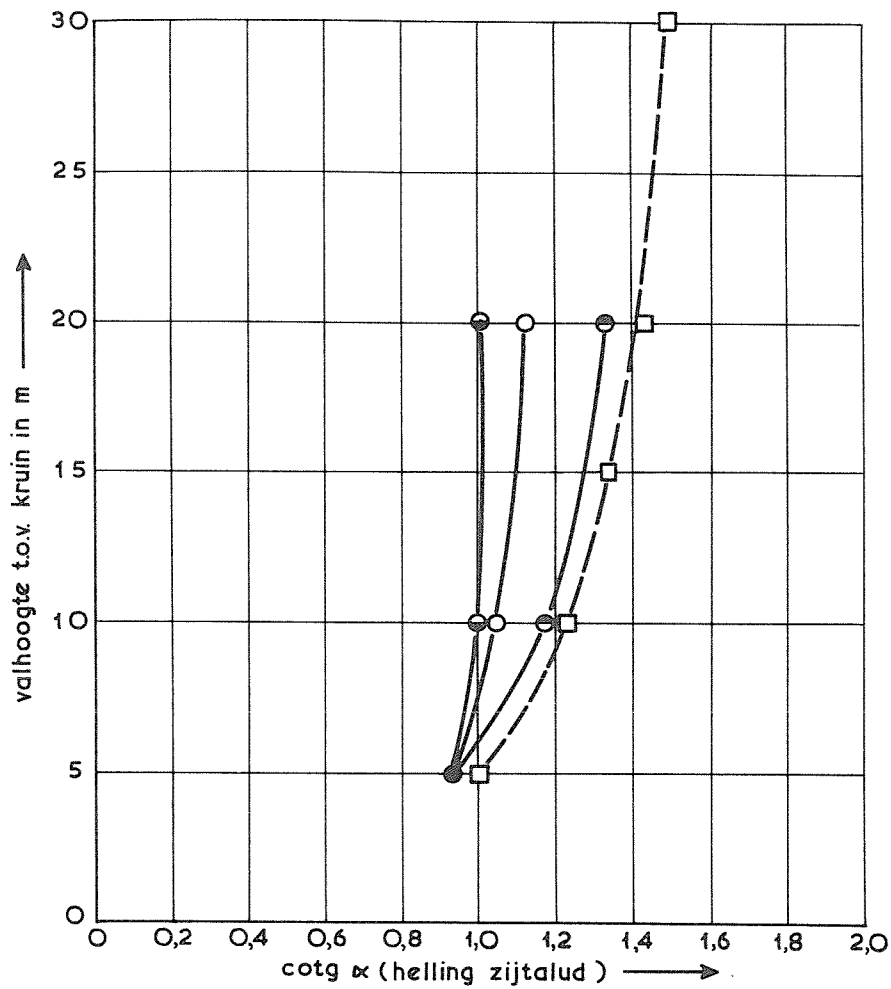
$h < 0,8 d$

BREUKSTEEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 1723

FIG. 7

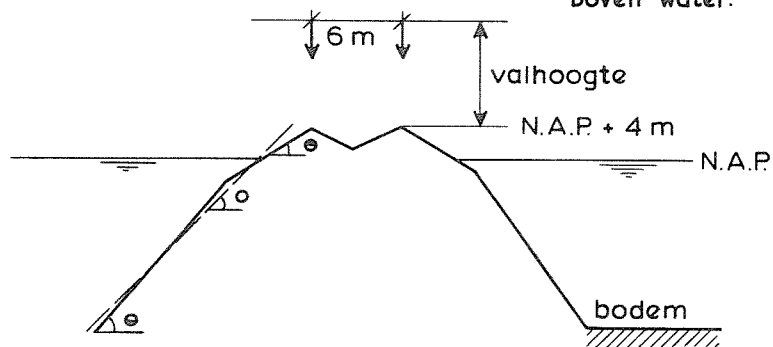


□ — — — □ Stilstaand water. Bodem N.A.P. - 6,0m.

● — — — ● Stilstaand water. Bodem N.A.P. - 11,0m. Talud onder water.

● — — — ● Stilstaand water. Bodem N.A.P. - 11,0m. Talud boven water.

○ — — — ○ Stilstaand water. Bodem N.A.P. - 11,0m. Gemiddelde van taluds onder en boven water.

