

J. Vogelaar



VERBODEN
WATERBOUWKUNDE
Afd. Civiele Techniek
IH Delft

2.42.9

De delen 2.42 bcd bevatten de computer uitvoer. Deze
delen zijn ondergebracht in het systeem van computer programma's.
k.3.85

DE AFSLUITING VAN HET SEVERN ESTUARIUM.

Een onderzoek naar de mogelijkheden om het Severn Estuarium in zuid-west Engeland af te sluiten door middel van geleidelijke afsluiting, ter verkrijging van een bassin voor een getij-centrale.

Hoofdontwerp: Constructieve Waterbouwkunde
uitgevoerd door J. Vogelaar, Utrecht, jan. '73

INHOUD

Hoofdstuk I	<u>Inleiding.</u>	blz. 8
Hoofdstuk II	<u>De Severn Estuarium</u>	blz. 11
.1.	Geologie.	
.2.	Getijden en stromen.	
.3.	Getij-energie.	
.4.	Overzicht van de uit te voeren civiele werken.	
.5.	Vergelijking met andere werken.	
.6.	De te volgen werkwijze.	
Hoofdstuk III	<u>Sluitingsmethoden voor grote getij-geulen.</u>	blz. 26
Hoofdstuk IV	<u>Berekening van de snelheden tijdens de fasen van afsluiting.</u>	blz. 29
.1.	De ingevoerde gegevens.	
.2.1.	De resultaten van de berekening met "dichte" blokkendam.	
.2.2.	De resultaten van de berekening met een "doorlatende" blokkendam.	
.3.	Een vergelijking met eerder gedane onderzoeken.	
.4.	De amplitude.	
Hoofdstuk V	<u>De afsluiting van sectie 1</u>	blz. 53
.1.	<u>Inleiding.</u>	
.2.	Bepaling van het steengewicht, zonder dat er verliezen mogen optreden.	
.3.1.	Bepaling van het steengewicht, waarbij zekere verliezen mogen optreden.	
3.2.1.	Bepaling verliezen.	

- .3.2.2. Literatuur onderzoek naar aanleiding van het feit dat de zandtransportformule niet in overeenstemming is met de formule van Irribarren.
- .3.2.3. Berekening van de verliezen.
- .4. Bepaling van de capaciteit van een bodemzuiger voor $d=1\text{cm}$.
- .5.1. Bepaling van het benodigde vermogen van de bodemzuiger.
- .5.2. Leidingweerstand.
- .5.3. Bepaling perslengte.
- .5.4. Berekening van het vermogen.
- .6.1. Bepaling van de tijdsduur, nodig om sectie 1 te sluiten zonder rekening te houden met de verliezen.
- .6.2. Bepaling van de tijdsduur, nodig om sectie 1 te sluiten waarbij rekening gehouden wordt met de verliezen.
- .7. Onderzoek naar een variantoplossing om sectie 1 af te sluiten.

Hoofdstuk VI

Onderzoek naar de invloed van de factoren, die de stabiliteit van de blokkendam bepalen.

blz. 82

- .1. Inleiding
- .2. Stabiliteit van een dam opgebouwd uit betonblokken (algemeen, 2-dimensionaal beschouwd).
 - .2.1. Stabiliteit van een dam met een enkele kruin en een kern van stortsteen.
 - .2.2. Stabiliteit van een dam met een enkele kruin zonder een kern van stortsteen.
 - .2.3. Stabiliteit van een dam met een dubbele kruin in geval alleen stroming optreedt.
 - .2.4. Stabiliteit bij vloed en golfaanval

- vanuit zee in de opbouwfasen.
- .2.5. Stabiliteit bij eb en golfaanval vanuit zee in de opbouwfasen.
 - .2.6. Stabiliteit bij zowel eb als vloed en golfaanval vanuit zee in de opbouwfasen.
 - .2.7. Onderzoek naar de mogelijkheden de doorlatendheid van de dam te verminderen door gebruik te maken van fijn materiaal.
 - .3. De invloed van de vorm op de stabiliteit van de betonblokken.
 - .4. Stabiliteit van een blokkendam bij aanval door regelmatige en onregelmatige golven.
 - .4.1. Oriënterend onderzoek: enkele kruin.
 - .4.2. Oriënterend onderzoek: dubbele kruin.
 - .4.3. Dam met dubbele kruin op +4m boven gemiddeld zeeniveau, verval 2m en $H_0=4m$ en $H_{onregelmatig}$ in dezelfde richting.
 - .4.4. Idem, verval 3m.
 - .4.5. Idem, verval 1,4m en H_0 en $H_{onregelmatig}$ tegengesteld.
 - .4.6. Résumé
 - .5. Stabiliteit onder invloed van verval en golfbeweging 3-dimensionaal.
 - .5.1. Algemeen.
 - .5.2. 3-dimensionale uitbreiding van een gat in de blokkendam.
 - .5.3. Gemiddelde aantasting over grote damlengte en herstel aantasting.
 - .5.4. Eindprofiel
 - .5.5. Aantasting als gevolg van eb gevolgd door vloed.

- .6. Stortprofielen.
- .6.1. Stortprofiel in stromend en stilstaand water.
- .6.2. Stortprofiel als functie van de valhoogte.
- .6.3. Stortprofiel als functie van de bodemligging.
- .6.4. Bepaling van het percentage Holle Ruimte.
- .6.5. Variatie van de afstand der stortpunten.
- .7. Stabiliteit van een blokkendam met ongelijke kruinen.
- .8. Konklusies.

Hoofdstuk VII

Afsluiting van de secties 2 en 3.

blz.121

- .1. Eindprofiel van de blokkendam.
- .2. Eindprofiel van de afsluitdam.
- .3. Het wintersluitgat.
- .4. Wijzen van storten.
- .4.1. Varend bedrijf.
- .4.2. Helicopters.
- .4.3. Kabelbaan.
- .4.4. Combinatie van heliocopter en kabelbaan.
- .5. Het tijdschema.
- .6. Het inwassen van de blokkendam.
- .7. De stortsteenkaden.
- .8. Het zandsputten.
- .9. Het afdichten van de dam.
- .10. De pyloonafstand.

Hoofdstuk VIII

Konstruktie van het damlichaam.

blz.165

- .1. De verkeerstechnische functie en de transportgeleidende functie van de dam.
- .2. De scheidingsfunctie van de dam.
- .2.1. Het drukverval over de dam.

- .2.2.1. De kruinhoogte.
 - a) Het ontwerppeil.
 - b) De golfoploop.
 - c) De zetting van het damlichaam en de ondergrond.
- .2.3. De bekledingsconstructie.
 - .2.3.1. Het gebied tussen laag- en hoogwater.
 - .2.3.2. Het gebied boven gemiddeld hoogwater.
- .3. Keuze van het dwarsprofiel van de dam voor sectie 3.

LITERATUURLIJST

- 1 Shaw, Dr. T. L.
"A Severn Estuary Barrage Energy Generation
and Related Topics"
Universiteit van Bristol 1970
- 2 Heaps, Dr. N. S.
"Estimated Effects of a Barrage on Tides in
the Bristol Cannel"
Proc. Inst. Civ. Engrs. 1969 no 42
- 3 Wilson, Dr. E. M.
"The Bristol Channel Barrage Project"
11th Conf. on Coastal Eng. London 1968
- 4 Vogelaar, J.
Deelontwerp Vloeistofmechanica Bristol Channel.
- 5 Heuvel, J. v. d.
Vooronderzoek en hoofdontwerp Bristol Channel.
- 6 Drie-maandelijks bericht van de Deltawerken.
no's 28 t/m 61
- 7 Rapport M995. Blokkendam deel I t/m IV
Waterloopkundig Laboratorium
- 8 Rapport M731. Geleidelijke sluiting VII, IX, X, XI, XIII
Waterloopkundig Laboratorium
- 9 Kley, Ir. J. v. der en Zuidweg, H. J.
Polders en dijken
- 10 Bijker, prof. dr. ir. E. W.
Collegedictaat: Kustwaterbouwkunde
- 11 Hendriksen, J. H.
Het storten van betonblokken met behulp van een
dambouwschip.
- 12 Bendegom, van, prof. ir. L.
Collegedictaat: Algemene Waterbouwkunde f8-f10
- 13 Izbash, S. V. en Khaldre, Kh. Yu.
"Hydraulics of River Channel Closure"
- 14 Irribarren, R.
"Formule pour le calcul des diques en enrochements"

- naturels ou elements artificiels"
XXI ste International Navigation Congress.
Stockholm 1965 section II-subject 1
- 15 Bos, prof. ir. W.A.
Collegedictaat: Baggerwerktuigen
Afdeling Werktuigbouwkunde
- 16 Baardewijk, van, ir. A.P.H.
"Cursus opspuiten terreinen CT.OT7. Hydraulisch
transport door leidingen"
Stichting post-doctoraal onderwijs in de civiele
techniek 1970-1971
- 17 Nortier, ir. I.W. en Velde, van der, ir. H.
"Hydraulica voor waterbouwkundigen"
- 18 Shaw, dr. T.L.
"Intergration of pumped-storage with tidal power"
Journal of the Power-division, Proceedings of the
A.S.C.E., january 1971 no po 1
- 19 Shaw, dr. T.L. en anderen
"Combining pumped-storage and tidal power in
large electrical systems"
- 20 Universiteit van Bristol en Swansea
"The Severn Estuary and the Bristol Channel,
an assessment of the present knowledge"
- 21 Werkgroep "gesloten dijkbekleding"
Voorlopig rapport 1961
- 22 Booij, ir. N.
Beschrijving van het programma CHERIE-1
- 23 Rapport M647. Afvoercoëfficiënt overlaten.
Waterloopkundig Laboratorium
- 24 Josselin de Jong, prof. dr. ir. G. de
Collegedictaat: Grondmechanica
- 25 Paape, ir. A. en Kreeke, van de, ir. J.
On optimum breakwater design.
- 26 Fuhrboten, Dipl. ing. A
Über die Forderung von Sand-Wasser Gemischen
in Rohrleitungen.

HOOFDSTUK I

Inleiding.

Van getij-energie is reeds in de vroege Middeleeuwen gebruik gemaakt. Omstreeks 1170 werd met behulp van waterradren in Engeland, Frankrijk en Spanje energie opgewekt.

In de 19^e eeuw, met de opkomende industrialisatie, werden deze molens met hun kleine wisselende energie-afgifte minder economisch. Het gebruik van hydro-electrische riviercentrales en de centrales op basis van fossiele brandstoffen nam zeer snel toe, waardoor de energieprijis van deze centrales daalde.

Door de enorme stijging van de energie-behoefte in de 20^e eeuw is het zoeken naar andere energiebronnen een belangrijk facet geworden om aan de toekomstige vraag hiervan te voldoen. Hierdoor is opnieuw de getij-energie in de belangstelling gekomen. Dit mede tengevolge van nieuwe uitgangspunten met betrekking tot de constructie en beter aangepaste generatoreenheden. Ook de differentiatie naar de methoden van energie opwekking, waardoor de afhankelijkheid van opwekkingsstystemen afneemt en calamiteiten beter worden opgevangen, speelt hierbij een rol (onder andere de oliecrisis in het Midden-Oosten in 1971 en de mijnwerkersstaking in Engeland begin 1972).

Bovendien levert getij-energie "schone" energie, in tegenstelling tot zowel de centrales op basis van nucleaire als op fossiele brandstoffen, welke in de laatste decennia een steeds groter wordende bijdrage leveren aan de water- en luchtverontreiniging.

Dit heeft ertoe geleid dat de laatste 30 à 40 jaar vele plannen zijn ontworpen om de enorme hoeveelheden energie van de getijden te benutten op grote schaal.

Tot nu toe zijn twee grote projecten tot stand gekomen. Van 1960-1967 is in Frankrijk in de monding van la Rance, de eerste moderne getij-centrale voltooid en in 1971 is in Rusland aan de Witte Zee een proefproject klaargekomen, waarbij de turbines in de caissons ingebouwd en ter plaatse afgezonken zijn.

Hoewel op aarde zeer grote getij-verschillen voorkomen is de aantrekkelijkheid van zo'n project toch beperkt. Dit is voornamelijk te wijten aan de volgende factoren:

- a] De noodzaak van aanwezigheid van een groot getijverschil.
 - b] De noodzaak van dichtbij aanwezige industrie en of woongebieden voor de afname van de opgewekte energie.
 - c] Het karakter van de getijden, dat gebaseerd is op de maancyclus. Deze stemt niet overeen met de leefcyclus van de menselijke samenleving.
 - d] De hoge kosten en de lange tijdsduur voor de bouw van een enorm complex.
- ad a] Er zijn zeer weinig plaatsen op aarde waar een groot getij-verschil optreedt: onder andere l' Aber Vrach (Frankrijk); Golfo de San José (Argentinië); Passamaguddy (U.S.A.); Bay of Fundy (Canada); the Bristol Channel (Engeland); la Rance (Frankrijk).
- ad b] De Severnside, zoals het gebied rond de Bristol Channel genoemd wordt, heeft een bevolking van ongeveer drie miljoen en herbergt vele industrieën. Hierdoor wordt de getij-centrale attractief. De industrieën zullen door de dam en de energie-centrale nog meer gestimuleerd worden.
- ad c] Hiervoor is de Engelsman Dr. T.L. Shaw (zie literatuur I) een oplossing gevonden door getij-energie te combineren met energie die 's nachts in het netwerk ter beschikking komt. Zijn idee is een samenspel van pumped-storage en getij-energie met gebruikmaking van het bassin.

- ad d 1^o Door een multi-purpose opzet van het project, kunnen de hoge kosten over de diverse componenten verdeeld worden, onder andere de havens in het bekken hebben daar een constant waterpeil, waardoor de zogenaamde dokhavens ten alle tijde bereikbaar zijn; een luchthaven in het afgesloten bekken; het aanleggen van zoetwater-reservoirs (gevuld met rivierwater); landtransport-verbeteringen voor beide oevergebieden; recreatie langs de bassinoevers.
- 2^o Getij-centrales zijn zeer kapitaalintensief. Het kapitaal is geheel geïnvesteerd voordat met de afsluiting begonnen kan worden. Pas na deze afsluiting welke drie tot vijf jaar duurt, gaan de centrales rendement opleveren.

HOOFDSTUK II

De Severn Estuarium.

II.I. Geologie

Beknopt overzicht der geologische tijdvakken			
Hoofdtijdperk	periode	tijdvak	opmerkingen
Kenozoicum	Kwartair	alluvium deluvium	"New Red" een stabiele steensoort in de Bristol Channel.
	Tertiair		
Mesozoicum	Krijt		
	Jura		
	Trias	bontzandsteen	
Paleozoicum	Perm		
	Carboon		
	Devoon		
	Siluur		
	Ordovicium		
	Cambrium		
Precambrium	Algonkium		
	Archeicum		

fig. II-1

Tussen Weston Super Mare en Barry bevindt zich een alluviale sedimentatie rechtstreeks op een Trias-afzetting. Hieronder bevindt zich een uitgestrekt Carboon massief, waarvan de kolenvelden van Wales en Bristol deel uitmaken. Op vele plaatsen komt het Trias aan de oppervlakte en steekt door

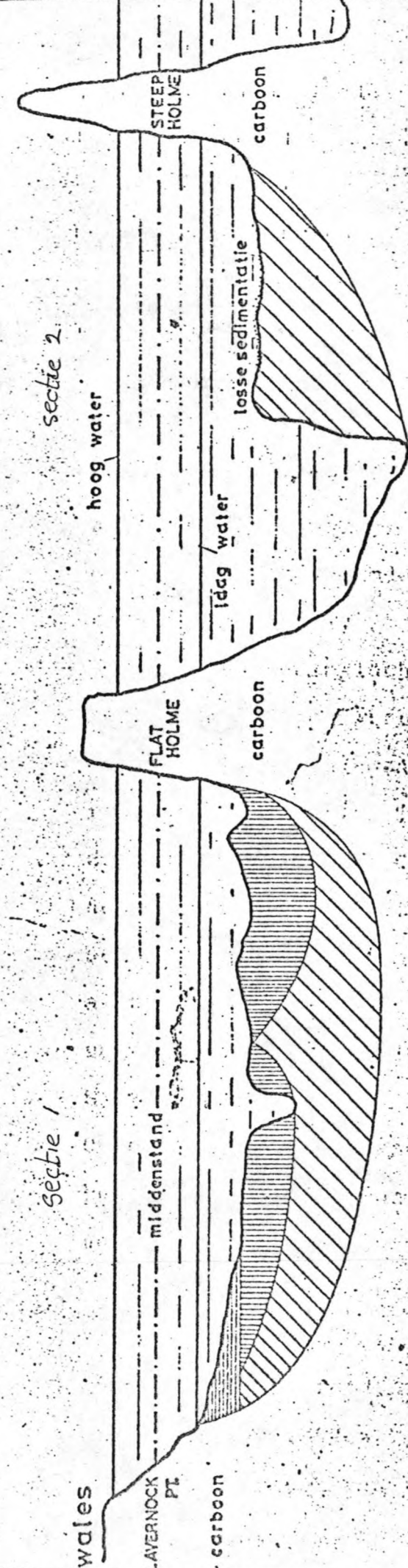
de alluviale afzetting heen. Voorbeelden hiervan zijn Lavernock Point(Wales) tussen Barry en Cardiff, de twee eilandjes Flat Holme en Steep Holme in het estuarium en Brean Down(Engeland), hetwelk iets zuidelijk van Weston Super Mare ligt.

Over de geologische gesteldheid van de bodem is weinig bekend. Tussen Brean Down(Engeland) en Steep Holme, evenals tussen Steep Holme en Flat Holme schijnt de bodem door de hoge stroomsnelheden tot op het Trias uitgeschuurd te zijn. Het Trias is hier het zogenaamde "New Red" een stabiele bontzandsteen uit de oudste perioden van het Triastijdperk en ligt dus direct op het Carboon(zie fig. II-2).

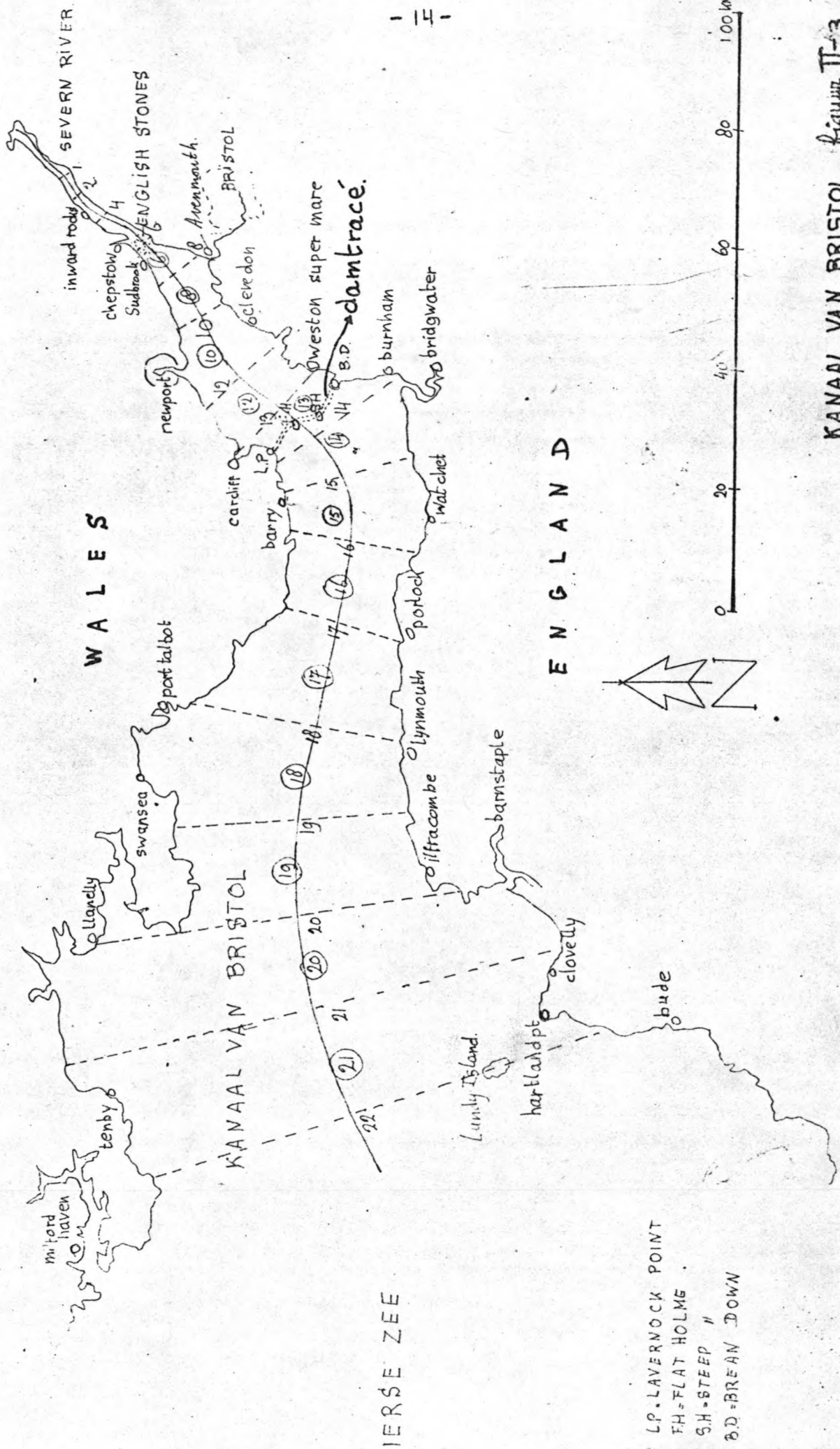
II.2. Getijden en stromen.

In de Severn-Estuary komt één van de grootste getijverschillen voor ter wereld. Alleen in de Bay of Fundy in Canada komen nog groter getijverschillen voor (tot max 19,4m)

In de Bristol Channel en Severn-Estuary komen in de plaatsen langs de oevers(zie fig. II-3) de volgende getijverschillen voor: zie blz. 15



MOGELIJKE GEOLOGISCHE SITUATIE TUSSEN LAYERNOCK PT. EN BREAN DOWN



I E R S E Z E E

L.P. = LAVERNOCK POINT
 F.H. = FLAT HOLMG
 S.H. = STEEP " "
 B.D. = BREAN DOWN

KANAAL VAN BRISTOL figuur II-3

		gem. springtij	gem. doodtij
Welshe kust	Barry	11,9m	8,85m
	Cardiff	12,3	9,20
	Newport	13,0	9,75
	Sudbrook	14,0	10,50

Engelse kust	Watchet	12,1	9,15
	Burnham	12,2	9,20
	Weston S-Mare	12,8	9,60
	Clevedon	13,4	10,10
	Avenmouth	13,9	10,25

fig. II-4

Deze extreem hoge getijden worden veroorzaakt door de stroomopwaarts regelmatig afnemende natte doorsnede, zowel in diepte als in breedte van het estuarium. Hierdoor wordt het binnenkomend getij opgestuwd ten gevolge van de nodige continuïteit van de watermassa.

Al naar gelang de geomorphologie van het bekken ontstaat dan een staande golfbeweging, waarvan de grootte afhankelijk is van de resonantielengte van het estuarium. De knoop van dit resonantiesysteem bevindt zich bij Milford Haven (Wales) aan de ingang van het kanaal van Bristol en de buik tussen Avenmouth en Sudbrook, waar dus de hoogste getijverschillen gemeten worden.

Door de aanleg van de dam ter hoogte van de lijn Lavernock Point - Brean Down zal volgens Dr. Heaps (zie literatuur 2) de getijverschillen met globaal een meter afnemen. In de

Severn Estuary blijkt een zeer regelmatige getijvorm op te treden en is ten zuiden van Avenmouth vrijwel door een sinusoidale te beschrijven.

De stroomsnelheden in het estuarium variëren sterk en bereiken op sommige plaatsen zeer hoge waarden. Aan de zijde van Somerset tussen Clevedon en Avenmouth worden wel snelheden van 2,66m/s tijdens springtij gemeten.

Vanuit de oceaan nemen de snelheden steeds toe tot dat punt waar 2,66m/s wordt bereikt, vandaar stroomopwaarts nemen de snelheden weer af.

Tussen de beide Holmes en de kust worden snelheden gemeten van 3,8 tot 4,0 knotts dat wil zeggen 2,05m/s tijdens springtij. Gedurende doortij-perioden bereiken de snelheden over het algemeen $\pm 60\%$ van de springtij-waarden. Deze waarden zijn gemeten in de punten E en F van Admiralty Chart 1152. Aangezien deze punten in de stroomgeulen van sectie 1 en sectie 2 liggen zullen de berekende gemiddelde snelheden kleiner zijn.

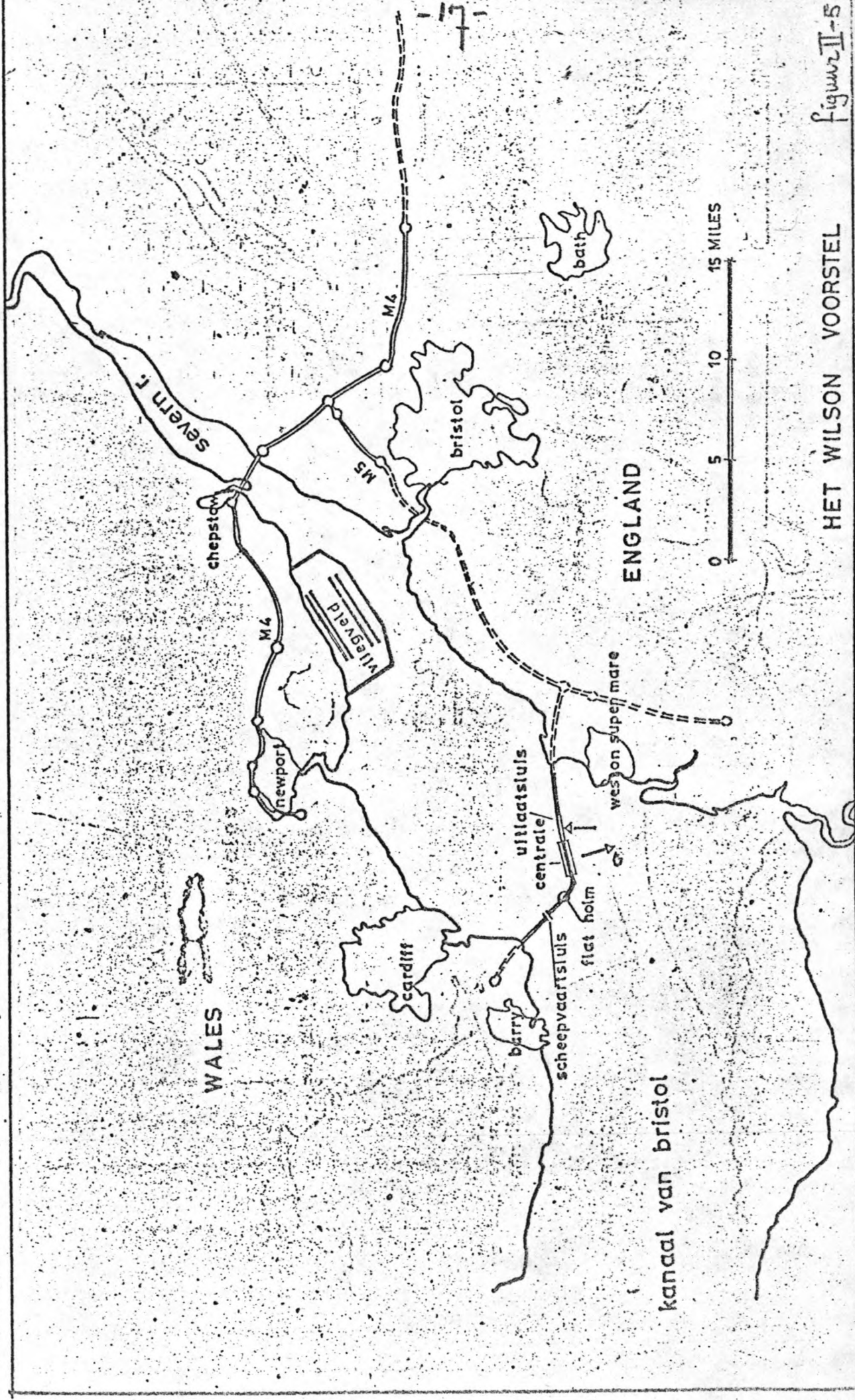
by welke wind? De significante golfhoogte voor het gebied Barry-Weston Super Mare bedraagt 8,5m.

Gegevens over stormopwaaiing en afwaaiing zijn gedurende de afgelopen 46 jaar bijgehouden. De grootste opwaaiing gedurende deze tijd bedroeg 1,5m en de grootste afwaaiing 1,7m ten opzichte van het normaal te verwachte peil.

II.3. Getij-energie

In 1966 deed E.M. Wilson (zie literatuur 3) (zie fig. II-5) een voorstel voor de Severn-Estuary. Het is een eb-stroom generatiesysteem met een "rim-generator" turbine. In elke caisson zijn vier turbines geprojecteerd; totaal 120 turbines, damlengte ± 15 km., met één centrale van 2,2km. lengte.

Voor Engeland wordt ^{verwacht} dat in ongeveer 1985 ongeveer 80%



Figuur II-5

HET WILSON VOORSTEL

kanaal van bristol

0 5 10 15 MILES

ENGLAND

WALES

severn r.
chepstow
M4
M5
bristol

Wierveld
newport

cardiff

barry
scheepvaartsluits
centrale
uittlaatsluits
flat holm

weston super mare

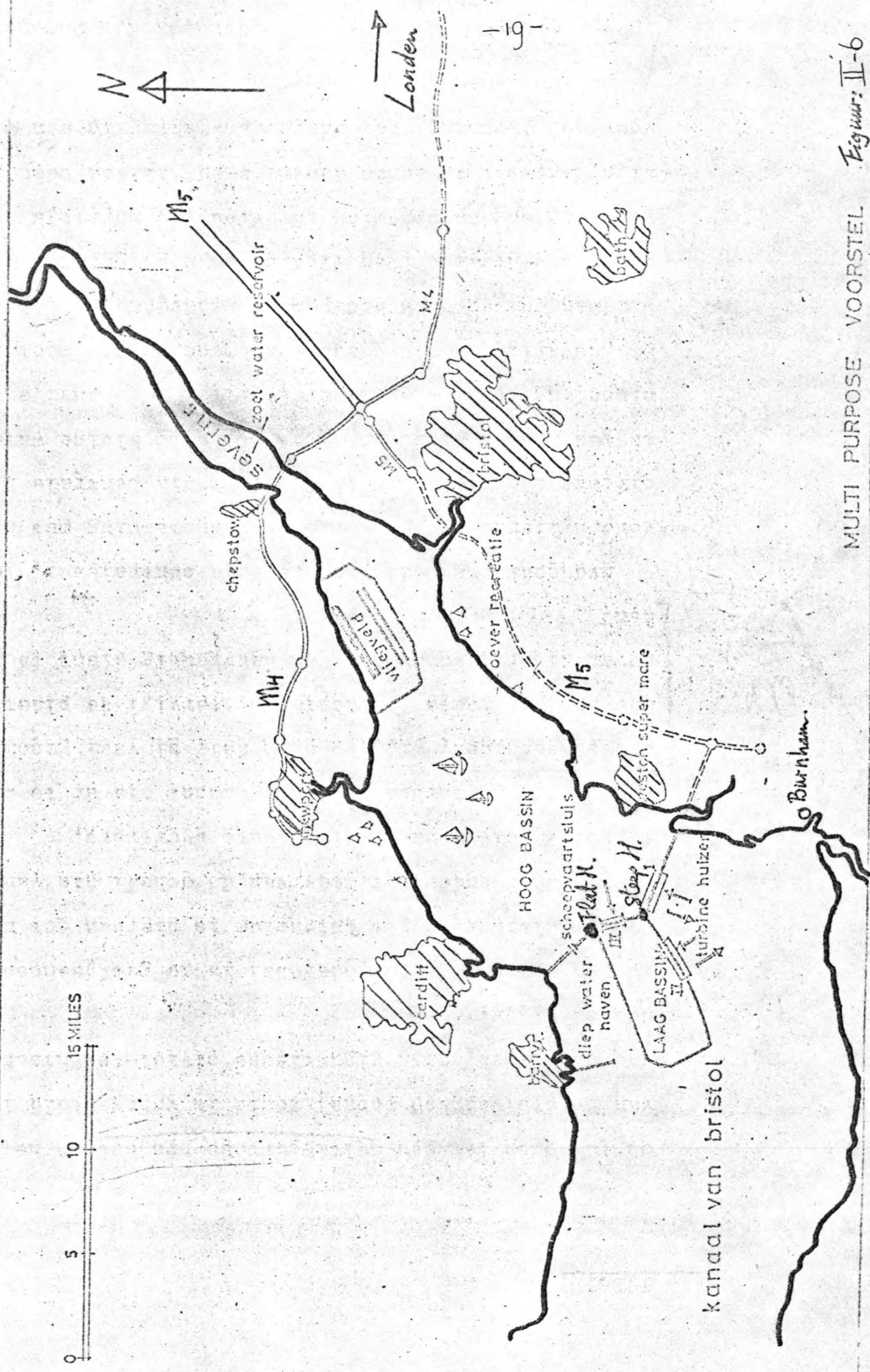
bath

van de energie geleverd zal worden door atoomcentrales. Dit type centrale is echter slechts optimaal rendabel indien het constant in gebruik gehouden wordt. Hierdoor zal in de toekomst een enorm overschot aan energie komen, wat 's nachts geproduceerd en niet geconsumeerd wordt.

Dit probleem heeft T.L. Shaw (zie literatuur 1) als uitgangspunt gekozen bij de toepassing van het voorstel van Wilson. Door een combinatie van getij-energie en pumped-storage gedurende de nacht zou het rendement van een dergelijk bassin zeer dicht die van de conventionele methoden benaderen. Door gebruikmaking van de waterstand van de zee, kan 's nachts de overtollige energie van de atoomcentrales benut worden voor het oppompen van water, waardoor het verval over de turbines gedurende de dag zo groot mogelijk wordt. Dit stelt het systeem in staat de zo fel begeerde peak-power te leveren. Men moet zich hierbij realiseren dat de kosten welke men bereid moet zijn te betalen voor deze energie 7 x zo hoog zijn, dan de 's nachts beschikbaar komende energie.

In dit onderzoek wordt uitgegaan van een multi-purpose voorstel (zie fig. II-6) met toepassing van het pumped-storage systeem van Shaw.

Het damtracé loopt hierin van Lavernock Point (Wales) via Flat Holme en Steep Holme naar Brean Down (Somerset, Eng.), niet alleen vanwege de gunstige ligging ten gevolge van de kortste afstand, en de twee eilandjes, die als steunpunt kunnen dienen, maar ook vanwege de orde van grootte van de hierop te baseren energie-productie. Een verder naar buiten plaatsen van de dam zal een ongunstige invloed hebben op de staande golfbeweging die dan in het estuarium optreedt. Door verder van de resonantielengte af te gaan, zullen de getijvariaties dienovereenkomstig afnemen, wat weer een afname van de energie-opbrengst betekent.



MULTI PURPOSE VOORSTEL Figuur: II-6

Uitgegaan wordt verder dat de turbinehuizen in geprefabriceerde caissons op een van te voren gefixeerde drempel afgezonken zullen worden.

De situering van de centrale is aangenomen tussen Steep Holme en Brean Down, tegen het eilandje Steep Holme aan in verband met de noodzaak, de turbines ten alle tijde onder de laagst voorkomende waterstand te houden (zie fig. II-7).

Bleeft met

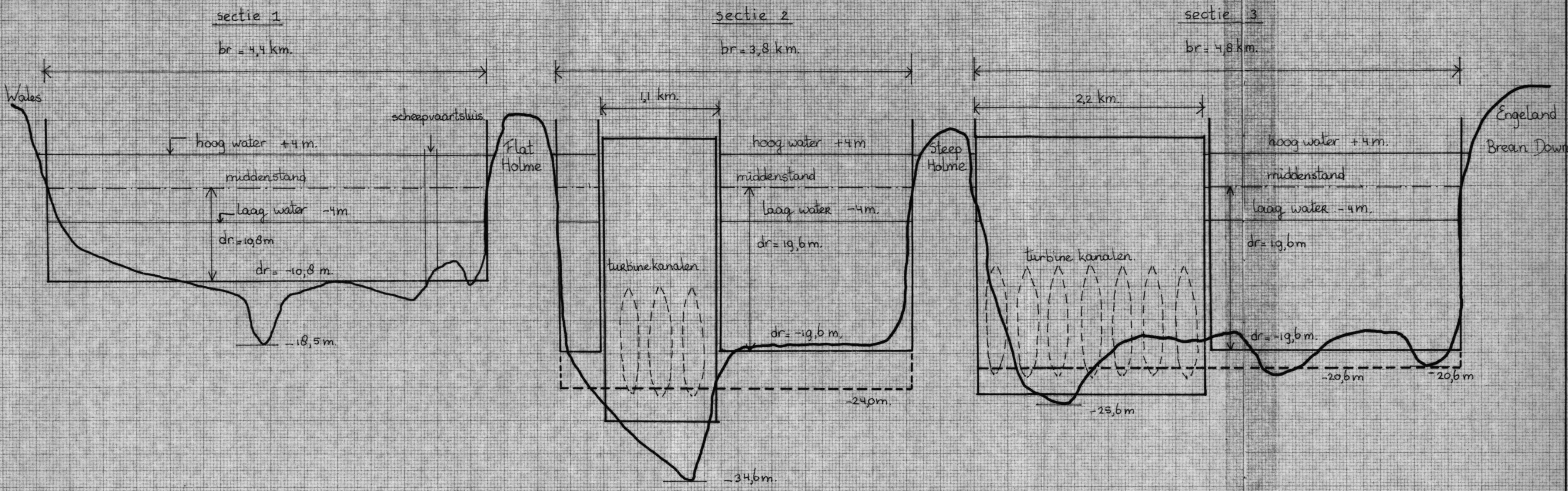
II.4. Overzicht van de uit te voeren civiele werken:

- 1^o Bouw van turbinecentrales, geprefabriceerd in caissons en in situ afzinken op een van te voren geprepareerde drempel. Proefdraaien en openzetten van de turbine-kanalen.
 - 2^o Bouw van een scheepvaartsluis voor schepen tot 100.000 ton dwt.
 - 3^o Uitbouwen van de afsluitdam, waardoor de sluitings-manipulatie beperkt blijft tot een of meer stroomgaten.
 - 4^o Sluiten van de stroomgaten.
 - 5^o Afwerking van de dam en aansluitend wegenstelsel.
- 1^o en 2^o kunnen gelijktijdig naast elkaar plaatsvinden. Hierdoor wordt een deel van het doorstromingsprofiel afgesloten. Met 3^o kan pas begonnen worden als 1^o en 2^o geheel voltooid zijn, daar anders grote stroomsnelheden optreden en 3^o dan slechts uitgevoerd kan worden met behulp van zware stortsteen.

Deze dam zal als onderdeel van het multi-purpose project afgestemd dienen te worden op andere werken uit dit project; deze kunnen belang hebben bij de ervaringen die opgedaan worden bij het afsluiten van het bassin. Dit belang hiervan dient geenszins onderschat te worden.

II.5. Vergelijking met andere werken.

De afsluiting van dit bekken zal, indien dit gaat plaats-



sectie 1
 $br = 4.4 \text{ km}$
 $dr = -10.8 \text{ m}$

sectie 2
 $br = 3.8 \text{ km}$
 $dr = -19.6 \text{ m}$ na afzinken turbine-caissons
 $dr = -24.0 \text{ m}$ voor afzinken turbine-caissons

sectie 3
 $br = 4.8 \text{ km}$
 $dr = -19.6 \text{ m}$ na afzinken turbine-caissons
 $dr = -20.6 \text{ m}$ voor afzinken turbine-caissons

$$\text{gem. diepte} = \frac{10.8 \times 3.7 + 19.6 \times 2.7 + 19.6 \times 2.6}{3.7 + 2.7 + 2.6} = \underline{\underline{16 \text{ m}}}$$

schaal hor. 1: 33.333
 vert. 1: 400

lengte-profiel sluitgat.
 diepten t.o.v. de middenstand

fig. II-7

V met

vinden, veruit het grootste waterbouwkundige werk zijn in zijn soort dat ooit ondernomen wordt. Zelfs de in 1978 af te sluiten Oosterschelde zal overtroffen worden. Wat getijvermogen betreft zal dit *V* een factor 3,5 zijn. Een vergelijking met voorafgaande afsluitingswerken kan zich niet beperken tot een simpelweg opnoemen van enkele verhoudingscijfers. Daarvoor verschillen tal van omstandigheden te zeer. De verschillen van de uitgevoerde werken komen het best naar voren bij vergelijking van het getijvermogen - dat is het totale watervolume van de eb-en vloedstroom, die per getij door de geule trekt - van de af te sluiten zeearmen. *getij-volume*

Figuur II-8 geeft de grootte van de getijvermogens van de zeearmen weer, welke bij de Deltawerken reeds afgesloten zijn of nog moeten worden afgesloten.

Het getijverschil van de Oosterschelde bedraagt gemiddeld 2,80m; voor de Bristol Channel is dit 8,20m.

II.6. De te volgen werkwijze.

In het deelontwerp Vloeistofmechanica (zie literatuur 4) is voor de bestaande toestand, van de Bristol Channel (de T_0 -toestand) een getijberekening gemaakt. Dit is geschied met het bestaande computerprogram CHERIE-1 van Ir. N. Booy van de leerstoel Vloeistofmechanica. In deze berekening is de Bristol Channel en Severn-Estuary in vakken verdeeld (zie fig. II-3). Aan de zeewaartse zijde is de lengte der vakken 15,6km. en aan de stroomopwaartse zijde 7,8km. Op de randen der vakken is het verticale getij berekend en in het midden der vakken de stroomsnelheden. De randen der vakken zijn zo gekozen dat het trace van de dam in het midden van een vak kwam te liggen, opdat de snelheden in het sluitgat bij de afsluiting meteen bekend waren (zie fig. II-3).

Het damtrace wordt door de twee eilandjes in drie stroomgaten verdeeld (zie fig. II-2). Sectie 1, tussen de Welshe

getij-vermogen (= eb + vloed) in 10^6 m^3

getij volume

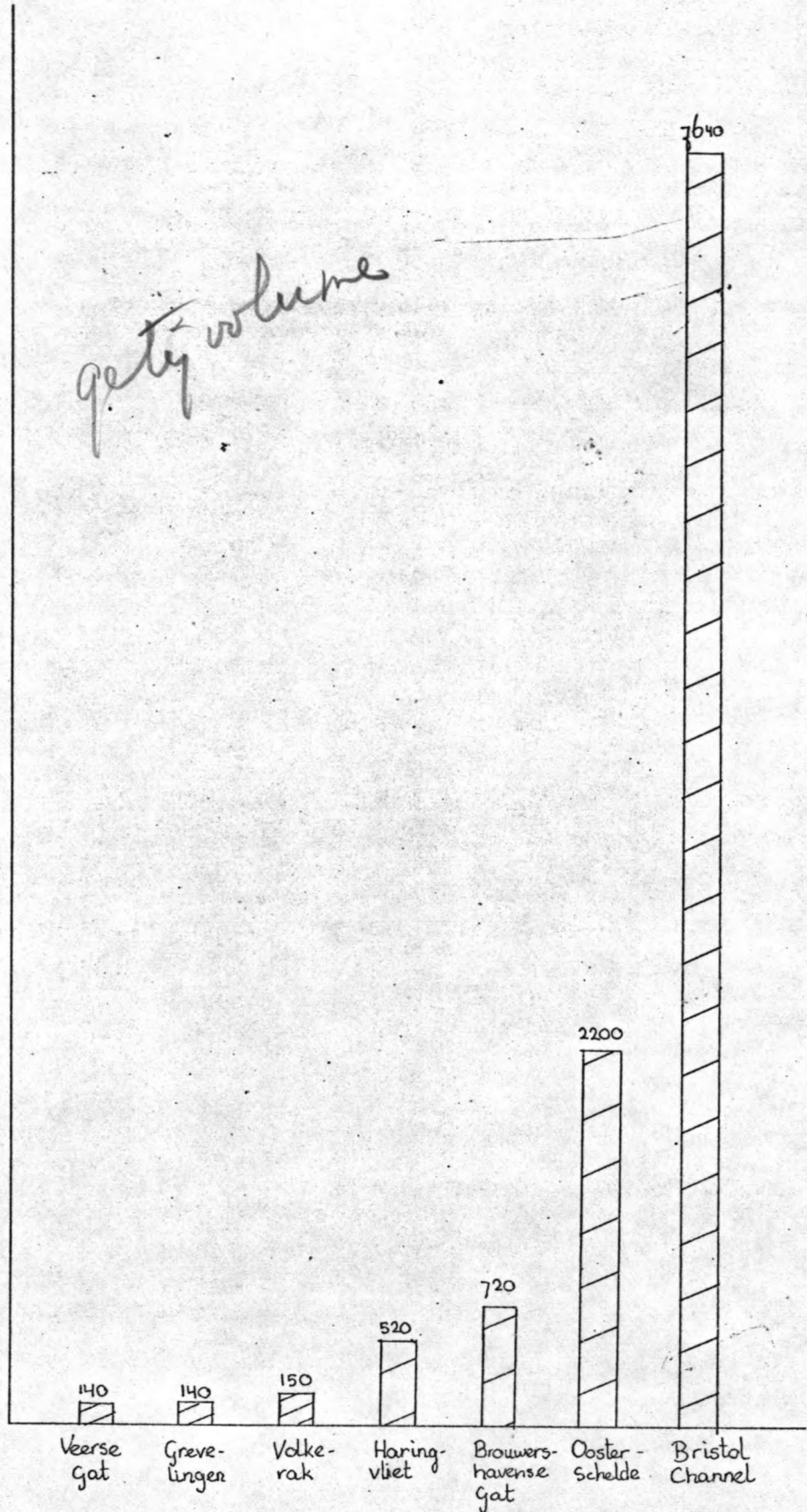


fig. II-8

kust(Lavernock Point) en het eilandje Flat Holme is bedekt met lagen zand en grintsedimenten, waarvan de dikte niet bekend is(zie fig. II-2). Wel is bekend dat het zand grof van samenstelling is, zodat een redelijke goede ondergrond voor de fundatie van de dam aanwezig is. Deze sectie heeft een lengte van 4,4km. en bevat een geul van -18,50m(onder gemiddelde zeestand).

De gemiddelde diepte van deze sectie ligt op -10,80m ten opzichte van gemiddelde zeestand.

*Mede
Laverne
taal* → Sectie 2, tussen de beide Holmes en sectie 3, zijn beide vrijwel geheel tot op de onderliggende rotsformatie schoongeschuurd zodat deze secties een zeer goede ondergrond voor de fundatie van de dam bevatten. Sectie 2 is 3,8km lang en sectie 3 is 4,8km, Sectie 2 bevat een geul met diepte -34,6m, terwijl de gemiddelde diepte 24m bedraagt. Sectie 3 bevat twee geulen met diepten -25,6m en -20,6m, terwijl hier de gemiddelde diepte op -20,6m ligt(zie fig. II-7).

In het multi-purpose plan zijn in de secties 2 en 3 centrales geprojecteerd met een lengte van 1100m en 2200m. Deze bevatten 85 respectievelijk 42 generatoren met doorstroomopeningen van 10m. In sectie 1, op 350m van het eiland Flat Holme komt de scheepvaartsluis te liggen. Deze krijgt een oppervlakte van $300 \times 50 \text{ m}^2$. Het terrein dat hiervoor benodigd is zal $350 \times 150 \text{ m}^2$ moeten bedragen.

In verband met de scheepvaart door het damtracé zal de scheepvaartsluis geheel voltooid moeten zijn, alvorens met de afsluiting begonnen kan worden.

Sectie 1 is een ondiepe geul ten opzichte van de andere twee. Indien deze sectie als eerste gesloten wordt, zal dit slechts een geringe snelheidstoename van het water in de secties 2 en 3 tot gevolg hebben. Andere voordelen zijn:

- 1^o Het vermijden van het gelijktijdig sluiten van drie stroomgaten.

Niet in overeenstemming
met fig I-2.

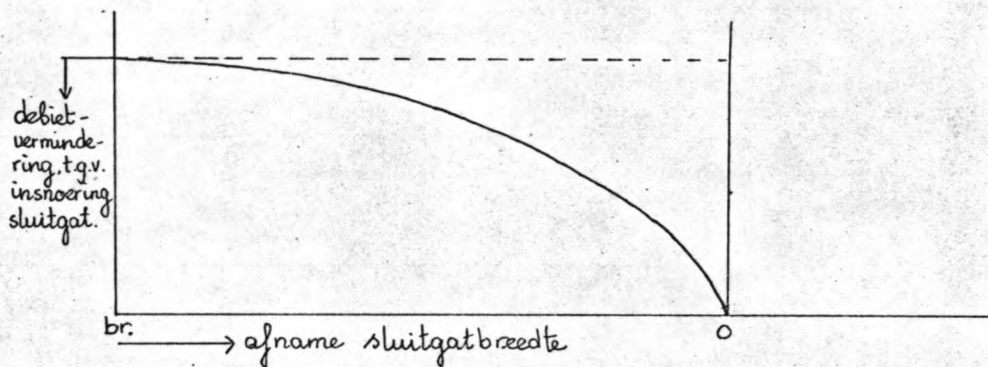
- 2^o Secties 2 en 3 hebben een tot op het Carboon schoongeschuurde bodem en kunnen de optredende snelheidstoename weerstaan zonder dat de bodem verdedigd behoeft te worden.
- 3^o Bij het sluiten van de secties 2 en 3 kan al het materiaal en ook de personen over deze afsluitdam geleid worden.
- 4^o Indien sectie 1, voor een deel of geheel, dichtgespoten wordt met zand kan een terrein voor de bouwput van de scheepvaartsluis zonder veel extra kosten mee opgespoten worden.

In het onderzoek wordt uitgegaan van het feit dat sectie 1 als eerste afgesloten wordt. Hierbij zal onderzocht worden of deze afsluiting geheel of ten dele met zand uitgevoerd kan worden.

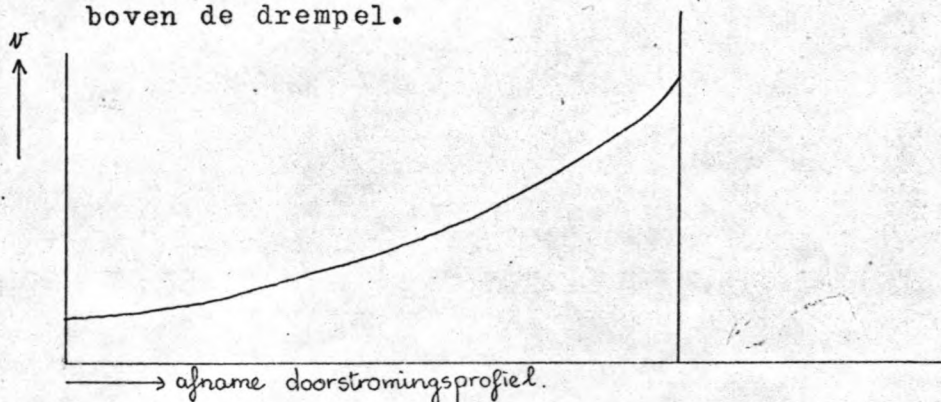
HOOFDSTUK III

Sluitingsmethoden voor grote getijgeulen

Reeds lange tijd heeft men vooral in Nederland technieken ontwikkeld voor het afsluiten van stroomgaten. De eenvoudigste vorm hiervan was het aan weerszijden aanvoeren van zware klei, waardoor de geul langzaam smaller werd (het zogenaamde "over de kop uitbouwen van de dam"). De snelheden lopen nu steeds sneller op en blijven stijgen tot op het punt dat het sluitgat dermate vernauwd is dat er ook een drempel mee opgestort wordt. Deze methode is onder andere toegepast bij de afsluiting van de Zuiderzee, waar dichtbij de plaats van sluiting zeer stabiele keileem aanwezig was, die niet aangetast werd door de stroomsnelheid. De fig. III-1 geeft het verloop van snelheden en debieten weer.



Het debiet als functie van de diepte
boven de drempel.

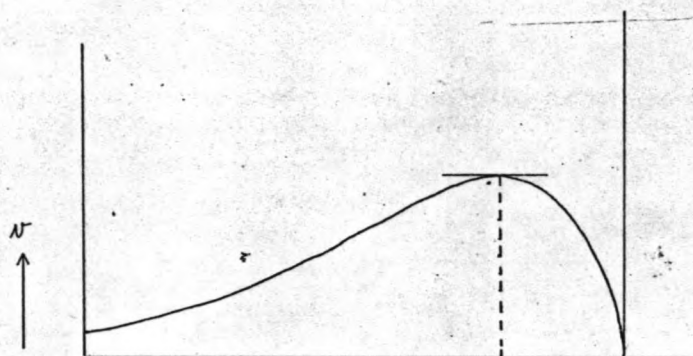


De stroomsnelheid als functie van de diepte
boven de drempel

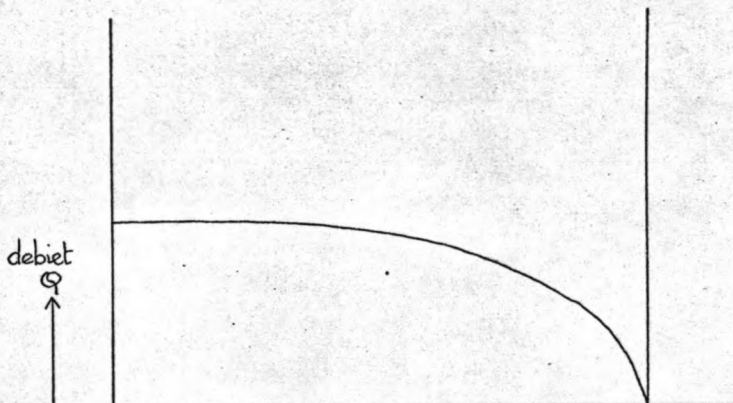
"Het over de kop uitbouwen"

fig. III-1

Een andere methode is die, waarbij het doorstromingsprofiel in verticale richting vernauwd wordt. Hierbij neemt eerst de snelheid toe, tot de volkomen overlaat bereikt is, waarna de snelheid snel terugloopt (zie fig. III-2)



→ toename drempelhoogte
(= afname doorstromingsprofiel)



→ toename drempelhoogte
(= afname doorstromingsprofiel)

Verticale vernauwing van het doorstromingsprofiel

fig. III-2

Bij de afsluitingen van de Deltawerken werden in principe twee afsluitmethodes gebruikt. Ze werden zowel afzonderlijk als in combinatie toegepast.

1^o De sluiting met behulp van doorlaatcaissons

Na plaatsing van alle caissons wordt het overgebleven doorstromingsprofiel door middel van schuiven gesloten, waardoor de stroom ineens afgesneden wordt.

2^o De geleidelijke sluiting door middel van stortsteen of betonblokken.

Hierbij wordt het profiel verticaal vernauwd. Dit sijsteem kan zeer continu werken en is vrijwel onafhankelijk van weer en stroming. Men kan dag en nacht doorwerken, waardoor een zeer grote capaciteit bereikt kan worden.

Deze studie zal beperkt blijven tot de sluiting van de geulen met behulp van betonblokken, gestort door middel van een kabelbaan, eventueel aangevuld met varend materieel en of helicopters.

HOOFDSTUK IV

Berekening van de snelheden tijdens de fase van afsluiting.

IV.1. De ingevoerde gegevens.

De dam komt te liggen in vak 13 (zie fig. II-3). Voor dit vak is de stroomvoerende breedte 14,4 km., terwijl de gemiddelde bodemligging op -14m onder de gemiddelde zee-stand ligt (zie fig. IV-1).

fase 1 Afzinken van de turbine-caissons en het openzetten van de doorstroomkanalen; het opspuiten van 700m in sectie 1 (ten behoeve van de scheepvaartsluis).

Bij constructie van drempels voor de turbine-caissons is aangenomen dat geen wijziging in het doorstromingsprofiel optreedt.

Voor lengteprofiel van de sluitgaten zie fig. II-7.

$A_g (M)$ = doorstromingsprofiel v.d. sluitgaten t.o.v. middenstand
 $= (4,4 \cdot 10,8 + 3,8 \cdot 24 + 4,8 \cdot 20,6) \cdot 10^3 = 215 \cdot 10^3 \text{ m}^2$

Doorstromingsopeningen turbines: $(85 + 42) \cdot \pi \cdot 10^2 = 40 \cdot 200 \text{ m}^2$

De afvoercoëfficiënt (μ) is in verband met de zeer goede hydraulische vormgeving van de doorstromingskanalen van de turbines aangenomen op 0,9

Rekendoorstromingsopening = $0,9 \cdot 40 \cdot 200 \approx 36000 \text{ m}^2$

In het computerprogram kan het „openzetten” van de turbines als „shunt” tussen de vakgrenzen ingevoerd worden met een doorstromingsopening van 36000 m^2 .

