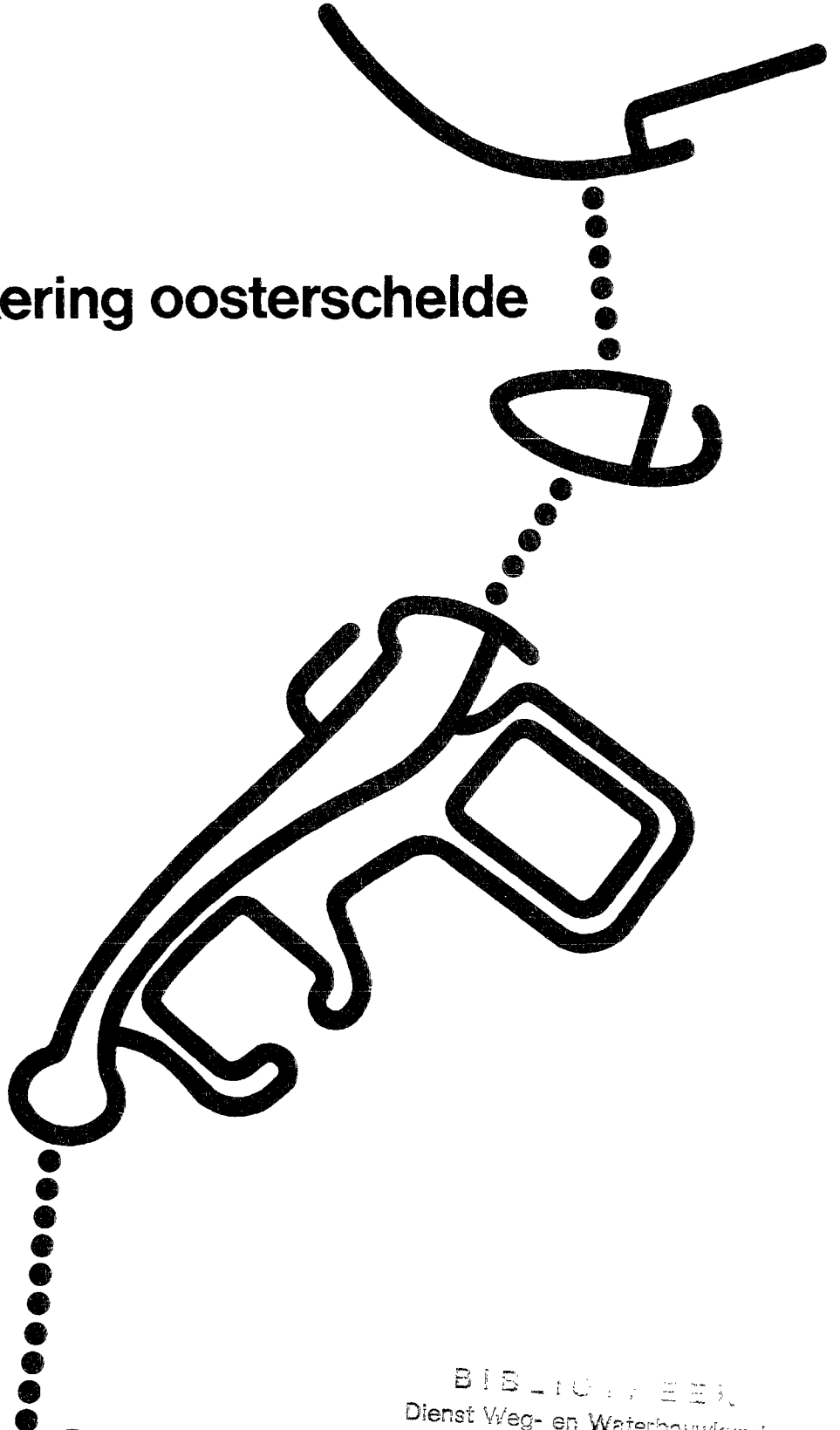


stormvloedkering oosterschelde



deelrapport 2
behorend bij eindrapport

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

Onderzoek naar de mogelijkheid van afsluiting van de Oosterschelde met een gedeeltelijk geprefabriceerde stormvloedkering

Inleiding

Doel van het onderzoek

Het onderzoek, dat in deze nota behandeld wordt, is verricht in de periode tussen november 1974 en mei 1976. De konklusies van dit onderzoek zijn vermeld in het eindrapport stormvloedkering Oosterschelde.

Zoals bekend is besloten om 8 deelnota's te laten verschijnen die ieder een bepaald aspekt van het onderzoek behandelen.

Deze 8 deelnota's zijn:

- 1 Milieu aspecten en morfologische ontwikkeling;
- 2 Hydraulische aspecten;
- 3 Grondmechanische aspecten;
- 4 Caissons op staal;
- 5 Pijlers op putten;
- 6 Caissons op putten;
- 7 Afsluitmiddelen;
- 8 Planning, begroting en literatuuroverzicht.

Deelnote 2 geeft een overzicht van het hydraulische onderzoek naar de mogelijkheid van de afsluiting van de Oosterschelde met een gedeeltelijk geprefabriceerde afsluitbare stormvloedkering.

deelrapport 2 hydraulische aspecten

's-Gravenhage

december 1984

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

INHOUDSOPGAVE

1. INLEIDING	5	3.4. Algemene aspecten van de getijmodellen	38
1.1. Algemeen	5	3.4.1. Bodemschematisatie	38
1.1.1. Inleiding	5	3.4.2. Randvoorwaarden	38
1.1.2. Uitgangspunten	5	3.4.3. Beginvoorwaarden	38
1.1.3. Belangrijkste hydraulische problemen	7	3.4.4. IJking en verificatie	39
1.1.4. Beschouwde constructietypen en gehanteerde begrippen	7	3.4.5. Instelgetijden	40
1.1.5. Indeling rapport	12	3.5. Beschrijving van het model IMPLIC	40
1.2. Opzet onderzoek	13	3.5.1. Inleiding	40
1.3. Ontwerpcriteria	13	3.5.2. Oplossingsmethode volgens het zogenaamde derde impliciete differentieschema	41
1.3.1. Algemeen	13	3.6. Het hydraulisch getijmodel M 1000	43
1.3.2. De ontwerpcriteria voor de gesloten kering	13	3.6.1. Inleiding	43
1.3.3. Ontwerpcriteria voor weigerende schuif	15	3.6.2. Schaalkeuze	43
1.3.4. Ontwerpcriteria voor open kering	15	3.6.3. Zeerandinstelling	46
2. Natuurgegevens	17	3.6.4. Instrumentatie	46
2.1. Inleiding	17	3.7. Uitgevoerd onderzoek onder normale omstandigheden	46
2.2. Getijgegevens (onder normale omstandigheden)	17	3.7.1. Inleiding	46
2.2.1. Inleiding	17	3.7.2. Verband tussen het doorstroomprofiel en het getijverschil	46
2.2.2. Het verticale getij (waterstanden)	17	3.7.3. Stroomsnelheden in de kering	50
2.2.3. Het horizontale getij (stromingen)	19	3.8. Vergelijking van IMPLIC met M 1000	51
2.3. Windgegevens	19	3.9. Uitgevoerd onderzoek voor stormomstandigheden	52
2.4. Stormvloedgegevens	21	3.9.1. Inleiding	52
2.4.1. Algemeen	21	3.9.2. Sluitingscriterium	52
2.4.2. Stormvloedstanden	21	3.9.3. Bekkenstand	52
2.4.3. Stormvloedverlopen	21	3.9.4. Toelaatbare waterstanden en optredende waterstanden bij weigerende schuiven	53
2.5. Golfgegevens	22	3.9.5. Sluiting van de kering, translatiegolven	54
2.5.1. Inleiding	22	3.9.6. Translatiegolven op het bekken	54
2.5.2. Beschrijving van het golfbeeld	22	3.9.7. Het verval over de kering tijdens sluiting	55
2.5.3. Golftrandvoorwaarden onder ontwerpomstandigheden	24	4. Doorstroomprofiel	57
2.5.4. Golfgegevens ten behoeve van de werkbaarheid	24	4.1. De grootte van het doorstroomprofiel	57
2.6. Zandtransportgegevens	25	4.1.1. Inleiding	57
2.6.1. Inleiding	25	4.1.2. Het begrip afvoercoëfficiënt	57
2.6.2. Zandtransportberekeningen	25	4.1.3. Bepaling van de grootte van de afvoercoëfficiënt	60
2.6.3. Zandtransport uit berekeningen	27	4.1.4. Verricht onderzoek ten behoeve van de stormvloedkering	61
2.7. IJgegevens	32	4.1.5. Resultaten van het onderzoek	63
2.7.1. Inleiding	32	4.2. De vorm van het doorstroomprofiel	65
2.7.2. Het uitgevoerde onderzoek	32	4.2.1. Inleiding	65
2.7.3. Enkele voorlopige conclusies met betrekking tot ijsvorming, zoals die volgen uit nota W-76.033.	33	4.2.2. Stroombeeldonderzoek brievenbusoplossing	65
3. Getij-onderzoek	35	5. Ontgrondingen en bodembescherming	66
3.1. Inleiding	35	5.1. Algemeen	73
3.2. Methoden van getij-onderzoek	35	5.2. Ontgrondingsonderzoek	74
3.2.1. Basisvergelijkingen	35	5.3. Gebruikte ontgrondingsmodellen	77
3.2.2. Oplossen van de vergelijkingen	37	5.4. Uitvoering en bewerking ontgrondingsonderzoek	79
3.3. Overzicht van getijmodellen	37	5.5. Criteria t.b.v. bepaling lengte bodembescherming	82
3.3.1. Inleiding	37	5.6. Lengte bodembescherming	82
3.3.2. Vergelijking tussen de diverse methoden	37	5.6.1. Tweedimensionaal ontgrondingsonderzoek	82
		5.6.2. Invloed horizontale en verticale vernauwingen	83
		5.6.3. Caisondrempel	83
		5.6.4. Plaatsingen	83
		5.6.5. Eindsituatie	83

5.6.6.	Vernauwde brievenbusoplossing	86	8.2.1.	Bouwputten caissons	155
5.6.7.	Ontgrondingen bij weigering van een schuif tijdens storm	86	8.2.2.	Hydraulische randvoorwaarden t.b.v. plaatsing caissons	155
5.6.8.	Beëindiging rand bodembescherming	92	8.2.3.	Belastingen gedurende de bouwfases	157
6.	Drempel, stortebedden en aanstoringen	93	8.2.4.	Stabiliteit caissondrempel	159
6.1.	Inleiding	93	8.2.5.	Aanzanding/inzanding van de drempel	161
6.2.	Zanddichtheidsonderzoek	94	8.3.	Pijlers op putten	165
6.2.1.	Principe en ontwerp van zanddichte filterconstructies	94	8.3.1.	Hydraulische randvoorwaarden t.b.v. plaatsing putten	165
6.2.2.	Opzet onderzoek en randvoorwaarden	96	8.3.2.	Belastingen gedurende de bouwfases	166
6.2.3.	Verricht onderzoek en resultaten	97	8.3.3.	Ontgrondingen rond putten bij plaatsing	169
6.3.	Stabiliteitsonderzoek	105	8.3.4.	Stabiliteit bestoringen	175
6.3.1.	Stabiliteit steenbestoringen	106	8.4.	Caissons op putten	177
6.3.2.	Opzet onderzoek en randvoorwaarden	107	9.	Overzicht van de tijdens de studieperiode uitgebrachte rapporten	179
6.3.3.	Onderzoekresultaten	111	9.1.	Inleiding	179
7.	Krachten op de constructie in de definitieve fase	117	9.2.	Lijst van door het waterloopkundig laboratorium uitgebrachte verslagen (Studieperiode oktober 1974 – mei 1976)	180
7.1.	Inleiding	117	9.3.	Lijst van in het kader van Werkgroep 8 uitgebrachte verslagen	180
7.2.	Onderzoekstechnieken bij de bepaling van hydraulische krachten op constructies en het dynamische gedrag van constructies	120	9.4.	Lijst van nota's van de hoofdafdeling waterloopkunde van de Deltadienst	182
7.2.1.	Algemeen	120	Appendices		
7.2.2.	Rekenmodellen	120	I.	Beschrijving van het golfbeeld	184
7.2.2.1.	Permanente stroming	120	II.	Vorm wateroppervlak en druk in de vloeistof voor de uitstromende golf volgens de eerste en de tweede theorie van Stokes	187
7.2.2.2.	Golven en golfbelasting	122	III.	Beschrijving onregelmatige golven voor een reflecterende wand en de instelling van onregelmatige golven in een model	188
7.2.2.3.	Snel variërende verschijnselen (trillingen, golfklappen, cavitatie)	124	IV.	Compressie golfklap (Compression shock)	192
7.2.2.4.	Grondwaterstroming	126	V.	Gebruikte formules in de afschatting van het dynamische gedrag van de grond	195
7.2.2.5.	Het dynamische gedrag van grond	126	Lijst van symbolen	198	
7.2.2.6.	Het gedrag van de constructie	127	Lijst van figuren	199	
7.2.3.	De techniek van hydraulische modellen ten behoeve van krachten- en trillingsonderzoek	129	Lijst van tabellen	202	
7.2.3.1.	Schaalregels algemeen	129	Literatuurlijst	202	
7.2.3.2.	Schaalregels voor modellen van kracht- en trillingsonderzoek	130			
7.2.4.	Overigen analogieën	131			
7.2.5.	Combinatie van rekenen en modeltechniek	133			
7.2.6.	Aan de constructie te stellen eisen met betrekking tot krachten en trillingen	133			
7.3	Het uitgevoerde onderzoek	133			
7.3.1.	Inleiding	133			
7.3.2.	Belasting van belang voor de stabiliteit van de totale constructie	133			
7.3.2.1.	Algemeen	133			
7.3.2.2.	Resultaten oriënterend hydraulisch onderzoek	136			
7.3.2.3.	Resultaten onderzoek caisson-brievenbustype met tussenvloer	140			
7.3.2.4.	Resultaten onderzoek kering met pijlers op putten	144			
7.3.3.	Dynamisch gedrag gehele constructie	147			
7.3.4.	Belastingen op en gedrag van constructie - onderdelen	148			
7.3.4.1.	Inleiding	148			
7.3.4.2.	Algemeen golfbelastingsonderzoek	148			
7.3.4.3.	Schuifonderzoek	148			
8.	Bouwfasesonderzoek	153			
8.1.	Inleiding	153			
8.2.	Caissons op staal	155			

1. INLEIDING

1.1. ALGEMEEN

1.1.1. Inleiding

Dit rapport hoort, samen met de verslaggeving van andere onderzoeken (zie „Lijst van Deelnota's"), bij het „Eindrapport Stormvloedkering Oosterschelde, Onderzoek naar de mogelijkheid van de afsluiting van de Oosterschelde met een gedeeltelijk geprefabriceerde stormvloedkering, mei 1976" [1].

Het geeft een overzicht van het hydraulisch onderzoek dat is uitgevoerd in het kader van de studie naar de mogelijkheid van de afsluiting van de Oosterschelde met een gedeeltelijk geprefabriceerde afsluitbare stormvloedkering. Het in dit rapport vermelde onderzoek beslaat de periode oktober 1974 (tijdstip van regeringsopdracht tot studie) tot mei 1976 (tijdstip van aanbeveling).

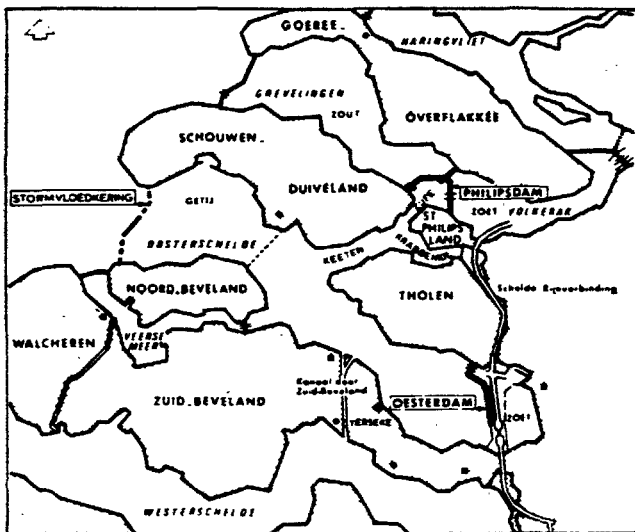
Eenzijds is het rapport een verantwoording van het uitgevoerde onderzoek, anderzijds geeft het de stand van zaken weer op het moment dat de studie naar de uitvoerbaarheid is afgesloten en het onderzoek voor het definitieve ontwerp begint. In dit deel worden de gebruikte onderzoeksmethoden en gegevens beschreven, alsmede de meeste uitgevoerde onderzoeken. Van de resultaten worden slechts de belangrijkste vermeld; een vollediger beschrijving vindt plaats in een groot aantal rapporten van het Waterloorkundig Laboratorium en de Hoofdafdeling Waterloorkunde. In de tekst wordt hiernaar verwezen terwijl een opsomming van alle in het kader van de studie uitgebrachte rapporten in hoofdstuk 9 van dit deel is opgenomen. De verantwoordelijkheid voor Deelnota 2 berust bij het Waterloorkundig Laboratorium Delft en de Hoofdafdeling Waterloorkunde van de Deltadienst.

Een aantal afdelingshoofden van het Waterloorkundig Laboratorium en de Hoofdafdeling Waterloorkunde hebben de samenstelling van dit rapport begeleid, dat in handen van een redactiecommissie is geweest.

Deze commissie werd gevormd door ir. R.J. de Jong en ir. R.A.H. Thabet, beiden van het Waterloorkundig Laboratorium en ir. G.J. Schiereck, later opgevolgd door ir. C.P. Ockhuysen, van de Hoofdafdeling Waterloorkunde.

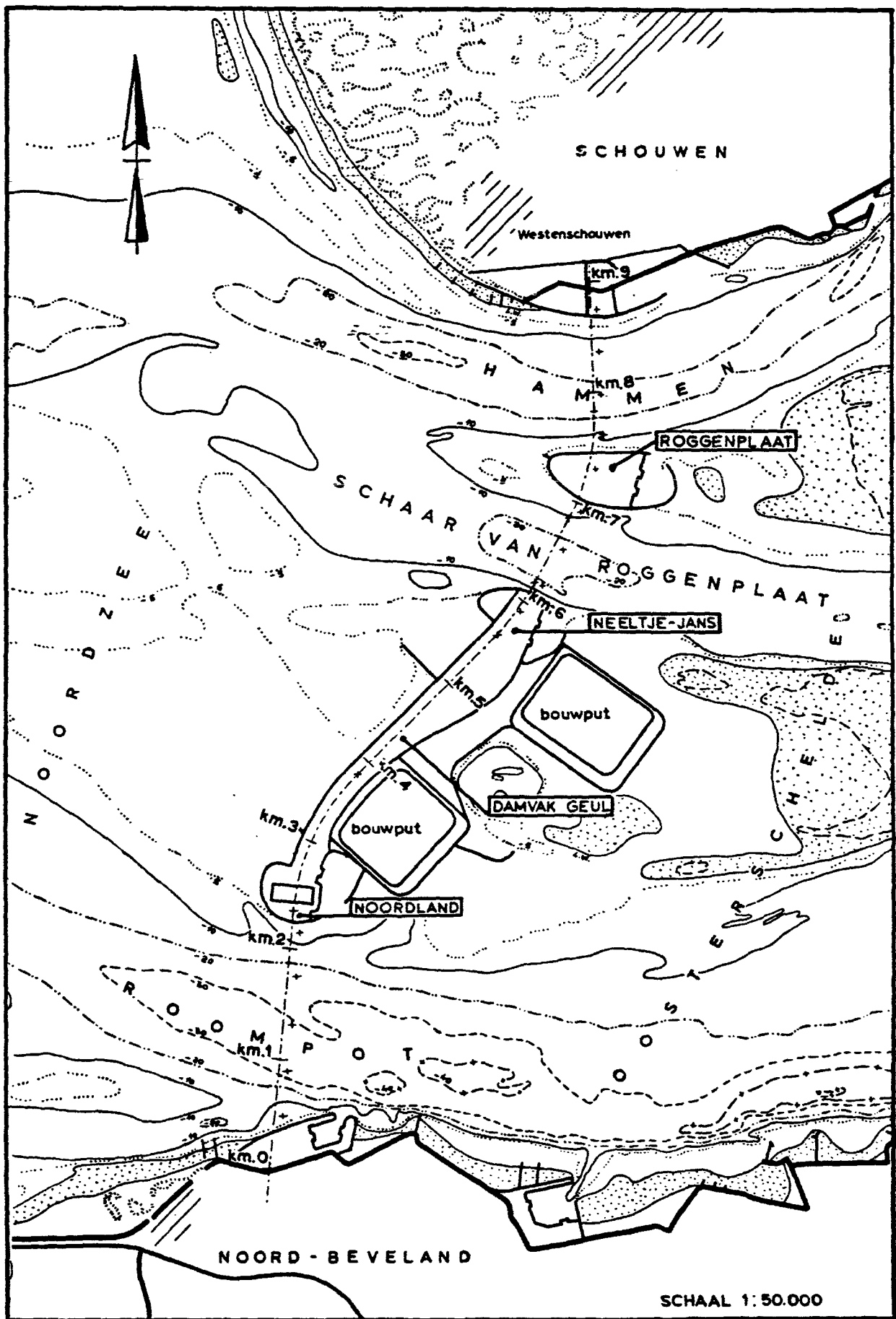
1.1.2. Uitgangspunten

In hoofdstuk 2.3. van het Eindrapport Stormvloedkering Oosterschelde [1] worden de uitgangspunten genoemd die bij het ontwerp van de kering aangehouden zijn. Aangezien deze vrijwel allemaal direkt van invloed zijn op het hydraulisch onderzoek, worden ze hier nogmaals genoemd.



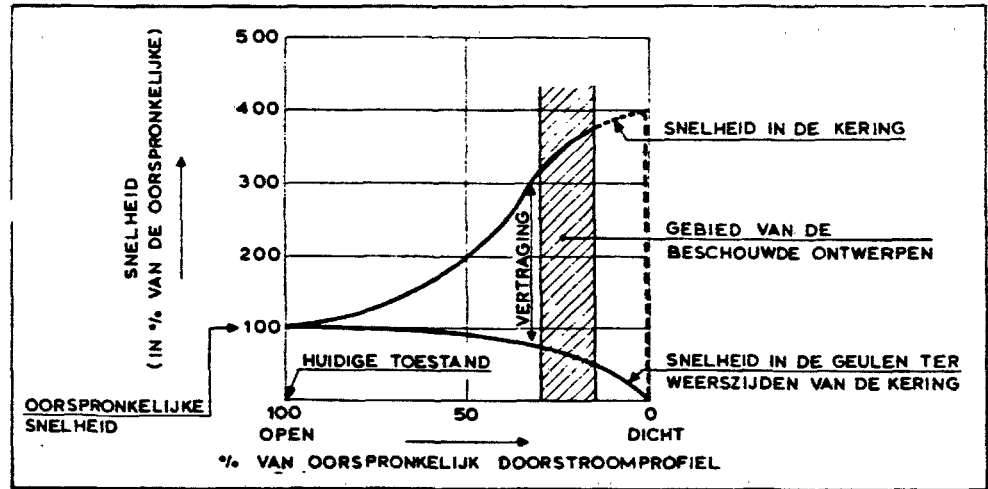
1. Het maken van een voorontwerp van een afsluitbare kering in de bestaande geulen door middel van geprefabriceerde elementen met een zodanig doorstroombrofiel dat ca. 65% van het huidige verticale getij overblijft, overeenkomend met een gemiddeld getijverschil van 2,3 m bij Yerseke. Aangezien de stormvloedkering de randvoorwaarden van het huidige ecosysteem in de Oosterschelde zo goed mogelijk dient te benaderen, is globaal nagegaan welke consequentie het heeft voor het ontwerp van de kering als men respectievelijk ca. 90% van het huidige getij, overeenkomend met 3,1 m en ca. 100%, overeenkomend met 3,5 m gemiddeld getijverschil bij Yerseke wenst te handhaven.
2. De constructie moet bestand zijn tegen een stormvloed met een hoogwaterstand die een gemiddelde overschrijdingsfrequentie heeft van 10^{-4} maal per jaar, verminderd met 0,3 m [1].
3. Het Oosterscheldebekken wordt gecompartmenteerd volgens model C3 (Oesterdam en Philipsdam) met een aangepast kanaal door Zuid-Beveland (zie figuur 1-1).
4. De stormvloedkering volgt het bestaande sluitingstracé (zie figuur 1-2).
5. De debietverdeling over de keringen in de geulen dient ongeveer evenredig te zijn met de huidige debietverdeling.
6. Vóór de sluiting van de compartimenteringsdammen - op zijn vroegst 1984 - mag in verband met de zoutbelasting op het noordelijk Deltabekken, geen aanmerkelijke getijdemping optreden op het Oosterscheldebekken.
7. De afsluitmiddelen in de stormvloedkering moeten kunnen worden gesloten, zowel op LW-kentering voorafgaande aan een storm, als op stroom in beide richtingen.
8. In geval van sluiting mag de stabiliteit van de kering niet in gevaar komen, bij weigering van één of meerdere bewegingswerken.
9. Bij de vaststelling van het minimumdoorstroombrofiel moet rekening worden gehouden met enige reserve ten behoeve van onderhoud.
10. Over de dam moet een eenvoudige verkeersweg worden aangebracht.

Figuur 1-1.
Overzicht Oosterschelde met compartimentering volgens C3.



Figuur 1-2.
Damtracé.

Figuur 1-3.
Verband tussen de stroomsnelheid
in en achter de storm-
vloedkering en de
profielvernaauwing.



1.1.3. Belangrijkste hydraulische problemen

Uit de uitgangspunten volgt een groot aantal hydraulische problemen (zie ook hoofdstuk 4, Eindrapport Stormvloedkering Oosterschelde [1]):

Open stormvloedkering

Om sluiting bij een storm mogelijk te maken is een vernaauwing van de bestaande stroomgeulen onvermijdelijk. Hierdoor zijn de snelheden in de kering onder normale omstandigheden veel groter dan bij open Oosterschelde het geval is. Afhankelijk van het uiteindelijk te kiezen doorstroomprofiel bedraagt deze vergroting een factor 3 à 4 (zie figuur 1-3). Achter de kering moet het water weer vertragen, hetgeen gepaard gaat met een zeer turbulente stroming, waardoor de zandbodem geërodeerd wordt. Bij een totale afsluiting van een getijdebekken komt deze situatie ook voor, doch dan slechts zeer tijdelijk. Bij de stormvloedkering is deze situatie permanent, hetgeen een uitgebreide bodembescherming noodzakelijk maakt.

Dichte stormvloedkering

Wanneer tijdens een storm de kering gesloten is, stijgt de waterstand buiten tengevolge van getij en windopzet, terwijl op het bekken het niveau vrijwel konstant blijft.

Samen met de aanwezige golven belast dit de kering. Bovendien stroomt, onder invloed van het drukverval over de kering, water door het zand onder de kering. Het gevaar bestaat dat deze stroom zand meeneemt waardoor de kering ondermijnd wordt.

Sluiting van de kering

Het overgaan van de open naar de gesloten toestand zal veelal plaatsvinden gedurende een opkomende storm. Het sluiten van de kering bij stroom veroorzaakt dan, behalve zgn. translatiegolven op het bekken, een zware belasting op de schuiven en de bijbehorende bewegingswerken. Bovendien loopt de snelheid in de doorstroomopening verder op, waardoor de bodem achter de dam sterker aangevallen wordt.

Open gat tijdens storm

Bij het grote aantal schuiven, bestaat geen absolute garantie dat ze allemaal gesloten zijn bij een storm; één of enkele schuiven kunnen tijdens sluiting weigeren. Voor de veiligheid van het bekken vormt dit niet zo'n probleem, omdat het peil van het bekken nauwelijks beïnvloed wordt door een of enkele niet gesloten schuiven. Voor de bodembescherming direct achter de kering vormt dit echter een van de zwaarst denkbare belastingen.

Bouwfase

Omdat een afsluiting van de Oosterschelde gedurende enkele jaren niet toelaatbaar is kan de kering niet in een bouwput gemaakt worden, maar moet de constructie gebouwd worden in de dynamiek van de omstandigheden die in de Oosterscheldemond heerst. Dit betekent werken in stromend water, dat door het aanbrengen van de constructie bovendien geleidelijk aan sneller gaat stromen. De zandbeweging onder invloed van het stromende water kan met name de opbouw van een drempel en bodembescherming verstoren. Ook met de golfbeweging die vanuit de Noordzee de Oosterschelde binnendringt moet rekening worden gehouden, met name bij het plaatsen van de zeer grote betonelementen.

In feite schept de bouw „in den natte” een aantal zware problemen. Niet alleen de genoemde punten tijdens het aanbrengen van de kering zijn van belang; door de bouwwijze wordt ook het aantal mogelijke oplossingen sterk beperkt, hetgeen repercussies heeft voor de eindtoestand.

Gevolgen voor de omgeving

Behalve de problemen die bij het ontwerp en de bouw van de kering zelf een rol spelen, zijn er ook nog de hydraulische aspecten die samenhangen met de invloed die de kering op de omgeving heeft.

Gedacht kan hierbij worden aan de waterstanden en stroomsnelheden, met name in het bekken en aan de zandbeweging zowel in het bekken als aan de zeezijde van de kering.

1.1.4. Beschouwde constructietypen en gehanteerde begrippen

In hoofdstuk 5 van het Eindrapport Stormvloedkering Oosterschelde [1] wordt een overzicht gegeven van de verschillende constructietypen die in beschouwing zijn genomen. Uit het grote aantal zijn uiteindelijk 3 hoofdtypen geselecteerd, te weten:

- caissons op staal (zie figuur 1-4);
- caissons op putten (zie figuur 1-5);
- pijlers op putten (zie figuur 1-6).

In dit rapport zal alleen waar dit noodzakelijk is onderscheid gemaakt worden tussen deze 3 typen; veel hydraulische problemen zijn namelijk voor de 3 oplossingen in principe hetzelfde.

Tijdens de studieperiode zijn in het spraakgebruik een aantal begrippen gehanteerd die ook in dit rapport gebruikt worden en die wellicht enige verklaring behoeven. De belangrijkste zijn:

Spleetprofiel en brievenbusprofiel

Twee extreme vormen van verkleining van de huidige geulprofielen teneinde de gewenste getijbeweging op het bekken te realiseren. Bij het spleetprofiel wordt de verkleining gevonden door horizontale, bij de brievenbusoplossing door verticale vernauwing (zie figuur 1-7).