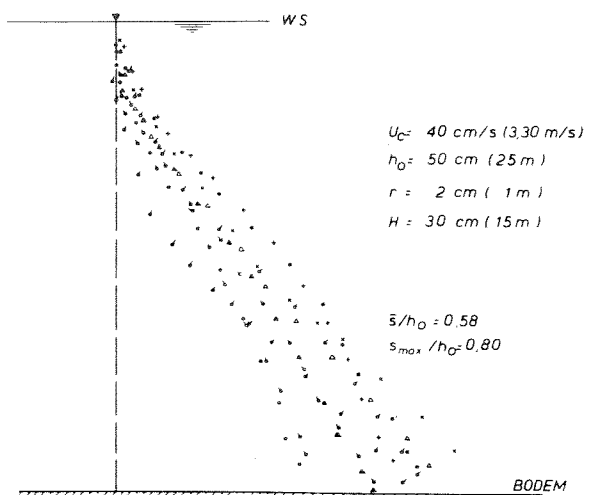
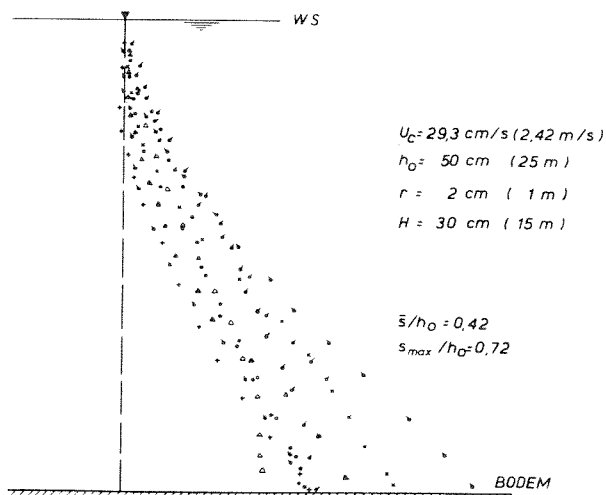
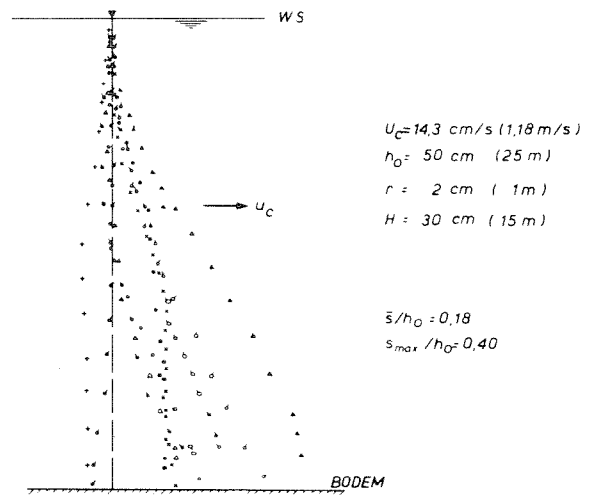
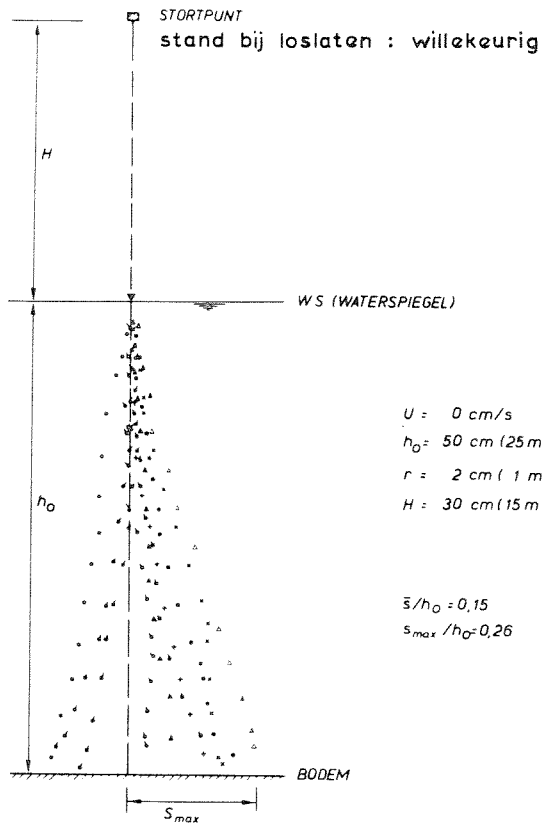