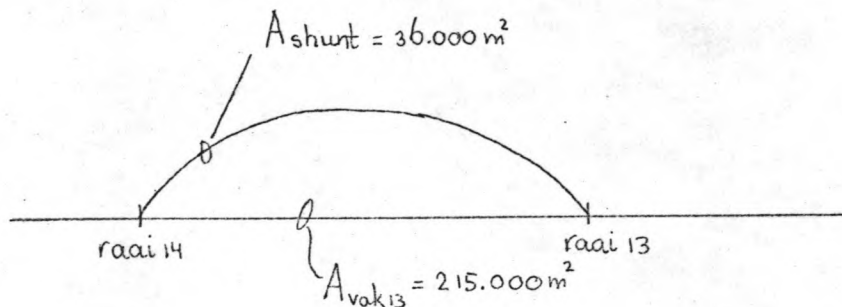


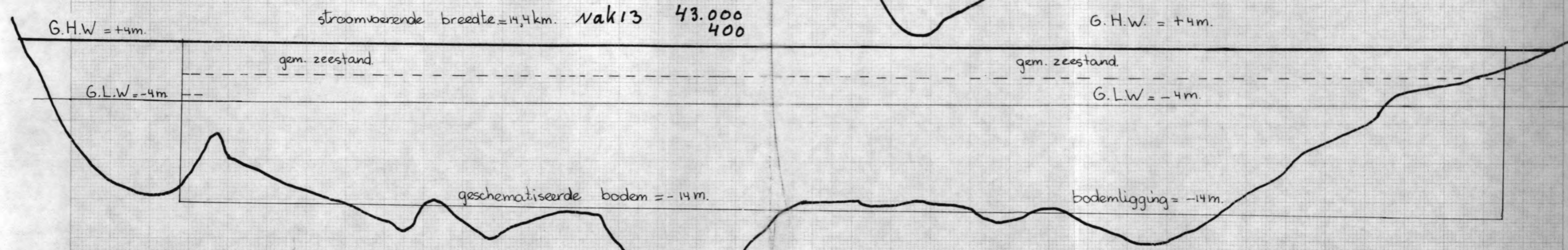
fig. IV-2

vak 12 43.000
400

-30-

+6.0

$L=0.5$



vak 14 86.000
400

+6.0

$L=0.1$

vak 15 150.000
400

+6.0

$L=0.6$

Fig. IV-1

De rekendiepte \times de
rekenbreedte moet wel gelijk
zijn aan de A. ?
En dit klopt niet! \rightarrow

$$A(\text{vak } 13) = 215.000 \text{ m}^2$$

$$A(\text{shunt}) = 36.000 \text{ m}^2$$

De breedte van sectie 1 wordt verminderd met 0,7km. ten gevolge van het opsputten van de dam.

De breedte van sectie 2 en 3 wordt verminderd met 3,3km. ten gevolge van het plaatsen van de caissons. Hierdoor komt de geschematiseerde bodem van de secties 2 en 3 op -19,6m te liggen (zie fig. II-7).

$$A (M) \text{ is nu: } (4,4-0,7) \cdot 10,8 + \{(3,8-1,1) + (4,8-2,2)\} \cdot 19,6 = (40 + 104) \cdot 10^3 = 144 \cdot 10^3 \text{ m}^2$$

De profielvernaauwing (ten gevolge van het damtrace) wordt verdisconteerd in de breedte van het gehele vak, waar dit damtrace in ligt. Aan diepte wordt niets gewijzigd, omdat dan hydraulisch een andere toestand kan ontstaan.

De rekenbreedte van vak 13 wordt $\frac{144}{215} \cdot 14,4 \text{ km} = 9,6 \text{ km}$; de rekendiepte van vak 13 blijft -14,0m (T-toestand) (diepten ten opzichte van gemiddelde zeestand).

Fase 2 Dichtspuiten van sectie 1

In de berekeningen wordt dit sluitgat steeds met 0,5 à 1,0km vernauwd. De totale rekenbreedte (br.) worden als volgt bepaald:

	Breedte sluitgat I	A (M)	Totale rekenbreedte br.
T ₁	3,7km	144 · 10 ³ m ²	$\frac{144}{215} \cdot 14,4 = 9,6 \text{ km}$
T ₂	3,2km	139 · 10 ³ m ²	9,4km
T ₃	2,7km	133 · 10 ³ m ²	9,0km
T ₄	1,7km	122 · 10 ³ m ²	8,2km
T ₅	0,7km	112 · 10 ³ m ²	7,5km
T ₆	0,2km	106 · 10 ³ m ²	7,1km
T ₇	0,0km	104 · 10 ³ m ²	6,9km

Voor berekening van fase 1 (het afzinken van de turbine-caissons en het openzetten van de doorstromingskanalen)

*De komt
U aan 9
14 m*

9,6 x 14 = 134 x 10³ m²

en fase 2 (het dichtspuiten van sectie 1) door de computer zie uitvoer computer (bijlage 4 code V33). Grafieken verkregen uit de resultaten van deze berekening voor v, h en Q als functie van de tijd staan op bijlage 1 afgebeeld.

fase 3 Het afsluiten van sectie 2 en 3 door middel van de geleidelijke sluiting.

De rekenbreedte van sectie 2 en 3 is: $\frac{104}{215} \cdot 14,4 \text{ km} = 6,9 \text{ km}$

Een markant punt wat de snelheid betreft is het bereiken van de volkomen overlaat bij gemiddeld laag- en hoog water (G.L.W. en G.H.W.).

1^o De volkomen overlaat bij G.L.W.

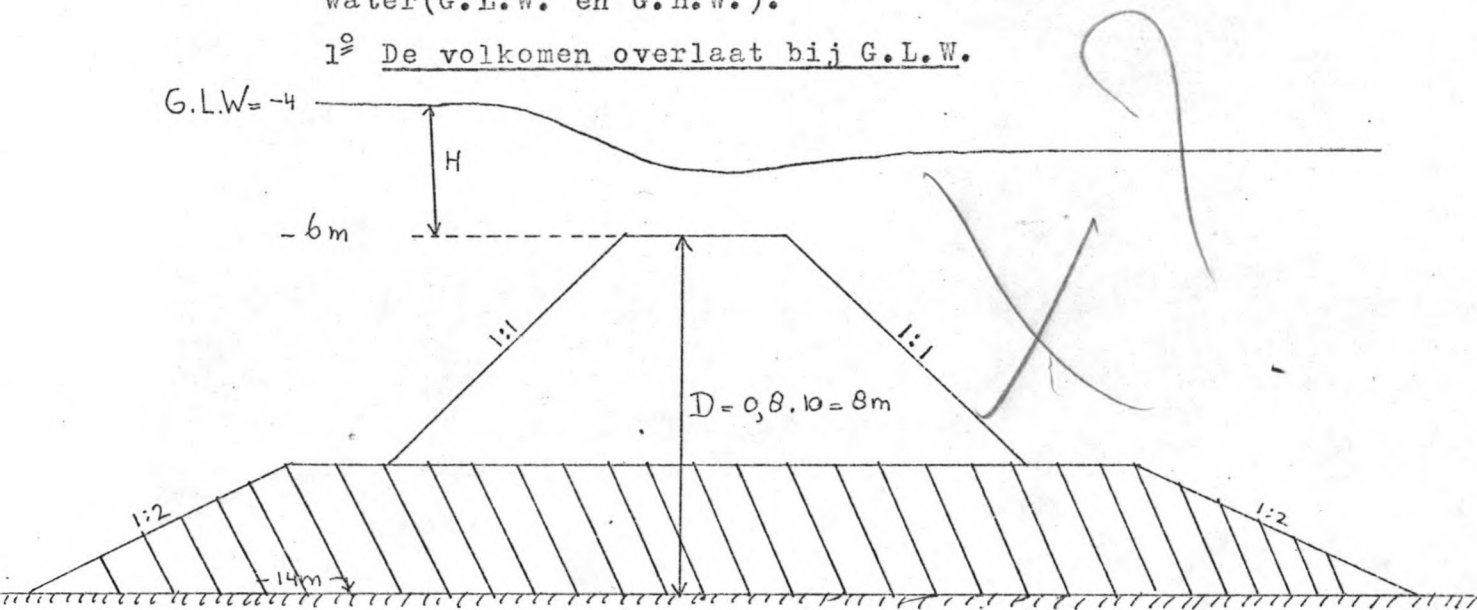
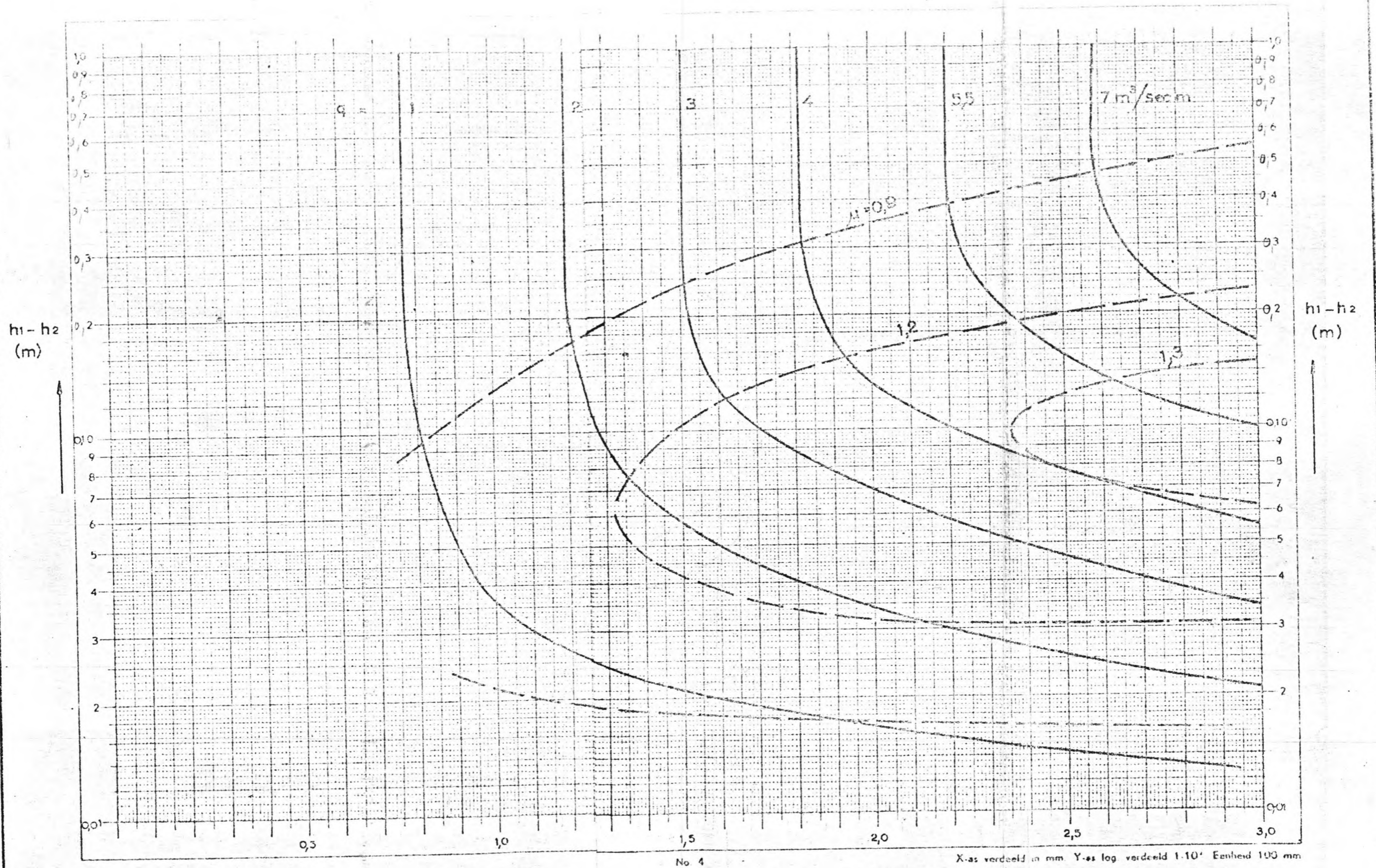


fig. IV-3

Als vuistregel kan gehanteerd worden dat de volkomen overlaat bereikt wordt bij $D=0,8$ x waterdiepte voor de dam = 8m. Uit fig. IV-3 volgt dan dat de kruinhoogte op -6,0m ligt.

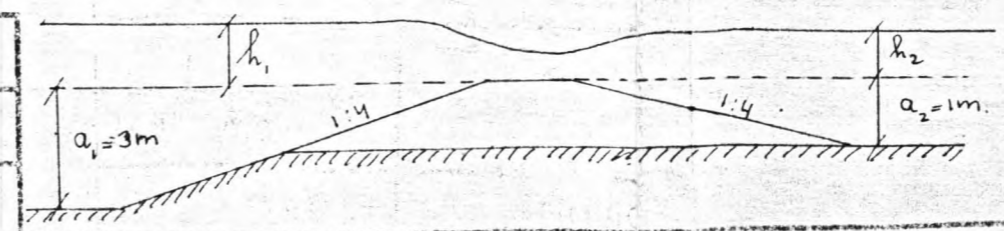
Daar alle optredende waterstanden groter zijn dan die van laag water treedt bij deze damhoogte geen volkomen overlaat op.

In literatuur 23, afvoercoëfficiënt overlaten W.L. rapport M647 wordt voor de daar geschetste situatie het verband gegeven tussen het verval over de dam, de



geldig voor een gladde dam.

a₁ = 3 m. a₂ = 1 m



WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M. 647

FIG. 8

fig. IV-4

waterdiepte voor de dam, de afvoer q en de afvoercoëfficiënt (zie fig. IV-4). Daar geen betere literatuur voor het hier verrichte onderzoek voorhanden was, is van deze resultaten gebruik gemaakt.

Het verval over de dam zal bij de genoemde hoogte van de dam niet groot zijn. (bij de berekening bleek dit $\pm 0,5m$) Uit fig. IV-4 valt hierbij af te lezen dat de afvoercoëfficiënt μ ongeveer 0,9 zal bedragen (zie lit. 17).

Rekenbreedte = $0,9 \cdot 6,9 = 6,2km$.

2^o De volkomen overlaat bij G.H.W.

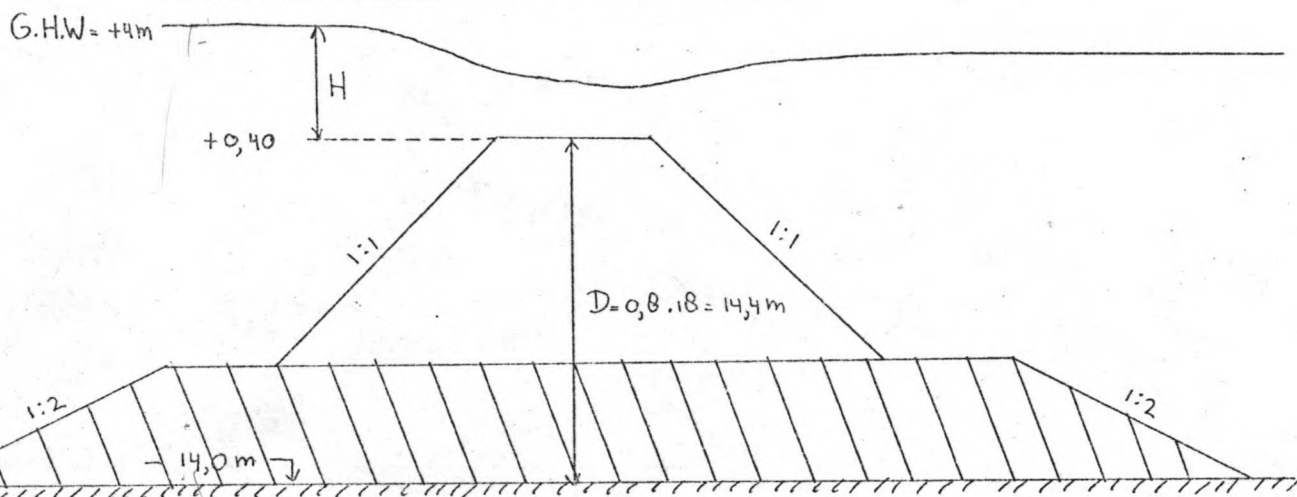


fig. IV-5

Evenzo wordt de kruinhoogte bij de volkomen overlaat bij G.H.W. bepaald. Deze ligt op +0,40m. Daar alle optredende waterstanden kleiner zijn dan die van hoog water, treedt de volkomen overlaat de gehele periode op.

Hierbij treden grotere vervallen op dan onder ten eerste. Bij berekening blijken deze vervallen 1m tot 1,5m te bedragen.

In literatuur 23 (W.L. rapport afvoercoëff.) is voor een gladde dam de afvoercoëfficiënt μ als functie van het verval over de dam, de waterhoogte boven de kruin van de dam, en het bijbehorende debiet bepaald (zie fig. IV-4).

De waarde van de afvoercoëfficiënt μ bij de gladde dam loopt van 1,3 bij een verval van ongeveer 0,15m tot 0,9 bij een verval van ongeveer 0,55m.

Gezien het verloop van de afvoercoëfficiënt μ als functie van het verval (zie fig IV-4) en gezien het feit dat de μ -waarden voor een gladde dam gelden, wordt voor de blokkendam, welke ruw is en daardoor ten opzichte van een gladde dam een lagere afvoercoëfficiënt bezit, de waarde 0,8 gekozen.

De rekenbreedte bedraagt: $0,8 \cdot 6,9 = 5,3\text{km}$.

De volgende gevallen zijn beschouwd:

	Reken- breedte br.	drempel- diepte dr. t.o.v. gem. zeestand	tijdstip in 0,1 maanuur	opmerkingen
T ₀	14,4km	-14,0m	0-120	{ turbines afgezonken kanalen staan open shunt $A=36000\text{m}^2$ ($\mu=0,9$) sectie 1 is dichtgespoten
T ₇	6,9km	-14,0m	120-360	
T ₈	6,9km	-7,7m	360-600	{ G.L.W. volkomen overlaat $\mu=0,9$; br. = $0,9 \cdot 6,9 = 6,2\text{km}$
T ₉	6,2km	-6,0m	600-840	
T ₁₀	6,2km	-3,6m	840-1080	{ G.H.W. volkomen overlaat $\mu=0,8$; br. = $0,8 \cdot 6,9 = 5,3\text{km}$
T ₁₁	6,2km	-1,6m	1080-1320	
T ₁₂	5,3km	+0,4m	1320-1560	
T ₁₃	5,3km	+1,5m	1560-1800	
T ₁₄	5,3km	+4,4m	1800-2040	

fig. IV-6

Voor berekening van fase 3 door de computer zie uitvoer computer (bijlage 5 codes V33 en V36).

Grafieken verkregen uit de resultaten van deze berekening voor v , h en Q als functie van de tijd staan op bijlage 2 afgebeeld.

IV.2.1. De resultaten van de berekening (met een "dichte" blokkendam)

Bijlage 1 (V33) geeft de volgende resultaten:

	sectie 1					v_{max} in de turb. kan. in m/s	
	reken-breedte br. in km	drempeldiepte in m.		v_{max} in m/s	tijdstip in 0,1 maanuur		opm.
		t.o.v. C.D. dr.	t.o.v. gem. zeest. dr.				
T_0	14,4	-10,4	-14,0	+1,18	0-360	best. toest. —	
T_1	9,6	-10,4	-14,0	+1,26	360-600	turb. afgez. -2,00	
T_2	9,4	-10,4	-14,0	+1,28	600-840	ten open -2,01	
T_3	9,0	-10,4	-14,0	+1,33	840-1080	-2,03	
T_4	8,2	-10,4	-14,0	+1,44	1080-1320	-2,07	
T_5	7,5	-10,4	-14,0	+1,55	1320-1560	-2,12	
T_6	7,1	-10,4	-14,0	+1,62	1560-1800	-2,15	
T_7	6,9	-10,4	-14,0	+1,66	1800-2040	sectie 1 dicht -2,16	

fig. IV-7

Bijlage 2 (V35 en V36) geeft de volgende resultaten

	sectie 2 en 3					v_{max} in de turb. kan. in m/s	
	reken-breedte br. in km	drempeldiepte in m.		v_{max} in m/s	tijdstip in 0,1 maanuur		opmerkingen
		t.o.v. C.D. dr.	t.o.v. gem. zeest. dr.				
T_0	14,4	-10,4	-14,0	+1,16	0-120	best. toest. ----	
T_7	6,9	-10,4	-14,0	+1,64	120-360	sectie 1 dicht turb. afgez., open (shunt ingevoerd) -2,16	
T_8	6,9	-4,1	-7,7	+2,65	360-600		
T_9	6,2	-2,4	-6,0	+3,32	600-840	G.L.W. volk. overl. $\mu=0,9$; br.=6,2 km. , +3,11	
T_{10}	6,2	0,0	-3,6	+4,32	840-1080		
T_{11}	6,2	+2,0	-1,6	+4,51	1080-1320	+3,99	
T_{12}	5,3	+4,0	+0,4	-4,28	1320-1560	G.H.W. volk. overl. $\mu=0,8$; br.=5,3 km. -5,14	
T_{13}	5,3	+5,1	+1,5	-3,75	1560-1800		
T_{14}	5,3	+7,6	+4,0	0,0	1800-2040	-5,39	
						-5,52	

fig. IV-8

Doordat de turbine-kanalen openstaan, betreft het hier een niet afgesloten gebied. De vervallen zijn daarom beperkt gebleven tot 1,0 à 2,0m en de stroomsnelheden tot 4,5m/sec.

IV.2.2. Resultaten van de berekening met een "doorlatende" blokkendam.

De blokkendam is aangenomen als zijnde geheel ondoorlaatbaar. In hoofdstuk VI wordt gevonden dat een blokkendam met storthaken een percentage holle ruimten (H.R.) bevat van 45%. Er zal dientengevolge een stroom door de dam heen optreden. De snelheid van deze stroom wordt de filtersnelheid genoemd (v_f). Doordat in de berekening de filtersnelheid verwaarloosd is, zijn de berekende stroomsnelheden te groot geworden. Interessant is te weten hoeveel dit is en hoe dit door aangepaste rekengrootheden in het rekenproces gecorrigeerd kan worden.

De dam wordt tot -7,7m (ten opzichte van gemiddelde zee-stand) opgebouwd uit stortsteen. Vanaf dit niveau tot boven de hoogste waterstand (tot +7,5m) zal een blokkendam, bestaande uit betonkubussen met een ribbe van ongeveer 1m, opgeworpen worden. De stroom door de dam zal zowel door het stortsteengedeelte als door het uit betonkubussen deel van de dam optreden.

De opbouw van het stortsteenlichaam zal in de vorm van een filter moeten geschieden. Voor berekening van deze filterconstructie zie hoofdstuk VII.4.3.

Allereerst zal de stroom door het uit betonblokken bestaande deel van de dam berekend worden; daarna de stroom door het stortsteengedeelte van de dam.

Wat de hoogte van de dam betreft zullen twee gevallen bekeken worden:

- 1^o Berekening van de filterafvoer q waarbij de kruin van de dam "verdrongen" is.

2^o Berekening van de filterafvoer q waarbij de kruin van de dam het waterniveau bereikt.

1^o De verdronken blokkendam

a] De berekening van de filterafvoer door het uit betonblokken bestaande deel van de dam.

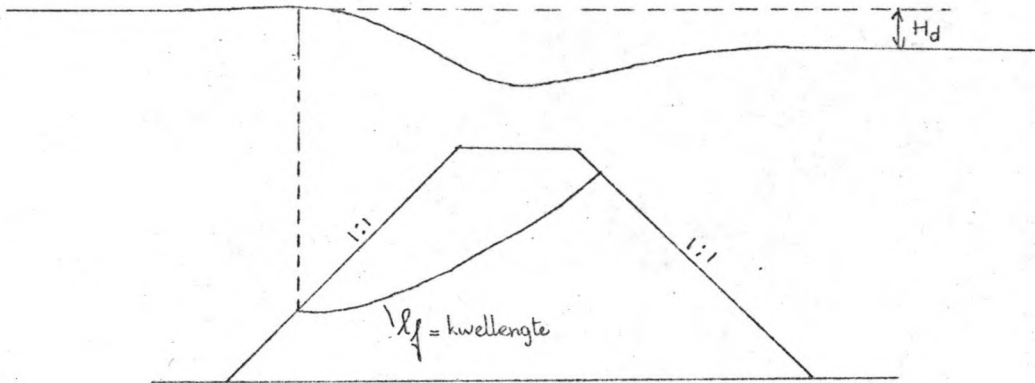


fig. IV-9

In 1912 stelde Krasnopol'skii voor de turbulente filtersnelheid de volgende formule voor:

$$v_f = k_f \sqrt{S} \quad \text{hierin is:}$$

v_f = filtersnelheid

k_f = een coëfficiënt voor turbulente infiltratie,

deze is constant voor een bepaald poreus medium.

~~$S = \sqrt{S} = \frac{H_d}{l_f}$~~ hierin is: H_d = verval over de dam
 l_f = kwelengte

Berekening van v_f met behulp van de gegeneraliseerde Chézy formule.

Izbash stelde de volgende formule voor, welke hij de gegeneraliseerde Chézy formule noemde:

$$v_f = C_f f \sqrt{d \frac{H_d}{l_f}} \quad \text{hierin is:}$$

C_f = de gegeneraliseerde coëfficiënt van de Chézy.

f = percentage holle ruimten.

d_s = equivalente diameter van de stenen.

Izbash verrichtte proeven en vond—voor een waarde van d_s van 1,0 tot 5,75cm en voor $S = \frac{H_d}{L_f}$ van 0,1 tot 1,0 —bij een f van 0,40 voor C_f de volgende betrekking:

$$C_f = 20 - \frac{14}{d_s} \quad (\text{dimensies in cm.})$$

Bij gebruik van deze C_f , welke gebaseerd is op $f=0,40$ en $1,0 < d_s < 5,75\text{cm}$ vond Izbash voor v_f afwijkingen van ongeveer 25% voor betonkubussen welke een $f=0,475$ en $d_s > 10\text{cm}$. hebben en tot 50% à 60% voor betoneenheden met zekere vormgeving (zie literatuur 13, Izbash fig. 3.3.).

Om te weten of de bovengenoemde formule in de in dit ontwerp verrichte berekening ook afwijkingen van ongeveer 25% geeft, is de filtersnelheid met behulp van bovengenoemde formule berekend. Deze zal vergeleken worden met de uitkomsten welke met behulp van de formule $v_f = k_f \sqrt{S}$ gevonden worden. Met de resultaten verkregen met behulp van de gegeneraliseerde Chézy-formule zal niet verder gerekend worden.

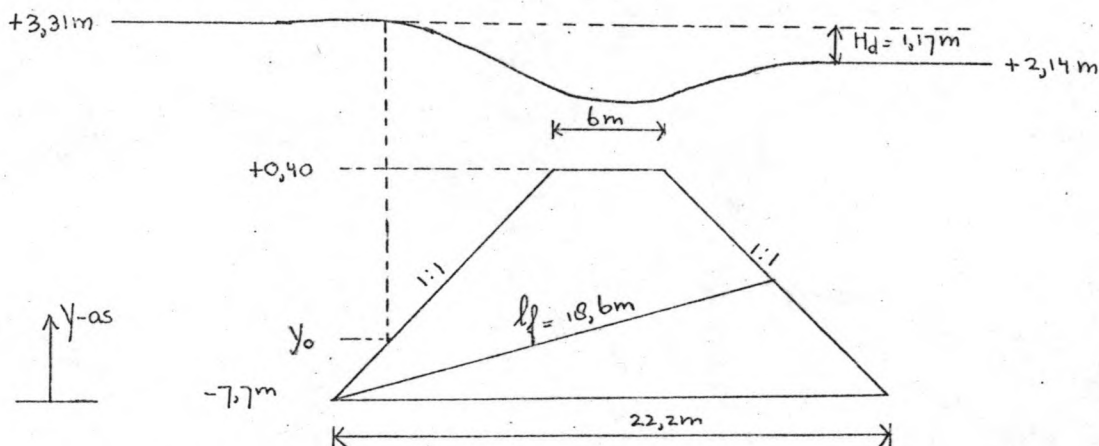


fig. IV-10

Bij het optreden van de volkomen overlaat bij hoog water (de kruin ligt hierbij op +0,40m ten op-

zichte van gemiddelde zeestand) — een markant punt wat de snelheden betreft — is v berekend met behulp van de gegeneraliseerde Chézy formule. Als tijdstip wordt gekozen datgene waarbij v maximaal is. De computerberekening (bijlage 4, V35), peilen ten opzichte van Chart Datum, geeft hiervoor het tijdstip 1705.

Voor deze toestand is: $v = -4,28$ m/s

$$h_{pt13} = 2,14\text{m (t.o.v. gem. zeestand)}$$

$$h_{pt14} = 3,13\text{m (t.o.v. gem. zeestand)}$$

$$H_d = 1,17\text{m}$$

Izbash vond als percentage holle ruimten voor betonblokken $f = 0,475$

$$v_f = C_f f \sqrt{d_s \frac{H_d}{d_f}}$$

$$v_f = \left(20 - \frac{14}{100}\right) \cdot 0,475 \sqrt{100 \cdot \frac{117}{1860}}$$

$$v_f = 23,6 \text{ cm/sec.}$$

Berekening van v_f met behulp van de formule $v_f = k_f \sqrt{S}$

Er zijn proeven gedaan om de turbulente filtratiecoëfficiënt uit de formule van Krasnopol'skii te bepalen. Voor betonkubussen met een holtepercentage van $f = 0,475$ is in fig. IV-11 het hierbij gevonden verband tussen d_s en k_f weergegeven.

Voor betonkubussen met $d_s = 100\text{cm}$ (blokgewicht 2,5tf) is uit deze grafiek af te lezen dat $k_f = 98\text{cm/sec}$.

$$v_f = k_f \sqrt{S} = k_f \sqrt{\frac{H_d}{d_f}}$$

$$v_f = 98 \sqrt{\frac{117}{1860}} = 24,5\text{cm/sec}$$

Als deze resultaten vergeleken worden met die, welke met behulp van de gegeneraliseerde Chézy formule verkregen zijn, blijken de waarden voor de filtersnelheid

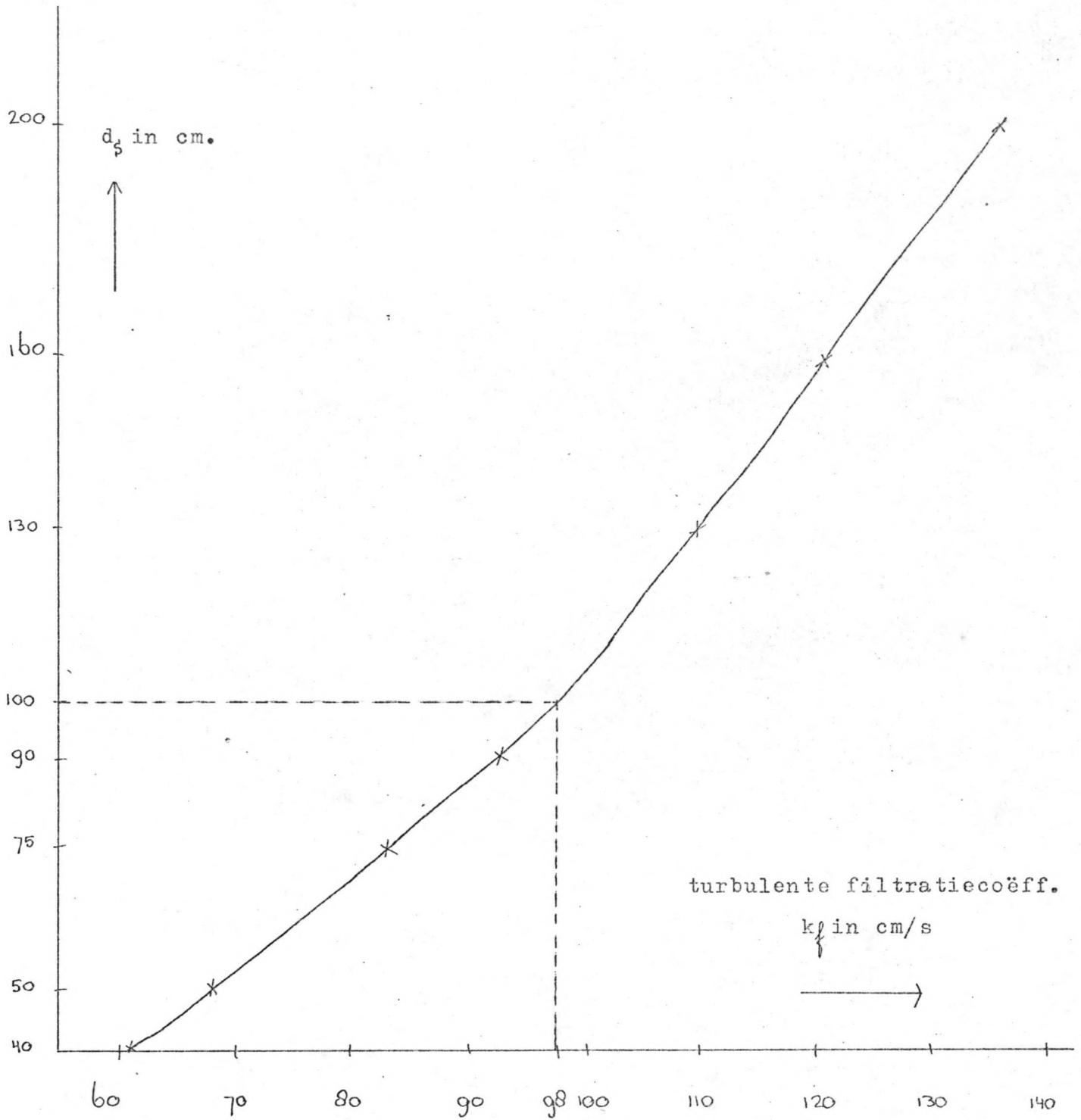


fig. IV-11

$k_f = f(d)$ voor afsluitdammen bestaande uit betonblokken,
met een holtepercentage van $f = 0,475$.

3,7% met elkaar te verschillen. Izbash vond voor betonblokken, waarvan hij geen afmetingen noemt, 25%. De konklusie moet zijn dat Izbash de genoemde 25% afwijking vond bij betonkubussen welke andere afmetingen hadden dan de in dit rapport gehanteerde afmetingen.

Bepaling van de filterafvoer q_f

$$q_f = v_f \cdot D_1 = D_1 \cdot k_f \sqrt{\frac{H_d}{\lambda_f}}$$

Hierin is D_1 de hoogte van de blokkendam. Deze bedraagt bij een kruinhoogte op +0,40m : 8,1m.

$$q_f = 0,245 \cdot 8,1 = 1,97 \text{ m}^3/\text{msec.}$$

Berekening van v en q met behulp van de formule $v_f = k_f \sqrt{S}$, waarbij het verval over de dam en de kwel-lengte, als functie van de hoogte beschouwd worden.

In bovenstaande formules is gerekend met een constante waarde van H_d en een gemiddelde waarde voor λ_f . Als deze grootheden als functie van de hoogte (y) ingevoerd worden, ontstaat de volgende betrekking:

$$v_f = k_f \sqrt{\frac{H_d(y)}{\lambda_f(y)}} \quad (1)$$

$$dq = v_f dy \quad (2)$$

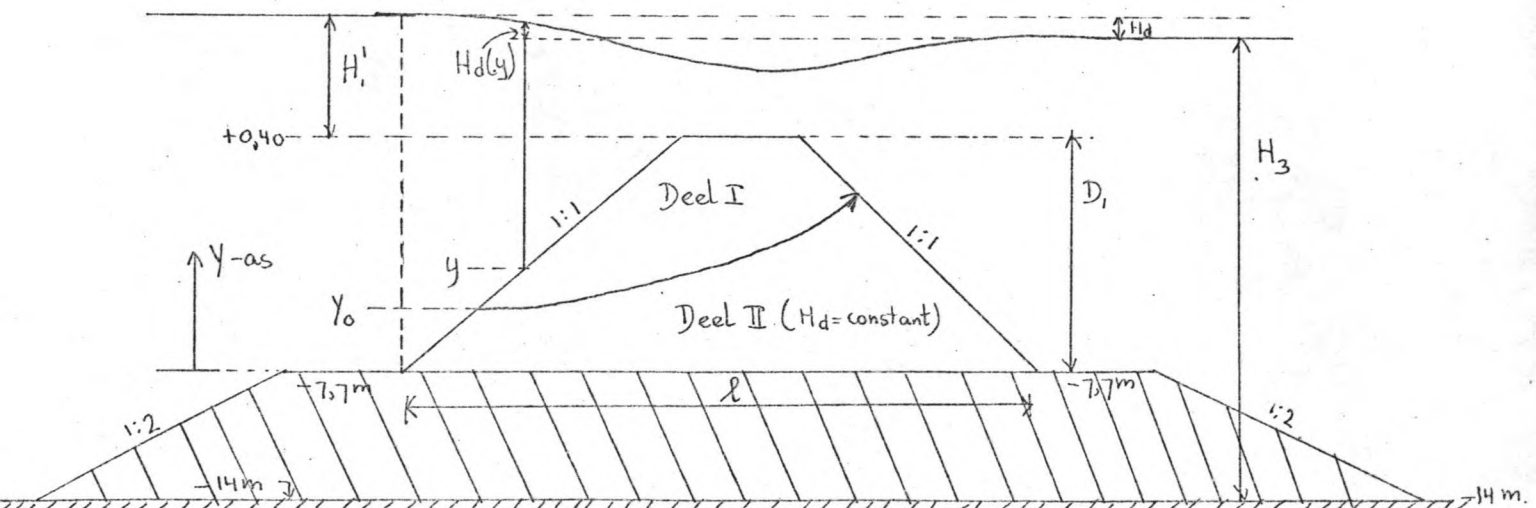


fig. IV-12

Voor deel I is H_d constant; voor deel II is H_d een functie van y . Voor $H_d < 0,5H_1$ hebben proeven resultaten gegeven, welke allen dichtbij een kromme liggen. De kromme kan door een vergelijking beschreven worden; hieruit is $H_d(y)$ te bepalen.

$$H_d(y) = H_d \left[1 - \left(\frac{y-y_0}{D_1-y_0} \right)^2 \right]$$

Om y_0 te bepalen zijn eveneens proeven uitgevoerd. Bij $\frac{D_1}{H_3 + H_d} > 0,5$ bleek ^{voor} $\sqrt{y_0}$ de volgende betrekking te gelden:

$$y_0 = \frac{D_1}{0,415} \cdot \left(\frac{D_1}{H_3 + H_d} - 0,585 \right) \quad (3)$$

Om $h_f(y)$ te bepalen zijn eveneens proeven uitgevoerd. Hiervoor bleek de volgende betrekking te gelden:

$$h_f(y) = 0,9h \cdot \frac{D_1 - y}{D_1}$$

Bepaling van de filterafvoer q_f (per strekkende meter)

Deel I heeft een constante H_d

$$dq_{fI} = k_f \sqrt{\frac{H_d D_1}{0,9h(D_1-y)}} dy$$

geïntegreerd over de grenzen 0 en y_0

$$q_{fI} = 2k_f \sqrt{\frac{H_d D_1}{0,9h}} \left[\sqrt{D_1} - \sqrt{D_1 - y_0} \right]$$

Deel II : $H_d(y)$ en $h_f(y)$

$$dq_{fII} = k_f \sqrt{\frac{H_d D_1 \left[1 - \left(\frac{y-y_0}{D_1-y_0} \right)^2 \right]}{0,9h(D_1-y)}} \cdot dy$$

geïntegreerd over de grenzen y_0 en D_1 :

$$q_{fII} = 2/3 (2\sqrt{2} - 1) \cdot k_f \sqrt{\left[\frac{H_d D_1}{0,9h} \right]} \cdot \sqrt{(D_1 - y_0)}$$

De totale filterafvoer bedraagt:

$$q_f = q_{f1} + q_{f2} = 2k_f \sqrt{\left(\frac{H_d D}{0,9l}\right)} \cdot \left[\sqrt{D_1} - 0,39 \sqrt{(D_1 - y_0)} \right] \quad (4)$$

Als y_0 (3) in (4) gesubstitueerd wordt, bedraagt q_f :

$$q_f = 2k_f D_1 \sqrt{\frac{H_d}{0,9l}} \cdot \left[1 - 0,6 \sqrt{\left(1 - \frac{D}{H_3 + H_d}\right)} \right]$$

Met behulp van deze meer exacte methode is bij de hoogste waterstand, voor een damhoogte waarbij juist net de volkomen overlaat optreedt de q_f berekend (zie fig. IV-12). Als tijdstip is gekozen datgene waarbij v maximaal is. De computerberekening (zie bijlage 2 V36), peilen ten opzichte van Chart Datum, geeft: tijdstip: 865

$$Q = -42,3 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h_{pt13} = R = 5,74 \text{ m}$$

$$h_{pt14} = Z = 6,91 \text{ m}$$

$$H_d = 1,17 \text{ m}$$

$$v = -4,28 \text{ m/s}$$

$$h_{pt13} \text{ t.o.v. gem. zeestand} = 5,74 - 3,60 = 2,14 \text{ m}$$

$$h_{pt14} \text{ t.o.v. gem. zeestand} = 3,31 \text{ m}$$

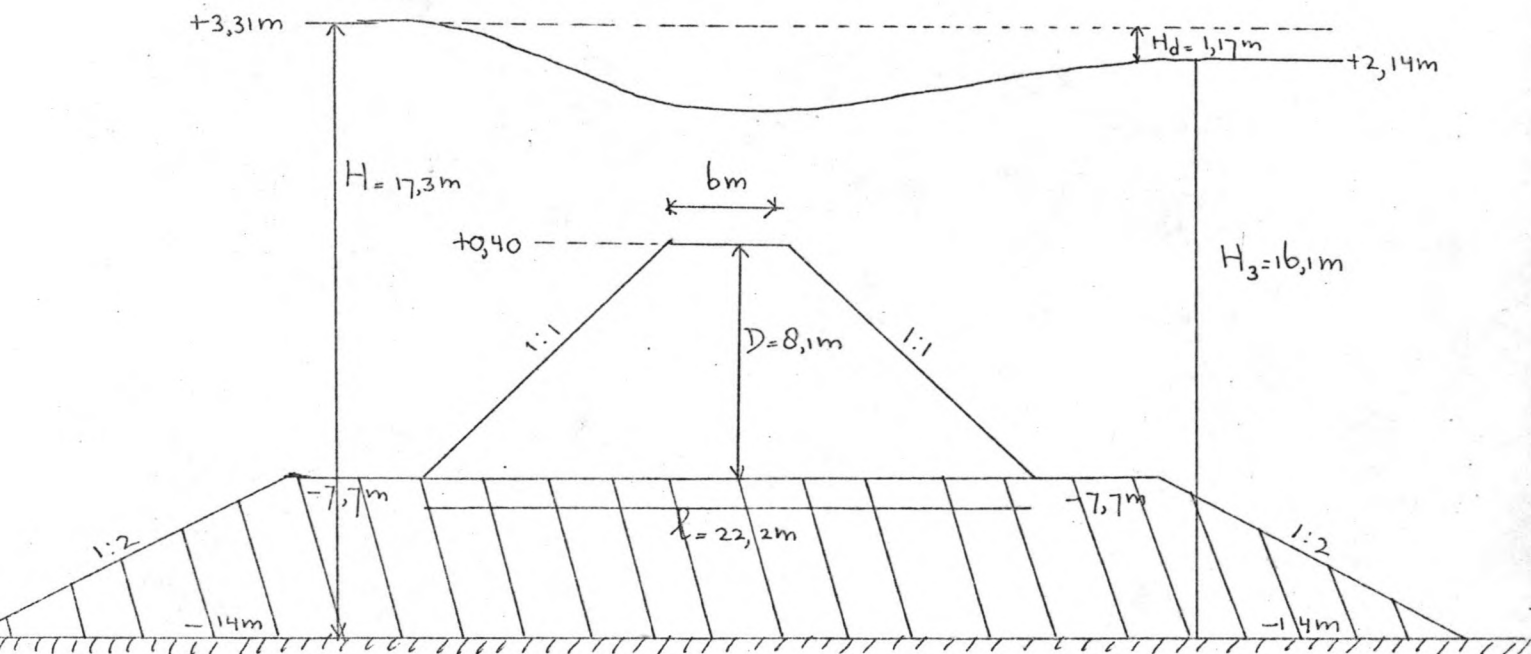


fig. IV-13

Uit figuur IV-13 is af te lezen:

$l = 22,2\text{m}$ en $H_3 = 16,1\text{m}$

$$q_f = 2.0,98.8,1 \sqrt{\frac{1,17}{0,9.22,2}} \cdot \left\{ 1 - 0,6 \sqrt{1 - \frac{8,1}{17,3}} \right\}$$

$$q_f = 2,16\text{m}^3/\text{msec.}$$

b) Berekening van q door dat deel van de dam dat uit stortsteen bestaat.

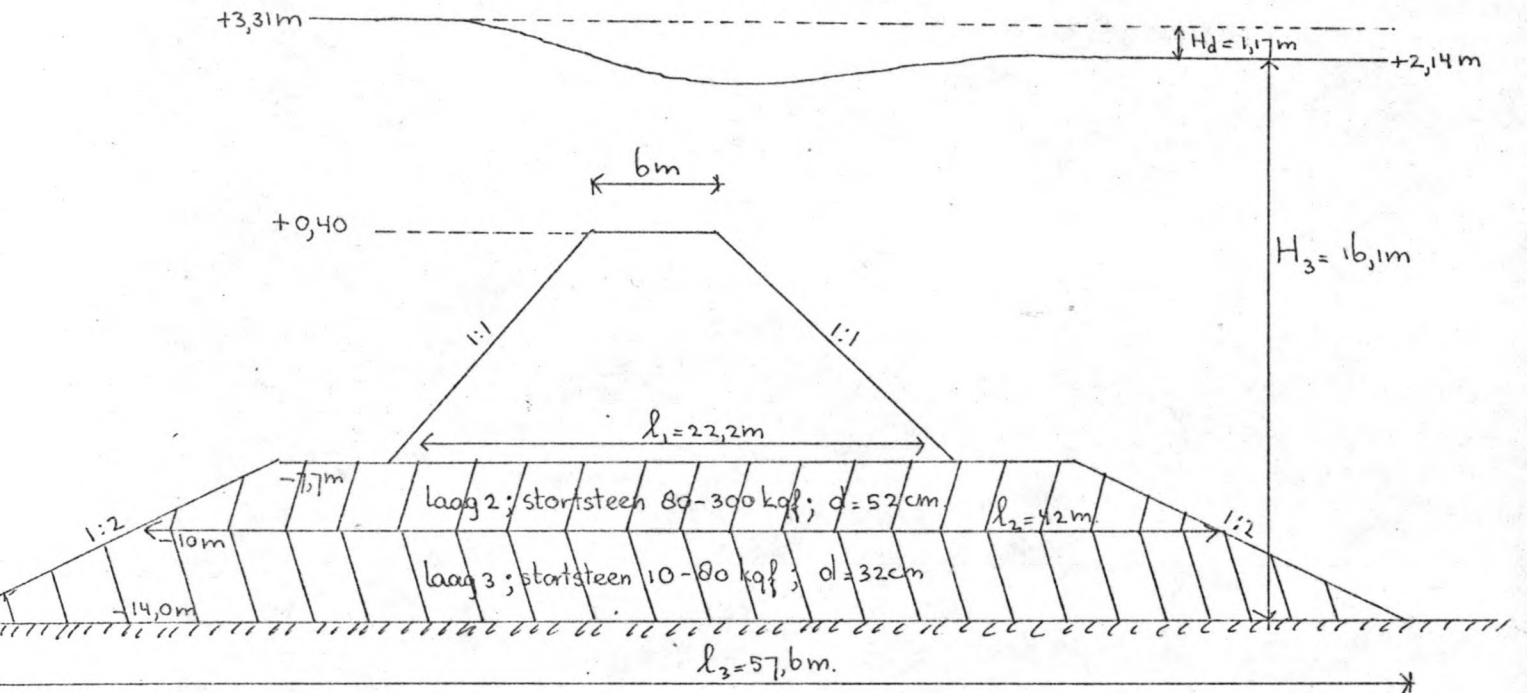


fig. IV-14

Voor bepaling van de stortsteenafmetingen, respectievelijk tot welke hoogte deze opgestort moeten worden zie hoofdstuk VII.4.3.

Stortsteenlaag 2: Van -10m tot $-7,7\text{m}$; steengewicht

$80-300\text{kgf}$. De gemiddelde diameter bij een gemiddeld steengewicht van 200kgf . (bij een bolvorm) is 52cm .

Stortsteenlaag 3: Van -14m tot -10m ; steengewicht

$10-80\text{kgf}$. De gemiddelde diameter bij een gemiddeld steengewicht van 45kgf . (bij een bolvorm) is 32cm .

Onderzoek naar de turbulente filtratiecoëfficiënt k_f voor stortsteen met een holtepercentage van $f=0,4$ heeft een verband met d_s opgeleverd, hetwelk in fig. IV-15 weergegeven is. Hieruit is af te lezen dat bij $d_s = 32\text{cm}$ een $k_{f3} = 44\text{cm/s}$ behoort en bij $d_s = 52\text{cm}$ een $k_{f2} = 58\text{cm/s}$ behoort.

De blokkendam wordt opgestort tot +7,5m, met een kruinbreedte van 6m; de stortsteenlaag 2 heeft hierdoor een lengte $l_2 = 42\text{m}$ en laag 3 een lengte $l_3 = 57,6\text{m}$. (zie fig. IV-14). D_2 bedraagt 2,3m, D_3 bedraagt 4m.

$$q_{f2} = 2k_{f2} D_2 \sqrt{\frac{H_d}{0,9l_2}} \cdot \left\{ 1 - 0,6 \sqrt{1 - \frac{D_2}{H_3 + H_d}} \right\}$$

$$= 2 \cdot 0,58 \cdot 2,3 \cdot \sqrt{\frac{1,17}{0,9 \cdot 42}} \cdot \left\{ 1 - 0,6 \sqrt{1 - \frac{2,3}{17,3}} \right\}$$

$$q_{f2} = 0,21 \text{m}^3/\text{msec.}$$

$$q_{f3} = 2k_{f3} D_3 \sqrt{\frac{H_d}{0,9l_3}} \cdot \left\{ 1 - 0,6 \sqrt{1 - \frac{D_3}{H_3 + H_d}} \right\}$$

$$= 2 \cdot 0,44 \cdot 4 \cdot \sqrt{\frac{1,17}{0,9 \cdot 57,6}} \cdot \left\{ 1 - 0,6 \sqrt{1 - \frac{4}{17,3}} \right\}$$

$$q_{f3} = 0,25 \text{m}^3/\text{m'sec.}$$

De filterafvoer door de stortsteen = $q_{f2} + q_{f3} = 0,46 \text{m}^3/\text{m's.}$

De totale filterafvoer door de dam:

$$q_f = q_{f1} + q_{f2} + q_{f3} = 2,16 + 0,21 + 0,25 = 2,62 \text{m}^3/\text{m's.}$$

$$Q_f = 5,3 \cdot 10^3 q = 5,3 \cdot 10^3 \cdot 2,62 \text{m}^3/\text{s} = 13.900 \text{m}^3/\text{s.}$$

De stroom over de dam (Q_r) wordt gegeven door de vergelijking:

$$Q_r = Q - Q_f$$

$$Q_r = 42.300 - 13900 = 28.400 \text{m}^3/\text{s.}$$

Het doorstromingsprofiel over de dam blijft hetzelfde. De werkelijk optredende snelheid v over de dam zal bedragen:

$$v_{\text{werkelyk}} = \frac{Q_r}{Q} \cdot v_{\text{berekend}}$$

$$v_{\text{werkelyk}} = 0,67 \cdot v_{\text{berekend}}$$

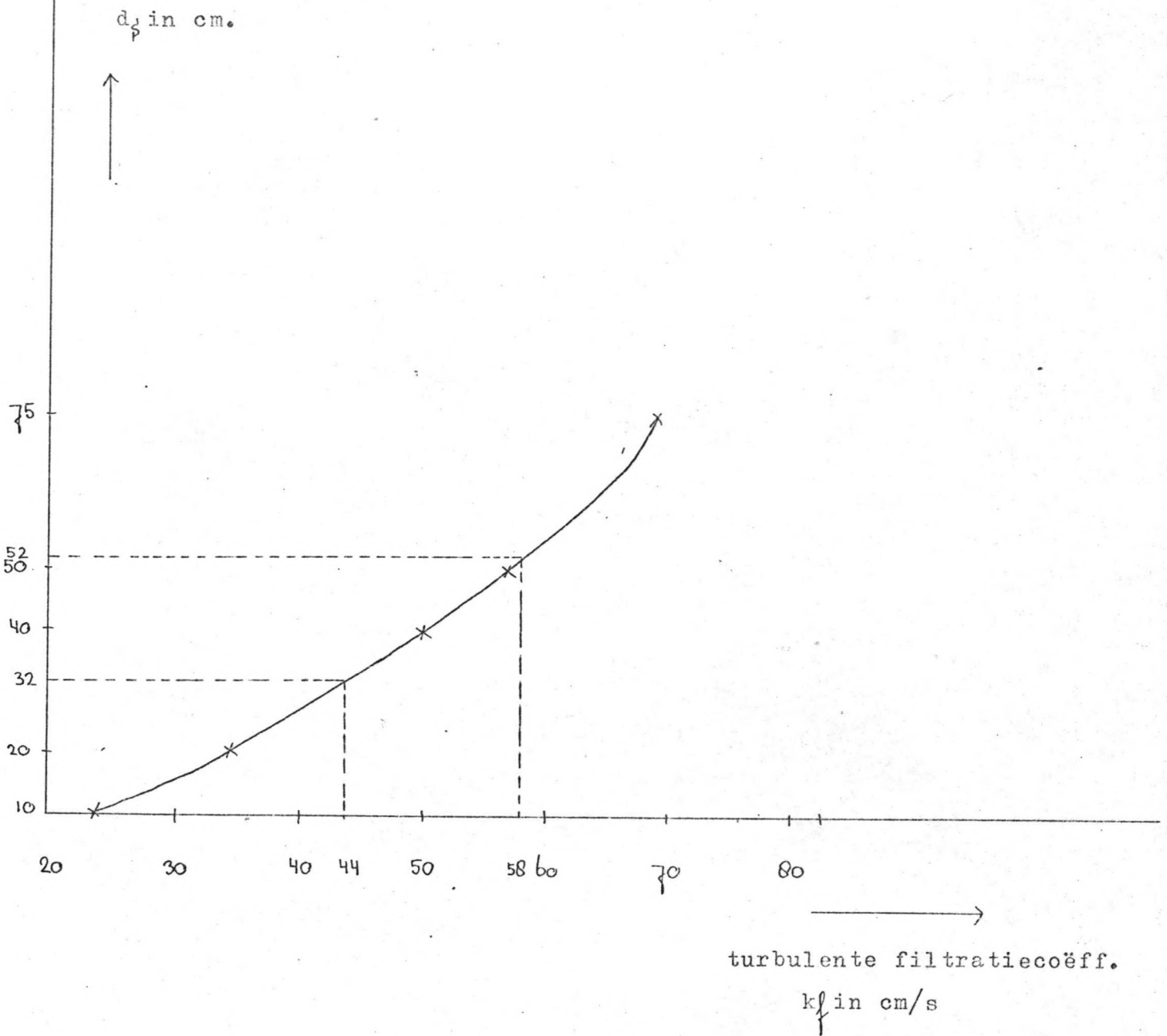


fig. IV-15

$k_f = f(d)$ voor afsluitdammen bestaande uit stortsteen,
met een holtepercentage van $f = 0,475$.

Daar de breedte van het sluitgat recht evenredig is met Q , kan door met een factor $(\frac{1}{0,67} \times \text{rekenbreedte}) = (1,49 \times \text{rekenbreedte})$ te werken in het rekenproces, de werkelijk optredende snelheden verkregen worden.

2^o Stroming door een driehoekige blokkendam, welke een kruinhoogte heeft boven de waterstand.

a] Berekening van de filterafvoer, door het uit betonblokken bestaande deel van de dam.

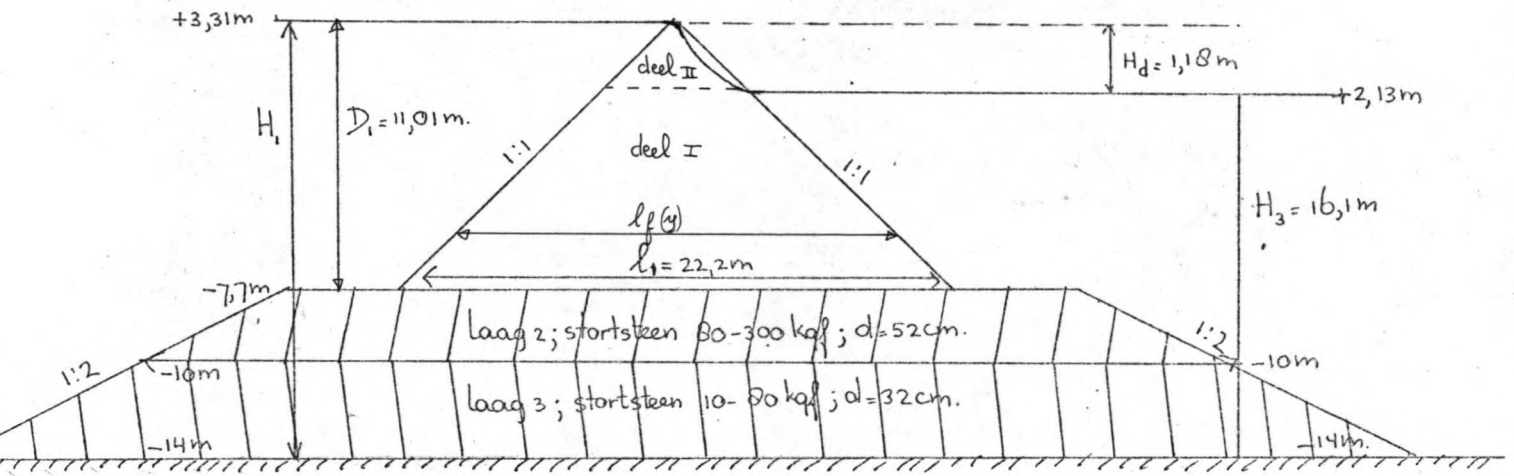


fig. IV-16

Hierbij is het profiel weer in deel I en II verdeeld. De stroomlijnen door de dam zijn hierbij horizontaal aangenomen (zie literatuur 13, Izbash).