Dorpelbalken (schotbalken)

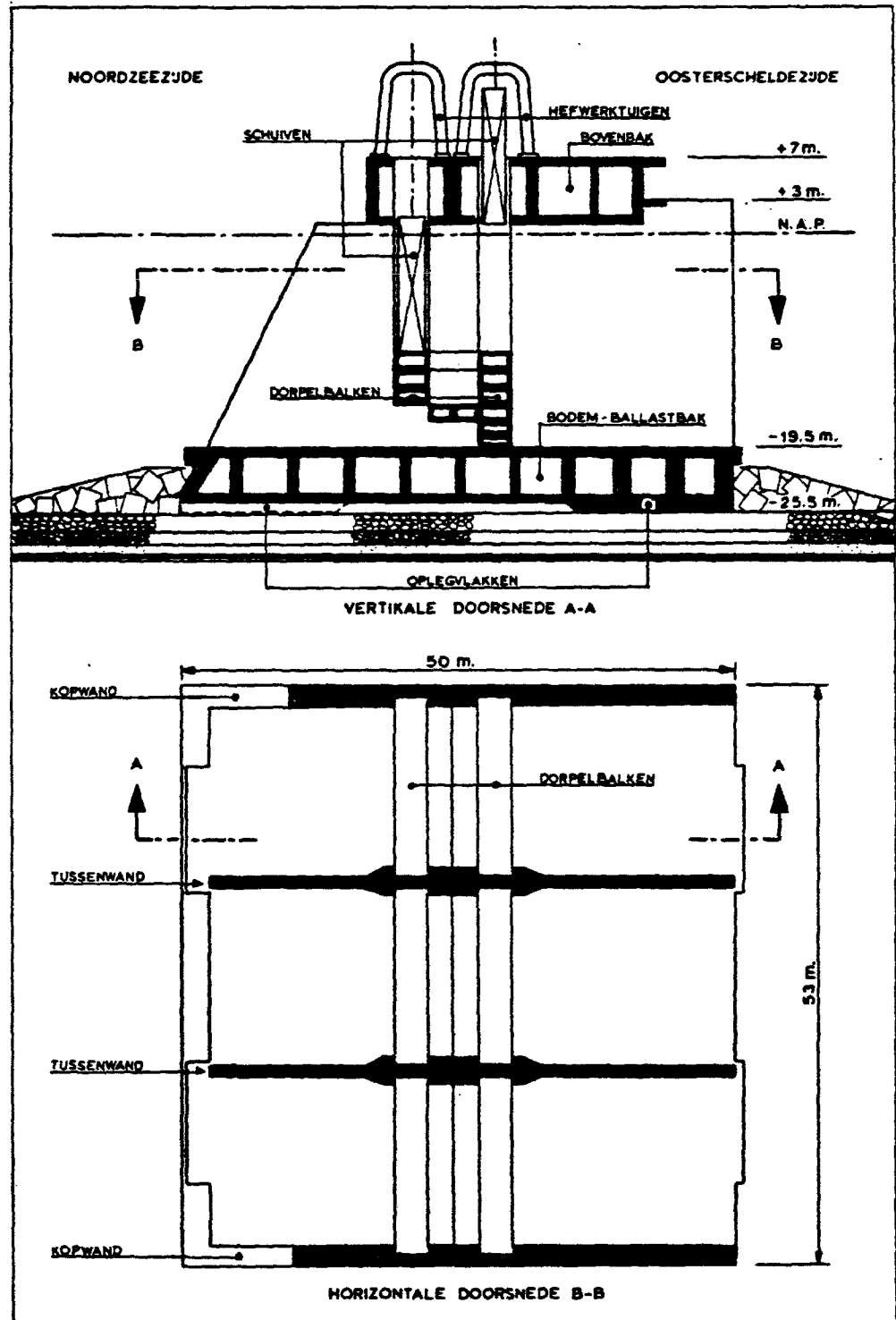
De (niet beweegbare) balken die bij de brievenbusoplossing de uiteindelijke verticale vernauwing vormen. (zie figuren 1-4 t/m 1-6)

Roosterschuiven, hefschuiven en tolkleppen

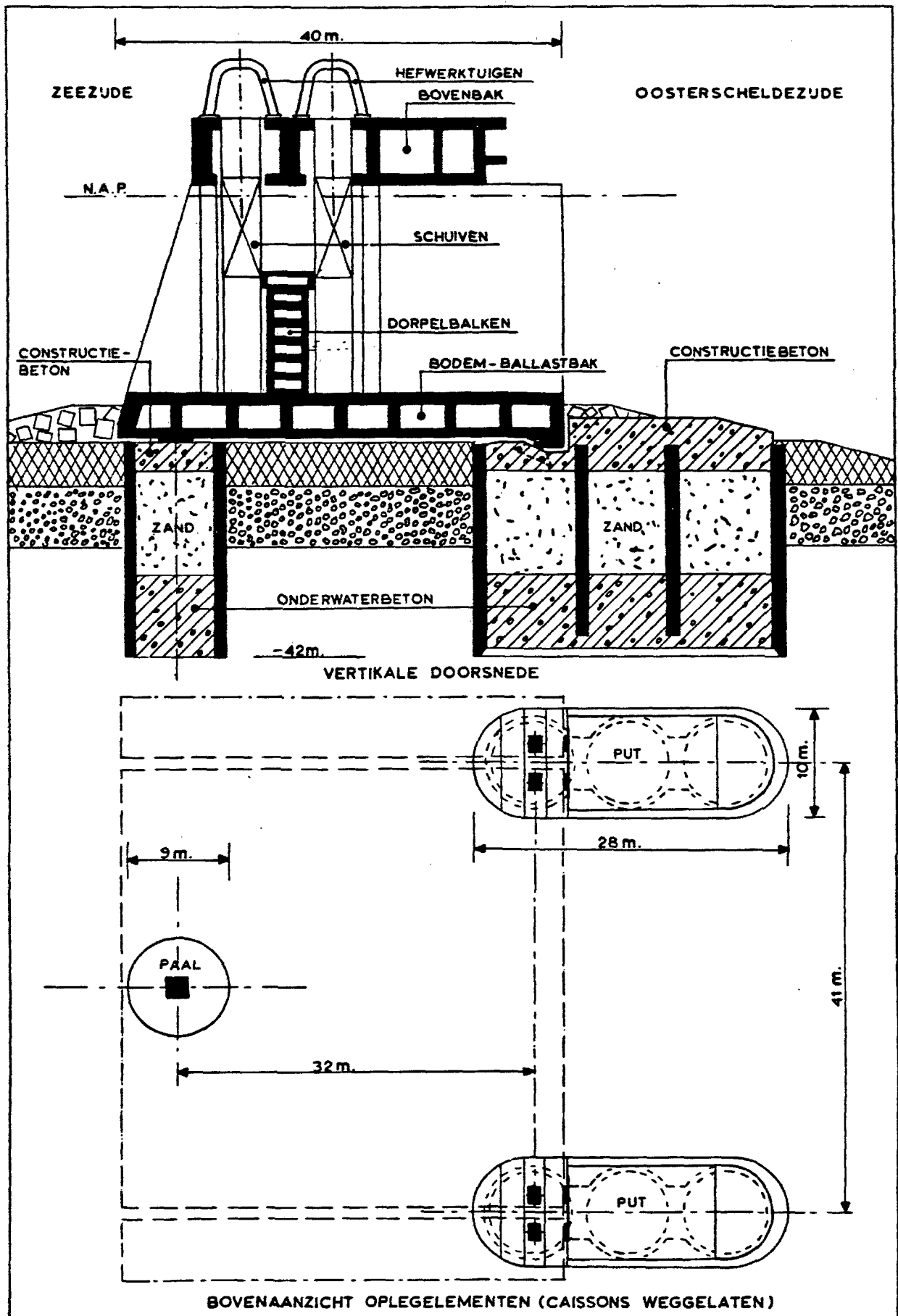
De beweegbare afsluitmiddelen in de kering (zie figuur 1-8)

Hefschip

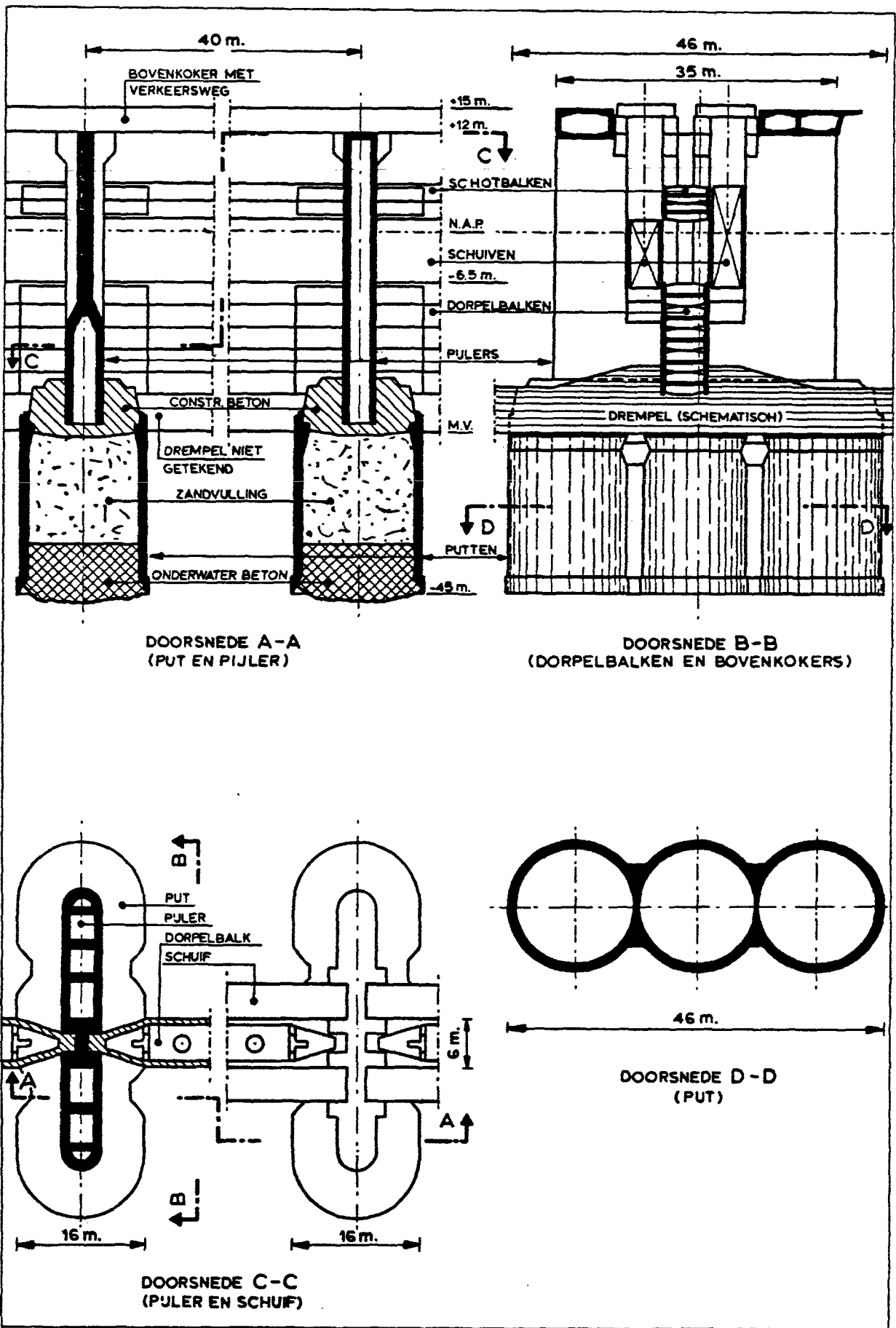
Het vaartuig waarmee de putten en pijlers geplaatst zullen worden, wordt vaak katamaran genoemd, onder andere in [1]. In dit rapport wordt de naam hefschip gebruikt (zie figuur 1-9).



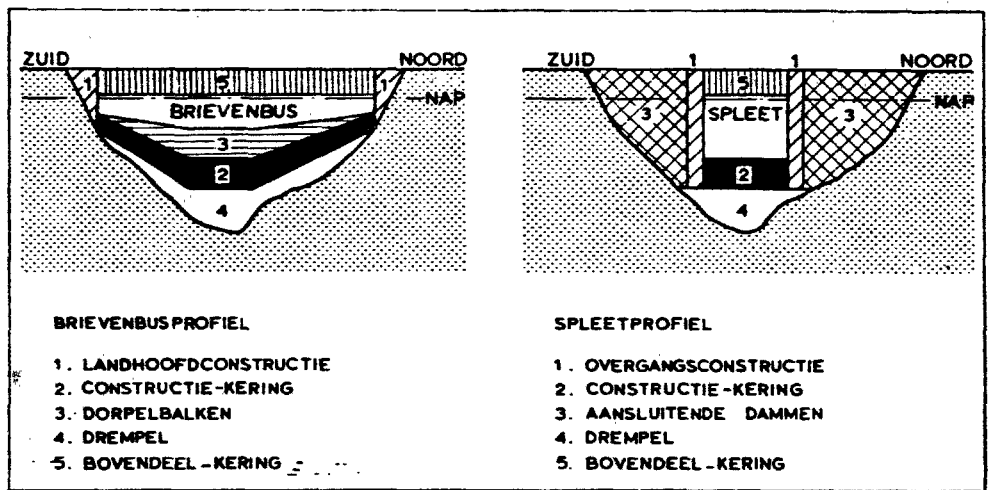
Figuur 1-4
Caissons op staal.



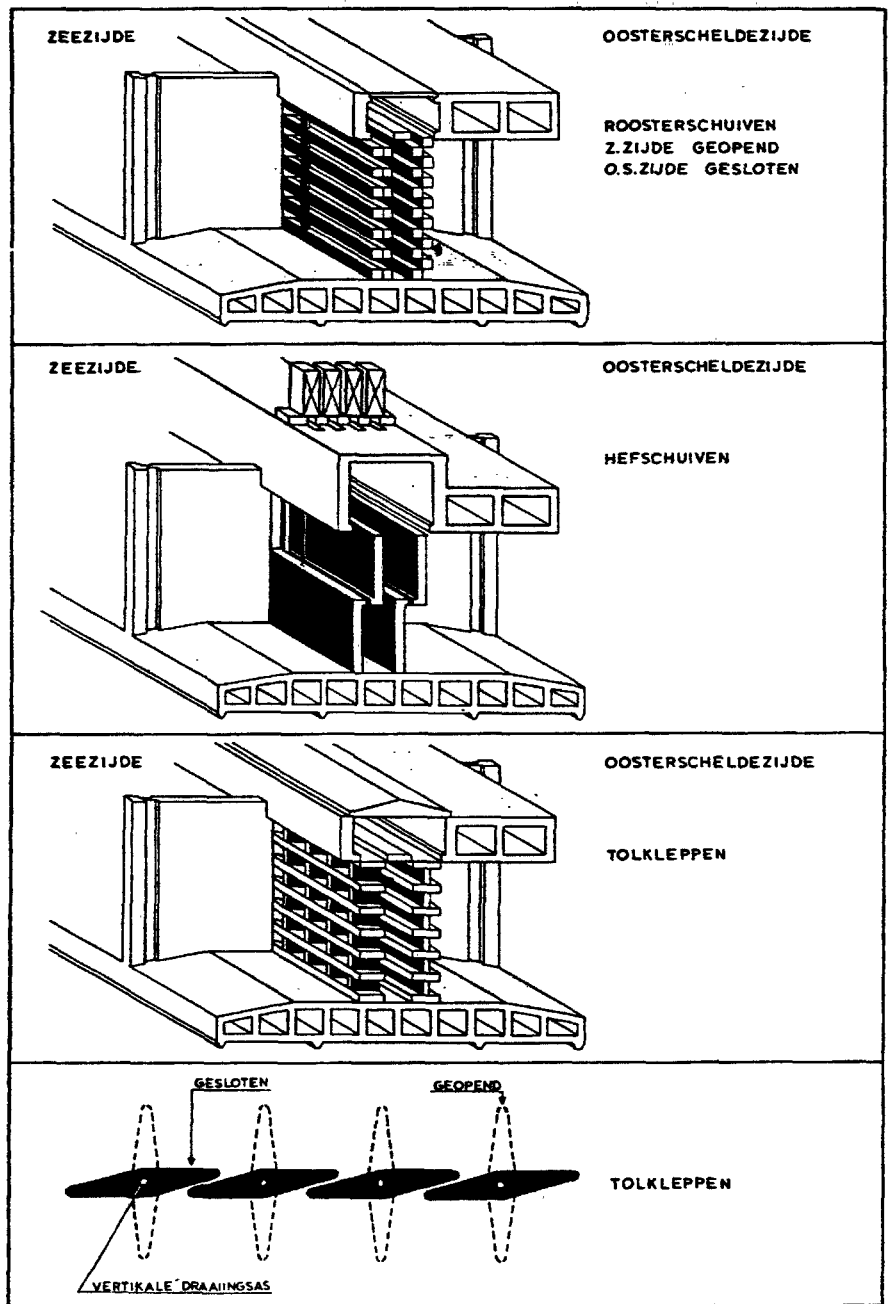
Figuur 1-5
Caissons
op putten



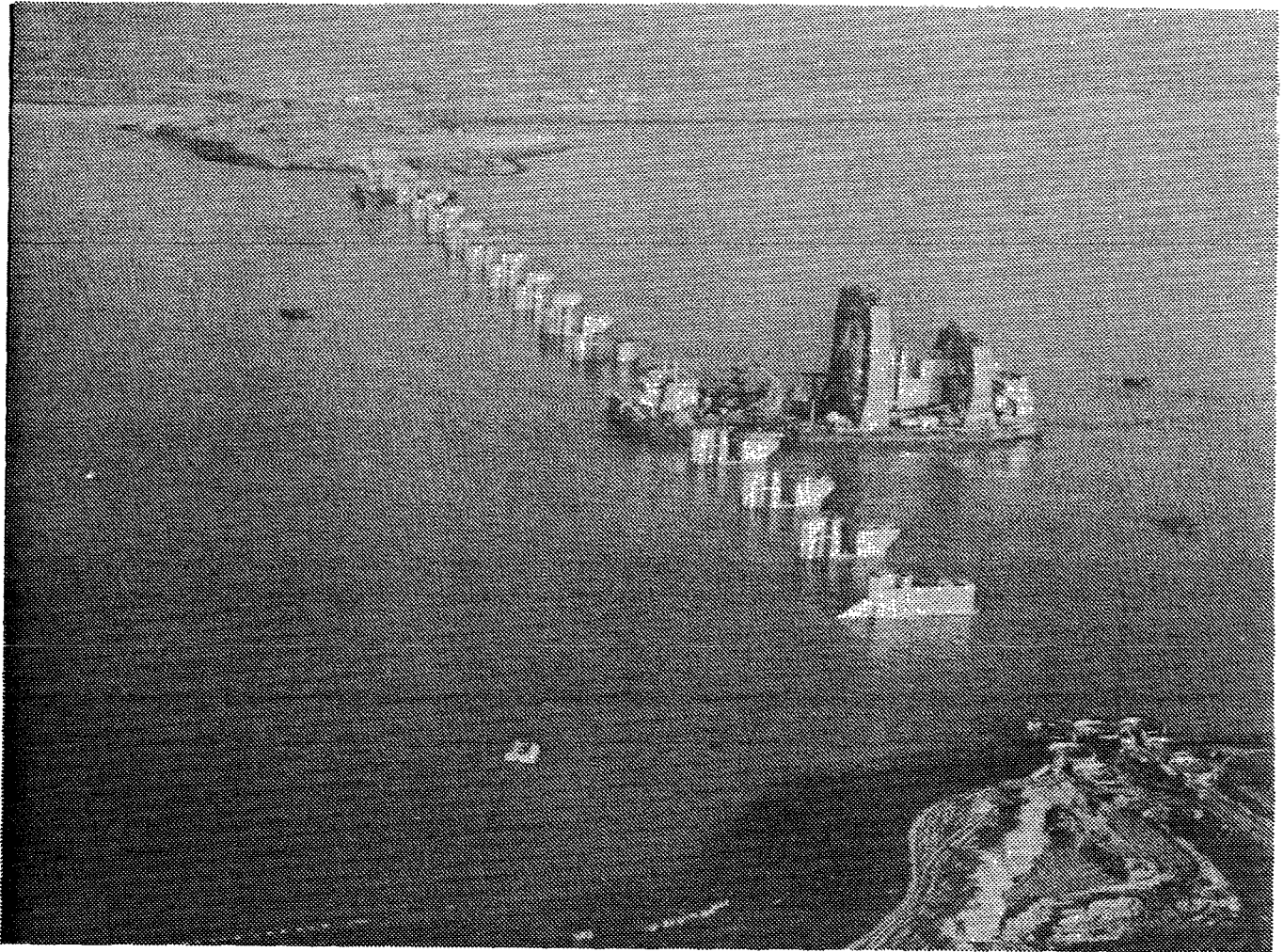
Figuur 1-6
 Pijlers
 op putten



Figuur 1-7
Spleet- en brievenbusprofiel



Figuur 1-8
Diverse schuiftypen



Figuur 1-9
Pijlerdam met hefschip

1.1.5. Indeling rapport

Een rapport als dit kan op tal van manieren ingedeeld worden; de hier gekozen vorm is wellicht niet de meest logische, maar bleek uiteindelijk het meest praktische in de zin van de leesbaarheid.

In hoofdstuk 2 wordt begonnen met een opsomming van de uit de natuurmetingen beschikbare gegevens, die als invoergegevens bij het waterloopkundig onderzoek gediend hebben.

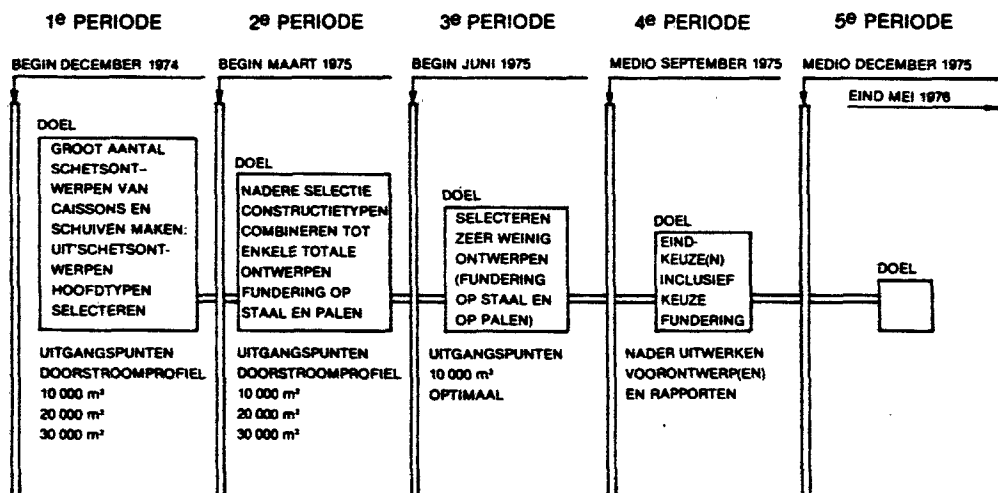
De hoofdstukken 3 en 4 beschrijven de relatie tussen de kering en de waterbeweging. In hoofdstuk 3 wordt de getijbeweging op zee en op het bekken beschreven, terwijl in hoofdstuk 4 ingegaan wordt op de stroming door de kering zelf.

In de hoofdstukken 5 en 6 wordt de interactie water - bodem behandeld; namelijk in hoofdstuk 5 de ontgrondingen aan de rand van

de bodembescherming en in hoofdstuk 6 de hydraulische aspecten van drempel en stortebedden.

Hoofdstuk 7 beschrijft de interactie water - constructie, met het accent op de krachten die het water op de constructie uitoefent. In hoofdstuk 8 tenslotte worden de problemen behandeld die samenhangen met de bouw van de kering, „in den natte”. Deze indeling is niet helemaal consequent. Zo komen in hoofdstuk 8 een groot aantal aspecten van de hoofdstukken 2 t/m 7 weer aan de orde, terwijl in die hoofdstukken ook problemen met betrekking tot de bouw van de kering genoemd worden.

In hoofdstuk 9 wordt een opsomming gegeven van verslagen van het Waterloopkundig Laboratorium en van nota's van de Hoofdafdeling Waterloopkunde van de Deltadienst, met betrekking tot de hydraulische aspecten. Aan dit rapport zijn een vijftal appendices toegevoegd, als toelichting bij enige in diverse hoofdstukken genoemde begrippen en betrekkingen.



Figuur 1-10
Ontwerpplanning

1.2 Opzet Onderzoek

Gezien de korte beschikbare tijd voor de studie en het feit dat in die tijd een groot aantal praktische vragen met betrekking tot het ontwerp opgelost moesten worden, bestond er vrijwel geen ruimte om wezenlijk nieuwe methoden op te zetten. Gebruik moest gemaakt worden van de beschikbare kennis, ervaring en faciliteiten. Zonder de in het verleden voor de Oosterschelde en overige Deltawerken uitgevoerde studies, was een onderzoek als hier beschreven dan ook niet mogelijk geweest.

Bij de aanvang van de studie werd een planning van het hydraulisch onderzoek opgesteld, die parallel liep met de ontwerpplanning. Deze laatste was in een 5-tal fasen verdeeld, waarbij de gedachte was dat, beginnend met een groot aantal ontwerpen in de „brainstormfase”, het aantal geleidelijk zou convergeren tot één oplossing (zie figuur 1-10). Voor het hydraulisch onderzoek betekende dit het aanvankelijk onderzoek van veel varianten onder één conditie, terwijl later slechts enkele varianten onder meer omstandigheden onderzocht werden.

Zo werd bijvoorbeeld voor het onderzoek naar de golfbelasting op de constructie een zeer schematisch model gebouwd, waarin snel door middel van losse hulpstukken een andere geometrie gerealistiseerd kon worden. Hetzelfde werd gedaan voor de ontgrondingen. In een goot werd een tweedimensionaal ontgrondingsonderzoek verricht op een groot aantal vormen van constructies, terwijl in het ontgrondingsmodel van de sluitgaten van de Oosterschelde begonnen werd met een aantal horizontale en verticale vernauwingen te onderzoeken.

Voor de schuiven gold een iets andere filosofie: met het ene type (bijvoorbeeld roosterschuiven) bestond veel minder ervaring dan met het andere (bijvoorbeeld hefschuiven). Daarom werd de aandacht primair op de onbekende types gericht.

Tabel 1-1 geeft een indruk van de opzet van het hydraulisch onderzoek voor 1975 zoals dat in het begin van dat jaar gedacht werd. De daarin genoemde periodes stemmen overeen met die in de ontwerpplanning, zoals weergegeven in figuur 1-10.

Dat het onderzoek anders verlopen is dan aanvankelijk was voorzien, werd voornamelijk veroorzaakt door de nieuwheid van de conceptie van een geprefabriceerde stormvloedkering.

Daarbij speelden drie problemen met name:

- * de korte tijd waarin de studie afgerond moest worden;

- * het feit, dat de problematiek zeer complex is en een aantal verschillende vakgebieden beslaat. Een, op zich redelijke, wijziging in één onderdeel heeft gevolgen voor allerlei andere onderdelen, iets wat in het begin van de studie niet altijd even snel onderkend werd;

- * het bouwen van een model, het voorbereiden en het uitvoeren van een onderzoek waren vaak zo arbeidsintensief en tijdrovend dat de resultaten soms ter beschikking kwamen op een moment dat het ontwerp alweer sterk gewijzigd was. Daarbij bleek het veelal het beste te zijn een onderzoek toch af te maken, omdat een volledig afgerond onderzoek waardevoller en beter interpreteerbaar is dan een groot aantal half afgeronde proevenprogramma's.

1.3. Ontwerpcriteria

1.3.1. Algemeen

Elke constructie (of constructieonderdeel) wordt op een bepaalde belastingtoestand ontworpen, de zogenaamde ontwerpbelasting. Bij de criteria die daarbij gehanteerd worden, spelen drie factoren een belangrijke rol:

1. **De belastingtoestanden** die in de diverse levensfasen van een constructie kunnen optreden, bijvoorbeeld uitgedrukt in een frequentieverdeling van belastingen.
2. **Het risico van falen** dat men accepteert. Er bestaat nooit 100% zekerheid dat een constructie niet bezwijkt. De geaccepteerde kans hangt uiteraard nauw samen met de gevolgen van een eventueel falen. Hoe ernstiger die gevolgen, hoe kleiner over het algemeen de geaccepteerde kans. De kans op falen leidt samen met een aangenomen levensduur tot een ontwerp-frequentie. Zo betekent bijvoorbeeld een kans van 1% in een periode van 100 jaar een **gemiddelde** overschrijdingsfrequentie van 10^{-4} per jaar.
3. **De onzekerheid** die men aanwezig acht in de gehanteerde materialen, onderzoekstechnieken, randvoorwaarden etc. Deze worden doorgaans uitgedrukt in een zogenaamde veiligheidscoëfficiënt, die geleet op het bovenstaande, beter onzekerheidscoëfficiënt genoemd kan worden.

1.3.2. De ontwerpcriteria bij de gesloten kering

Als uitgangspunt nr. 2 is genoemd (zie paragraaf 1.1.2):

Tabel 1.1.
Opzet hydraulisch onderzoek

Onderwerpen	2 ^e periode	3 ^e periode	4 ^e periode
Caissons			
1. Totaalkrachten	veel ontwerpen één randvoorwaarde	ca. 4 ontwerpen meer randvoorwaarden	ca. 2 ontwerpen meer randvoorwaarden
2. Plaatselijke krachten			ca. 2 ontwerpen meer randvoorwaarden
3. Scheve golfaanval		diverse ontwerpen oriënterend	1 of 2 ontwerpen div. randvoorwaarden
4. Slepen, afzinken etc.			
5. Afvoeren	veel ontwerpen	4 ontwerpen	2 ontwerpen
Schuiven			
6. Weerstand (afvoerroosters)	diverse roostertypen lage Reynolds getallen	b1) 2 roosters 1 tolklep middelhoge Reynolds getallen b2) 2 typen hoge Reynolds getallen	
7. Dynamisch gedrag	schattingen	b1) Strouhal metingen Star model (middel hoge en hoge Reynolds getallen) b.2) elastisch gelijkvormig model 2 roosters 1 tolklep schaal 1:20	elastisch gelijkvormig model 1 ontwerp, schaal 1 : 3
8. Golfbelasting		diverse ontwerpen (schematisch) klappen op star model	twee ontwerpen klappen en totaalcrachten
Stortebedden, drempel			
9. Stabiliteit toplaag	diverse ontwerpen extreme omstandigheden	enkele ontwerpen bouwfase + extreme omstandigheden	1) twee ontwerpen alle fasen 2) stabiliteit rand bodem- bescherming
10. Overdrukken		meten randvoorwaarden voor analogon	eventuele aanvullende metingen
11. Zanddichtheid		1) randvoorwaarden 2) proeven Lith schaal 1 : 1	eventuele aanvullende metingen
Ontgrondingen			
12. Twee-dimensionaal	veel ontwerpen, bepaling van ontgrondingen	enkele types	eventuele aanvullende proeven
13. Drie-dimensionaal	diverse ontwerpen globale schatting van ontgrondingen	ca. 4 ontwerpen enkele fasen	twee ontwerpen alle fasen
14. Invloed zandtransport		toetsing rekenprogramma	toetsing rekenprogramma

„De constructie moet bestand zijn tegen een stormvloed met een hoogwaterstand die een gemiddelde overschrijdingsfrequentie heeft van 10^{-4} maal per jaar, verminderd met 0,3 m [1]”.

Aan dit uitgangspunt liggen de volgende richtlijnen uit het rapport van de Deltacommissie ten grondslag [2]:

Rapport Deltacommissie

- [2], blz. 30: „In het vervolg zullen het peil van NAP + 5 m van de peilschaal te Hoek van Holland en de daarmee gelijkwaardige peilen op andere plaatsen (peilen met gelijke overschrijdingsfrequentie) **basispeilen** worden genoemd. De overschrijdingsfrequentie van de basispeilen is dus per definitie gelijk aan 10^{-4} . Zij zullen dienen als algemene grondslag, waaraan de - in verband met de betekenis van het achterliggende gebied - aan de hoofdwaterringen te stellen eisen moeten worden getoetst”.

Rapport Deltacommissie

- [2], blz. 32: „Naarmate een hoofdwaterring een belangrijker gebied beschermt, zullen de aan de kering te stellen eisen hoger moeten zijn. Daarom is de commissie er toe overgegaan, om uit basispeilen zogenaamde ontwerppeilen af te leiden, die als uitgangspunt zullen moeten dienen voor de verbetering van de hoofdwaterring”.

Rapport Deltacommissie

- [2], blz. 33: „Voor het zuidwesten des lands, dat in kleinere, elk afzonderlijk door hoofdwaterringen beschermde gebieden, is verdeeld, zijn ontwerppeilen vastgesteld, die een ongeveer 2,5 maal zo grote kans op overschrijding hebben als de ter plaatse geldende basispeilen. Hun overschrijdingskans bedraagt dus ongeveer 1/4000. Het verschil met de basispeilen is hier 30 cm (kolom 3 van tabel 3.0.1)”.

De Deltacommissie spreekt dus consequent over hoofdwaterringen en peilen (ontwerp- resp. basispeilen), waaraan de aan de hoofdwaterringen te stellen eisen moeten worden getoetst.

Een beschouwing omtrent de te hanteren criteria met betrekking tot de dimensionering van de stormvloedkering moet in feite zijn oorsprong vinden in deze algemene uitgangspunten.

Doordat de richtlijnen van de Deltacommissie in hoofdzaak zijn bedoeld voor dijken als hoofdwaterring is het goed zich te realiseren dat de Deltacommissie hierbij in haar beschouwingen heeft aangenomen dat een dijk **niet bezwijkt** als de waterstand tijdens een stormvloed de ontwerpwaterstand (het ontwerppeil) bereikt, en eerst **volledig bezwijkt** als de ontwerpwaterstand aanzienlijk wordt overschreden. Deze veronderstelling is gedaan omdat een volledige risico-analyse van dijken - waarin alle relevante factoren met betrekking tot het bezwijken van een dijk aanwezig zijn - ontbrak en ook niet gerealiseerd kon worden.

In feite is deze aanname ook gehanteerd in uitgangspunt nr. 2. De vraag is of het reëel en terecht is om een dergelijk vergaande parallel tussen dijken en de stormvloedkering te trekken.

Als de stormvloedkering gezien wordt als een geïntegreerd onderdeel van een systeem (stormvloedkering - Oosterscheldebekken - dijken), dat dient ter beveiliging van het achterliggende gebied, dan is dit zeker niet het geval. Theoretisch zou dan op grond van een volledige risico-analyse met betrekking tot het achterliggende gebied - waarbij onder meer het bezwijkmechanisme van de stormvloedkering, de komvulling van het Oosterscheldebekken, de hoogte van de dijken rond de Oosterschelde en het bezwijkmechanisme van deze dijken een rol spelen - een optimaal peil voor de kerende hoogte van de stormvloedkering bepaald kunnen worden.

Pogingen om een dergelijke risico-analyse op te zetten hebben tijdens de studieperiode niet tot een bruikbaar resultaat geleid. Ook voor het opstellen van een frequentieverdeling van belastingen is de studietijd te krap geweest. In plaats daarvan is voor het voorontwerp gewerkt met de belasting die hoort bij de in uitgangspunt nr 2 genoemde ontwerpwaterstand en een daarbij aangenomen ontwerp golf (zie paragraaf 2.5). Bij het uitwerken van het ontwerp voor de pijlerdam zal een dergelijke frequentieverdeling wel opgesteld worden; voor de procedure hiervan wordt verwezen naar [3].

Een extra probleem bij de bepaling van de ontwerpbelasting op de kering vormt de binnenwaterstand. Deze hangt sterk af van het tijdstip waarop een toekomstige beheerder besluit de kering af te sluiten. Aangezien een beheersstrategie nog niet was ontwikkeld, is aangehouden dat de kering gesloten worden bij de LW-kentering vopafgaande aan een storm.