TALUDHELLING ALS FUNKTIE VAN
VALHOOGTE EN BODEMLIGGING

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 1723

FIG. 8

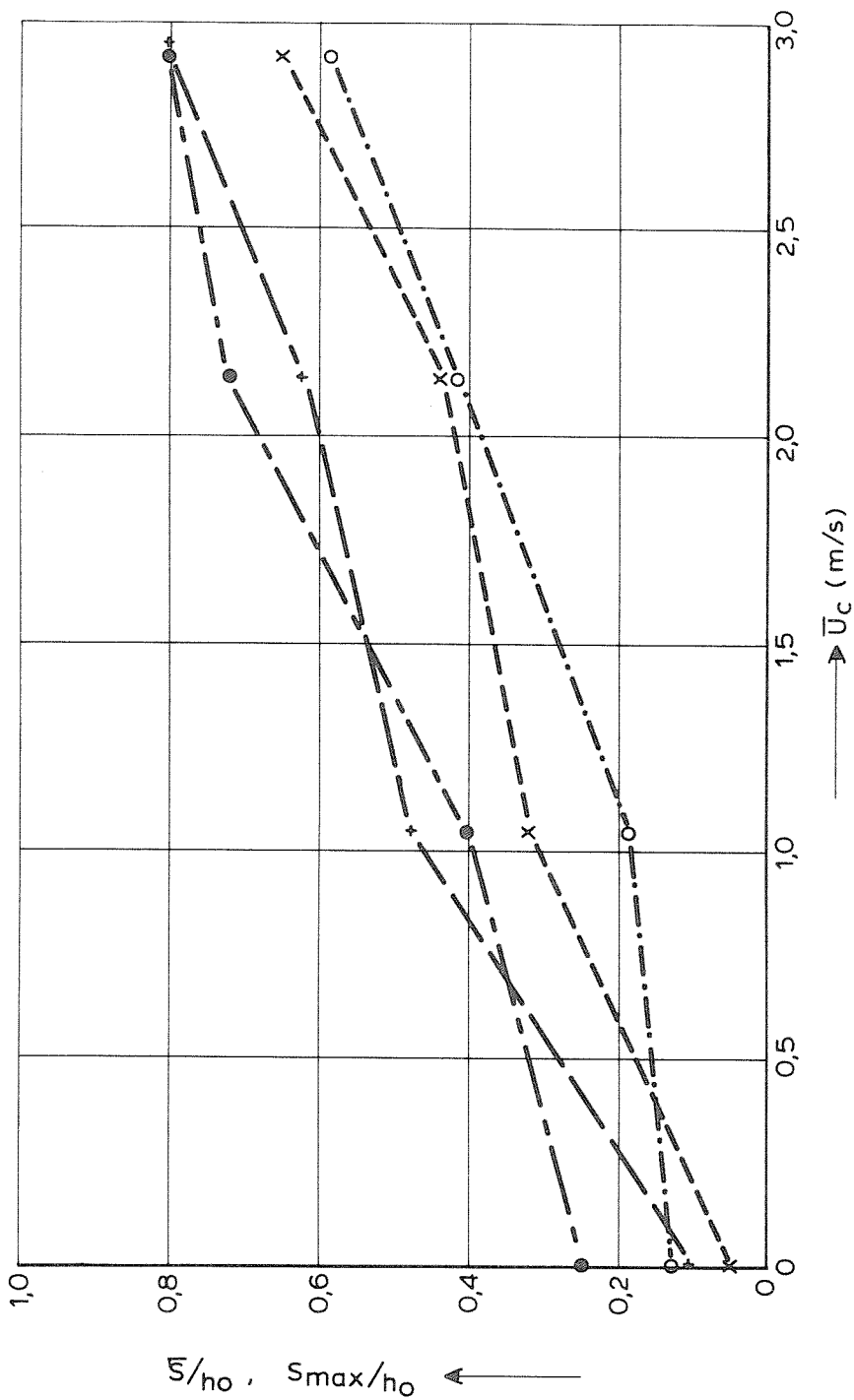


VALBANEN IN STILSTAAND EN STROMEND WATER

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 1723

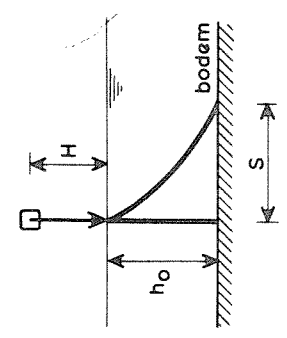
FIG. 9



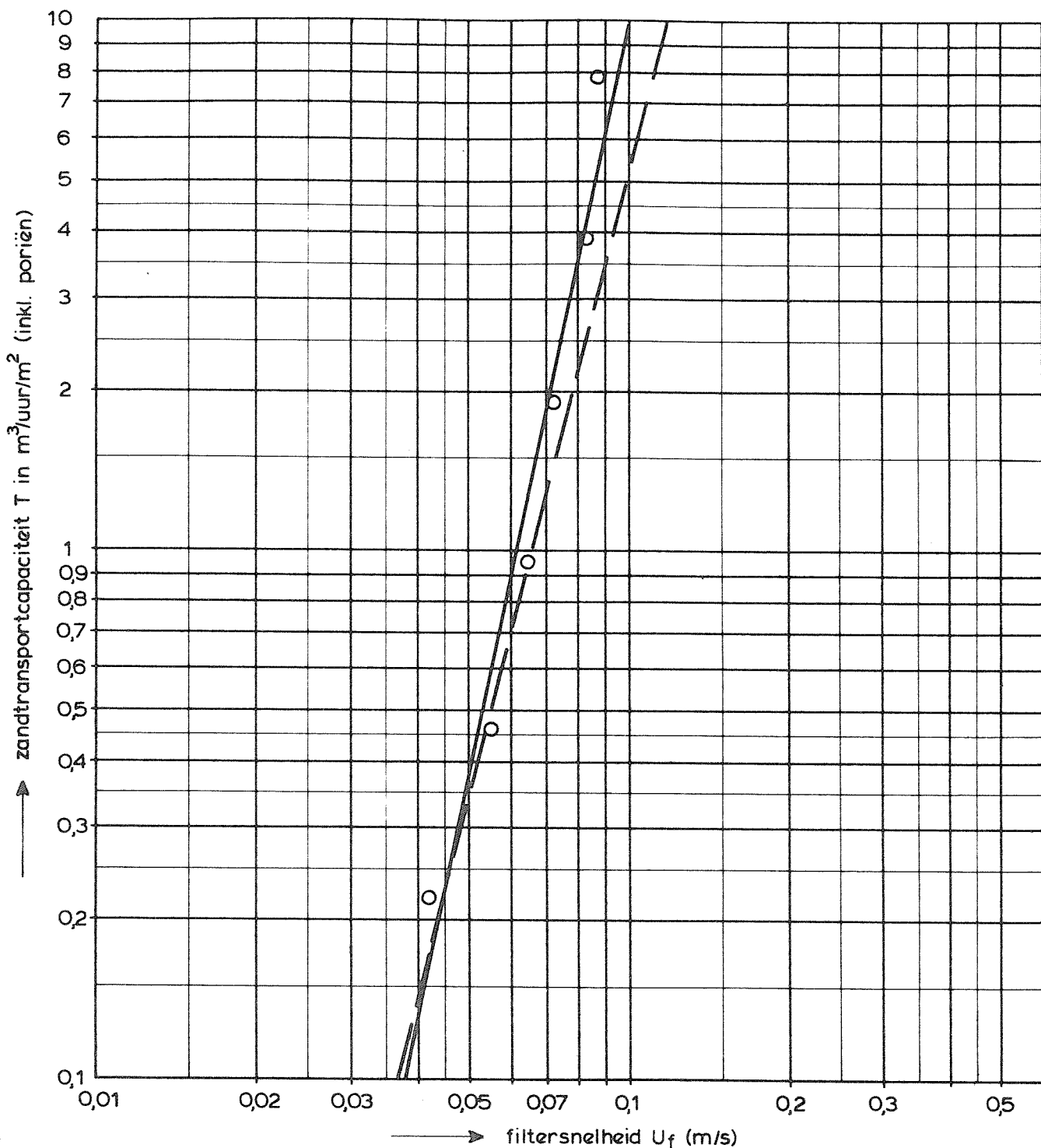
kubussen $r = 1\text{ m}$ $\rho \sim 2100\text{ kg/m}^3$
 $h_0 = 25\text{ m}$

○ } $H = 15\text{ m}$
 ● } $H = 5\text{ m}$
 x } $H = 15\text{ m}$
 + } $H = 5\text{ m}$

● } maximale spreiding (S_{max}/h_0)
 + } $H = 15\text{ m}$
 ○ } gemiddelde spreiding (\bar{S}/h_0)
 x } $H = 5\text{ m}$



SPREIDING BLOKKEN ALS FUNKTIE
 VAN STROOMSNELHEID



— — — $T = 52.000 U_f^4$

betonblokken met ribbe 0,5 m, $\epsilon = 40\%$
zand met $D_{50} = 200 \mu\text{m}$

— — — $T = 500.000 U_f^{4,7}$
met: T (m³/uur/m²), U_f (m/s)

betonblokjes met ribbe 0,02 m, $\epsilon = 40\%$
zand met $D_{50} = 200 \mu\text{m}$

ZANDTRANSPORTCAPACITEIT DOOR EEN BLOKKENDAM
ALS FUNKTIE VAN FILTERSNELHEID

p.o. box 177

2600 mh delft

the netherlands