Deel I

formule: (1) + (2) geeft: $q_{f1} = k_f \sqrt{H_d} \int_0^{H_3} \frac{dy}{\sqrt{l_f(y)}}$

Uit gelijkvormigheid van driehoeken volgt (zie fig. IV-12).

$$l_f(y) = \frac{1}{D_1} \cdot (D_1 - y)^2$$

geïntegreerd levert dit:

$$q_{f1} = 2k_f \sqrt{\frac{D_1 \cdot H_d}{2}} \cdot \left\{ \sqrt{D_1} - \sqrt{D_1 - H_3} \right\}$$

Deel II

Onderzoek door velen heeft de volgende formule opgeleverd:

$$q_{f2} = k_f \sqrt{\frac{D_1}{L}} \cdot \sqrt{\frac{H_d^3 - H_3^3}{3(D_1 - H_3)}}$$

De totale filterafvoer $q_f =$

$$q_f = k_f \sqrt{\frac{D_1}{L}} \cdot \left\{ 2 \sqrt{D_1 \cdot H_d} - 2 \sqrt{H_d (D_1 - H_3)} + \sqrt{\frac{H_d^3}{3(D_1 - H_3)}} \right\}$$

Proefnemingen hebben goede overeenkomsten getoond met de hierboven afgeleide formule voor q_f .

Als damhoogte het hoogwaterniveau bereikt is er alleen q_f . Dan geldt: $D_1 = H_3 + H_d$

$$q_f = 2k_f \sqrt{\frac{D_1}{L}} \cdot \left\{ \sqrt{D_1 \cdot H_d} - 0,71H_d \right\}$$

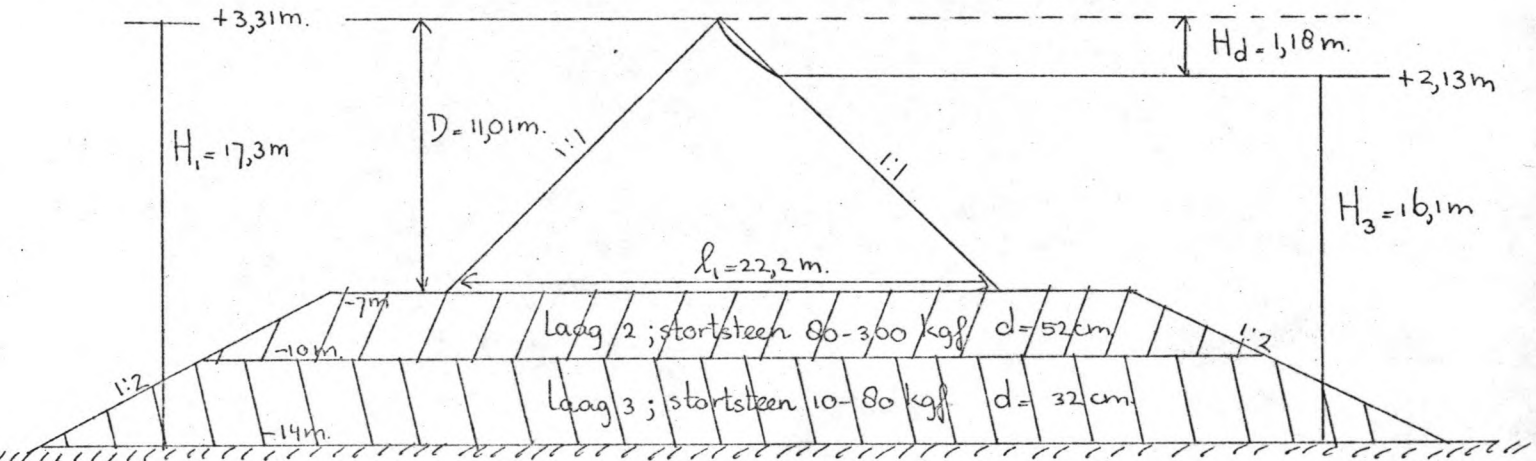


fig. IV-17

Om een vergelijk mogelijk te maken met de situatie waarbij de dam "verdronken" is, is dat tijdstip gekozen waarop hetzelfde verval over de dam staat. (zie blz. 50). Dit is het tijdstip: 1325 (zie bijlage 2). De waterstanden zijn hierbij: $h_{pt13} = R = 2,13m$
 $h_{pt14} = Z = 3,31m$

Deze waterstanden zijn ten opzichte van Chart Datum.

Uit fig. IV-17 volgt dat: $D_1 = 11,0\text{m}$

$$H_3 = 16,1\text{m}$$

$$H_d = 1,18\text{m}$$

Voor de blokkendam ($f=0,475$) is in fig. IV-11 gevonden dat $k_f = 0,98\text{cm/sec}$.

$$q_f = 2 \cdot 0,98 \cdot \sqrt{\frac{11}{22}} \cdot \left\{ \sqrt{11 \cdot 1,18} - 0,71 \cdot 1,18 \right\}$$

$$q_f = 3,06\text{m}^3/\text{msec}$$

b) Berekening filterafvoer door dat deel van de dam dat uit stortsteen bestaat.

De waarden van de betreffende grootheden zijn onder 1^o punt b) bepaald.

laag 2: $l_2 = 42\text{m}$; $D_2 = 2,3\text{m}$; $k_{f2} = 58\text{cm/s} = 0,58\text{m/s}$

laag 3: $l_3 = 57,6\text{m}$, $D_3 = 4\text{m}$; $k_{f3} = 44\text{cm/s} = 0,44\text{m/s}$

$$q_{f2} = 2k_{f2} \sqrt{\frac{D_2}{l_2}} \cdot \left\{ \sqrt{D_2 \cdot H_d} - 0,71 \cdot H_d \right\}$$

$$= 2 \cdot 0,58 \cdot \sqrt{\frac{2,3}{42}} \cdot \left\{ \sqrt{2,3 \cdot 1,18} - 0,71 \cdot 1,18 \right\}$$

$$q_{f2} = 0,20\text{m}^3/\text{m'sec}$$

$$q_{f3} = 2 \cdot 0,44 \cdot \sqrt{\frac{4}{57,6}} \cdot \left\{ \sqrt{4 \cdot 1,18} - 0,71 \cdot 1,18 \right\}$$

$$q_{f3} = 0,31\text{m}^3/\text{m'sec}$$

De filterafvoer door de stortsteen is $q_{f2} + q_{f3} = 0,51\text{m}^3/\text{m's}$

De totale filterafvoer door de dam is:

$$q_f = q_{f1} + q_{f2} + q_{f3} = 3,06 + 0,21 + 0,31 = 3,57\text{m}^3/\text{m's}$$

$$Q_f = 5,3 \cdot 10^3 \cdot 3,57\text{m}^3/\text{sec} = 18900\text{m}^3/\text{s}$$

De resultaten uit IV.2.2. ten eerste (de "verdronken" dam) en ten tweede (de niet verdronken dam) geven dat

bij een verval van 1,18m over de dam de filterafvoer bij de "verdronken" dam $13.900\text{m}^3/\text{s}$ bedraagt en bij de niet "verdronken" dam $18.900\text{m}^3/\text{s}$ bedraagt.

IV.3. Een vergelijk met eerder gedane onderzoeken.

In de T_0 -toestand is als gemiddelde maximale snelheid ter plaatse van het damtracé gevonden 1,18m/s. De gemeten waarden zijn tijdens springtij 2m/s en tijdens doodtij 1,20m/s. Dat de gemeten snelheden groter zijn dan die welke uit de berekening volgen, is te verklaren uit het feit dat de meetpunten E en F (Adm. Chart. no 1152) in de stroomgeulen van sectie 1 en 2 liggen, waar dientengevolge hogere snelheden zullen voorkomen.

In literatuur 5 is ook een berekening van deze snelheden uitgevoerd. Hierbij zijn de turbines niet als doorlaatsluizen gebruikt.

Totale doorstromingsprofiel: $215 \cdot 10^3 \text{ m}^2$. Het effectieve doorstromingsprofiel van de turbines is $36 \cdot 10^3 \text{ m}^2$. Dit is $\frac{36}{215} = 1/6$ deel van het oorspronkelijke doorstromingsprofiel. De in dit ontwerp berekende snelheden zullen kleiner zijn dan die in literatuur 5.

Overzicht van de fasen van afsluiting die vergelijkbaar zijn.

	breedte br. in km.	drempeldiepte dr. t.o.v. gem. zeest. in m.	v in m/sec	opmerkingen
T_7	5,4	-13,80	3,30	sectie 1 dicht lit. 5
	6,9	-14,00	1,66	sectie 1 dicht dit turb. afgez. rapport kan. staan open
T_8	5,5	-10,30	4,46	sectie 1 dicht lit. 5
	6,9	- 7,7	2,65	sectie 1 dicht dit turb. kan. open rapport
T_9	5,7	- 5,4	6,40	sectie 1 dicht lit. 5
	6,2	- 6,00	3,32	sectie 1 dicht dit turb. kan. open rapport
T_{10}	5,7	- 2,90	5,67	sectie 1 dicht lit. 5
	6,2	- 3,60	4,32	sectie 1 dicht dit turb. kan. open rapport

fig. IV-18

IV.4. De amplitude (zie bijlage 3)

De amplitudes vóór afsluiting zijn: +3,96m en -4,00m

De amplitudes ná afsluiting zijn: +3,76m en -3,74m

Deze waarden zijn ten opzichte van gemiddeld zeeniveau.

De afname van de amplitude is gemiddeld 23cm. dit is:

$$\frac{0,23}{7,96/2} \cdot 100\% = 6\%$$

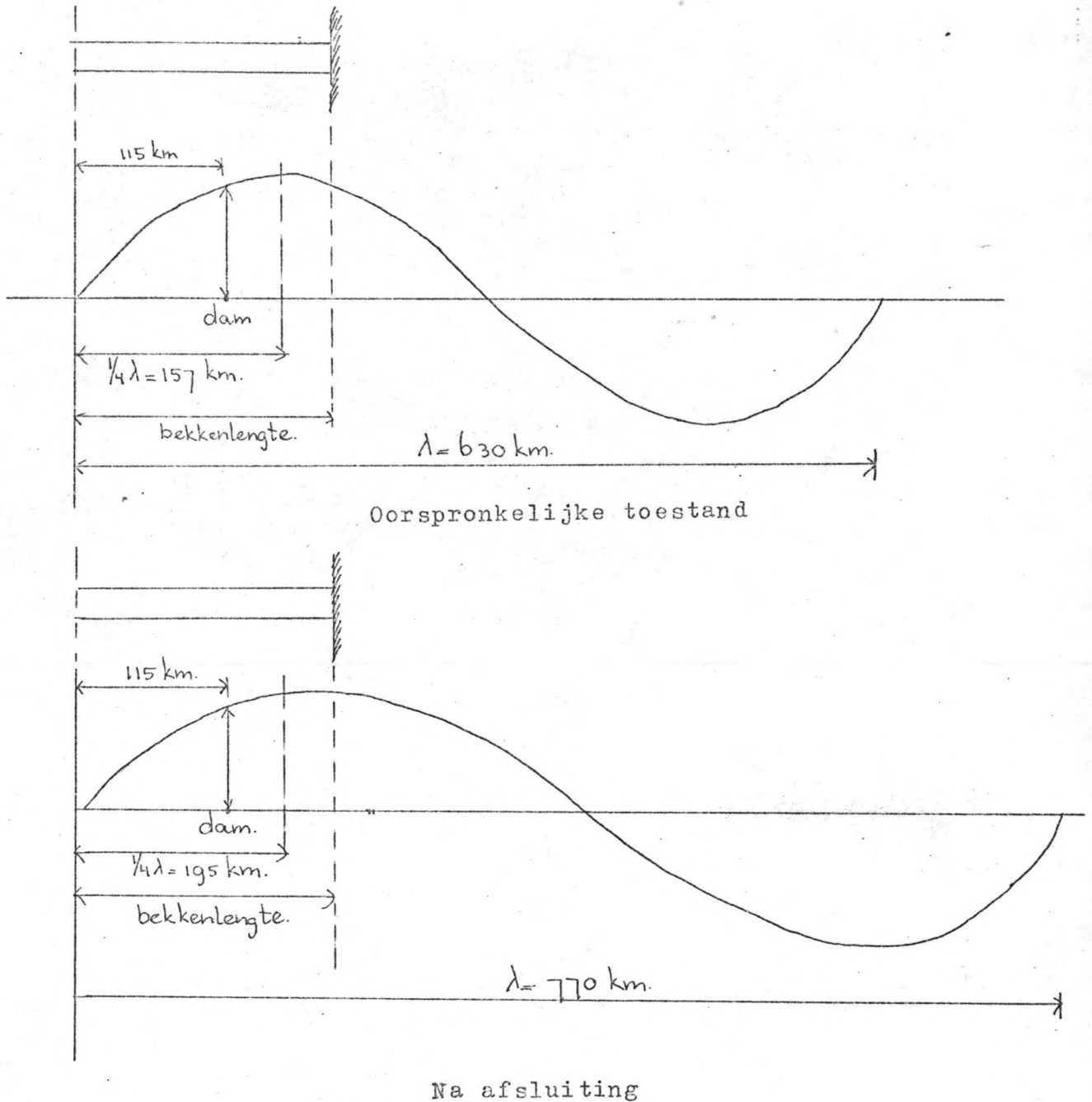


fig. IV-19

Voor afsluiting: gem. diepte 20m $\rightarrow c = \sqrt{gh} = 14,3 \text{ m/s}$ $\lambda = cT = 630 \text{ km}$

Na afsluiting: gem. diepte 30m $\rightarrow c = \sqrt{gh} = 17,3 \text{ m/s}$ $\lambda = cT = 770 \text{ km}$

Doordat de golflengte groter wordt en dus ook een 1/4 golflengte komt de dam verder weg van dit quasi-resonantie-punt. Het gevolg is dat de amplitude voor de dam na af-damming afneemt. (zie fig. IV-19) (Volgens berekeningen van Dr. Heaps (lit. 2) zou de afname van de amplitude 10% bedragen).

HOOFDSTUK V

De afsluiting van sectie 1

V.1. Inleiding

In het multi-purpose plan is in sectie 1 de scheepvaartsluis opgenomen. Deze komt op \pm 550m vanaf het eiland Flat Holme te liggen. In dit plan wordt uitgegaan van een sluis met een capaciteit voor schepen tot 100.000 ton dwt. De lengte zal 300m en de breedte 50m bedragen. Het gehele terrein zal $350 \times 150 \text{ m}^2$ beslaan.

De bouw van de sluis zal volgens de bouwputmethode uitgevoerd worden. Bij het zoeken naar een economische oplossing voor deze bouwput is de mogelijkheid onderzocht om een deel van sectie 1, of de gehele sectie dicht te spuiten door middel van zand en/of grint. Hierbij kan dan tevens het terrein voor de bouwput mee opgespoten worden. Nader onderzocht zal hierbij moeten worden hoe het zand uit het terrein van de bouwput verwijderd kan worden en waar dit heen getransporteerd kan worden. Hierbij wordt dan gedacht om "werk met werk" te maken.

V.2. Bepaling van het stukgewicht, zonder dat er verliezen mogen optreden

In VII.3.2.1. is uitvoerig behandeld het verband tussen het benodigd stukgewicht en de stroomsnelheden.

Als betrekking is hier gevonden:

$$G_{\text{benodigd}} = A \cdot \bar{v}^6 \quad \text{hierin is } A = 0,05$$

Zoals in hoofdstuk IV vermeld is zijn de volgende fasen van afsluiting beschouwd, waarbij in fig. V-1 aangegeven staat de breedte (br.) van het sluitgat in sectie 1.

fase	breedte sluitgat sectie 1 in km.	v in m/sec.	$G \geq 0,05 \cdot v^6$ in kgf.	diameter d in cm.	opmerkingen
T ₀	4,4	1,18	0,22	5,4	best.toest.
T ₁	3,7	1,26	0,32	6,2	700m dam gereed hierin sloop- vaartsluis
T ₂	3,2	1,28	0,35	6,4	
T ₃	2,7	1,33	0,44	6,9	
T ₄	1,7	1,44	0,72	8,1	
T ₅	0,7	1,55	1,05	9,1	
T ₆	0,2	1,62	1,45	10,2	
T ₇	0,0	1,66	1,70	10,8	sectie 1 gesloten

fig. V-1

In de allereerste fase van het spuiten is een stukgewicht nodig van 0,22kgf. Indien verondersteld wordt dat dit stukgewicht een bolvorm heeft, bedraagt het volume 85cm³. De hierbij behorende diameter is 5,4cm. Evenzo is voor de volgende fasen bij het benodigde stukgewicht de diameter bepaald (zie fig. V-1). In de laatste fase is een stukgewicht nodig van 1,7kgf. De diameter die hierbij hoort is 10,8cm. Het is duidelijk dat grint met deze diameter economisch gezien niet meer aantrekkelijk is om hydraulisch te transporteren. Onderzoek zal moeten worden verricht bij welke diameter de economische grens ligt. Duidelijk is wel dat deze grens onder de diameter, welke alreeds in de beginfase nodig is, (=5.4cm) ligt. Daarom is gezocht naar een andere oplossing.

V.3.1. Bepaling steengewicht, waarbij zekere verliezen toelaatbaar geacht worden.

De berekende stukgewichten en diameters behoren bij

de maximaal optredende stroomsnelheden. Een mogelijkheid om met kleinere snelheden te rekenen, is door te kijken naar welke snelheid gedurende welke tijd wordt overschreden, c.q. onderschreden; hierbij wordt dan een hoeveelheid zand en/of grint door de stroom meegevoerd. Zolang de aanvoer veel groter blijft dan de afvoer is het mogelijk om op deze wijze sectie 1 gedeeltelijk of geheel dicht te spuiten.

Er worden 3 fasen van afsluiting onderzocht:

- 1^o Nadat het damvak, waarin de bouwput komt te liggen voor de schutsluis (T_1 -toestand) gereed is.
 - 2^o Nadat de helft van de dam gereed is (T_4 -toestand)
 - 3^o Vlak voor de definitieve sluiting (T_7 -toestand)
- 1 T_1 -toestand : 700m dam is gereed (van de totale 4400m dam)

Aangenomen is dat het hydraulisch transporteren van zand en grint met een diameter van 1,06cm economisch haalbaar is.

Bij $v=0,5\text{m/s}$ hoort een stukgewicht van 1,6 gram en een diameter van 1,06cm (zie fig. V-2). Deze snelheid wordt gedurende 2,8 uur per periode van 12 maanden onderschreden (zie bijlage 5, T_1 -toestand). Stel dat gedurende de periode van overschrijden, welk 9,2 uur is, de capaciteit van de stroomsnelheid om zand en grint mee te voeren s is, dan moet de capaciteit van de bodemzuiger (z) bedragen, wil de aanvoer veel groter zijn dan de afvoer:

$$2,8 z \gg 9,2 s$$

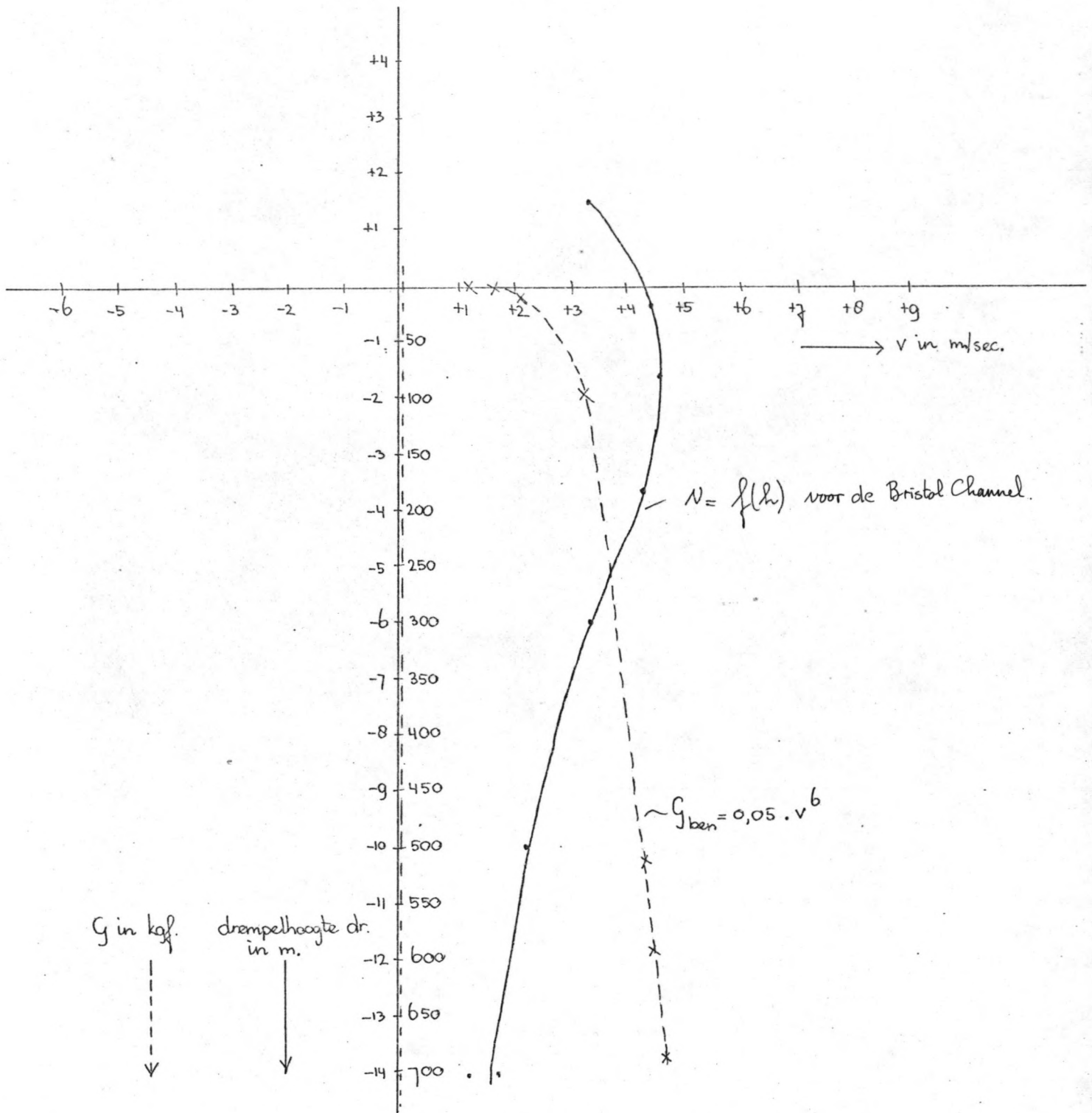
$$z \gg 3,3 s$$

- 2^o T_4 -toestand : 2100m dam is gereed (van de totale 4400m dam)

$v=0,5\text{m/s}$ wordt gedurende 9,6 uur overschreden (zie bijlage 5, T_4 -toestand). Nu bedraagt z :

$$2,4 z \gg 9,6 s$$

$$z \gg 4 s$$



————— Verband tussen v en de drempelhoogte dr.
 - - - - - Verband tussen v en het benodigde stukgewicht.

fig. V-2

3^o T₁-toestand : De laatste fase; hierbij wordt sectie 1 gesloten.

v=0,5m/s wordt gedurende 10 uur overschreden (zie bijlage 5, T₁-toestand). Nu bedraagt z:

$$2 z \gg 10 \text{ s}$$

$$z \gg 5 \text{ s}$$

V.3.2.1. Bepaling van de verliezen

In het college Algemene Waterbouwkunde wordt het volgende verband gegeven tussen de transportcapaciteit van de stroomsnelheid en de stroomsnelheid zelf:

$$s = 15 \left\{ \frac{\bar{v}^2}{C^2} - 0,08d \right\}^{3/2} \quad \text{in } m^3/m's$$

$$S = s \cdot l \quad \text{in } m^3/s \quad \text{hierin is:}$$

s = capaciteit van de stroom, welke materiaal meevoert (m³/m's)

S = capaciteit van de stroom, welke materiaal meevoert (m³/s)

Omdat hierbij verliezen optreden, welke van belang zijn bij de berekening van de benodigde hoeveelheid materiaal, is de capaciteit S de verliescapaciteit genoemd.

v = gemiddelde snelheid over het gehele doorstromingsprofiel in m/s (1)

l = lengte van het talud dat aangevallen wordt. (2)

C = coëfficiënt van de Chézy in m^{1/2}/s. (3)

ad (1) De gemiddelde snelheid

a De snelheid in de vertikaal

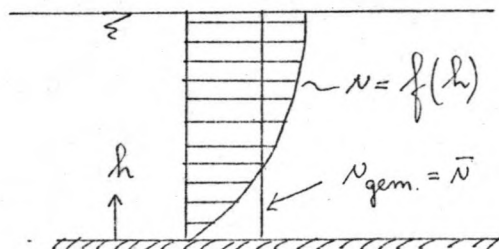


fig. V-3

Voor de snelheidsverdeling in de vertikaal wordt bij rivieren een parabolische snelheidsverdeling aangenomen. (zie fig. V-3). In de bovengenoemde zandtransportformule wordt gerekend met de gemiddelde snelheid.

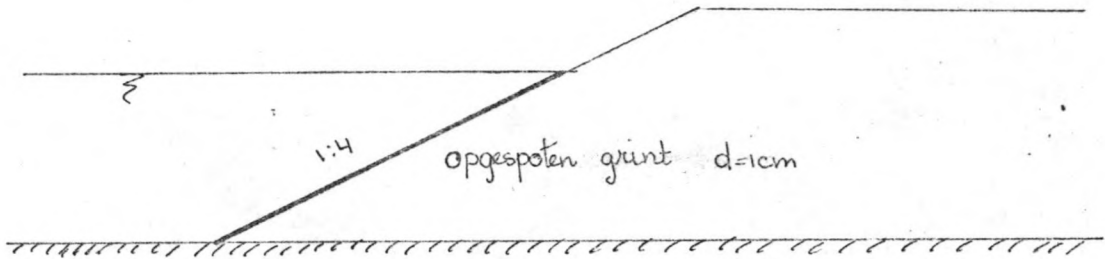


fig. V-4

Daar over de volledige waterdiepte (langs het opgespoten talud) zandtransport plaats vindt, kan met de gemiddelde snelheid gerekend worden.

b) De snelheid in de horizontaal

Beschouwd wordt een klein stukje taludhelling Δx .

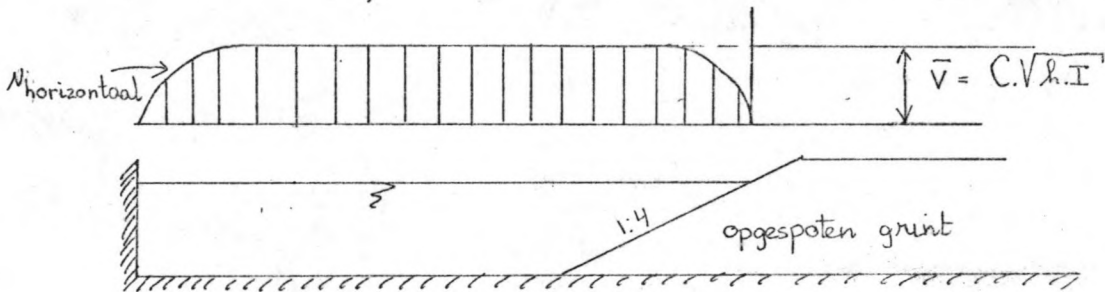


fig. V-5

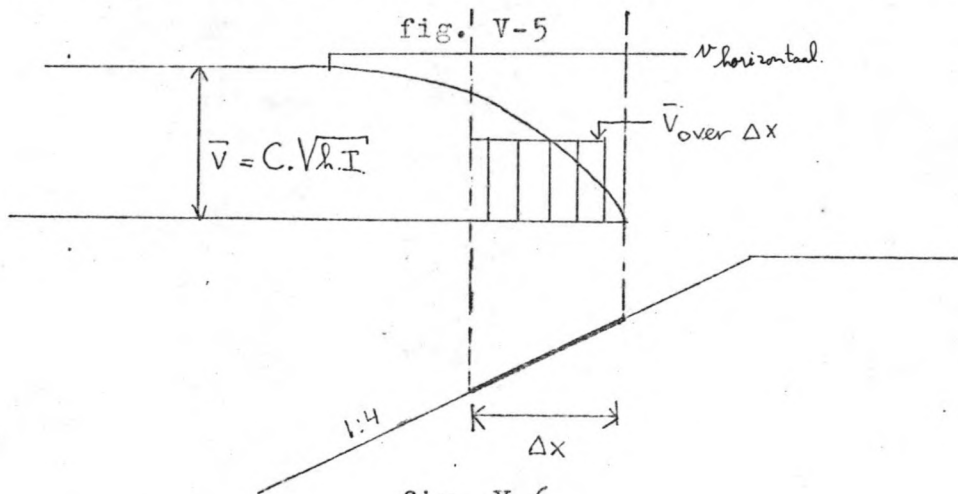


fig. V-6

De stroomsnelheid welke over het talud Δx stroomt is ten gevolge van de randeffecten veel kleiner dan de gemiddelde snelheid. Hoe groot deze invloed is zal nader onderzocht moeten worden. In de berekeningen wordt uitgegaan van de gemiddelde snelheid, waarbij de berekende verliezen groter zullen zijn dan de optredende verliezen.

c) De snelheid als functie van de tijd.

De snelheid v verloopt sinusvormig in de tijd. Daar v kwadratisch in de zandtransportformule voorkomt moet v als functie van de tijd ingevoerd worden. Deze zandtransportformule is echter slechts een benadering, waarvan in het college "Algemene Waterbouwkunde" wordt gezegd dat deze niet klopt met de gevonden resultaten, maar dat voor een eerste oriëntering deze formule wel dienst kan doen. Om deze reden en om veel rekenwerk te vermijden is voor $0,5 < v < v_{max}$ gerekend met een gemiddelde v , welke voor elk geval apart bepaald wordt.

ad(2) De breedte waarover zand getransporteerd wordt.

Bij springtij treden in de bestaande toestand snelheden op van 2m/s. De bodem is zover schoongeschuurd dat het zand/grint wat zich op de bodem bevindt, tegen deze snelheden bestand is. Er zal dus alleen zand/grint meegenomen worden langs het talud van het opgespoten damlichaam. Omdat het computerprogram met v_{gem} over het gehele dwarsprofiel rekent, is deze langs het gehele talud dezelfde. Als breedte waarover zand/grint opgenomen wordt, geldt dan de lengte van het opgespoten talud. Aangenomen is dat zand/grint met een diameter van 1,06cm. onder een taludhelling van 1 : 4 blijft staan.

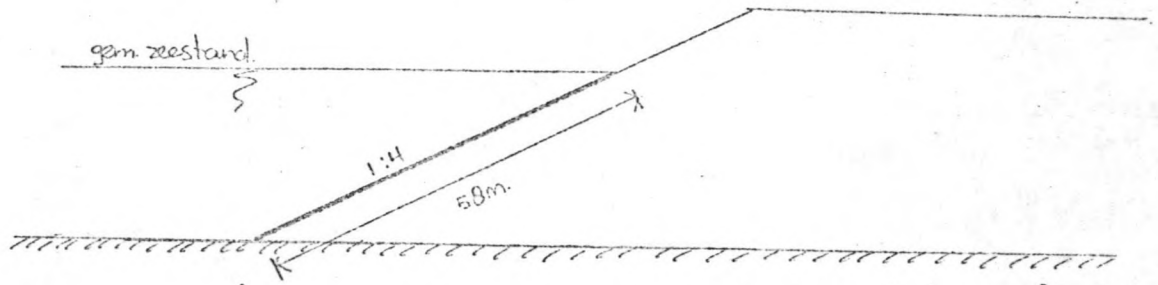


fig. V-7

De lengte van het talud is berekend bij gemiddelde zee-stand. Deze is 58m.

ad (3) De coëfficiënt van de Chézy.

De bepaling van deze coëfficiënt is zeer moeilijk.

C wordt gegeven door de volgende formule:

$$C = 18 \log \frac{12 R}{k} \quad \text{hierin is:}$$

R = hydraulische straal \approx waterdiepte (indien de breedte groot is ten opzichte van de waterdiepte), in m.

k = korreldiameter, in m

De opgespoten dam heeft een gemiddelde bodemligging op -10,8m ten opzichte van gemiddelde zeestand. De kruin komt op +7,5m. De gemiddelde waterdiepte zal 9,1m bedragen.

$$\frac{R}{k} = \frac{9,1}{10} = 9100$$

C bedraagt bij $\frac{R}{k} = 9100$: $74 \text{ m}^{1/2} / \text{s}$

Als deze waarde in de bovengenoemde zandtransportformule ingevoerd is blijken geen verliezen op te treden, terwijl de berekening met behulp van de formule van Iribarren wel verliezen te zien geven. In V.3.2.2. wordt nader ingegaan op deze verschillen.

Om toch met de genoemde zandtransportformule een indruk te krijgen van de verliezen is met een C-waarde gerekend, welke uit de zandtransportformule volgt, als met de gevonden waarden voor G, d en v, met behulp van de formule van Iribarren nog juist geen verliezen optreden.

$$0 = 15 \left\{ \frac{0,5^2}{C^2} - 0,08 \cdot 10^{-2} \right\}^{3/2}$$
$$C = 35 \text{ m}^{1/2} / \text{s}$$

V.3.2.2. Literatuuronderzoek naar aanleiding van het feit dat de zandtransportformule niet geheel in overeenstemming is met de formule van Iribarren.

Dat de formule van Iribarren en de gebruikte transportformule niet geheel met elkaar in overeenstemming zijn, is ook in de literatuur bekend.

Voor het bodemevenwicht geldt:

$$\frac{h \cdot I}{\Delta d} \leq 0,02 - 0,05$$

Hierbij wordt 0,047 als de meest juiste waarde beschouwd. Met deze waarde is gerekend in de transportformule.

Met behulp van de sleepkracht wordt in de literatuur 12 de volgende betrekking afgeleid:

$$\frac{h \cdot I}{\Delta d} \leq 0,35$$

Deze betrekking scheelt een factor 7 met bovenvermelde betrekking. Een reden hiervoor is dat de opwaarts gerichte stromingsdruk niet beschouwd is.

Lane heeft een groot aantal proefnemingen gedaan en vond:

$$\frac{h \cdot I}{\Delta d} \leq 0,06$$

Als gemiddelde wordt aangehouden: $\frac{h \cdot I}{\Delta d} \leq 0,05$

Uitgedrukt in de snelheid:

$$d \geq \frac{20}{\Delta} \cdot \frac{\bar{v}^2}{C^2}$$

Uitgedrukt in de snelheidshoogte:

$$d \geq \frac{\alpha}{\Delta} \cdot \frac{\bar{v}^2}{2g} \quad \text{waarin } \alpha = \frac{400}{C^2}$$

De moeilijkheid is de bepaling van C, welke gegeven wordt door de formule:

$$C = 18 \log \frac{12 R}{K}$$

Bij ruwe stortsteen bodem zal C liggen tussen 30 en $40 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$. Voor α wordt gevonden 0,25-0,40.

$$d \geq \frac{0,25 \text{ à } 0,40}{\Delta} \cdot \frac{\bar{v}^2}{2g}$$

In de praktijk is de bestorting zo kort dat de snelheidsverdeling zich nog niet heeft ingesteld en dus C ook niet.

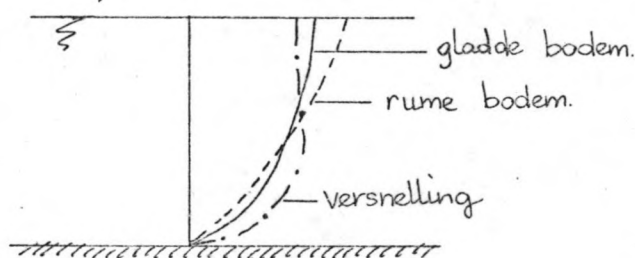


fig. V-8

Bij overgang van een gladde naar een ruwe bodem geeft dit complicaties. Bij versnelling kan de bodemsnelheid, welke stenen meeneemt, tientallen procenten hoger zijn dan de bodemsnelheid bij gelijkmatige snelheidsverdeling. In dezelfde \bar{v} . α zal wellicht het dubbele bedragen:
 $\alpha = 0,50 \text{ à } 0,80$

$$d \geq \frac{0,50 \text{ à } 0,80}{\Delta} \cdot \frac{\bar{v}^2}{2g}$$

Indien het evenwicht van een enkele kubus beschouwd wordt met behulp van stromingsdruk wordt de volgende betrekking gevonden.

$$d \geq \frac{\alpha}{\Delta} \cdot \frac{\bar{v}^2}{2g}, \quad \text{met } \alpha = 2,10$$

Hier treedt een veel ongunstiger beeld op dan met de sleepkracht, onder andere door het in rekening brengen van de opwaarts gerichte stromingsdruk. Met een bolvormig lichaam wordt iets dergelijks gevonden. Indien steen met een hoekige vorm beschouwd wordt, zal een gunstiger beeld ontstaan. Izbash vond:

$$d \geq \frac{0,7}{\Delta} \cdot \frac{\bar{v}_1^2}{2g}$$

Hierin is \bar{v}_1 de gemiddelde snelheid bij een waterdiepte van 1m. Bij grotere diepte dient een correctiefactor s toegepast te worden. Bij een snelheidsverdeling volgens een zesde graads parabool bedraagt de gemiddelde snelheid bij een diepte van h meter:

$$\bar{v}_h = \bar{v}_1 \cdot h^{1/6}$$

De correctiefactor wordt gevonden uit $s = h^{1/6}$

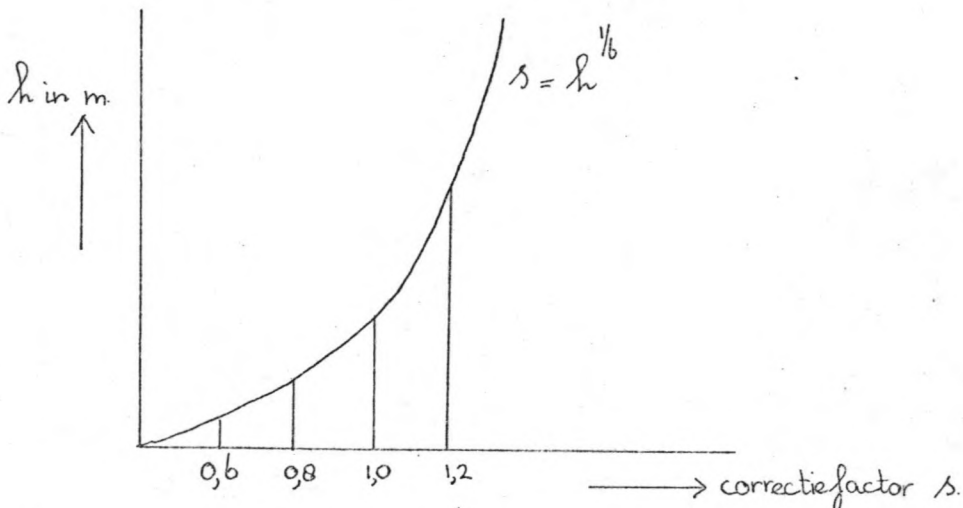


fig. V-9

De snelheid op h meter bedraagt dan:

$$\bar{v}_h = \bar{v}_1 \cdot s$$

Gekonkludeerd kan worden dat de berekeningen van het zandtransport zeer onnauwkeurig zijn. Gezien de bovengenoemde moeilijkheden (onder andere bepaling van de coëfficiënt van de Chézy) zal men in de berekening tot een factor 7 naast het werkelijk optredende transport zitten.

V.3.2.3. Bepaling van de verliezen.

1^o T₁-toestand; 700m dam gereed.

v_{max} bedraagt 1,26m/s. Voor $0,5 < v < 1,26$ bedraagt $v_{gem.} = 1m/s$ (zie bijlage 4, code V33, uitvoer computer, grafiek T₁-toestand).

$$S = 15 \left\{ \frac{1}{35^2} - 0,8 \cdot 10^{-3} \right\}^{\frac{3}{2}} \cdot 3600 \cdot 58 \text{ m}^3/\text{uur} = 0,52 \text{ m}^3/\text{uur}$$

Deze verliezen treden 9,2 uur per periode van 12 uur op.

De capaciteit van de bodemzuiger zal veel groter moeten zijn dan $3,3S = 1,7 \text{ m}^3/\text{uur}$.

2^o T₄-toestand; 2700m dam gereed.

v_{max} bedraagt 1,44m/s. Voor $0,5 < v < 1,44$ bedraagt $v_{gem.} = 1,1m/s$ (zie bijlage 4, code V33, uitvoer computer, grafiek T₄-toestand).

$$S = 15 \left\{ \frac{1,35}{10^3} - 0,8 \cdot 10^{-3} \right\}^{\frac{3}{2}} \cdot 3600 \cdot 58 \text{ m}^3/\text{uur} = 9 \text{ m}^3/\text{uur}$$

Deze verliezen treden 9,6 uur per periode op van 12 uur.

De capaciteit van de bodemzuiger zal veel groter moeten zijn dan $4S = 36 \text{ m}^3/\text{uur}$.

3^o T₇-toestand, sectie 1 is bijna dicht.

v_{max} bedraagt 1,66m/s. Voor $0,5 < v < 1,66$ bedraagt $v_{gem.} = 1,20m/s$ (zie bijlage 4, code V33, uitvoer computer, grafiek T₇-toestand).

$$S = 15 \cdot \left\{ 1,61 \cdot 10^{-3} - 0,8 \cdot 10^{-3} \right\}^{\frac{3}{2}} \cdot 3600 \cdot 58 \text{ m}^3/\text{uur} = 26 \text{ m}^3/\text{uur}$$

Deze verliezen treden 10 uur per periode van 12 uur op.

De capaciteit van de bodemzuiger zal veel groter moeten zijn dan $5S = 130 \text{ m}^3/\text{uur}$.

Konklusie: Bij zand/grint met 1,06 cm diameter is het zeer goed mogelijk sectie 1 geheel dicht te spuiten. In de beginfase, als 700 m dam ten behoeve van de scheepvaartsluis gereed is, bedragen de verliezen $1/370$ deel van de capaciteit van de bodemzuiger. Deze capaciteit wordt in V.4. berekend en bedraagt $1060 \text{ m}^3/\text{uur}$. Als de sectie voor de helft dicht is, zijn deze verliezen $1/16$ deel en in de laatste fase $1/5$ deel geworden.

V.4. Bepaling van de capaciteit van de bodemzuiger, die grint met een diameter van 1 cm. zuigt.

Aan literatuur 15 zijn de volgende gegevens ontleend:

- 1^o Diameter zuigbuis (middelgroot): 0,90 m
 - 2^o Snelheid van het mengsel: 5 m/s
 - 3^o Soortelijk gewicht van het mengsel, waarbij grint van 1 cm gezogen wordt: $1,25 \text{ tf/m}^3$
- ad 1^o en ad 2^o

In V.5.2. ten 1^o ad a) en ad b) blijkt dat als mengsel-snelheid beter met 6,25 m/s gerekend kan worden bij een buisdiameter van 0,8 m.

ad 3^o

In verband met storingen wordt als soortelijk gewicht van het mengsel 1,15 genomen. (tf/m^3)

Het percentage grint in het mengsel (wordt transportcapaciteit genoemd: C_t) bedraagt:

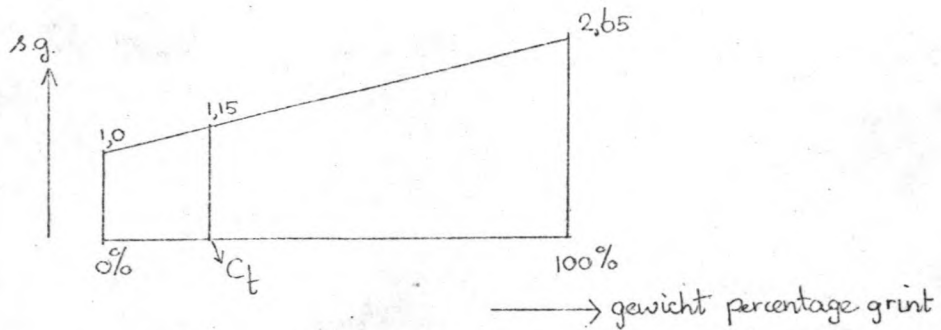


fig. V-10

$$\text{gew.}\% = C_t \frac{0,15}{1,65} \cdot 100\% = 9,1\%$$

De hoeveelheid zuiver grint in het mengsel: per uur bedraagt:

$$\frac{9,1}{100} \frac{\pi}{4} \cdot (0,8)^2 \cdot 6,25 \cdot 3600 \text{ m}^3/\text{uur} = 1060 \text{ m}^3/\text{uur}$$

Dit is dan de capaciteit van de bodemzuiger.

V.5.1. Berekening van het benodigde vermogen van de bodemzuiger

In verband met de berekening van het benodigde vermogen zal de persafstand van de zuiger bekend moeten zijn.

De bodemzuiger stelt voor een goede continuïteit van de productie als eis dat ze niet in de hoge golven mag werken. Als winput zal een plaats onder de kust of onder de eilanden Steep- en Flat Holme gezocht moeten worden. Het materiaal voor de winput zal per sleepzuiger aangevoerd moeten worden. Deze sleepzuigers hebben een diepgang van $\pm 10\text{m}$. Daar voor de kusten vele gebieden bij laag water droog vallen, komen deze niet in aanmerking als plaats voor de winput.

Daar het grint in sectie 1 (zie fig. II-7) gespoten moet worden zal de winput onder het eiland Flat Holme gekozen moeten worden. De max. golven, welke stroomopwaarts lopen zijn veel groter, ten gevolge van de veel grotere strijklengte van de wind, dan de golven welke stroomafwaarts lopen. ($H = 8 \text{ \& } 9\text{m}$ tegen $H = 4\text{m}$). Als plaats voor de winput zal dan de stroomopwaartse zijde van het eiland Flat Holme gekozen worden.

Bekend is dat zeewaarts van het damtracé geen zand en grintafzettingen aanwezig zijn. (literatuur 5). De sleepzuiger zal om de winput te bereiken het damtracé moeten passeren. Dit zal door sectie 2 (zie Adm. Chart no 1152) moeten gebeuren, omdat 1^o De vaarweg zeer kort is.

2^o Zeer weinig ondiepe gedeelten tussen de plaats van de grintafzettingen en de stroomopwaartse zijde van het eiland Flat Holme.

De korreldiameter van het grint bedraagt:

$$d_m = 10.000 \mu = 1 \text{ cm.}$$

V.5.2. Leidingweerstand bij zand met $d_m = 750 \mu$ (zie lit.6).

$$H_m = H_w (1 + \varphi \cdot C_t) \quad \text{hierin is:}$$

H_m = drukhoogteverlies tengevolge van het mengsel (in m.wk)

H_w = drukhoogteverlies tengevolge van het zuiver water (m.wk).

1^o .
$$H_w = \lambda \cdot \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} \quad \text{hierin is:}$$

a) v = leidingsnelheid van het mengsel in m/s.

b) D = buisdiameter in m.

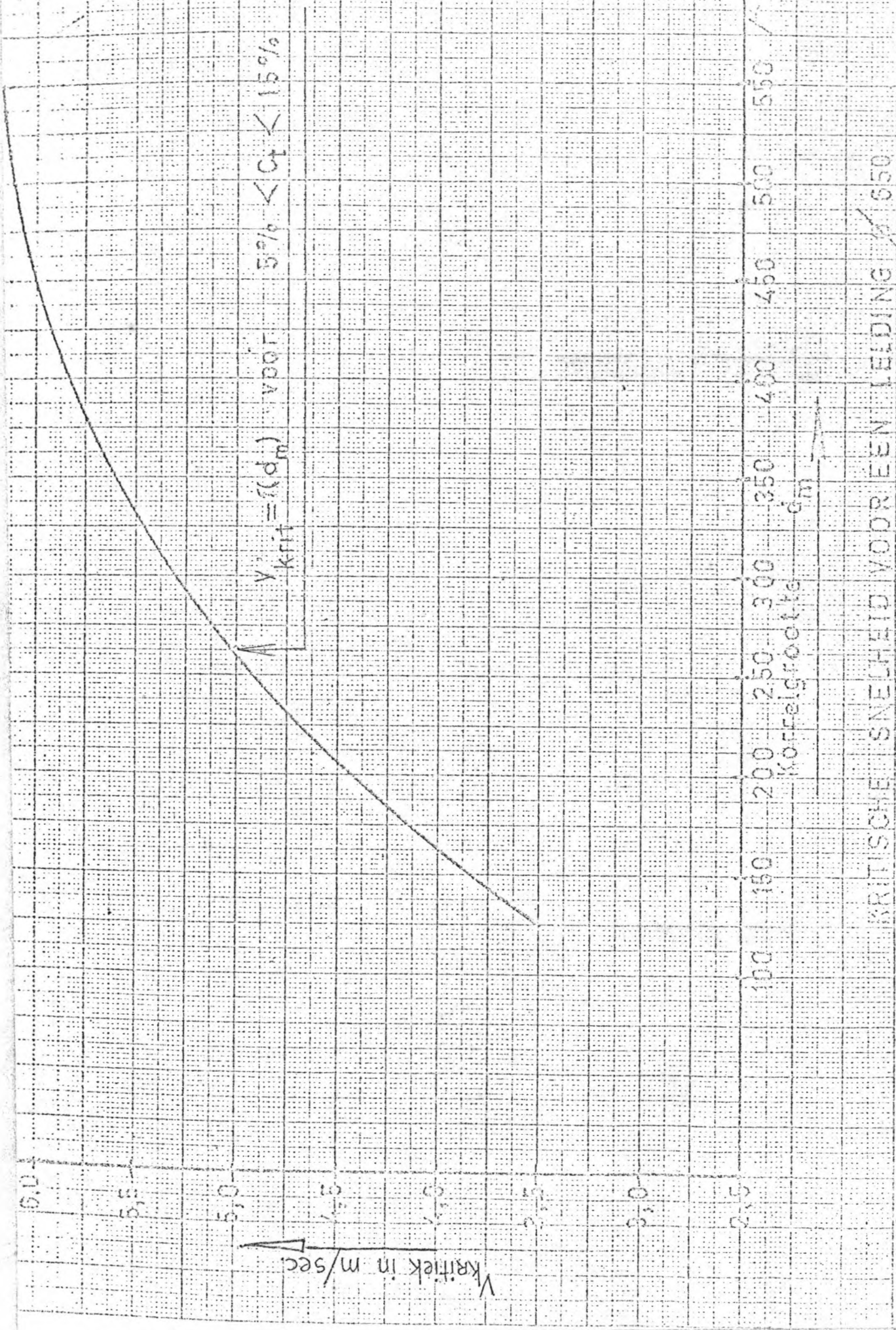
c) λ = weerstandscoefficiënt voor leidingen.

g = versnelling van de zwaartekracht in m/s^2 .

ad a) Voor een stabiele toestand bij het transport is het noodzakelijk een bepaalde snelheid in de leiding te onderhouden. De minimumsnelheid waarbij alle korrels nog juist in beweging zijn, wordt beschouwd als de kritieke snelheid. Proeven hebben aangetoond dat $v_{kritiek}$ afhankelijk was van de korreldiameter d_m . Boven een $d_m = 500 \mu$ is $v_{kr.}$ constant = 6,25 m/s. (zie fig V-11).

ad b) Benodigd 1060 m³ grint per uur. Dit is:

$$Q_{\text{mengsel}} = 1060 \cdot \frac{100}{9,1} = 11.500 \text{ m}^3 \text{ mengsel/uur} = 3,18 \text{ m}^3 / \text{s.}$$



Uit: Post-doct. cursus: Opspuiten terreinen
 Hydraulisch transport door leidingen

$$Q_{\text{mengsel}} = v_{kr.} \times \text{buisdoorsnede} = v_{kr.} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$D = \sqrt{\frac{3,18 \cdot 4}{\pi \cdot 6,25}} = 0,8 \text{ m.}$$

ad c) Colebrook en White hebben voor een formule opgesteld. Deze luidt:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left\{ \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} + \frac{\text{Kr}}{3,72D} \right\} \quad \text{hierin is:}$$

λ = weerstandscoefficiënt voor leidingen

Re = getal van Reynolds

Kr = wandruwheid in mm.

D = buisdiameter in m.

Deze formule geldt bij 15° C. De viscositeit ν bedraagt bij deze temperatuur $1,13 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Uit deze formule blijkt dat λ afhankelijk is van de buisdiameter. Bij proeven blijkt λ ook enigszins afhankelijk te zijn van de mengselsnelheid. Deze afhankelijkheid is niet in de formule van Colebrook en White verwerkt.

In fig. V-12 is het verband gegeven tussen λ , de buisdiameter (D) en de snelheid (v). Hierbij is als wandruwheid de gemiddelde waarde van 0,1 aangehouden. (zie literatuur 26)

Bij D = 0,8m en v = 6,25m/s is uit de grafiek af te lezen dat $\lambda = 0,0127$.

H_w bedraagt per 100m leiding:

$$H_w = 0,0127 \cdot \frac{100}{0,8} \cdot \left(\frac{6,25}{20} \right)^2 = 3,08 \text{ m. wk. (per 100m leiding)}$$

2°

$$\varphi = 176 \cdot \left\{ \frac{v}{Dg} \cdot \frac{\sqrt{gd}}{w} \right\}^{-3/2} \quad \text{hierin is:}$$

a) v = mengselsnelheid = 6,25m/s

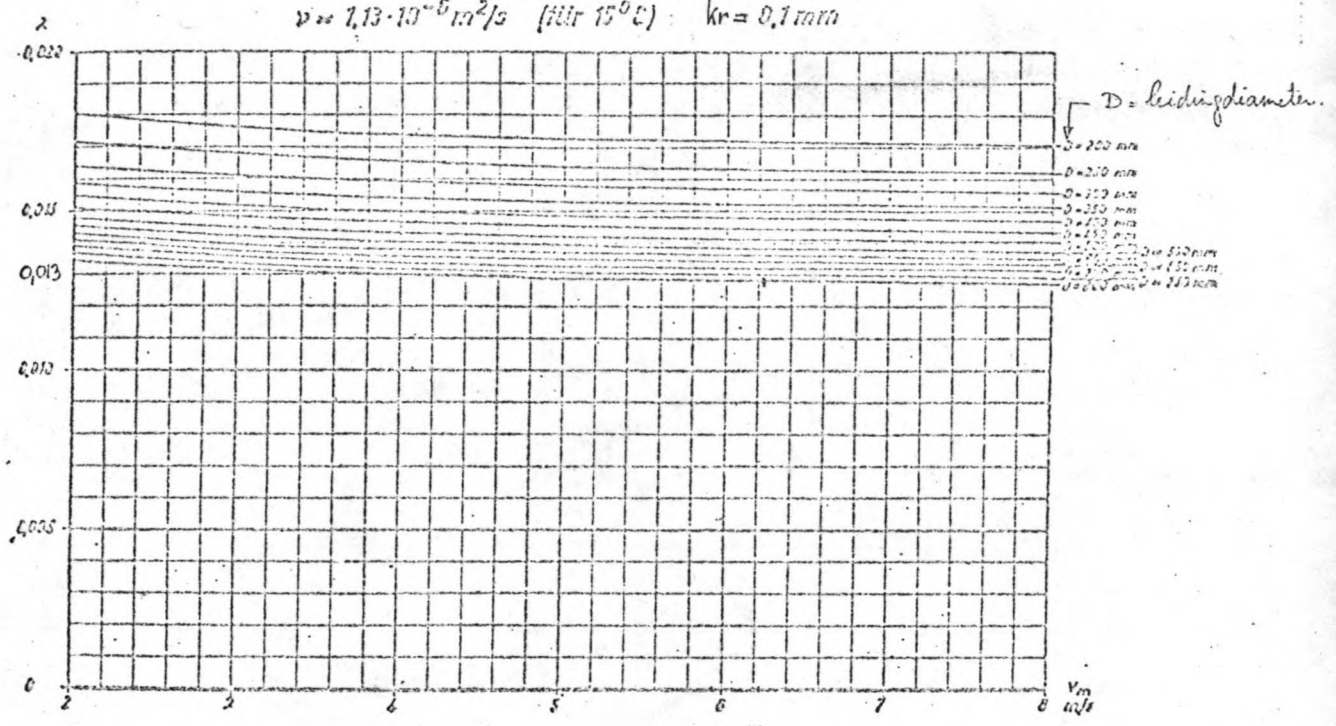
b) D = leidingdiameter = 0,8m

c) d = korreldiameter = $10.000 \mu = 10\text{mm}$

d) g = versnelling van de zwaartekracht = 10m/s^2

Widerstandsbeiwert λ

COLEBROOK-WHITE: $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{kr}{3.7D} \right)$
 $\nu = 1.13 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ (für 15°C) $kr = 0.1 \text{ mm}$



(Über die Förderung von Sand-Wasser-Gemischen in Rohrleitungen von Dr.-Ing. Alfred Führböter.)

lit: Post-doct. cursus: Opspuiten terreinen.

Hydraulisch transport door leidingen.

WEERSTANDSCOEFFICIENT λ VOOR LEIDINGEN fig V-12

e) w = valsnelheid van de korrel in m/s

ad e)
$$w = \sqrt{gd} \cdot \sqrt{\frac{4}{3} \frac{(\rho_k - \rho_w)}{\rho_w}} \cdot \frac{1}{\sqrt{C_x}}$$
 hierin is:

ρ_k = soortelijk gewicht van de korrel = 2,65 tf/m³

ρ_w = soortelijk gewicht van water = 1 tf/m³

C_x = een grootheid welke beïnvloed wordt door de vorm van de korrel en eventueel het getal van Reynolds.

Een verband tussen w en de korreldiameter is gegeven in fig. V-13. Bij $d = 10\text{mm}$ wordt afgelezen $w = 330\text{mm/s} = 0,33\text{m/s}$.

$$\varphi = 176 \cdot \left\{ \frac{(6,25)^2}{10 \cdot 0,8} \cdot \frac{\sqrt{10 \cdot 10^{-2}}}{0,33} \right\}^{-3/2}$$

$$\varphi = 176 \cdot (4,68)^{-3/2}$$

In fig. V-14 is: $\frac{v^2}{gd} \cdot \frac{\sqrt{gd}}{w}$ uitgezet tegen φ

Hierin is bij 4,68 af te lezen dat $\varphi = 17$ is.

³ C_t = transportconcentratie = aantal korrels dat per tijds-eenheid uit de leiding komt. Deze is hierboven uitgerekend en bedraagt 9,1%.

V.5.3. Bepaling van de lengte der persleiding.

Om het benodigd vermogen zo klein mogelijk te houden moet de persleiding zo kort mogelijk zijn.

Bij de voortgang van de grintdam kan de winput mee opschuiven. Dit is mogelijk omdat de winput slechts de plaats is waar de sleepzuiger het grint klapt en de bodemzuiger het opzuigt. Alleen de bodemzuiger moet beschut blijven liggen tegen de golven.