1.3.3. Ontwerpcriteria bij weigerende schuif

Maximale stroomsnelheden boven de stortebedden en de bodembescherming (zie paragraaf 6.1) treden op achter de doorstroopening waarin een schuif niet of gedeeltelijk dichtgaat (weigerende schuif). De stortebedden en de bodembescherming worden op deze omstandigheid gedimensioneerd.

Het ontwerp kan geoptimaliseerd worden indien overschrijdingsfrequenties van snelheden boven stortebedden en bodembescherming kunnen worden bepaald en een veiligheidscoëfficiënt kan worden aangenomen. De stroomsnelheden ter plekke zijn sterk afhankelijk van de geometrie terwijl de geometrie in de studieperiode meermalen gewijzigd werd. Het ontwerp is daarom in de studiefase niet geoptimaliseerd.

Bovendien speelt de turbulentie, die eveneens afhankelijk is van de geometrie, een grote rol bij de stabiliteit van stenen. Voor wat betreft de keuze van een veiligheidscoëfficiënt in de zin van onzekerheidscoëfficiënt en voor wat betreft de gevolgen voor een constructie-onderdeel, wordt opgemerkt dat met name de gevolgen van overschrijding van de ontwerpbelasting (oplichten bodembescherming, erosie van zand onder kering, stabiliteitsverlies van de kering) voor de kering moeilijk te quantificeren zijn.

Een ander facet van de situatie, waarbij een schuif niet of slechts gedeeltelijk dichtgaat is de dwarsbelasting op de pijlers of de tussenwanden van caissons als gevolg van ongelijke waterstanden ter weerszijden ervan. In combinatie met schieff aanvallende golven (ten opzichte van de as van de kering) levert deze belasting de randvoorwaarden voor het ontwerp van de horizontale doorsnede van de pijler.

1.3.4. Ontwerpcriteria bij open kering

Onder normale omstandigheden staat de stormvloedkering open. De ontwerpcriteria voor een open kering hebben betrekking op de dagelijks terugkerende omstandigheden en niet zozeer op de extreme omstandigheden. Onder meer is het hier van belang een relatie te vinden tussen de grootte van de doorstroopening in de stormvloedkering en het gemiddeld getijverschil bij Yerseke.

In paragraaf 3.7 wordt op een en ander nader ingegaan. Ook speelt voor de ontgrondingen, die de lengte van de bodembescherming bepalen, de tijd een zeer belangrijke rol. Als ontwerptoestand geldt dan, wat men zou kunnen noemen een „dominant” getij. Dit getij veroorzaakt over een lange periode dezelfde ontgrondingen als de reeks van steeds wisselende getijden (dood-, springtij etc.), die in werkelijkheid optreden (zie hoofdstuk V). Het getijverschil van dit getij is iets groter dan het gemiddeld getijverschil.

2. Natuurgegevens

2.1. Inleiding

Het Oosterscheldebekken in de huidige toestand is ontstaan door een wisselwerking tussen de zee en de rivieren, waarbij menselijke ingrepen in steeds toenemende mate van invloed zijn geweest. De eigenlijke Oosterschelde wordt in het noorden begrensd door de eilanden Schouwen en Tholen, in het zuiden door Zuid- en Noord-Beveland en in het oosten door Noord-Brabant.

In deze nota zal echter daar waar gesproken wordt over het Oosterscheldebekken ook het geulenstelsel Keeten-Mastgat-Zijpe-Krammer-Volkerak meegerekend worden, omdat dit sinds de afsluiting van het Volkerak geheel tot het kombergingsoppervlak hoort dat door de Oosterscheldemond gevuld en geleegd wordt. De totale bergende oppervlakte van dit gebied bedraagt circa 39.000 ha op N.A.P.

Het bekken wordt gekenmerkt door een stelsel van platen en geulen, welke laatste plaatselijke diepten kunnen bereiken van meer dan 50 m. Het diepste punt in het damtracé bedraagt circa 35 m. Zeewaarts van de monding bevindt zich een uitgestrekt platengebied, doorsneden door geulen, de zogenaamde voordelta. In de ligging van de geulen doen zich voortdurend wijzigingen voor, die echter in het algemeen zeer langzaam verlopen. Deze wijzigingen zijn deels een gevolg van natuurlijke oorzaken, deels van menselijk ingrijpen.

Onder natuurgegevens wordt hier verstaan de gegevens met betrekking tot fysisch-geografische verschijnselen als getij, wind, golven etc., die van belang zijn bij het waterloopkundig onderzoek en die gelden voor het Oosterscheldebekken **in de huidige toestand (1975)**. Van de vaak gebezigde term randvoorwaarden is hier afgezien omdat bijvoorbeeld voor de betonconstructie golfbelastingen ook randvoorwaarden zijn, terwijl deze in het waterloopkundig onderzoek juist „eindproducten” zijn. Het Engelse begrip „environmental data” geeft nog het beste weer wat bedoeld wordt.

Deze natuurgegevens zullen meestal door metingen, gevolgd door statistische bewerkingen verkregen worden. In een aantal gevallen is dat echter niet mogelijk. Zo is de huidige toestand een betrekkelijk begrip in het Deltagebied, waar de toestand steeds verandert. Door de afsluiting van het Volkerak in 1969 is bijvoorbeeld de getijbeweging op het bekken aanzienlijk veranderd. De periode daarna is kort wanneer het gaat om de bepaling van een "gemiddeld getij," en soortgelijke gegevens, zodat dikwijls aanvullende informatie uit berekeningen moet worden verkregen. In feite is dit tegengesteld aan de bedoeling van dit hoofdstuk, namelijk het opstellen van invoergegevens voor berekeningen.

Een andere inconsequentie vormt bijvoorbeeld het zandtransport, waarvan de benodigde gegevens door berekening uit de gemeten stroomsnelheden verkregen zijn in plaats van door meting, zodat hier in feite niet van natuurgegevens sprake is, in die zin, dat door waarnemingen het zandtransport is vastgesteld.

De titels van de nota's van de Hoofdafdeling Waterloopkunde van de Deltadienst, waarnaar in dit hoofdstuk verwezen wordt, worden aangetroffen in hoofdstuk 9: Overzicht uitgebrachte rapporten.

2.2. Getijgegevens (onder normale omstandigheden)

2.2.1. Inleiding

Tengevolge van de aantrekkingskracht van zon en maan op de beweeglijke watermassa's van de grote oceanen, ontstaat de getijbeweging. Deze plant zich voort in alle richtingen en bereikt de lage

kusten van ons land via de Noordzee en dringt vanaf hier de estuaria en zeegaten binen, waarvan de Oosterschelde er één is. Dit is een astronomisch getij. In werkelijkheid is daar nooit sprake van, omdat meteorologische omstandigheden invloed uitoefenen op het getij. In het navolgende wordt gewerkt met een tienjarig gemiddelde, waarin de toevallige meteorologische invloed van geen betekenis meer is (slotgemiddelde).

Onder invloed van wind kunnen grote waterstandvariaties optreden, zowel verhoging als verlaging, afhankelijk van windduur, windrichting en windsterkte. Een en ander wordt behandeld in paragraaf 2.4.

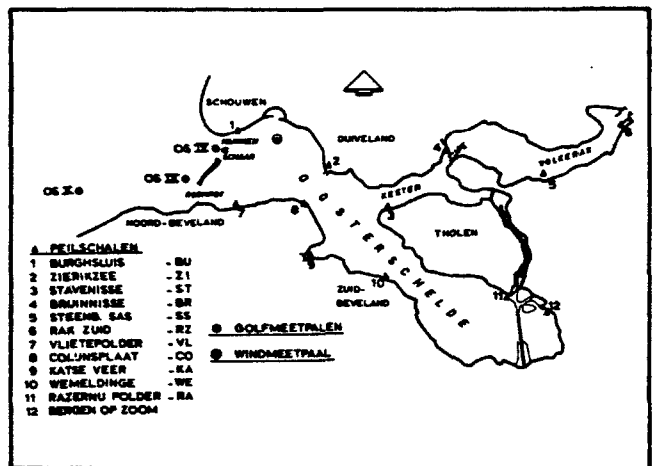
De directe invloed van wind op de getijstromen zelf wordt niet in beschouwing genomen.

2.2.2. Het verticale getij (waterstanden)

De getijden op de Westeuropese kusten kenmerken zich door een gemiddeld tijdsinterval tussen twee opeenvolgende hoogwaterstanden of laagwaterstanden van 12 uren en 25 minuten, terwijl de waterstanden van twee opeenvolgende hoogwaterstanden respectievelijk laagwaterstanden op een en dezelfde dag verschillend zijn. Zowel uit lange reeksen continue waarnemingen als uit de getijtheorie volgt, dat de hoogwaterstanden en laagwaterstanden aan periodieke schommelingen onderhevig zijn; zo treedt eenmaal per 15 dagen een hoog-hoogwater op en simultaan daarmee evenzo een laag-laagwater. Dit extra sterke getij wordt aangeduid met springtij. Een week na dit springtij treedt een zwak getij op, genaamd doortij.

Het springtij treedt op indien de aantrekkingskracht van zon en maan elkaar versterken op de beweeglijke watermassa's van de aarde, terwijl bij doortij genoemde krachten elkaar tegenwerken.

In het Oosterscheldegebied wordt op een aantal punten het verticale getij geregistreerd. In figuur 2-1 zijn de plaatsen waar de registrerende peilschalen zijn opgesteld, aangegeven. De aldus verkregen getij-informatie wordt door de Directie Waterhuishouding en Waterbeweging van de Rijkswaterstaat bewerkt en onder andere gepubliceerd in de bekende Jaarboeken der Waterhoogten en eens in de 10 jaar wordt een Tienjarig Overzicht der Waterhoogten en Afvoeren gepubliceerd.



Figuur 1-2. Overzicht van het Oosterscheldebekken met meetpunten.

Aard van het getij (getallen in m t.o.v. N.A.P.)	Vlietepolder			Burghsluis		
	H.W.	L.W.	T.V.	H.W.	L.W.	T.V.
Gem. dootdij	+ 1,14	- 1,24	2,38	+ 1,10	- 1,21	2,31
Gem. getij	+ 1,44	- 1,40	2,84	+ 1,39	- 1,37	2,76
Gem. springtij	+ 1,66	- 1,50	3,16	+ 1,63	- 1,47	3,10

H.W. = hoogwater (in m ten opzichte van N.A.P.)

L.W. = laagwater (in m ten opzichte van N.A.P.)

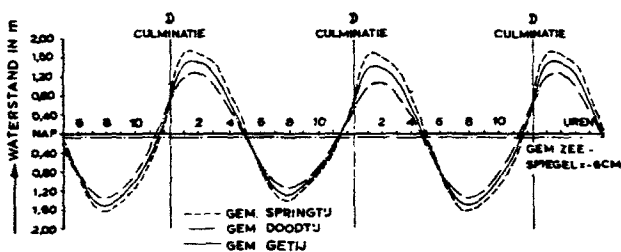
T.V. = tijverschil, hoogteverschil tussen H.W. en L.W. (m).

Tabel 2-1: hoogwater- en laagwaterstanden en tijverschillen te Vlietepolder en Burghsluis, slotgemiddelde 1961.0.

Gemiddelden

Nabij de mond van de Oosterschelde wordt het getij in hoofdtrekken gekenmerkt door de in tabel 2-1 vermelde hoogwater- en laagwaterstanden welke zijn gemeten te Vlietepolder (Noord-Beveland) en te Burghsluis (Schouwen). Aldaar zijn de meest zeewaartse peil-schrijvers geïnstalleerd, waarvan voldoende informatie beschikbaar is. De in tabel 2-1 vermelde waterstanden zijn zogenaamde slotgemiddelden over het tijdvak 1951 - 1960, aangeduid met 1961.0 [4]; dit zijn gemiddelde hoog- en laagwaterstanden over de periode 1951 - 1960.

In bovenvermelde waarden is geen rekening gehouden met de vorm van het getij, er is alleen rekening gehouden met hoogwater- en laagwaterstanden. Wordt wel met de getijvorm rekening gehouden en worden uit het registratiemateriaal de getijden uitgezocht die aan de waarden van de bovenstaande berekende gemiddelde hoog- en laagwaterstanden voldoen, dan zullen de verlopen tussen hoogwater en laagwater per getij nog verschillend zijn. Worden waterstanden op overeenkomstige tijdstippen ten opzichte van hoogwater of laagwater grafisch gemiddeld, dan verkrijgt men het gemiddelde getijverloop voor 24 uur en 50 minuten. Figuur 2-2 geeft de resultaten voor Vlietepolder.



Figuur 2-2. Waterstandsverloop Vlietepolder volgens slotgemiddelde 1961.0.

Vaak wordt het begrip getijcoëfficiënt gehanteerd. Dit is gedefinieerd als de verhouding tussen het verschil van een opeenvolgend hoogwater en laagwater (of andersom) en het gemiddeld getijverschil. Zo blijkt uit tabel 2-1 dat de getijcoëfficiënt voor springtij circa 1.12 en voor dootdij 0.84 bedraagt.

Voor de overige stations langs het Oosterscheldebekken zijn analoge getallen te geven als vermeld in tabel 2-1. Een probleem daarbij is het feit dat door de afsluiting van het Volkerak in 1969 de getijbeweging op het bekken veranderd is vooral op het traject Keeten-Volkerak. Daardoor is de Ausgangssituatie voor de bouw van de

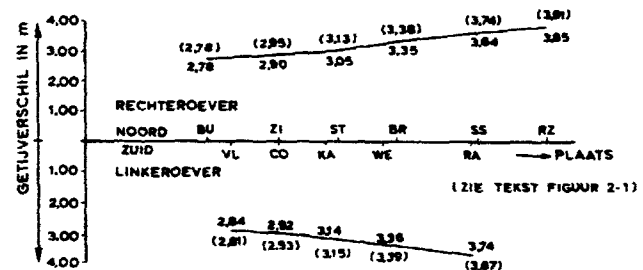
stormvloedkering, bijvoorbeeld het slotgemiddelde 1971.0, moeilijk te bepalen.

Door de Directie Waterhuishouding en Waterbeweging is met het beschikbare waarnemingsmateriaal een voorlopig slotgemiddelde 1971.0 bepaald, bovendien zijn met het mathematisch getijmodel IMPLIC (zie paragraaf 3.5) berekeningen gemaakt met het slotgemiddelde 1961.0 in de Oosterscheldemond als randvoorwaarde en met een afgesloten Volkerak.

Daarbij wordt dus aangenomen dat de afsluiting van het Volkerak geen invloed heeft gehad op de waterstanden in de mond van de Oosterschelde. Figuur 2-3 geeft het (op de twee genoemde manieren bepaalde) verloop van de getijverschillen op het bekken. In deze figuur is te zien dat, gaande van west naar oost, het getijverschil eerst geleidelijk en vervolgens sterk toeneemt, als gevolg van reflectie van de getijgolf tegen de gesloten oostelijke rand van het bekken.

Frequentieverdeling hoogwater- en laagwaterstanden

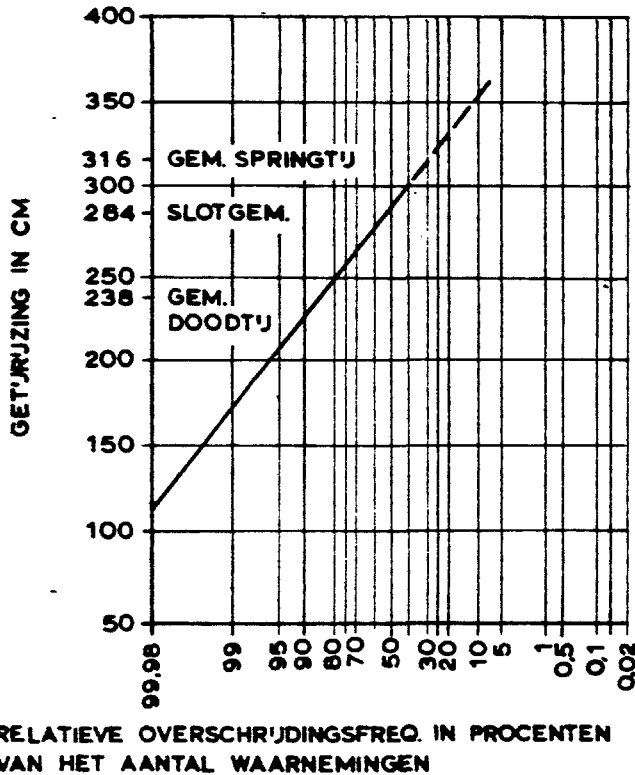
Behalve in een gemiddelde is men vaak ook geïnteresseerd in de verdeling rondom het gemiddelde. Voor het station Vlietepolder is voor de periode 1960 - 1969 een simultane frequentieverdeling van de hoogwater- en laagwaterstanden bepaald (zie nota W-75.045). Hierbij is voor elk hoogwater nagegaan welke waarde zowel het voorafgaande als het volgende laagwater had (zowel voor de hoogwater- als voor de laagwaterstanden is een klassebreedte van 25 cm aangehouden). De frequentieverdeling van de hoogteverschillen tussen een hoogwater en het voorafgaande laagwater (getijrijzingen) en die van de hoogteverschillen tussen een hoogwater en het opvolgende laagwater (getijdalingen) bleken nagenoeg niet van elkaar te verschillen. Deze informatie is met name belangrijk voor de kennis van de getijstromen in dit gebied, die in sterke mate bepaald worden door de getijrijzingen en getijdalingen.



Figuur 2-3. Getijrijzingen en getijdalingen langs het Oosterscheldebekken na afsluiting van het Volkerak.

Op figuur 2-4 zijn de overschrijdingsfrequenties voor de getijrijzingen getekend, waarbij ook de slotgemiddelden 1961.0 vermeld zijn.

Wellicht ten overvloede wordt opgemerkt dat de verschillen in getijrijzingen zowel astronomische als meteorologische oorzaken hebben. Het onderscheid tussen beide komt uit het waarnemingsmateriaal niet naar voren.



Figuur 2-4
Relatieve overschrijdingsfrequenties van getijrijzingen te Vlietepolder.

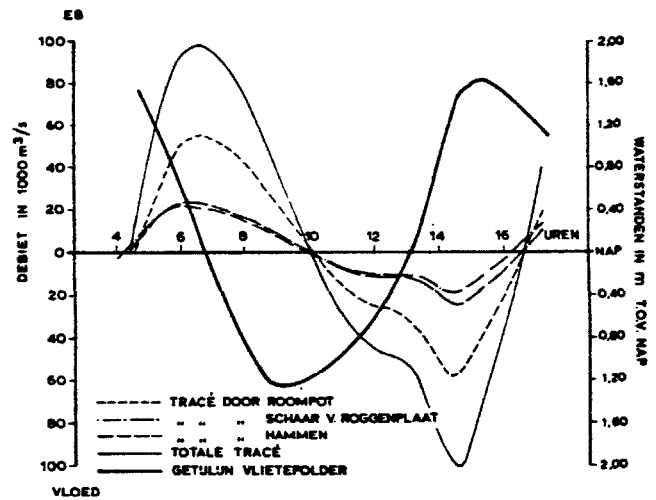
2.2.3. Getijstromingen

In tegenstelling tot de registratie van waterstanden, is het meten van debieten (m^3/s) in de Oosterschelde een incidentele gebeurtenis. Deze debieten kunnen (nog) niet rechtstreeks gemeten worden, doch moeten berekend worden uit snelheidsmetingen (m/s) in een aantal punten. Dit maakt zowel de organisatie van de metingen als het uitwerken daarvan gecompliceerd.

Naast het directe nut van de verkregen gegevens zoals ten behoeve van de uitvoering van werken, hebben de metingen meestal als voornaamste doel het leveren van gegevens voor de ijking van modellen (mathematische en/of hydraulische). Zo zijn voor het Oosterscheldebekken in de laatste 10 jaar een zestal meetcampagnes van enkele dagen gehouden waarbij simultaan over het hele bekken het getij gemeten is en de stromingen door het damtracé met behulp van snelheidsmetingen bepaald zijn (figuur 2-5). In een enkel geval zijn ook op andere plaatsen in het bekken stroomsnelheden gemeten.

Als voorbeeld wordt hier genoemd de meting van 10 augustus 1972, de eerste stroommeting na afsluiting van het damvak Geul, hetgeen voor de bouw van de stormvloedkering de uitgangssituatie vormt.

Vanaf 12 meetschepen (Roompot 5, Schaar van Roggenplaat 3,



Figuur 2-5
Afvoeren Oosterschelde tracé Stormvloedkering, 10 augustus 1972

Hammen 4 stuks) werden op die dag de stroomsnelheden gemeten (nota H690 Z). Zie hiervoor tabel 2-2.

Maximale stroomsnelheden in m/s

	Roompot	Schaar	Hammen
eb	1,70	1,50	1,40
vloed	1,40	1,30	1,30

Tabel 2-2: Maximale stroomsnelheden in mond van de Oosterschelde op 10 augustus 1972.

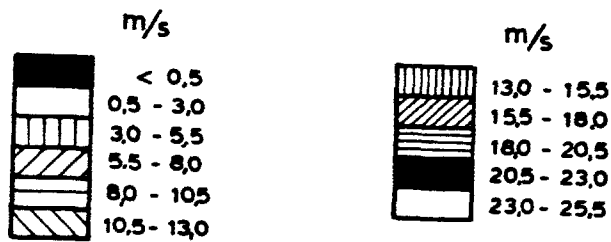
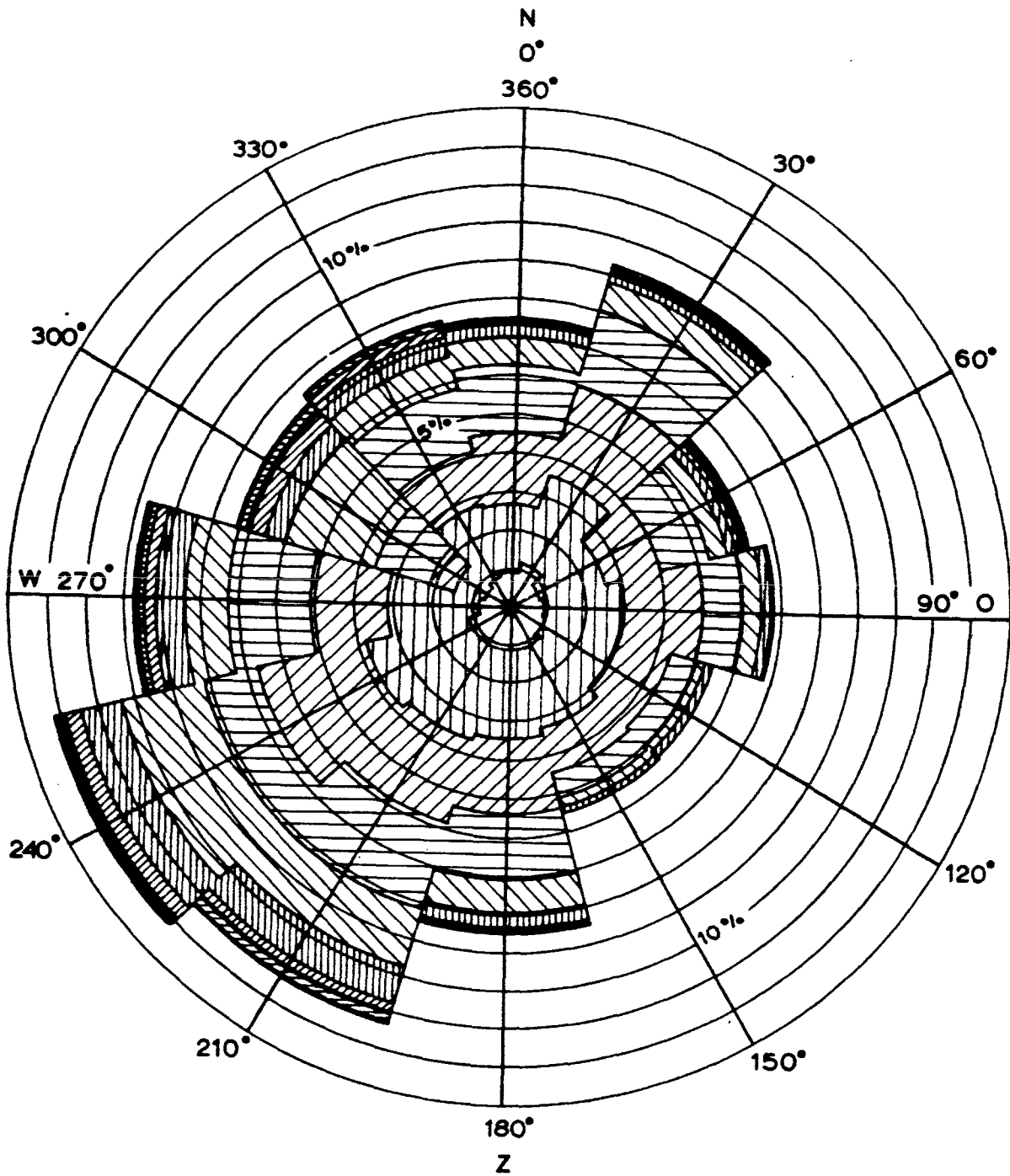
De uit de stroomsnelheden berekende afvoeren zijn getekend op figuur 2-5. Het waterstandsverloop voor Vlietepolder van die dag is eveneens ingetekend. Het getij van die dag lag tussen gemiddelden springtij in. Stelt men grofweg dat de stroomsnelheden en afvoeren ongeveer evenredig zijn met het getijverschil, dan is met behulp van de in paragraaf 2.2.2 genoemde waterstandsgegevens een indruk te verkrijgen over de variatie in het horizontale getij.

2.3 Windgegevens

Hoewel er natuurlijk al zeer lang windgegevens in Nederland verzameld worden, is het niet eenvoudig eenduidige getallen te presenteren omtrent windsnelheden en richtingen. Dit geldt met name ten aanzien van de ontwerpomstandigheden voor de stormvloedkering. Deze hebben een zodanige lage frequentie (zie hoofdstuk 1) dat de bestaande gegevens sterk geëxtrapoleerd moeten worden, hetgeen altijd met grote onzekerheid gepaard gaat.

Eenzijds worden de moeilijkheden veroorzaakt door het verschijnen van wind zelf. Inherent aan het voortdurende veranderen van windkracht en windrichting. Bovendien is de luchtstroming zeer turbulent waardoor de wind in vlaggen snelheden kan bereiken die veel hoger zijn dan een gemiddelde.

Anderzijds bepaalt het doel, waarvoor men de windgegevens gebruikt, mede het getal dat men nodig heeft. Zo zullen voor bereke-



Figuur 2-6
Windroos lichtschip Goeree van 1951 - 1960

ningen van golfgroei uurgemiddelden van belang kunnen zijn [14]. Voor de bepaling van waterstandsverhogingen, waarvoor meer tijd nodig is dan voor golfgroei, kan bijvoorbeeld beter een 6-uurgemiddelde aangehouden worden. Voor onderdelen van de stormvloedkering die door wind belast worden (bijvoorbeeld hooggelegen delen, zoals een brugligger), zullen de pieken, vlagen van enkele minuten, van belang zijn.

In nota W-75.044-10 wordt geadviseerd voorlopig de in tabel 2-3 gegeven waarden aan te houden (gekoppeld aan de overschrijdingsfrequentie van hoogwaterstanden, zie paragraaf 2.4). Voor de windrichting kan de NW-sector aangehouden worden; voor de vlagen moet gerekend worden met waarden, die circa 50% hoger zijn dan de uurgemiddelden.

overschrijdingsfrequentie hoogwaterstand (aantal malen per jaar)	windsnelheid uurgemiddelde (m/s)	6-uurgemiddelde (m/s)
10^{-4}	43	31
$2,5 \times 10^{-4}$	40	31
2×10^{-3}	35	29

Tabel 2-3 Enige waarden van uurgemiddelden en zes-uurgemiddelden/windsnelheden, gekoppeld aan hoogwaterstanden.

De in figuur 2-6 weergegeven windroos is afgeleid uit gegevens van het lichtschip Goeree en geeft een indruk over de windgegevens ten behoeve van de stormvloedkering. De hierin weergegeven windsnelheden zijn gemiddelde waarden van windsnelheden over enkele (ca 5) minuten.

2.4 Stormvloedgegevens

2.4.1. Algemeen

Uit de getijregistraties blijkt, dat de getijbeweging storingen vertoont, die gecorreleerd zijn met de windkracht, windrichting en windduur. Vooral noordwesterstormen kunnen aanleiding geven tot zeer hoge hoogwaterstanden. Daarentegen zullen stormachtige oostelijke winden oorzaak kunnen zijn van zeer lage hoogwater- en laagwaterstanden. Men heeft in de loop van de laatste 40 jaren getracht deze extreme waterstanden langs onze kust statistisch te beschrijven. Als stormvloed wordt daarbij gedefinieerd een storm waarbij een hoogwaterstand wordt bereikt, die gemiddeld eens per twee jaar wordt overschreden [5]. Deze kritische waarde wordt *grenspeil* genoemd; in de Oosterscheldemond komt dit thans overeen met circa N.A.P. + 2,75 m.

2.4.2. Stormvloedstanden

De Deltacommissie heeft in haar eindadvies (1960) als uitgangspunt voor de stormvloedrandvoorwaarden het basispeil gedefinieerd (zie [5]).

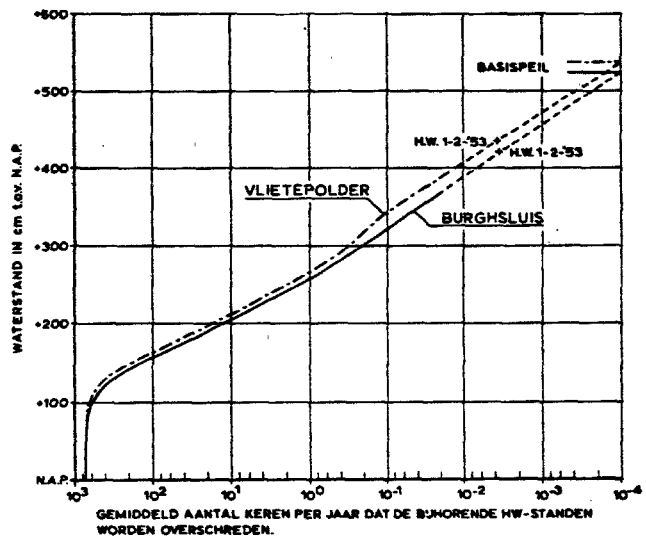
Het basispeil is per definitie het peil, dat een gemiddelde jaaroverschrijdingsfrequentie heeft van 10^{-4} (zie hoofdstuk 1).

Teneinde dit basispeil, plus de daaruit afgeleide ontwerppeilen te kunnen bepalen, dient men dus te beschikken over een statistiek van hoogwaterstanden en inzicht in de invloed van de aanleg van

kunstwerken op de waterstanden.
(zie [5]).

Figuur 2-7 geeft overschrijdingslijnen van hoogwaterstanden voor enkele stations in de Oosterschelde aan.

Na toepassen van een economische reductie van 0,30 m (zie voor achtergrond hoofdstuk 1) en het in rekening brengen van een stormvloedverhogende invloed van 0,40 m, als gevolg van de aanwezigheid van de gesloten dam [5] resulteert voor het ontwerppeil ter plaatse van de damaanzet op Schouwen een waarde van N.A.P. + 5,3 m en voor de damaanzet op Noord-Beveland N.A.P. + 5,5 m.



Figuur 2-7: Overschrijdingskrommen van hoogwaterstanden te Vlietepolder en Burghsluis

2.4.3. Stormvloedverlopen

Als randvoorwaarde van waterstand bij het ontwerpen van dijkverhogingen en afdammingen is een maatgevende stormvloedstand voldoende. Bij een stormvloedkering als die in de Oosterschelde moet tijdens een storm ingegrepen kunnen worden in het waterstandsverloop achter de kering indien dit kritiek dreigt te worden. Een van de belangrijkste problemen daarbij is het verval dat over de schuiven ontstaat tijdens de sluiting. Hiervoor zijn de in het Deltarapport gegeven maatgevende stormvloedstanden alleen onvoldoende. Men dient de beschikking te hebben over het waterstandsverloop voorafgaand aan, tijdens en na een dergelijke ingreep, in dit geval de sluitingsmanoeuvre. Informatie hieromtrent kan verkregen worden uit berekeningen. Deze berekeningen hebben enerzijds een mathematisch-fysisch en anderzijds een statistisch karakter.

Het maximale verval tijdens sluiten wordt, naast de sluitingsduur, bepaald door de getijrijzing zowel bij het begin van sluiting als gedurende de sluiting en door het aanwezige verval bij het begin van de sluiting. Uitgaande van een bepaalde sluitingsduur, bijvoorbeeld 60 minuten, en een beginpeil voor de sluiting, bijvoorbeeld grenspeil aan de zeezijde van de kering, dient de getijrijzing bepaald te worden in het uur nadat het grenspeil bereikt is. In principe zou voor dit geval een statistiek beschikbaar moeten zijn van in het verleden opgetreden rijzingen boven grenspeil.

Een dergelijke statistiek is vooralsnog niet beschikbaar en het is hoogst onzeker of, gezien het geringe aantal waargenomen stormvloed en de onbetrouwbaarheid van de waargenomen rijzingen, het binnen afzienbare tijd mogelijk zal zijn een dergelijke statistiek

samen te stellen. Als eerste benadering kan ook een andere methodiek gevolgd worden. Hierbij wordt uitgegaan van berekende stormeffectkrommen die samengevoegd worden met gemiddelde getijkrommen (bijvoorbeeld gemiddeld springtij) om tot een stormvloedkromme te komen (nota W-75.089).

Onder een stormeffect wordt verstaan een waterstandsverandering ten gevolge van meteorologische effecten. De stormeffectkrommen worden berekend met behulp van het mathematisch Noordzee-model van het K.N.M.I.. Dit model berekent uitsluitend de waterstandsverhogingen ten gevolge van wind uitgaande van een gemiddelde waterstand; de invloed van de waterstandsvariatie ten gevolge van de getijbeweging wordt in dit model niet meegenomen.

Het getij heeft een verlagende invloed op het stormeffect in de hoogwaterperiode; gedacht kan worden aan een reductie van 5 à 10% van de som van getij en stormeffect onder extreme omstandigheden. Dit is een gevolg van het feit dat een waterstandsverhoging ten gevolge van wind omgekeerd evenredig is met de waterdiepte.

Zoals uit waarnemingen is gebleken, is het optreden van een stormeffect onafhankelijk van de fase van het getij. Dit betekent, dat het maximum van een bepaald stormeffect zowel met hoog- als met laagwater kan samenvallen, als met het voorkomen van dood-, gemiddeld- of springtij. De kans op het samenvallen van het stormeffect met een bepaalde getijfase en dus de kans op het optreden van een bepaalde waterstand, wordt bepaald door de mogelijke combinaties van stormeffectkromme en getijkromme om dit bepaalde peil te bereiken of te overschrijden. Voor de hoogste waterstand blijkt het mogelijk te zijn éénduidige combinaties te maken, waardoor een schatting van de bijbehorende overschrijdingsfrequenties is te maken. Voor de bijbehorende getijrijzingen blijkt dit niet mogelijk te zijn. Als voorbeeld wordt verwezen naar figuur 2-8 waar twee combinaties van één stormeffectkromme en één gemiddeld getij zijn getekend, die ieder het ontwerppeil ter plaatse van de zeerand van het mathematische getijmodel IMPLIC bereiken (zie hoofdstuk 3), doch een geheel verschillend verloop vertonen vóór dit hoogwater. Juist het verloop halverwege deze kromme is bepalend voor het verval dat tijdens een sluitingsmanoeuvre tijdens vloed zal ontstaan.

In figuur 2-8 zijn de hoogwaterstanden gelijk aan elkaar en hebben dezelfde overschrijdingsfrequentie. Dientengevolge kan er voortsnog geen uitspraak worden gedaan over de kans van voorko-

men van ieder van deze rijzingssnelheden. Wel is het duidelijk geworden, dat lagere stormeffectkrommen ook minder snelle maximum stormvloedrijzingen vertonen.

Voor een eerste benadering van de maatgevende rijzing kan gebruik gemaakt worden van de combinatie van gemiddeld springtij en een stormeffect, zodanig, dat het ontwerppeil wordt bereikt en op N.A.P. + 2,75 m (grenspeil) sprake is van een zeer snelle rijzing. In de sluitingsduur van 60 minuten hierna: rijst het water aan de zeezijde van de dam nog tot N.A.P. + 5,25 m, zodat aan het einde van de sluitingsprocedure het ontwerppeil op 25 cm na bereikt is.

Voor de statistische beschrijving van bepaalde eigenschappen van stormeffectkrommen wordt verwezen naar nota W-75.089.

2.5. Golfgegevens

2.5.1. Inleiding

Informatie over de golfbeweging in de mond van de Oosterschelde is onder andere nodig ten behoeve van de bepaling van de belastingen op de kering. Bovendien heeft het golfklimaat invloed op de werkbaarheid van varende en drijvende materieel tijdens de bouw van de kering.

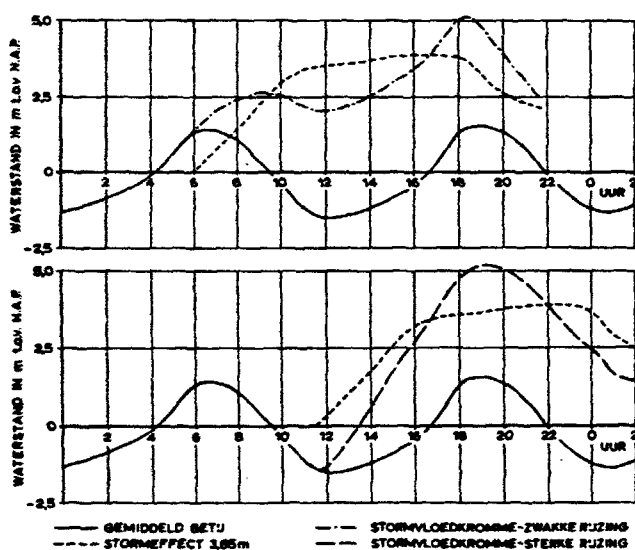
De meeste golfgegevens zijn ontleend aan twee golfmeetpalen, (uitgerust met elektrische stappenbakken) de OS IV en de OS IX (zie figuur 2-1). Met enkele onderbrekingen worden sinds 1963 golfgegevens in de Oosterscheldemond verzameld ten behoeve van de afsluitwerken. Ook hier geldt weer dat voor het ontwerp van de stormvloedkering meer gedetailleerde informatie nodig is dan voor de afsluiting. De periode waarover golfgegevens verzameld zijn, is te kort om voldoende nauwkeurigheid te kunnen extrapoleren naar de voor de kering geldende ontwerpomstandigheden, terwijl vertaling van extreme golfcondities op de Noordzee naar het damtracé bemoeilijkt wordt door het zeer complexe tussengelegen stelsel geulen en banken. Daarom is noodzakelijkerwijs gewerkt met vrij grove empirische relaties die het golfbeeld ter plaatse van het damtracé karakteriseren. Voortzetting van het golfonderzoek is dan ook geboden.

2.5.2. Beschrijving van het golfbeeld

In appendix I wordt de theoretische achtergrond van golfparameters zoals golfhogteverdeling, golfspectrum en dergelijke gegevens. Deze parameters zijn gekozen om een summier beschrijving te kunnen geven van het golfbeeld. Hieruit is onder andere de spectrumvorm afgeleid.

Hier wordt volstaan met de opsomming van enkele relaties tussen de belangrijkste parameters, ontleend aan enkele tientallen registraties per richtingssector. Voor een meer gedetailleerde beschrijving wordt verwezen naar de nota's: W-71.141, W-73.021, W-73.056, W-73.077, W-73.190 en W-75.044 - 1,3,7.

- Significante golfhogte als functie van de waterstand* onderzoeken (W-71.141) is gebleken dat afhankelijk van de waterdiepte er een bovengrens aanwezig is voor de significante golfhogte. Langs empirische weg is daarbij bepaald hoe de relatie tussen de maximaal voorkomende significante golfhogte en de waterstand ligt ter plaatse van het damtracé. Uit de waarnemingen van de meetopstellingen OS IV en OS IX blijkt dat de hoogste golven uit westelijke richting komen. Voor deze golven geldt:



Figuur 2-8
Stormvloedkrommen Oosterschelde

met $H_{z,1/3 \max}$ = de maximale significante golfhoogte [m]

bij een bepaalde waterstand.

b. Golfhoogteverdeling

De golfhoogteverdeling voor een golfbeeld blijkt in eerste benadering goed te voldoen aan de zogenaamde Rayleighverdeling. In de genormaliseerde vorm wordt de bijbehorende overschrijdingskans als volgt geschreven:

$$P\left(\frac{H_z}{\bar{H}_z}\right) = e^{-\frac{\pi}{4} \left(\frac{H_z}{\bar{H}_z}\right)^2} \quad (2-2)$$

H_z = golfhoogte (definitie zie symbolenlijst) [m]

\bar{H}_z = gemiddelde golfhoogte van een registratie [m]

De gevonden afwijkingen van de golfhoogten tussen de gemeten en theoretische overschrijdingslijnen liggen over het algemeen in de orde enkele procenten (nota W-75.044-1).

c. Golfperiode verdeling

Van de golfperiode verdeling is tot op heden weinig bekend. Uit een analyse van vele registraties blijkt dat in eerste benadering de genormaliseerde overschrijdingskans beschreven kan worden met:

$$P\left(\frac{T_z}{\bar{T}_z}\right) = e^{-\beta \left(\frac{T_z}{\bar{T}_z}\right)^\alpha} \quad (2-3)$$

T_z = periode van nuldoorgangen [s]

\bar{T}_z = gemiddelde van T_z gedurende een registratie [s]

Deze verdeling staat bekend als de Weibull-verdeling. Voorts zijn voor α waarden tussen 2,2 en 3,0 gevonden met als gemiddelde 2,7 en voor β waarden tussen 0,75 en 0,95 met als gemiddelde 0,90. De afwijkingen die zijn gevonden ten opzichte van de gegeven kansdichtheidsfunctie liggen in de orde van 5 à 10% (nota W-75.044-7).

d. Relatie tussen de significante golfhoogte en de energie in de golfbeweging.

In het algemeen kan gesteld worden dat, onafhankelijk van de waterstand, de windsnelheid en -richting, er een duidelijke relatie bestaat tussen de significante golfhoogte ($\bar{H}_{z,1/3}$) en de totale energie van de golfbeweging (m_0) per eenheid van wateroppervlak en per eenheid van massa.

$$\bar{H}_{z,1/3} \approx 3,7\sqrt{m_0} \quad (2-4)$$

hetgeen dus enigszins afwijkt van de in appendix 1 genoemde theoretische relatie

$$\bar{H}_{z,1/3} = 4\sqrt{m_0}$$

e. Relatie tussen de significante golfhoogte en de gemiddelde golfperiode

Uit alle tot nu toe geanalyseerde golfregistraties blijkt dat er eveneens een relatie aanwezig is tussen de gemiddelde golfperiode (\bar{T}_z) en de significante golfhoogte. Wel is enige spreiding (circa 15%) geconstateerd tussen deze gemiddelde relatie en de waarnemingen. Als gemiddelde relatie tussen beide parameters kan worden aangehouden:

$$\frac{\bar{H}_{z,1/3}}{\bar{T}_z^2} = 0,08 \bar{T}_z^{0,1} \quad (2-5)$$

Een mogelijke afhankelijkheid van de waterstand, windsnelheid en windrichting, valt binnen het spreidingsgebied. De kromme die het verband aangeeft tussen $\bar{H}_{z,1/3}$ en \bar{T}_z volgens bovenstaande vergelijking is een overall-gemiddelde van een aantal relaties, die afgeleid zijn voor verschillende omstandigheden en locaties.

f. Golfspectrum

De verdeling van de golfenergie over de frequenties (het zogenaamde golfspectrum) is niet alleen sterk afhankelijk van de meteorologische omstandigheden (windrichting en -snelheid) maar ook van de waterstand. De waargenomen spectra ter plaatse van het damtracé wijken sterk af van die voor volgroeiende zeegang (zie appendix I). Dit manifesteert zich in brede, meertoppige spectrumvormen. Aan de hand van de tot nu toe verwerkte golfregistratie is het niet mogelijk gebleken om per waterstandsinterval, per windrichtingssector en per windsnelheidsklasse een uniform golfspectrum af te leiden. Wel is geconstateerd dat bij hoge waterstanden en hoge windsnelheden de onderlinge afwijking van de spectra kleiner wordt en de spectrumvorm tendeert naar een eentoppig spectrum (W-75.044-3).

g. Relatie tussen de gemiddelde golfperiode en de topperiode van het golfspectrum

Alhoewel sprake is van enige relatie tussen de gemiddelde periode der nuldoorgangen T_z en de topperiode van het spectrum (T_p) is de spreiding groot. In het algemeen kan gesteld worden dat

$$\frac{T_p}{\bar{T}_z} \approx 1,1 \text{ à } 2,1 \quad (2-6)$$

Deze grote spreiding wordt voornamelijk veroorzaakt door de invloed van de onderwaterdelta op het in de Noordzee opgewekte golfveld.

Voor een zuiver windgolvenspectrum (ééntoppig) is deze waarde ongeveer 1,25 (zie appendix I).

h. Golfrichtingen

Omtrent de voortplantingsrichtingen van de golven is weinig bekend. In verband hiermee is getracht enige informatie te verzamelen aan de hand van luchtfoto's.

Uit deze foto's volgt, dat in het algemeen meerdere hoofdrichtingen in de geulen waargenomen kunnen worden. Langs deze richtingen planten vermoedelijk de golven zich voort die vanuit de Noordzee het mondingsgebied inlopen en de golven die plaatselijk opgewekt worden. De golven die vanuit zee binnelopen zullen deels richtingsveranderingen ondergaan als gevolg van refractie en diffractie, deels de hoofdgeulen blijven volgen onder invloed van de stroom. De lokaal opgewekte gol-

ven zullen in het algemeen dezelfde voortplantingsrichting als de wind hebben. Aangenomen wordt dat ter plaatse van het damtracé de hoge golven ongeveer in de richting van de geulassen zullen lopen met een spreiding van circa 30°.

2.5.3. Golfrandvoorwaarden onder ontwerpomstandigheden

Als ontwerpcriterium voor de stormvloedkering is een waterstand aangehouden met een gemiddelde overschrijdingsfrequentie van $2,5 \times 10^{-4}$ per jaar. Volgens paragraaf 2.4.2. komt dit overeen met een waterstand van N.A.P. + 5,3 m te Burghsluis en N.A.P. + 5,5 m te Vlietepolder. Uitgaande van de in paragraaf 2.5.2 genoemde relatie (2-1) wordt dan een significante golfhoogte van circa 4,5 m gevonden. Bij de in paragraaf 2.5.2 genoemde relatie wordt een volledige afhankelijkheid verondersteld tussen de waterstand en de significante golfhoogte. De waarde 4,5 m voor de significante golfhoogte is tijdens de gehele studieperiode voor het voorontwerp gehanteerd. Een nadere beschouwing van de representativiteit van de meetopstellingen geeft aan dat voor de Roompot gerekend moet worden met een 10% hogere en voor het noordelijk deel van de Hammen met een 10% lagere waarde.

De gemiddelde golfperioden zullen respectievelijk circa 7,5 sec. en circa 7,7 sec. bedragen. De hoogste energiedichtheid van het golfspectrum zal ongeveer tussen 12 en 14 sec. liggen, terwijl het oppervlak van het golfspectrum circa 1,8 m² bedraagt.

Over de golfrichting bij extreme omstandigheden is in feite niets bekend. Voorlopig wordt gewerkt met de in paragraaf 2.5.2 genoemde maximale afwijking ten opzichte van de geulas van 30°.

Er dient rekening te worden gehouden dat voor een definitief ontwerp niet volstaan kan worden met een ontwerp golf, maar dat uit de verdeling van golfklimaten een ontwerpbelasting bepaald zal moeten worden (hoofdstuk 1).

Invloed van morfologische veranderingen op de golfrandvoorwaarden

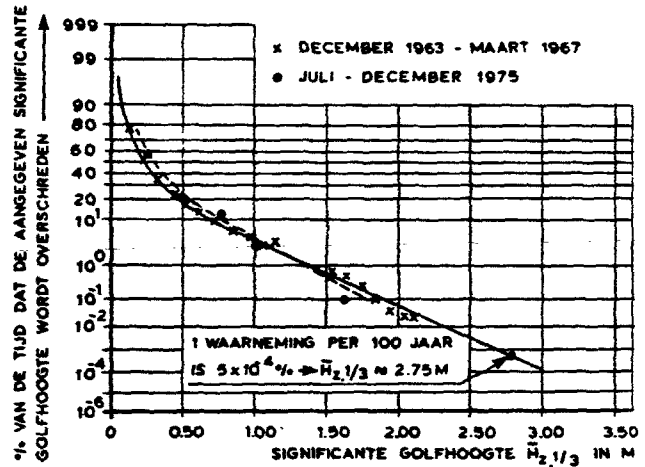
Golven ter plaatse van het damtracé worden in sterke mate beïnvloed door de zeewaarts van het tracé liggende onderwaterdelta. Een ingreep in het stroomregiem zal in principe leiden tot morfologische veranderingen en derhalve tot wijziging van het golfregiem.

In nota W-75.044-4 is aan de hand van de morfologische ontwikkelingen van andere mondingsgebieden na hun afsluiting getracht kwalitatief iets te zeggen over de consequenties voor de Oosterscheldemond.

Geconcludeerd is dat bij een kleine reductie van het getijvolume de onderwaterdelta zich wel zal aanpassen maar dat de golfcondities direct zeewaarts van het damtracé in de komende decennia niet ingrijpend zullen veranderen.

2.5.4. Golfgegevens ten behoeve van de werkbaarheid (zie ook W-74.047-1)

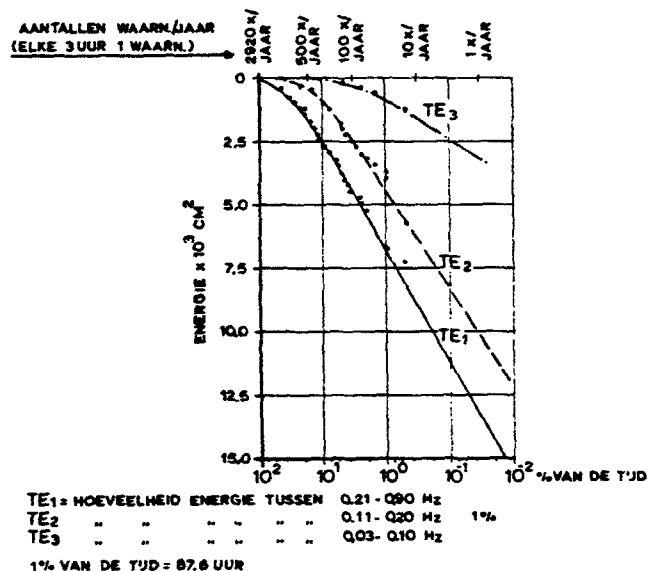
Door de Afdeling Zierikzee van de Hoofdafdeling Waterloopkunde zijn voor het tijdvak december 1963 - maart 1967 vele duizenden golfregistraties met de hand bewerkt (zie nota H-610-Z). Aan de hand van deze registraties, voornamelijk verzameld bij hoogwater- en laagwaterstanden is een overschrijdingskromme voor de significante golfhoogte tijdens maximum eb en maximum vloed opgesteld voor de meetopstelling OS IV (zie figuur 2-9 en 2-1).



Figuur 2-9
Overschrijdingsfrequentie van $H_{2,1/3}$ (OS IV)

Ter plaatse van het damtracé zal een significante golfhoogte van 0,75 m tot 20% en van 1,0 m tot 5% van de tijd worden overschreden. Voor het transporteren en plaatsen van caissons is niet direct de significante golfhoogte van belang, maar de hoeveelheid energie bij lage frequenties. Teneinde hierover meer informatie te verzamelen is door de Hoofdafdeling Waterloopkunde een onderzoek verricht, waarbij gedurende de periode juli - december 1975 elke 3 uur golfregistraties zijn opgenomen van de OS IV en OS IX.

Een vergelijking van de overschrijdingskrommen van de windsnelheden gedurende bovengenoemde periode en van die in een gemiddeld jaar wijst erop dat met name hoge windsnelheden in de periode juli - december 1975 relatief weinig zijn voorkomen. Gesteld kan worden dat een hoeveelheid energie van 500 cm² (zie onderstaande opmerking) in de frequentieintervallen 0,11 - 0,20 Hz en 0,03 - 0,10 Hz resp. circa 15% en 2% van de tijd wordt overschreden. Voor een hoeveelheid energie van 250 cm² zijn deze waarden resp. circa 25% en 4% (zie figuur 2-10).



Figuur 2-10
Statistische verdeling van golfenergie in frequentie intervallen voor OS IX en OS IV.

Opmerking:

In paragraaf 2.5.2 ad f wordt gesproken van een verdeling van de golfenergie over de frequenties. In de praktijk wordt echter niet gewerkt met de energie per eenheid van oppervlak maar met een grootheid die gelijk is aan de energie per eenheid van oppervlak per eenheid van massa. Ook deze grootheid wordt energie-dichtheid genoemd, hoewel de benaming variantiedichtheid beter is (Appendix I), immers zij heeft de dimensie $[m^2]$.

2.6. Zandtransportgegevens

2.6.1. Inleiding

De bodem van de Oosterschelde bestaat voornamelijk uit fijn zand (korrelafmetingen 150 - 200 μm). Bij de stroomsnelheden die in de geulen voorkomen (bij gemiddeld getij tot 1 à 1,5 m/s) wordt dit zand in grote hoeveelheden meegenomen door de stroom. Dit hoeft niet altijd tot uitschuring te leiden; er kan een dynamisch evenwicht heersen waarbij in een bepaald vak evenveel zand opgenomen wordt als afgezet. Bij een verandering van de stromingstoestand zal ook het zandtransport veranderen en daarmee de evenwichtsligging van de bodem.

Er blijkt nu een relatie te bestaan tussen het bergende oppervlak (en daarmee het getijvolume) van een bekken enerzijds en het totale geulprofiel in de mond anderzijds. Aangezien het bergende oppervlak van de Oosterschelde de laatste eeuw steeds is vergroot, vindt er ook steeds uitschuring van de geulen plaats. Uit regelmatige bodempeilingen blijkt dat jaarlijks 10 à 15 miljoen m^3 zand uit de Oosterschelde verdwijnt. Vanwege de vorm van de getijkromme is dit transport naar zee gericht. Behalve profielvergroting treedt ook geulverlegging op.

Dat in deze deelnota aandacht aan het zandtransport wordt geschonken, is omdat deze processen het ontwerp en vooral de bouw van de kering sterk beïnvloeden. Zo vormen bijvoorbeeld de profielvergroting en ede geulverleggingen een directe bedreiging voor de werkeilanden (zie figuur 2-11).

Daarnaast kan het zand dat elk getij tweemaal het damtracé passeert de opbouw van een drempel verstoren of een gemaakte inbaggering weer opvullen (zie hoofdstuk 8). Een gunstig effect is de reducerende werking van het zandtransport op de vorming van ontgrondingskuilen (zie hoofdstuk 5).

Directe metingen van het zandtransport in de Oosterscheldemond zijn nauwelijks beschikbaar. De nauwkeurigheid van transportmetingen in de natuur is met de bestaande technieken niet erg groot; dit geldt des te meer voor de Oosterschelde waarbij de grote diepten en stroomsnelheden een extra verzwaaring van de meetomstandigheden betekenen. Daarom is tot nu toe hoofdzakelijk gewerkt met berekeningen. Ook de betrouwbaarheid daarvan is bepaald niet groot, zodat slechts een indruk verkregen wordt van de orde van grootte.

2.6.2. Zandtransportberekeningen

In een waterloop zal het bodemmateriaal in beweging komen zodra de krachten uitgeoefend door het stromende water een kritieke waarde overschrijden. Deze kritieke waarde is enerzijds afhankelijk van de stroomkarakteristieken nabij de bodem (vorm snelheidsprofiel, turbulentie-intensiteit, dichtheid en viscositeit van het water), anderzijds van de eigenschappen van het bodemmateriaal (dichtheid, vorm, grootte, gradering en stapeling van de korrels).

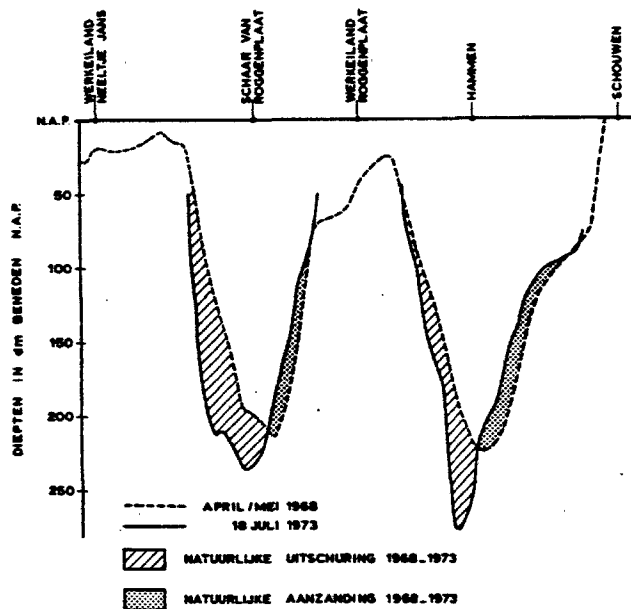


fig. 2.11 Profielveranderingen in het Noordelijke damtracé (1968-1973)

In feite is er sprake van een „overgangszône” tussen volkomen rust en overwegend transport van het bodemmateriaal. Bij een goed ontwikkeld materiaaltransport neemt de bodem een bepaalde vorm aan (ribbels en dergelijke), welke voorgeschreven wordt door de eigenschappen van stroom en bodemmateriaal. Daarbij zal het vermogen van de stroom voor een deel worden gebruikt voor het overwinnen van de weerstand van de bodem (vormweerstand, bepalend voor de ruwheid van de waterloop) het resterende deel zorgt voor het transporteren van het bodemmateriaal.

Er is dus sprake van wederzijdse beïnvloeding. De bodemruwheid wordt bepaald door de ontwikkelde bedvormen, deze zijn onder andere afhankelijk van de stroomcondities, terwijl de stroomcondities zelf ten dele worden voorgeschreven door de bodemruwheid. Het daarbij resulterende transport is derhalve een functie van de stroomcondities (waterdiepte, stroomsnelheid en turbulentiestructuur), van de eigenschappen van het bodemmateriaal en van de (als afhankelijke parameter te beschouwen) bedvorm.

In de klassieke behandeling worden twee wijzen van transport onderscheiden (en berekend):

1. Bodem- of rollend transport

Het bodemtransport omvat dat deel van het bodemmateriaal dat langs de bodem of direct daarboven beweegt. Voornamelijk rollen de zandkorrels langs de flauwe opwaartse helling aan de bovenstroomse zijde van de ribbel (duin) totdat ze de top bereiken, waarna ze in het zog van de steile neerwaartse helling aan de benedenstroomse zijde van de ribbel neervallen. Op enige afstand daarvan worden korrels met de stroom meegenomen langs de bovenstroomse helling van de volgende ribbel. Als gevolg hiervan „marcheren” de bodemribbels als het ware in de stroomrichting, waardoor het verloop van de hoeveelheid zand die langs een vast punt beweegt een discontinu karakter vertoont. In een getijd gebied zal het enige tijd vergen, voordat de vorm van de bodemribbels „omkeert” ten gevolge van het omkeren van de stroom (bijvoorbeeld van eb naar vloed)

2 Zwevend- of suspensietransport

Het zwevend transport omvat dat deel van het bodemmateriaal, dat zich met zeer grote en hoge sprongen met ongeveer de snelheid van het water verplaatst tussen de bodem en het wateroppervlak zweeft. De concentratie van het zwevend materiaal is het grootst vlak bij de bodem (= concentratie van het bodemtransport) en neemt daarboven exponentieel af.

Aangenomen wordt, dat het materiaal tegen de zwaartekracht in, in suspensie wordt gehouden door de turbulente menging van de stroom waarbij de beweging van de deeltjes als een diffusieproces kan worden beschreven.

Dit werk als volgt:

Door de verticale turbulente fluctuaties van de stroom worden pakketjes water met daarin een hogere sedimentconcentratie uit de lagere waterlagen gemengd met waterpakketjes met lagere sedimentconcentraties uit de hogere lagen en omgekeerd. Tengevolge van de werking van de zwaartekracht wordt door uitzakking van sedimentdeeltjes de oorspronkelijke concentratieverdeling weer bereikt.

Zowel oorzaak (turbulentie) als gevolg (suspensie) zijn stochastisch van karakter. Het zwevend materiaal komt oorspronkelijk uit de bodem en er is voortdurend uitwisseling tussen het zwevende en het bodemmateriaal. In wezen vormt het zwevend transport een samenhangend geheel met het bodemtransport.

De verdeling tussen bodem- en zwevend transport hangt af van de stroomcondities en de eigenschappen van het bodemmateriaal, met name de valsnelheid van de korrels. Grof zand wordt bij niet al te grote stroomsnelheden hoofdzakelijk langs de bodem getransporteerd terwijl aan de andere kant voornamelijk zwevend transport plaatsvindt bij fijn zand en relatief hoge stroomsnelheden. De condities in het Oosterscheldegebied sluiten bij dit laatste aan.

Bij het, in een hydraulisch model, instellen van een stroom op een beweeglijke bodem wordt na een overgangperiode, waarin het transport geleidelijk aan toeneemt, het zogenaamde evenwichtstransport (=transporterend vermogen van de stroom) bereikt, dat daarna onveranderd blijft zolang de stroomcondities (diepte, snelheid, turbulentie) niet veranderen. Bij verandering van de stroomcondities, hetzij met de tijd (getijbeweging) hetzij met de plaats, zal het bodemtransport zich vrijwel onmiddellijk aan de veranderde condities aanpassen, terwijl de aanpassing van het zwevend transport enige tijd (afstand) najilt. De plaatselijke ligging van de bodem zal op zulke veranderingen reageren. Op plaatsen waar sprake is van een resulterende toename van het transport zal de bodem uitschuren, bij resulterende afname van het transport zal de bodem aanzanden. Op zijn beurt zal de stroom op deze bodemveranderingen reageren, en zo gaat het door totdat een (dynamisch) evenwicht is bereikt.

3. Berekening van materiaaltransport

Als gevolg van de gecompliceerde aard van het verschijnsel zijn tot op heden slechts berekeningsmethoden beschikbaar die langs empirische weg zijn ontwikkeld. Gedurende de laatste vier decennia zijn tal van transportformules ontwikkeld die het evenwichtstransport als functie van de stroomcondities en eigenschappen van het bodemmateriaal berekenen. Toegepast op een bepaalde situatie kunnen de uitkomsten van de diverse methoden aanzienlijk verschillen; een factor 2 tot 10 tussen de berekende transporten is hierbij niet vreemd. Hier wordt slechts melding gemaakt van de bij de studie van de stormvloedkering gebruikte methoden.

Men begint met het berekenen van het bodemtransport. Deze bedraagt volgens Frijlink [6]:

$$S_b = 5 h \sqrt{\mu h I g} e^{-0,27 \frac{\Delta D}{\mu I h}} \quad (2-7)$$

waarin

S_b	= bodemtransport	[m ² /s]
h	= waterdiepte	[m]
μ	= ribbelfactor = $(C/C_{D90})^{3/2}$	—
C	= chezy-coëfficiënt	[m ^{1/2} /s]
	= $18 \log \frac{12d}{k_s}$	
k_s	= ribbelhoogte	[m]
C_{D90}	= $18 \log \frac{12d}{D_{90}}$	[m ^{1/2} /s]
D_{90}	= korreldiameter waarbij 90% van het bodemmateriaal fijner is	[m]
I	= verhang van de energielijn	—
g	= versnelling van de zwaartekracht	[m/s ²]
e	= grondtal natuurlijk logaritme	—
Δ	= relatieve soortelijke massa = $\frac{\rho_m \cdot \rho_w}{\rho_w}$	—

ρ_m	= soortelijke massa van bodemmateriaal	[kg/m ³]
ρ_w	= soortelijke massa van water	[kg/m ³]
D	= korreldiameter bodemmateriaal = D_{50}	[m]
D_{50}	= korreldiameter waarbij 50% van het bodemmateriaal fijner is	[m]

De ribbelfactor μ werd geïntroduceerd omdat (zoals eerder staat vermeld) slechts een deel van het vermogen van de stroom effectief is in het transporteren van het bodemmateriaal.

Met behulp van de formule van Hunter Rouse, die de verdeling van de concentratie van het zwevend materiaal in de verticaal geeft, uitgaande van een bekende concentratie „C” op afstand „a” boven de bodem [7]:

$$\frac{C_y}{C_a} = \left(\frac{h-y}{y} \frac{a}{d-a} \right)^{w/0,4 u_*} \quad (2-8)$$

wordt het zwevend transport berekend:

$$S_z = \int_a^d C_y u_y dy \quad (2-9)$$

waarin

C_y	= concentratie van het zwevend materiaal op hoogte y boven de bodem	[kg/m ³]
C_a	= concentratie van het zwevend materiaal op hoogte a boven de bodem	[kg/m ³]
y, a	= afstand boven bodem	[m]
w	= vainsnelheid van de zandkorrels (hiervoor wordt de D_{50} genomen)	[m/s]

$$u_s = \text{schuifspanningssnelheid} = \sqrt{g \cdot d \cdot I} \quad [\text{m/s}]$$

$$S_z = \text{zwevend transport} \quad [\text{m}^2/\text{s}]$$

$$u_y = \text{locale stroomsnelheid op hoogte } y \text{ boven de bodem} \quad [\text{m/s}]$$

De factor C_a wordt als volgt bepaald:

Men berekent aan de hand van vergelijking (2-7) het bodemtransport S_b . Tevens wordt een laagdikte a aangenomen waarbinnen dit bodemtransport plaatsvindt. Het quotiënt van bodemtransport en het produkt van de laagdikte en de gemiddelde snelheid in die laag geeft de concentratie C_a aan.

Omtrent de laagdikte waarbinnen het bodemtransport plaatsvindt lopen de opvattingen sterk uiteen.

Einstein [7] neemt voor de laagdikte, waarbinnen het bodemtransport wordt verondersteld plaats te vinden, tweemaal de korrel diameter, terwijl Bijker [8] daarvoor de helft van de ribbelhoogte neemt. Bij de onderhavige studie werd laatstgenoemde visie gevolgd.