Het laatst te sluiten deel van de sectie zal de geul zelf zijn, die in deze sectie optreedt. Door eerst de meest ondiepe gedeelten op te spuiten wordt de stroom door deze sectie geconcentreerd op de aanwezige geul.

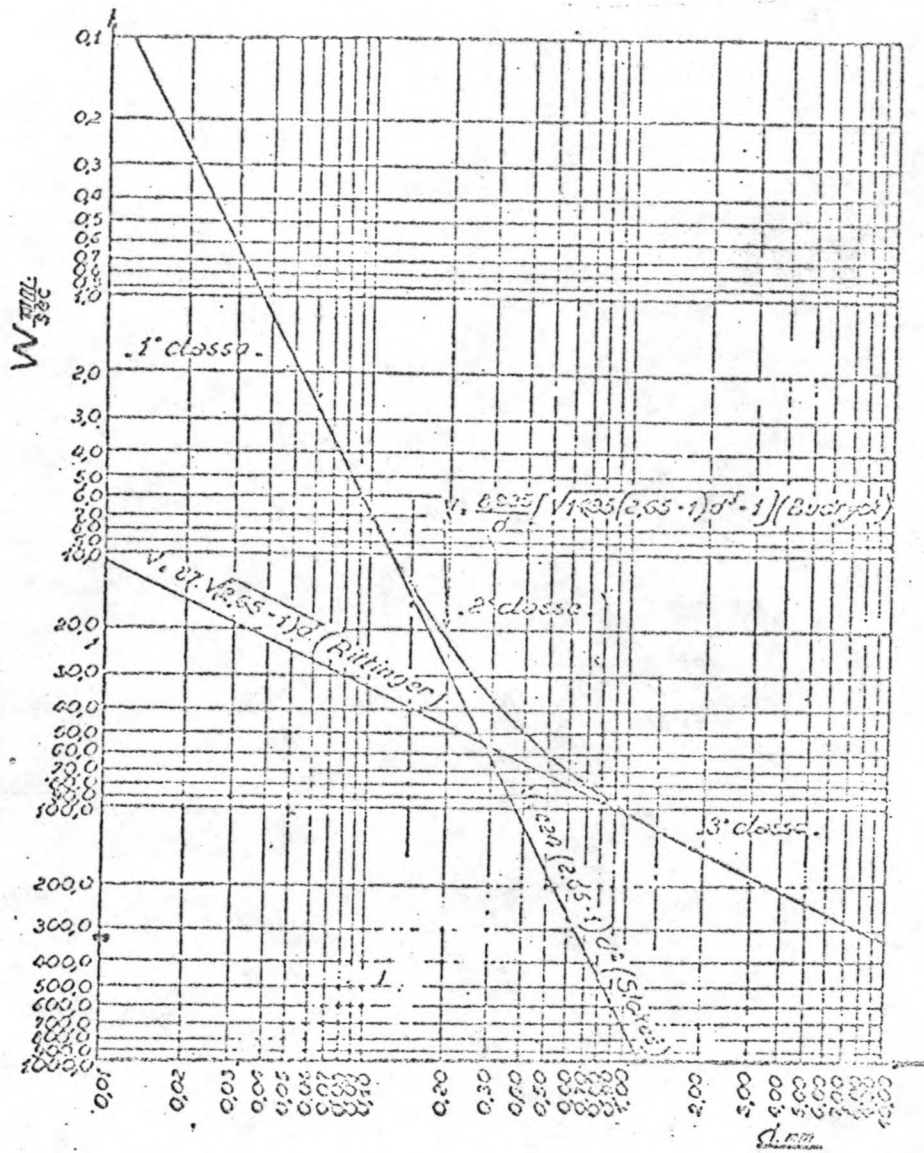


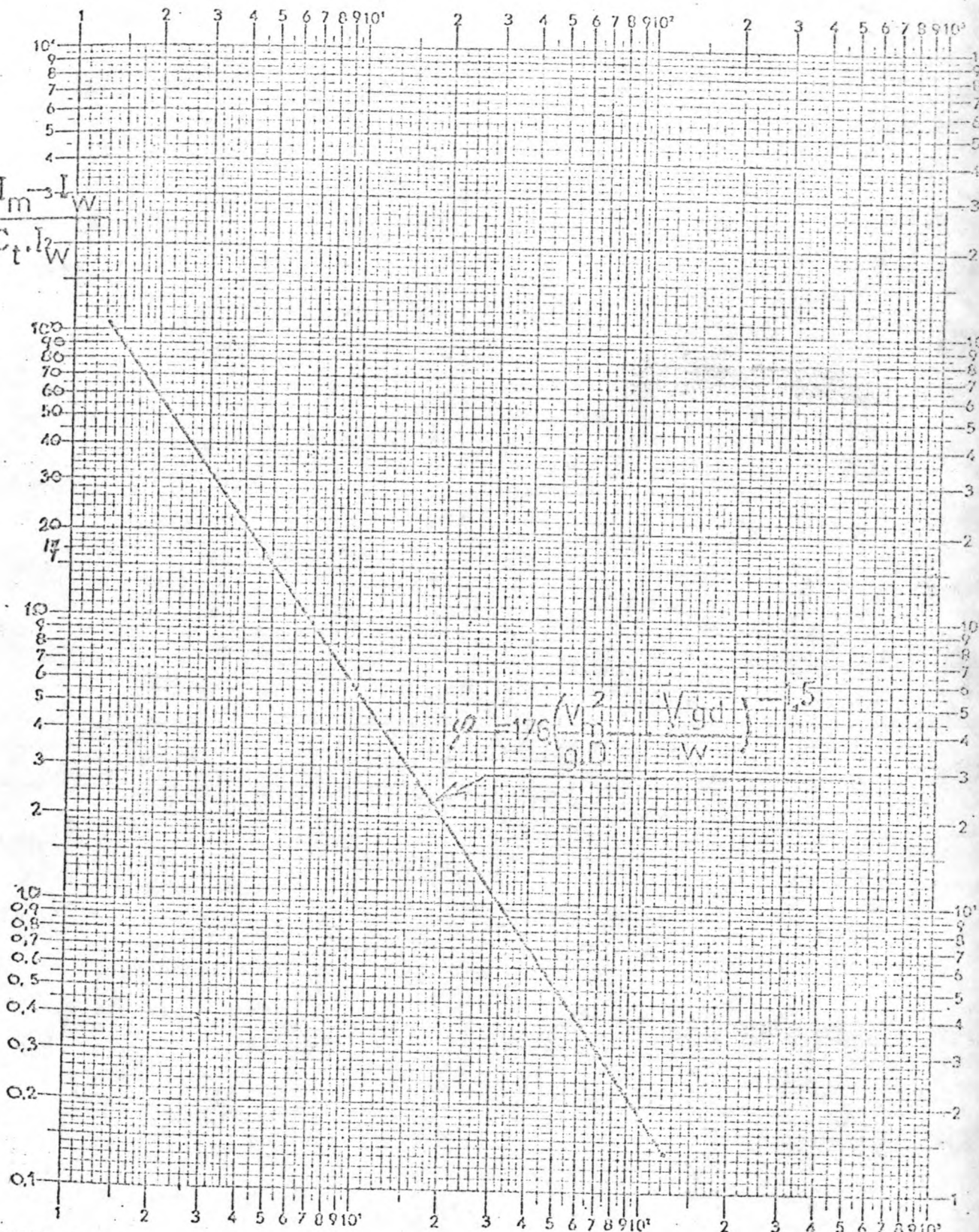
Fig. 10. — Vitesse de chute en fonction du diamètre nominal pour des grains de quartz (essais Richards) de densité 2,65, d'après Buckley.

Uit: Post-doct. cursus: Opspuiten terreinen
 Hydraulisch transport door leidingen.

fig. V-13

VALSNELHEID ZANDEELTJES

$$\varphi = \frac{I_m - I_w}{C_t \cdot l_w}$$



N.V. Drukkerij „Mercurius“ Wormerveer

N^o 1473 x-as log. verdeeld 1-10⁷ y-as log. verdeeld 1-10⁴ Eenheid 50 mm

$$\frac{V_m^2}{g.D} \cdot \frac{V_{g.d}}{W}$$

LEIDINGWEERSTAND VOLGENS DURAND

Uit: post-doct. cursus: Opspuiten terreinen
 Hydraulisch transport door leidingen.

fig. V-14

Omdat in deze geul grotere snelheden optreden dan in de ondiepere delen (tot 2m/s gemeten bij sprintij), zal door deze procedure een relatief kleine toename van de snelheid te verwachten zijn. Modelonderzoek zal hierover uitsluitsel moeten geven. Aangenomen wordt dat geen verliezen van betekenis van de van origine aanwezige bodemmaterialen optreden.

Doordat geen diepgang voor de sleepzuiger en de bodemuiger aanwezig is voor de kust, zal van de kant af uitgebouwd moeten worden met behulp van een drijvende leiding, en gevoed vanuit een winput aan de andere kant van de geul.

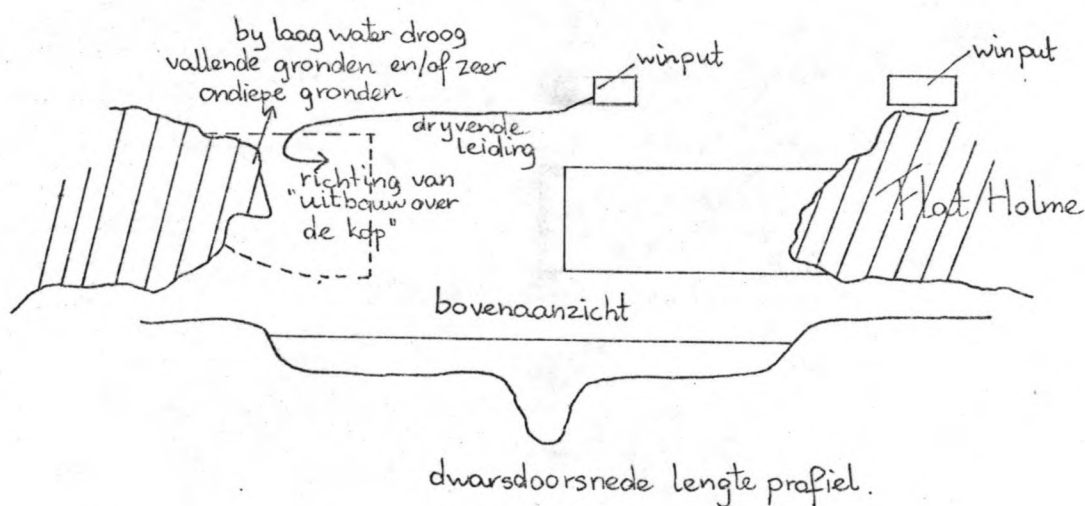


fig. V-15

Uit fig. V-15 blijkt dat de maximum lengte persleiding de helft van de breedte van de sectie moet zijn. De maximum lengte van de persleiding is $\frac{1}{2} \cdot 4,4\text{km} = 2,2\text{km}$.

V.5.4. Berekening van het benodigd vermogen.

Voor het opzuigen en verpompen van het grint/watermengsel is het netto benodigd vermogen te berekenen uit:

$$N = Q \times H_{\text{man.}} \quad \text{hierin is:}$$

Q = het debiet van het mengsel.

H_{man.} = manometrische opvoerhoogte in m.wk.

N = het benodigd vermogen.

Rekening houdend met het rendement van de pompinstallatie volgt het bruto benodigd vermogen uit:

$$N = \frac{Q \times H}{\eta} \quad \text{in Watt}$$

$$N = \frac{13,4Q \times H}{\eta} \quad \text{in pk.}$$

Het rendement (η) van de zandpomp is onder andere afhankelijk van het type pomp en de eigenschappen van het mengsel dat wil zeggen korrelgrootte en concentratie.

Te rekenen is met $\eta = 0,65$

Bepaling manometrische opvoerhoogte H (in m.wk.)

De manometrische opvoerhoogte bestaat uit:

1^o De zuigdruk (in m.wk.)

2^o a) De leidingweerstand (in m.wk.)

b) Weerstand in bochten (in m.wk.)

ad 1^o De zuigdruk.

Deze kan maximaal 10m bedragen.

ad 2^o a) De leidingweerstand

Zoals in V.5.2. aangegeven, wordt de leidingweerstand door de volgende formule bepaald:

$$H_{\text{leidingweerst.}} = H_w (1 + \varphi \cdot C_t)$$

In V.5.2. is voor de genoemde grootheden gevonden:

$$H_w = 3,08$$

$$\varphi = 17$$

$$C_t = 9,1\%$$

$$H_{\text{leidingweerstand}} = 3,08 \cdot (1 + 17 \cdot 0,091)$$

$$= 7,8 \text{ m.wk. per } 100\text{m leiding.}$$

In de laatste fasen is bij de uitbouw over één kop een leidinglengte van 2200m nodig.

De totale leidingweerstand zal bedragen:

$$22 \times 7,8 = 173 \text{ m.wk.}$$

ad 2^o b) De weerstand in de bochten wordt aangenomen op
5 m.wk.

De manometrische opvoerhoogte (H_{man}) bedraagt: 188 m.wk.

Bepaling van het debiet (φ)

In hoofdstuk V.5.2. ten eerste ad a) is de kritieke snelheid (v_{kr}) bepaald. Deze bedraagt 6,25m/s. In ad b) is de buisdiameter bepaald. Het debiet (φ) bedraagt:
 $v_{kr} \times \text{oppervlak buisdoorsnede} = 6,26 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (0,8)^2 = 318 \text{ m}^3/\text{s}$

Het benodigd vermogen bedraagt:

$$N = \frac{13,4 \cdot 3,18 \cdot 188}{0,65} = 12.300 \text{ pk.}$$

Dit behoeft alleen beschikbaar te zijn, als met de maximale perslengte van 2200m gewerkt wordt. Het vermogen van een grote bodemzuiger bedraagt ± 5.000pk. In de leiding moeten 2 à 3 opjaagstations opgenomen worden. Deze moeten bij gebruik van de grootste perslengte een vermogen hebben van 2500 tot 4000pk. Bij gebruik van kortere perslengte kan 1 of meer opjaagstations uitgeschakeld worden.

V.6.1. Bepaling van de tijdsduur, nodig om sectie 1 te sluiten zonder rekening te houden met de verliezen.

Benodigd volume aan grint: $4,4 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ (voor de berekening zie hst. V.7)

De capaciteit van de bodemzuiger is $1060 \text{ m}^3/\text{uur}$. Een werkweek bevat 120uur (= 5 dagen van 24uur)(in de slotfase zal echter continu gezogen moeten worden, 7 dagen dagen per week). De benodigde tijd om sectie 1 dicht te

spuiten bedraagt dan 36 weken. Hierbij zijn de verliezen niet in rekening gebracht. In de volgende alinea zal dit in beschouwing genomen worden. Voordat het winterseizoen aanbreekt moet de dam afgewerkt zijn, hierbij kan een gedeelte van de dam dat al opgespoten is, reeds bekleed worden. Daar het zomerseizoen 36 weken bevat en de benodigde tijd met een bodemzuiger 36 weken bedraagt zal met 2 bodemzuigers gewerkt moeten worden. De benodigde tijd zal dan 18 weken bedragen.

V.6.2. Bepaling van de tijdsduur, nodig om sectie 1 te sluiten waarbij rekening gehouden wordt met de verliezen.

De verliescapaciteiten zijn berekend na een aantal meters. Om de totale verliezen te berekenen zal de verliescapaciteit op ieder moment (dat wil zeggen na bijvoorbeeld elke 100m dam) berekend moeten worden.

De gemiddelde verliescapaciteit over het betreffende stuk dam zal kleiner zijn dan de berekende verliescapaciteit. Om veel rekenwerk uit te sparen zal met de berekende verliescapaciteit gerekend worden. Bij de onderstaande berekening van de verliezen blijkt dat deze verliezen te verwaarlozen zijn, zodat de besparing aan rekenwerk zinvol is.

De berekende verliezen zullen dus altijd kleiner zijn dan de werkelijk optredende verliezen.

In de baggerij wordt 5 dagen per week (=120uur) continu gewerkt. De verliezen treden gedurende de gehele week op. Hierdoor zal bij het berekenen van de verliezen met 168 uur gewerkt worden.

De verliezen treden alleen op als de snelheid groter is dan de kritieke snelheid. Per getij-cyclus van 12 uur (maanuren) zal dit een zeker aantal uren zijn. (zie hst. V.3.1.) In de berekening van de verliezen wordt dit door

een factor $\frac{n}{12}$ in rekening gebracht.

1^o fase: na 700m dam: verliescapaciteit: $0,52\text{m}^3/\text{uur}$
tijdsduur: $\frac{700}{4400} \cdot 18 = 2,87$ week
verlies aan grint: $2,87 \cdot 168 \cdot \frac{9,2}{12} \cdot 0,52 =$
 $= \underline{192\text{m}^3}$

2^o fase: na 2700m dam: verliescapaciteit: $9\text{m}^3/\text{uur}$
tijdsduur: $\frac{2000}{4400} \cdot 18 = 8,25$ week
verlies aan grint: $8,25 \cdot 168 \cdot \frac{9,6}{12} \cdot 9 =$
 $\underline{10.700\text{m}^3}$

3^o fase: na 4400m dam: verliescapaciteit: $26\text{m}^3/\text{uur}$
tijdsduur: $\frac{1700}{4400} \cdot 18 = 6,95$ week
verlies aan grint: $6,95 \cdot 168 \cdot \frac{10}{12} \cdot 26 =$
 $= \underline{26.200\text{m}^3}$

Totaal aan verlies: 37.100m^3

Er wordt aan twee zijden uitgebouwd over de kop. Hierdoor worden de verliezen 2x groter.

De totale verliezen worden (2 taluds): $2 \times 37.100\text{m}^3 =$
 $= \underline{74.200\text{m}^3}$

De capaciteit is $2 \times 1060 = 2120\text{m}^3/\text{uur}$

Over de verliezen zal $\frac{74.200}{2120}$ uur = 35 uur gedaan worden.

Dit is ongeveer $1/3$ week. Deze tijd is te verwaarlozen ten opzichte van de tijd welke nodig is om sectie 1 dicht te spuiten.

Omdat in de laatste fase continu gewerkt moet worden, bevat een week 7 x 24 uur in plaats van 5 x 24 uur. Hierdoor wordt deze laatste fase met een factor $5/7$ bekort, dit is met 2 weken bekort. Deze laatste fase duurt dan 4,95 week.

Samenvattend kan gezegd worden dat, bij een capaciteit van twee zuigers van $1060\text{m}^3/\text{uur}$ elk, 16 weken nodig zijn

om sectie 1 te sluiten. Gedurende de laatste fase zal hierbij continu gewerkt moeten worden.

V.7. Onderzoek naar een variantoplossing om sectie 1 af te sluiten.

Het bezwaar van de oplossing, waarbij sectie 1 dichtgespoten wordt met grint, is dat de gehele dam uit dit relatief zware materiaal bestaat. Daarom is de variant onderzocht welke op fig. V-16 staat afgebeeld.

Bepaling van de benodigde hoeveelheden.

Uitgegaan is van het feit dat een perskade 4m hoog opgestort moet worden. In verband met de bodemligging van de onderste perskade (-10,8m) (zie fig. V-16), is deze perskade 4,8m hoog gekozen. Taludhelling perskade 1 : 3.

In een dwarsdoorsnede bevinden zich de volgende oppervlakten:

Grint: oppervlak I = 69 m²
oppervlak II = 45 m²
oppervlak III = 45 m²
oppervlak IV = 45 m²
oppervlak V = 36 m²

Voor 2 taluds zal de oppervlakte aan grint zijn: 480 m²

Zand: totale oppervlak van de doorsnede: 1000 m²
oppervlak aan zand: 1000 - 480 = 520 m²
volume grint: 480 · 4,4 · 10³ m³ = 2,1 · 10⁶ m³
volume zand: 520 · 4,4 · 10³ m³ = 2,3 · 10⁶ m³

Kosten:

Grint : lcmdsn.: persen: f3,-/m³
lcmdsn.: met behulp van bakken/onderlossers
f5,- à f6,-/m³ (dit is nl. één handeling in overslag meer).

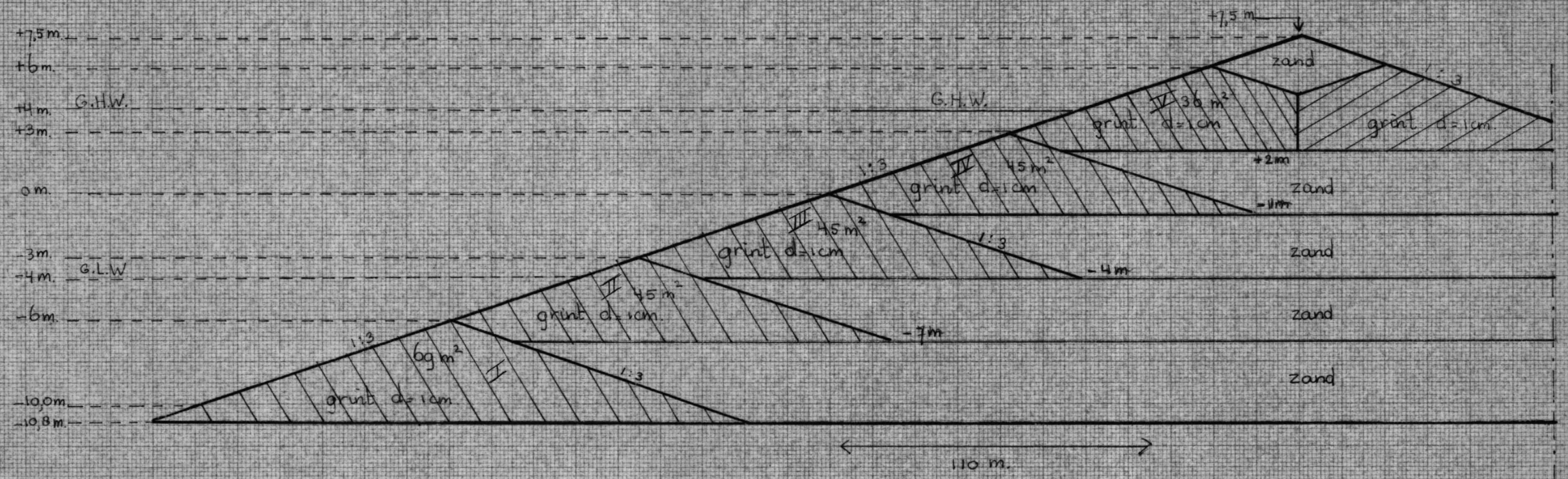


fig V-16

Dwarsdoorsnede grint-zand dam.

sectie 1

Schaal. hor: 1:200

vert: 1:200

Fig. V-16

$$\begin{array}{l} \text{Zand} : f2,-/m^3 \\ \text{Grint} : 2,1 \cdot 10^6 \text{ à } f5,- = f10,5 \cdot 10^6 \\ \text{Zand} : 2,3 \cdot 10^6 \text{ à } f2,- = f4,6 \cdot 10^6 \\ \hline f15,1 \cdot 10^6 \end{array}$$

Kosten bij uitbouwen over de kop (gehele lichaam bestaat uit grint):

$$4,4 \cdot 10^6 \text{ à } f3,- = f13,2 \cdot 10^6$$

Verliezen

De verliezen aan grint zijn bij de opbouw van de dam met behulp van perskaden veel en veel groter dan bij de uitbouw over de kop, omdat een veel grotere lengte (van de perskaden) aan stroming bloot staat. (zie fig. V-17)

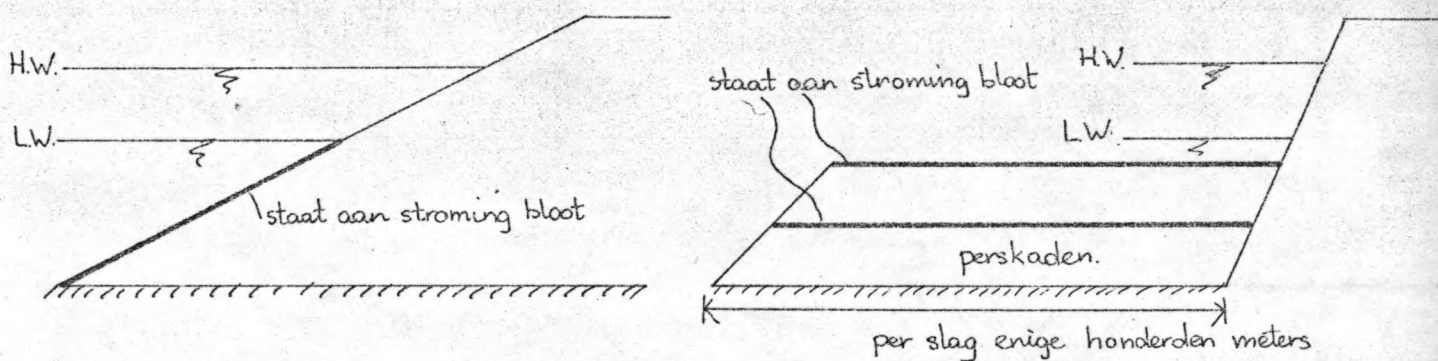


fig. V-17

Bij de methode van de perskaden komt dan ook nog de verliezen aan zand.

- Konklusie:
- 1^o De variantoplossing is 11% duurder
 - 2^o De variantopl. heeft grotere verliezen aan grint.
 - 3^o De variantopl. heeft verliezen aan zand, welke de eerste oplossing niet heeft.

Voor het sluiten van sectie 1 heeft de methode van over de kop spuiten van grint de voorkeur.

HOOFDSTUK VI

VI. Onderzoek naar de stabiliteit van een blokkendam.

VI.1

Inleiding

Er blijven twee sluitgaten over die gelijktijdig of na elkaar afgesloten kunnen worden. Het na elkaar afsluiten zal uit waterloopkundig oogpunt zeer moeilijk zijn. Er wordt in deze studie dan ook uitgegaan van een gelijktijdige sluiting van de twee stroomgaten.

In groeven in de buurt van het estuarium (wales) is zeer waarschijnlijk voldoende stortsteen aanwezig. Tijdens de fasen van afsluiting waarbij de grootste stroomsnelheden optreden zullen grote stukgewichten nodig zijn.

Een uniforme verwerking van deze stukgewichten tijdens de bovengenoemde fasen van afsluiting zullen bij varend storten of bij gebruik van de kabelbaan vanwege de grillige vormen zeer moeilijk zijn. Eveneens zal het in depôt zetten en het uit depôt halen geen uniforme verwerking te zien geven.

In deze studie zal uitgegaan worden van betonkubi:

- 1^o Om bovengenoemde reden
- 2^o Omdat hiermee veel modelonderzoek gedaan is. (zie literatuur 7 en 8) en reeds veel ervaring verkregen is bij de sluiting van de zeegaten bij de Delta-werken.

De factoren die hun invloed doen gelden op de stabiliteit van een blokkendam zijn:

- 1^o De golfhoogte H en de periode.
- 2^o Het verval over de dam ΔH .
- 3^o De stroomrichting ten opzichte van de golfrichting.

- 4 De hoogte van de opgestorte dam.
- 5 Het schadecriterium.
- 6 De vorm van de betonblokken, de dichtheid, het gewicht, de aanwezigheid van storthaken.
- 7 De kruinbreedte van de opgestorte dam.
- 8 De storthoogte.
- 9 De bodemligging van de blokkendam.
- 10 De tijdsduur, waarin de blokkendam aan stormen blootgesteld is.

Een onderzoek naar de stabiliteit van een dam opgebouwd uit betonblokken onder invloed van stroom en golven is door het Waterloopkundig Laboratorium verricht in de rapporten M731 (geleidelijke sluiting) en M995 (de blokkendam). Dit onderzoek is tevens nodig voor het bepalen van de benodigde hoeveelheid betonblokken.

VI.2. Stabiliteit van een dam opgebouwd uit betonblokken; twee-dimensionaal beschouwd.

VI.2.1. Stabiliteit van een dam met een enkele kruin en een kern van stortsteen.

Bij een verval van 1,5m, een golfhoogte van 0,7-2,1m

met een periode van 7 seconde, bodemligging op -15m en binnenwaterstand op N.A.P. blijkt een aanzienlijke schade op te treden.

VI.2.2. Stabiliteit van een dam met een enkele kruin en zonder een kern van stortsteen.

Onder dezelfde omstandigheden als bij VI.2.1. blijkt het weglaten van de stortsteenkern een gunstige invloed te hebben op de stabiliteit. Bij het opvoeren van het verval tot 2,20m trad ook hier aanzienlijke schade op.

Daar in de Bristol Channel een veel grotere golfhoogte (H_s is 8,5m) optreedt zijn hierna alleen dammen met een dubbele kruin beschouwd.

VI.2.3. Stabiliteit van een dam met een dubbele kruin bij vloed.

Het dwarsprofiel van de dam met een dubbele kruin, ontstaan door het storten met behulp van een kabelbaan, waarvan de kabels 6,5m uit elkaar hangen, wordt schematisch als volgt weergegeven.

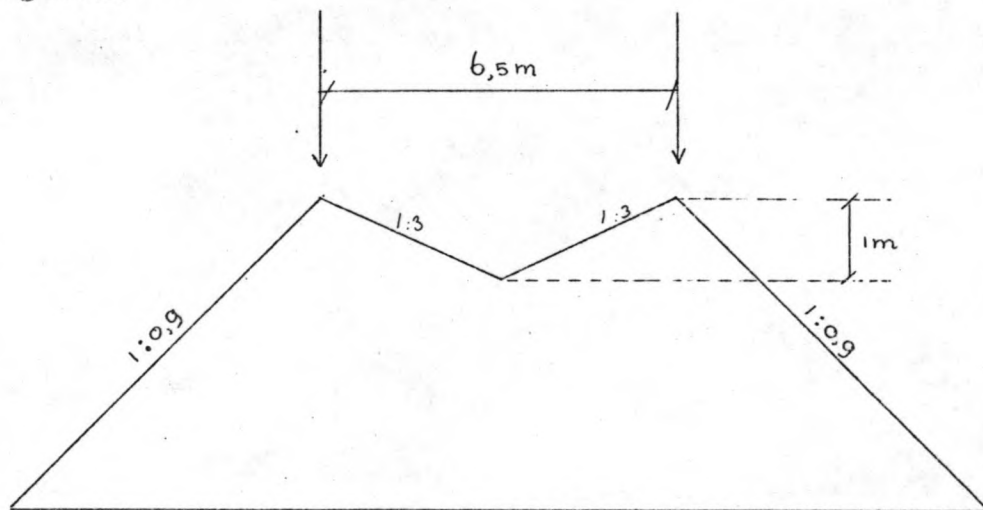


fig. VI-1

Wanneer de betonblokken in stilstaand water worden gestort bij een valhoogte van 5m ten opzichte van de uiteindelijke kruinhoogte en een waterstand op N.A.P., ontstaat een helling van het talud van ongeveer 1 : 0,9. Het dal tussen de twee kruinen wordt aangegeven op een niveau van 1m onder de kruin-

hoogte.

Als schadecriterium kan gehanteerd worden 5 blokken verlies per 20 strekkende meter damlengte. Dit komt overeen met een gemiddelde stortcapaciteit van de kabelbaan.

Bij een bodemligging van de dam op -10m, een variabele kruinhoogte van -2 tot +4m en een opvoeren van het verval tot het schadecriterium bereikt is, is het onderstaande verband weergegeven (zie fig. VI-2)

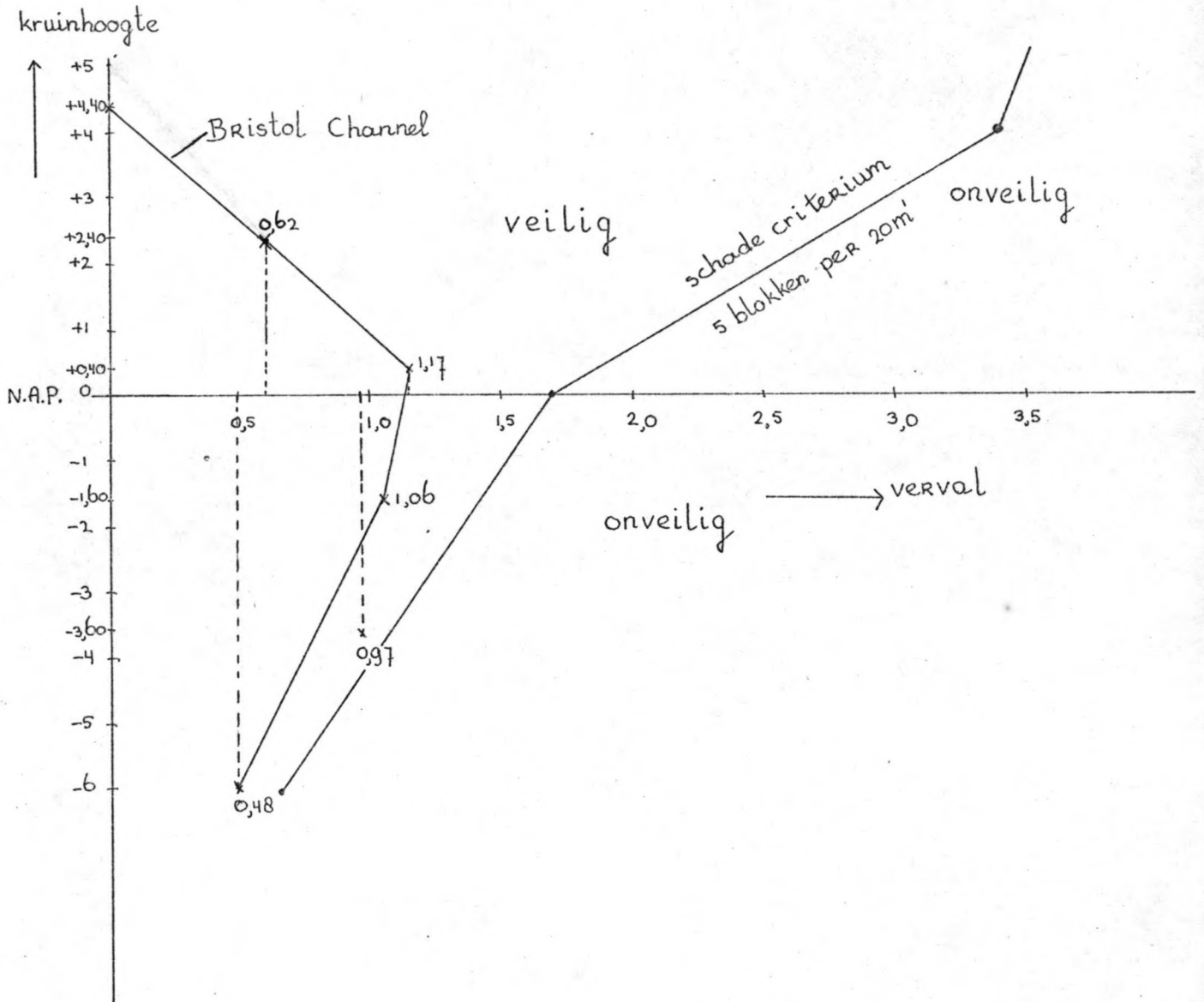


fig. VI-2

In deze figuur is voor de Bristol Channel aangegeven de betrekking tussen de kruinhoogte en het daarbij optredende

verval ^{aangegeven} de waarden zijn in hoofdstuk IV berekend.) Uit de figuur valt af te lezen dat het schadecriterium van 5 blokken per 20m lengte niet bereikt wordt.

In eerste benadering kan geconcludeerd worden dat indien alleen het aspect van de vloed beschouwd wordt, het mogelijk moet zijn de Bristol Channel met behulp van een blokkendam af te sluiten. (Hierbij fungeren, zoals reeds eerder vermeld, de turbine-kanalen als uitwateringssluizen.)

VI.2.4. Stabiliteit bij vloed en golfaanval uit zee in de opbouwfasen van de blokkendam.

Bij een bodemligging op -10m, een gevarieerde kruinhoogte van -2m tot +4m, een verval over de dam tot 3m bij een binnenwaterstand op N.A.P. en een golfhoogte van 0,60m tot 2,20m (periode $T=7$ sec.) blijkt dat een dam met een dubbele kruin aanzienlijk stabiel is dan een dam met een enkele kruin. Verder blijkt dat een dam met een kruin op +3,0m schade opliep.

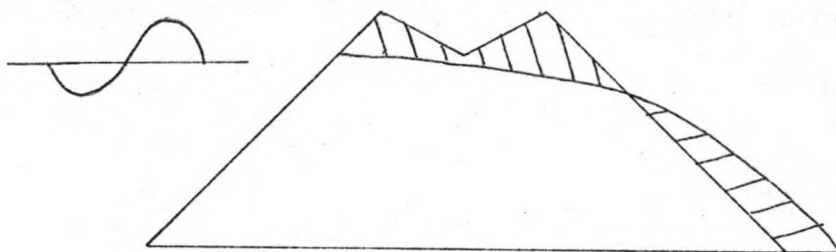


fig. VI-3

Hierbij trad de getekende stabiele toestand op (zie fig. VI-3). Bij een kruinhoogte op +4,0m trad in het geheel geen schade op.

De golfperiode T blijkt ook invloed te hebben op de schade. Bij een grotere periode blijkt de schade toe te nemen.

Bij een $T=4\text{sec.}$ treedt geen schade op; bij $T=7\text{sec.}$ en $T=10\text{sec.}$ wel. De schade is het grootst bij $T=10\text{sec.}$ In hoofdstuk VI.4. wordt hier nader op ingegaan.

VI.2.5. Stabiliteit bij eb en golfaanval uit zee in de opbouwfasen van de blokkendam.

Bij een bodemligging op -10m , een gevarieerde kruinhoogte tussen -2 en $+1,0\text{m}$ en een golfhoogte tot 2m (periode $T=7\text{sec.}$) blijkt dat de dam een redelijke stabiliteit vertoonde. In tegenstelling tot het onderzoek in VI.2.4. liep nu de kruin aan de zeezijde schade op.

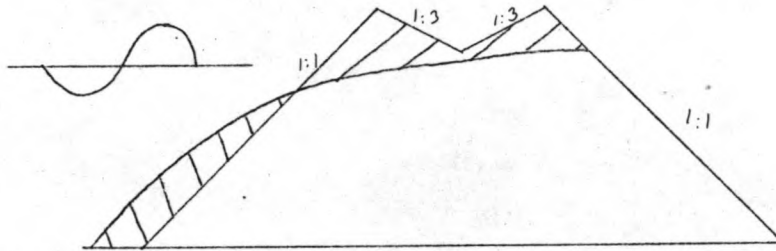


fig. VI-4

VI.2.6. Stabiliteit bij golven vanuit zee en bij zowel eb als vloed

Omdat in het geval van vloedstroom en golven vanuit zee alleen schade ontstaat aan de kruin aan de landzijde, maar daarentegen bij de ebstroom aan de kruin aan de zeezijde, is een onderzoek gedaan naar ebstromen gevolgd door vloedstromen. Hierbij is een golfhoogte tot 2m (periode $T=7\text{sec.}$) en een kruinhoogte van $+1,0\text{m}$ en $+3,0\text{m}$ toegepast. Uit de resultaten valt op te maken dat onder deze omstandigheden een stabiele toestand ontstond.

VI.2.7. Stabiliteit wanneer beschadiging een plaatselijke verla-
ging tot gevolg heeft.

Hierbij is van de gedachte uitgegaan dat in het geval

van een lokale verstoring, waardoor de kruin plaatselijk lager zou kunnen liggen, de stabiliteit sterk zou verminderen, doordat in tegenstelling tot het geval waarbij de kruin in zijn geheel wordt aangetast het verval over de dam hetzelfde blijft. Een verdere verlaging van de dam zou hiervan het gevolg kunnen zijn.

Beschouwd wordt een dam met een dubbele kruin met een bodemligging op -10m , kruinhoogte van -10m tot $-1,0\text{m}$, $+1,0$ en $+3,0\text{m}$, verval tot $4,0\text{m}$ en een golfhoogte tot $2,20\text{m}$ (periode $T=7\text{sec.}$) Hier blijkt dat een aanzienlijke schade aan beide kruinen optrad.

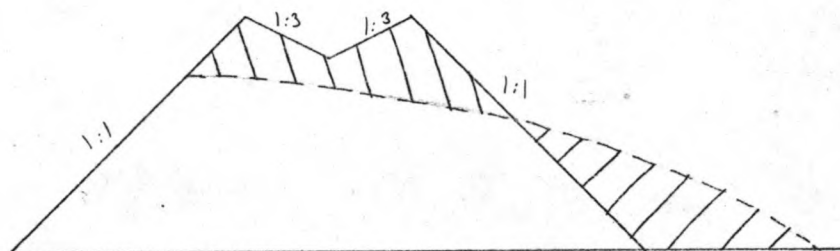


fig. VI-5

Zodra echter de schade de vorm had aangenomen, welke in figuur VI-5 aangegeven is, werd het damlichaam onder gelijk blijvend verval niet verder aangetast.

VI.2.8. Onderzoek naar de mogelijkheden de doorlatendheid van de dam te verminderen door gebruik te maken van fijner materiaal.

De doorlatendheid van een dam opgebouwd uit betonblokken is groot. Dientengevolge kunnen de stroomsnelheden zulke waarden aannemen, dat daarvan hinder kan worden ondervonden bij het spuiten van zand achter de dam. Bij een aantal dammen met verschillende opbouw heeft men proeven gedaan en de stroomsnelheden gemeten. Tevens is de stabiliteit van deze dammen vergeleken met dammen van dezelfde vorm welke beschre-

ven zijn in VI.2.4.

1^e Snelheidsverdeling achter de dam met verschillende opbouw:

Men heeft getracht de doorlatendheid van de dam te verminderen op de volgende twee manieren:

- a) Het tegelijk storten van betonblokken en stortsteen 10-300kgf. in een verhouding van 80% betonblokken en 20% stortsteen.
- b) Het aan de landzijde van de dam aanbrengen van een laag stortsteen 10-300kgf.

De bodemligging is op -10m, de kruinen liggen op +3,0m, het verval bedraagt 2m.

Het blijkt dat de taluds flauwer zijn dan bij een dam van betonblokken alleen. De snelheidsverdeling over de hoogte van de dwarsdoorsnede van de dam verliep voor geval a) van 0m/s bij -8,0m tot 0,63m/s bij 0m; voor geval b) was dit 0m/s bij -7m en 0,56m/s bij 0m. Hierbij moet opgemerkt worden dat de snelheidsverdeling voor een dam bestaande uit betonblokken alleen, verloopt van 0m/s bij -9m tot 0,90m/s bij 0m.

Het debiet door de dam verminderde voor geval a) met 40% en voor geval b) met 30%.

2^e Stabiliteit van dammen met verschillende opbouw
Geval a) (zie VI.8.1.)

Bij een bodemligging op -10m, een verval tot 3,0m en een golfhoogte tot 2,10m, blijkt dat de aldus opgebouwde dam veel minder stabiel was dan de dam uitsluitend opgebouwd uit betonblokken. De oorzaak hiervan was de aanwezigheid van de stortsteen, die de hoek van inwendige wrijving verminderde.

Geval b) (zie VI.8.1.)

Hier trad aanzienlijke schade op aan het stortsteent talud zelf. Het beoogde doel, vermindering van de doorlatendheid, werd niet bereikt.

VI.2.9. Stabiliteitsvergroting door het afdekken van de dam met al of niet verzwaarde netten.

Het doet hiervan is het benodigde aantal blokken te verkleinen door een lager eindprofiel te kiezen en dit dan stabiel te maken door over de kruin netten te leggen. De volgende soorten netten zijn onderzocht:

- 1 Kettingnetten bestaande uit schalmen, dus met een zeer groot eigen gewicht.
- 2 Nijlonnetten bestaande uit geknoopt nijlondraad, dus netten zonder noemenswaardig eigen gewicht. Hier zijn verzwaringen toegepast aan de onderranden van het net.

Bij een bodemligging op -10m, een verval tot 2m, een golfhoogte tot 2,50m (periode $T=7$ sec.) en een kruinhoogte op +2,5m blijkt dat geen volledige stabiliteit verkregen wordt bij een lagere kruin, wel dat minder reserveblokken nodig zijn. De besparing op de reserveblokken is echter relatief klein ten opzichte van de kosten die het net en het aanbrengen daarvan met zich mee zal brengen.

VI.3. De invloed van de vorm op de stabiliteit van de betonblokken.

Aan proeven zijn de volgende blokken onderworpen:

Kubussen

"Dikke" platte blokken

"Dunne" platte blokken

Afgeschuinde blokken

Tetrapods

Akmons

5x2 tons blokken, en 2x1,25 tons blokken.

De dichtheid is 2,4 à 2,5 tf/m^3 .

	soort blok	verval bij bezwijken	
	5x2 tons bl.	2,68m	} golfhoogte H=2m periode=7sec
	2x1,25 tons bl.	2,85m	
} volume is 1 m ³ , met dichtheid 2,5 tf/m ³	afgeschuinde blokken	3,48m	
	akmons	3,20m	
	"dikke" platte blokken	3,48m	
	"dunne" platte blokken	3,85m	
	tetrapods	3,85m	
	kubussen	4,25m	

fig. VI-6

Bij de golfhoogte van 2m (periode T=7sec.) is het verval bij bezwijken voor de 5x2 tons blokken en de 2x1,25 tons blokken klein ten opzichte van de soorten blokken.

De stabiliteit van de akmons is van dezelfde orde van grootte als die van de afgeschuinde blokken, "dikke" platte blokken, "dunne" platte blokken en kubussen.

Bij het opvoeren van de golfhoogte tot ongeveer 4m is verondersteld dat de stabiliteit van de genoemde typen onderling van dezelfde orde van grootte blijft. Door middel van modelonderzoek zal dit bekeken moeten worden.

Uit economische overwegingen is de toepassing van akmons en tetrapods in elk geval niet aantrekkelijk.

Door de sterk afgeplatte vorm van de "dunne" platte blokken hebben deze de neiging bij het storten in kolommen te stapelen, waardoor de stabiliteit van de blokkendam geschaad wordt.

Uit proeven voor de drie overgebleven typen blokken

blijkt dat als de schade uitgezet wordt als functie van het verval, onderling geen grote verschillen optreden.

Er zijn ook proeven gedaan met kubisch gebroken basaltblokken; bij een gewicht van 1 tot 3 tf bleek het mogelijk met behulp van deze basaltblokken een stabiele dam op te bouwen. De benodigde hoeveelheid materiaal is echter 9 tot 14% groter dan bij een dam opgebouwd uit betonblokken.

Bij een nader onderzoek van de stabiliteit van kubussen en afgeschuinde blokken bleek dat de verschillen zeer gering waren.

In het onderzoek naar de afsluitmogelijkheden voor de Bristol Channel is uitgegaan van de kubusvorm, daar in de Waterloopkundige rapporten om bovengenoemde reden verder onderzoek verricht is met de kubusvorm.

VI.4.

Stabiliteit van een blokkendam bij aanval door regelmatige en onregelmatige golven (twee dimensionaal beschouwd)

Bij dit onderzoek zijn behalve de reeds eerder genoemde grootheden de golfperiode behorende bij de top van het energiespectrum (zie fig VI-7), namelijk 6,8 en 10sec. en significante golfhoogte gevarieerd. Eveneens is de periode van de regelmatige golven (H_0) namelijk 7 en 10sec. en de hoogte van deze golven gevarieerd.

De golfhoogte der regelmatige golven is afhankelijk van de duur van de storm, de strijklengte, de waterdiepte, de snelheid van de wind en de periode van de golf.

In VII.1. wordt bepaald dat voor de Bristol Channel een H_0 voor het zomerseizoen geldt van 4,8-5,5m met een periode van ongeveer 9sec.

Bij een golfspectrum, dat is een scala van golven, kan men de significante golf bepalen. Dat is die golf die een hoogte heeft gelijk aan het gemiddelde van het hoogste derde deel van alle golven van dat spectrum. De significante

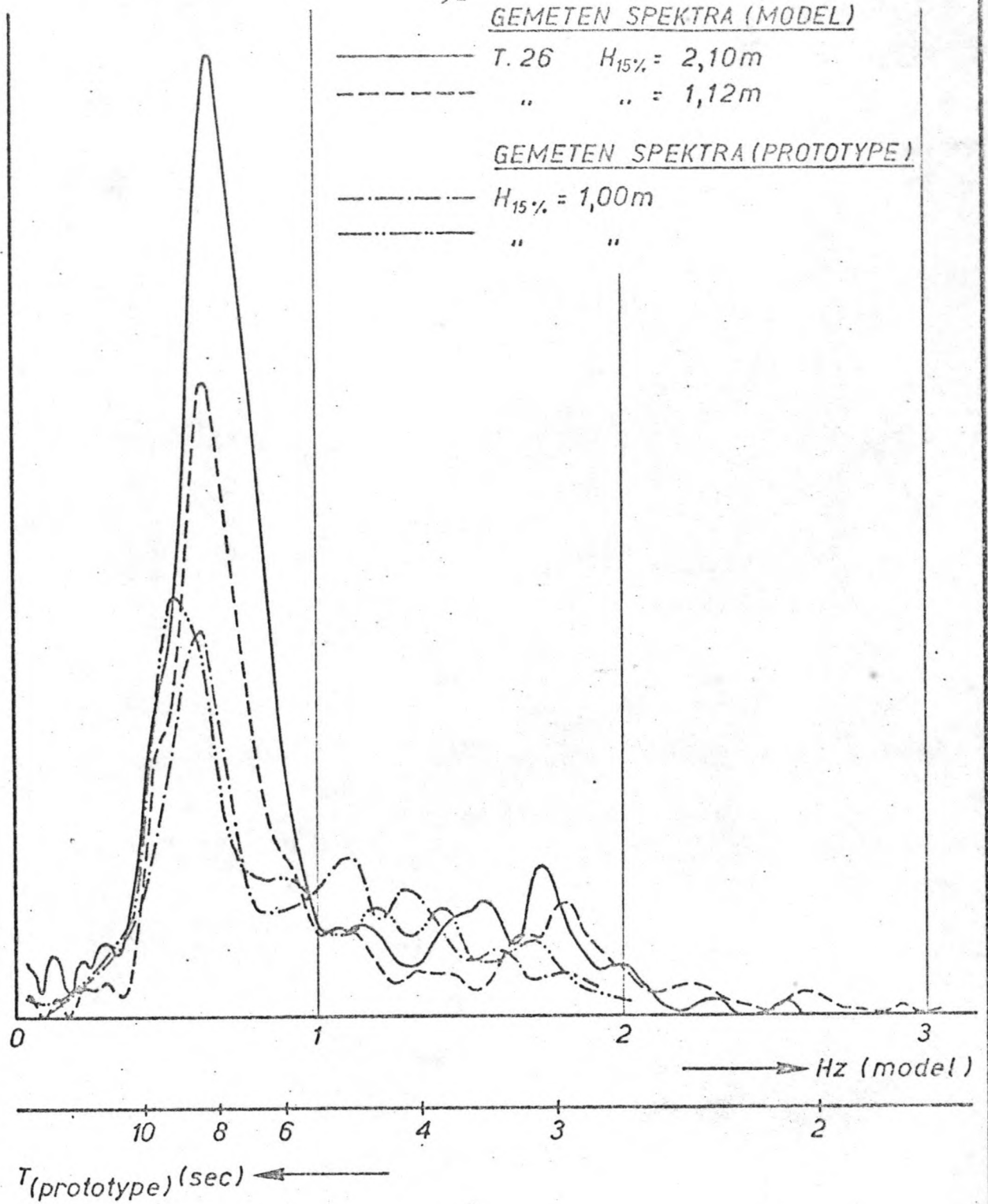


fig. VI-7

ENERGIESPEKTRA MODEL EN PROTOTYPE	j.w.
	A4
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M.731-13.004

golf wordt door ca 13,4% van de golven in hoogte overschreden. Hier is de significante golfhoogte vervangen door $H_{15\%}$.

VI.4.1. Dam met een dubbele kruin op +4m en verval van 2m.

(Stroming en voortplanting in dezelfde richting.)

Bij het opvoeren van H trad een aanzienlijke verlaging van de achterkruin op, zodra de golven over de damkruin heen begonnen te slaan. Het sterkst viel dit verschijnsel op bij proeven met regelmatige golven. Zodra hierbij $H_0 = 4m$ bedroeg, ontstond een duidelijke verlaging van de achterkruin.

De gemiddelde ligging van het hoogste punt van de kruin is in fig. VI-8 uitgezet tegen $H_{15\%}$ en H_0 . De zakking van de kruin is de schade welke optreedt. De uiteindelijke ligging welke in fig. VI-8 getekend is, is dan de gemiddelde schadelijn. De grootste zakking treedt op bij aanval door onregelmatige golven met een $T_{top} = 8sec$. Bij een golfhoogte $H_{15\%}$ en H_0 kleiner dan 2m was de zakking gering.

VI.4.2. Idem voor verval van 3m

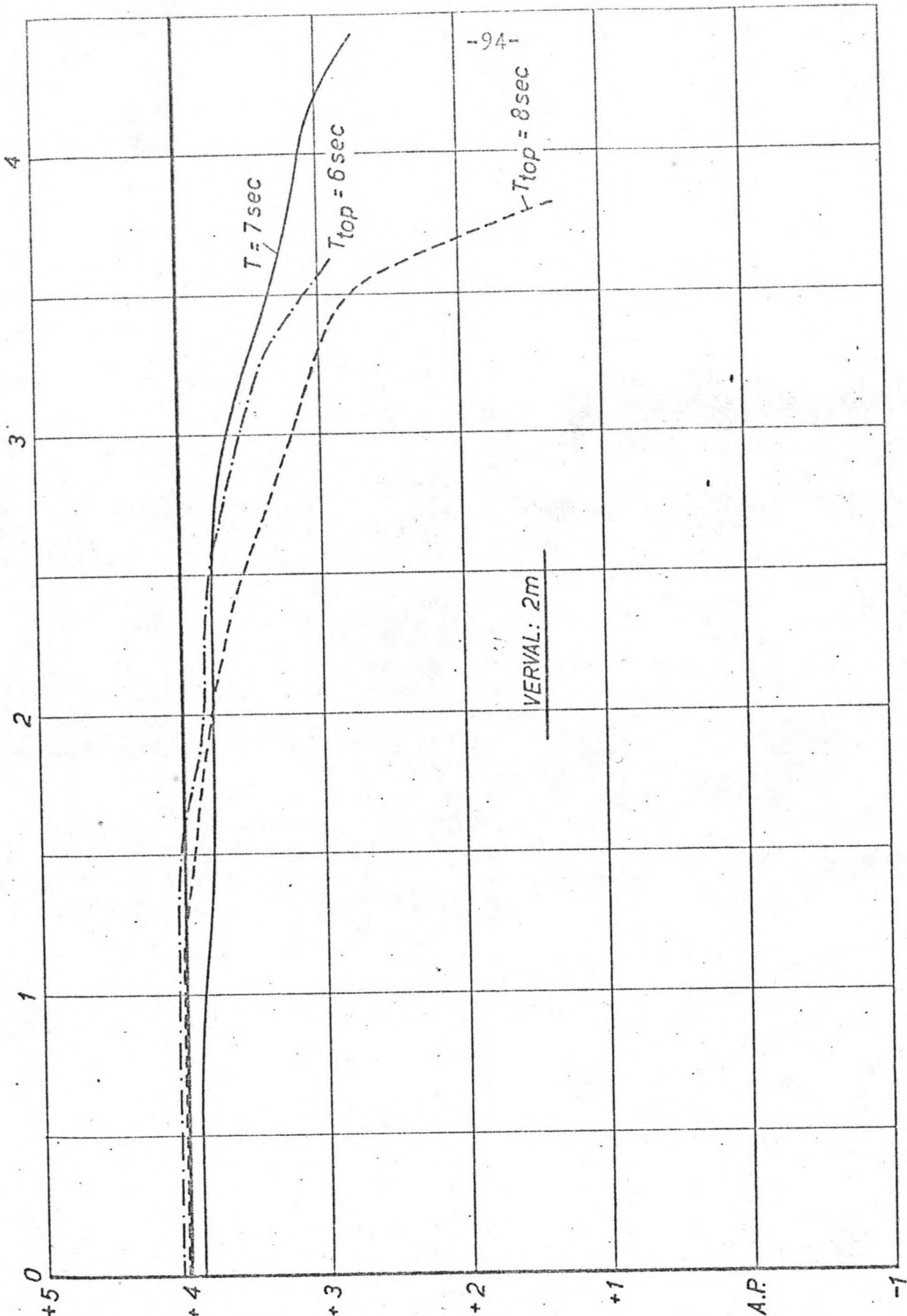
Ook nu bleek weer dat een sterke aantasting van de tweede kruin optrad, zodra de golven over de dam heen begonnen te slaan. De gemiddelde schadelijnen zijn in fig. VI-9 getekend.

VI.4.3. Idem voor verval van 1,4m; stroming tegengesteld aan de looprichting van de golven.

(Deze situatie wordt tegengesteld verval genoemd.)

Zoals te verwachten viel trad nu de meeste schade op aan die zijde van de dam die aangevallen werd door de golven. Het hoogste punt van de dam onderging echter

$H_{15\%}, H_0$ (ONGESTOORDE GOLF OP N.A.P. - 10m)



HOOGSTE PUNT GEMIDDELD
DAMPROFIEL (m t.o.v. N.A.P.)