Voor de bepaling van u_y werd het logaritmisch snelheidsprofiel genomen:

$$u_y = 18 \sqrt{h \cdot I} \log \frac{30 \cdot y}{k_s} \quad (2-10)$$

waarin het totaal transport S_t gelijk is aan de som van bodemtransport S_b en zwevend transport S_z

Meer recentelijk zijn (eveneens empirische) methodes ontwikkeld, die het totaal transport „ S_t ” als functie van stroom en bodemmateriaal direct berekenen. Van twee van deze methodes werd in de onderhavige studie gebruik gemaakt.

Engelund-Hansen [9] geven de volgende relatie tussen de transportparameter f en de stroomparameter θ :

$$f \cdot \phi = 0,1 \theta^{5/2} \quad (2-11)$$

waarin:

$$f = \text{ruwheidsfactor} = 2g/C^2$$

$$\phi = S_t / \sqrt{\Delta \cdot g D_{50}^3}$$

$$S_t = \text{totaal transport} (S_b + S_z) \quad [\text{m}^2/\text{s}]$$

$$\theta = (h \cdot I) / \Delta \cdot D_{50} = U^2 / (\Delta \cdot D_{50} \cdot C^2)$$

$$U = \text{stroomsnelheid, gemiddeld over verticaal} \quad [\text{m/s}]$$

Door substitutie van de waarden van ϕ , θ en f (in termen van U en C) wordt de volgende eenvoudige relatie verkregen:

$$S_t = \frac{0,05 U^5}{2 D_{50} \sqrt{g} C^3} \quad (2-12)$$

Toetsing van deze methode in een aantal rivieren [10,11] heeft rekening houdend met de bij dergelijke berekeningen gebruikelijke onnauwkeurigheid een goede overeenstemming opgeleverd.

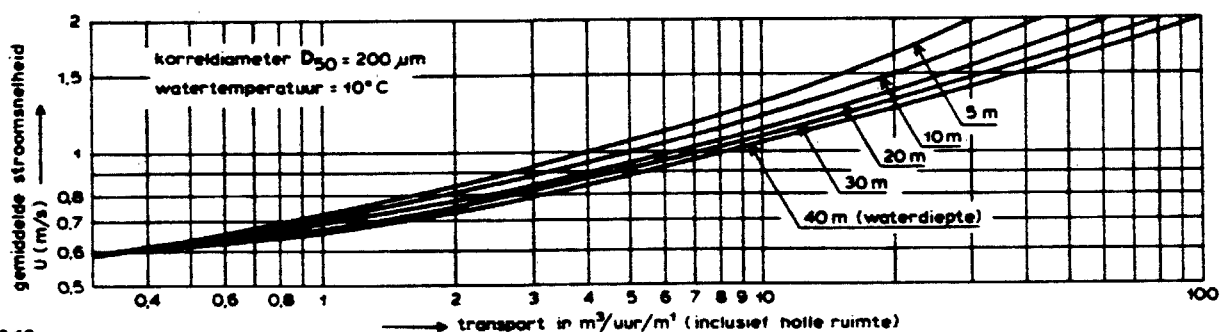
Uitgaande van alle beschikbare metingen van het transport in laboratoria en in de natuur heeft Colby [12] door middel van interpolatie en extrapolatie een aantal grafieken gepresenteerd, waaruit het totale transport kan worden berekend als functie van de over de verticaal gemiddelde stroomsnelheid U , waterdiepte d , karakteristieke korrel diameter van het zandige bed D_{50} en de temperatuur van het water. Met behulp van deze grafieken zijn de krommen van figuur 2-12 geconstrueerd voor de omstandigheden in het Oosterscheldegebied ($D_{50} = 200 \mu\text{m}$, gemiddelde watertemperatuur $\approx 10^\circ\text{C}$).

Vergeleken met de uitkomsten van de methodes Frijlink-Einstein en Engelund-Hansen zijn deze Colby-transporten 4 à 8 maal groter. Hieruit blijkt dat de transportmodellen onderling grote verschillen vertonen, die mogelijk samenhangen met het feit dat ze ontwikkeld zijn voor permanente stroomsituaties en toegepast worden op tijdstroomsituaties. Afhankelijk van het gebied of de omstandigheden kan voorkeur uitgesproken worden voor een model.

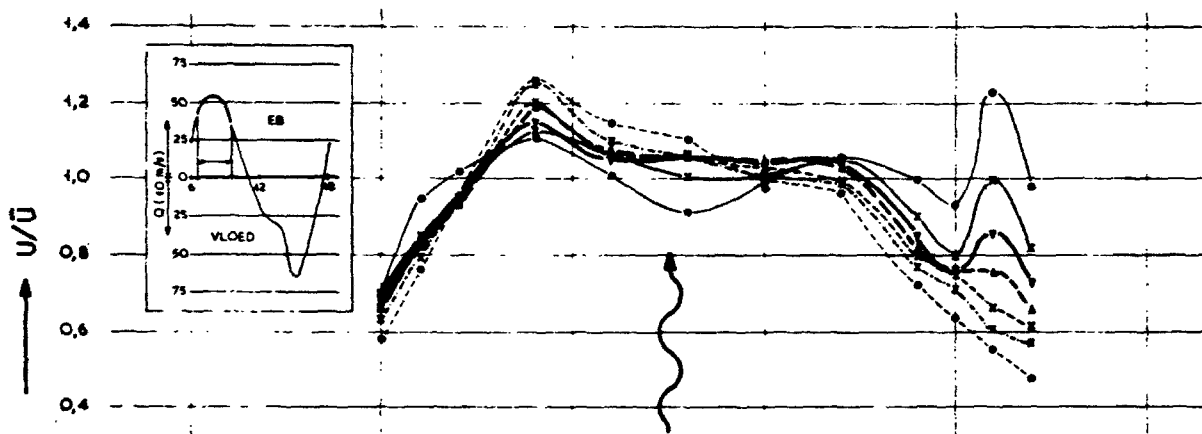
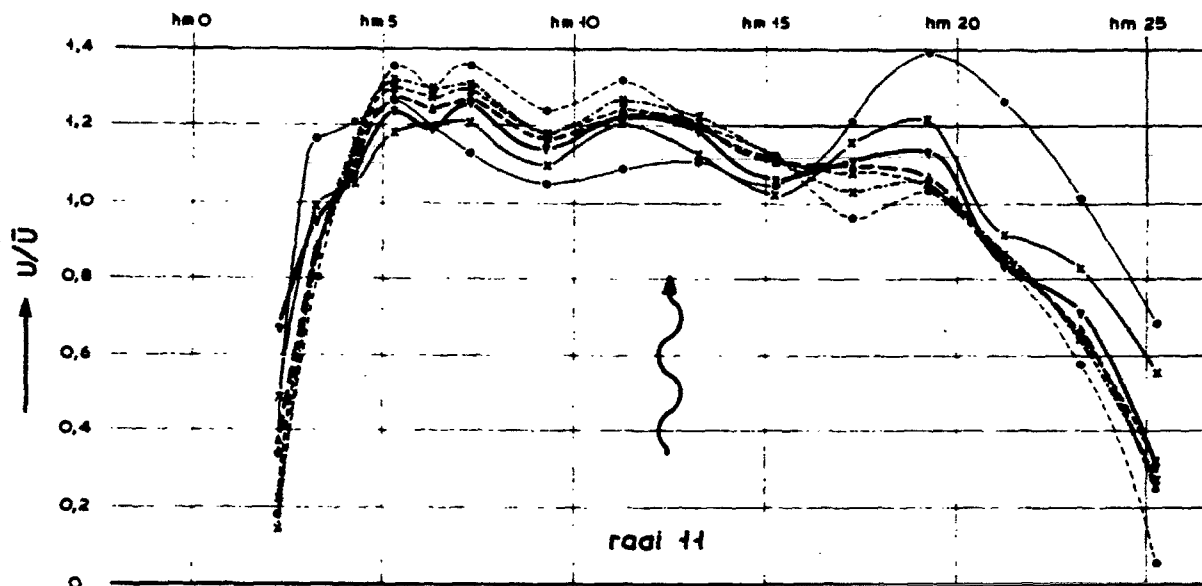
Tenslotte moet hier nog worden vermeld dat zeer recentelijk een methode werd ontwikkeld door het Waterloopkundig Laboratorium waarmee het niet-permanente suspensietransport kan worden berekend. Het gaat hier om een numerieke methode waarmee het plaatselijke transport gedurende de overgang van het ene evenwichtstransport naar het andere evenwichtstransport kan worden berekend bij plotselinge verandering van diepte. Daarmee kunnen bijvoorbeeld aanzandingen in een dwars op de stroom gelegen sleuf, geul of iets dergelijks worden bepaald.

2.6.3. Zandtransport uit berekeningen

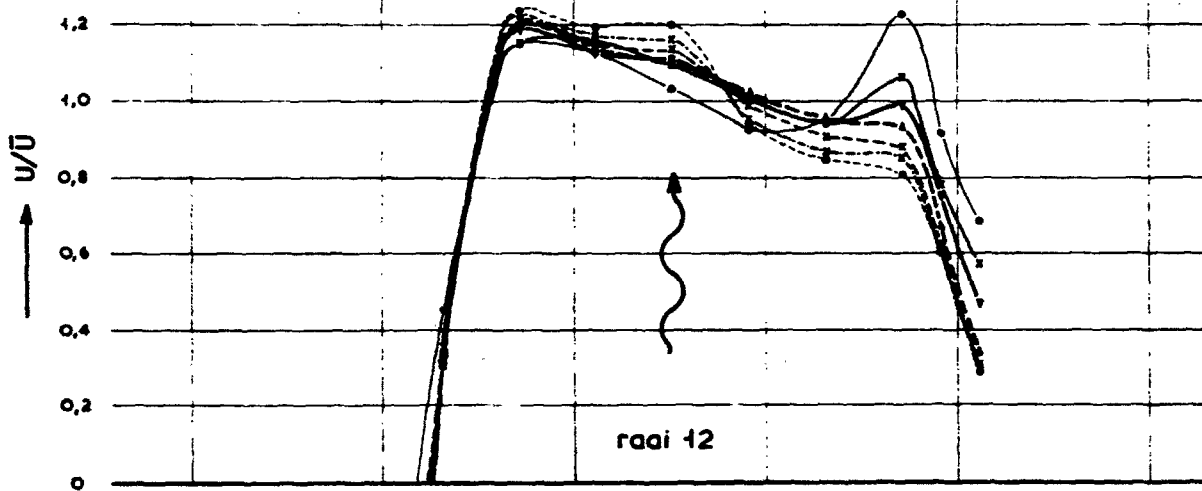
Het zandtransport in de monding van de Oosterschelde is berekend voor de situatie zoals die thans aanwezig is in het prototype (werkeiland en damvak Geul, kale sluitgaten). Er werd gebruik gemaakt van de in paragraaf 2.6.2 vermelde methodes. De berekening is uitgevoerd ter plaatse van de instelraaien van het detailmodel M-1001 op ca. 800 m aan weerszijden van de as van de sluitgaten (zie figuur 5-8 bij hoofdstuk 5). Omdat het gaat om het evenwichtstransport, werd steeds het transport ter plaatse van de bovenstroomse raai berekend (raaien 12, 32 en 42 voor ebstroom en raaien 11, 31 en 41 voor vloedstroom). Daardoor werd het berekenen van het transport in versnellingsgebieden zoveel mogelijk vermeden.



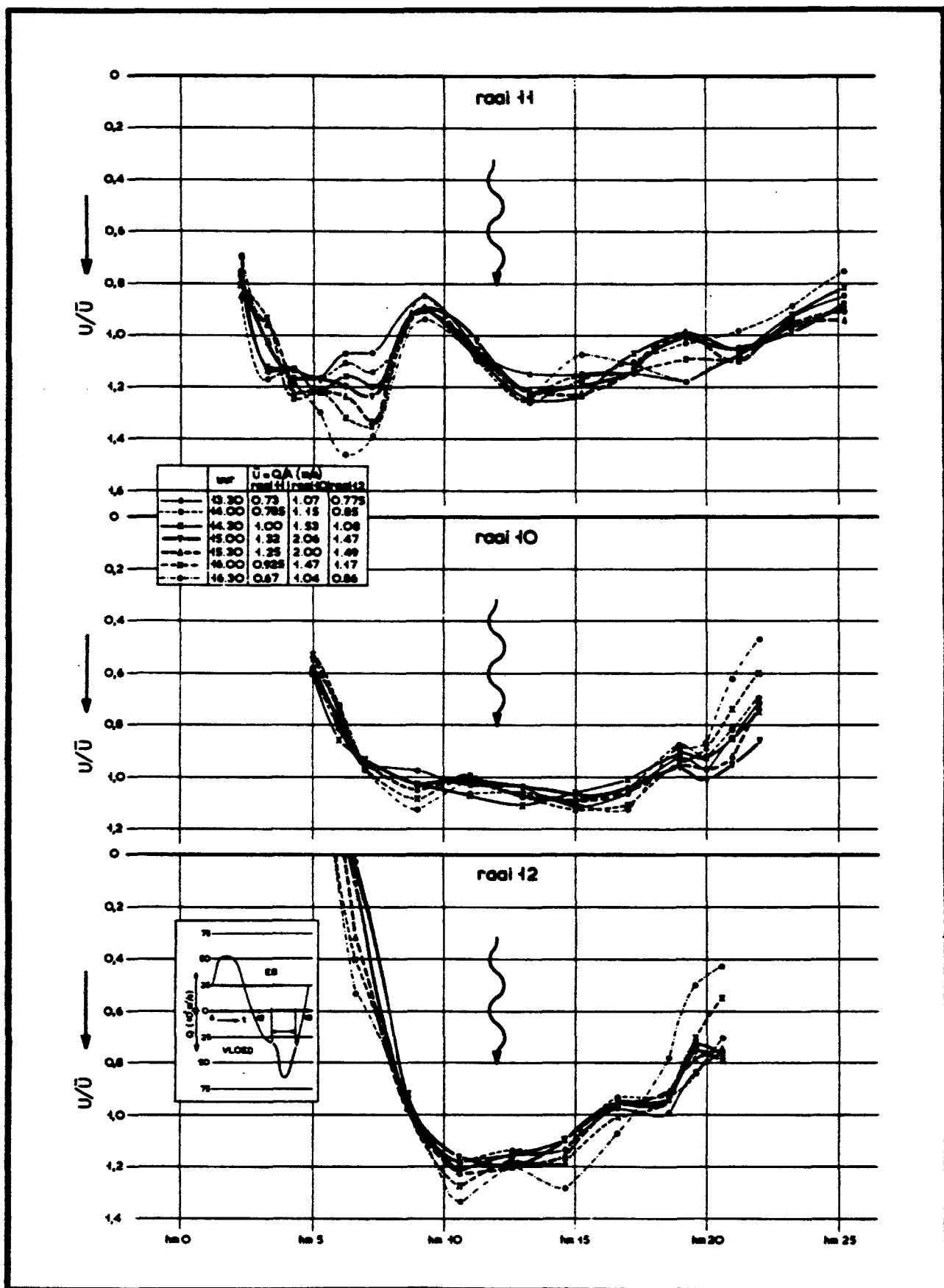
Figuur 2-12 Transportrelaties van Colby voor omstandigheden in het Oosterscheldegebied



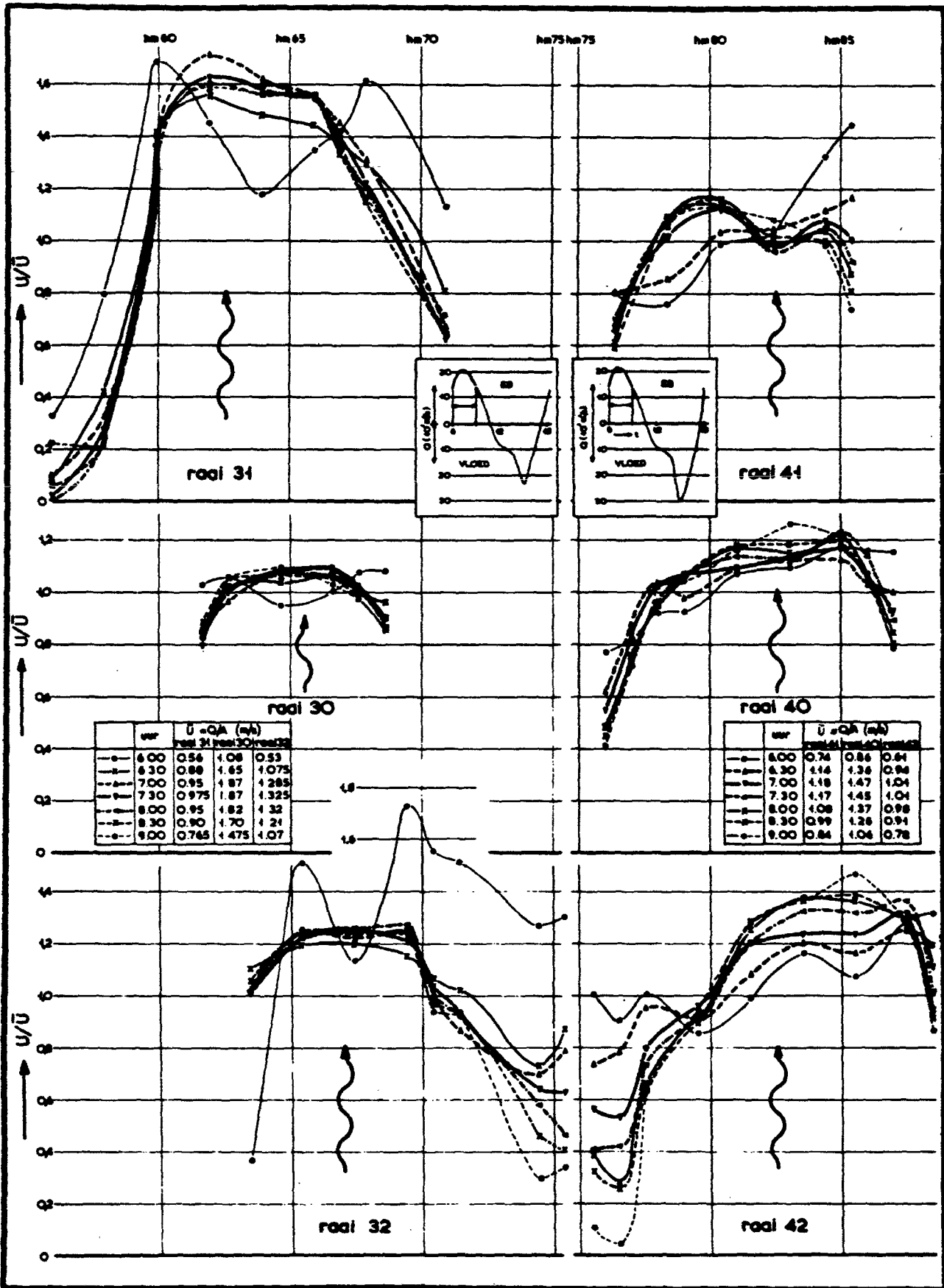
—•—	uur	$\bar{U} = Q/A$ (m/s)		
		raai 11	raai 10	raai 12
—•—	6.30	0.935	1.40	0.975
—•—	7.00	1.21	1.75	1.24
—•—	7.30	1.28	1.89	1.36
—•—	8.00	1.30	1.90	1.38
—•—	8.30	1.23	1.825	1.33
—•—	9.00	1.11	1.64	1.23
—•—	9.30	0.89	1.31	1.01



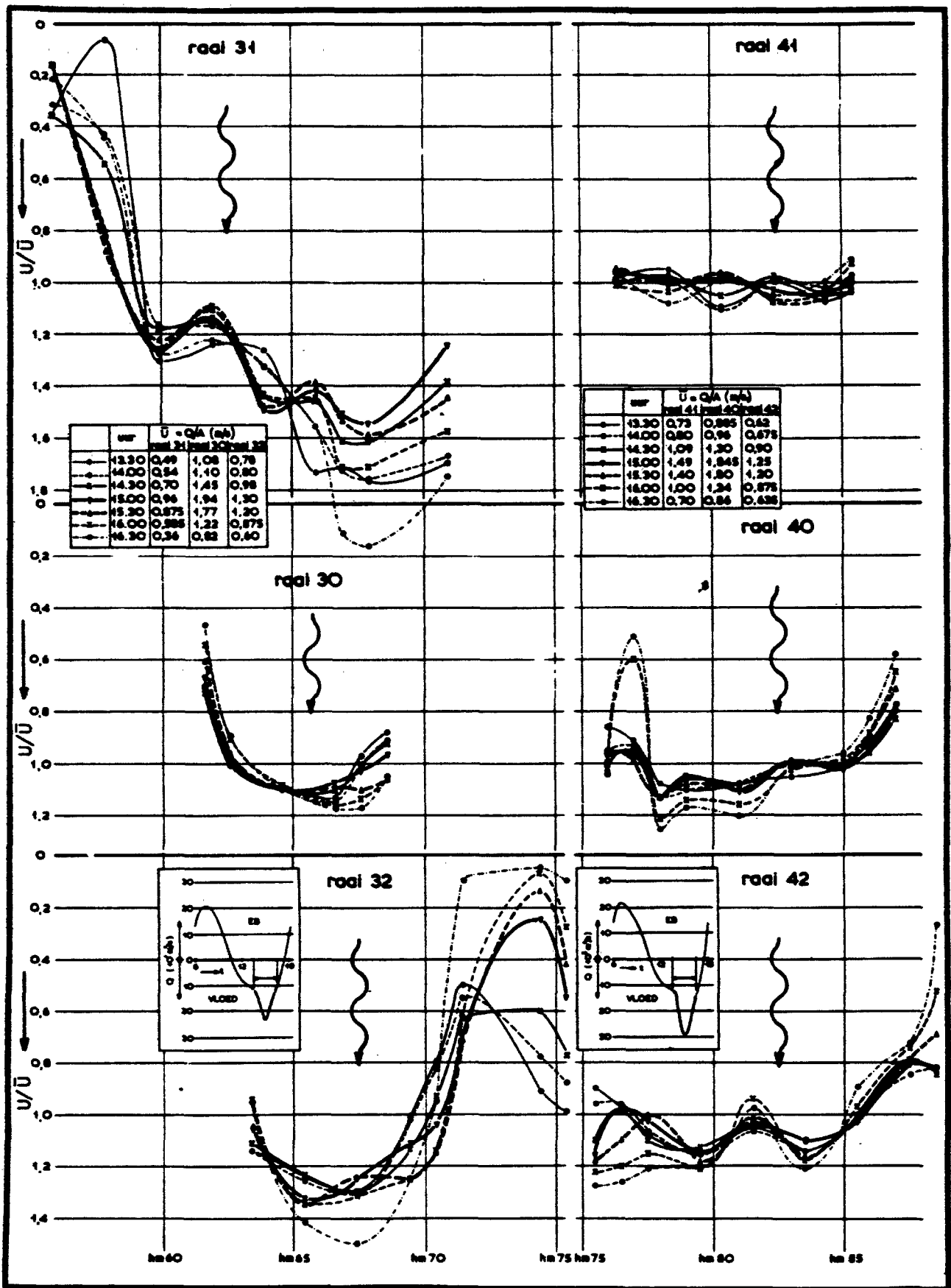
Figuur 2-13
Stroomsnelheidsverdeling bij diverse fasen van het getij, Roompot, eb.



Figuur 2-14
Stroomsnelheidsverdeling bij diverse fasen van het getij, Roompot, vloed.



Figuur 2-15
Snelheidsverdeling bij diverse fasen van het getij, Schaar en Hammen, eb.



Figuur 2-16
Stroomsnelheidsverdeling bij diverse fasen van het getij, Schaar en Hammen, vloed.

sluitgat	methode	Berekend zandtransport in 10 ⁶ m ³ /jaar, volgens		
		Frijlink-Einstein	Engelund-Hansen	Colby
Roompot	eb	6,94	11,37	67,27
	vloed	5,73	10,46	43,98
Schaar	eb	5,49	13,14	34,88
	vloed	1,73	3,23	1,05
Hammen	eb	2,28	5,74	19,58
	vloed	1,45	2,37	10,97
TOTAAL	eb	14,71	30,25	121,73
	vloed	8,91	16,06	56,00
	resultante	5,80 naar zee	14,19 naar zee	65,73 naar zee

Tabel 2-4 Berekend zandtransport voor de diverse sluitgaten bij een kenmerkend getij.

De stroomsnelheidsverdeling in bovengenoemde raaien werd in het overzichtsgetijmodel M-1000 (zie hoofdstuk 3) gemeten bij het getij van 11 september 1968. Uit de snelheidsverdelingen bij de diverse fasen van het getij werd per raai een „maatgevende snelheidsverdeling” gekozen, die representatief werd verondersteld voor de betreffende helft van het getij (eb of vloed, zie figuur 2-13 t/m 2-16).

Verder werden de stroomsnelheden naar het „maatgevend getij” met coëfficiënt 1,04 omgerekend. Hiervoor geldt dezelfde redenering als bij de keuze van het maatgevend getij voor de ontgrondingen (zie hoofdstuk 5).

Het transport is berekend voor diverse punten langs de raai (voor verschillende diepte en snelheid) en daarna over de volle lengte gesommeerd. De resultaten van de berekeningen zijn in tabel 2-4 samengevat.

Afgezien van eventuele uitschuring/aanzanding tussen de twee raaien aan weerszijden van de sluitgaten, geven de in tabel 2-4 vermelde resultaten het (berekende) netto transport vanuit het bekken naar zee. De resultaten stemmen redelijk overeen met de langs andere wegen bepaalde, naar zee gerichte, transporten van 5 à 10 miljoen m³/jaar. Een uitzondering hierop zijn de transporten, berekend volgens de methode Colby, die te hoge uitkomsten oplevert.

2.7. Ijsgegevens

2.7.1. Inleiding

In het kader van de studie naar een stormvloedkering in de Oosterschelde werd een onderzoek ingesteld naar ijsvorming en ijsbeweging op het bekken. Zowel vrij kleine als (vooral) grotere ijsmassa's kunnen belastingen op de pijlers en schuiven van de stormvloedkering veroorzaken. Het ontwerp en de toekomstige bedrijfsvoering van de stormvloedkering waren aanvankelijk de hoofdbelangen, die het wenselijk maakten te kunnen beschikken over een redelijk gefundeerde verwachting omtrent de kans (frequentie van voorkomen) en de grootte (omvang) van de ijsvorming, en daaruit resulterende belasting. De uitkomsten van dit onderzoek zijn ook van belang voor de scheepvaart, visserij, en milieuzaken in dit gebied.

Voor een gedetailleerde behandeling van het ijsprobleem wordt verwezen naar nota W-76.033.

De relatief ondiepe Oosterschelde fungeert ten opzichte van de zee in sterke mate als warmtewisselaar, omdat daar het van de diepere zee toestromende water zich sneller aanpast aan de luchttemperatuur dan op zee. In de winter zal het water in de Oosterschelde kouder zijn dan het zeewater.

Bovendien is de luchttemperatuur in landinwaarts gelegen gebieden lager dan de luchttemperatuur aan zee. Bijvoorbeeld voor St. Annaland (= oostelijk deel van de Oosterschelde) bedraagt dit verschil in luchttemperatuur gemiddeld -0,5° C ten opzichte van het hoofdstation te Vlissingen. De afkoeling van het water op de Oosterschelde neemt dus toe vanaf de mond in oostelijke richting.

2.7.2 Het uitgevoerde onderzoek

Meest bepalend voor de vraag of zich ijs kan vormen en hoe de ijsgroei zich voltrekt blijkt de grootte en de duur van de negatieve temperatuur onder het vriespunt te zijn, die samen kunnen worden uitgedrukt in een grootte S_g . Deze luchttemperatuur-integraal of „ijskaraktergetal” genoemd, ontstaat door sommatie over een aaneengesloten vorstperiode van de gemiddelden over een etmaal van de luchttemperaturen ten opzichte van het vriespunt:

$$S_g = \left| \int_{t_0}^t e^{(\tau_l - \tau_v)} dt \right| \quad (2-13)$$

waarin

S_g = luchttemperatuur-integraal [etmaal. C]
 t = tijd [etmalen]
 t_0 = begin van de vorstperiode, het moment waarop de dalende luchttemperatuur gelijk is aan het vriespunt van het water.

t_e = einde van vorstperiode, het moment waarop de stijgende luchttemperatuur gelijk is aan het vriespunt van het water.
 T_l = luchttemperatuur [°C]
 T_v = vriespunt van het water [°C]

Overschrijdt deze waarde een bepaald bedrag ($S_{g, \min}$), dan kan zich ijs vormen. Deze minimumwaarde is voor elk gebied en elke situatie (meteorologische voorgeschiedenis, toevoer warm water, diepte enz.) anders. Om de temperatuur van het water onder het vriespunt te houden is er een verschil in temperatuur nodig tussen de lucht en het water. Dit benodigde verschil neemt toe naarmate de diepte en de toevoer van warmer water, in dit geval zeewater, toeneemt, en andersom.

Op de vele ondiepten in het oostelijk gedeelte van de Oosterschelde waar bovendien de uitwisseling en dus de toevoer van warmer zeewater te verwaarlozen is (ca 4% uitwisseling per getij) koelt het water versneld af en treedt het eerst ijsvorming op. Het benodigde temperatuurverschil tussen het water en de lucht om het water bij het vriespunt te houden is hier zeer klein (circa - 1°C) en de vorming van ijs treedt dus ook bij kleine waarden van de luchttemperatuurintegraal, op. (bv. $S_g, \min \leq 10$ etmaal. °C, bij Bergen op Zoom).

In de monding van de Oosterschelde doet zich sterk de invloed gelden van het water van de Noordzee, dat zowel een hoger zoutgehalte als een hogere temperatuur in de wintermaanden heeft dan het water meer landinwaarts. Tengevolge van de uitwisseling van water met de Noordzee en dus ook het grotere benodigde verschil in temperatuur (ca 3 à 5°C) om het water bij het vriespunt te krijgen (en houden), vormt zich hier minder (en later) ijs dan in het oostelijke gedeelte. (bv. $S_g, \min > 50$ etmaal. °C)

Het aantal waarnemingen, dat beschikbaar is om deze minimumwaarde vast te stellen is voor het Oosterscheldegebied veel te gering, hoewel met behulp van de beschikbare gegevens omtrent de watertemperatuur in de strenge winter 1962/1963 en de ijsgegevens, het begin van ijsvorming voor de verschillende plaatsen in dit gebied globaal benaderd kan worden.

De toename van ijsdikte hangt ook hoofdzakelijk af van de grootte S_g . Met behulp van de literatuurgegevens en enkele ijsdikte-waarnemingen uit het Deltagebied is een formule opgesteld die het berekenen van de ijsdikte (h_{ijs}) als functie van S_g mogelijk maakt.

$$h_{ijs} = \frac{1}{200} \left\{ \sqrt{900 + 50 (\varphi S_g - S_{g, \min})} - 30 \right\} \quad (2-14)$$

met h_{ijs} = ijsdikte [m]

$S_{g, \min}$ = benodigde luchttemperatuur-integraal waarbij zich ijs kan gaan vormen [etmaal. °C]

φ = plaatselijke luchttemperatuur-correctie ten opzichte van luchttemperatuur-integraal te Vlissingen

$\varphi = 1.0$ - westelijk gedeelte van Oosterschelde

$\varphi = 1.2$ - oostelijk gedeelte van Oosterschelde.

Hierbij wordt nogmaals opgemerkt dat de waarde van S_g, \min per plaats verschilt. Door deze formule toe te passen kan derhalve in-

zicht worden verkregen in de ijsdikte op de Oosterschelde. Ook hier zijn echter de beschikbare waarnemingen te gering om met behulp van deze relatie nauwkeurige voorspellingen te geven.

Ter afronding van deze studie is een statistische verwerking van de in de afgelopen honderd jaar opgetreden waarden van S_g te Vlissingen, in de vorm van de cumulatieve frequentie (overschrijdings-) krommen ten opzichte van het vriespunt van water $T_v = 0^\circ\text{C}$ en $1,5^\circ\text{C}$ opgesteld. De waarde $T_v = -1,5^\circ\text{C}$ is hier aangehouden als representatief voor de open Oosterschelde.

In het geval dat gedurende één winter meer dan één afzonderlijke ijsperiode voorkomt, wordt de ijsperiode met de grootste somwaarde van de negatieve luchttemperaturen (dat wil zeggen maximale waarde van S_g) als representatief voor deze winter aangehouden. Voor de frequentieverdeling van S_g voor een aantal winters, wordt per winter deze representatieve S_g aangehouden. Zoals hiervoor genoemd, is voor een aantal van honderd winters een frequentieverdeling gemaakt (nota W-76.033).

2.7.3 Enkele voorlopige conclusies met betrekking tot ijsvorming, zoals die volgen uit nota W-76.033.

- Het oostelijk gedeelte vormt het belangrijkste ijsproducerende gebied binnen de Oosterschelde. De snelle ijsvorming in dit gebied komt hoofdzakelijk door de geringe uitwisseling met warmer zeewater, de geringe diepten en de veel bij eb droogvallende platen. Tengevolge van de getijbeweging en door de tijdens vorst, veelal heersende noord-oostelijke winden, wordt het ijs losgemaakt en naar de geulen en de zuidelijke oevers gedreven. Op de aldus schoongeveegde platen kan steeds opnieuw ijs worden gevormd.

Er treedt voor de scheepvaart hinderlijk ijs op in het oostelijk gedeelte reeds bij de matige winters met $S_g > 25$ etmaal. °C (kans van voorkomen $\leq 20\%$).

Bij de overgang naar de strenge winters ($S_g > 40$ à 50 etmaal. °C, kans van voorkomen 15 à 10%) zal de scheepvaart op de oostelijke Oosterschelde in de meeste gevallen stilgelegd worden wegens onbereikbaarheid van de havens en vast ijsdek op de Eendracht en de kanalen door Zuid-Beveland en Walcheren.

- Bij een compartimentering van de Oosterschelde wordt het ondiepe (zoute-)oostelijk gedeelte aanzienlijk kleiner. Hiermee wordt ook het gebied waar ijsvorming plaatsvindt kleiner, met als gevolg dat er op de zoute bekkens minder ijs wordt gevormd. Daarentegen zal de ijsproductie op de na verloop van tijd zoete bekkens achter de dammen aanzienlijk toenemen (ca 50%) als gevolg van getijbeweging en invloed warmer zeewater.

- Ijs op het westelijk gedeelte van de Oosterschelde komt pas voor bij strenge winters ($S_g > 50$, etmaal. °C, kans voor voorkomen ca 10%).

- Ijs doet zich in de mond van de Oosterschelde pas voor bij de overgang naar zeer strenge winters. $S_g > 80$ à 100 etmaal. °C, kans van voorkomen ca 5%). De watertemperatuur kan dan vrijwel overal tot het vriespunt dalen waardoor de ijsschotsen bij eb aaneen kunnen vriezen en ijsvelden vormen.

- Bij de winters met S_g groter dan circa 150 etmaal. °C (kans van voorkomen kleiner dan 5%) bestaat een reële kans dat de

zuidelijke zeearmen (Wester- en Oosterschelde) dicht kunnen vriezen.

Bij plaatsing van de afsluitbare stormvloedkering in de mond van de Oosterschelde moet wel, bij zeer strenge winters (kans van voorkomen $\leq 5\%$), rekening gehouden worden met het tijdig inzetten van ijsbrekers om het aaneenvriezen van de ijschotsen tegen te gaan en de afmetingen van de ijschotsen in de hand te houden, zodat ze de schuifopeningen kunnen passeren (voorkómen van ijsopstapeling in de mond).

De maximale ijsdikte op de westelijke Oosterschelde bij open Oosterschelde kan geschat worden op:

0,15 m met een kans van voorkomen van ca 5%

0,30 m met een kans voor voorkomen van ca 0,1%.

Bij afsluitbare Oosterschelde op:

0,15 - 0,20 m met een kans van voorkomen van ca 5%

0,30 - 0,35 m met een kans van voorkomen van ca 0,1%

3 Getij-onderzoek

3.1. Inleiding

In paragraaf 2.2 werd in grote trekken beschreven wat er bekend is over de getijbeweging in de Oosterschelde uit natuurmetingen en de bewerkingen daarvan. Waterstands- en stroommetingen leveren belangrijke informatie over de getijbeweging. Door middel van harmonische getij-analyse van de gegevens is het mogelijk een voorspelling te maken van het getij voor een bepaalde plaats voor een bepaalde dag (hetgeen plaatsvindt ten behoeve van het verwaarden van de getijtafels).

Dergelijke analyses falen wanneer de situatie verandert, bijvoorbeeld als gevolg van menselijk ingrijpen. Voorspelling van de verandering van de getijbeweging als gevolg van een waterbouwkundige ingreep is pas mogelijk wanneer fysisch inzicht bestaat in de factoren die de voortplanting van het getij bepalen. Een kwantitatieve benadering is bovendien pas mogelijk wanneer de verschijnselen nagebootst of wiskundig beschreven kunnen worden.

Het zal duidelijk zijn dat het kwantitatieve aspect van de getijbeweging bij het ontwerp van een stormvloedkering in de Oosterschelde een essentiële rol speelt. Immers, aan de kering wordt enerzijds de eis gesteld dat onder normale omstandigheden een bepaald getijverschil op het bekken gehandhaafd blijft (gemiddeld 2,3 m bij Yerseke), terwijl anderzijds bij storm de waterstand op het bekken een bepaalde stand niet zal mogen overschrijden.

Achtereenvolgens zullen in dit hoofdstuk besproken worden de basis van het getij-onderzoek en de belangrijkste methoden ervoor, enkele algemene problemen met betrekking tot getijmodellen en de werking van de bij het ontwerp gebruikte modellen, te weten het ééndimensionaal rekenmodel IMPLIC en het hydraulische model M1000.

Resultaten van Implic-berekeningen en berekeningen met behulp van het model M1000 worden met elkaar vergeleken. Tevens worden enige verschijnselen, die optreden bij het sluiten van de kering, in beschouwing genomen.

De titels van de in dit hoofdstuk genoemde WL-8 verslagen en nota's van de Hoofdafdeling Waterloopkunde van de Deltadienst, „W”, worden aangetroffen in hoofdstuk 9: Overzicht uitgebrachte rapporten.

3.2. Methoden van getij-onderzoek

3.2.1. Basisvergelijkingen

De algemene hydrodynamische basisvergelijkingen, die aan de berekeningen ten grondslag liggen, zijn onder aan deze bladzijde aangegeven (zie ook [15] en [16]). Daarbij wordt uitgegaan van een niet-visceuze vloeistof, met constante dichtheid ρ

Het assenstelsel is een met de rotatie van de aarde meebewegend carthesisch assenstelsel, de z-as wijst positief omhoog (figuur 3-1). In de vergelijkingen (3-1) en (3-2) zijn:

x, y, z = coördinaatrichtingen [m]

u, v, w = componenten van de snelheid in de x, y en z richting [m/s]

p = druk [N/m²]

Verder zijn X, Y en Z de componenten van de resultanten van alle overige, op de vloeistof werkende, uitwendige krachten, zoals krachten ten gevolge van de aardrotatie (Coriolis-krachten), wrijvingskrachten, getijopwekkende krachten (ten gevolge van de aantrekkingskracht van zon en maan op de beweeglijke watermassa's van de aarde), de zwaartekracht in de verticale richting (Z-richting) en de windkracht.

Bij getij-onderzoek worden gewoonlijk de volgende veronderstellingen gemaakt:

- verticale snelheden en verticale versnellingen zijn verwaarloosbaar;
- getijverwekkende kracht in het beschouwde gebied wordt verwaarloosd.

Dit houdt in dat het getij behandeld wordt als zijnde een lange golf verschijnsel.

Continuïteitsvergelijkingen:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (3-1)$$

Bewegingsvergelijkingen

in de x-richting :

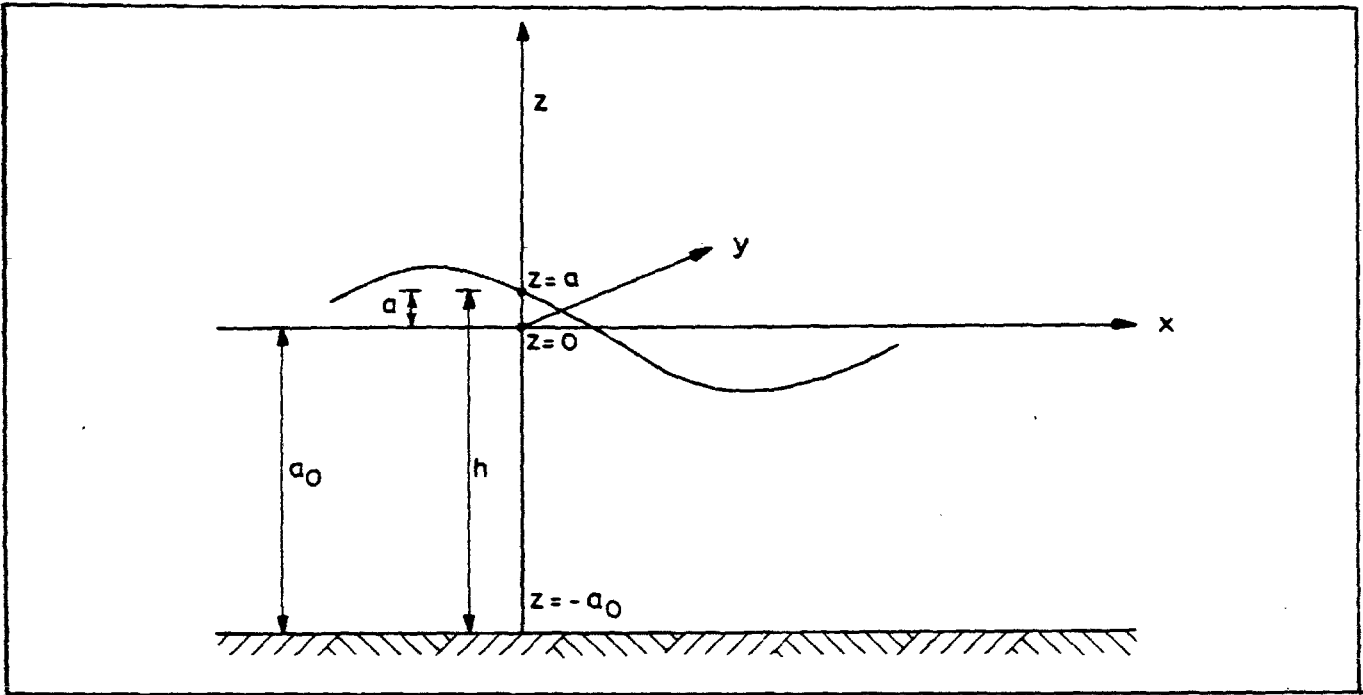
$$\rho \left[\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right] = X - \frac{\partial p}{\partial x}$$

in de y-richting

$$\rho \left[\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \right] = Y - \frac{\partial p}{\partial y}$$

in de z-richting

$$\rho \left[\frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \right] = Z - \frac{\partial p}{\partial z} \quad (3-2)$$



Figuur 3-1
Beschrijving assenstelsel.

Integratie van de vergelijkingen in de verticale richting (z-richting)
Een volledige oplossing van de driedimensionale vergelijkingen (3-1) en (3-2) is voor een omvangrijk gebied als de Oosterschelde nog niet mogelijk. In dergelijke gevallen is een algemeen toegepaste techniek deze vergelijkingen door middel van integratie in de z-richting te middelen, om ze beter oplosbaar te doen zijn. Het resultaat is een twee-dimensionale continuïteitsvergelijking en een stelsel twee-dimensionale bewegingsvergelijkingen. Bij het integreren van de continuïteitsvergelijking en de bewegingsvergelijkingen (3-1) en (3-2) zijn de randvoorwaarden de volgende:

Aan de bodem: de component van de watersnelheid loodrecht op de bodem is nul.

Aan het oppervlak: een waterdeeltje blijft deel uit maken van het wateroppervlak.

Voor een wiskundige formulering van deze randvoorwaarden wordt verwezen naar [15] en [16].

Gebruik wordt gemaakt van de over de verticaal gemiddelde stroom- snelheden U en V, zie ook [15].

$$U = \frac{1}{h} \int_{z=-a_0}^{z=a} u \, dz; \quad V = \frac{1}{h} \int_{z=-a_0}^{z=a} v \, dz \quad (3-3)$$

met h = waterdiepte (= $a_0 + a$) [m]
 a_0 = hoogte van vergelijkingsvlak boven bodem [m]
 a = hoogte van waterspiegel boven vergelijkingsvlak (bijv. NAP, zie fig. 3-1) [m]
 u, v = stroomsnelheden in x-, resp. y-richting (m/s)
 U, V = over de verticaal gemiddelde stroomsnelheden in x-, resp. y-richting (m/s)

Het vergelijkingsvlak wordt in het beschouwde gebied horizontaal gedacht.

De **continuïteitsvergelijking** wordt na bovenstaande bewerking herleid tot:

$$\frac{\partial (hU)}{\partial x} + \frac{\partial (hV)}{\partial y} + \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (3-4)$$

waarbij

$$a(x, y, t) = h(x, y, t) - a_0(x)$$

De bewegingsvergelijking in de Z-richting wordt herleid tot:

$$\frac{\partial p}{\partial z} = \rho g \quad (3-5)$$

Hierbij wordt de component van de uitwendige krachten, in de Z-richting gelijk nul ondersteld.

Na integratie van vergelijking (3-5) langs de z-as geeft dit:

$$p(x, y, z, t) = \rho g (a - z) + p_0 \quad (3-6)$$

$$\frac{\partial p}{\partial x} = \rho g \frac{\partial a}{\partial x} \quad \text{en} \quad \frac{\partial p}{\partial y} = \rho g \frac{\partial a}{\partial y}$$

b1 + 3-12

Vergelijking (3-6) geeft de hydrostatische drukverdeling weer. Bij het integreren van de bewegingsvergelijkingen in de x- en y-richting wordt bij het uitschrijven van de resulterende vergelijkingen gebruik gemaakt van vergelijking (3-6).

Tevens worden, langs empirische weg bepaalde relaties voor de wrijvingskracht en windkracht ingevoerd [16], en worden in de x- en y-richting Corioliskrachten meegenomen.

De **bewegingsvergelijkingen** luiden na integratie van vergelijking (3-2) en na deling door de constante dichtheid ρ :

vergelijking kan zichtbaar gemaakt worden. Bij een computerberekening is dat minder doorzichtig; daar is echter de invloed van bepaalde termen snel na te gaan door ze al of niet mee te nemen in de vergelijkingen. Hydraulische modellen kunnen op een andere manier bijdragen tot het verkrijgen van inzicht, namelijk doordat de verschijnselen direct zichtbaar zijn.

Is een computermodel eenmaal ingesteld dan kan de invloed ten gevolge van variaties in de geometrie en dergelijke eenvoudig worden bepaald. Door de lange rekentijd was dit bij de handmodellen bepaald niet het geval, zodat voor de komst van de computer de hydraulische modellen in het voordeel waren.

Wiskundige modellen geven direct alle mogelijke informatie, terwijl dit in hydraulische modellen door metingen in het model bepaald moet worden, hetgeen om praktische redenen op een beperkt aantal plaatsen gebeurt. Daarentegen geeft een hydraulisch model ook gedetailleerde informatie over stroombeelden, stroomsnelheidsverdelingen etc.

Door al deze factoren is de volgende (niet strikte) taakverdeling gegroeid:

Eén-dimensionale wiskundige modellen worden gebruikt wanneer sprake is van een duidelijk geulenstelsel en wanneer het gaat om waterstanden, totale debieten en dergelijke. Daarbij kan ook de windinvloed meegerekend worden

Twee-dimensionale wiskundige modellen worden gebruikt als er geen duidelijk geulenstelsel is, zoals op zeeën en in kustgebieden, waar de stroomrichting niet vastligt door de bodemgeometrie (twee-dimensionaal is hier dus in horizontale zin gebruikt). Tegenwoordig is het ook mogelijk in dergelijke modellen bijvoorbeeld de verspreiding van geloosde stoffen na te gaan, hetgeen een belangrijke stap is in het oplossen van problemen met betrekking tot de waterkwaliteit.

Ten tijde van de studie was het twee-dimensionale Oosterschelde-model nog niet operationeel, zodat bij het voorontwerp van de kering geen gebruik gemaakt is van dit type model. Voor een beschrijving van de methodiek wordt verwezen naar [18]. De ontwikkeling van drie-dimensionale modellen waarin ook dichtheidsverschillen een rol kunnen spelen, is eigenlijk nog maar pas begonnen.

Hydraulische modellen worden toegepast bij ingewikkelde bodemgeometrie (geulen- en bankengebieden en dergelijke), vooral wanneer het gaat om stroomsnelheidsverdelingen en stroombeelden. Daarbij kan een dergelijk model dienen voor het leveren van randvoorwaarden aan andere (detail) modellen, zoals bijvoorbeeld het geval is met het ontgrondingsmodel van de sluitgaten van de Oosterschelde (zie hoofdstuk 5). Hoewel de stroming in een hydraulisch model altijd drie-dimensionaal is, wil dit niet zeggen dat alle aspecten van de vloeistofbeweging op alle plaatsen goed gereproduceerd worden (zie ook paragraaf 3.6.2)

3.4. Algemene aspecten van de getijmodellen

3.4.1 Bodemschematisatie

De bodemligging en -ruwheid van het te onderzoeken gebied moeten zo goed mogelijk nagebootst worden. In een wiskundig model gebeurt dit door de getallen met betrekking tot komberging, weerstand en stroomvoerende profielen als invoergegevens aan een computerprogramma mee te geven. In een hydraulisch model wordt de bodem zo gedetailleerd mogelijk geprofileerd. Tevens

wordt de ruwheid van bodem en oevers op de juiste schaal aangebracht. Als de bodemligging in de natuur wijzigt, zal dit uiteraard ook in de modellen moeten gebeuren.

3.4.2 Randvoorwaarden

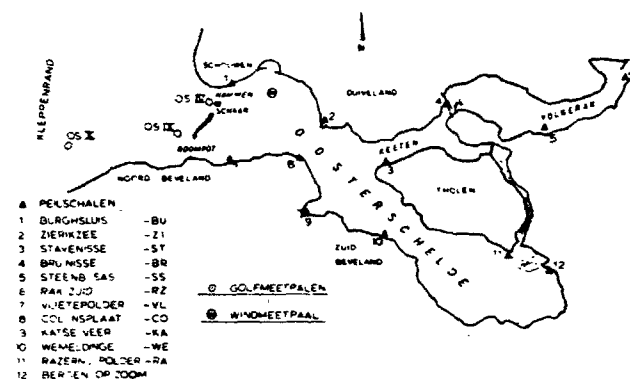
Zonder randvoorwaarden zijn de vergelijkingen, die de getijbeweging beschrijven, onoplosbaar. Ze kunnen bestaan uit waterstands- of stroomgegevens, die ontleend worden aan de natuur. Bij een model van een bekken als de Oosterschelde worden doorgaans aan de zeezijde waterstanden als randvoorwaarden ingevoerd terwijl aan de bekkencontouren een debietrandvoorwaarde opgelegd wordt (vaak debiet = 0). Aan de zeerand wordt dan als het ware de van de Noordzee binnenkomende getijgolf gesimuleerd, terwijl de voorwaarde debiet = 0 op de bekkenranden de ondoorlatende dijken voorstellen.

De plaats van de zeerand dient zo gekozen te worden dat het getij daar niet of nauwelijks beïnvloed wordt door de waterstaatkundige ingrepen die men wil onderzoeken. Op grond van een (reken)model van de Noordzee is voor het hydraulisch model van de Oosterschelde de in figuur 3-2 aangegeven rand gekozen. De rand van het één-dimensionale rekenmodel lag aanvankelijk iets meer naar binnen, maar is later verplaatst zodat beide modellen nu dezelfde zeerand hebben. Naar het systeem van getijopwekking in het hydraulisch model wordt voor beide modellen de naam „kleppenrand” gehanteerd.

Een probleem hierbij is dat ter plaatse van de kleppenrand geen meetgegevens beschikbaar zijn. De dichtstbijzijnde permanente meetstations zijn Burghsluis en Vlietepolder, terwijl ook in het tracégebied sinds enkele jaren waterstanden gemeten worden. Voor de eerste instelling van een nieuwe randvoorwaarde wordt een schatting gemaakt van de waterstanden op de kleppenrand. Dit gebeurt in eerste instantie met behulp van een grove handberekening; uitgaande van de wel gemeten punten (vlietepolder en Burghsluis). Door middel van ijking wordt dan iteratief de definitieve randinstelling bepaald, en wel zodanig, dat de waterstanden en stromingen in het gehele gebied zo goed mogelijk overeenstemmen met de waterstanden en stromingen in de natuur.

3.4.3 Beginvoorwaarden

Door middel van een beginvoorwaarde wordt een in de tijd veranderlijke grootte op één bepaald tijdstip in een ruimte vastgelegd. Dit tijdstip is meestal het tijdstip $t = 0$. Een beginvoorwaarde moet aansluiten op de randvoorwaarden en in een wiskundig model, een oplossing zijn van het stelsel differentiaal vergelijkingen, waaruit dit model bestaat.



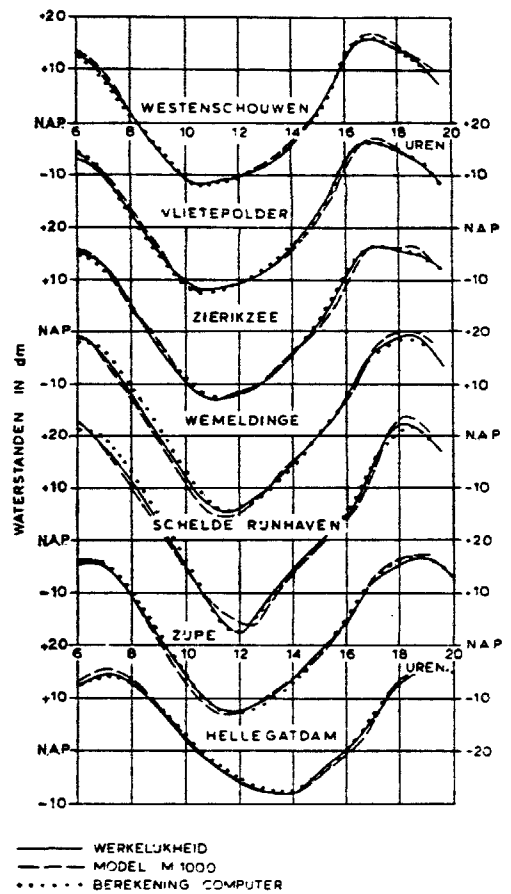
Figuur 3-2
Overzicht van het Oosterscheldebekken met meetpunten

De juiste begintoestand is echter niet overal in het gebied bekend. In feite is bij de onderhavige problematiek een juiste keuze van de beginvoorwaarde minder belangrijk, omdat na verloop van tijd (na de zogenaamde inspeeltijd) in het model een evenwicht bestaat tussen aandrijvende kracht en opgewekte beweging. Vanwege de demping in het model dempt de invloed van de (onjuiste) beginvoorwaarde uit. Hierdoor hoeft de beginvoorwaarde niets anders te zijn dan een startpunt voor de berekening. Echter geldt wel dat, hoe beter de beginvoorwaarde aansluit bij het fysische probleem, des te minder inspeeltijd nodig is om betrouwbare resultaten te verkrijgen.

Een procedure die in beide modellen goed werkt is uit te gaan van een volledige rusttoestand, dat wil zeggen, alle stroomsnelheden gelijk aan nul en alle waterstanden bijvoorbeeld gelijk aan het gemiddelde niveau. Door nu enkele getijperiodes aan het reken- of meetgetij vooraf te laten gaan kan het model zich aanpassen aan de, door de randvoorwaarden opgelegde, toestand. Men zegt dan dat het model is ingespeeld. Door een goede afstemming van begin- en randvoorwaarden kan dit inspelen bekort worden.

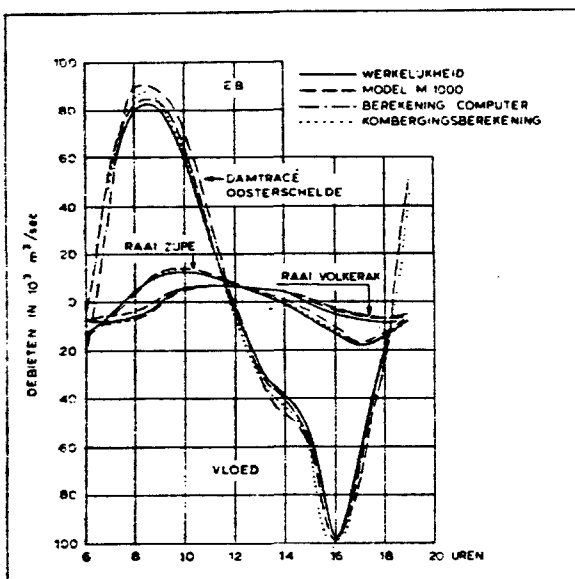
3.4.4 Ijking en verificatie

Voordat een getijmodel goed te gebruiken is, zal het geijkt moeten worden, waarbij mogelijke fouten in bodemschematisatie, ruwheid en randvoorwaarden aan het licht komen en hersteld kunnen worden. De ijking gebeurt aan de hand van een uitgebreide natuurmeting, waarbij zowel waterstanden als stromingen worden gemeten. Een dergelijke natuurmeting heeft plaatsgevonden op 11 september 1968 in het Oosterscheldegebied ten behoeve van de getijmodellen van het Oosterscheldegebied. Het getijverschil van het getij te Vlietepolder en dat van andere meetplaatsen op deze datum benaderde binnen aanvaardbare grenzen het gemiddeld getijverschil van deze plaatsen. De figuren 3-3 en 3-4 tonen resultaten van de ijking op het getij van 11 september 1968. Dit meetgetij dient tevens als instelgetij voor het model, waarbij dan nieuwe situaties vergeleken kunnen worden met de uitgangssituatie. Dit is nodig, omdat het Oosterscheldegebied voortdurend aan veranderingen onder-

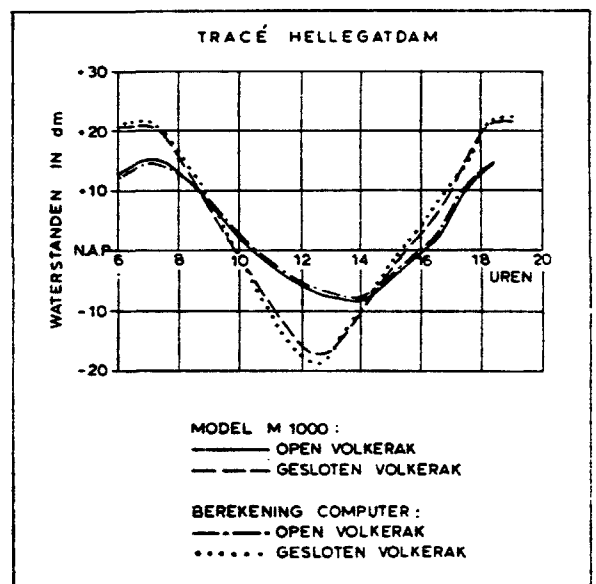


Figuur 3-3
Ijking op het getij van 11 september 1968, waterstanden

hevig is. Er hebben diverse ingrepen plaatsgevonden (bijv. bouw van de Haringsvlietsluizen en van de werkeilanden), die gevolgen hebben voor de waterbeweging in het Oosterscheldegebied.



Figuur 3-4
Ijking op het getij van 11 september 1968, debieten



Op latere tijdstippen dan 11 september 1968 hebben daarom ook uitgebreide natuurmetingen plaatsgevonden. Onder andere op 15 april 1970 (ongeveer doortij) en 7 oktober 1971 (ongeveer springtij). Het hydraulisch getijmodel M1000 is daarop opnieuw geijkt en wel zodanig dat de verschillen in debieten en waterstanden op de diverse meetpunten tussen de drie voornoemde ijk-getijden in het model M1000 en in de natuur binnen aanvaardbare grenzen zijn. Voorzover er meer getijden beschikbaar waren, kon het model M1000 worden geverifieerd.

Het wiskundig model Implic is evenals het model M1000 geijkt op de 3 voornoemde ijk-getijden, waarna het op nog andere getijden geverifieerd is. De twee getijden van 15 april 1970 en 7 oktober 1971 hebben tevens dienst gedaan als instelgetijden van de getijmodellen van het Oosterscheldegebied.

3.4.5. Instelgetijden

Zoals in de voorgaande paragraaf is opgemerkt wordt een model geijkt aan de hand van een natuurmeting, waarna het getij van die meting als instelgetij dienst doet op de rand van het model bij verder onderzoek. Het nadeel van een dergelijk natuurgetij als instelgetij vormt het feit dat de absolute waarde van de uitkomsten van een onderzoek in feite slechts geldt voor een uniek getij uit het verleden dat nooit weer zal optreden.

Met andere woorden: het stochastische element is onbekend. Het heeft geen zin, indien gemiddelde getijden in beschouwing genomen worden, het stochastisch element exact te willen kennen. Wel die van het niet-stochastisch element, hetgeen voorspeld kan worden, het astronomisch getij.

Bij het ontwerp van de stormvloedkering speelt de absolute waarde van watertoestanden en debieten een grotere rol dan bij afsluitingen in het verleden het geval was.

Dit is een gevolg van het feit, dat voor het ontwerp van de stormvloedkering in de Oosterschelde, het verkrijgen van een gemiddeld getijverschil van 2,30 m te Yerseke een voorwaarde is (zie hoofdstuk 1). Zulk een voorwaarde was er niet bij eerdere afsluitingen. Daarom is voor een aantal gevallen ook gebruik gemaakt van de in hoofdstuk 2 genoemde slotgemiddelde getijden 1961.0 te Vlietepolder, die een representatief gemiddelde vormen voor een lange periode. Het begrip representatief moet daarbij voorzichtig gehanteerd worden, omdat voor elk proces een ander representatief gemiddelde kan gelden. Het slotgemiddelde getij geldt bijvoorbeeld niet voor zandtransporten en ontgravingen, die evenredig zijn met de stroomsnelheid tot een bepaalde macht.

De instelling van een slotgemiddelde brengt het probleem met zich mee dat er geen meetgegevens met betrekking tot debieten bestaan, omdat het nooit is opgetreden. Bovendien hebben de slotgemiddelden van de stations langs het Oosterscheldebekken geen directe fysische relatie onderling, omdat het 'rekengetijden' zijn, die per station apart bepaald worden. Toch blijkt het binnen bepaalde grenzen mogelijk om, met behulp van eerdere instellingen, een model af te regelen op een gemiddeld getij. Voorzichtigheid bij de interpretatie blijft geboden, met name bij de stromingen.

Een soortgelijk probleem bestaat bij de instelling van een storm. Voor de reproductie van een in de natuur opgetreden storm bestaan alleen waterstandsregistraties. Voor het instellen van een superstorm zijn zelfs die niet aanwezig, omdat zo'n storm nooit opgetreden is (zie ook paragraaf 2.4). In feite moet dan met een fictieve randvoorwaarde gewerkt worden.

Resumé

In beide gebruikte modellen, het hydraulisch getijmodel en het wiskundig model Implic, zijn de volgende instelgetijden beschikbaar.

Natuurgetijden	11 september 1968 (ongeveer gemiddeld getij)
	15 april 1970 (ongeveer doortij)
	7 oktober 1971 (ongeveer springtij)

Gemiddelden : Slotgemiddeld getij 1961.0

Stormen : Storm van 7 april 1943
Fictieve superstorm

Daarnaast heeft elk model nog enkele instel-getijden.

3.5 Beschrijving van het model Implic

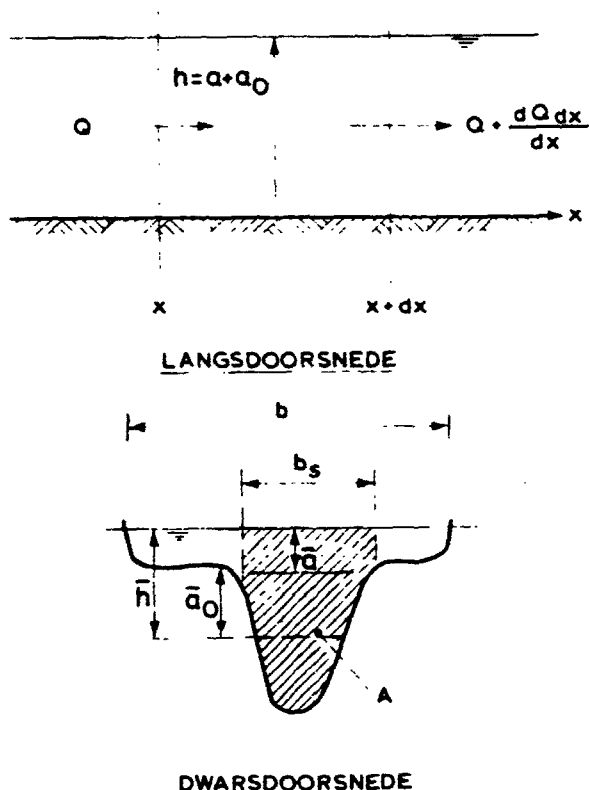
3.5.1 Inleiding

Het rekenschema van het wiskundig model Implic is één-dimensionaal, alleen variaties in één dimensie (hier langs de x-richting) en in de tijd worden beschreven. Het model is geschematiseerd in een aantal geulen, waarvan de afmetingen variabel zijn.

Geulen worden met elkaar verbonden in knooppunten; zijdelings toe- of afvoer vindt plaats in de knooppunten. De geulas is de x-richting. De stroomsnelheden in de y-richting en de versnellingen in de y-richting worden verwaarloosd. Hiermede vervalt ook de Coriolis term.

Uitgegaan wordt van de continuïteitsvergelijking (3-6) en de bewegingsvergelijking (3-7), in de x-richting.

Voor de stroomsnelheid U wordt de over de stroomvoerende breedte gemiddelde snelheid \bar{U} gesubstitueerd in vergelijking (3-7).



Figuur 3-5 Schematisatie van een open waterloop.