GEMIDDELDE SCHADELUNEN

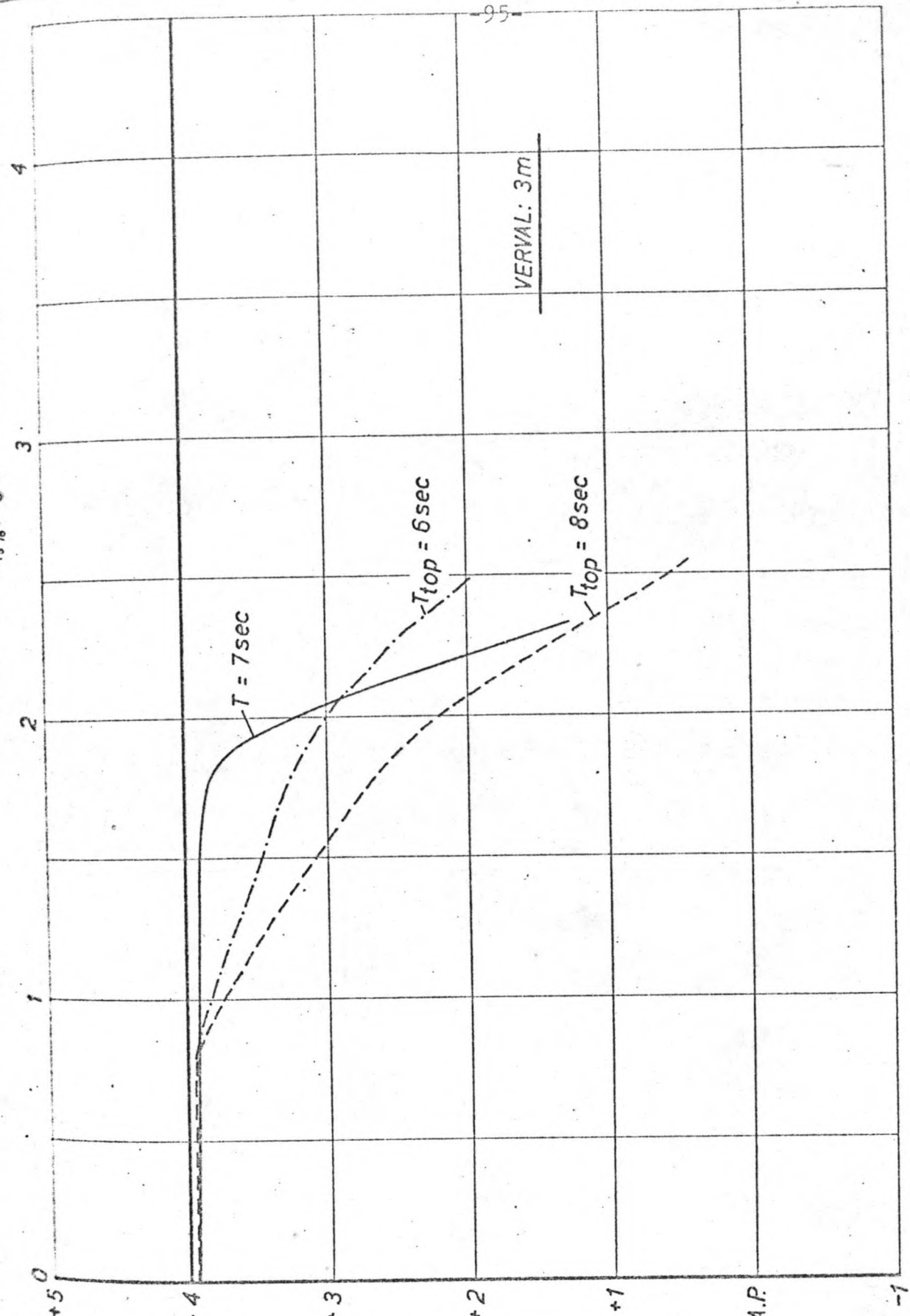
fig. VI-8

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M. 731-13.035

j.w.
A4

$H_{15\%}, H_0$ (ONGESTOORDE GOLF OP N.A.P. - 10m)



HOOGSTE PUNT GEMIDDELD DAMPROFIEL (m t.o.v. N.A.P.)

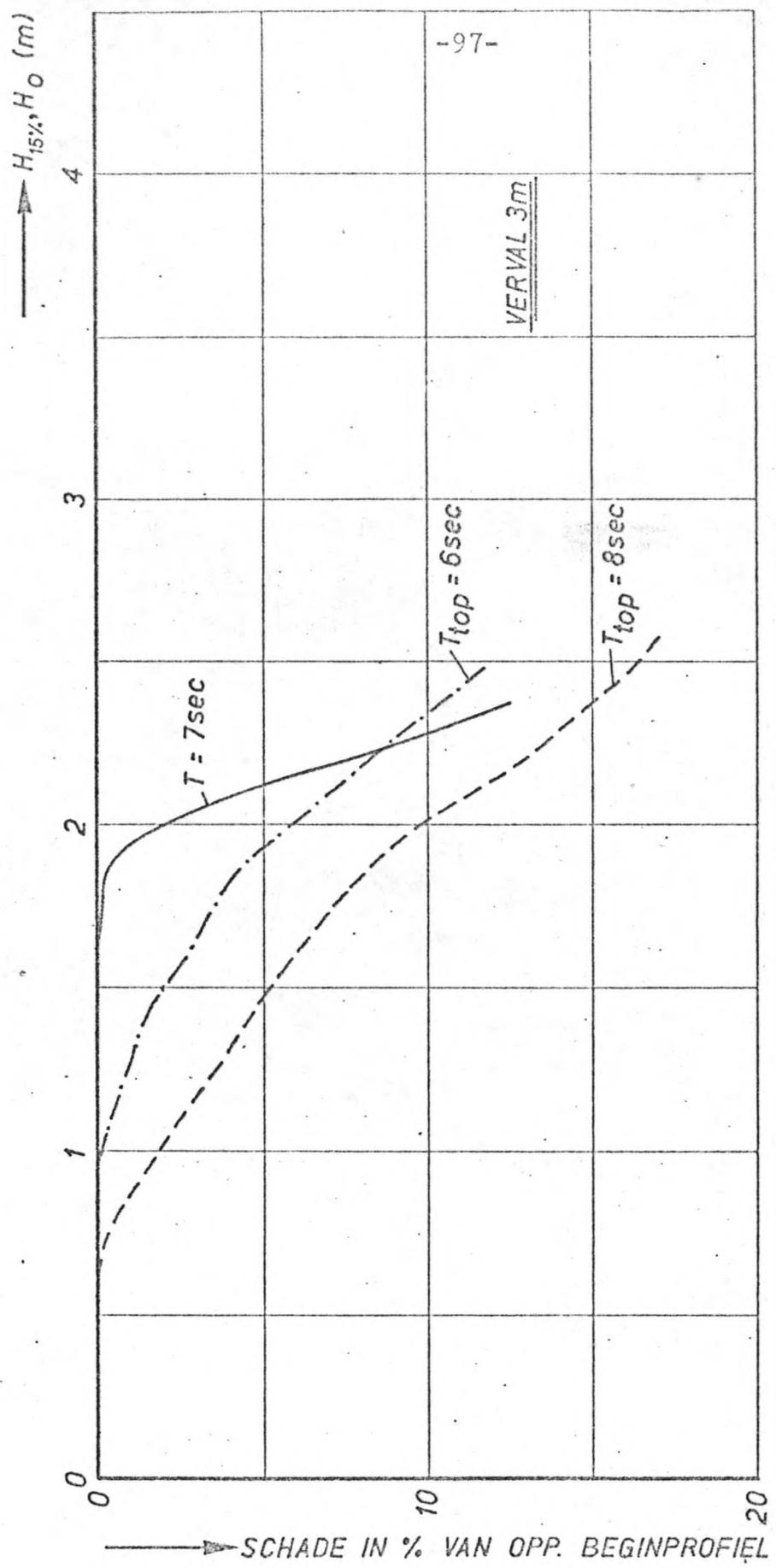
GEMIDDELDE SCHADELUNEN *fig. VI-9*

nauwelijks een verlaging. Deze bedroeg 0,8m bij een $T_{top} = 8\text{sec.}$ en $H_{15\%} = 3,50\text{m.}$

VI.4.4. Aangezien geen resultaten beschikbaar waren voor een tegengesteld verval groter dan 1,4m en gezien de resultaten in VI.4.3. is aangenomen dat voor een tegengesteld verval tot 2m, welke in de Bristol Channel zullen gaan optreden, de gemiddelde schadelijnen voor de kruin die door de golven aangevallen wordt dezelfde zijn als bij een gelijkgericht verval. Alleen de helling van het aangevallen talud veranderde. Deze werd flauwer.

VI.4.5. De uitkomsten van de proeven zijn ook nog op een andere manier bewerkt. Hierbij is $H_{15\%}$ en H_0 uitgezet tegen het deel van het oppervlak van de dwarsdoorsnede dat als gevolg van de golfaanval buiten het oorspronkelijke profiel was terecht gekomen in procenten van het totale oppervlak van het dwarsprofiel bij het begin van de proef. (zie fig. VI-10)

Bij de onregelmatige golven bleek dat het hierboven omschreven deel van het oppervlak van het oorspronkelijke dwarsprofiel vanaf $H_{15\%} = 1\text{m}$ zeer geleidelijk aan toenam. Bij regelmatige trad aan de zijde van de dam, waar golfaanval plaatsvond een vrij sterke toename op, zodra de golfhoogte groter werd dan twee maal de afstand tussen de kruin en waterspiegel. Dit verschil kan als volgt verklaard worden. Zolang $H_{15\%}$ kleiner was dan 2x het verschil in hoogte tussen de waterspiegel en de kruin van de dam en dus ook kleiner was dan de hoogte van de regelmatige golf, waarbij een sterke toename van de aantasting van de kruin optrad, had een deel van de onregelmatige golven deze hoogte overschreden. Hun aantal was echter nog te klein om een schade



SCHADELUNEN

fig. VI-10

j.w.

A4

te veroorzaken die vergelijkbaar was met de schade die ontstond bij regelmatige golven, welke allen deze hoogte bereikt hadden. De schade door aanval door onregelmatige golven kwam daardoor geleidelijker tot stand, maar begon wat eerder.

VI.5. Stabiliteit van een blokkendam onder invloed van verval en golfbeweging. (Drie dimensionaal beschouwd.)

VI.5.1. Algemeen.

In VI.4. is de stabiliteit van een blokkendam twee dimensionaal beschouwd. Nu zullen de drie-dimensionale invloeden in de beschouwing betrokken worden.

De optredende schade aan een blokkendam blijkt niet alleen sterk afhankelijk te zijn van de omstandigheden, maar tevens van de vraag welke aantasting van de dam als schade moet worden gekenmerkt. Hier is steeds onderscheid gemaakt tussen de begrippen: aantasting en schade

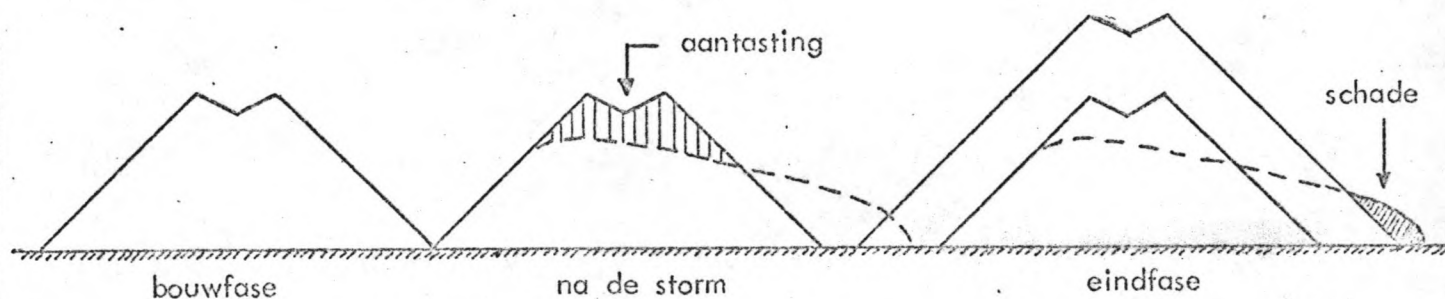


fig. VI-11

Aantasting wordt veroorzaakt op twee verschillende wijzen namelijk:

- 1^o Meerrollen van blokken door overstortend water.

- 2^o Instabiliteit van blokken in het damprofiel ten gevolge van wateroverdruk.

De indruk bestaat dat het eerstgenoemde aspect meestal door ten tweede wordt ingeleid. Maatregelen om bij een gegeven situatie van damprofiel, golf en verval de aantasting te verminderen kunnen zijn:

- a) Vergroting van de haakweerstand van de blokken.
- b) Vergroting van het soortelijk gewicht van de blokken.
- c) Vergroting van de afmetingen van de blokken.

Daarbij is duidelijk dat a) en c) vooral van invloed zijn op het meerrollen, terwijl b) de meest effectieve maatregel tegen waterdruk is.

Belangrijk bij het bezwijken zijn ook de volgende verschijnselen:

- 1^o Terugkaatsing van de golven op de dam.

De lopende golf wordt op de dam teruggekaatsd, waardoor een hogere golf voor de dam staat. Wordt de dam aangetast dan wordt in het algemeen deze terugkaatsing gereduceerd (meer stroming over de kruin).

- 2^o Invloed van de stroomconcentratie op het golfbeeld. Indien een dam plaatselijk zo aangetast wordt, dat een sterke stroomconcentratie optreedt bij dit gat, dan heeft dit een sterke invloed op de golfbeweging. Bij golven, die met de stroom meelopen, plant de golf zich bij de stroomconcentratie sneller voort en het golf front draait weg van het gat. Hierdoor komt bij het gat een sterk gereduceerde golf aan, zodat de aantasting ten gevolge van de golfaanval zich niet voortzet bij het gat. Ter weerszijden van het gat wordt de golfaanval versterkt. Bij golven die tegen de stroom in lopen is de invloed juist tegengesteld. De golf wordt in de stroomconcentratie geremd, wordt

steiler/en het golffront gaat zich naar het gat toe richten. De aantasting gaat dan door tot de stroom zo sterk is dat de golf het gat niet meer bereikt. Het richten van het golffront betekent meestal een ontlasting van de dam ter weerszijden van het gat.

VI.5.2. Drie-dimensionale uitbreiding van een gat.

Men heeft onderzoek verricht naar:

- a) Het ontstaan van gaten onder invloed van golfbeweging en verval, waarbij een dam zonder gat beproefd werd.
- b) De uitbreiding van aangebrachte gaten; hierbij zijn een tweetal gaten onderzocht namelijk: een gat met een geringe verlaging, voorstellende een plaatselijke zetting van de dam met een verlaging van 1,5m over een damlengte van 20m, gemeten aan de kruin, en een groot gat met een verlaging van 12m, eveneens over een damlengte van 20m.

Het onderzoek is op schaal uitgevoerd met blokken van 1m^3 (gewicht 2,5tf). De dam werd verondersteld te zijn gestort met behulp van twee stortpunten op een onderlinge afstand van 6,50m. Als taludhelling werd aangehouden 1:0,9. Deze taludhelling werd ook aangehouden voor de zijdelingse begrenzingen van de aangebrachte gaten. Verder werd aangenomen dat het diepste punt van het damprofiel tussen de kruinen 1,0m lager ligt dan de beide kruinen. De bodemligging, kruinhoogte, verval en golfhoogte werden gevarieerd. De benedenwaterstand werd op 0,0m gehouden.

Resultaten

Indien geen van te voren gemaakt gat aanwezig is, treedt over de gehele damlengte aantasting op tot er zich een profiel heeft ingesteld dat bij de opgelegde condities

VI.5.3. Gemiddelde aantasting over grote damlengte en herstel van de aantasting. Aantasting van de bodemverdediging.

Uit VI.5.2. bleek dat de aantasting steeds over de gehele lengte van de dam voorkwam en dat de aantasting een functie was van de randvoorwaarden. Onderzoek ter bepaling van deze functie was reeds in het kader van het tweedimensionale onderzoek uitgevoerd. Omdat wandeffecten in de smalle goot hierop een vrij aanzienlijke invloed zouden kunnen hebben, werd het onderzoek in de golfbak voortgezet. Er is steeds gewerkt met golven van ca. 2m en een periode van 7sec. De golfaanval kwam steeds van de bovenstroomse zijde. De benedenwaterstand werd op N.A.P. gehouden. Gevarieerd werden de bodemligging, kruinhoogte en het verval. De onderzochte situaties zijn in fig. VI-15 met een ster-teken aangegeven.

Tabel I

Bodem- ligging	Kruinhoogte																							
	NAP + 4.0					NAP + 3.0					NAP + 1.0					NAP - 1.0								
NAP - 5 m			*	*	*			*	*	*			*	*	*	*	*							
NAP - 6 m			*	*	*			*	*	*			*	*	*			*						
NAP - 8 m			*	*	*			*	*	*			*	*	*			*						
NAP -10 m			*	*	*			*	*	*			*	*	*	*	*	*						
Verval in m	1	1.5	2	2.5	3	3.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5

fig. VI-15

Voor het herstellen van de aantasting bij een dam met een horizontale kruin werd het blokgewicht gevarieerd. Toegepast werd blokken met een gewicht van 2,5tf, 5tf, en 10tf (zuivere kubi) en ook 20tf (kubi met afgeschuinde ribben). Bij herstel van de aangetaste dam is er steeds van

uitgegaan om de dam te herstellen tot een zodanige hoogte dat de minimale kruinhoogte ruim boven de waterspiegel uitstak en dat de blokken stabiel bleven liggen onder invloed van de ingestelde condities van verval en golfhoogte. Een overzicht van de omstandigheden, waarbij de dam werd aangetast en werd hersteld is gegeven in fig VI-16.

Resultaten

De onderzochte damprofielen met hun condities en aantastingen zijn op twee manieren gerangschikt:

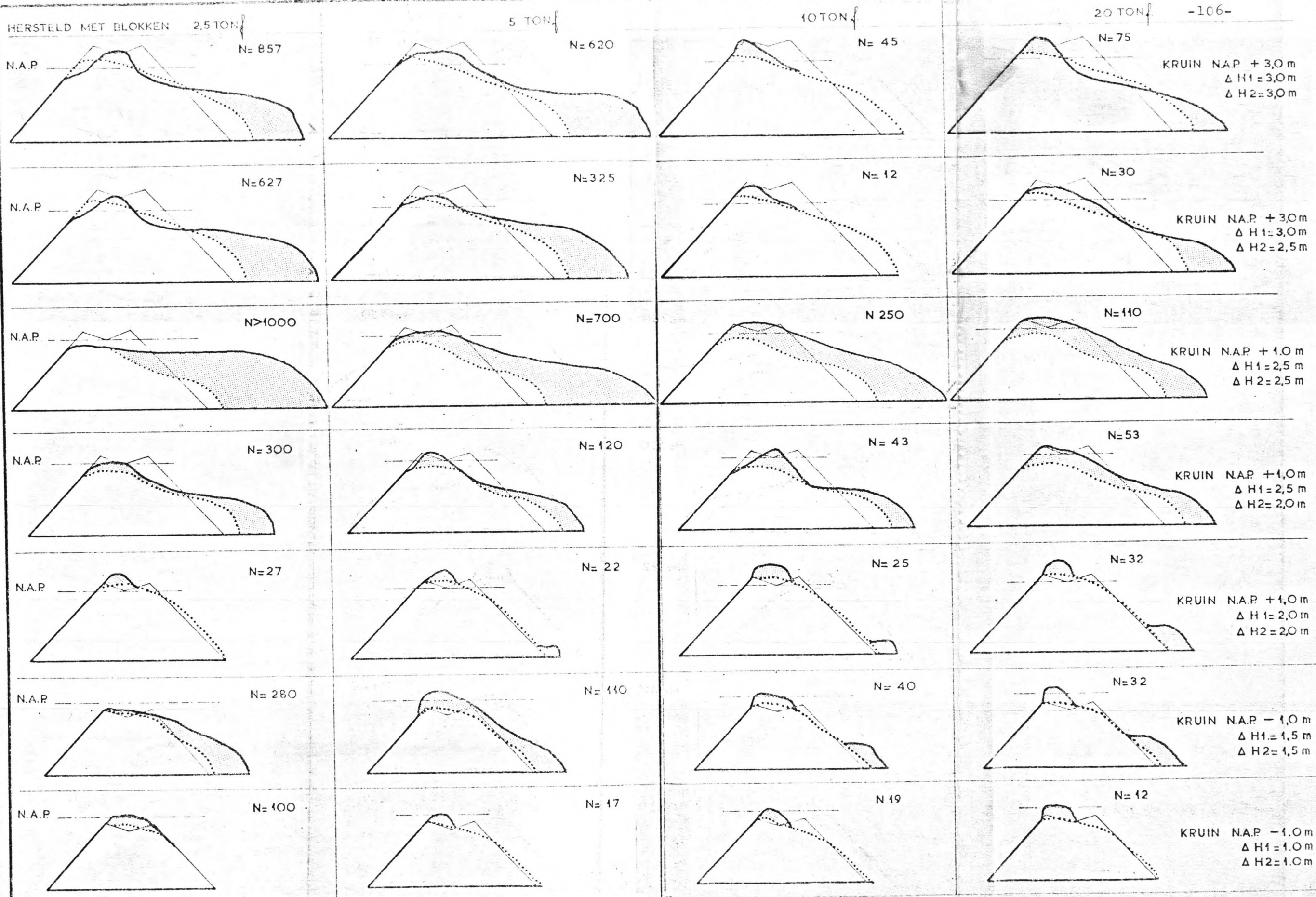
- 1^o De aantasting als functie van het verval en de kruinhoogte.
- 2^o De aantasting als functie van het verval en de bodemligging.

Hierbij blijkt dat de grenzen, waarbinnen het profiel kan vervormen ruim zijn.

Bij aantasting over grote damlengte is de functie van de bodemligging op die aantasting vrijwel te verwaarlozen, zodat een direct verband tussen aantasting, verval en kruinhoogte bestaat (zie fig. VI-17).

De aantasting is het grootst bij een lage kruinhoogte. Hierbij moet echter opgemerkt worden dat bij deze lage kruinhoogten de aantasting niet volledig als schade kan worden aangemerkt. Een gedeelte van het weggerolde materiaal zal binnen het uiteindelijk gewenste profiel blijven. Wat tot schade moet worden gerekend, hangt dus van het gewenste eindprofiel af.

Proeven met verlopende kruinhoogten vergeleken met proeven met een horizontale kruin, gaven te zien dat de aantasting slechts weinig verschil vertoonde. De verschillen kunnen, gezien de grote invloed van het toeval op het meetresultaat, worden verwaarloosd. Derhalve kunnen de



DWARSPROFIELEN SCHADEHERSTEL

SCHAAL 1:500

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

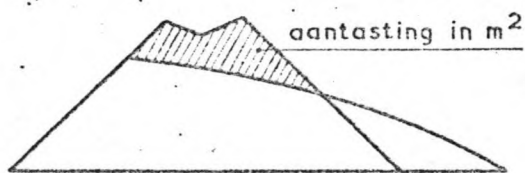
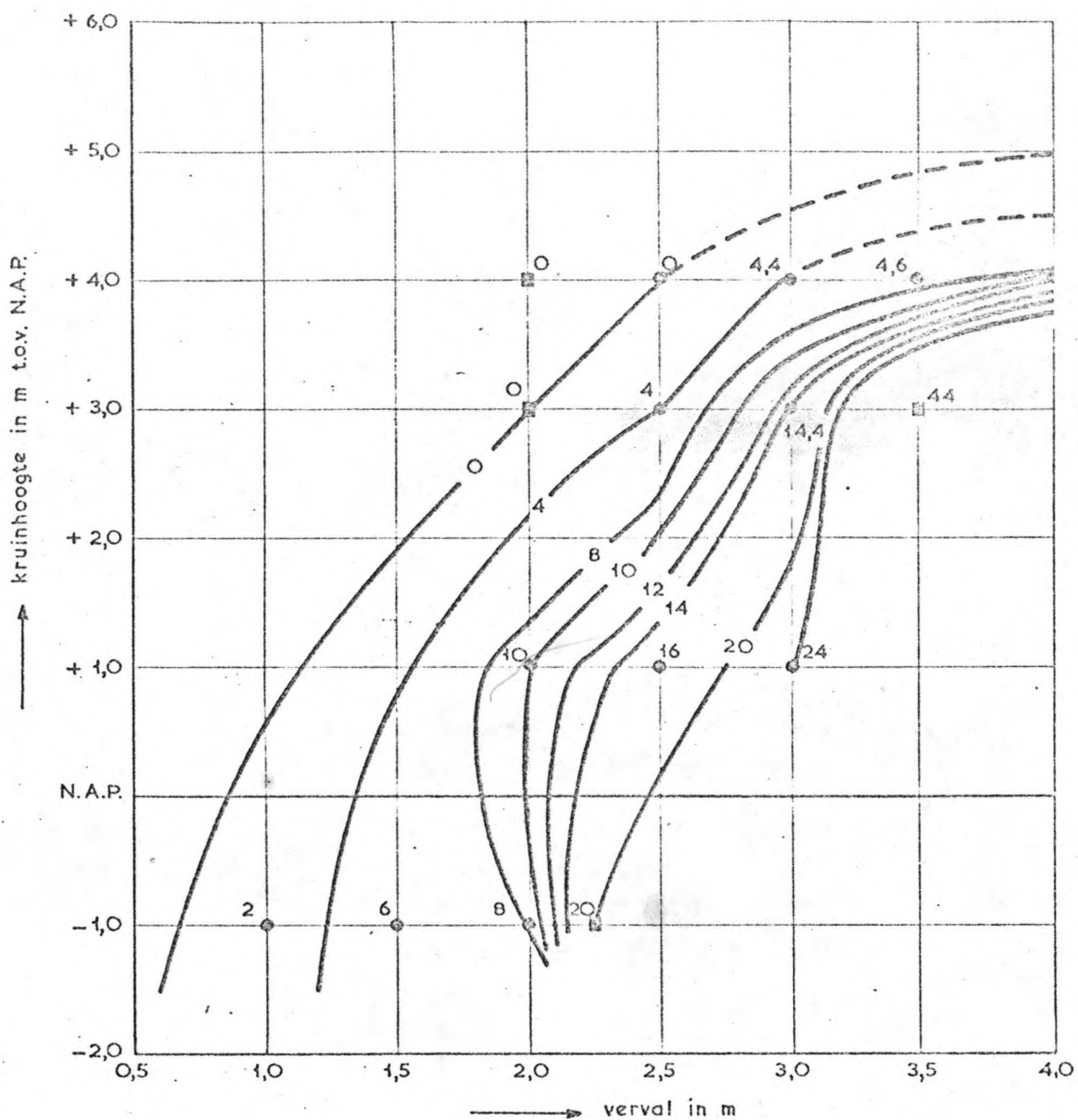
M. 995 -I

5

N = AANTAL BLOKKEN PER 20 m³ DAM
 ΔH_1 = VERVAL WAARBU HET DAMPROFIEL WERD AANGETAST
 ΔH_2 = VERVAL TUDENS HERSTEL
 BODEMHOOGTE N.A.P. - 10,00 m
 WATERSTAND BENEDENSTROOMS : N.A.P.

PROFIEL VOOR PROEF
 PROFIEL NA AANTASTING
 PROFIEL NA HERSTEL

fig - 16



UIT PROEVEN MET

- MEERDERE WAARNEMINGEN
- ENKELE WAARNEMINGEN
- LUNEN VAN GELIJKE AANTASTING IN m^2
- GOLFHOOGTE CONSTANT 2,50 m
- $T = 7,0$ s
- BODEMHOOGTE N.A.P.-10,0m-8,0m-6,0m en-5,0m
- BLOKGEWICHT 2,5 tonf.

AANTASTING ALS FUNCTIE VAN
KRUINHOOGTE EN VERVAL

fig. VI-17

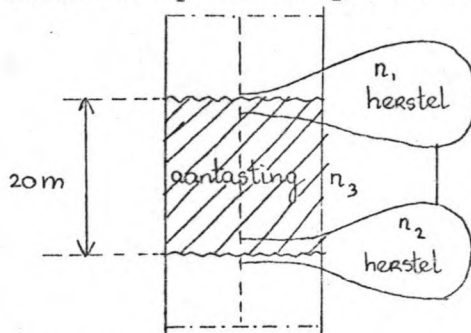
resultaten verkregen uit de proeven met dammen met horizontale kruinen ook worden toegepast voor dammen met verloopende kruinhoogten.

Herstel van de aantasting

Het verloop van het herstel van de aantasting hangt sterk af van de mate van aantasting. Is deze zo groot dat water over de dam stroomt, dan zijn zeer zware blokken nodig om snel op te bouwen. Blokken van hetzelfde gewicht als die van de dam, of iets zwaarder, spoelen weg tot zich achter de dam een grote uitbreiding heeft gevormd (zie fig. VI-16). De opbouw gebeurt dan onder zeer flauw talud (zie fig. VI-16).

Indien de aantasting zodanig is dat tijdens het passeren van het golfdal de beschadigde dam even boven water komt, dan wordt de opbouw eenvoudiger.

Het blok krijgt de kans om op de dam stil te liggen en komt daarna moeilijk in beweging. De 20-tons blokken, door hun grote gewicht bijzonder gunstig, vertoonden soms ongunstiger resultaten dan de 10-tons blokken. Dit werd veroorzaakt door de afschuining van de ribben, welke nadelig werkte op het vinden van steun tegen wegrollen. Overigens geldt dat de opbouw steeds sterk door het toeval wordt beïnvloed. Vooral bij kleine aantallen blokken speelt dit toeval een relatief grote rol. Het aantal blokken nodig voor herstel is op de volgende wijze bepaald:



Bovenaanzicht van de dam met aantasting en herstel

fig. VI-18

Op een punt van de dam werd opgestort tot de vereiste hoogte (aantal blokken n_1). Analooq voor een punt 20m verder op de dam een aantal n_2 . Vervolgens werd tussen deze punten de dam over een lengte van 20m opgevuld met een aantal n_3 .

Het aantal vereiste blokken is dan per 20m:

$$n = n_3 + \frac{n_1 + n_2}{2}$$

Het aantal blokken dat nodig is voor herstel van een aantasting is des te groter, naarmate gewerkt wordt met lichtere blokken of onder een groter verval.

Om het profiel nog tijdens de storm te herstellen vergt een zeer groot aantal blokken of zeer zware blokken. Praktisch is het bijna onmogelijk. Er moet gewacht worden tot de storm voorbij is.

Aantasting van de bodemverdediging

In de gevallen waarbij een duidelijke aantasting van de blokkendam optreedt wordt de bodemligging niet aangetaast. De blokken die van de dam rollen vormen een extra versterking voor de bodemverdediging.

VI.5.4. Bepaling van het eindprofiel

Er treedt grote aantasting van de kruin op, indien tijdens een bouwphase met een lage kruin een storm optreedt. De verplaatste blokken komen aan de damteen terecht, wat evenwel geen verlies aan blokken behoeft te betekenen, omdat het profiel van de eindfase dit schadeprofiel nog omsluit. Het werkelijke verlies aan blokken (schade) is dus een functie van het dwarsprofiel in de eindfase. Het is dan nodig om ter bepaling van de schade eerst dit eindprofiel te kennen, waarbij het eindprofiel wordt gedefinieerd als het profiel dat onder de opgelegde condities van verval en golfhoogte stabiel is.

Voor de bepaling van het eindprofiel dienen eerst de

maatgevende condities van verval en golfhoogte te zijn vastgesteld. Hiervoor werd uitgegaan van een dam met stormcondities van 1x per 100 jaar overschrijdingswaarde.

Deze condities werden in het onderzoek gesteld op:

verval $\Delta H=4,0m$

golfhoogte: $H_{\%}=3,0m$ met een periode $T=7sec$.

De benedenwaterstand werd weer op N.A.P. aangenomen.

De bodemligging op $-10m$. Als variabelen werden gebruikt:

1^o De kruinhoogte: $+7m, +6m, +5m, +4m, +3m$.

2^o Het blokgewicht: $2,5tf, 5tf, en 20tf$.

3^o De damvorm werd bij $2,5tf$ en $5tf$ blokken opgebouwd gedacht, vanaf twee kabels, zodat het profiel een dubbele kruin heeft met een onderlinge afstand van $6,50m$ en daartussen een geul met een maximum verdieping van $1,0m$.

De dam van $20tons$ blokken werd opgebouwd gedacht met behulp van varende kranen, waarbij een "vlakke" kruin van $6,50m$ werd gemaakt.

Voor dammen van blokken met een gewicht van $2,5tf$ is ook met een kleiner verval en kleinere golfhoogte gewerkt namelijk: verval $\Delta H=3,20m$

golfhoogte $H_{\%}=2,50m$ met $T=7sec$.

In verband met de mogelijkheid dezelfde blokken te gebruiken bij een andere schaal van het model is de periode van de golven bij de verschillende blokgewichten gewijzigd.

$2,5tf$ periode $7sec$.

$5,0tf$ periode $8sec$.

$20tf$ periode $10sec$.

Resultaten

1^o Blokken met gewicht van $2,5tf$.

Dammen met kruinhoogte $+5m$ vertoonden geen aantasting. De dam met kruinhoogte op $+4,0m$ vertoonde op enkele plaatsen wat herschikkingen op de kruin aan de benedenstroomse zijde, terwijl de dam met kruinhoogte

op +3,0m een grote aantasting te zien gaf. Dit geldt zowel voor de conditie: verval $\Delta H=4,0m$, golfhoogte $H_{\%}=3,0m$ met periode $T=7sec.$, als voor verval $\Delta H=3,20m$, golfhoogte $H_{\%}=2,50m$ met periode $T=7sec.$ Deze resultaten kloppen goed met de gevonden resultaten in VI.4.5. (stabiliteit van een blokkendam onder invloed van golven). De definitieve hoogte zal minstens moeten bedragen:

Hoogst voorkomende waterstand + $\frac{1}{2}H_{\%}$

Hierbij zullen enige herschikkingen van de kruin aan de benedenstroomse zijde optreden, welke indien noodzakelijk zonder grote risico's aan te vullen zijn.

2^o Blokken met een gewicht van 5tf.

Hierbij is alleen gewerkt met verval $\Delta H=4,0m$ en golfhoogte $H_{\%}=3,0m$ met een periode $T=8sec.$ De dam met kruinhoogte op N.A.P. +5m vertoonde geen aantasting, de dam met kruinhoogte op N.A.P. +4m vertoonde enkele verzakkingen (plaatselijk) van de benedenstroomse kruin. Het gedrag van de 5tons blokken is dus weinig anders dan dat van de 2,5tons blokken. Hierbij moet opgemerkt worden dat damvorm, verval en golfhoogte wel vergelijkbaar zijn, maar dat de periode bij de 5tf blokken 8sec. bedraagt tegenover 7sec. bij de 2,5tf blokken. Uit later onderzoek is gebleken dat het vergroten van de periode een grotere aantasting veroorzaakt, zodat in feite de 5tf blokken onder ongunstiger omstandigheden beproefd zijn. Een kleine vergroting van het blokgewicht is dus weinig effectief.

3^o Blokken met een gewicht van 20tf.

Bij dammen met kruinhoogte op +5m, +4m, en +3m werd geen aantasting waargenomen. Dammen met een lagere kruin dan +3m zijn niet onderzocht. Hierbij moet weer opgemerkt worden dat deze dammen onderzocht zijn bij een periode van $T=10sec.$, waardoor ze onder ongunstiger condities beproefd zijn.

Het storten van deze 20tf blokken zal met behulp van een kabelbaan en/of helicopter zeer moeilijk zijn in verband met de zeer grote optredende opwaartse versnellingen. Indien ze varend gestort worden zullen hiervoor speciale blokkenvaartuigen gebouwd moeten worden (de zogenaamde "dambouwschepen"). Vanwege de zeer grote krachten die bij het storten optreden, zal de verankering zeer moeilijk zijn. In dit onderzoek zal in VII.4.1. hier nader op ingegaan worden.

VI.5.5. Aantasting als gevolg van eb gevolgd door vloed

Alle voorgaande onderzoeken zijn uitgegaan van een onbeschadigd profiel. Het is evenwel niet uitgesloten dat in een voorgaande fase van het getij reeds enige aantasting optreedt. Uit enkele proeven is gebleken dat, als de dam door golven tegen het verval in wordt aangevallen (eb) -op het moment dat het golfdal de dam bereikt- de blokken rond de waterlijn aan de benedenstroomse zijde van de dam instabiel worden. Hierdoor zakt de kruin aan de golfzijde in. Keert het verval daarna van richting om (vloed) dan is de aantasting veel groter dan in een toestand waarbij de voorste kruin niet was gezakt. (vloed op onbeschadigd profiel). Uit het onderzoek, waarbij is aangenomen dat de kruin aan de golfzijde is bezweken, is het volgende geschetste profiel gevonden:

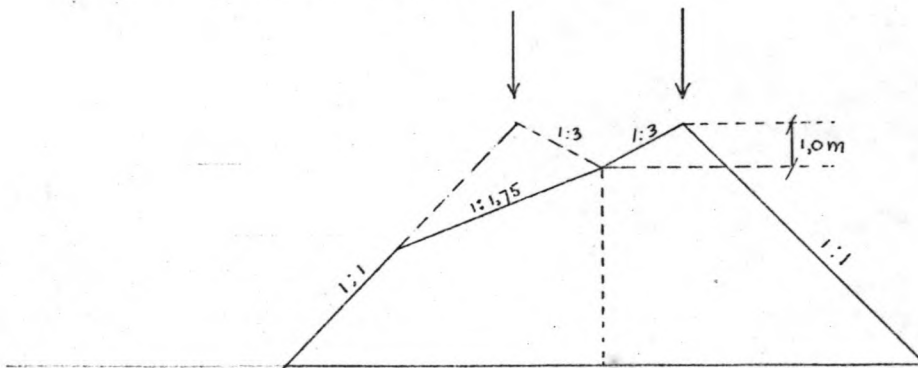


fig. VI-19

De mate waarin de waterstanden achter de dam ,de waterstanden buiten kunnen volgen, is afhankelijk van de bouw-fase. Hoe hoger de dam des te groter het verval; daarom is een onderzoek verricht onder de condities welke in fig. VI-20 vermeld zijn.

Hiernaast is een onderzoek verricht naar een variant damvorm. Deze damvorm kan worden verkregen door het stor-ten vanuit een kabelbaan, te combineren met een varend be-drijf. Hierbij is boven de waterlijn een taludhelling van 1:1,5 toegepast (zie fig. VI-20).

Resultaten

Bij een kruinhoogte van +7,0m, bij een verval van 4m, binnenwaterstand op N.A.P. en een golfhoogte $H_{90} = 3,0m$ treedt aan een bij eb vervormd profiel, door vloed geen aantasting op. Dit is dus het gecorrigeerde eindprofiel. Hier bleek ook weer dat de 5tf blokken vrijwel geen verbetering gaven.

VI.6. Stortprofielen.

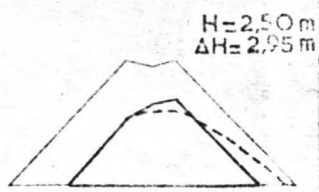
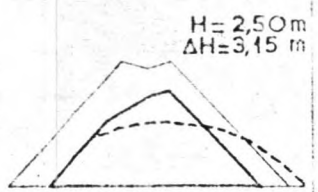
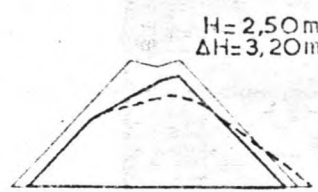
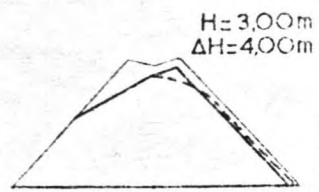
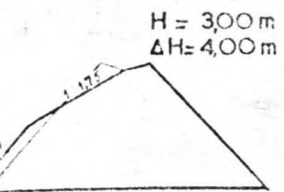
VI.6.1. Algemeen.

Met behulp van de in het model gebruikte betonblokjes kunnen stortproeven strikt genomen niet volledig op schaal worden uitgevoerd, omdat de elasticiteitsmodulus en moge-lijk ook de schuifweerstand niet op schaal worden weerge-geven .Men mag aan de proeven geen absolute waarde toe-kennen, doch de resultaten dienen alleen vergelijkenderwijs te worden beschouwd.

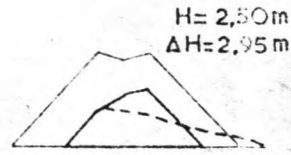
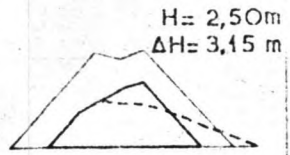
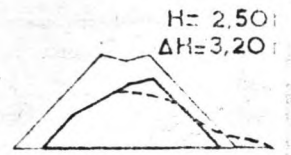
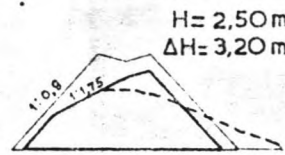
Bij het vergelijken van de resultaten van de uitvoer-de proeven, met de resultaten van de proto-type metingen van de blokkendam in het Haringvliet waarvan de resulta-ten zijn vastgelegd in de nota "Blokkendam in het Rak van de Scheelhoek", Hellingvlietsluis '70, blijkt dat er een

STABILITEIT BLOKKENDAM 5 TON

KRUIHOOGTE +7,00m KRUIHOOGTE +6,00m KRUIHOOGTE +5,00m KRUIHOOGTE +4,00m KRUIHOOGTE +3,00m KRUIHOOGTE +2,00m KRUIHOOGTE +1,00m

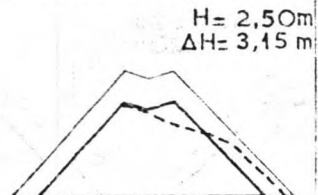
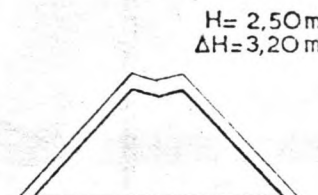
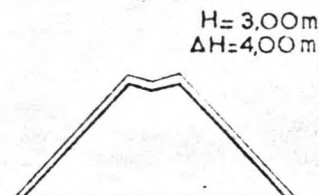
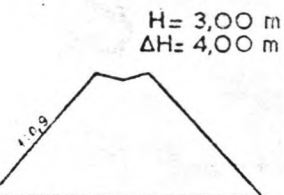


AANGEPAST PROFIEL
BODEM - 10,00m

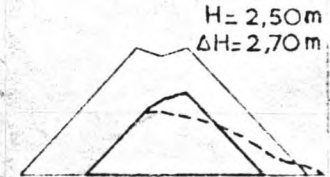
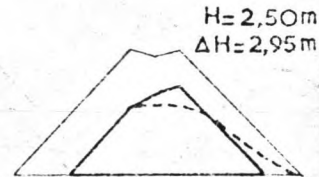
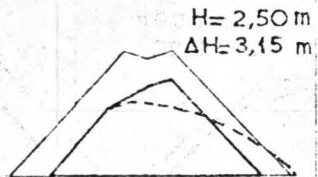
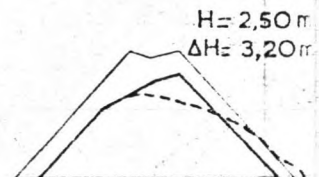
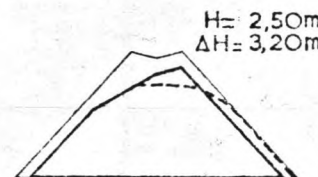
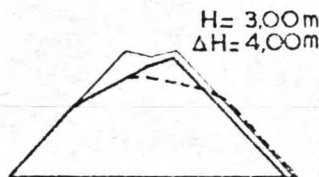
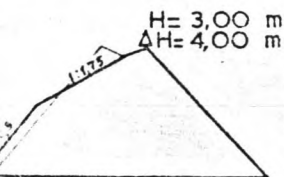


AANGEPAST PROFIEL
BODEM - 6,00m

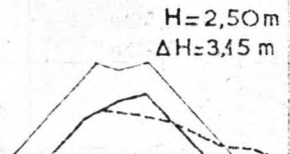
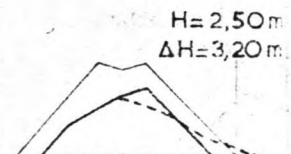
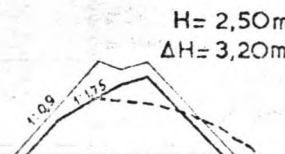
STABILITEIT BLOKKENDAM 2,5 TON



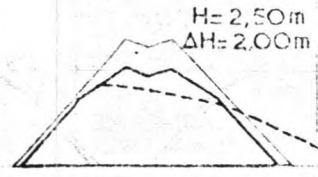
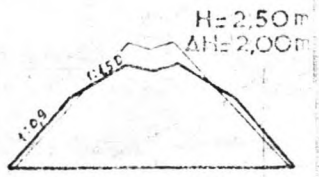
OORSPRONKELIJK PROFIEL
BODEM - 10,00m



AANGEPAST PROFIEL
BODEM - 10,00m



AANGEPAST PROFIEL
BODEM - 6,00m



VARIANT
BODEM - 10,00m



VARIANT
BODEM - 10,00m

AANTASTING VAN DAMPROFIELEN MET
AANGEPASTE KRUIVORMEN

SCHAAL 1:1000

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M.995 -I

17

fig VI-20

goede overeenkomst bestaat tussen het model en het prototype.

De factoren die de vorm van de dam bepalen zijn:

- 1^o De valhoogte.
- 2^o De bodemligging.
- 3^o De waterbeweging.

Het onderzoek dat verricht is, is gegeven in tabel 1
(fig. VI-21)

Valhoogte t.o.v. N.A.P. +4,0m	Bodemhoogte t.o.v. N.A.P.	Kruinhoogte t.o.v. N.A.P.	Kruinvorm	Waterbeweging
20,0 m	- 6,0 m	+4,0 m	Dubbele kruin	stilstaand water
20,0 m	- 6,0 m	+4,0 m	Dubbele kruin	stromend water
5,0 m	- 6,0 m	+4,0 m	Dubbele kruin	stilstaand water
10,0 m	- 6,0 m	+4,0 m	Dubbele kruin	stilstaand water
30,0 m	- 6,0 m	+4,0 m	Dubbele kruin	stilstaand water
5,0 m	-11,0 m	+4,0 m	Dubbele kruin	stilstaand water
10,0 m	-11,0 m	+4,0 m	Dubbele kruin	stilstaand water
20,0 m	-11,0 m	+4,0 m	Dubbele kruin	stilstaand water
5,0 m	- 6,0 m	+4,0 m	Enkele kruin	stilstaand water
15,0 m	- 6,0 m	+4,0 m	Enkele kruin	stilstaand water x
15,0 m	- 6,0 m	+4,0 m	Enkele kruin	stilstaand water xx

Tabel 1. Overzicht van de verrichte proeven.

x Blokken gestort op drempel van stortsteen.

xx Blokken met storthaken gestort op drempel van stortsteen.

fig. VI-21

VI.6.2. Het storten in stromend en stilstaand water

Er is verondersteld dat de kritieke fase optreedt bij het boven water komen van de kruin. Daarom is de dam in stilstaand water opgestort tot een kruinhoogte van N.A.P. was bereikt, en is tijdens verdere opbouw naar +4,0m, een verval ingesteld van +3,0m bij een benedenstroomse water-

stand van N.A.P. Dit verval is tijdens het storten enkele malen van richting veranderd(omgekeerd). Er is ook gestort bij geheel stilstaand water. Uit de resultaten blijkt dat er geen significant verschil bestaat tussen beide profielen.

VI.6.3. Het stortprofiel als functie van de valhoogte.

Hier blijkt dat de valhoogte van invloed is op de hellingen van het stortprofiel. Bij grotere valhoogten maken de blokken grotere sprongen, vooral als de kruin tot boven de waterspiegel is opgebouwd. Dit effect zal in het model niet in overeenstemming zijn met het prototype, daar de elasticiteitsmodulus van de blokken niet op de juiste schaal is weergegeven. Als een blok in het water komt wordt de beweging geremd. Dit blijkt uit het verschil in taludhelling onder en boven water. Bij de uitgevoerde proeven varieert de taludhelling tussen 1:0,9 en 1:1,5. Omdat in de Bristol Channel een gemiddeld getijverschil optreedt van 8m, zal van een verschil in taludhelling onder en boven water nauwelijks sprake zijn. Er wordt in het ontwerp dan ook uitgegaan van een constante taludhelling 1:1

VI.6.4. Het stortprofiel als functie van de bodemligging.

De invloed van de bodemligging op het stortprofiel blijkt uit fig. VI-22. Of een wegspringend blok op een zijtalud van de dam blijft liggen is afhankelijk van de valhoogte, maar ook van de bodemligging, zoals blijkt uit onderstaande figuur:

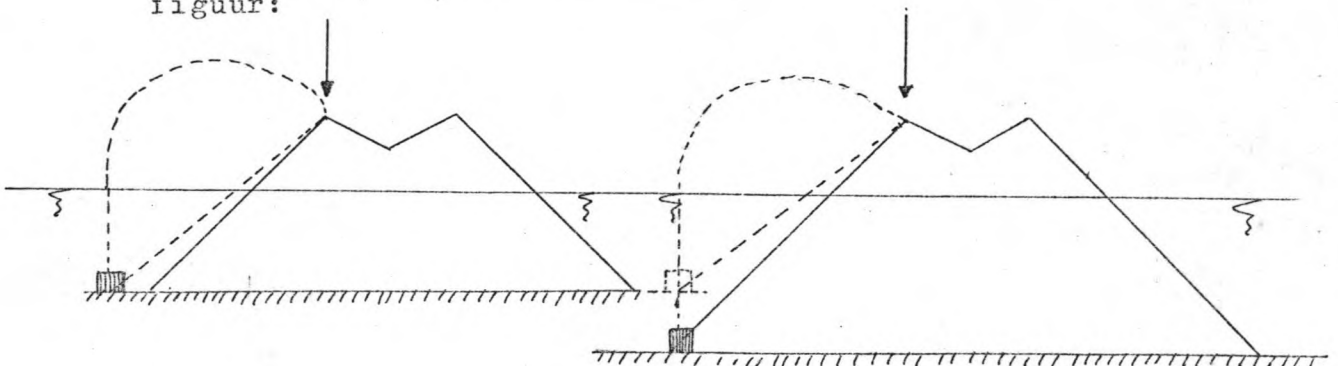


fig. VI-22

Hieruit volgt dat de taluds van een lage dam met grote valhoogte ook flauwer zullen zijn dan een hoge dam met dezelfde valhoogte.

VI.6.5. Het percentage Holle Ruimte

Verondersteld is dat de blokken een volume van 1m^3 hebben. Het % bleek bij deze proeven onafhankelijk van de valhoogte en de bodemligging te zijn en bedroeg $40\% \pm 1\%$. Indien gestort wordt op een onderlaag van stortsteen bedraagt het % Holle Ruimte 42%. Volgens metingen in het prototype (Haringvliet) trad er een % op van 43% tot 47% op. Deze blokken bevatten echter een storthaak. Daarom zijn proeven gedaan met blokken voorzien van storthaken. Het percentage Holle Ruimte bedroeg hierbij 45%.

VI.6.6. Variatie van de afstand der stortpunten.

Het bleek dat bij een grotere kabelafstand dan 6m de taluds tussen de kruinen steiler werden namelijk 1:3 bij een kabelafstand van 6m en niet te grote valhoogte, tot 1:2 bij een afstand van 13,0m namelijk de twee in principe afzonderlijk gestorte dammen beïnvloeden elkaar minder indien ze verder uit elkaar liggen.

Overigens blijven de zijtaluds van de blokkendam gelijk aan die, bij een afstand van de kabels van 6m. Verder bleek dat er geen verschil in stortprofiel ontstond indien de kabelafstand 6m in plaats van 6,5m bedroeg.

VI.7. Stabiliteit van een blokkendam met ongelijke kruinen.

Onderzocht is de mogelijkheid om de hoeveelheid te gebruiken materiaal te beperken door de kruin aan de landzijde minder hoog op te storten dan aan de zeezijde, zonder een ongunstig effect te hebben op de stabiliteit.

Men heeft de volgende gevallen onderzocht:

1^o Kruinhoogte aan de zeezijde (kruin I) op +3m

2^o Kruinhoogte aan de landzijde (kruin II) op +3m, +1m en 0m.

De afstand tussen de beide kruinen is 6,50m

De waterstanden waren: bij vloed: binnenwaterstand op N.A.P.

bij eb : buitenwaterstand -1,25m.

Het verval werd opgevoerd tot 3m.

De golfomstandigheden voor eb en vloed waren:

$H_{1\%} = 2,5m$ met een periode van 7sec. De dam werd eerst onderworpen aan vloedcondities. Vervolgens aan ebcondities.

Resultaten.

Het blijkt dat niet alleen de kruin aan de landzijde werd beschadigd maar ook die aan de zeezijde. Het aantal blokken nodig om de kruinen van de dam, tot de oorspronkelijke hoogte te herstellen neemt af, naarmate de hoogte van kruin II toeneemt. Verder blijkt dat het verschil in schade bij een kruinhoogte van kruin II op +1m en +3m slechts zeer gering is.

Konklusie: Daar de kruin aan de zeezijde beschadigd wordt en de proefnemingen met een kleinere golfhoogte gedaan zijn dan die welke in de Bristol Channel optreedt, zal het niet mogelijk zijn, zonder extra risico's op deze manier de benodigde hoeveelheid materiaal te verminderen.

VI.8. Konklusies over de stabiliteit van een blokkendam.

Indien de resultaten toegepast worden op de Bristol Channel (met openstaande turbinekanalen) kunnen de volgende konklusies getrokken worden:

1^o Een dam met een enkele kruin is niet stabiel.

2^o Een dam met een kern van stortsteen is niet stabiel.

3^o Een dam opgebouwd uit betonblokken en stortsteen 10-300kgf., om de doorlatendheid te verminderen, is veel minder stabiel.

- 4^o Het toepassen van netten betekent alleen dat er minder reserveblokken nodig zijn. Het voordeel is vrijwel nihil.
- 5^o Een dam met een dubbele kruin, breedte 6,0m, stroming van zee (vloed) met $\Delta H = 3m$, golfaanval van zee met $H_{\%} = 2,2m$ periode 7sec., treedt bij een kruin op +4m géén en bij een kruin op +3m wél schade op (aan de landzijde) (twee-dimensionaal).
- 6^o Een dam met een dubbele kruin, bij eb en bij golfaanval vanuit zee onder dezelfde condities als in 5^o, is redelijk stabiel (schade aan de kruin aan de zeezijde) (twee-dimensionaal).
- 7^o Idem onder condities van zowel stroming van zee als naar zee, ontstaat geen redelijk stabiele toestand (twee-dimensionaal).
- 8^o Een gat in de dam geeft een aanzienlijke schade, maar veroorzaakt geen instabiliteit.
- 9^o De kubusvorm is de aantrekkelijkste vorm voor de betonblokken.
- 10^o De functie van de bodemligging is op de aantasting te verwaarlozen.
- 11^o Onder de condities van een verval $\Delta H = 3,20m$, golfhoogte $H = 2,50m$ bij zowel eb als vloed, treedt bij een kruin op +5m geen, op +4m een kleine, en op +3m grote schade op (drie-dimensionaal).
- 12^o Bij een golfhoogte H_g moet de definitieve kruinhoogte van de blokkendam bedragen:
Hoogste waterstand + $\frac{1}{2}H_g$.
- 13^o Een blokgewicht van 5tf. geeft geen wezenlijke voordelen ten opzichte van de 2,5tf. blokken.
- 14^o De taludhelling van de blokkendam mag als constant zijnde beschouwd worden. Deze bedraagt 1:1.
- 15^o Het percentage Holle Ruimte (H.R.) bedraagt bij blokken met storthaken 45%, zonder storthaken 43%.

- 16^o Er ontstaat geen verschil in stortprofiel indien de kabelafstand 6m bedraagt in plaats van 6,5m.
- 17^o Een kruinsverlaging aan de landzijde is niet mogelijk zonder grote risico's.
- 18^o De taludhelling is zo goed als onafhankelijk van de stroming.
- 19^o Blokkendammen met een diepe bodemligging hebben een steiler talud.
- 20^o Het verbreden van een kruin maakt een groter aantal blokken noodzakelijk (de dam kan dan wel lager opgestort worden.).
- 21^o De kruin van het eindprofiel kan ca 4,0m lager liggen bij toepassing van 20tf blokken.

HOOFDSTUK VII

De afsluiting van de secties 2 en 3.

VII.1. Eindprofiel van de blokkendam.

Bij de Deltawerken zijn de afsluitdammen (in casu Haringvliet en Brouwershavense Gat) steeds voor het winterseizoen afgewerkt. De blokkendam is met grint ingewassen; er is een zandlichaam tegenaan gespoten en deze is van een bekleding voorzien.

Daar overwinteren veel duurder zal zijn en daar men in het geheel geen ervaring heeft in deze werkwijze zal in het onderzoek naar de afsluitingsmogelijkheden van een deel van de Bristol Channel uitgegaan worden dat overwinteren niet noodzakelijk is.

In dit hoofdstuk zal berekend worden hoe groot de capaciteit van het in te zetten materieel moet zijn om de dam afgewerkt te hebben voordat het winterseizoen aanbreekt.

Bepaling kruinhoogte (ten opzichte van gemiddelde zeest.)

Punt 11 van de konklusies van hst. VI.8. geeft de volgende vuistregel:

$$\text{Kruinhoogte blokkendam} = \text{ontwerppeil}(1) + \frac{1}{2}H_p(2)$$

ad 1) Ontwerppeil = de hoog — waterstand ten gevolge van het getij + opwaaiing.

De hoogwaterstand ten gevolge van het getij bedraagt +4m ten opzichte van gemiddelde zeestand.

De opwaaiing wordt bepaald bij een geheel dichte blokkendam. (In hst. VI.6.4. is gevonden dat deze een holtepercentage bezit van 45%). De berekening van de opwaaiing zit dan aan de veilige kant. In hst. VII.1 ad 2) wordt bepaald met welke maximum windsnelheid gedurende het zomerseizoen gerekend mag worden. Deze bedraagt 25m/s. In hst. VII.2.2.1.

ad a) wordt de methode aangegeven hoe de opwaaiing berekend wordt; in dit hoofdstuk blijkt de opwaaiing ten gevolge van de wind uit het westen maatgevend te zijn. Bij een windsnelheid van 25m/s bedraagt de opwaaiing ter plaatse van de blokkendam 1,05m.