Hierbij wordt het debiet Q geïntroduceerd, volgens

$$Q = A \cdot \bar{U} \quad (3-8)$$

Q = debiet [m³/s]
A = oppervlak van stroomvoerende doorsnede [m²]

waarbij geldt:
A = b_s · h̄ (3-9)

waarbij
b_s = stroomvoerende breedte [m]
h̄ = over de stroomvoerende breedte gemiddelde waterdiepte [m]

met
h̄ = a₀ + a

a₀ = hoogte van vergelijkingsvlak boven bodem, gemiddeld over de stroomvoerende breedte. [m]

a = hoogte van waterspiegel boven vergelijkingsvlak, (bijv. NAP), gemiddeld over de stroomvoerende breedte. [m]

Beschouw een gedeelte van een waterloop met lengte dx, waterstand h, stroomvoerende doorsnede A, er is geen zijdelingse toe- of afvoer (zie figuur 3-5).

Er stroomt in een tijdspanne dt in: Q · dt

Er stroomt in een tijdspanne dt uit: (Q + δQ) · dt

Verskil tussen in- en uitstroming: dQ/dx · dx · dt

Het verschil in instroming en uitstroming resulteert in een verhoging van de waterspiegel, gelijkmatig gedacht over de bergende breedte b, in het vak (x) - (x + dx).

$$\frac{\partial Q}{\partial x} dx dt + b \frac{\partial \bar{h}}{\partial t} dx dt = 0$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + b \frac{\partial \bar{a}}{\partial t} = 0 \quad (3-10)$$

Dit is de één-dimensionale continuïteitsvergelijking.

De bewegingsvergelijking in de x-richting, vergelijking (3-7), wordt geschreven in termen van U:

$$\frac{\partial \bar{U}}{\partial t} + \bar{U} \frac{\partial \bar{U}}{\partial x} = -g \frac{\partial \bar{a}}{\partial x} + g \frac{|\bar{U}| \bar{U}}{C^2 a_r} + \zeta \frac{W^2 \cos(\psi - \vartheta)}{\rho h} \quad (3-11)$$

Na invullen van de vergelijkingen (3-8) en (3-9) in vergelijking (3-11), met de veronderstelling dat U²/gh < 1, wordt de bewegingsvergelijking verkregen zoals gebruikt in het rekenschema Implic.

$$\frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{2Q}{gA^2} \frac{\partial Q}{\partial x} = - \frac{\partial \bar{a}}{\partial x} - \frac{Q|Q|}{C^2 A^2 a_r} + \zeta \frac{W^2 \cos(\psi - \vartheta)}{\rho g h}$$

Vergelijkingen (3-10) en (3-12) zijn op diverse manieren numeriek oplosbaar.

Een van deze methoden is die volgens het zogenaamde derde impliciete differentie-schema, [18,21], met de eigenschap dat de waterstand (a) en het debiet (Q) in hetzelfde knooppunt berekend worden.

In paragraaf 3.5.2 wordt het rekenschema nader beschreven.

3.5.2 Oplossingsmethode volgens het zogenaamde derde impliciete differentie-schema

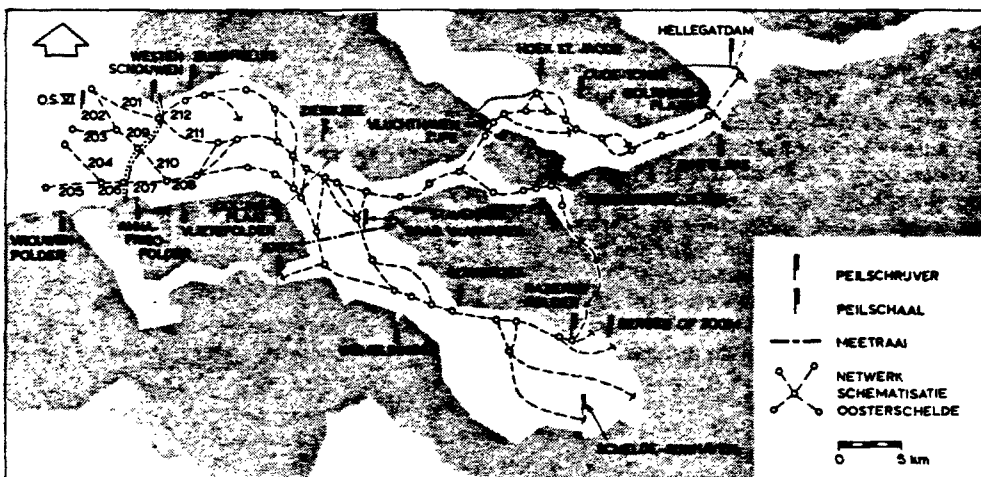
Voor de oplossing met behulp van het zogenaamde derde impliciete differentie-schema, wordt uitgegaan van de vergelijkingen (3-10) en (3-12).

Deze vergelijkingen worden herleid tot een tweetal, gelineariseerde, differentie-vergelijkingen, die numeriek opgelost worden. Daartoe wordt de Oosterschelde verdeeld in een netwerk van geulen en knooppunten, zie figuur 3-6.

De afmetingen van de geulen variëren met de waterstand.

Vergelijkingen (3-10) en (3-12) worden als volgt geschreven:

$$\frac{\partial \bar{a}}{\partial x} = - \frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{Q|Q|}{C^2 A^2 a_r} - \frac{2Q}{gA^2} \frac{\partial Q}{\partial x} + \zeta \frac{W^2 \cos(\psi - \vartheta)}{\rho g a_r} \quad (3-13)$$



Figuur 3-6 Schematisatie van het model in 't ic.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = -b \frac{\partial \bar{a}}{\partial t} \quad (3-14)$$

In feite behoort in de windterm van vergelijking (3-13) de waterdiepte h in de noemer te staan. Echter uit praktische overwegingen is in *Implic* gekozen voor de hydraulische straal in de windterm. De hierdoor geïntroduceerde afwijking is echter gering. Het zogenaamde derde impliciete differentie-schema werkt als volgt (zie figuur 3-7):

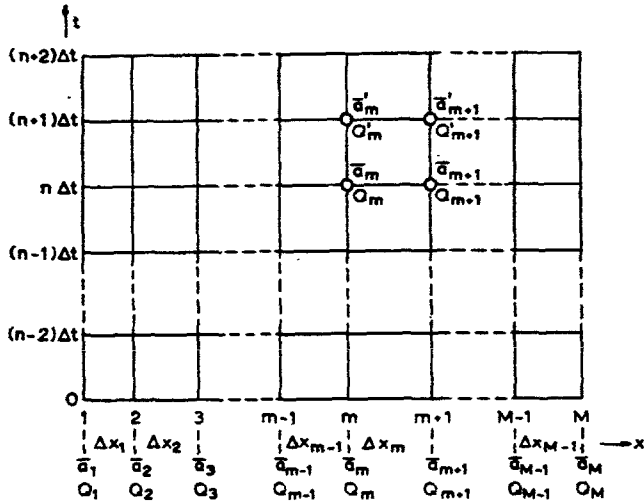


Fig. 3-7: Rekenschema *Implic*

Horizontaal staan de geulsecties, gescheiden door knooppunten 1, 2, ..., m, ..., M, met lengtes $\Delta x_1, \Delta x_2, \dots, \Delta x_{m-1}, \dots, \Delta x_{M-1}$. De lengte van de diverse secties Δx hoeft niet gelijk te zijn. Verticaal staan de tijdstappen, die constant zijn en gelijk aan Δt . Wordt de variabele op een hoger tijdsniveau, dus $t + \Delta t$, aangeduid met een accent, en wordt de plaats aangegeven met een index, dan gaan, onder weglating van de windterm, de vergelijkingen (3-13) en (3-14) over in: [21]:

$$\begin{aligned} \bar{a}'_{m+1} - \bar{a}'_m = & - \frac{\Delta x_m}{g A'_m} \left\{ \frac{(Q'_m + Q'_{m+1}) - (Q_m + Q_{m+1})}{2\Delta t} \right\} + \\ & - \frac{\Delta x_m}{(C^2 A'^2 a'_m)} \left\{ \frac{|Q'_m + Q'_{m+1}| (Q_m + Q_{m+1})}{4} \right\} + \\ & - \frac{1}{g \bar{A}'_m{}^2} (Q'_m + Q'_{m+1}) (Q_{m+1} - Q_m) \end{aligned} \quad (3-15)$$

$$\begin{aligned} Q'_{m+1} - Q'_m = & \frac{\bar{b} \Delta x_m}{2\Delta t} \{ (\bar{a}'_{m+1} + \bar{a}'_m) - (\bar{a}'_{m+1} + \bar{a}'_m) \} \end{aligned} \quad (3-16)$$

Het horizontale streepje boven de grootheden A'_m , b en a duidt aan dat de gemiddelde waarde van deze variabele in de beschouwde sectie x_m en x_{m+1} moet worden genomen.

In vergelijking (3-15) is, in verband met de overzichtelijkheid de windterm weggelaten, deze kan in de berekening meegenomen worden. Voor de waarde van de hydraulische straal in de windterm wordt de waarde op het oude tijdstip genomen.

Vergelijking (3-15) is in tegenstelling tot de vergelijking (3-13) lineair in de onbekende Q .

De kwadratische termen uit vergelijking (3-13), namelijk $Q|Q|$ en $Q \frac{dQ}{dx}$

worden in vergelijking (3-15) geschreven als het product van de onbekende (Q) en een bekende (Q), in plaats van als het product van twee onbekenden.

In de vergelijkingen (3-15) en (3-16) zijn de a 's en Q 's op het tijdstip $n \Delta t$ bekend (te beginnen met de beginvoorwaarde). De enige onbekenden zijn:

$$\bar{a}'_{m+1}, \bar{a}'_m, Q'_{m+1} \text{ en } Q'_m$$

Er zijn dus twee vergelijkingen met vier onbekenden; samen met de twee randvoorwaarden, namelijk de waterstandsrandvoorwaarde aan de zeerland en de debietrandvoorwaarde op de bekkenranden, zijn de vergelijkingen oplosbaar. Bij deze methode worden op één tijdstip eerst alle waarden in het hele netwerk berekend, waarna hetzelfde gebeurt op het volgende tijdstip enz.

Aangetoond kan worden, dat de derde impliciete methode ongeconditioneerd stabiel is en dat bij oordeelkundig gekozen sectielengten een goede overeenstemming zal bestaan tussen de fysieke golfsnelheid en de berekende golfsnelheid, dat wil zeggen dat de golfdeformatie in dat geval klein zal zijn.

De derde impliciete methode is door de Hoofdafdeling Waterloopkunde van de Deltadienst in samenwerking met de Dienst Informatie Verwerking van de Rijkswaterstaat geprogrammeerd in Fortran voor toepassing op de P 1400-computer en is geschikt voor algemene systemen van getijrivieren, waarin dammen en kunstwerken zoals doorlaatwerken, sluitgaten mogen voorkomen. Dit operationeel mathematisch rekenschema wordt kortheidshalve aangeduid met *Implic*.

Voor een doorlaatwerk, zoals de stormvloedkering, wordt een aparte sectie in het geulensysteem opgenomen. In afwijking van de normale bewegingsvergelijking geldt hier:

$$\Delta h = \frac{-Q|Q|}{2g(\mu A)^2} \quad (3-17)$$

Waarin Δh = verval over de kering [m]; μA = effectief doorstroomprofiel van de kering [m²] (zie verder hoofdstuk 4), en Q positief is bij vloed.

In het computerprogramma *Implic* is tevens de mogelijkheid opgenomen de gevolgen van de wind op de waterbeweging te berekenen. Hierbij wordt ervan uitgegaan dat het windveld voor het beschouwde gebied onafhankelijk is van de plaats en dat de windsnelheid en windrichting alleen veranderen als functie van de tijd.

Bij de één-dimensionale getijberekeningen wordt alleen het windverhang langs de as van de beschouwde sectie berekend. Hiervoor is de hoek die deze as maakt met de momentaan heersende windrichting van belang. De cosinus van deze hoek komt voor in de windterm van de bewegingsvergelijking (3-13).

Voor een gedetailleerder beschrijving van de gebruikte methode wordt verwezen naar [21].

3.6 Het hydraulisch getijmodel M 1000

3.6.1. Inleiding

In het Laboratorium De Voorst is een hydraulisch model van de Oosterschelde in gebruik; genaamd M1000. Het Oosterscheldegebied is op schaal nagebouwd, zie figuur 3-2 en foto's op blz. 44. Dit model is in 1969 gebouwd voor onderzoek ten behoeve van de volledige afsluiting van de Oosterschelde. In dit model worden de omliggende termen van de twee-dimensionale basisvergelijkingen goed weergegeven.

Bewegingsvergelijking in de x-richting :

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} = -g \frac{\partial a}{\partial x} - g \frac{U\sqrt{U^2 + V^2}}{C^2 a_r} + 2 \omega \sin \phi V + \frac{\zeta W^2 \cos(\psi - \theta)}{h \rho} \quad (3-18a)$$

Bewegingsvergelijking de y-richting :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} = -g \frac{\partial a}{\partial y} - g \frac{V\sqrt{U^2 + V^2}}{C^2 a_r} - 2 \omega \sin \phi U + \frac{\zeta W^2 \cos(\psi - \theta)}{h \rho} \quad (3-18b)$$

Continuïteitsvergelijking :

$$\frac{\partial (hU)}{\partial x} + \frac{\partial (hV)}{\partial y} + \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (3-19)$$

Noodzakelijke voorwaarde is dat alle termen op dezelfde schaal gereproduceerd worden. Door een goede keuze van de schalen is dit mogelijk.

In paragraaf 3.6.2, wordt nader op de schaalkeuze ingegaan.

3.6.2. Schaalkeuze

Modellen, waarin stromingen in open waterlopen bestudeerd worden, die beschreven kunnen worden met behulp van de lange golf vergelijkingen, worden gebouwd op de zogenaamde Froude schaal, waarbij wordt uitgegaan van een gelijk Froude getal voor het model en het prototype, op overeenkomstige tijdstippen. Hierbij wordt het Froude getal gedefinieerd als:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}}$$

met	F_r	= Froude getal	
	v	= kenmerkende snelheid	[m/s]
	h	= kenmerkende waterdiepte	[m]
	g	= versnelling van de zwaartekracht	[m/s ²]

Dit houdt in dat de verhouding tussen de zwaartekracht en de traagheidskracht in model en prototype gelijk is.

In het navolgende wordt eerst in het kort ingegaan op de procedure om de schaalfactoren voor dergelijke modellen af te leiden, waarna de schaalkeuze voor M1000 wordt besproken.

Een sterk vereenvoudigde bewegingsvergelijking in ééndimensionale vorm is:

$$\frac{\partial \bar{U}}{\partial t} + \bar{U} \frac{\partial \bar{U}}{\partial x} + g \frac{\partial \bar{a}}{\partial x} = - \frac{g}{C^2} \frac{\bar{U} |\bar{U}|}{a_r} \quad (3-20)$$

Deze vergelijking geldt voor het prototype, indien de waarden van de grootheden ontleend worden aan het prototype.

Na invoering van de schaalfactoren n_α volgt de definitie:

n_α = waarde van α ou prototype/waarde van α ax model waarbij α een willekeurige grootheid is zoals lengte, hoogte, snelheid, tijd etc. wordt (3-20) voor het model beschreven door:

$$\frac{n_u}{n_t} \frac{\partial \bar{U}}{\partial t} + \frac{n_u^2}{n_L} \bar{U} \frac{\partial \bar{U}}{\partial x} + n_g \frac{n_h}{n_L} g \frac{\partial \bar{a}}{\partial x} = - \frac{n_g}{n_c^2} \frac{n_u^2}{n_h} \frac{g}{C^2} \frac{\bar{U} |\bar{U}|}{a_r} \quad (3-21)$$

Een één-dimensionale continuïteitsvergelijking voor het prototype is:

$$\frac{\partial (h\bar{U})}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (3-22)$$

waarin de waarden van de grootheden aan het prototype zijn ontleend; voor het model is deze vergelijking

$$\frac{n_h}{n_L} \frac{n_u}{n_t} \frac{\partial (h\bar{U})}{\partial x} + \frac{n_h}{n_t} \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (3-23)$$

In de vergelijkingen (3-21) en (3-23) zijn:

- n_u = schaalfactor voor stroomsnelheid
- n_t = schaalfactor voor de tijd
- n_L = schaalfactor voor lengte (horizontale schaalfactor)
- n_h = schaalfactor voor hoogte (verticale schaalfactor)
- n_C = schaalfactor voor ruwheid (C = coëfficiënt van de Chézy)
- n_g = schaalfactor voor zwaartekracht.

De versnelling tengevolge van de zwaartekracht in het prototype is gelijk aan die in het model, zodat $n_g = 1$.

Uit de definitie van snelheid volgt:

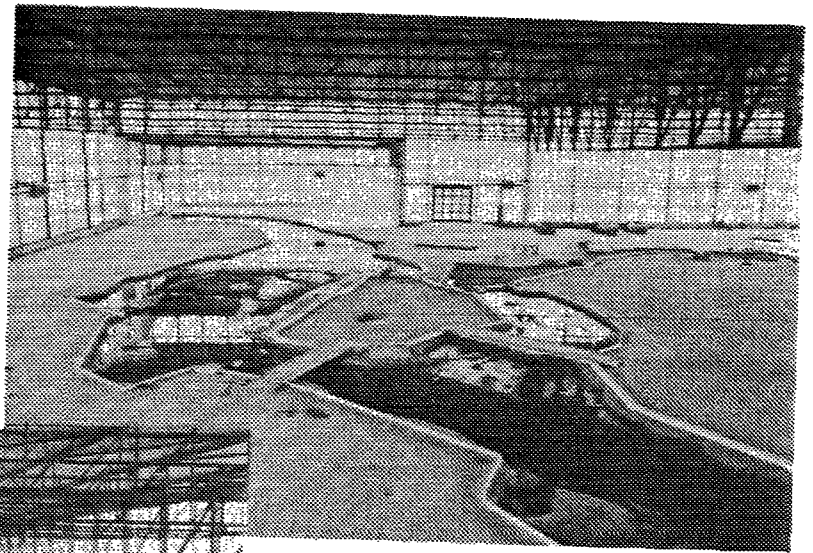
$$n_u = \frac{n_L}{n_t} \quad (3-24)$$

immers snelheid is lengte/tijd.

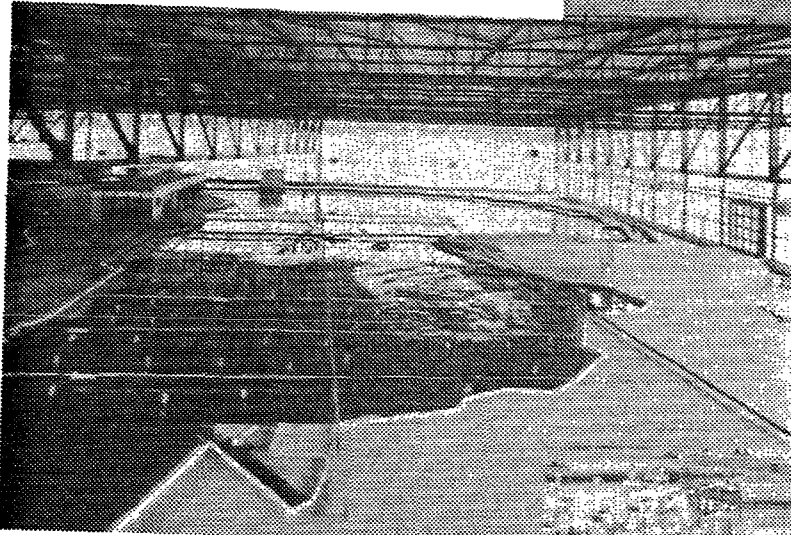
Nu kan vergelijking (3-22) geschreven worden als:

$$n_h \frac{n_u}{n_L} \left\{ \frac{\partial (h\bar{U})}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} \right\} = 0 \quad (3-25)$$

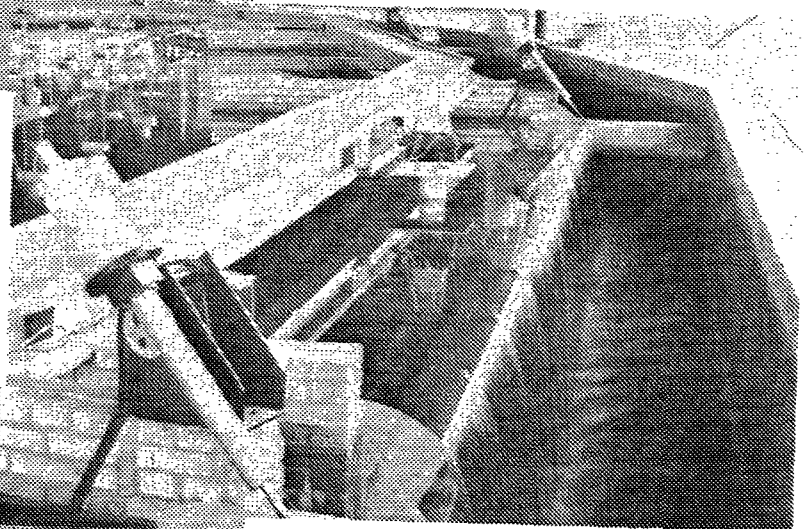
VOORBEELD



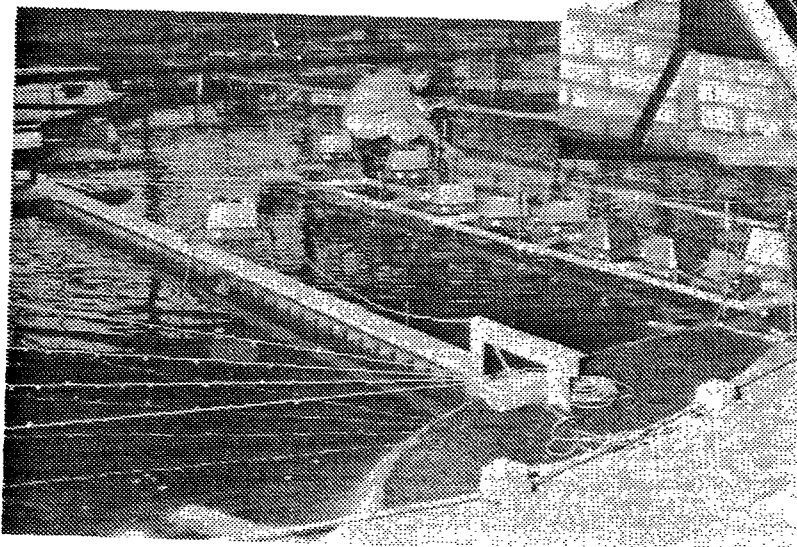
Overzicht model in noordoostelijke richting



Overzicht model westelijk van Zierikzee



Stroomsnelheidsmeting nabij en in het tracé



Regelrand in bedrijf

Fotoblad 1. Overzichtmodel (M1000).

De verhouding tussen de twee termen van de continuïteitsvergelijking voor model (vergelijking 3-24) en prototype (vergelijking 3-21) is dezelfde.

Substitutie van (3-24) in (3-21) geeft:

$$\frac{n_u^2}{n_L} \left\{ \frac{\partial \bar{U}}{\partial t} + \bar{U} \frac{\partial \bar{U}}{\partial x} \right\} + \frac{n_h}{n_L} g \frac{\partial h}{\partial x} = - \frac{n_u^2}{n_c^2 n_h} \frac{\bar{U} |\bar{U}|}{C^2 a_r} \quad (3-26)$$

waarbij I = traagheidsterm
II = zwaartekrachtsterm
III = weerstandsterm

De verhouding tussen de zwaartekrachtsterm en de traagheidsterm is dezelfde in de bewegingsvergelijking voor het prototype (3-20) en de bewegingsvergelijking voor het model (3-26), indien de grootheden en een bepaalde verhouding worden geschaald.

Daaruit volgt de eis dat:

$$n_u^2 = n_h \quad (3-27)$$

Vergelijkingen (3-24) en (3-27) geven de schaalregels aan voor het model M1000. Met $n_u^2 = n_h$ is een model gebouwd volgens de zogenaamde Froude-schaal.

Opgemerkt wordt dat er geen schaalregel is gevonden die aangeeft dat de horizontale en verticale schaal dezelfde moeten zijn.

De keuze van de verticale schaal wordt voornamelijk bepaald door de eisen dat, evenals in het prototype, de stroming voldoende turbulent moet zijn en dat de waterbeweging en waterhoogte meetbaar moeten zijn. Is dit niet het geval dan kunnen de visceuze krachten een belangrijke rol spelen in de waterbeweging, terwijl deze nu juist (terecht) verwaarloosd zijn voor de werkelijke omstandigheden. Immers als de stroming niet turbulent is, dan is de weerstandsterm in vergelijking (3-26) niet langer evenredig met het kwadraat van de snelheid. Voor het turbulent zijn van de stroming moet het zogenaamde getal van Reynolds ($Re = Uh/\nu$) groter zijn dan 1000 à 2000.

Voor het geval van de Oosterschelde is dit gedurende vrijwel het gehele getij in alle geulen het geval wanneer voor de verticale schaal $n_h = 100$ gekozen wordt. Op de platen is dit door de geringe diepten en stroomsnelheden niet altijd het geval. Metingen op de platen zelf zijn daardoor niet geheel betrouwbaar. Aangezien de bergende werking van de platen wel goed wordt weergegeven mag aangenomen worden dat de invloed op de stroming in de geulen ook goed is.

Wanneer ook voor de horizontale schaal $n_L = 100$ gekozen wordt, dan leidt dit tot een zeer groot model.

Tevens blijkt uit (3-26) dat, indien geldt $n_u^2 = n_h$, volgt dat

$$n_C = \sqrt{n_L/n_h} \quad (3-28)$$

Een grotere horizontale schaalfactor geeft niet alleen een model met kleinere horizontale afmetingen, maar ook een grotere waarde van n_C . De C-waarde in het model wordt dus kleiner, naarmate n_L en diens omgekeerde n_C groter wordt. Het model dient hydraulisch ruwer gemaakt te worden. Hieruit volgt dat de visceuze krachten een nog geringere invloed gaan spelen.

Indien $n_h = n_L$ wordt het model **samengetrokken** genoemd, waarbij het quotiënt van n_L en n_h de **samentrekkingsfactor** of **vertrekking** genoemd wordt. Naarmate het model meer samengetrokken is, wordt het echter minder nauwkeurig, met name als het gaat om details van stroming over dammen en rond damkoppen. Op grond van een systematisch onderzoek [22] is destijds geconcludeerd dat een samentrekkingsfactor $n_L/n_h = 4$ nog acceptabel is. Hieruit volgt dan $n_L = 400$.

In feite wordt bij een samentrekkingsfactor 4 de stroming niet geheel correct weergegeven bij grote verticale vernauwingen.

Aangezien M1000 destijds gebouwd is ten behoeve van de volledige afsluiting van de Oosterschelde werd dit bezwaar geaccepteerd, omdat het alleen in de allerlaatste bouwphase van het opstorten van een blokkendam geldt.

De zogenaamde brievenbusoplossing met een effectief doorstroomprofiel van 11.500 m² (zie hoofdstuk 1) vormt ook een aanzienlijke verticale vernauwing hetgeen enige problemen levert bij de interpretatie van de metingen voor de eindfase van die oplossing (zie everder hoofdstuk 4).

Met de keuze van $n_L = 400$ en $n_h = 100$ en met behulp van vergelijkingen (3-24), (3-27) en (3-28) liggen de overige schaalfactoren vast:

$$n_u = 10$$

De stroomsnelheid in het model is dus 10 x zo klein als in werkelijkheid

$$n_t = 40$$

40 minuten in het prototype wordt weergegeven door 1 minuut in het model

$$n_C = 2.$$

De bodem en de oevers in het model moeten tweemaal zo ruw zijn als in werkelijkheid. Door middel van betonblokjes en grind wordt er extra ruwheid zodanig aangebracht, dat overal in het model aan bovengenoemde schaalreizen wordt voldaan. De schaalfactor voor het verhang is gelijk aan

$$n_h/n_l = 1/4$$

Het verhang in het model is dus 4 x zo steil als in werkelijkheid.

De Coriolissterm dient op dezelfde schaal als de verhangsterm te worden gereproduceerd, waaruit volgt:

$$\text{zodat: } n_\omega = 1/40$$

Dus het model moet 40 x zo snel roteren als de aarde. Dit kan worden bereikt door het hele model op een draaitafel te plaatsen. Dit is voor een model met de omvang van M1000 praktisch onmogelijk. In M1000 wordt gebruik gemaakt van Coriolisrollen, waarvan de werking berust op het Magnuseffect, zie hiervoor verder bij [23]. Deze rollen zijn alleen geplaatst in gebieden waar het Corioliseffect een meetbaar dwarsverhang op de Oosterschelde veroorzaakt, dat wil zeggen ten westen van de lijn Zierikzee-Colijnsplaat.

De termen van de continuïteitsvergelijking zijn door deze schaalkeuze ook op onderling gelijke schaal. De schaal voor het debiet wordt tenslotte:

$$n_Q = n_u \times n_h \times n_L = 10 \times 100 \times 400 = 400.000$$

3.6.3. Zeerandinstelling

De zeerand van het model is uitgevoerd met 8 kleppen, elk 10 m. lang; de watervoorziening van elk van deze kleppen vindt plaats vanuit een drukleiding via een druktoeren met overstortrand (zie foto-blad 1). In het model wordt de getijbeweging gerealiseerd door de kleppen zodanig te sturen, dat de waterstand voor de klep een ge-programmeerde waterhoogte-tijdfunctie volgt. De programma's voor de 8 kleppen staan op ponsbanden.

Elke 30 seconden model (= 20 minuten prototype) stappen de banden 1 plaats door. Het verschil tussen de aanwezige en opgegeven waterstand stuurt de klepmotor zodanig, dat na 30 seconden de opgegeven stand via een lineair verloop wordt bereikt.

3.6.4. Instrumentatie

In het model worden met speciaal geconstrueerde opnemers de volgende grootheden gemeten

- Waterstanden met waterstandvolgers (wavo's)
- Stroomsnelheden en stroomrichtingen met een gecombineerd instrument, de stroomrichtingsmeter (S.R.M.).

Behalve de in paragraaf 3.6.1. genoemde eis dat de termen van de vergelijkingen (3-18) en (3-19) op dezelfde schaal worden gereproduceerd, geldt bovendien dat de meetnauwkeurigheid van de te gebruiken instrumenten voldoende moet zijn.

De wavo's zijn van het type „pointe vibrante” en meten de waterstand met een nauwkeurigheid van 0,1 mm, hetgeen bij de gekozen verticale schaal 1 cm in de werkelijkheid betekent.

De S.R.M. bestaat uit een vaan en een micromolen. De vaan stelt zich op de stroomrichting in en zorgt er tevens voor, dat de micromolen in de juiste positie ten opzichte van de stroomrichting wordt gehouden (as van de molen evenwijdig met de stroomrichting). De nauwkeurigheid van de gemeten snelheid bedraagt circa 5 %.

Door de gekozen verticale schaal kan op plaatsen die ondieper zijn dan ca. NAP-7 m niet met de snelheidsmeters gewerkt worden. Mede daarom zijn aan de gordingen van de hal op verschillende plaatsen boven het model ophangpunten bevestigd, waaraan op afstand bediende fotocamera's kunnen worden vastgemaakt.

Met behulp van deze camera's en plastic drijvers kunnen stroombeelden worden vastgelegd (zie fotoblad 2) en kunnen stroomsnelheden worden bepaald in gebieden die te ondiep zijn voor de stroomrichtingsmeters. Uit de gemeten snelheden worden dan de debieten berekend.

Voor een gedetailleerder beschrijving van het getijmodel M1000 wordt verwezen naar [24] en [25].

3.7 Uitgevoerd onderzoek onder normale omstandigheden

3.7.1. Inleiding

Onder normale omstandigheden wordt in dit hoofdstuk verstaan de toestand dat de stormvloedkering geopend is en om veiligheidsredenen ook niet gesloten hoeft te worden.

Voor deze toestand kunnen met betrekking tot het getij-onderzoek de volgende vragen worden gesteld:

- Hoe groot is het getijverschil op diverse plaatsen in het Oosterscheldebekken bij een bepaalde doorstroomopening van de kering?
- Hoe groot zijn de stroomsnelheden op diverse plaatsen langs het bekken na aanleg van de kering?

- Wat is de invloed van de keuze van compartimentering op de getijbeweging op het bekken?
- Hoe groot zijn de stroomsnelheden in de kering onder andere in verband met eventuele slijtage van het beton?
- Hoe groot zijn de stroomsnelheden ter weerszijden van de kering in verband met ontgrondingen?
- Vragen met betrekking tot de bouwfasen.

ad a- Deze vraag houdt verband met een van de belangrijkste eisen die aan de kering gesteld worden, namelijk de eis dat het gemiddeld getijverschil bij Yerseke tenminste 2,3 m moet bedragen (zie paragraaf 3.5.2).

ad b- Dit rapport houdt zich alleen bezig met het ontwerp van de kering. De gevolgen van de aanleg van de kering voor de omgeving worden behandeld in deel 1: Milieu-aspecten en morfologische ontwikkeling.

ad c- Dit is reeds uitgebreid behandeld in hoofdstuk 3 van het Eindrapport Stormvloedkering Oosterschelde (zie [1] bij hoofdstuk 1).

ad d- Zie paragraaf 3.7.3.

ad e- Dit deel van het onderzoek is uitgevoerd met het hydraulisch getijmodel als randvoorwaardenbepaling ten behoeve van het ontgrondingsonderzoek. Hiervoor wordt verder verwezen naar hoofdstuk 5 van dit rapport.

ad f- Het bouwfasen-onderzoek wordt behandeld in hoofdstuk 8 van dit rapport.