Het ontwerppeil bedraagt $4m + 1m = 5m$ boven gem. zeestand.

ad 2) Voor de Bristol Channel zijn voor de maand januari de volgende gegevens bekend (omgeving van Cardiff, dit is ten n.w. van de dam.):

Duur van de wind: Gedurende 17 uur komt een storm voor van Beaufortkracht 8 of meer.

windsnelheid : Beaufortkracht 8 en groter komt overeen met een gemiddelde snelheid van de wind van 17m/s (zie fig. VII-1) en groter.

golfhoogte : Golfmetingen in de buurt van de twee eilanden Holmes geven een $H_{1\%} = 3,7m$ met een periode van 7 sec.

richting v.d.wind: - 25% van de tijd uit westelijke richting.
- 18% van de tijd uit z-westelijke richting.
- 16% van de tijd uit n-westelijke richting.
- Over wind uit n.o. richting is niets bekend. Deze is samen met de westelijke winden bepalend voor de kruinhoogte.
- De andere windrichtingen zijn voor de blokkendam niet van belang.

Strijk lengte : - Bij pal westelijke wind ligt de blokkendam geheel open voor golfaanval. De strijk lengte zal hierbij beperkt zijn.
- Bij n.o. wind zal de strijk lengte maximaal 45km. zijn (zie fig. VII-1).
- Bij z.w. wind en n.w. wind zal een beperkte strijk lengte voor de wind aanwezig zijn.

Golfperiode : Metingen geven een golfperiode van $T=7$ sec.

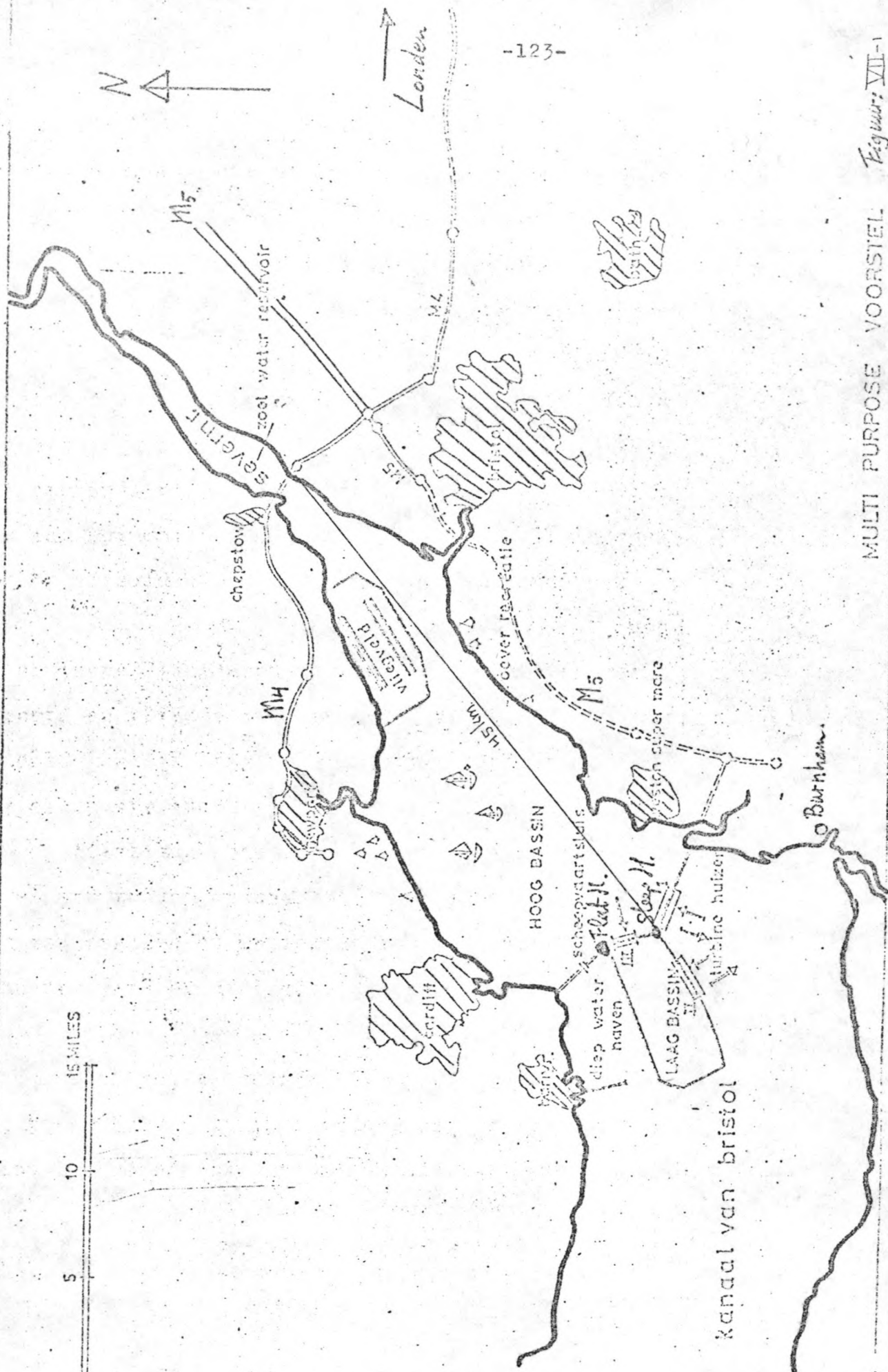


fig. VII-1

Een nadere beschouwing van de gegevens van de Bristol Channel doet twijfels rijzen omtrent de juistheid van een aantal van deze gegevens. In zuid-west Engeland heerst nagenoeg eenzelfde klimaat als in Nederland en er zou slechts een windkracht van Beaufort 8 zijn, hetwelk overeenkomt met een windsnelheid van 17,5m/s. Dit is nog niet een storm. Dit gegeven mag als niet juist aangemerkt worden.

Voor de Bristol Channel wordt een maximum windsnelheid aangehouden, welke aan de Nederlandse kust optreedt. In Vlissingen treedt een maximale windsnelheid op van ongeveer 25m/s. Dit komt overeen met windkracht Beaufort 11. (zie fig. VII-2).

Bekend is dat 25% van de tijd de wind uit de westelijke richting komt. Aangenomen wordt dat de maximale windsnelheid, welke hierboven bepaald is uit westelijke richting komt.

Daar in het geheel geen gegevens bekend zijn over wind uit n.o.-richting wordt ook hier aangenomen dat de maximale windsnelheid uit deze richting kan komen.

Als duur van de storm wordt aangehouden 18-24 uur.

Het K.N.M.I. heeft het verband tussen de duur van de storm, de windsnelheid, de periode van de golf, de strijklengte van de wind en de golfhoogte in grafiekvorm vastgelegd (zie fig. VII-3). Deze grafiek geldt voor diep water.

Het K.N.M.I. heeft voor water met een beperkte diepte het verband tussen windsnelheid en waterdiepte en de daarbij behorende maximale golfhoogte en periode in grafiekvorm vastgelegd (zie fig. VII-4). In deze grafiek zit geen strijklengte en duur van de storm verwerkt.

Daar geen verband tussen alle genoemde grootheden in ondiep water bekend is, zal aan de hand van fig. VII-3 en fig. VII-4 getracht worden een maximale golfhoogte te

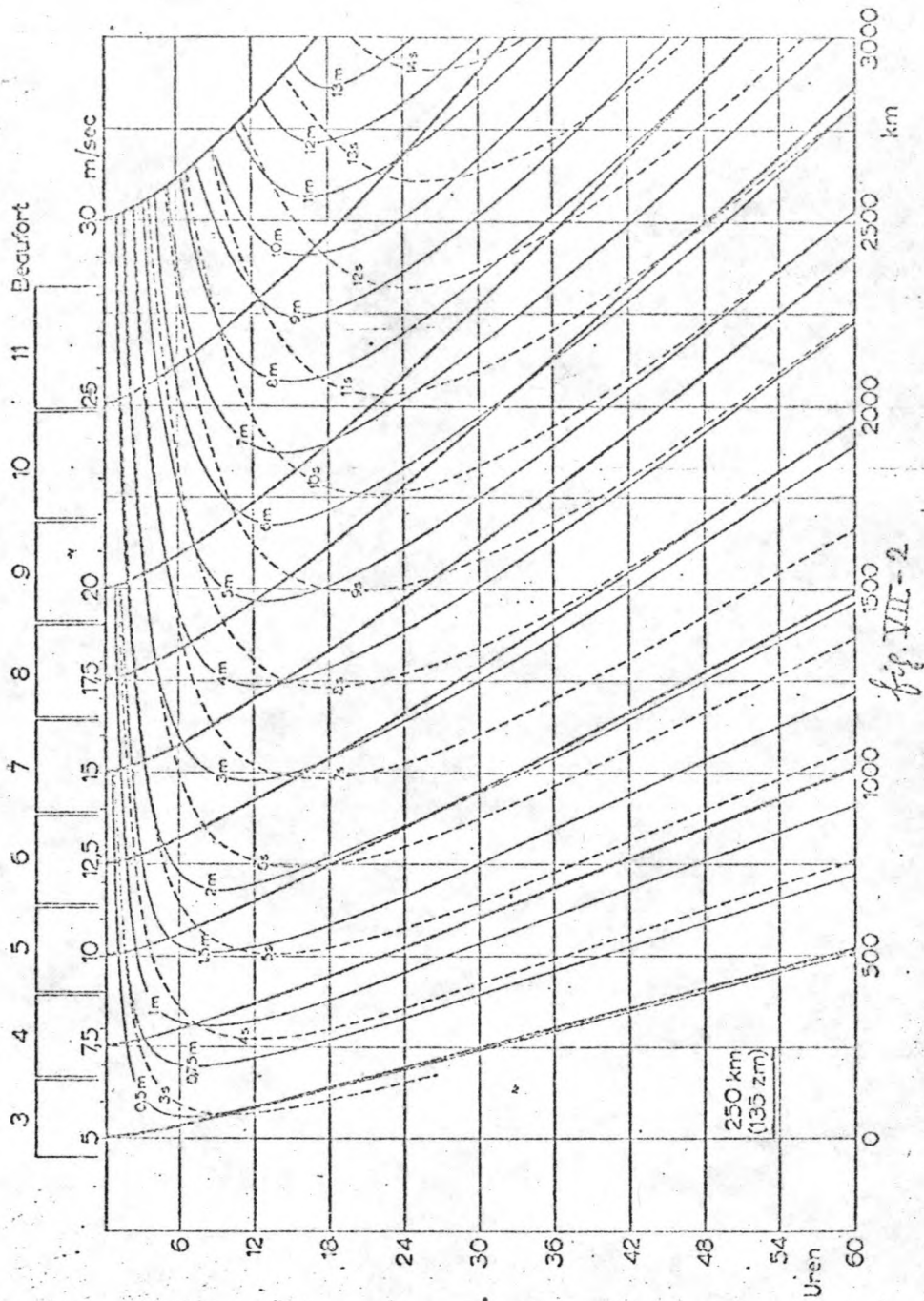


Diagram III 6243
Tijd — afstand — diagram voor zeevang.

fig. VII-2

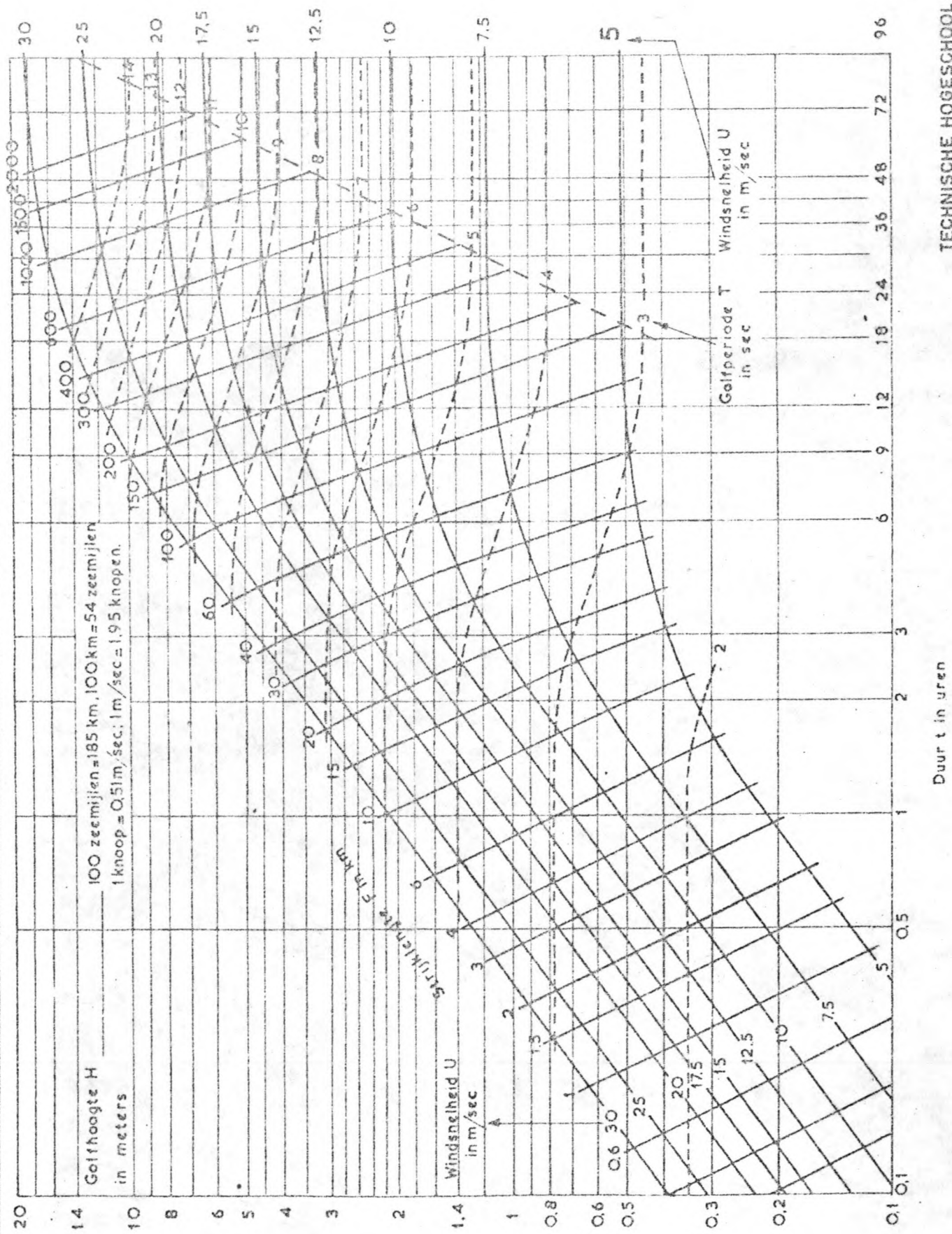
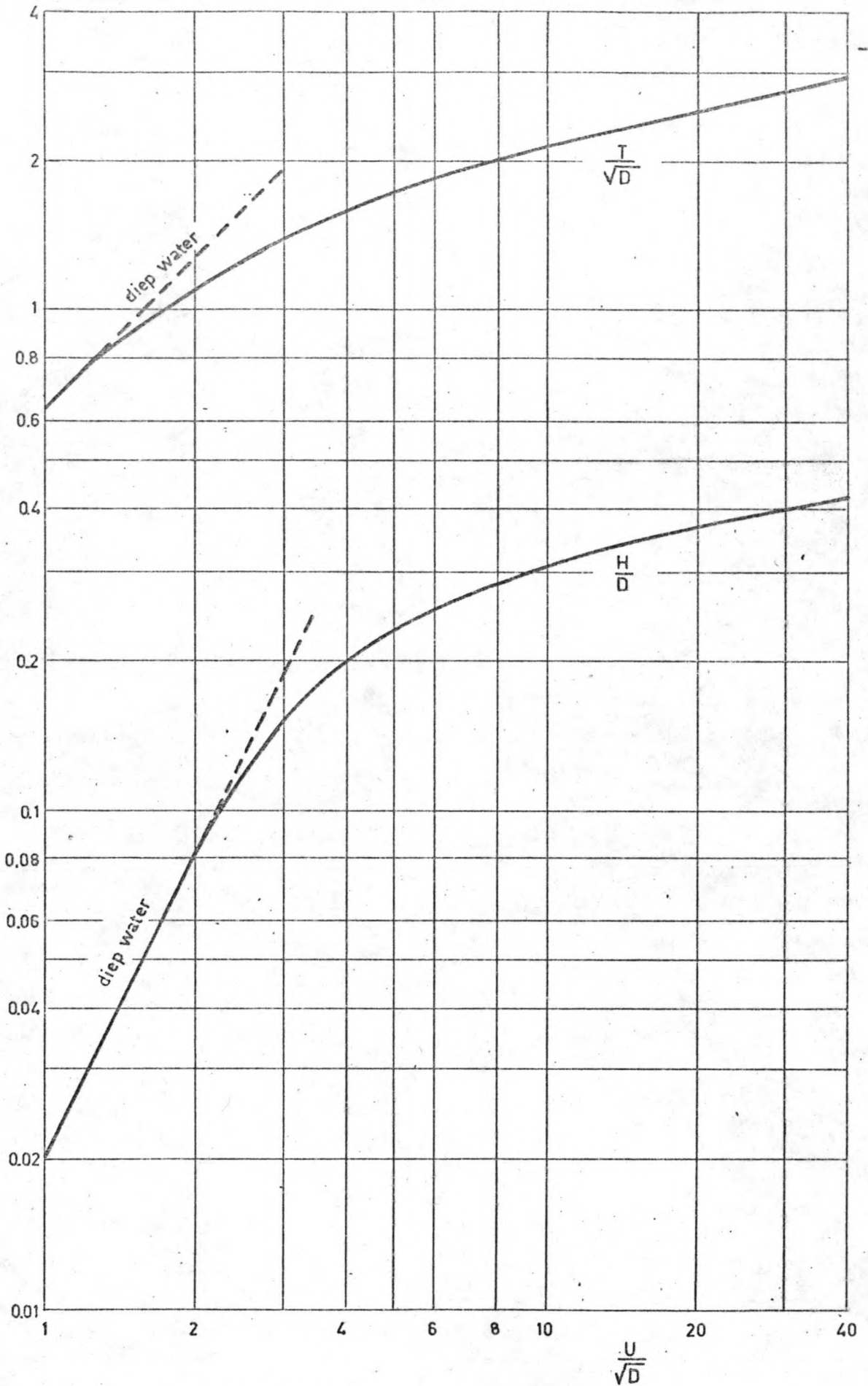


fig. VII-3

Verband tussen windsnelheid, strijklengte, golphoogte en golphoogte volgens het K.N.M.I.

Duur t in uren



Grafiek ter bepaling van de maximale dominerende golfhoogte H (in meters) en periode T (in sec) in zeevang onder invloed van een windsnelheid U (in m/sec) op water van een beperkte diepte D (in meters)

Volgens gegevens van het K.N.M.I.

fig. VII-4

TECHNISCHE HOGESCHOOL DELFT
afd. Weg- en Waterbouwkunde
Dijkbouw en Kustverdediging

bepalen, welke redelijk goed overeenstemd met de optredende golfhoogte.

Fig. VII-3 geeft bij een windsnelheid van 25m/s, een tijdsduur van 18-24 uur een golfhoogte van 11m en een periode van 12,5 sec. bij een strijk lengte van 750km. Daar deze grafiek voor diep water geldt en de Bristol Channel echter een beperkte waterdiepte heeft zal de werkelijke maximale golfhoogte kleiner zijn dan die 11m. (de golven "voelen" de bodem en zullen daardoor afgeremd worden in hun groei naar grotere hoogten).

Zeewaarts van de afsluitdam is de diepte van de Bristol Channel gemiddeld 32m en direct vóór de dam 20m (deze diepten zijn ten opzichte van springtij, dat is gedaan om met behulp van fig. VII-4 de maximale golfhoogte te bepalen.). Fig. VII-4 geeft bij een windsnelheid van 25m/s en een gemiddelde diepte (ten opzichte van springtij) van 32m een maximale golfhoogte van 6,7m met een periode van 8,7 sec.

Deze grafiek geldt voor water met een beperkte diepte. Daar de waterdiepte in de Bristol Channel tussen diep en ondiep water in ligt, zullen de werkelijk optredende golven groter zijn dan die, welke met behulp van fig. VII-4 gevonden zijn.

In dit ontwerp zal uitgegaan worden van een gemiddelde golfhoogte van 8-9m met een periode van 8,5 sec.

In het hoge bassin kan maximaal een strijk lengte van 45km optreden (zie fig. VII-1). Bij een maximale windsnelheid van 25m/s uit n.o. richting is in fig. VII-3 (geldend voor diep water) een golfhoogte van 3,75m af te lezen met een periode van 5,5 sec.

Voor de bepaling van de golfhoogte met behulp van fig. VII-4 moet de maatgevende diepte van het hoge bassin bepaald worden. Onderzoek zal moeten aangeven welk dit is. Aangenomen wordt dat het de diepte is ter plaatse

van het punt dat op één kwart van de strijklengte vanaf de afsluitdam ligt. Deze waterdiepte ten opzichte van het maximum peil van het hoge bassin, welke op +7m boven gemiddelde zeestand ligt (zie hst. VIII.2.2.1. en fig. VIII-6) bedraagt 16m. Bij $v = 25\text{m/s}$ en een waterdiepte van 16m is in fig. VII-4 af te lezen dat H_d 4m bedraagt.

Daar de fig. VII-3 en fig. VII-4 ongeveer dezelfde golfhoogte geven voor het hoge bassin, wordt deze aangenomen op 4m.

Gedurende het zomerseizoen zal de maximaal optredende golfhoogte kleiner zijn, omdat de windsnelheden in dit jaargetijde kleiner zijn. Aangenomen wordt, dat maximaal een Beaufortkracht 7 optreedt gedurende het zomerseizoen. Dit komt overeen met $v = 15\text{m/s}$ (zie fig. VII-2). Met behulp van fig. VII-3 wordt bij een tijdsduur van 18-24 uur en een windsnelheid van 15m/s gevonden dat de maximale golfhoogte 4,1m bedraagt met een periode van 8sec. Met behulp van fig. VII-4 wordt bij een windsnelheid van 15m/s en een diepte van 32m een maximale golfhoogte gevonden van 3,6m met een periode van 8sec. Als maximale golfhoogte voor het zomerseizoen wordt aangehouden 3,8m met een periode van ongeveer 8sec.

Voor het hoge bassin wordt met behulp van fig. VII-3 bij een $v = 15\text{m/s}$ ^{en} een strijklengte van 45km. een golfhoogte gedurende het zomerseizoen van 2,40m gevonden.

De kruinhoogte van de blokkendam bedraagt:

$5\text{m} + \frac{1}{2}H_d$ (zomerseizoen) = $5\text{m} + 2,5\text{m} = 7,5\text{m}$ ten opzichte van gemiddelde zeestand.

VII.2. Eindprofiel van de afsluitdam.

In hoofdstuk VIII.1. en VIII.2. is het eindprofiel van de afsluitdam bepaald. Sectie 2 heeft eenzelfde bodemligging

als sectie 3 (zie fig. II-7). Het dwarsprofiel van sectie 2 zal qua benodigde hoeveelheid materiaal gelijk zijn aan dat van sectie 3. Bij het opstellen van het tijdschema voor de benodigde hoeveelheid aan materialen zal van het dwarsprofiel van sectie 3 uitgegaan kunnen worden.

De kruinhoogte aan de zeezijde bedraagt +22m en aan de bassinzijde +18m boven gemiddelde zee-stand. Het niveau waarop de verkeersafwikkelingen plaats vinden ligt op +18m. De kruinbreedte is 90m. De taludhellingen van het beloop aan de zeezijde en bassinzijde zijn 1 : 4.

Een dwarsdoorsnede van de afsluitdam is in fig. VII-5 weergegeven. In verband met het tijdschema (zie fig. VII-14) bleek in VII.3. dat de stortstenen drempel, waarop de blokkendam komt te liggen, tot -11m ten opzichte van gemiddelde zee-stand opgestort moet worden.

In verband met de beperkte tijdsduur van het zandsputten in het ^{tijd}schema (zie fig. VII-14) moeten de perskaden voor het zand aangebracht zijn, voordat het voorjaar aanbreekt, waarin een begin gemaakt wordt met de sluiting van de geulen in de Bristol Channel. Of het aanbrengen van deze perskaden in één of meerdere seizoenen kan geschieden, zal aan de hand van een kostenberekening bepaald kunnen worden.

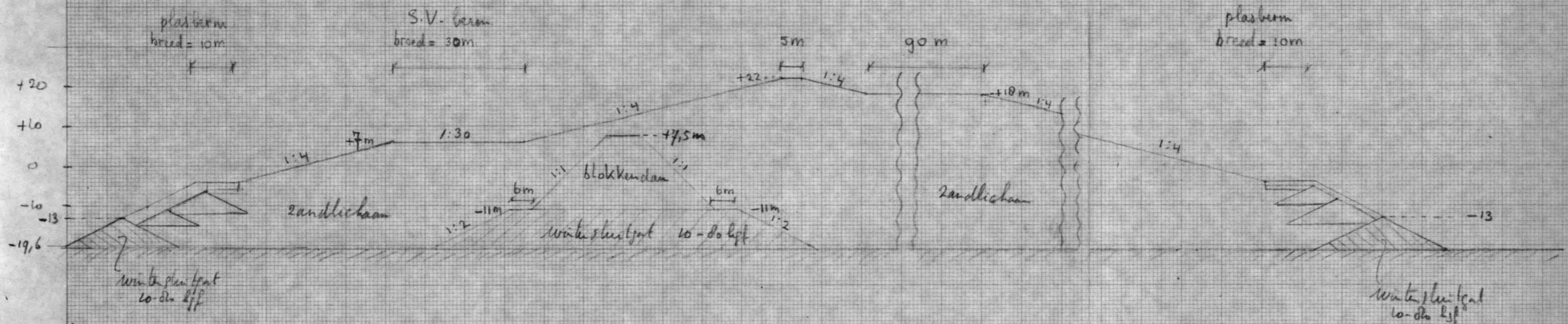
De hoogte van het winterprofiel van de perskaden wordt bepaald door de tijd, welke beschikbaar is voor het zandsputten in het tijdschema (zie fig. VII-14). In hst. VII.3 blijkt dat de perskaden tot -11m opgestort moeten worden.

VII.3. Het wintersluitgat.

VII.3.1. In sectie 2 en 3 bevinden de gemiddelde bodemliggingen zich, nadat de turbine-caissons afgezonken zijn en geplaatst op -19,6m (zie fig. II-7).

De rekenbreedte is 5,3km.

De grootte van het doorstromingsprofiel van het wintersluitgat wordt door de volgende factoren bepaald:



dwarsdoorsnede afsluitdam sectie 3; schaal 1:1000

Fig. VII-5

fig. VII-5

- 1^o De blokkendam moet opgebouwd en afgedicht kunnen worden voordat het winterseizoen begint.
- 2^o De kosten van varend storten ten opzichte van de kabelbaan.

Bij varend storten kan zowel stortsteen als de voor de kabelbaan te gebruiken betonblokken gestort worden. Dit hangt af van de grootte van de benodigde stortsteen.

VII.3.2.1. Bepaling van het winterprofiel voor de blokkendam.

Aanval door stroom.

Het verband tussen de stroomsnelheid en de benodigde diameter van het stukgewicht is vastgelegd door de volgende formule:

$$d_{\text{benodigd}} = \frac{1}{\varphi \cdot \Delta} \cdot \frac{\bar{v}^2}{C^2} \quad \text{hierin is: } \Delta = \frac{\gamma_{\text{st}} - \gamma_w}{\gamma_w}$$

φ = een constante; voor grof materiaal $\pm 0,06$

γ_{st} = soortelijk gewicht van de steen in tf/m^3

γ_w = soortelijk gewicht van het water in tf/m^3

\bar{v} = gemiddelde stroomsnelheid in m/s

C = coefficient van de Chézy in $\text{m}^{1/2}/\text{s}$

G = massa $\times g = \gamma_{\text{st}} \cdot \text{volume} \cdot g$

$G = \gamma_{\text{st}} \cdot \eta \cdot d^3 \cdot g$ hierin is:

η = vormfactor

$$G = \underbrace{\gamma_{\text{st}} \cdot g \cdot \frac{1}{\varphi^3 \Delta^3} \cdot \frac{\eta}{C^6} \cdot \bar{v}^6}_{A' \cdot \bar{v}^6}$$

$$A' = \frac{\eta}{C^6} \cdot 27,5 \cdot 10^6$$

Voor $C = 52,5$: $A' = 0,0013 \eta$

Voor $C = 50$: $A' = 0,0017 \eta$

Voor $C = 31,6$: $A' = 0,03 \eta$

In literatuur 9 (polders en dijken) wordt gesteld dat uit waarnemingen in de natuur en in het laboratorium is gebleken dat stenen met een gewicht van ca 200kgf. een stroomsnelheid van 4m/s nog juist kunnen weerstaan.

De A' bedraagt hier:

$$200 = A' \cdot 4^b \quad \text{hieruit volgt:}$$

$$A' = 0,05$$

Hier blijkt dat voor $\eta = 1$ de C-waarde van de beproefde stenen 28,6 bedraagt.

Daar de C variabel is met de waterdiepte zal A' dit ook zijn. Het benodigde stukgewicht is dus eveneens hiervan afhankelijk.

In dit ontwerp zal A' als constant aangehouden worden over de diepte van het sluitgat. De gevonden waarde voor A' in literatuur 9 (polders en dijken) zal hierbij aangehouden worden.

In hst. IV.2. zijn de snelheden berekend bij verschillende drempeldiepten. Het benodigde stukgewicht bedraagt:

drempeldiepte dr. t.o.v. gem.zeestand	v in m/s	G in kgf.
-1,60m	4,51	450
-3,60m	4,32	110
-6,00m	3,32	62
-7,70m	2,65	32
-10,00m	2,18	5
-14,00m	1,16	0,2

fig. VII-6

Aanval door golven.

Het verband tussen het benodigde stukgewicht en de golf-

aanval wordt gegeven door een formule welke Iribarren afgeleid heeft en in literatuur 9 (polders en dijken) vermeld staat als:

$$W_{\text{benodigd}} = \frac{d}{(d-1)^3} \cdot \frac{1}{(\cos\alpha - \sin\alpha)^3} \cdot f_2 \cdot H^3 \quad \text{hierin is:}$$

W = het benodigde stukgewicht

d = relatieve dichtheid van het stukgewicht = $\frac{\gamma_{\text{st}}}{\gamma_w}$ hierin is:

γ_{st} = soortelijk gewicht van het stukgewicht

γ_w = soortelijk gewicht van het water

α = hellingshoek van het talud

f_2 = constante, afhankelijk van het type steen

H = golfhoogte

In literatuur 9 (polders en dijken) wordt gesteld dat deze formule een beperkte geldigheid heeft, en dat voor f_2 de waarde 15 genomen wordt. Hierbij wordt niet vermeld voor welk type steen deze waarde van $f_2 = 15$ gebruikt mag worden.

In literatuur 14 (R. Iribarren) is een meer theoretische formule afgeleid:

$$W = \frac{d}{(d-1)^3} \cdot \frac{1}{(f\cos\alpha - \sin\alpha)^3} \cdot N \cdot H^3 \quad \text{hierin is:}$$

f = wrijvingscoëfficiënt

N = coëfficiënt, welke afhankelijk is van het type steen en afhankelijk van de opgetreden schade.

Voor α , d, en H zie hierboven.

Het bepalen van de wrijvingscoëfficiënt f is zeer moeilijk; f varieert met de vorm van het stukgewicht en met de methode van storten. Iribarren noemt in literatuur 14 een waarde voor f van 2,38 voor stortsteen en van 2,84 voor betonkubussen.

Voor de coëfficiënt N geeft Iribarren in het genoemde artikel (lit.14) een waarde van 0,105 voor zowel stort-

steen als betonblokken. Deze waarde van N is gebaseerd op een situatie waarbij geen schade optreedt. Daar in dit ontwerp van het "geen schade" criterium wordt uitgegaan, kan de genoemde waarde van N gebruikt worden.

De taludhelling van de stortsteen is 1 : 2.

Omdat het hier het wintersluitgat betreft moet met een golfhoogte van 8,5m gerekend worden.

Het benodigde stukgewicht van de stortsteen moet bedragen:

$$W_{\text{benodigd}} = \frac{d}{(d-1)^3} \cdot \frac{1}{(f \cos \alpha - \sin \alpha)^3} \cdot N \cdot H^3$$
$$W_{\text{ben.}} = \frac{2,65/1}{(2,65/1-1)^3} \cdot \frac{1}{(2,38 \cdot \cos 26^\circ - \sin 26^\circ)^3} \cdot 0,105 \cdot (8,5)^3$$
$$W_{\text{ben.}} = 7,4 \text{ tf.}$$

Indien betonblokken in het wintersluitgat gestort worden (varend, onder helling 1 : 2) in de zône waar de golfaanval optreedt is het benodigde stukgewicht:

$$W_{\text{ben.}} = \frac{2,4/1}{(2,4/1-1)^3} \cdot \frac{1}{(2,84 \cdot \cos 26^\circ - \sin 26^\circ)^3} \cdot 0,105 \cdot (8,5)^3$$
$$W_{\text{ben.}} = 5,2 \text{ tf.}$$

De stukgewichten van zowel stortsteen als betonkubussen zijn zeer groot. Als maximale hoogte van het wintersluitgat wordt dat niveau gekozen waar nog juist geen golfaanval kan optreden. Dit niveau wordt bepaald door de waterstand bij laag water. Als vuistregel wordt gehanteerd dat golfaanval nog kan optreden 1 à 1,5 H_p beneden de laagwaterstand. Daar zeer grote getij-verschillen optreden (normaal getij 8m) is de tijdsduur dat de laagwaterstand optreedt kort en dientengevolge de golfaanval zeer gering. Gekozen wordt als waterstand, waarbij reële golfaanval kan optreden, 2m boven laag water. (In de volgende alinea wordt op deze aanname nader ingegaan).

Dit is -2m ten opzichte van gemiddelde zeestand.

Uit bijlage 2, 1₀-toestand is af te lezen dat deze waterstand 4 uur onderschreden wordt per getij-cyclus. De eventuele weggeslagen stortsteen kan vlak voordat de definitieve sluiting begint, aangevuld worden. In verband met de zeer geringe tijd welke beschikbaar is voor het storten van de betonblokken met behulp van de kabelbaan (zie fig. VII-14), wordt in dit ontwerp het wintersluitgat zo hoog gekozen dat enige schade op kan treden. Een kostenberekening zal uitsluitend moeten geven omtrent de keuze van de hoogte van het winterprofiel voor de blokkendam.

Als vuistregel zal 1,1 H gehanteerd worden, omdat de laagwaterstand slechts gedurende zeer korte tijd optreedt.

Het wintersluitgat voor de blokkendam kan tot $-2m - 1,1H_p = -2m - 9m = -11m$ opgestort worden met stortsteen.

Alleen zal bezien moeten worden of de tijd welke de kabelbaan nodig heeft voor het storten van de blokken van $-11m$ tot $+7,5m$ zodanig in het tijdschema ingepast kan worden dat de dan voor het winterseizoen afgewerkt kan worden. In hst. VII.4.3. is de berekening uitgevoerd; in hst. VII.5. blijkt de benodigde tijd in het tijdschema ingepast te kunnen worden. Het winterprofiel voor de blokkendam zal dus tot $-11m$ opgestort moeten worden.

De stortsteen drempel wordt opgestort van $-19,6m$ tot $-11m$. Gezien het verloop van de stroomsnelheid over deze hoogte en de daarbij behorende stukgewichten (zie fig. VIII-6) is gekozen voor lichte stortsteen 10-8kgf. De hoogte van de laag is 8,6m. Gekozen wordt om twee lagen van ongeveer 4m te storten. (zie fig. VII-7).

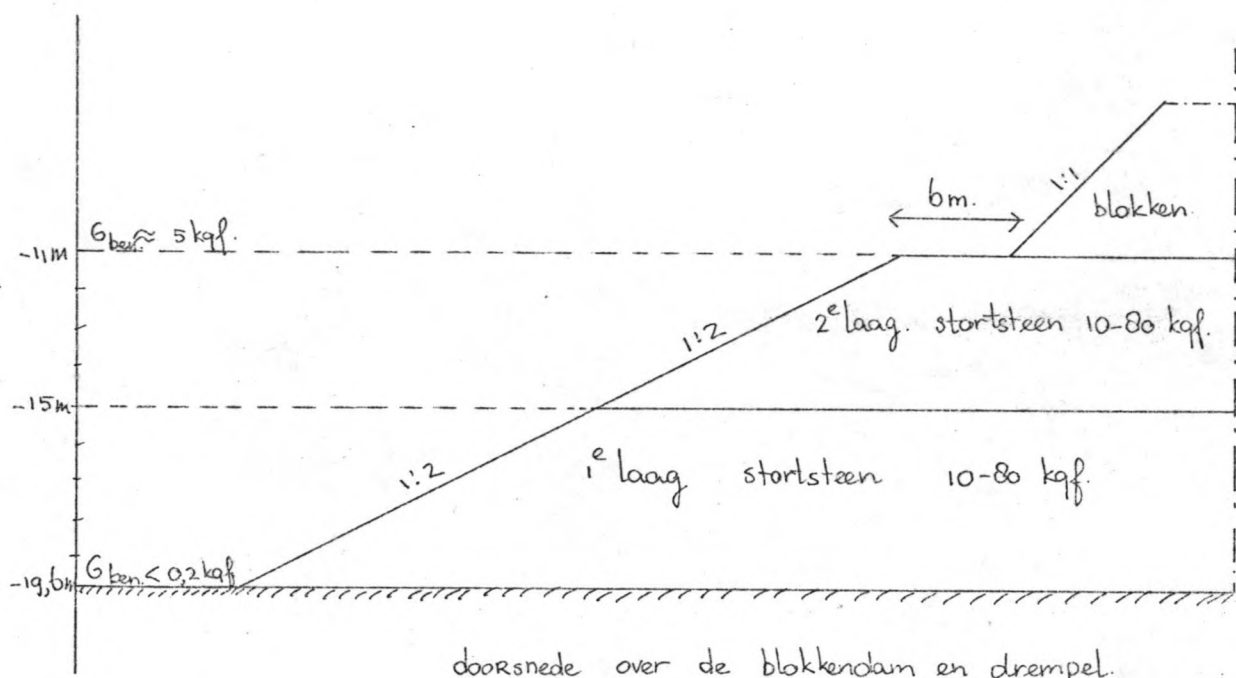


fig. VII-7

VII.3.2.2. Bepaling van het winterprofiel van de perskaden.

Om de blokkendam te kunnen dichtspuiten zullen op enige afstand van deze blokkendam kaden van stortsteen opgestort moeten worden. Om zo weinig mogelijk materiaal te gebruiken worden deze kaden in meerdere fasen na elkaar opgestort. Tussen deze stortfasen in wordt dan zand opgespoten tot iets onder de kruin van de betreffende perskade.

Op dezelfde manier als de stukgewichten in het wintersluitgat voor de blokkendam berekend is, worden de stukgewichten voor de perskaden bepaald.

Bij het bepalen van de hoogte van de perskaden in het wintersluitgat is hierbij maatgevend enerzijds de zeer korte tijd, welke beschikbaar is in het tijdschema (zie

fig. VII-14), waardoor de perskaden zo hoog mogelijk opgestort moeten worden, en anderzijds het zeer grote benodigde stukgewicht in de zône waar golfaanval plaats vindt.

Een opstorten van de perskaden tot in de zône, waar golfaanval op kan treden (dit is boven $-13m^*$) (zoals bij het wintersluitgat van de blokkendam toegepast is), heeft als nadeel, dat het materiaal boven $-13m$ verplaatst moet worden, omdat hier voor het eindprofiel van de dam golfbestendige stukgewichten toegepast moeten worden. Een oplossing waarbij deze zware stukgewichten aan de zeezijde van het wintersluitgat boven $-13m$ gelegd worden, zal uitvoering-technisch en economisch in een onderzoek nader bekeken moeten worden. In dit ontwerp wordt uitgegaan dat het wintersluitgat tot $-13m$ opgestort wordt. In fig. VII-13a blijkt dat het winterprofiel aan de zeezijde er als volgt uitziet:

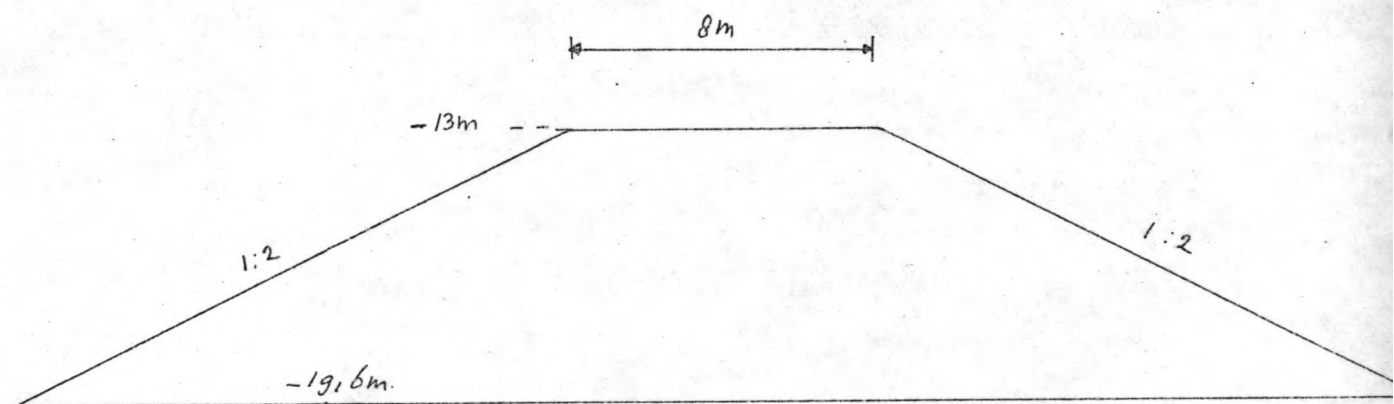
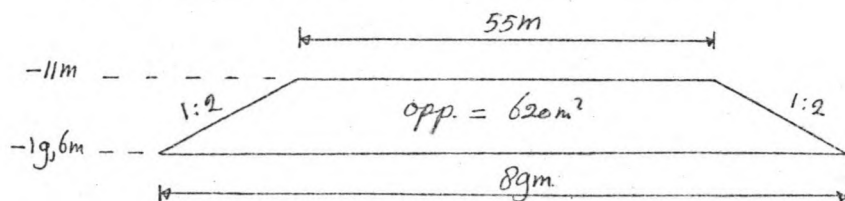


fig. VII-8a

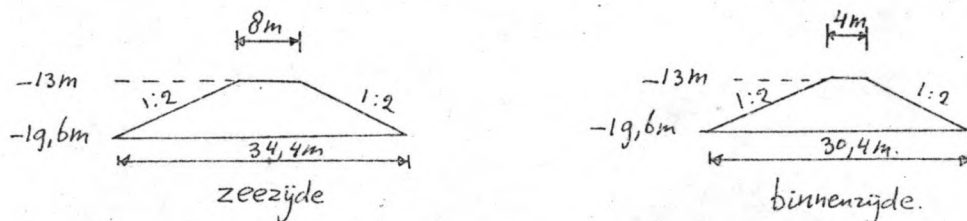
Het winterprofiel van de perskaden aan de binnenzijde krijgt een kruinbreedte van $4m$ (zie fig. VII-13b) bij een taludhelling van $1 : 2$.

* Het laagste niveau waar golfaanval kan plaatsvinden is $1,1 H_z$ onder laagwater. Dat is $-13m$.

VII.3.3. Bepaling van de benodigde hoeveelheid stortsteen en bepaling van het aantal storteenheden.



winterprofiel stortsteendrempel voor de blokkendam.



winterprofiel voor de perskaden.

fig. VII-8b

Totale oppervlak van het winterprofiel in één dwarsdoorsnede (de drempel voor de blokkendam en 2 perskaden):

$$620 + 140 + 110 = 870 \text{ m}^2$$

Het volume inclusief holle ruimten bedraagt:

$$870 \cdot 5,3 \cdot 10^3 \text{ m}^3 = 4,6 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Bij een soortelijk gewicht van $2,65 \text{ tf/m}^3$ en een percentage holle ruimten van 30% bedraagt het volumegewicht $1,9 \text{ tf/m}^3$.

Het benodigde stukgewicht bedraagt $8,8 \cdot 10^6$ tonf.

Het storten kan geschieden door middel van onderlosers, kantelbakken en kraanbakken.

Onderzocht zal moeten worden of deze stortsteen in één

zomerseizoen gestort moet worden en dan maar éénmaal mag overwinteren, of dat deze meerdere winters door kan komen. Een kostenberekening zal uitgevoerd moeten worden om hier een antwoord op te geven.

Aangenomen wordt dat één zomerseizoen beschikbaar is. Deze kan gesteld worden op 36 weken (zie fig. VII-14, tijdschema). Het aantal uren dat per week gewerkt wordt bedraagt 100. Bij een capaciteit van 150tf/uur zijn nodig:

$$\frac{8,8 \cdot 10^6}{150 \cdot 36 \cdot 100} = 16 \text{ eenheden.}$$

VII.4. Wijze van storten.

Methoden van opbouw.

Indien het storten van de blokken met behulp van de kabelbaan zal geschieden zal tijdens de opbouw van de dam en bij de voltooide blokkendam steeds een zadelformig profiel ontstaan

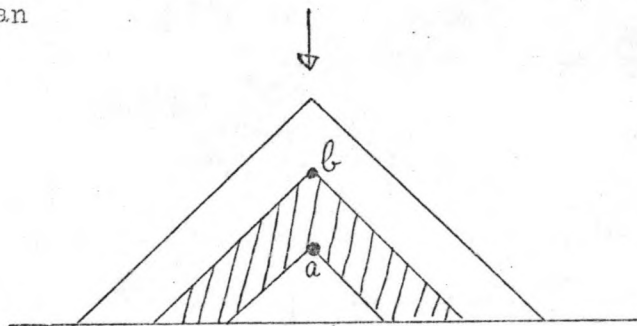


fig. VII-9

Indien de blokkendam van a naar b opgehoogd wordt, zijn voor het gearceerde oppervlak blokken nodig om dit te verwezenlijken. Door deze opbouw worden reeds kort na de aanvang van het storten hoge snelheden bereikt.

In tegenstelling tot het hierboven vermelde kan bij het storten met een varende bedrijf c.q. helikopters, tijdens de bouw en bij de voltooide dam een profiel met een platte bovenzijde optreden.

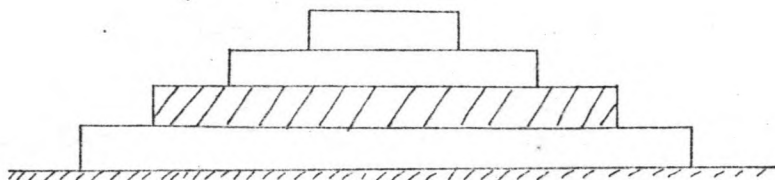


fig. VII-10

Nu worden de kritieke snelheden in een zeer kort stadium doorlopen.

Indien bij de kabelbaan gestort zou moeten worden met vier kabels (om de capaciteit te kunnen opvoeren) treedt dit voordeel ook voor een deel op. Een ander voordeel van een varend bedrijf kan zijn dat de blokken een zeer groot gewicht kunnen hebben.

VII.4.1. Storten met een varend bedrijf.

Hierbij worden de blokken in horizontale lagen op de juiste plaats van het damprofiel aangebracht. Het stadium van de hoogste stroomsnelheden, welke optreden bij het bereiken van de volkomen overlaat wordt hierdoor sneller doorlopen, hetgeen zeer aantrekkelijk is.

In de eerste bouwfase zal stortsteen gestort kunnen worden vanaf of vanuit niet verankerde vaartuigen. Bij het nauwer worden van het doorstromingsprofiel zullen de watersnelheden oplopen. Een berekening volgens de in hst. IV vermelde methode gaf aan dat snelheden tot 4,5 m/s verwacht zouden kunnen worden. In de laatste stadia zouden men met grotere stukgewichten tot ca. 2,5 t moeten werken. Gezien de grote stroomsnelheden zullen de vaartui-

gen die deze 2,5tf blokken storten verankerd moeten zijn ter/plaatsse van het sluitgat. Dit soort vaartuigen worden dambouwschepen genoemd. Van dit soort schepen is nog geen enkele in gebruik. In het programma van eisen dat opgesteld is voor de constructie van het dambouwschip zal bovendien voor de Bristol Channel opgenomen moeten worden:bruikbaarheid bij een tij-verschil tot 8,2-9,0m en zal in staat moeten zijn een blokkendam op te storten tot minstens 2 à 3m boven hoog water.

In het kader van zijn afstudeerwerk heeft J.H.Hendriksen (zie literatuur 11) zich bezig gehouden met de mogelijkheden van zo'n dambouwschip voor de sluiting van de geul de "Roompot", een van de drie geulen van de Oosterschelde. Het tij-verschil bedraagt hier 2,80m. Hij kwam tot de konklusie dat de verankering in het sluitgat grote moeilijkheden zal opleveren en dat hij het dambouwschip in 1978, wanneer de Oosterschelde volgens plan gesloten moet worden, nog niet operationeel achtte om de sluiting te verwezenlijken.

Daar in de Bristol Channel een nog veel groter tij-verschil optreedt (gemiddeld 8,20m tegenover 2,80m) zal de verankering nog grotere problemen geven, welke in de Bristol Channel waarschijnlijk in het geheel niet op te lossen zijn.

VII.4.2. Storten met behulp van helikopters.

Rijkswaterstaat heeft een onderzoek verricht naar de mogelijkheid de helikopter als hulpmiddel bij de afsluiting van de Oosterschelde te gebruiken. Hiermee kunnen evenals bij het varende bedrijf blokken in horizontale lagen gestort worden, waardoor een sneller doorlopen van de kritieke snelheden mogelijk is. De circuittijd was 2 minuten, bij een gemiddelde circuitlengte van 1200m; gemiddelde vliegsnelheid is hierbij 36km/uur. Het onderzoek wees uit dat bij een laadcapaciteit per helikopter van 10tf, de capaciteit op 225tf per uur gesteld kan worden ($= 0,75 \times 30 \times 10$), waarbij 0,75 een bedrijfscoëfficiënt is, die ^[in de toekomst] waarschijnlijk wel naar 0,8 à 0,85 opgevoerd kan worden. In de volgende berekeningen wordt als bedrijfscoëfficiënt 0,75 aangehouden, daar in het geheel niets bekend is omtrent deze coëfficiënt.

De gemiddelde circuitlengte in de Bristol Channel is 2,3km. Tot op zekere hoogte zal het langer zijn van de circuitlengte geen invloed hebben op de capaciteit, omdat bij een langer circuit gemiddeld een hogere snelheid bereikt zal worden.

Aangenomen wordt dat bij een circuitlengte van 2,3km de circuittijd 3 minuten bedraagt. De gemiddelde vliegsnelheid is dan 48km/uur geworden, hetgeen ten opzichte van 36km/uur bij de Oosterschelde zeer zeker gehaald kan worden. De capaciteit bedraagt dan $2/3 \times 225 = 150\text{tf/uur}$.

Er is geen onderzoek verricht in hoeverre twee helikopters in één circuit de productie beïnvloeden.

Wat tijd betreft zijn laden en lossen gelijksoortige handelingen in het circuit, evenals de heen en terugweg. Deze zullen eenzelfde deel van de circuittijd vragen. Het circuit bestaat dus uit twee halve identieke delen, welke maximaal $1\frac{1}{2}$ minuut mogen duren, om geen productie-

vermindering te geven, indien twee helikopters in een circuit ingezet worden. Eén helikopter zal dan in $1\frac{1}{2}$ min. geladen moeten worden én 1150m moeten vliegen. Dit moet mogelijk zijn daar in het proefonderzoek de circuit-tijd, waarin begrepen was laden, lossen en een vliegafstand van 1200m, 2 minuten bedroeg.

Er kan overdag gestort worden. In het voorjaar zal dit 15 uur per dag kunnen zijn. Om eenzelfde capaciteit als de kabelbaan te bereiken (2000 tf/uur) (zie hst. VII.4.3.) zal de totale capaciteit van de helikopters:

$$\frac{24}{15} \cdot 2000 \text{ moeten bedragen} = 3200 \text{ tf/uur.}$$

Het aantal benodigde helikopters zal hiervoor moeten zijn: $\frac{3200}{150} = 22$ helikopters. Hiervoor zullen 11 circuits nodig zijn.

Vanwege de hoogst mogelijke capaciteit van de helikopters zullen de depôts zich in principe zo dicht mogelijk bij de stortplaatsen moeten bevinden; een circuit dat enige honderden meters langer is zal de circuittijd nauwelijks beïnvloeden, omdat de helikopter dan tot iets hogere snelheid kan komen.

De 11 circuits en 3 depôts geven 4 circuits per depôt. De werkaafstand bedraagt gemiddeld $\frac{6900}{11} = 630\text{m}$. Om de totale capaciteit te kunnen handhaven moet er voor elk circuit een deeldepôt zijn. Het eiland Steep Holme zal geen 5 depôts kunnen bergen. Hiervoor moeten dan speciale voorzieningen worden getroffen.

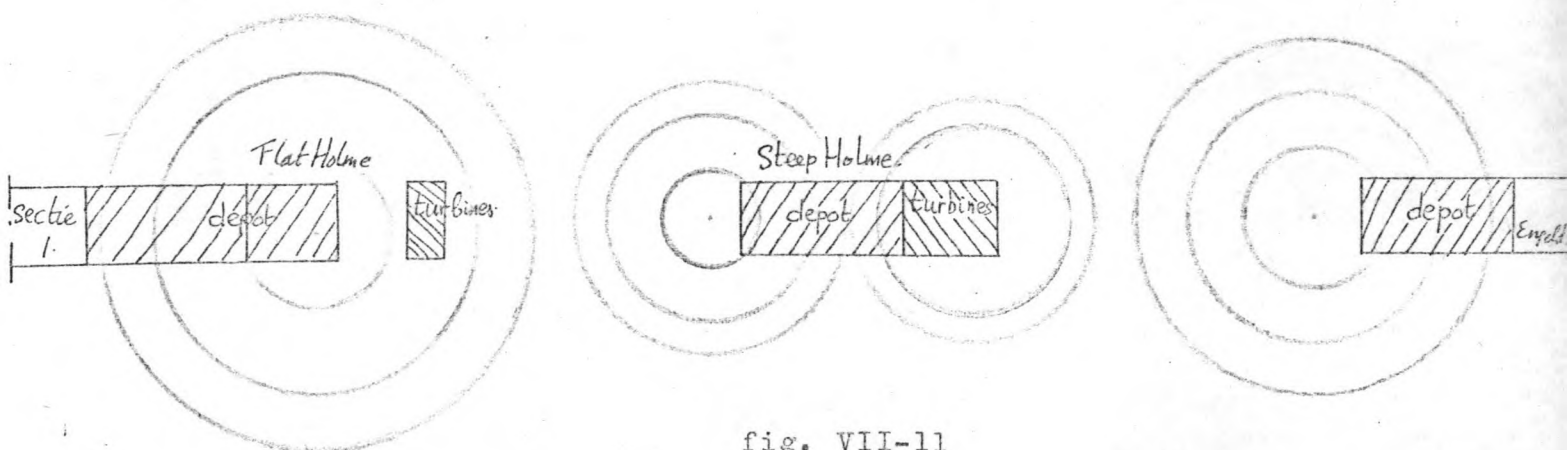


fig. VII-11

Elk circuit bestrijkt een deel van het sluitgat. De circuits zijn zo ontworpen dat geen snijpunten onderling optreden. Hierdoor zal geen productievermindering in de circuits optreden. Het opvoeren van de totale capaciteit, door uitbreiding van het aantal circuits en depôts, zal gezien het grote aantal slechts in zeer geringe mate mogelijk zijn. De totale capaciteit van de helikopters zal ongeveer gelijk zijn aan die van de kabelbaan.

Bij de 11 circuits bedraagt het gemiddelde traject 630m. Of deze nog verder verkleind kan worden zal onderzocht moeten worden. Gezien de lengte van het storttraject en de moeilijkheid de deeldepôts in de dichte nabijheid te houden van het werk, zal op deze wijze een vergroting van de capaciteit slechts in zeer geringe mate mogelijk zijn.

Het gelijktijdig beschikken over het grote aantal helikopters (laadvermogen tot 10 tf) zal een probleem zijn. Het laten bouwen van deze helikopters voor dit project zal financieel niet aantrekkelijk zijn, daar ze zeer duur zijn en geen restwaarde hebben. De legerkorpsen zijn de enigen die deze krachtige helikopters bezitten. Het zal zeer moeilijk zijn de helikopters gedurende een half jaar uitgeleend te krijgen.

In het najaar van 1972 kwamen Skikorski-helikopters met een draagvermogen van 12,5tf beschikbaar, terwijl in het U.S.A.-leger helikopters met 20tf draagvermogen operationeel werden. In de komende decennia kan een ontwikkeling tot ongeveer 50tf draagvermogen verwacht worden.

De bij het onderzoek gebruikte afwerptros, waarbij 10tf tegelijk gestort wordt, zal vervangen moeten worden door een mechanische of hydraulische hijsbalk, omdat 15tf en meer niet meer in een keer gestort kan worden in verband

met de te grote opwaartse krachten. Indien deze helikopters wat bouw en exploitatiekosten betreft economisch zijn, kan de helikopter een concurrent van de kabelbaan worden.

Indien proefnemingen met drie helikopters in één circuit (met een lengte van 2,3 km) goede resultaten geven, dan kan op deze wijze ook een capaciteitsvermeerdering met een factor $1\frac{1}{2}$ verkregen worden.

Conclusie: De helikopter is bij de afsluiting van een deel van de Bristol Channel nog geen potentiële concurrent van de kabelbaan, maar kan het in de toekomst zeker worden.

VII.4.3. Het storten met behulp van de kabelbaan.

Zoals bleek uit hst. VI moet uit oogpunt van stabiliteit met twee kabels gewerkt worden. Hierbij zal het damprofiel alleen in de vorm van een zadelformig profiel opgestort kunnen worden, waardoor al spoedig na de aanvang van het storten de kritieke snelheden bereikt worden.

Er wordt uitgegaan van een laadcapaciteit van 15 tf. per gondel. Rijkswaterstaat heeft deze gondels ingezet bij de sluiting van het Brouwershavense Gat. De maximum capaciteit wordt bepaald door het laadproces, en het overzetten van de gondel van de ene op de andere kabel. De tijd die hiervoor nodig is zal, indien de factoren die hier invloed op hebben optimaal zijn, niet minder dan 1 min. bedragen. Dit komt neer op een maximum capaciteit van 1000 tf/uur.

In de Bristol Channel zal vanwege de twee geulen met twee kabelbanen gewerkt kunnen worden. De capaciteit bedraagt dan 2000 tf/uur. Door deze achter elkaar te plaatsen en onderling te koppelen, behoeven de gondels slechts

op twee punten overgezet te worden in plaats van de gebruikelijke 2 x 2 plaatsen. Hierdoor kan de totale capaciteit groter worden. Echter ook retourbedrijf zal plaats moeten kunnen vinden, omdat in het ene sluitgat meer blokken gestort moeten worden dan in het andere sluitgat.

De redenen hiervoor kan zijn:

- 1^o De beide sluitgaten zijn niet even groot.
- 2^o Uit hydraulisch oogpunt.
- 3^o Ten gevolge van de verzakking in ondergrond of blokkendam zelf.
- 4^o Mankementen aan één van de kabelbanen.

De totale capaciteit van de twee kabelbanen zal niet veel meer dan 2000 tf/uur kunnen bedragen.

Een afsluiting waaraan begonnen is moet voltooid worden, daar bij vertraging zeer veel extra kosten optreden. Het kan dan zelfs mogelijk zijn dat de dam niet meer voor het winterseizoen op te storten is. Dan moet tot het volgende voorjaar gewacht worden. De reeds uitgevoerde werken staan dan een winterseizoen bloot aan omstandigheden, waarop ze niet berekend zijn.

Berekening van de benodigde tijd van de kabelbaan.

Er zal gestort worden vanaf twee kabels, indien de benodigde tijd voor het storten niet ingepast kan worden in het tijdschema (zie fig. VII-14) zal onderzocht moeten worden of vanaf meer dan twee kabels, of gedeeltelijk varend gestort moet worden. Bij de berekening bleek dit niet nodig te zijn.

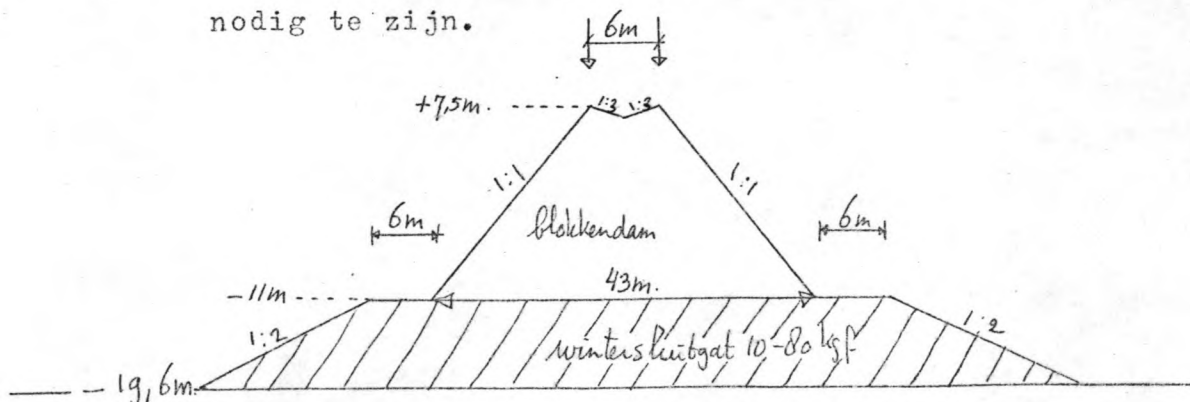


fig. VII-12

De oppervlakte van één dwarsdoorsnede van de blok-
kendam is 450m^2 .

De rekenbreedte bedraagt 5,3km.

Het volume inclusief holle ruimten = $2,38 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

Holle ruimte percentage: 45%; benodigd volume is:
 $0,55 \cdot 2,38 \cdot 10^6 = 1,3 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

Soortelijk gewicht betonblokken: 2,4 tf/m³; benodigd
gewicht: $3,16 \cdot 10^6 \text{ tf}$.

Vermeerdering met 20% (breuk, zetting en herstel) geeft
 $3,8 \cdot 10^6 \text{ tf}$.

Naar dit percentage van 20% zal een onderzoek moeten
worden ingesteld. Voor de Oosterschelde rekent Rijks-
waterstaat met 17% reserve blokken.

Capaciteit : 2000 tf/uur.

benodigde tijd: $\frac{3,8 \cdot 10^6}{2000} = 1900 \text{ uur}$.

Per week zijn 6 dagen beschikbaar waarin 24 uur per
dag gestort kan worden. Het aantal uren per week is :
 $6 \times 24 = 144 \text{ uur}$.

Het benodigde aantal weken: $\frac{1900}{144} = 13 \text{ weken}$.

Als inwerkperiode wordt aangehouden $2\frac{1}{2}$ week. Deze moet
vóór de benodigde tijd geplaatst worden. De maand febru-
ari is hiervoor bestemd (zie tijdschema fig. VII-14).

Bepaling van het benodigde stukgewicht.

1^e Golfaanval.

In hst. VII.3.2.1. is voor golfaanval de formule
van Iribarren vermeld. Het benodigde stukgewicht bedraagt:

$$W_{\text{ben.}} = \frac{d}{(d-1)^3} \cdot \frac{1}{(f \cos \alpha - \sin \alpha)^3} \cdot N \cdot H^3 \quad \text{hierin is:}$$

1^o W_{ben} = het benodigde stukgewicht.

2^o d = relatieve dichtheid = $\frac{\gamma_{steen}}{\gamma_{water}}$ hierin is:

γ_{st} = soortelijk gewicht van het stukgewicht.

γ_w = soortelijk gewicht van het water.

3^o f = wrijvingscoëfficiënt.

4^o N = coëfficiënt, welke afhankelijk is van het type steen, en schade.

5^o H = golfhoogte.

ad 2^o relatieve dichtheid d

Voor betonblokken geldt $d = 2,4 \text{ tf/m}^3$

ad 3^o wrijvingscoëfficiënt f

In hst. VII.3.2.1. is vermeld dat voor betonkubussen een f -waarde van 2,84 geldt.

ad 4^o de coëfficiënt N

In hst. VII.3.2.1. is vermeld dat voor betonkubussen een N -waarde van 0,105 geldt.

ad 5^o de golfhoogte H

De blokkendam wordt in het zomerseizoen opgebouwd en afgedicht. In hst. VII.1. is de maximale golfhoogte gedurende het zomerseizoen bepaald. Deze bedraagt 3,8m.

$$W_{ben} = \frac{2,4}{(1,4)^3} \cdot \frac{1}{(2,84 \cdot \cos 45^\circ - \sin 45^\circ)^3} \cdot 0,105 \cdot (3,8)^3$$
$$= 2,3 \text{ tf.}$$

Betonkubussen met een ribbe van 1 m en een stukgewicht van 2,5tf voldoen.

2^o Aanval door stroming.

In hst. VII.3.2.1. is afgeleid dat voor stoomaanvallen de volgende formule gebruikt mag worden:

$$G_{ben} = A' \cdot \bar{v}^6 \quad \text{hierin is:}$$

$$A' = 0,05$$

G_{ben} = benodigd stukgewicht in kgf.

In hst IV zijn de stroomsnelheden berekend. Als maximale snelheid is hier gevonden 4,51m/s, bij een drempel-

hoogte van -1,60m ten opzichte van gemiddelde zeestand.
Voor deze snelheid is $G_{ben} = 0,05 \cdot (4,51)^6 = 425\text{kgf}$.
De aanval door stroming is dus niet maalgvend.

VII.4.4. Combinatie van kabelbaan en helikopter.

De totale capaciteit zal bij combinatie 2x zo groot zijn en komt op 4000tf/uur te liggen. De tijd, nodig voor het storten van de blokken zal dan met $6\frac{1}{2}$ week bekort kunnen worden. (zie tijdschema, hst. VII.5.), waardoor voor het afwerken van de dam meer tijd beschikbaar komt.

In noodgevallen kan géén gebruik gemaakt worden van een alternatief hulpmiddel, hetgeen bij een zo groot project als de Bristol Channel zeer wel als een gebrek gevoeld moet worden.

Het opstellen van een combinatie van twee stortschema's, waarbij het ene schema weinig of geen invloed zal hebben op het andere, zal zeer moeilijk zijn, daar de gondels hun last elke minuut storten en de helikopters elke $1\frac{1}{2}$ minuut. Veiligheidsoverwegingen en de zeer beperkte manoeuvreerruimte van de helikopters, om en nabij de draagkabels, zal zeker de capaciteit van beiden beperken.

Het grote aantal van deze zeer krachtige helikopters (22 stuks) geldt ook hier als nadeel.

Het grootste bezwaar van de combinatie van kabelbaan en helikopters, is dat het door een verkeerde manoeuvre van de helikopterpiloot, welke vanwege het strakke stortschema, en de beperkte manoeuvreerruimte zeer zeker gebeuren zal, beschadigingen aan de draagkabel van de kabelbaan zal ontstaan waardoor de capaciteit van de kabelbaan geheel kan wegvallen. Om deze reden zal de mogelijkheid van combinatie van kabelbaan en helikopter verworpen moeten worden.

VII.5. Het tijdschema. (zie fig. VII-14)

Er moet een tijdschema opgesteld worden om te zien of de dam afgewerkt kan worden voordat het winterseizoen begint.

Bij het afwerken van de dam zijn in volgorde van opbouw de volgende fasen te onderscheiden (zie fig. VII-13a en 13b. In hst. VII.7 en VII.9. worden de afmetingen van de lagen en de stukgewichten, welke in fig. VII-13a en 13b vermeld staan, berekend)

- 1^e Inwassen met grint van de blokkendam.
- 2^e Zand opspuiten van -19,6 tot -14m.
- 3^e Stortsteenkade laag 1 opstorten.
- 4^e Zand opspuiten tot -9,5m
- 5^e Stortsteenkade laag 2 opstorten.
- 6^e Zand opspuiten tot definitieve hoogte.
- 7^e Bekleding van de dam.

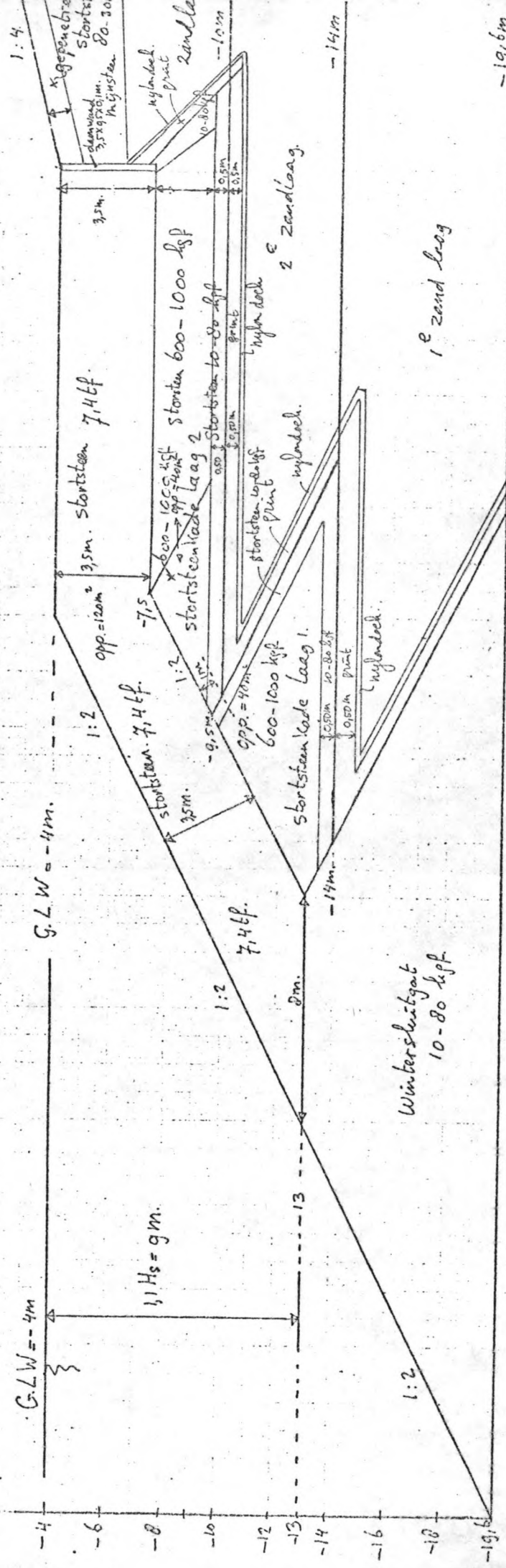
In zijn algemeenheid is het vanwege de grote damlengte mogelijk met een volgende fase te beginnen, voordat de vorige beeindigd is.

De periode waarin dit alles uitgevoerd moet worden loopt van 1 maart tot 1 november, zijnde 35 weken. Gedurende de maand oktober is met een grotere vertraging ten gevolge van het slechte weer rekening gehouden dan in de overige maanden.

Inwerkperiode.

Met de fasen blokken storten en inwassen is rekening gehouden met een inwerkperiode. Daar het blokken storten zo goed als onafhankelijk is van het weer ^(daar deze) en de eerste fase is van de definitieve sluiting kan deze inwerkperiode vóór 1 maart gekozen worden.

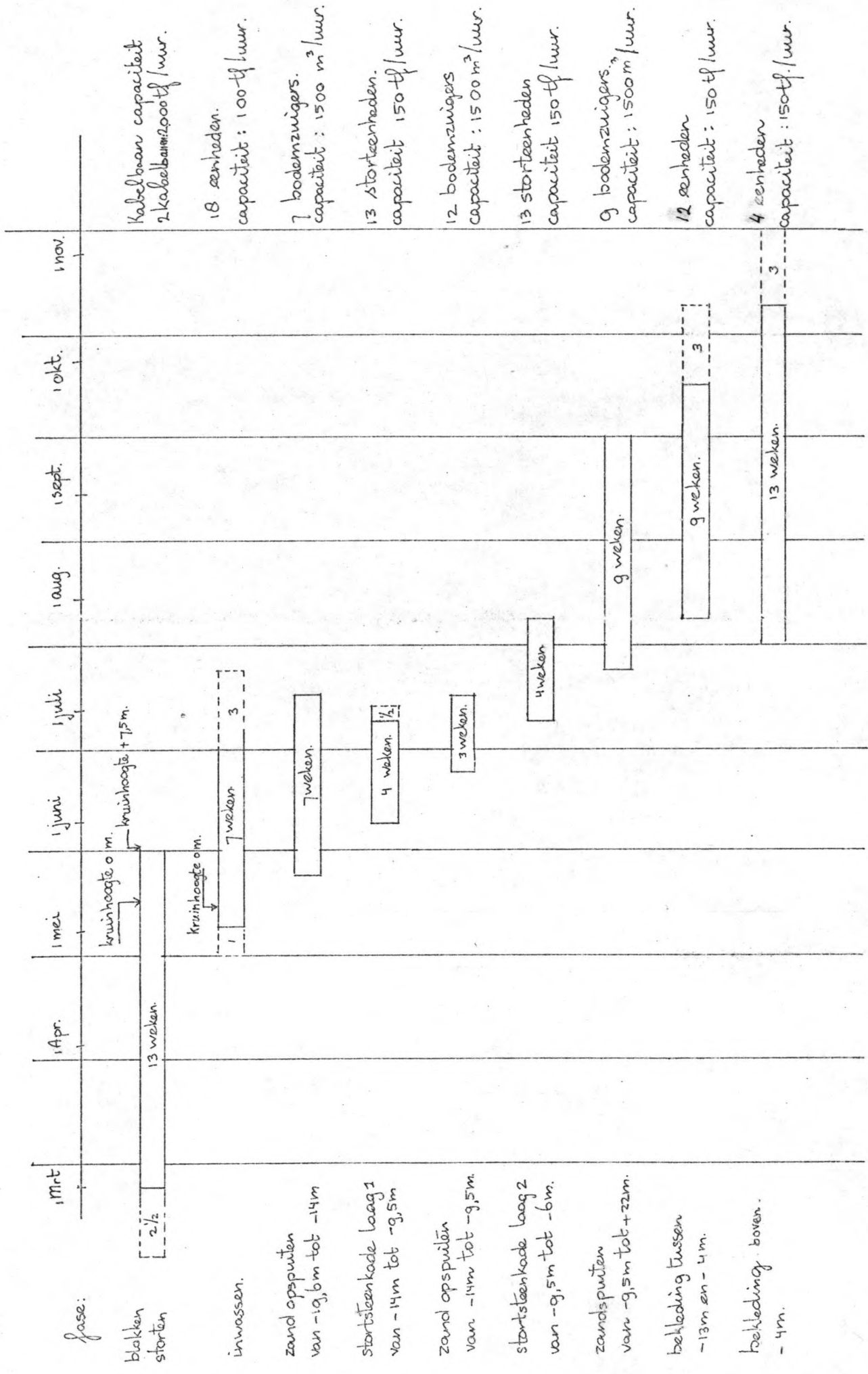
Voor de andere fasen hoeft met een inwerkperiode geen rekening gehouden te worden, daar deze handelingen reeds veelvuldig uitgevoerd zijn.



dwarsdoorsnede beloop zeezijde. (onder G.L.W = -4m) sectie 3.

Fig. VII - 13a.

Schaal: 1:200.



Tydschema
fig. VII - 14.

Weersafhankelijkheid.

Het blokken storten is zo goed als onafhankelijk van het weer. De eventuele vertragingen zijn begrepen in de inwerkperiode.

Het storten van de stortsteenkaden is wel weersafhankelijk. Aangenomen is dat de tijd hiervoor met 15% vermeerderd moet worden. (zie fig. VII-14)

Het inwassen zal onder andere geschieden met behulp van transportbanden. Deze fase zal zeer weersafhankelijk zijn. Aangenomen is dat hier een tijdsvermeerdering van 40% noodzakelijk is. (zie tijdschema fig. VII-14)

Opmerking naar aanleiding van het tijdschema:

Als de blokkendam zich vlak boven gemiddelde zeestand bevindt, is gedurende \pm 6 uur een stroomsnelheid van 3 à 4m/s aanwezig. De overige 6 uur van de getij-periode is de stroomsnelheid nul. (zie bijlage 2). In deze periode kan een begin gemaakt worden met het inwassen van de dam.

VII.6. Het inwassen.

Een afdichtingsconstructie bestaande uit een banket van grof grint tegen de blokkendam en daarop een stroomafdichtende laag van warm zandasfalt bleek te voldoen bij de Deltawerken (Haringvliet), maar deze constructie eiste enorme hoeveelheden grint en zandasfalt. Het bleek dat de oplossing, het grint niet tegen de dam aan te leggen maar erin, een zeer snelle en niet te dure methode was om een afdichting te verkrijgen. De grootste gaten in de blokkendam worden hierbij gevuld, waardoor de stroom door de dam zo sterk afneemt, dat het tegen de blokkendam gespoeten zand niet meer wegspoelt. De dam van het Brouwershavense Gat is op deze manier met succes ingewassen.

De inwassingsprocedure kan als volgt plaatsvinden:

Het grint wordt door middel van een baggermolen of grijper uit onderwaterdepôts opgehaald en overgeslagen in beunschepen. Bij de blokkendam worden deze door een drijvende kraan gelost op een transportband, die op het waterniveau het grint op de blokkenkade uitstrooit. Het grint moet gestort worden aan die kant van de dam waar de hoogste waterstand is, zodat de lekstroom als gevolg van het verval over de dam, het grint in het damlichaam spoelt; bij gelijke waterstand binnen en buiten wordt tussen beide kruinen gestort.

De capaciteit waarmee men bij het Brouwershavense Gat werkte bedroeg 76tf/uur. Het gebruik van transportbanden en kranen met een grotere capaciteit zal zeker mogelijk zijn, zodat de capaciteit van het inwassen op 100tf/uur gesteld kan worden.

Het oppervlak van één dwarsdoorsnede van de blokkendam is 450m^2 (zie hst. VII.4.3.)

het percentage holle ruimte in de blokkendam was 45%. Stel dat dit na inwassen teruggebracht wordt tot 15%. Het oppervlak aan grint in een dwarsdoorsnede is dan: $0,30 \cdot 450 = 135\text{m}^2$.

De lengte van de dam is 5,3km. De hoeveelheid grint (inclusief holle ruimten) bedraagt dan $5,3 \cdot 10^3 \cdot 135 = 710.000\text{m}^3$. Bij een volumegewicht van grint van ongeveer $1,85\text{tf}/\text{m}^3$ komt dit overeen met $1,32 \cdot 10^6$ tf.

Bij de gestelde capaciteit van 100tf/uur zijn hiervoor 13.200uur nodig. Er zal alleen bij daglicht gevaren en gestort kunnen worden. Volgens het tijdschema zal het inwassen geschieden in de zomermaanden. Er zal dan 15 uur per dag gewerkt kunnen worden. Een werkweek komt dan op 7×15 uur = 105 uur. Het aantal weken dat beschikbaar is bedraagt 7. Het aantal eenheden dat nodig

is bedraagt $\frac{13 \cdot 200}{7 \times 105} = 18$ eenheden. Hun werkafstand op

de dam bedraagt dan 345m, hetgeen voldoende is om geen capaciteitsvermindering te laten optreden.

VII.7. De stort steenkaden

1^e Stortsteenkade laag 1

a) Buitentalud

Nadat het zandlichaam tot -14m opgespoten is, kan met het opstorten van de perskaden (stortsteenkade laag 1) begonnen worden. Deze laag wordt van -14m tot -9,5m opgestort.

Het benodigde stukgewicht wordt in deze zône (van -14m tot -9,5m) door de golfaanval bepaald. In hst. VII.3.2.1. is de formule van Iribarren vermeldt. Deze luidt:

$$W_{ben.} = \frac{d}{(d-1)^3} \cdot \frac{1}{(f \cos \alpha - \sin \alpha)^3} \cdot N \cdot H^3$$

Voor de betekenis van de symbolen zie hst. VII.3.2.1.

H_g (zomerseizoen) = 3,8m (zie hst. VII.1.)

taludhelling = 1 : 2

$$W_{ben.} = \frac{2,65/1}{(2,65/1-1)^3} \cdot \frac{1}{(2,38 \cdot \cos 26^\circ - \sin 26^\circ)^3} \cdot 0,105 \cdot (3,8)^3$$
$$= 0,62 \text{tf} = 620 \text{kgf.}$$

Gekozen voor laag 1: stortsteen 600-1000kgf.

b) Binnentalud

De H (zomerseizoen) bedraagt 2,40m (zie hst. VII.1.)

taludhelling = 1 : 2

$$W_{ben.} = 0,59 \cdot \frac{1}{5,1} \cdot 0,105 \cdot (2,4)^3$$
$$= 0,17 \text{tf} = 170 \text{kgf.}$$

Gekozen voor laag 1 binnentalud: stortsteen 200-300kgf.

Berekening van het aantal storteenheden voor laag 1.

Het oppervlak van een dwarsdoorsnede (zie fig. VII-13a en 13b) bedraagt $2 \times 40 \text{ m}^2$ (binnen-en buitentalud) = 80 m^2 . Bij een damlengte van 5,3km bedraagt het volume (inclusief holle ruimten) 424.000 m^3 . Bij een volumegewicht van $1,9 \text{ tf/m}^3$ bedraagt het gewicht $0,8 \cdot 10^6 \text{ tf}$. Bij een werkweek van 105 uur, een capaciteit van 150tf/uur en een periode van 4 weken bedraagt het aantal storteenheden:

$$\frac{0,8 \cdot 10^6}{105 \cdot 150 \cdot 4} = 13 \text{ storteenheden.}$$

2^o Stortsteenkade laag 2

a) Buitentalud

Nadat het zandlichaam tot -9,5m opgespoten is, kan met het opstorten van stortsteenkade laag 2 begonnen worden. De laag wordt van -9,5 tot -6m opgestort.

Er vindt eenzelfde golfaanval als bij laag 1 plaats. Het benodigde stukgewicht bedraagt eveneens 600-1000kgf.

b) Binnentalud

Er vindt eenzelfde golfaanval als bij laag 1 plaats. Het benodigde stukgewicht bedraagt eveneens 200-300kgf.

Berekening van het aantal storteenheden voor laag 2

Laag 1 en 2 zijn zo gekozen dat hun oppervlakken in een dwarsdoorsnede even groot zijn.

Voor laag 2 is eveneens een periode van 4 weken beschikbaar (zie fig. VII-14).

Het aantal storteenheden is eveneens 13.

De perskaden voor het zandsputten (stortsteenlaag 1 en 2 genoemd in fig. VII-13a en 13b) doen tevens dienst als filter voor de bekledingslaag van 3,5m bestaande uit een stukgewicht van 7,4tf. Onder deze stortkaden zal een nylondoek met een laag grint aanwezig moeten zijn om geen uitspoeling van zand te krijgen.

VII.8. Het zandsputten.

Nadat het grint in de blokkendam ingewassen is, is de stroom door de dam zover afgenomen dat met het opspuiten van het zand begonnen kan worden. Er wordt uitgegaan van het in hst. VII.3, fig VII-5 besproken eindprofiel van de afsluitdam. Om zo weinig mogelijk last te hebben van de open zee is de blokkendam zoveel mogelijk aan de zeewaartse zijde van de gehele dam geprojecteerd.

Om het zand tegen de met grint ingewassen blokkendam op te spuiten zijn bodemzuigers nodig, welke het zand via een persleiding op de juiste plaats persen. Deze zuigers moeten in rustig water liggen, opdat hun capaciteit gedurende de volledige tijd benut wordt. Hiervoor zal een plaats onder de kust van Wales bij Barry en/of tegen het gereedgekomen deel van de dam in sectie 1 gezocht moeten worden, voor wat betreft sectie 2. Voor sectie 3 kan een plaats gevonden worden onder de Engelse kust bij Brean Down. De zandvoorziening voor de bodemzuigers zal plaats moeten vinden door middel van sleepzuigers, welke hun lading nabij de bodemzuiger moeten lossen. Daar de sleepzuigers een grotere capaciteit hebben dan de bodemzuigers, zijn deze laatsten maatgevend in de bepaling ervan.

Opspuiten van -19,6 tot -14m.

Het oppervlak aan zand in een dwarsdoorsnede van de dam tussen -19,6m en -14m bedraagt: $1800m^2$. Bij een lengte van 5,3km is nodig $9,6 \cdot 10^6 m^3$ zand. Beschikbaar zijn bodemzuigers met een capaciteit van maximaal $70.000m^3/45$ uur. Bij een werkweek van 140 uur komt dit overeen met $210.000m^3$ per week. Volgens het tijdschema moet dit in 7 weken verwerkt zijn. Totaal zullen nodig zijn:

$$\frac{9,6 \cdot 10^6}{0,21 \cdot 10^6 \cdot 7} = 7 \text{ bodemzuigers.}$$

De grootte van de laadruimen van de sleepzuigers bedraagt momenteel maximaal 6.000m^3 . Afhankelijk van de plaatsen waar het zand gewonnen wordt, en dus afhankelijk van de vaarafstanden is hiermee het aantal sleepzuigers te bepalen.

Opspuiten van -14m tot -9,5m

Het oppervlak aan zand in één dwarsdoorsnede van de dam tussen -14m en -9,5m bedraagt 1440m^2 . Bij een lengte van 5,3km is nodig $7,6 \cdot 10^6 \text{m}^3$ zand. Beschikbare capaciteit is 210.000m^3 per week. Volgens tijdschema moet dit in 3 weken verwerkt zijn. Totaal zullen nodig zijn:

$$\frac{7,6 \cdot 10^6}{0,21 \cdot 10^6 \cdot 3} = 12 \text{ bodemzuigers}$$

Opspuiten van -9,5m tot het gewenste eindprofiel.

Het oppervlak aan zand in één dwarsdoorsnede van de dam bedraagt 3000m^2 . Bij een lengte van 5,3km is nodig $15,9 \cdot 10^6 \text{m}^3$ zand. Beschikbare tijd volgens het tijdschema is 9 weken. Totaal zullen nodig zijn:

$$\frac{30,6 \cdot 10^6}{0,21 \cdot 10^6 \cdot 9} = 9 \text{ bodemzuigers}$$

VII.9. Bekleding van de dam.

1^o Het gebied tussen laag en hoog water.

In hoofdstuk VIII wordt de constructie van het damlichaam behandeld. Daar wordt gevonden dat voor het buitentalud voor het gebied tussen laag en hoog water gepenetreerde stortsteen toegepast wordt van 60-300kgf. met een

laagdikte van 0,8m. (zie fig. VIII-14). Voor het binnentalud wordt gevonden een laagdikte van 0,40m. voor stortsteen 10-20 kgf. Per dwarsdoorsnede van de dam is de lengte van de

bekleding 32m.

Volgens het tijdschema zijn 16 weken beschikbaar. Aangenomen wordt dat 3 weken verloren gaan door on-

werkbaar weer en aanloopverliezen. Er blijven 13 weken over. Deze periode zal vallen van 1 augustus tot 1 november. Aangezien er alleen bij daglicht gewerkt kan worden bedraagt het aantal werkuren per dag 13. Een werkweek bevat dan 90 uur.

Het benodigd volume (inclusief holle ruimten) aan stortsteen is 200.000m^3 . Bij een volumegewicht van $1,9\text{tf}/\text{m}^3$ is het benodigde gewicht 380.000tf . De capaciteit is $150\text{tf}/\text{uur}$. Het aantal storteenheden bedraagt:

$$\frac{380.000}{90 \cdot 13 \cdot 150} = 2 \text{ eenheden}$$

2^o Het gebied onder laag water. (-4m)

a) Het gebied tussen -19,6m en -13m.

Het gebied van -19,6m tot -13m wordt niet door golven aangevallen. (zie hst.VII.3.2.2.) Het materiaal 10-80kgf. van de perskade doet in dit gebied dienst als bekleding.

b1) Het gebied tussen -13m en -4m aan de zeezijde.

Het benodigde gewicht wordt bepaald door de golfaanval. De maximaal optredende golf ^{hoogte} bedraagt 8,5m. (zie hst.VII.1.)

$$\begin{aligned} W_{\text{ben.}} &= \frac{d}{(d-1)^3} \cdot \frac{1}{(f \cos \alpha - \sin \alpha)^3} \cdot N \cdot H^3 \\ &= \frac{2,65/1}{(2,65/1-1)^3} \cdot \frac{1}{(2,38 \cdot \cos 26^\circ - \sin 26^\circ)^3} \cdot 0,105 \cdot (8,5)^3 \\ &= 7,4\text{tf.} \end{aligned}$$

De gemiddelde diameter van een stukgewicht bedraagt ongeveer 1,40m. De laagdikte is 2 à 3 maal de diameter en bedraagt 3,5m. (zie fig. VII-13a)

b2) Het gebied tussen -13m en -4m aan de binnenzijde.

De maximaal optredende golfhoogte bedraagt 3,75m (zie hst. VII.1).

Het benodigde gewicht bedraagt:

$$W_{\text{ben.}} = \frac{d}{(d-1)^3} \cdot \frac{1}{(f \cdot \cos \alpha - \sin \alpha)^3} \cdot N \cdot H^3$$
$$= 645 \text{ kgf.}$$

De gemiddelde diameter van een stukgewicht bedraagt ongeveer 0,70m. De laagdikte bedraagt 1,50m. (zie fig. VII-13b).

Berekening van het aantal storteenheden.

Het oppervlak in één dwarsdoorsnede bedraagt voor het buitentalud 120m^2 en voor het binnentalud 30m^2 . Dit is tesamen 150m^2 . Bij een damlengte van 5,3km bedraagt het volume $0,8 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. Bij een volumegewicht van $1,9 \text{ tf/m}^3$ is het benodigde gewicht $15 \cdot 10^6 \text{ tf}$. Volgens tijdschema (fig. VII-14) zijn 12 weken beschikbaar. Als aangenomen wordt dat 3 weken verloren gaan door onwerkbaar weer en aanloopverliezen blijven er nog 9 weken over. Bij een capaciteit van 150 tf/uur en 90uur per week bedraagt het aantal storteenheden: $\frac{15 \cdot 10^6}{90 \cdot 9 \cdot 150} = 12 \text{ eenh.}$

VII.10. De pylonen.

VII.10.1. De pyloonafstand.

Bij het gebruik van de kabelbaan bij de Deltawerken, waarbij men van de kleinste en eenvoudigste sluitgaten naar de grootste en moeilijkste overgang, heeft zich een ontwikkeling van de kabelbaan voorgedaan. Uit veiligheids-overwegingen heeft men steeds 1 gondel per overspanning toegelaten. Geleidelijkaan zijn de onderlinge afstanden van de pylonen kleiner gekozen. Dit maakt een snellere opeenvolging van de gondels mogelijk en het verkleind ook de doorhang van de kabels, wat weer resulteert in een grotere gemiddelde snelheid van de gondels. De overspanning van 630m van de Grevelingen werd bij de Haringvliet teruggebracht tot 570m en bij het Brouwershavense Gat tot 380m.

Hierbij moet opgemerkt worden dat de capaciteit steeds opgevoerd moest worden.

Een verkleining van de pyloonafstand geeft een kleinere doorhang van de kabel. Hierdoor wordt de helling die de kabel bij de pylonen met de horizontaal maakt kleiner. De gondels zullen dan minder behoeven te klimmen om een pyloon te passeren. De gemiddelde snelheid van de gondel zal dan groter worden. Bij een pyloonafstand van ongeveer 400m bedraagt de gemiddelde snelheid op de horizontale kabel 7,5m/s. (zie literatuur 6, driemaandelijks bericht, Deltawerken.) Op de hellingen bij de pylonen (versnellen en vertragen) bedraagt de gemiddelde snelheid 4m/s. Daar de horizontale trajecten veel groter zijn dan de trajecten met hellingen wordt als gemiddelde omloopsnelheid 6,3m/s aangehouden.

Zoals in hst VII.3. vermeld is, wordt de omlooptijd bepaald door de gemiddelde omloopsnelheid van de gondel en het overbrengen van de gondel van de ene kabel op de andere kabel. De tijd benodigd voor het overbrengen van de gondel bedraagt minimaal 1 minuut. Als de pyloonafstand kleiner dan $6,3 \cdot 60 = 380\text{m}$ gekozen wordt, zal dat geen capaciteitsverhoging van de kabelbaan geven, daar dan het overbrengen van de gondel maatgevend is.

In het ontwerp wordt een pyloonafstand van ongeveer 380m gekozen.

De pylonen geven een profielsvernauwing over de volledige hoogte van het doorstromingsprofiel. Bij het Brouwershavense Gat heeft Rijkswaterstaat een rechthoekig onderstuk van uitwendig 5,75m breedte toegepast. (zie literatuur 6, nr. 45 blz. 260) Er worden 13 pylonen toegepast.

Tesamen 75m breed.

In verband met de rechthoekige vorm van het onderstuk der pylonen zal de effectieve vernauwing van het doorstromingsprofiel zeer veel groter zijn. Stel dat de werkelijke vernauwing 2x de totale pyloondikte is. Dat is dan 150m.

De rekenbreedte voor de secties 2 en 3 is 5,3km. De vernauwing ten gevolge van de pylonen bedraagt:

$$\frac{0,15}{5,3} \cdot 100\% = 2,8\% \text{ van de rekenbreedte. De maximale}$$

snelheden zullen hierdoor een weinig toenemen.

HOOFDSTUK VIII

Constructie van het damlichaam.

Inleiding.

De dam van Lavernock Point (Wales) naar Brean Down zal diverse functies moeten hebben:

- 1^o Een verkeerstechnische functie om transport over de dam mogelijk te maken en een transportgeleidende functie voor pijpleidingen, kabels en dergelijke. In hst. VIII.1. zal hier nader op ingegaan worden.
- 2^o De scheidingsfunctie tussen de open zee en het hoge bassin. In hst. VIII.2. zal hier nader op ingegaan worden.

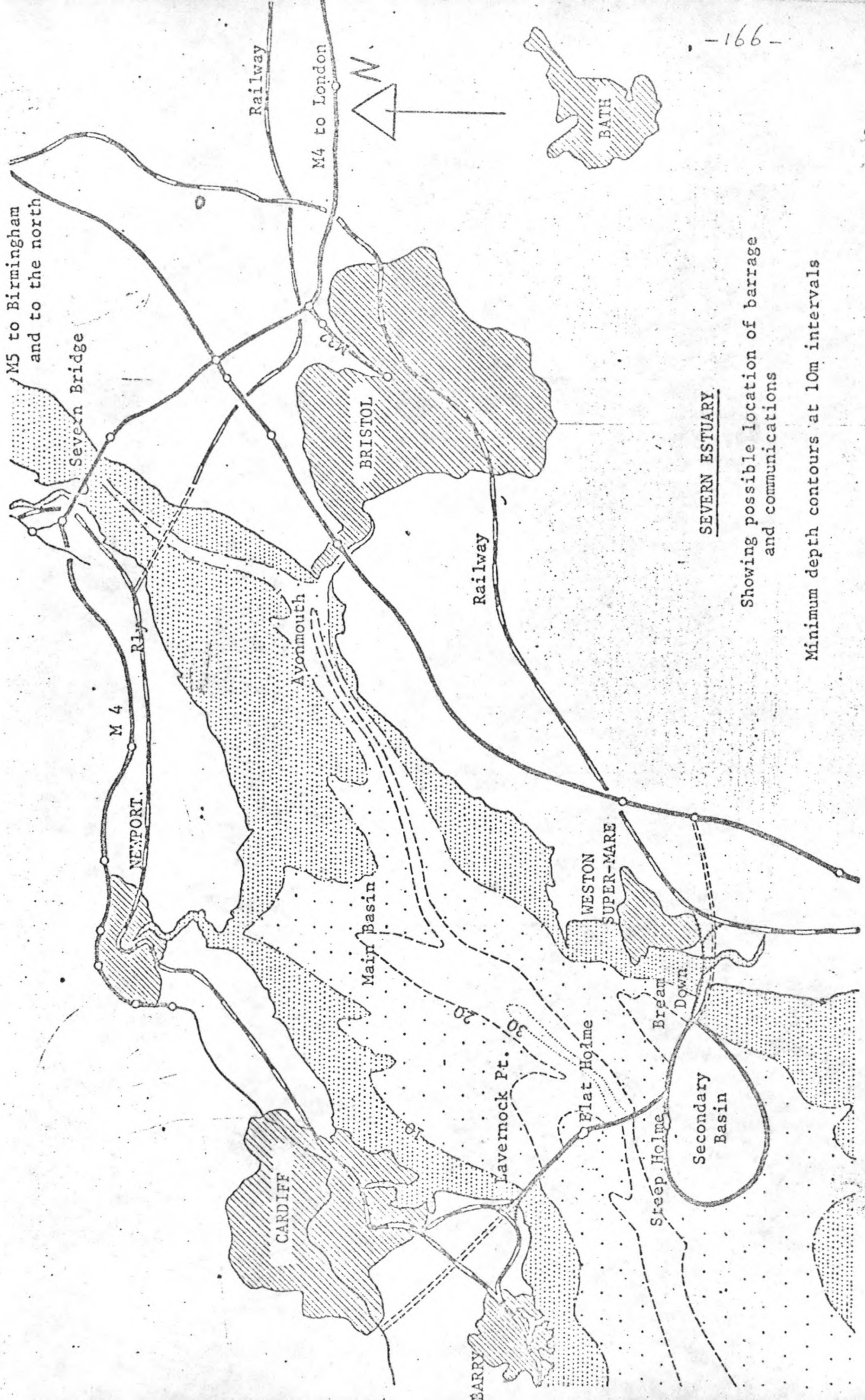
VIII.1. De verkeerstechnische functie en transportgeleidende functie van de dam.

Zowel rail-als niet railvervoer komt in aanmerking voor de verbindingen tussen de oevers van Wales en Engeland. (zie fig. VIII-1).

Een autoweg zal minimaal 2 x 2 rijstroken met vluchtstroken moeten krijgen, met mogelijk uitbreiding tot 2 x 4 rijstroken. Een parallelweg aan de zijde van het lage bassin voor recreatie zal ook aanwezig moeten zijn. (aan de zeezijde zal de stormvloedsberm als recreatieweg dienst kunnen doen). De totale breedte zal 45m. zijn.

Het transport per rail zal moeten plaats vinden over dubbel spoor. Dit zal een breedte van 20m vragen.

Het transport per leiding (hoogspanningskabels, petrochemische leidingen) zal in de toekomst toenemen; temeer daar in het multi-purpose plan voor de oever van Barry (zie fig. VIII-2.) een diepzeehaven gepland is, waar rondomheen de zware petro-chemische industrie zich zal

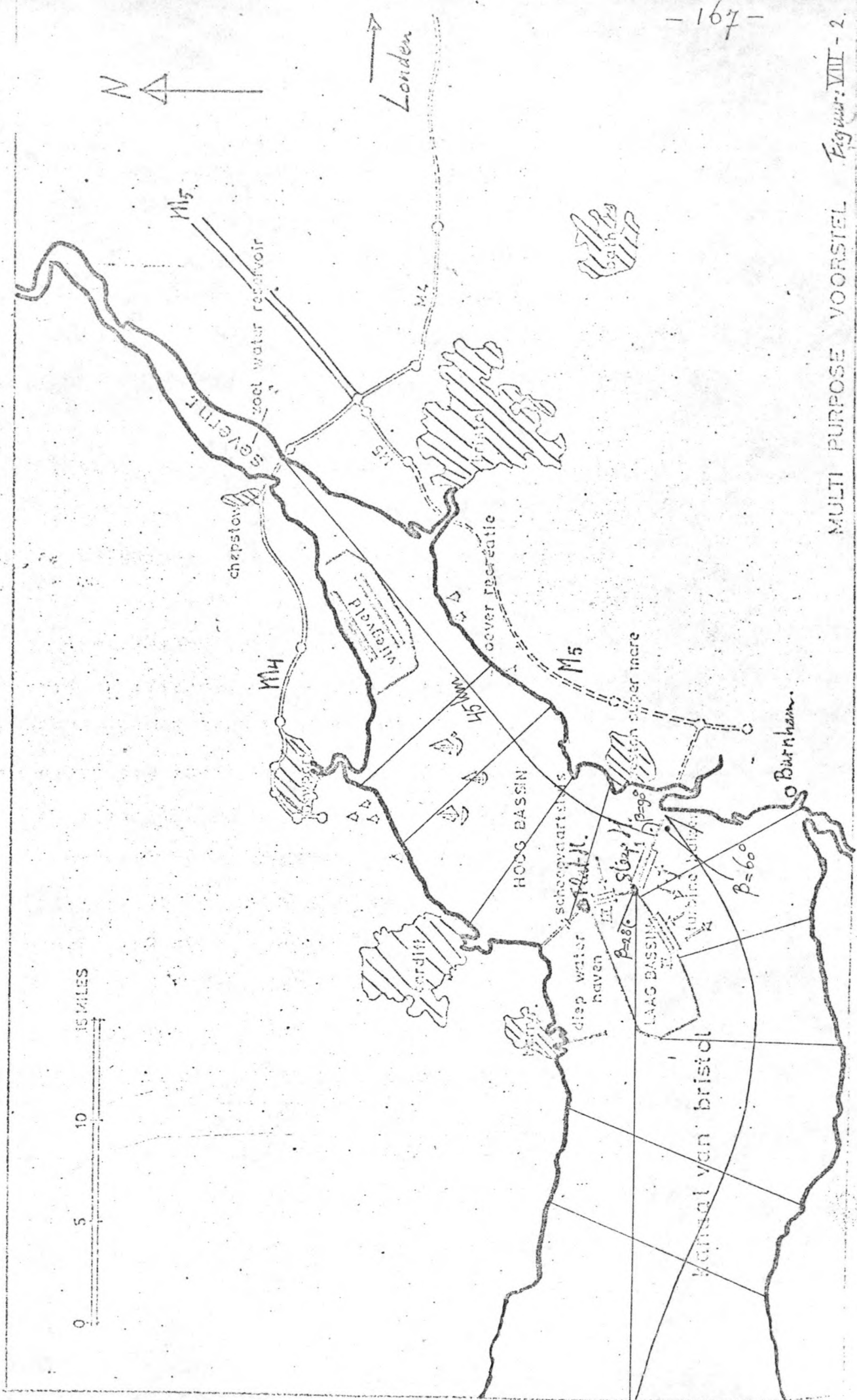


SEVERN ESTUARY.

Showing possible location of barrage and communications

Minimum depth contours at 10m intervals

M5 to the south



MULTI PURPOSE VOORSTEL Figuur VIII - 2.

vestigen. Voor deze leidingenstraat wordt een breedte van 25m aangehouden.

De kruinbreedte zal ongeveer 90m moeten bedragen. In hst VIII.2.1. en VIII.2.2. zijn de kruinhoogten bepaald op +22m en +18m. Het niveau waarop het verkeer zich zal afspelen, zal om een vrij uitzicht over het hoge bassin te geven op het niveau van de kruin aan de binnenzijde gekozen worden.

VIII.2. De scheidingsfunctie van de dam.

VIII.2.1. De dam zal onder elke optredende situatie haar functie moeten blijven vervullen. De stabiliteit van de dam kan op drie wijzen aangetast worden:

1^o Door drukverval over de dam.

Ten gevolge van de zeer grote dimensies van de dam (de voet van de dam is \pm 200m breed en de kruin is \pm 100m breed) zal deze ten gevolge van de optredende vervallen geen verlies aan stabiliteit geven.

2^o Door wateroverslag.

Een juiste bepaling van de kruinhoogte zal zekerheid geven dat door wateroverslag geen stabiliteitsverlies optreedt. (In hst VIII.2.2. wordt hier nader op ingegaan.)

3^o Golfaanval en wateroverdruk.

Een bekleding van de juiste afmetingen en bestaande uit de juiste materialen zal stabiliteitsverlies kunnen voorkomen. (in hst. VIII.2.3. wordt hier nader op ingegaan.)

VIII.2.2.1. De kruinhoogte.

De kruinhoogte wordt bepaald door:

a) Het ontwerppeil. Deze wordt bepaald door:

- 1^o De getij-stand bij hoogwater springtij.
- 2^o De bijdrage ten gevolge van de overschrijdingsfrequentie.

b] De golfoploop.

c] De zetting van het damlichaam en de ondergrond.

De kruin aan de zeezijde:

ad a] Het ontwerppeil.

1^o Getij-stand bij hoogwaterspringtij.

In hst.VII.2. is de getij-stand bij hoogwater springtij in de T_0 -toestand bepaald en bedraagt: 6,2m boven de gemiddelde zeestand. Volgens de computerberekeningen zal ten gevolge van de afdamming een afname van de amplitude van het getij plaatsvinden van 23cm. Hierbij is gerekend met openstaande turbinekanalen. Naar de afname van de getij-amplitude heeft ook Dr.Heaps (zie literatuur 2) gerekend. Hij vond bij gesloten turbinekanalen een afname van 45cm. De hoogste getij-stand bij hoogwater springtij na afsluiting treedt op bij volledig openstaande turbinekanalen en bedraagt 6,0m.

2^o Bijdrage ten gevolge van de overschrijdingsfrequentie.

Er zijn geen gegevens bekend over de optredende waterstanden gedurende lange tijd. Er kan zodoende niet gewerkt worden met de overschrijdingsfrequentie. Er zal met de opwaaiing gerekend moeten worden. Gegevens over deze opwaaiing zijn slechts summier bekend. Bekend is dat in het gebied rond Flat Holme gedurende 40 jaar een maximale opwaaiing geregistreerd is van ongeveer 1,5m. Onder welke omstandigheden dit plaatsvond is niet bekend, zodat met dit gegeven niet gerekend kan worden. Bovendien zal door de bouw van de dam de opwaaiing beïnvloed worden. Het water dat naar de dam toe opgestuwd wordt, zal zich ter plaatse van de dam in een retourstroom moeten ontwikkelen. Hoe gemakke-

lijker deze retourstroom kan ontstaan des te kleiner zal de opwaaiing zijn. De ontwikkeling van de retourstroom neemt toe naarmate de waterdiepte groter is.

Berekening van de opwaaiing:

Voor de berekening van de opwaaiing aan de zeezijde van de dam is aangenomen dat aan de mond van de Bristol Channel ter plaatse van de lijn Hartland Point-Lundy Island-Milford Harbour (zie fig. II-3) nog juist geen opwaaiing plaats vindt. De invloed van de Bristol Channel stroomopwaarts en de invloed van de dam is ter plaatse van deze lijn te verwaarlozen.

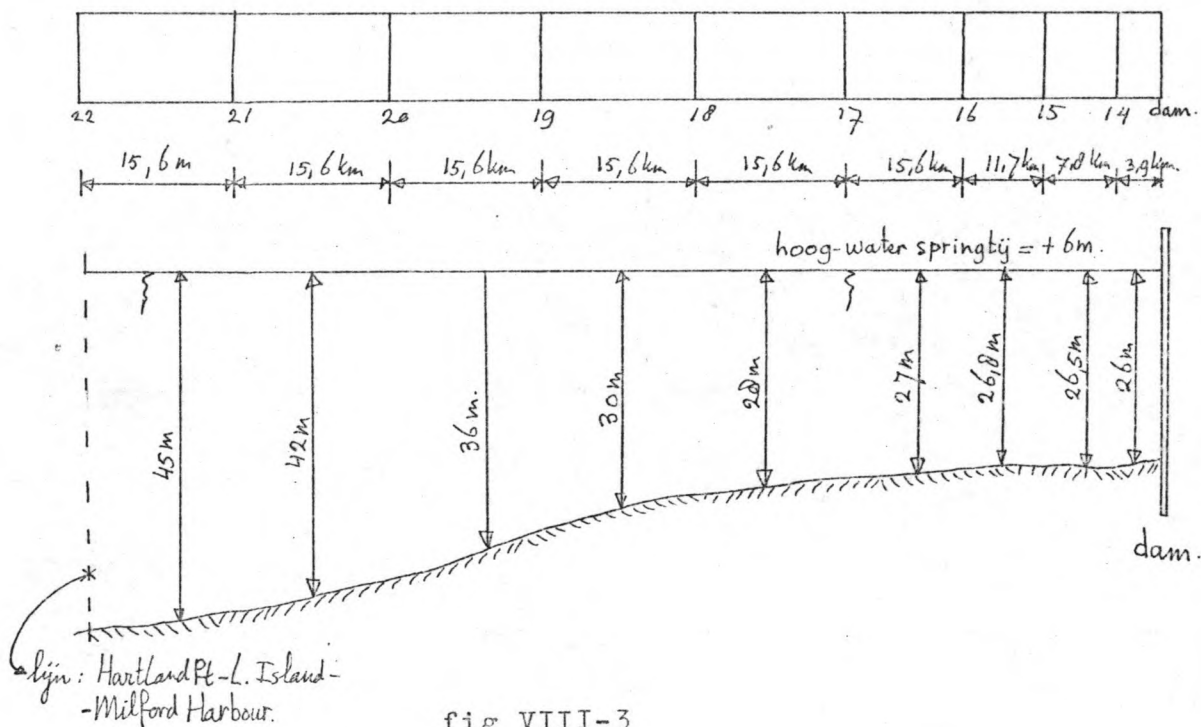


fig VIII-3

De nummers komen overeen met de in fig. II-3 genoemde raai-nummers. Ter plaatse van het raai-nummer 22 bevindt zich de lijn Hartland Point-Lundy Island-Milford Harbour.

De opwaaiing wordt bepaald door het al of niet gemakkelijk optreden van de retourstroom voor de dam.

Als niet met de gemiddelde diepte maar met de diepte voor de dam gerekend wordt, zal de berekende opwaaiing,

omdat deze omgekeerd evenredig is met de diepte, het grootst zijn; de verkregen uitkomsten zitten dan in ieder geval aan de veilige kant. (de diepte voor de dam is 26m ten op zichte van springtij tegenover een gemiddelde diepte van $35m$ ^(L.o.v. springtij) in de berekening zal daarom van de diepte voor de dam uitgegaan worden.

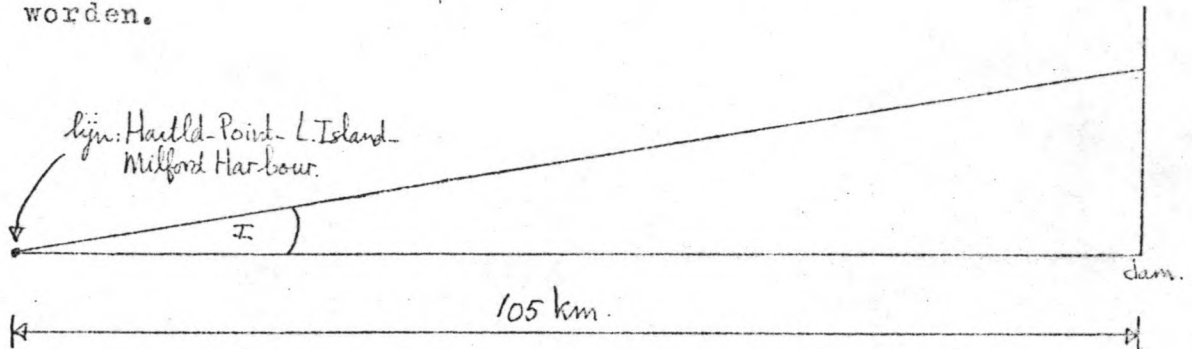


fig. VIII-4

In hst. VII-1 is bepaald dat de maatgevende windsnelheid 25m/s bedraagt. Het verhang, de helling waaronder het opgestuwde water opgewaaid is, wordt bepaald door de formule:

$$I = \phi \frac{v^2}{gh}$$

hierin is:

I=helling van de waterspiegel.

ϕ =dimensieloze constante, deze is ca. $4 \cdot 10^{-6}$

v= windsnelheid=25 m/s

g=versnelling van de zwaartekracht=10 m/s²

h=waterdiepte=26 m/s

$$I = 4 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{(25)^2}{10 \cdot 26} = 1 \cdot 10^{-5} = 1 \text{ cm/km.}$$

Over een lengte van 105 km bedraagt de opwaaiing 105 cm= 1,05m. Het ontwerppeil bedraagt: 6+1=7m boven gemiddelde zeestand.

ad b) De golfoploop.

De verticale golfoploop wordt door de volgende formule bepaald:

$$z = 8. f. H_f \cdot \text{tg} \alpha \cdot \sin \beta \cdot \left(1 - \frac{B}{L}\right)$$

hierin is :

- 1^o $z_{2,0}$ = vertikale golfoploop in m.
- 2^o f = constante, welke voor verschillende bekledingsconstructies varieert.
- 3^o α = hellingshoek van het beloop.
- 4^o β = hoek tussen de looplijn van de golven en de richting van de dam.
- 5^o B = de breedte van de stormvloedsberm in m.
- 6^o L = de golflengte van de golven, welke de dam treffen in m.
- 7^o $H_g = \sqrt{\frac{\text{significante}}{\text{golflengte}}}$ in m.

De golfoploopformule is in een begrensd gebied bruikbaar en geldt voor belopen waarvoor geldt $1/8 < \tan \alpha < 1/3$. De golfoploopformule is opgesteld voor een niet volkomen glad, enigszins waterabsorberend beloop, zoals de klassieke steenglooiing.

In hst. VIII.2.3. wordt bepaald dat de bekledingsconstructie tussen laagwater en hoogwater uit gepenetreerde stortsteen bestaat. In hoeverre de golfoploopformule voor een talud met gepenetreerde stortsteen mag worden toegepast, zal door laboratoriumonderzoek bepaald moeten worden. Bij de berekening van de golfoploop zal van bovengenoemde formule gebruik gemaakt worden.

ad 2) De bekledingsconstante f .

Bij de bepaling van de kruinhoogte is de golfoploop bij hoogwater van belang. In hst. VIII.2.3. wordt boven hoogwater asfaltbeton toegepast. Voor de maatgevende golfoploop zal met de bekledingsconstante van asfaltbeton gewerkt moeten worden. In literatuur 9 (polders en dijken) is vermeld dat de bekledingsconstante van asfaltbeton een waarde heeft van $f = 1,25$.

ad 3) De taludhelling α .

In hst. VIII.2.3. wordt gevonden voor de taludhelling
1 : 4.

ad 4) De hoek β .

Enige jaren na de voltooiing van de afsluitdam zal het lage bassin gereed zijn. Of dit lage bassin enige beschutting voor de afsluitdam zal geven (zie fig. VIII-2) zal in een modelonderzoek nagegaan moeten worden. Ervaringen onder andere met de werkhaven, welke in de luwte van de Haringvlietbouwput lag, gaven te zien dat de golven om de opstakels heen draaiden en in het geheel niet gereduceerd werden. Gezien deze ervaringen wordt aangenomen dat de golfaanval op de afsluitdam voor en na de aanleg van het lage bassin dezelfde zullen zijn. De hoek van de invallende golven en de as van de dam van sectie 3 zal dan ook voor en na de aanleg van het lage bassin nagenoeg gelijk zijn. Deze zal tussen de 20° en de 55° à 60° bedragen. (zie fig. VIII-2).

ad 5) De stormvloedsberm B.

De stormvloedsberm wordt zó uitgevoerd dat deze als onderhoudsberm gebruikt kan worden. Deze zal onder een helling van 1 : 30 op stormvloedsniveau aangelegd worden. Stormvloedsniveau komt overeen met het ontwerppeil. Deze is in hst. VIII.2.2.1^e ad b) bepaald op +7m boven gemiddelde zeestand.

Zoals uit de formule blijkt zal de breedte van enige omvang moeten zijn, wil deze de golfoploop reduceren. (De stormvloedsberm kan dan tevens als recreatieweg aan de zeezijde gebruikt worden.). Tevens geldt voor B de eis

dat deze kleiner dan $1/4L$ moet zijn. (L = golflengte).
In hoofdstuk VIII.2.2.1. ad b), ad 6) is bepaald dat L
120m bedraagt. De maximale stormvloedsbermbreedte kan
dus hoogstens 30m bedragen.

Daar de stormvloedsberm als recreatieweg gaat dienen
wordt als breedte 30m aangehouden.

ad 6) De golflengte L.

De golflengte (L) van de golven welke sectie 3 treffen
wordt met behulp van de volgende formule bepaald:

$$L = c \cdot T$$

hierin is:

c = voortplantingssnelheid van de golven in m/s.

$$c = \sqrt{\frac{g \cdot L}{2\pi} \operatorname{tgh} \frac{2\pi h}{L}}$$

hierin is:

g = versnelling van de zwaartekracht in m/s^2 .

L = golflengte in m.

h = waterdiepte vóór de dam in m.

Voor diep water ($h > \frac{L}{2}$) en voor ondiep water
($h < \frac{L}{25}$) kan met een vereenvoudigde formule gerekend
worden. Bij berekening bleek dat voor de Bristol
Channel niet met de vereenvoudigde formule gerekend
kon worden, omdat niet aan de erbij behorende voor-
waarden voldaan werd.

Er zal dus met de bovengenoemde formule voor c
gerekend moeten worden.

$$L = \sqrt{\frac{g \cdot L}{2\pi} \cdot \operatorname{tgh} \frac{2\pi h}{L}} \cdot T$$

Als waterdiepte vóór de dam moet de grootst mogelijke diepte genomen worden. Deze wordt bepaald door het ontwerppeil, welke op +7m ligt. (zie hoofdstuk VIII.2.2. ad a). De waterdiepte vóór de dam bedraagt 28m.

In hoofdstuk VII.1 ad 2) is de periode van de golflengte bepaald. Deze bedraagt 8,5 sec.

$$L = \sqrt{\frac{g \cdot L}{2\pi} \cdot \operatorname{tgh} \frac{2\pi h}{L}} \cdot T$$

$$L = \sqrt{\frac{10L}{2\pi} \cdot \operatorname{tgh} \frac{2\pi 28}{L}} \cdot 8,5$$

Hieruit is L op te lossen en bedraagt 120m.

ad 7) De golfhoopte H_s .

In hoofdstuk VII.1. ad 2) is de significante golfhoopte bepaald. Deze bedraagt 8-9m bij een periode van 8,5sec.

De verticale golfoploop bedraagt:

$$z_{\frac{2\%}{2}} = 8 \cdot 1,25 \cdot 8,5 \cdot 1/4 \cdot 0,875 \cdot \left(1 - \frac{30}{120}\right)$$

$$= 14m.$$

ad c) Zetting van de ondergrond en van het damlichaam.

1^o De ondergrond.

De ondergrond in sectie 3 bestaat uitsluitend uit stabiele carboonlagen en lagen met zeer grof grint en grove steen. In deze lagen zal geen zetting optreden.

2^o Het damlichaam.

Het zandige damlichaam heeft een bodemligging op -19,6. De kruin zal komen op:
+6m (getijstand H.W. springtij) +8m (golfoploop) +1m (opwaaiing) +1m (veiligheidsmarge) = 16m boven gemiddelde zeestand.

Het diagram van ^{verticale} korrel- en waterspanningen is in fig. VIII-5 getekend. Het freatisch vlak in de dam zal het gemiddelde van de buitenwaterstand aannemen (gemiddeld hoogwater +4m, gemiddeld laagwater -4m). Het freatisch vlak zal zich op gemiddelde zeestand bevinden.

Terzaghi heeft een formule opgesteld voor de zetting welke luidt:

$$\Delta h = \frac{h}{C} \log \frac{p_1}{p_2} \quad \text{hierin is:}$$

Δh = samendrukking in m.

h = oorspronkelijke hoogte van de laag, welke aan zetting onderhevig is, in m.

C = samendrukkingsconstante

p_1 = oorspronkelijke korrelspanning.

p_2 = nieuwe korrelspanning.

Voor zand varieert de constante C van 20 voor fijn zand tot 200 voor heel grof zand. Het op te spuiten zand heeft een diameter van 200-400 μ en heeft een C -waarde van ongeveer 100.

De zettingsberekening wordt uitgevoerd steeds nadat de dam ongeveer een kwart van zijn uiteindelijke hoogte (ongeveer 9m) hoger geworden is. (zie fig. VIII-5).

Hierbij wordt aangenomen dat het opbrengen van de laag in één keer plaats vindt en dat het water in de onderliggende lagen een hydrostatisch verloop heeft alvorens de volgende laag opgebracht wordt.

Na het aanbrengen van de zandlaag van -10m tot nul meter is de zetting:

$$\Delta h = \frac{10}{100} \cdot \log \frac{20}{10} = 0,03m$$

Na het aanbrengen van de zandlaag van nul meter tot +10m is de zetting:

$$\Delta h = \frac{20}{100} \cdot \log \frac{36}{20} = 0,05m$$

Na het aanbrengen van de zandlaag van +10m tot +16m (de uiteindelijke kruinhoogte) is de zetting:

$$\Delta h = \frac{30}{100} \cdot \log \frac{45,6}{36} = 0,03m$$

Totale zetting is 0,11m.

Deze zetting is te verwaarlozen ter bepaling van de kruinhoogte van de dam.

De kruinhoogte aan de zeezijde moet minimaal bedragen:

$$a) + b) + c) = (6 + 1) + 14 + 0 = 21m.$$

Als veiligheidsmarge (omdat niet met de overschrijdingsfrequentie gerekend kan worden) wordt 1m genomen.

De kruinhoogte aan de zeezijde komt op +22m boven gemiddelde zeestand te liggen.

De kruinhoogte aan de binnenzijde.

ad a) Het ontwerppeil.

1^o De hoogste waterstand.

Dr. T.L. Shaw heeft in literatuur 19 een schema opgesteld voor het pumped-storage systeem. Hierbij kwam

hij tot een variatie van de waterspiegel gedurende het getij voor het hoge en lage bassin, welke in fig. VIII-6 aangegeven is. In het hoge bassin verloopt het maximum niveau van +7m tot +5,5m en het minimum niveau van +5m tot +2,5m.

Als hoogste waterstand van het hoge bassin wordt +7m boven gemiddelde zeestand aangehouden.

ad a) 2^o De overschrijdingsfrequentie

Omdat ook hier geen gegevens bekend zijn betreffende de waterstand gedurende lange tijd, kan niet met de overschrijdingsfrequentie gewerkt worden. Er zal met de opwaaiing gerekend moeten worden.

Berekening:

Voor de berekening van de opwaaiing van een afgesloten bekken geldt dat het volume aan afgewaaid water gelijk moet zijn aan het volume opgewaaid water.

Er zal gerekend worden met de gemiddelde diepte. Daar de diepte vlak vóór de dam groter is zal de retourstroom gemakkelijker plaats vinden, waardoor een kleinere opwaaiing optreedt. De aanname zit dus aan de veilige kant. De maximale diepte in het hoge bassin ten opzichte van +7 m (de maximale waterstand) bedraagt 1,8,4m.

Voor het verhang van de opgewaaide waterspiegel geldt de formule:

$$I = \phi \frac{v^2}{g \cdot h} \quad \text{hierin is :}$$

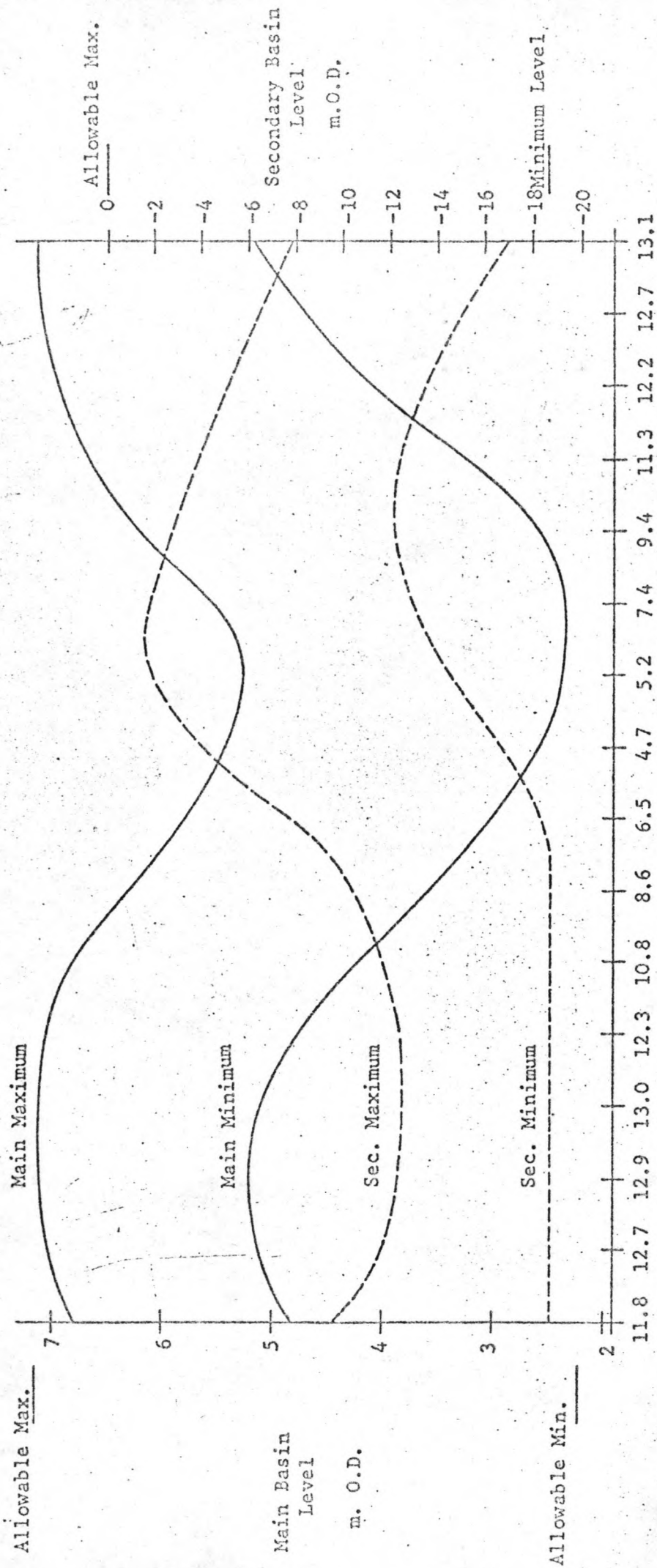
I = helling van de waterspiegel.

ϕ = dimensieloze constante, deze is ca $4 \cdot 10^{-6}$

v = windsnelheid; in hst. VII.1. ad 2) is deze bepaald op 25m/s.

g = versnelling van de zwaartekracht = $10m/s^2$

h = waterdiepte; hiervoor wordt de gemiddelde waterdiepte



Tidal Range (m)

MAXIMUM AND MINIMUM BASIN LEVELS DURING
14-DAY CYCLE OF OPERATION

ten opzichte van de maximale waterstand genomen = 17,4m

$$I = 4 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{625}{10 \cdot 18,4} = 1,4 \cdot 10^{-5} = 1,4 \text{ cm/km} = 0,014 \text{ m/km.}$$

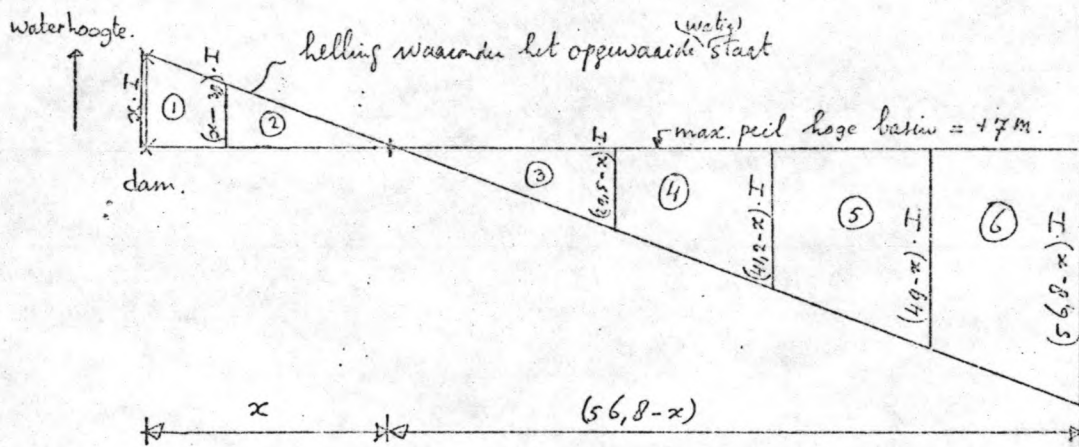
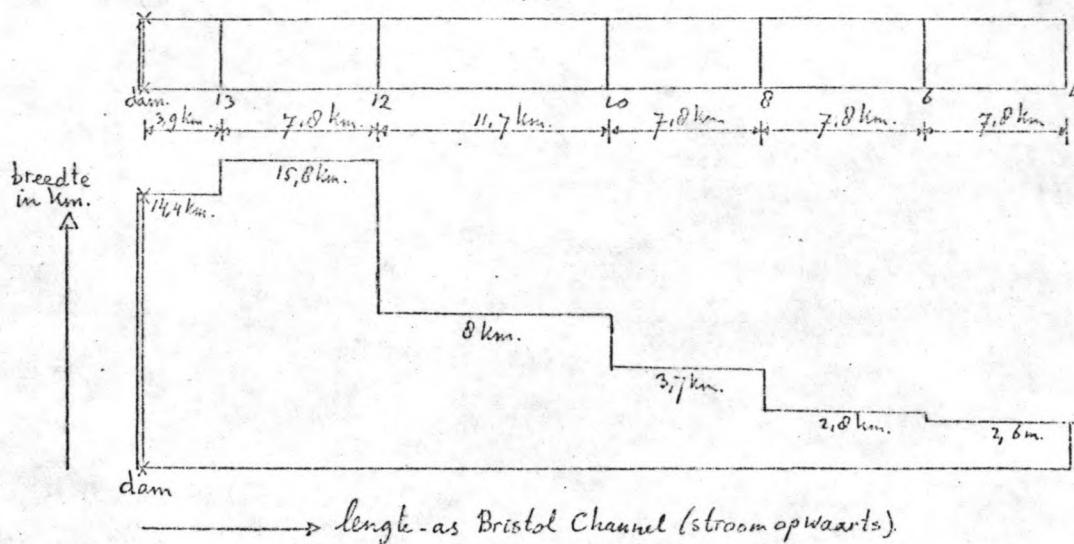


fig. VIII-7

De nummering van de raaien komen overeen met de gebruikte nummering in fig. II-3. De helling van de waterspiegel wordt bij opwaaiing/afwaaiing als een rechte aangenomen. Stel dat op afstand x van de dam de zwaartelij van het bekken ligt (dat is de lijn waar noch opwaaiing noch afwaaiing plaats vindt). De opwaaiing respectievelijk afwaaiing kan dan in elke raai in x uitgedrukt worden. (zie fig. VIII-7)

Het volume van (1)+(2) moet gelijk zijn aan het volume van (3)+(4)+(5)+(6). Uit deze gelijkheid is x te berekenen.

Deze is 5,4km, dat wil zeggen op 5,4km vanaf de dam ligt de zwaartelij n van het bassin. De opwaaiing ter plaatse van de dam bedraagt $1 \times 5,4 \text{ km} = 1,4 \cdot 10^{-5} \cdot 5,4 \cdot 10^3 = 0,07 \text{ m}$. Dit houdt in dat de opwaaiing ter bepaling van de kruinhoogte aan de binnenzijde verwaarloosd kan worden.

ad b) De golfoploop.

De verticale golfoploop wordt door de volgende formule bepaald:

$$z_{2\%} = 8 \cdot f \cdot H_{\frac{1}{2}} \cdot \text{tg} \alpha \cdot \sin \beta \cdot \left(1 - \frac{B}{L}\right)$$

hierin is:

- 1) $z_{2\%}$ = verticale golfoploop in m.
- 2) f = constante, welke voor verschillende bekledingsconstructies varieert.
- 3) α = hellingshoek van het beloop.
- 4) β = hoek tussen de looplijn van de golven en de richting van de damas.
- 5) B = de breedte van de stormvloedsberm in m.
- 6) L = de golflengte van de golven, welke de dam treffen in m.
- 7) $H_{\frac{1}{2}}$ = significante golfhoogte in m.

ad 2) De bekledingsconstante f bedraagt evenals voor het buitentalud 1,25.

ad 3) In hst. VIII.2.3. wordt gevonden dat het binnentalud een helling heeft van $\text{tg} \alpha = 1/4$.

ad 4) De richting van de golven is nagenoeg loodrecht op de as van de dam van sectie 3. De hoek β zal 90° zijn.

ad 5) Het niveau waarop de verkeersafwikkelingen plaats vinden,

zal in verband met zo weinig mogelijk grondverzet zo laag mogelijk gekozen moeten worden. Dit niveau moet echter wel ruim boven het freatisch vlak in de dam liggen in verband met de fundering van de wegen, spoorwegen en pijpleidingen. De hoogst voorkomende waterstand in de dam is even onder +6m boven gemiddelde zeestand. (zie fig. VIII-10).

In het multi-purpose plan zijn langs de oevers van het hoge bassin recreatiemogelijkheden opgenomen. Om vanaf de dam een vrij uitzicht te hebben over het hoge bassin zal de kruin aan de binnenzijde van de dam op het niveau van de verkeersafwikkelingen moeten liggen. De kruin aan de zeezijde zal ten opzichte van het niveau waarop het verkeer plaats vindt uit psychologisch en recreatief oogpunt niet te hoog mogen zijn. Gesteld is dat het zicht tegen een 4m hoge dijk nog aanvaardbaar is. Daar de kruinhoogte aan de zeezijde op +22m ligt, komt de kruinhoogte aan de bassinzijde op +18m te liggen. De golfoploop mag ten hoogste bedragen: $18m - \left\{ \begin{array}{l} 7m \text{ t.g.v. hoogste waterstand, Om t.g.v. opwaaiing} \\ \text{en Om t.g.v. zetting. (zie hst. VIII.2.2.1. ad c)} \end{array} \right\} = 11m.$ Als veiligheidsmarge zal 1m gehanteerd worden, zodat de golfoploop maximaal 10m mag bedragen. In ad 6) en ad 7) zijn de waarden van L en H bepaald.

$$10 = 8.1,25.4.1/4.1. \left(1 - \frac{B}{95}\right)$$

$$B = 0 \text{ meter.}$$

ad 6) De golflengte is:

$$L = \sqrt{\frac{g \cdot L}{2\pi} \cdot \operatorname{tgh} \frac{2\pi h}{L}} \cdot T$$

hierin is:

h = de grootst mogelijke waterdiepte. Deze is 28m.

De periode bedraagt 7sec. (zie hst. VII.1. ad 2).

De golflengte bedraagt 95m.

ad 7) De significante golfhoogte voor het hoge bassin bedraagt 4m bij een periode van 7sec. (zie hoofdstuk VII.1.ad 2).

ad c) De zetting van de kruin aan de zeezijde is te verwaarlozen; daar de kruin aan de binnenzijde op een 4m lager niveau ligt, zal de zetting van de kruin aan de binnenzijde ook te verwaarlozen zijn.

De kruinhoogte aan de binnenzijde moet minimaal bedragen:

$$a) + b) + c) = (7 + 0) + 10 + 0 = 17m$$

Als veiligheidsmarge (omdat niet met de overschrijdingsfrequentie gerekend kan worden) wordt 1m aangehouden.

De kruinhoogte aan de binnenzijde komt op +18m boven gemiddelde zeestand te liggen.

VIII.2.3 De bekledingsconstructie.

Het zandige damlichaam zal gemakkelijk door water en wind geërodeerd worden; deze zal dus van een bekledingsconstructie voorzien moeten worden.

Indien de aanval door golven niet te groot is kan klei als beschermend materiaal gebruikt worden.

Daar vaak onvoldoende klei in de nabijheid van een werk aanwezig was, is gezocht naar een materiaal dat zowel het damlichaam afdicht, als een bescherming tegen aanval van golven in zich verenigd, en tevens in een sneltempo aan te brengen is. Men is hierbij gekomen op de toepassing van asfalt.

De volgende typen asfaltbekleding zijn ontstaan:

	bitumen	vulstof	zand	steenslag of grint	holle ruimte
zandasfalt	5- 7%	————	95-93%	————	34-21%
zandasfalt + vulstof	6-10%	6-10%	88-80%	————	20-11%
asfaltbeton	6,5-8%	8,5-7%	51-44%	34-41%	13- 3%
gietasfalt	14-20%	4-0,8%	82-72%	————	5- 0%

fig. VIII-9

De globale samenstelling is uitgedrukt in gewichtsprocenten van het mengsel, terwijl de holle ruimten in volume procenten gegeven is.

In fig. VIII-9 is te zien dat van boven naar beneden een belangrijke vermindering van de holle ruimten optreedt.

Voor blijvend werk moet een zo goed mogelijk verdicht asfaltbekleding toegepast worden. Zandasfalt met of zonder vulstof komt dus niet in aanmerking voor de bekleding van de afsluitdam in de Bristol Channel. (zie literatuur 21, voorlopig rapport gesloten dijkbekledingen 1961).

Bij fundering op klei, is de vervormbaarheid vooral in vochtige of natte toestand, veel groter dan bij zand, zodat in de asfaltbekleding veel grotere vervormingen optreden.

VIII.2.3.1. Het gebied tussen laag- en hoogwater.

Het toepassen van asfaltbeton in het gebied tussen laag- en hoogwater zal moeilijkheden geven wat betreft de uitvoering. Asfaltbeton heeft een verwerkingstemperatuur die hoger is dan 100° C. Daar de zône tussen gemiddeld laagwater en gemiddeld hoogwater bij elke vloedperiode door-drenkt wordt met water, zal tijdens het aanbrengen van de hete asfaltbeton op een vochtige ondergrond dampbellen kunnen ontstaan, die een verminderde wrijvingsweerstand ten gevolge kunnen hebben en slechtere kwaliteit asfaltbeton. Op het moment dat de wrijvingsweerstand kleiner is geworden dan de ontbondene van het eigen gewicht van de asfaltbetonlaag langs het talud, zal deze laag evenwijdig aan het talud willen afglijden, maar deze stuit daarbij op de weerstand van de lager liggende asfaltbeton. Er ontstaat in de asfaltbeton een zône waarin rek en stuik optreedt. Er kan scheurvorming optreden met als gevolg dat het zand uit het damlichaam kan spoelen.

Omdat over deze verminderde wrijvingsweerstand en de daardoor ontstane vervormingen weinig bekend is, wordt asfaltbeton in het gebied tussen laag- en hoogwater niet toegepast. In dit gebied past men een constructie toe die niet vervormbaar is. Een steenskelet, opgebouwd uit stortsteen, wordt met gietasfalt zo volledig mogelijk gepenetreerd. Gietasfalt dient in warme toestand zó dun vloeibaar te zijn dat het materiaal tot de gewenste diepte in voegen en holtten van een steenzetting of steenstorting kan ^{door}dringen. Er moet een compacte massa ontstaan die voldoende stabiel is om de optredende overdrukken te weerstaan, maar ook tevens de aanval van buitenaf, namelijk de golven, kan weerstaan.

a) De ontredende wateroverdrukken.

De buitenwaterstand variëert bij gewoon tij van +4m tot -4m en bij springtij van +6m tot -6m.

In fig. VIII-6 is aangegeven dat de waterstand in het hoge bassin gedurende een getij maximaal van +7m tot +5m boven gemiddelde zeestand variëert en minimaal van +5,5m tot +2,5m. Wateroverdruk zal dus alleen onder de bekleding aan de zeezijde voorkomen.

De waterspiegel onder de bekleding ^{aan de bassinzijde} zal iets lager liggen dan de gemiddelde waterstand aan de buitenzijde van de bekleding, omdat ten gevolge van de weerstand tijdens stroming een klein gedeelte aan drukhoogte verloren gaat.

De waterspiegel onder de bekleding aan de zeezijde zal zich instellen op de gemiddelde waterstand aan de buitenzijde van de bekleding welke Om is en zal even boven Om liggen.

Als meest extreme toestand zal voor het freatisch vlak onder de bekleding aan de bassinzijde uitgegaan worden dat de waterstand aan de buitenzijde van de bekleding +6m bedraagt. De waterspiegel onder de bekleding aan de bassinzijde zal t.g.v. drukverlies doordat het water moet opstijgen, iets onder +6m liggen.

Door middel van een vierkantennet is, uitgaande van bovengenoemde waterstanden onder de bekledingen, de overdruk

onder de buitenbekleding berekend. Deze berekening is als volgt:

In fig. VIII-10 is in het dwarsprofiel van de dam een vierkantennet getekend. Hierin geldt:

$$\Delta h = \frac{H_1 - H_2}{n-1}$$

hierin is:

Δh = verval tussen twee equipotentiaallijnen in m.

H_1 = potentiaal aan de bassinzijde = +6m ten opzichte van gemiddelde zeestand.

H_2 = potentiaal aan de zeezijde = 0m ten opzichte van gemiddelde zeestand.

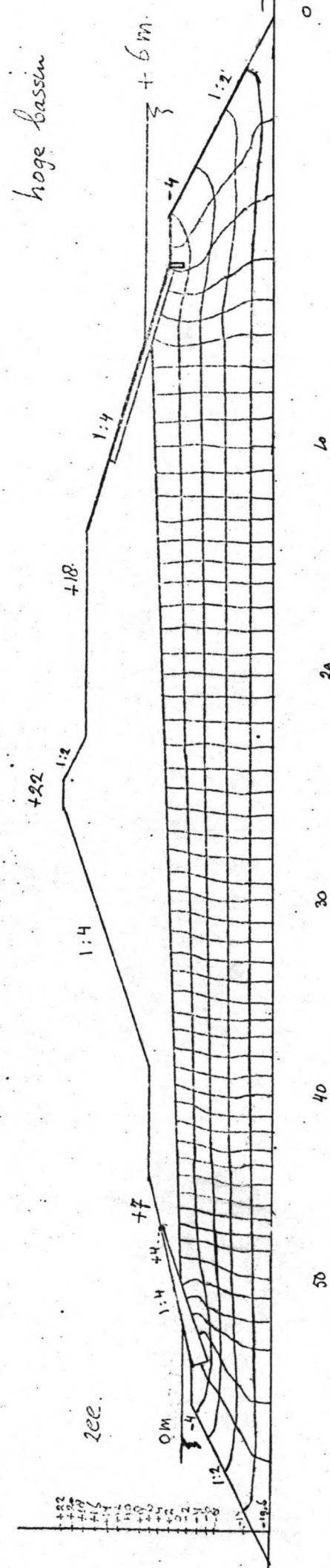
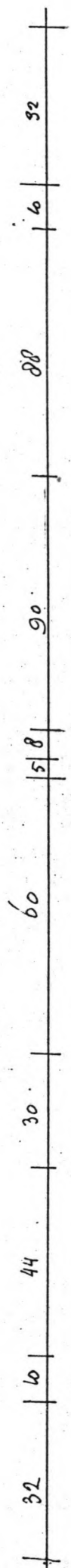
n = aantal equipotentiaallijnen = 56 (zie fig. VIII-10).

$$h = \frac{6}{(56-1)} = 0,108m$$

Overdruk ter plaatse van de onderzijde van de bekleding aan de zeezijde op niveau 0m ten opzichte van gemiddelde zeestand is $6 \cdot \Delta h = 0,65m$.

Daar water een soortelijk gewicht van 1 heeft en gepenetreerde stortsteen een volumegewicht van 2, zal de laagdikte om de overdruk te weerstaan minimaal 0,33m bedragen. In hst. VIII.2.3.1.b wordt bepaald dat gepenetreerde stortsteen 80-300kgf toegepast moet worden. De minimale laagdikte van stortsteen 80-300kgf bedraagt 1,5 maal de theoretische middellijn als de stukgewichten als bolvormig beschouwd worden. De minimale laagdikte bedraagt 80cm. Dit is voldoende om de bovenberekende overdrukken te weerstaan.

Het getij daalt tijdens eb tot het niveau van de teen van de bekleding. Daar de waterstand onder de bekleding aan de zeezijde nagenoeg nul meter bedraagt, zal aan de



vierkantennet bij hoge basin op +6m en getijstand op gem. zeeniveau. schaal 1:1000

fig. VIII-10.

fig. VIII-10

teen tegen de onderzijde van de bekleding overdrukken optreden indien het water niet weg kan stromen.

Een mogelijke oplossing om deze overdrukken te reduceren is het aanbrengen van een filter aan de teen van de bekleding. Het grote probleem bij filters is dat deze verontreinigd raken met slib, indien ze niet goed onderhouden worden. De gevolgen kunnen desastreus zijn, daar dan door de grote overdrukken de bekleding van het damlichaam gedrukt kan worden, waarna het damlichaam uitgespoeld wordt. In dit ontwerp zal daarom geen gebruik gemaakt worden van filters. De optredende wateroverdrukken zullen berekend worden, waarbij de bekleding een dusdanige dikte krijgt, dat geen oplichten van de bekleding kan plaats vinden.

De optredende wateroverdrukken worden berekend met behulp van een vierkantennet. (zie fig. VIII-10a). Hierbij wordt uitgegaan van een waterstand onder de bekleding tot 0m gedaald is, als de getijstand tot -4m gedaald is.

Als laagdikte van de bekleding ter plaatse van -4m is 3,5m genomen, om het vierkantennet te tekenen. Bij berekening bleek dat slechts 0,75m dikte nodig is. Ten gevolge van de damwand (lengte 3,5m), welke gepenetreerde stortsteen opsluit, zal een stroombeeld optreden dat nagenoeg gelijk aan het getekende stroombeeld is in fig. VIII-10a.

Berekening:

$$\Delta h = \frac{H_1 - H_2}{n-1} \quad \text{hierin is:}$$

Δh = verval tussen twee equipotentiaallijnen in m.

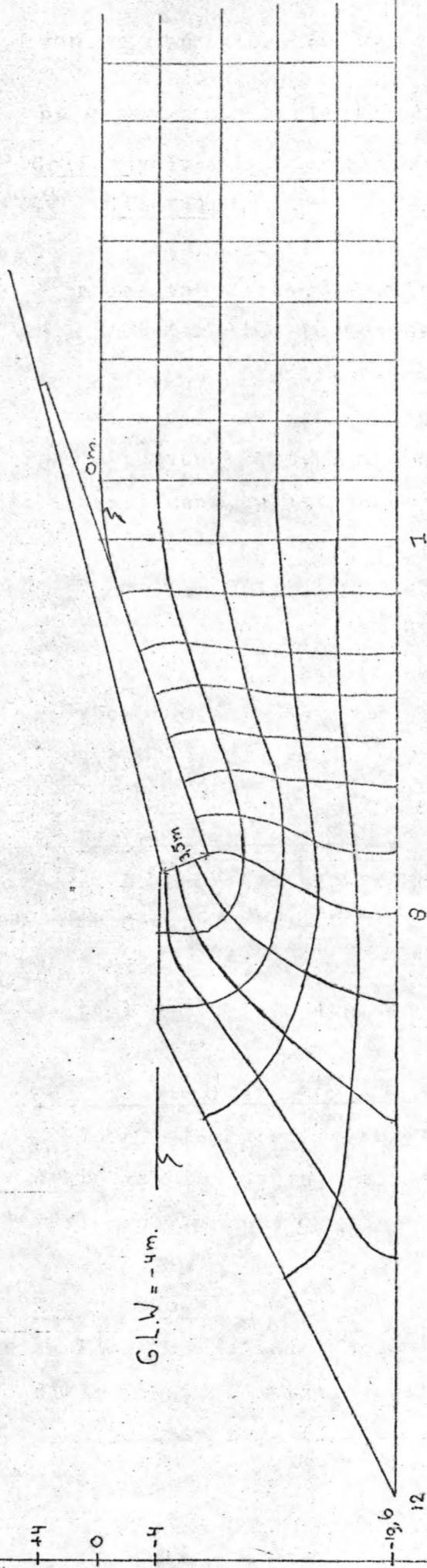
H_1 = waterstand onder de bekleding = Ont.o.v. gem. zee-stand.

H_2 = getijstand = -4m.

n = aantal equipotentiaallijnen = 12

$$h = \frac{4}{(12-1)} = 0,36m$$

Overdruk aan de onderzijde van de bekleding t.p.v. -4m bedraagt $4 \cdot h = 1,44m$. Afgerond: 1,5m. Daar gepenetreerde stortsteen een volumegewicht van ± 2 bezit is de minimaal vereiste dikte (t.p.v. -4m) van de bekleding 0,75m. De minimale laagdikte



Bepaling van de overdrukken onder de bekleding.
als de gety-stand -4m (elb) bedraagt.

Schaal 1:400

fig VIII-10a

fig. VIII-10a

van de stortsteen 60-300kgf bedraagt 0,80m.

De gepenetreerde stortsteen krijgt dus een constante dikte:0,80m.

b) Golfaanval.

1^o Buitentalud.

Voor stortsteen die gepenetreerd wordt zijn de formules van Hudson en Iribarren niet te gebruiken, omdat het water niet tussen het stortsteen indringt.

Voor de bepaling van de stortsteen gaat men uit van modelonderzoek en opgedane ervaring. Bij het Brouwershavense Gat, waar een golfhoogte tot ± 10 m optreedt heeft men gepenetreerde stortsteen toegepast van 60-300kgf onder een taludhelling van 1 : 4. Ervaring met de uitvoering leidt tot de vuistregel dat de minimale laagdikte van deze gradatie 1,5x de middellijn moet bedragen. Hierbij is aangenomen dat de stortsteen een bolvorm bezit. Voor stortsteen van 60-300kgf wordt de minimale laagdikte 80cm.

2^o Het binnentalud.

De maximaal optredende golfhoogte is 4m.

Gepenetreerde stortsteen van 60-300kgf in een laagdikte van 0,80m met een taludhelling van 1 : 4 is stabiel onder deze omstandigheden.

Keuze buitentalud

Voor het gebied tussen laag- en hoogwater zal de laagdikte van de stortsteen onder een taludhelling van 1 : 4 verlopen van 0,8m op +4m tot 1,20m op -4m. (zie fig. VIII-14).

Keuze binnentalud

Voor het gebied tussen laag- en hoogwater zal de laagdikte van de stortsteen verlopen van 0,80m op +7m tot 1,20m op +2,5m (zie fig. VIII-14).

VIII.2.3.2. Het gebied boven hoogwater (boven +4m).

In dit gebied kan asfaltbeton toegepast worden. Deze is

in dit gebied alleen onderhevig aan golfaanval.

Bepaling van de dikte van de asfaltbeton.

Op een glad beloop, bedekt door een dichte bekleding, zijn slechts de sterke en snel verlopende drukvariaties van belang, welke zich voordoen bij het breken van golven.

Sinds korte tijd is enigszins bekend de orde van grootte van deze golfklappen. De grootste drukstoten werden waargenomen even onder het niveau van stil water op een diepte, variërend van $1/3H$ tot $2/3H$ onder dat niveau (H = golfhoogte). De duur van de drukstoten ligt in de orde van grootte van $1/10$ sec. In het laboratorium zijn voor diverse hellingen van het beloop de drukstoten gemeten.

helling van het beloop	drukstoot in m waterkolom	opmerkingen
1 : 2	3H	
1 : 3	4 a 5H	lab. proeven
1 : 4	2,5 a 3H	
1 : 6	2H	West Kappelse zeedijk

fig. VIII-11

In literatuur 21 (werkgroep gesloten dijkbekledingen) is een sterkteberekening uitgevoerd voor een op de grond opgelegde plaat. De verkregen resultaten zijn samengevat in fig. VIII-12. a en b

	H in m	h in m n in %	E ₂ in kgf/cm ²			
			500	1000	2000	4000
asfaltbeton helling beloop 1 : 3	2	h	0,16	0,11	—	—
		n	21	24	—	—
	3	h	0,31	0,25	0,20	—
		n	22,5	23,5	22,5	—
	4	h	0,46	0,43	0,38	—
		n	23	24,5	30	—
	5	h	0,63	0,60	0,58	0,43
		n	23,5	26,5	33	37

fig. VIII-12a

	H in m	h in m n in %	E_2 in kgf/cm^2			
			500	1000	2000	4000
asfaltbeton helling beloop 1 : 6	2	h	—	—	—	—
		n	—	—	—	—
	3	h	0,17	—	—	—
		n	42	—	—	—
	4	h	0,31	0,20	—	—
		n	41	44	—	—
	5	h	0,45	0,35	—	—
		n	43	45	—	—

fig. VIII-12b

In deze figuur is:

H = golfhoogte in m.

h = de benodigde dikte van de bekleding in m.

n = percentage van de doorbuiging dat door de onveerkrachtige grond niet mag terugkomen, wil de plaat bij de volgende golfklap wederom volledig op de grond rusten.

E_2 = de elasticiteit van de grond in kgf/cm^2

In fig. VIII-13 is de dikte van de bekleding als functie van E_2 weergegeven.

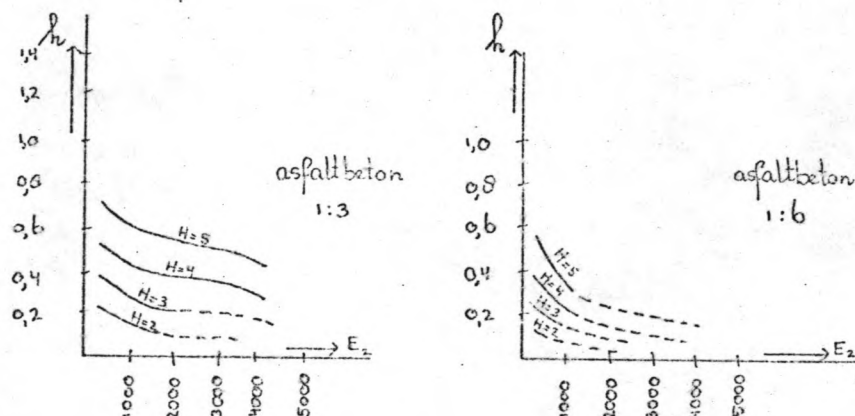


fig. VIII-13

Over de berekeningswijze moet het volgende opgemerkt worden:

- 1^o Aan de gevonden plaatdikte mag niet meer dan een informatieve waarde toegekend worden.
- 2^o De belasting is door de golfklap een dynamische belasting. De vraag rijst of dit in rekening gebracht moet worden door het invoeren van een stootcoëfficiënt. Het staat niet vast dat dit nodig is, zodat dit in de berekening niet gedaan is.
- 3^o Uit fig. VIII-13 blijkt, dat de benodigde plaatdikte zeer sterk beïnvloed wordt door de waarde van de elasticiteit van de grond. De uitkomsten onderstrepen de noodzaak om de grond vóór het aanbrengen van de asfaltbekleding, zo goed mogelijk te verdichten. Dit lukt bij zand beter dan bij klei, terwijl zand meestal een hogere elasticiteitsmodulus dan klei bezit. Uit dit oogpunt bezien is het niet gewenst om klei onder de bekleding te verwerken.

Uit de wegebouw is bekend dat verkeer over de weg op de lange duur een verdichting veroorzaakt, welke vele malen groter is dan de verdichting, welke tijdens de uitvoering door trilapparaten en dergelijken kan worden verkregen. Men mag aannemen, dat het zandbed onder een dijkbekleding na een aantal zware stormen een grotere dichtheid zal hebben verkregen dan mogelijk is door verdichting tijdens de uitvoering. Hieruit volgt dat de eerste zware storm, welke een dijkbekleding te verduren krijgt, de gevaarlijkste zal zijn, omdat de elasticiteitsmodulus nog niet is aangegroeid tot zijn eindwaarde. Welke waarde voor de elasticiteitsmodulus derhalve genomen moet worden bij de bepaling van de dikte van de bekleding is niet geheel duidelijk.

Buitentalud.

Tot het niveau van de stormvloedstand (+ 7m) plus de maximale golfhoogte (8,5m), zal golfaanval te verwacht-

ten zijn. Dit is +15,5m boven gem. zeestand. In fig. VIII-12 is geen onderzoek verricht voor golven groter dan 5m. Voor golven van 8-9m zal een verder onderzoek verricht moeten worden.

Bij het Brouwershavense Gat is een laagdikte voor de asfaltbeton toegepast van 35cm.

Daar bij de Bristol Channel eenzelfde golfaanval optreedt wordt als laagdikte van de asfaltbeton tussen +4m en +15,5m boven gem. zeestand 35cm. gekozen.

Boven +15,5m boven gem. zeest. is weinig golfaanval te verwachten; een laagdikte van 20cm. zal voldoende zijn.

Binnentalud.

Tot het niveau van de hoogste waterstand van het hoge bassin (+7m) plus de maximale golfhoogte (4m) zal golfaanval te verwachten zijn. Dit is +11m boven gemiddelde zeestand. Fig. VIII-12 geeft via interpolatie voor een taludhelling van 1 : 4 bij een golfhoogte van 4m een laagdikte van 30cm.

Boven +11m is weinig golfaanval te verwachten; een laagdikte van 20cm. zal voldoende zijn.

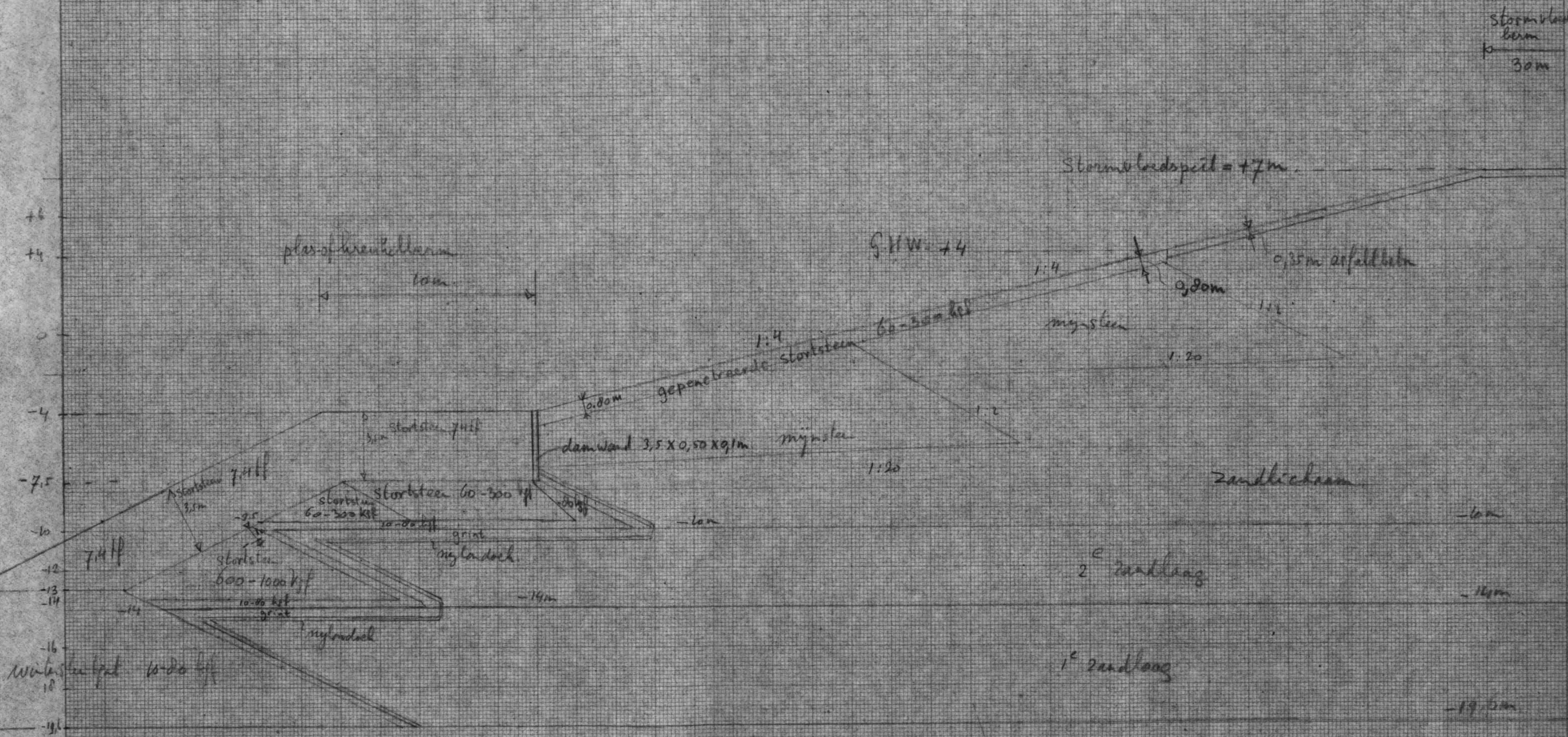
VIII.3. Keuze dwarsprofiel van de dam. (sectie 3)

Om beschadigingen aan de teen van de belopen te kunnen herstellen wordt de teen vlak boven laagwater gelegd.

Bij springtij heeft men dan enige tijd om deze schade te herstellen. aansluitend aan dit niveau legt men een plas-of kreukelberm aan. Het voordeel hiervan is dat dit voorland eerst geheel weggeslagen moet zijn, voordat pas schade aan de bovenliggende dam optreedt. Daar deze vlak boven laagwater ligt, is de schade zichtbaar, ^{ten kan hersteld worden} zodat nooit schade aan de dam zelf kan optreden. Als breedte wordt gekozen 10m.

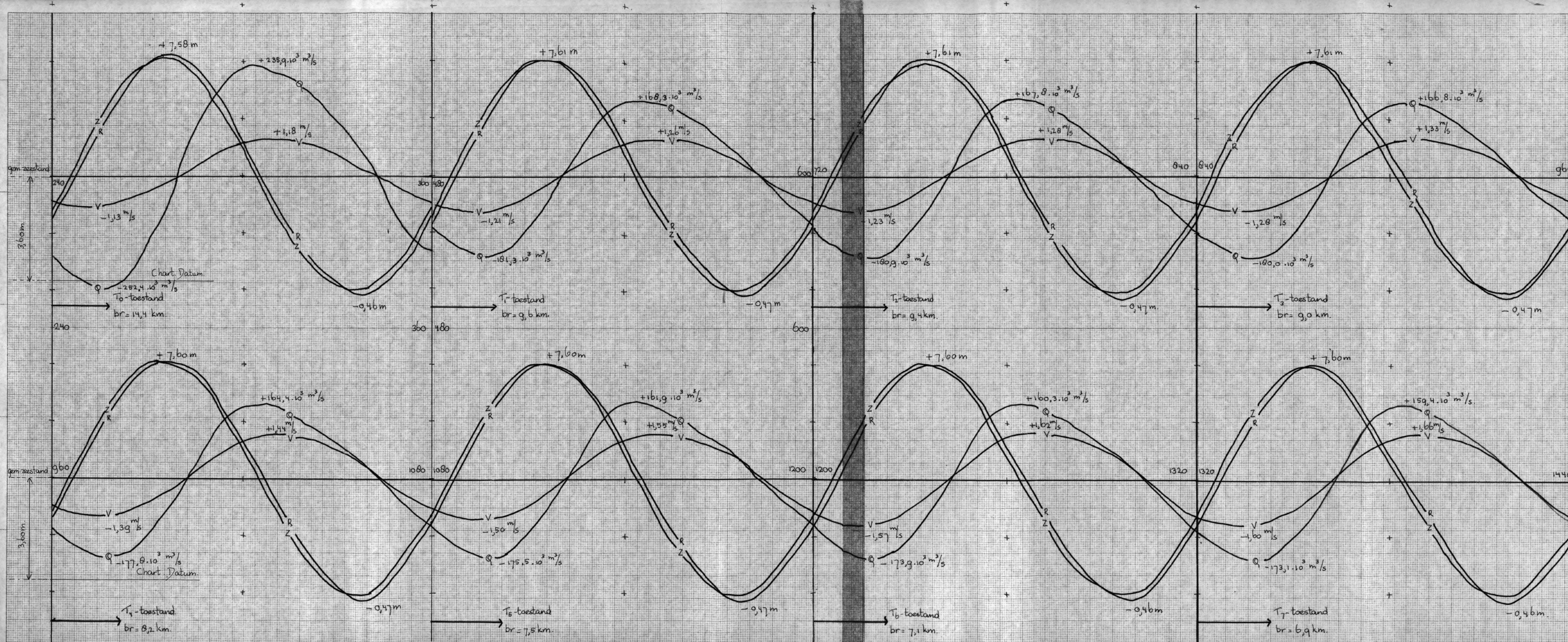
Om tussen laag- en hoogwater het zandlichaam op te spuiten, moet ook met perskaden gewerkt worden. Daar de bekleding in dit gebied een gesloten bekleding is, bestaande uit gepenetreerde stortsteen, zal de eronder liggende perskade na het gereed komen van de dam, geen dienst meer doen. Om deze reden zal het materiaal voor de perskaden zo goedkoop mogelijk moeten zijn. In dit gebied is ten gevolge van de zomerstormen een stukgewicht benodigd van 600-1000kgf. Een kostenonderzoek zal uitsluitend geven of met het lichtere mijnsteen gewerkt kan worden, waarbij dan zekere verliezen zullen optreden, of het zwaardere stortsteen gebruikt moet worden. Bij de Deltawerken bleek dat het gebruik van mijnsteen economisch mogelijk was. In dit ontwerp zal uitgegaan worden dat mijnsteen de goedkoopste oplossing geeft.

Een dwarsdoorsnede van sectie 3 is getekend in fig. VIII-14.



dwarsdoorsnede buiten-bekoop sectie 3; schaal 1:200

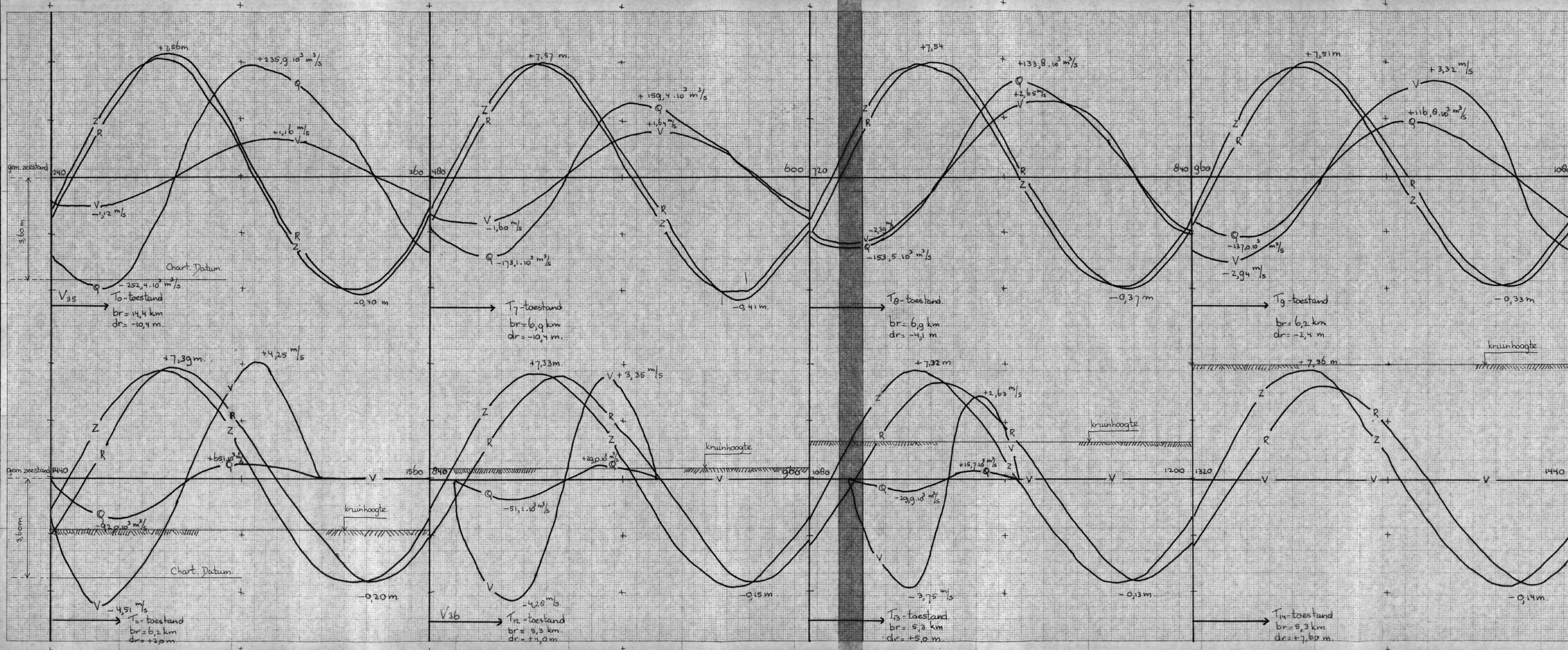
fig VIII-14



sluiting sectie 1:
 T₀-t/m T₇-toestand.
 Verloop van $v, h, \text{ en } Q$
 als functie van de tijd
 $R = h_{\text{rivierzijde}} = h_{14}$
 $Z = h_{\text{zeesijde}} = h_{13}$
 $V = \text{snelheid in vak 13}$
 $Q = \text{debiet in vak 13}$

Schaal:
 vert.: afst. tussen 2 + tekens =
 voor h en v : 2 m resp. 2 m/s.
 voor Q : $8 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{s}$

hor.: afst. tussen 2 + tekens =
 60 tijdstappen = $60 \cdot \frac{1}{10} =$
 6 maanden.
 Behorend bij V33.



Sluiting sectie 2 en 3

$T_0, T_7 = \frac{1}{m} T_{14}$ -toestand.

Verloop van $v, h, \text{ en } Q$ als functie van de tijd

$R = h_{\text{rivierzijde}} - h_{14}$

$Z = h_{\text{zeezijde}} - h_{13}$

v = snelheid in vak 13

Q = debiet in vak 13

Schaal:

vert: afst. tussen 2+ -tekens:

voor h en v : 2 m resp 2 $\frac{m}{s}$

voor Q : $8 \cdot 10^{-6} \frac{m^3}{s}$

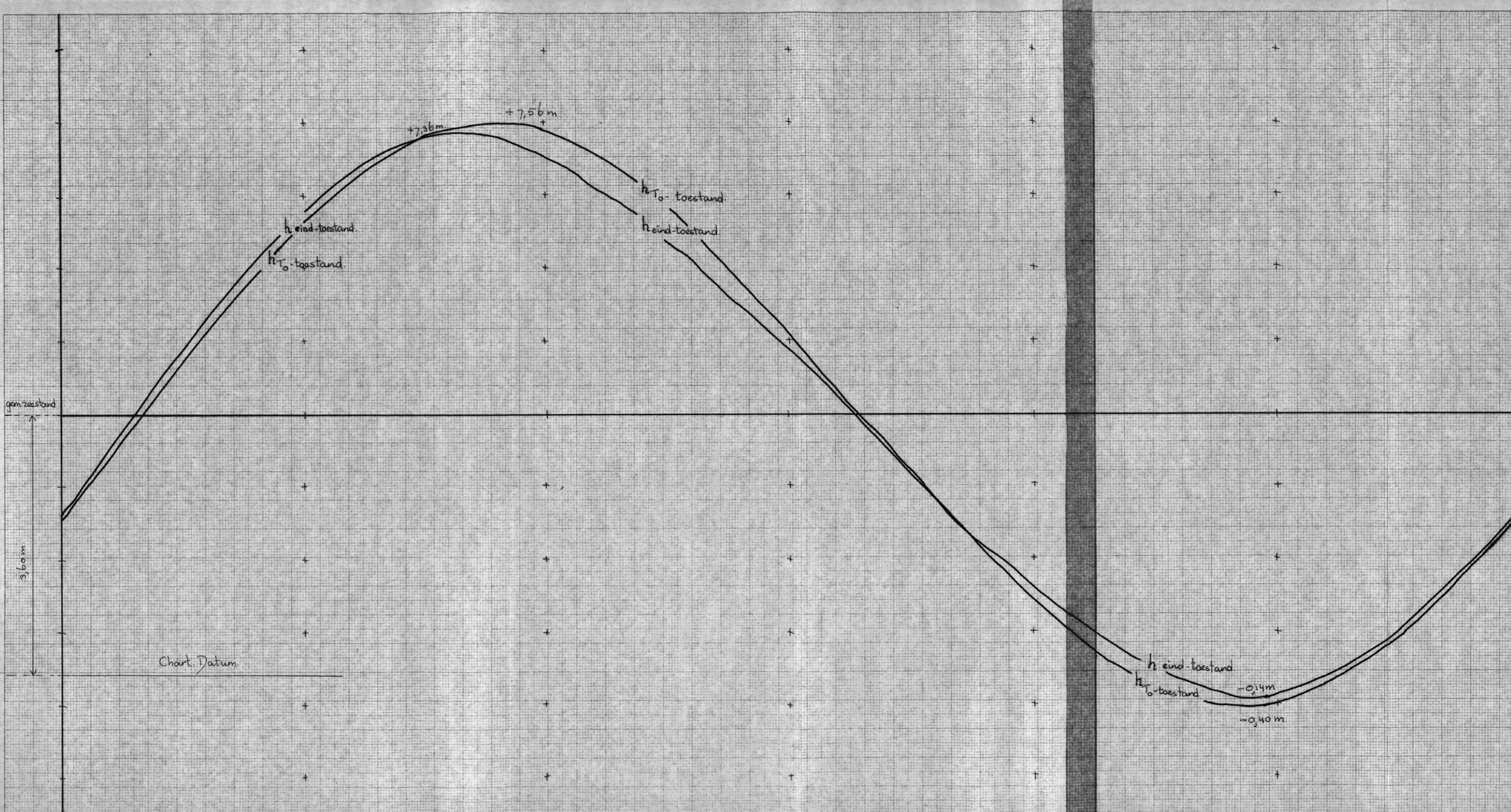
hor: afst. tussen 2+ -tekens =

60 tijdstappen = $60 \cdot \frac{1}{10} =$

6 maanden.

Behorend bij V_{35} en V_{36} .

Bijlage 2



h , (aan de zeezijde 'd dam)
 in begin en eind-toestand,
 als functie van de tijd.

schaal:
 vert: afst. tussen 2+tekens=2m
 hor: afst. tussen 2+tekens=
 20 tijdstappen = $20 \cdot \frac{1}{10} =$
 2 maanden.

Behorend bij V35 en V36