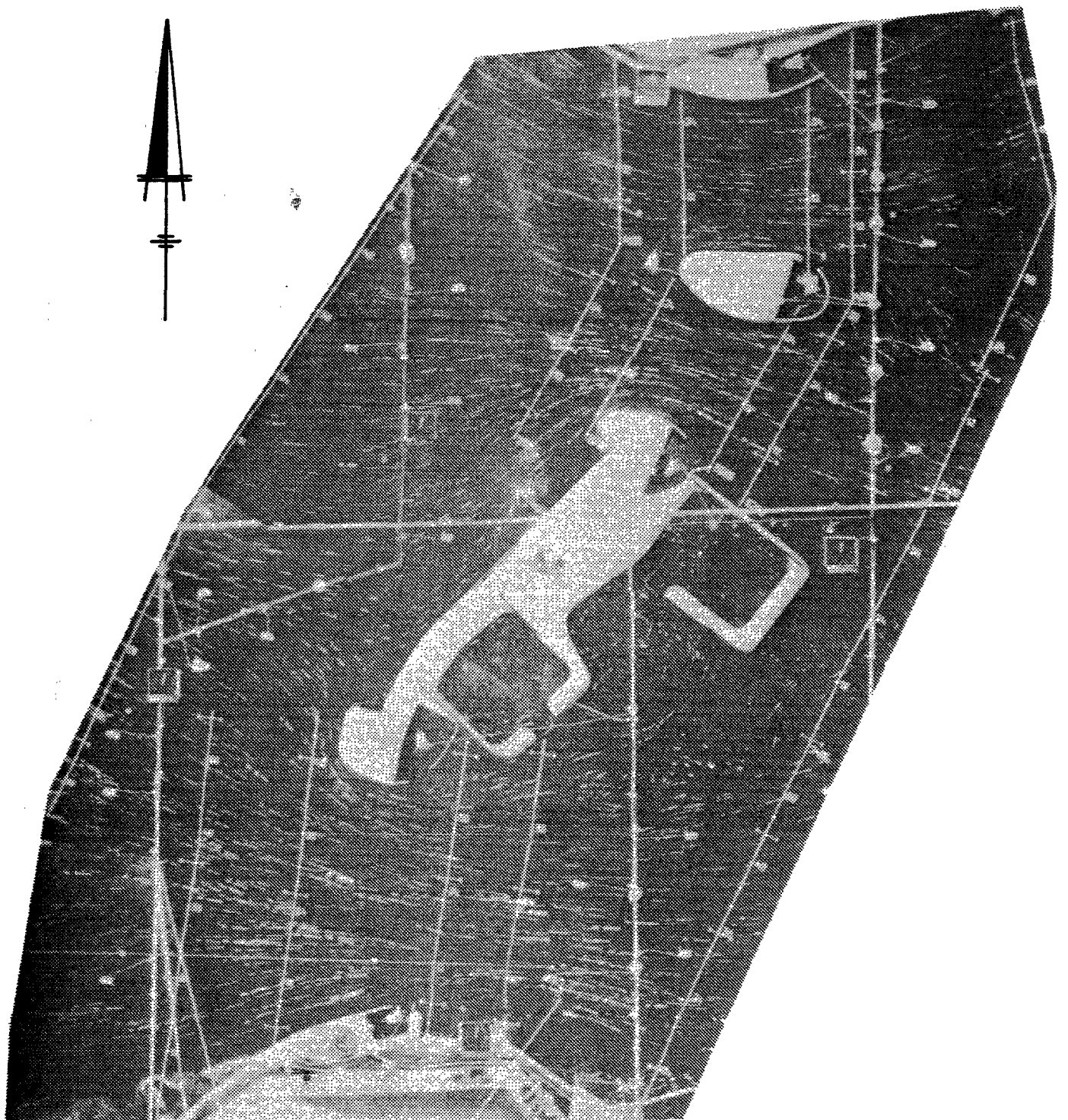
3.7.2. Verband tussen het doorstroomprofiel en het getijverschil

Zoals in de inleiding reeds werd genoemd wordt aan de kering de eis gesteld dat in geopende toestand het gemiddeld getijverschil bij Yerseke tenminste 2,3 m bedraagt. Het huidige gemiddelde getijverschil daar ter plaatse bedraagt ca. 3,5 m. Behalve de genoemde minimumeis werd van het begin af aan ook gekeken naar het effect van een grotere doorstroomopening.

Hiertoe is het gewenst een inzicht te hebben in het gehele verloop van de getijbeweging voor doorstroomprofielen tussen 0 en 80.000 m² (het huidige profiel). Voor een groot aantal profielen zijn daarom getijberekeningen gemaakt met Implic, terwijl voor enkele gevallen ook resultaten van het hydraulisch model M1000 beschikbaar zijn. Het variëren van de grootte van het doorstroomprofiel is in Implic een relatief eenvoudige zaak; in M1000 betekent dit steeds een verbouwing waarbij bovendien pas na meting de precieze grootte van het profiel bepaald kan worden. In Implic is echter wel steeds uitgegaan van een constant effectief doorstroomprofiel, waarbij dus variaties ten gevolge van waterstandsverschillen niet meegerekend worden. Dit is alleen bij benadering juist voor een doorstroomopening die zich permanent onder water bevindt; daarvan is ook de afvoercoëfficiënt vrijwel onafhankelijk van de waterstand.

Het verband tussen het doorstroomprofiel en het getij-verschil te Yerseke is bepaald uitgaande van de volgende getijden:

- getij van 11 september 1968 in het Oosterscheldegebied (instelgetij, paragraaf 3.4.)
- slotgemiddelde getij 1961.0, ter plaatse van Vlietepolder
- een twaalfstal representatieve getijden te Vlietepolder, die geselecteerd zijn uit de periode 1960 t/m 1969.



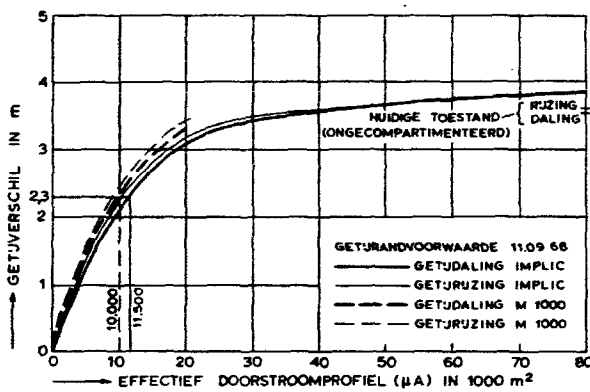
**Fotoblad 2: Stroombeeld maximum vloedstroom, getij,
4 september 1975**

Al deze getijden zijn omgerekend in getijden op de Noordzee, op een plaats die overeenkomt met de plaats van de kleppenrand in model M1000. Dit getij op de Noordzee is als randvoorwaarde gebruikt voor het wiskundig model Implic en voor het hydraulisch model M1000.

Hiernavolgend wordt ingegaan op de resultaten van deze bewerkingen.

- a. 11 september 1968 (nota W-75.014 en verslag WL 8-12). Het verband tussen het doorstroomprofiel van de stormvloedkering en het getijverschil te Yerseke met het getij van 11 september 1968 op de Noordzee als randvoorwaarde, wordt weergegeven in figuur 3-8. Uitgaande van de getijdaling (die het beste aansluit bij een gemiddeld getijverschil) is op grond van de Implic-berekeningen gesteld, dat het effectieve doorstroomprofiel tenminste 11.500 m² zou moeten bedragen om een gemiddeld getijverschil bij Yerseke van 2,3 m te creëren (zie hoofdstuk I).

Op de geconstateerde verschillen tussen M1000 en Implic (ca. 10 % in figuur 3-8) wordt in paragraaf 3.8. nader teruggeko-



Figuur 3-8
Verband tussen het doorstroomprofiel en het getijverschil te Yerseke van het getij van 11 september 1968 in de gecompartmenteerde situatie.

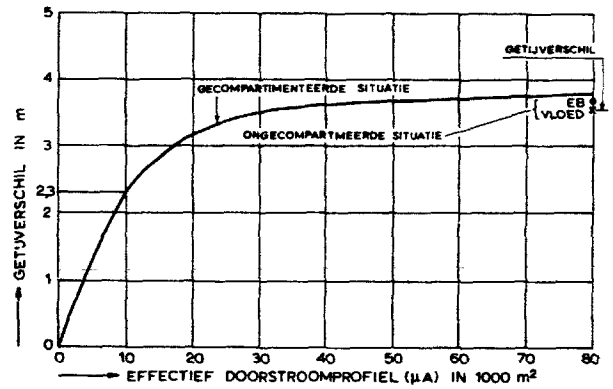
In paragraaf 3.4.5. (Instelgetijden) is reeds gesteld, dat de absolute waarden van deze resultaten in feite slechts gelden voor het getij van 11 september 1968.

Letterlijk komt dit er op neer, dat wanneer er op 11 september 1968 een stormvloedkering met een effectief doorstroomprofiel van 11.500 m² in de Oosterscheldemond gestaan had, de getijdaling bij Yerseke 2,3 m geweest zou zijn. Dit alleen is niet voldoende voor informatie over een toekomstige situatie.

Daarom is besloten dezelfde berekeningen te herhalen met het slotgemiddelde 1961.0 als randvoorwaarde.

- b. slotgemiddelde 1961.0 (nota W-75.082) Het verband tussen het doorstroomprofiel en het getijverschil te Yerseke, met het slotgemiddelde getij 1961.0 op de Noordzee als randvoorwaarde, wordt weergegeven in figuur 3-9. Daarbij zijn ook nog de dagelijkse ongelijkheid in het getij en de dalingen en rijzingen gemiddeld.

Uit figuur 3-9 volgt, dat een effectief profiel van 10.000 m² een getijverschil van 2,30 m bij Yerseke oplevert. Het getijverschil in de ongecompartmenteerde open Oosterschelde blijkt lager te zijn dan die voor de gecompartmenteerde open Oosterschelde. In figuur 3-10 zijn resultaten weergegeven van Implic-berekeningen met het slotgemiddelde getij 1961.0 als randvoor-



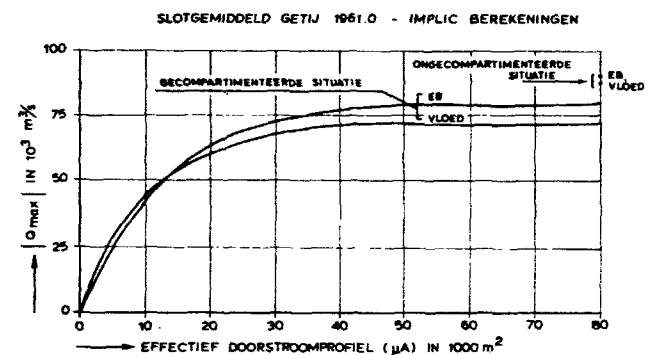
Figuur 3-9:
Verband tussen het doorstroomprofiel en het getijverschil te Yerseke voor het slotgemiddeld getij 1961.0 in de gecompartmenteerde situatie.

waarde. Deze resultaten tonen het verband tussen de maximale eb- en vloedebieten door de kering en tussen de grootte van het effectief doorstroomprofiel in de gecompartmenteerde situatie. Het blijkt dat de debieten, ter plaatse van de kering, voor de ongecompartmenteerde open Oosterschelde (situatie 1975) hoger zijn dan die in de gecompartmenteerde open Oosterschelde. De vermindering in komberging ten gevolge van de compartimentering wordt, voor wat betreft de maximale debieten door de kering, niet volledig gecompenseerd door het groter worden van het getijverschil tengevolge van de compartimentering bij een open Oosterschelde.

Opgemerkt wordt dat met het voorgaande nog geen zekerheid ten aanzien van het benodigde doorstroomprofiel is verkregen. Het is namelijk niet gezegd dat een gemiddeld getij als randvoorwaarde op zee ook een gemiddeld getij op het Oosterscheldebekken oplevert. Bij de bepaling van het benodigde effectieve doorstroomprofiel wordt namelijk stilzwijgend aangenomen dat er een fysisch verband bestaat tussen twee statistisch bepaalde grootheden. Een gemiddeld getijverschil is immers gedefinieerd -voor een bepaalde plaats- als het gemiddelde van de hoogwaterstanden over een lange periode minus het gemiddelde van de laagwaterstanden over die periode. Het probleem is dat dat voor de toekomstige situatie bij Yerseke geen statistische bewerking mogelijk is bij gebrek aan natuurmetingen „uit de toekomst”.

- c. Statistische benadering

Wel kan berekend worden, wat het gemiddeld getijverschil te Yerseke zou zijn geweest indien de gecompartmenteerde situ-



Figuur 3-10
Verband tussen het doorstroomprofiel en de maximale eb- en vloedebieten voor het slotgemiddelde getij 1961.0 in de gecompartmenteerde situatie.

atie met afsluitbare stormvloedkering in het verleden al aanwezig geweest was.

Met het Implic-rekenmodel zou dan een bepaalde langdurige periode uit het verleden kunnen worden gereconstrueerd tot een schijnbare toekomstige periode.

Dit schijnbaar heeft dan betrekking op de werkelijke getijbeweging. Gaat het echter om gemiddelde getijden en/of getijverschillen, dan is er sprake van statistische grootheden en die zijn minder gevoelig voor het tijdvak, dat gekozen wordt.

In dit geval is uitgegaan van de periode 1960 t/m 1969. In die periode zijn ca. 7000 getijden opgetreden, hetgeen voldoende is voor een statische bewerking. Het maken van 7000 getijberekeningen echter, is een praktisch onmogelijke taak, vandaar dat naar een andere bewerkingsmethode gezocht is. Daarbij is gebruik gemaakt van de simultane verdeling van hoogwater- en laagwaterstanden van het station Vlietepolder (zie paragraaf 2.2.). Uit deze verdeling is een 12-tal representatieve getijden gekozen. Voor deze getijden zijn de registraties voor Vlietepolder en Burghsluis uit de archieven gehaald. Met behulp hiervan zijn de getijkrommen aan de zeerand van het Implicmodel bepaald (zie ook paragraaf 3.4.2.). Met deze

getijkrommen als verticale getijrandvoorwaarden voor het Implic model, zijn berekeningen uitgevoerd voor zowel een situatie van open Oosterschelde (toestand in 1979) als voor een situatie waarbij een stormvloedkering aanwezig is met een effectief doorstroomprofiel van 10.000 m² en met compartimenteringsdammen volgens plan C3.

Met behulp van deze berekeningsresultaten zijn betrekkinglijnen geschat tussen hoogwater en laagwater aan de zeerand te Vlietepolder en te Yerseke, zowel voor de huidige toestand als voor de toestand met een stormvloedkering, doorstroomprofiel 10.000 m² en compartimentering volgens plan C3. Een aantal van deze lijnen staan vermeld in figuur 3-11. Aan de hand van deze betrekkinglijnen zijn waterstanden op de intervalgrenzen van de simultane verdeling van hoogwater- en laagwaterstanden te Vlietepolder omgerekend naar waterstanden ter plaatse van de zeerand en naar Yerseke, zowel voor de toestand met als zonder stormvloedkering. De resultaten hiervan staan vermeld in tabel 3-1.

Op basis van deze aangepaste intervalgrenzen is tenslotte het gemiddeld getijverschil te Yerseke bepaald uit de 7000 getijden. De resultaten staan vermeld in tabel 3.2, ter vergelijking zijn ook de resultaten van de berekeningen op basis van het slotgemiddelde 1961.0 vermeld.

HW _{Yc} = 0.550, HW _{KL} + 41.7, r = 0.926		Yc	031/048	049/065	066/082	083/099	100/116	117/133	134/150	151/166	167/183	184/200	201/217	218/234	235/251	114.7		
HW _{Yo} = 0.896, HW _{KL} + 41.7, r = 0.997		Yo	048/075	076/102	103/130	131/157	158/185	186/212	213/240	241/268	269/295	296/322	323/349	350/377	378/404	177		
HW _{KL} = 1.226, HW _{VL} + 23.1, r = 0.993		KL	007/037	038/068	069/098	099/129	130/160	161/190	191/221	222/252	253/282	283/313	314/344	345/374	375/405	156.0		
		VL	025/049	050/074	075/099	100/124	125/149	150/174	175/199	200/224	225/249	250/274	275/299	300/324	325/349	146.7		
	061/020	019/005	058/032	049/025	—	—	—	—	—	1	—	—	1	—	—	2		
	019/007	-006/-031	031/004	024/000	—	—	—	1	—	2	5	1	6	1	1	17		
	006/-016	-032/-057	003/-023	-001/-025	—	—	1	2	3	9	5	5	3	3	1	35		
	-017/-039	-058/-083	-024/-051	-026/-050	—	—	1	10	10	16	24	12	8	6	2	81		
	-040/-051	-084/-109	-052/-078	-051/-075	—	—	4	15	29	33	34	23	12	4	2	156		
	-062/-084	-110/-135	-079/-106	-076/-100	—	5	31	69	98	75	89	37	17	7	2	430		
	-085/107	-136/-161	-107/-133	-101/-125	1	14	122	315	370	353	193	59	10	2	1	1440		
	-108/-129	-162/-186	-134/-161	-126/-150	5	26	140	447	640	703	316	63	13	—	—	2353		
	-130/-152	-187/-212	-162/-189	-151/-175	9	19	66	266	648	611	189	23	1	—	—	1832		
	-153/-175	-213/-238	-190/-216	-176/-200	9	9	31	91	193	216	69	—	—	—	—	618		
	-176/-197	-239/-264	-217/-244	-201/-225	2	8	12	17	22	13	2	—	—	—	—	76		
	-198/-220	-265/-296	-245/-271	-226/-250	1	1	3	2	5	—	—	—	—	—	—	72		
GEM LW (cm)	-117.9	-173.3	-147	-137.4	27	82	411	1285	2020	2031	917	223	70	24	9	1	2	7052

LAAGWATERKLASSE (cm), KLASSE VAN L.W. VOORAFGAAND AAN VERMEDE H.W.

AANTAL LW's PER KLASSE GESOMMEERD TOTAAL 7052 GETIJRIJZINGEN IN 10 JAREN

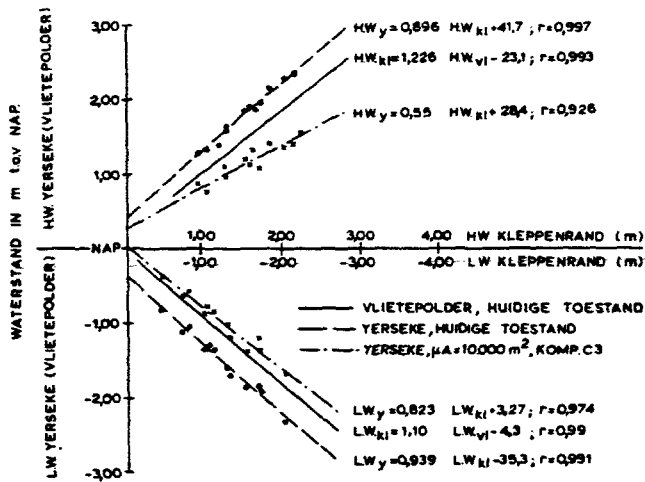
AANTAL HW's PER KLASSE GESOMMEERD TOTAAL 7052 GETIJRIJZINGEN IN 10 JAREN

LW_Y = 0.823 LW_{KL} + 3.2, r = 0.974
 LW_Y = 0.939 LW_{KL} + 35.3, r = 0.991
 LW_{KL} = 1.102 LW_{VL} + 4.3, r = 0.990

Yc = YERSEKE MET STORMVLOEDKERING
 Yo = YERSEKE ZONDER STORMVLOEDKERING
 Kl = KLEPPENRAND
 VL = VLIETEPOLDER

WAARGENOMEN GETIJRIJZINGEN, GEGROEPEERD PER KLASSE VN L.W. EN H.W. TE VLIETEPOLDER IN DE PERIODE 1960 — 1969, ZOALS VERMELD IN NOTA W75 045

Tabel 3-1 Simultane Hoogwater-Laagwater verdeling te Vlietepolder, 1960-1969, met getransformeerde klassebegrenzingen voor de zeerand, Yerseke met open Oosterschelde en Yerseke met stormvloedkering (μA = 10.000 m²) en compartimentering C3.



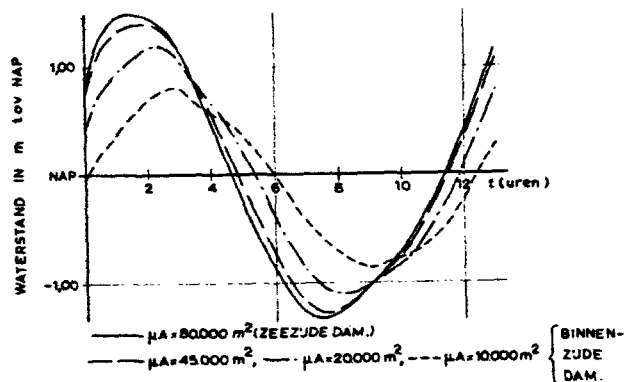
Figuur 3-11: Betrekkinglijnen HW/LW aan de zee rand met HW/LW te Vlietepolder en Yerseke.

Tabel 3-2
Hoogwater, laagwater en tijverschil bij Yerseke (in m t.o.v. NAP)

	Uit periode 1960 -1969		uit slotgemiddelde 1961.0	
	open Oosterschelde	kering van 10.000 m ²	open Oosterschelde	kering van 10.000 m ²
hoogwater	+ 1,77	+ 1,15	+ 1,76	+ 1,08
laagwater	- 1,73	- 1,18	- 1,76	- 1,22
tijverschil	3,50	2,33	3,52	2,30

Voor het getijverschil blijkt het slotgemiddelde dus geen significant ander resultaat te leveren dan de hiervoor beschreven ingewikkelde methode.

Het bovenstaande is gebaseerd op slechts 12 getijden, waarbij het getij alleen gekarakteriseerd is door het hoogwater, laagwater en getijverschil. De vraag rijst of de vorm van het getij, bijvoorbeeld gekarakteriseerd door de maximale stijging per uur, mede van betekenis is bij de getijvoortplanting via de opening van de stormvloedkering naar het Oosterscheldebekken. Uit het (nog onvoltooid) onderzoek blijkt, dat de variatie in genoemde maximale stijging per uur bij constant gehouden getijverschil, aanzienlijk is.



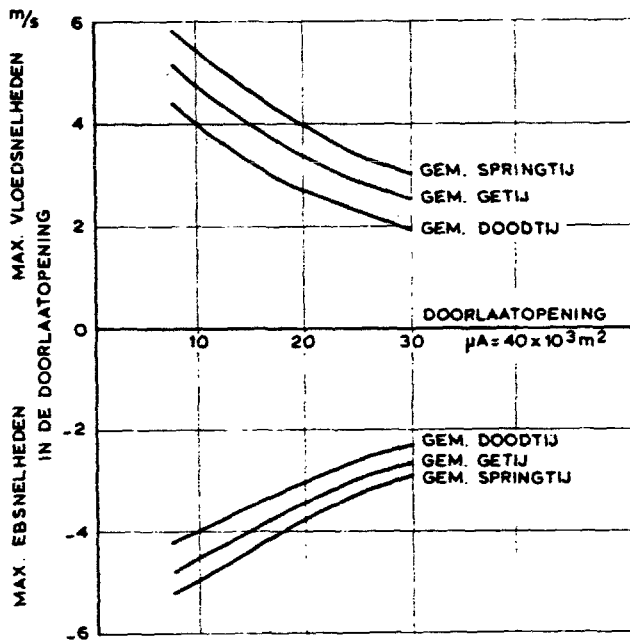
Figuur 3-12: Waterstandsverloop in de omgeving van de kering als functie van het doorstroomprofiel bij slotgemiddeld getij 1961.0.

Bij 31 getijden met een getijverschil van 3 m te Vlietepolder bleken de uiterste maximale stijgingen te variëren tussen 0,86 m/uur en 1,50 m/uur. De studie betreffende het bovenstaande is niet voltooid in de studieperiode en werd voortgezet. Voorlopig is daarom veiligheidshalve aangehouden dat een effectief doorstroomprofiel van ca. 11.500 m² nodig is om een gemiddeld getijverschil van 2,3 m bij Yerseke te realiseren. Dit is gebaseerd op de implicberekeringen voor het getij van 11 september 1968.

Figuur 3-12 geeft tenslotte een beeld van de verandering van het getijverloop ter weerszijden van de dam als functie van het doorstroomprofiel (de verandering die de getijlijn aan de zeezijde ondergaat bij kleine doorstroomopeningen is niet getekend), bij het slotgemiddeld getij 1961.0.

3.7.3. Stroomsnelheden in de kering

Behalve berekeningen met het slotgemiddelde 1961.0 gemiddeld getij, zijn ook berekeningen gemaakt met de slotgemiddelden voor springtij en doortij.



Figuur 3-13: Maximale eb- en vloednelheden in de doorstroomopening van de stormvloedkering.

In figuur 3-13 zijn voor deze getijden de maximale eb- en vloednelheden getekend (voor de Rooppot) als functie van het totale effectieve doorstroomprofiel. In de berekeningen zijn bovengenoemde stroomsnelheden gedefinieerd door

$$\bar{U} = Q/(\mu A)$$

- A = doorstroomopening [m²]
- Q = debiet [m³/s]
- \bar{U} = stroomsnelheid, gemiddeld over het profiel [m/s]
- γ = afvoercoëfficiënt

Hierbij wordt nogmaals opgemerkt dat μA in Implic constant is gehouden gedurende het hele getij. De getallen uit figuur 3-10 geven dan ook slechts een orde van grootte. Door de variaties in doorstroomprofiel en bij een afvoercoëfficiënt die niet gelijk is aan 1, kunnen de werkelijke snelheden in de opening afwijken (zie ook hoofdstuk 4).

Figuur 3-13 geeft een beeld van optredende stroomsnelheden in de kering als functie van de doorstroomopening.

3.8. Vergelijking van Implic met M1000 (nota W-75.098; WL 8-71).

In paragraaf 3.7.2. werd bij de bepaling van het benodigde doorstroomprofiel met het getij van 11 september 1968 een verschil van ruim 10 % geconstateerd tussen de modellen Implic en M1000.

Teneinde een verklaring te vinden voor dit verschil werd met Implic een proef van M1000 volledig nagerekend. Daarbij werden alle mogelijke verschillen tussen de twee modellen, zoals niet precies gelijke μA , wel of geen constante μA en het verschil in inspeeltijd (voorafgaande aan het meetgetij van 11 september 1968), geëlimineerd door in Implic zoveel mogelijk gegevens van M1000 te gebruiken.

Daartoe werd een getij berekend waarbij de stormvloedkering aanwezig was met een totale effectieve doorstroomopening van ca. 12.000 m². Deze doorstroomopening had een vrije waterspiegel. Geen van de compartimenteringsdammen was aanwezig. Deze toestand wordt aangeduid met het kenmerk CO. Uitgegaan werd bij dit onderzoek van het gemodificeerde getij van 11 september 1968 volgens gegevens van M1000. Dit betekent onder andere dat het getij van 11 september 1968 cyclisch is gemaakt met een periode van 24.40 uur.

Bij de berekening met Implic werd het verticale getij aan de **zeezijde van de kering**, zoals dit gemeten is in M1000, ingevoerd als getij-randvoorwaarde. Met Implic werd bij het onderhavige onderzoek derhalve de getijbeweging voor het Oosterscheldegebied tussen de stormvloedkering en de „kleppenrand” van M1000 buiten beschouwing gelaten. Bij de beide modellen is ervan uitgegaan, dat het verval over de stormvloedkering berekend kan worden door onderstaande formule:

$$\Delta h = \frac{-\rho |Q|}{2g (\mu A)^2} \quad (3-29)$$

Deze formule geldt niet voor de tijdstippen rond kentering, omdat dan de traagheidsterm uit de bewegingsvergelijking niet meer verwaarloosd mag worden, zoals bij het afleiden van vergelijking (3-29) is gebeurd (zie hoofdstuk 4). Het verschil in waterstand over kering (Δh) was in M1000 gelijk aan het verschil in waterstand tussen 2 havens aan weerszijde van de kering. Het werkelijke waterstandsverschil was, indien gedefiniëerd als het verschil tussen de gemiddelde waterstand op 800 m boven- en benedenstreams van de kering, ca. 2,5 % kleiner.

Tabel 3-3

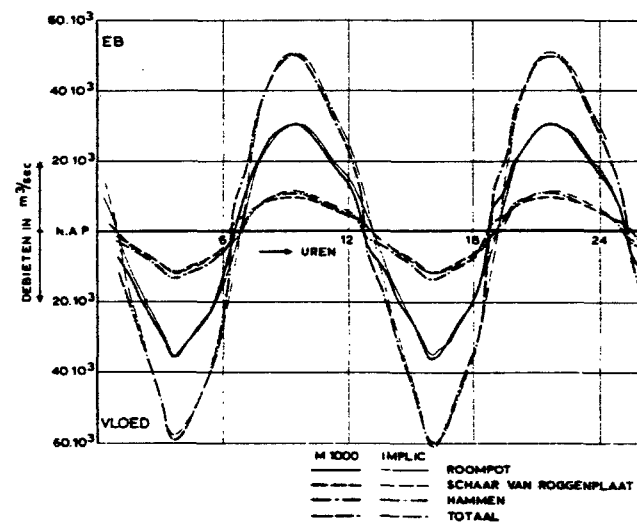
Hoogwaterstanden, laagwaterstanden, getijdalingen, gemiddelde tijverschillen en de verschillen hierin tussen M 1000 en Implic voor diverse peilstations.

Peilschaal-station	1 ^e H.W.		L.W.		2 ^e H.W.		getijdaling		getijrijzing		Gem.T.V.	
	M 1000	Implic	M 1000	Implic	M 1000	Implic	M 1000	Implic	M 1000	Implic	M 1000	Implic
Haven aanzet N-Beveland	100	91	-67	-63	100	92	167	154	167	155	167	154
Haven Noordland	100	91	-66	-62	99	92	166	153	165	154	165	153
Haven Neeltje Jans	102	95	-68	-65	104	96	170	160	172	161	171	160
Haven Roggenplaat	102	94	-69	-62	103	94	171	156	172	156	172	156
Colijnsplaat	114	105	-76	-73	114	105	190	178	190	178	190	178
Wemeldinge	126	119	-91	-84	126	122	217	205	217	206	217	204
Razernijpolder	136	132	-92	-92	135	138	228	224	227	230	227	227
Stavenisse	122	114	-83	-79	124	115	205	193	207	194	206	193
Zierikzee	112	106	-78	-74	114	106	190	180	192	180	191	180
Viuchthaven Zijp	136	124	-89	-86	138	126	225	210	227	212	226	211
Rak Zuid	145	137	-99	-96	148	140	244	233	247	236	245	234

Het debiet in M1000 werd gemeten in een bovenstroomse en een benedenstroomse raai. Het bij de berekening van μA gebruikte debiet was het gemiddelde van de gemeten debieten. Hierbij werd, vanwege het als gevolg van de sterk ontwikkelde turbulentie onnauwkeurige debiet van de benedenstroomse raai, het meeste gewicht toegekend aan het debiet van de bovenstroomse raai. Desondanks zou het mogelijk kunnen zijn dat het aldus bepaalde debiet tengevolge van meetonnauwkeurigheden kleiner is dan het werkelijk opgetreden debiet, zodat de gevonden μA te klein is.

In tabel 3-3 zijn, voor een reeks peilschaalstations verspreid over het Oosterscheldebekken (zie figuur 3-2) de hoogwaterstanden en de laagwaterstanden vermeld behorende bij het gemodificeerde getij van 11 september 1968 volgens M1000 en Implic.

Het blijkt, dat het getijverschil volgens Implic aan de binnenzijde van de kering circa 13 cm kleiner is dan volgens M1000. Genoemd verschil handhaaft zich vrijwel over het gehele bekken uitgezonderd bij Razernijpolder. Dit laatste heeft vermoedelijk te maken met de schematisatie en de plaats van de meting. Een vergelijking van de bijbehorende debieten laat een opvallend goede overeenstemming zien tussen M1000 en Implic, hoewel gedurende de kenteringsperiodes niet onaanzienlijke afwijkingen optreden, die



Figuur 3-14: Vergelijking debieten M 1000 en Implic bij een open stormvloedkering en bij het getij van 11-09-1968

mogelijk het gevolg zijn van het niet geldig zijn van de formule (3-29) voor tijstippen rond de kentering (zie figuur 3-14).

De hiervoor geconstateerde verschillen tussen M1000 en Implic wijzen in de richting van ongelijke kombegende oppervlakken. Bij de in M1000 uitgevoerde instelling van het slotgemiddelde getij 1961.0 aan de hand van de gegevens van Implic werd iets soortgelijks geconstateerd. In beide gevallen bleek het kombegende oppervlak van M1000 iets kleiner te zijn dan dat van Implic, hetgeen is te verklaren uit een verstoring beneden het niveau NAP in het getijmodel, waardoor dit ca. 4 mm (= 40 cm prototype) lager kwam te liggen (zie WL 8-71). Het verschil in benodigd effectief doorstroomprofiel kon daardoor ca. 10 % bedragen.

3.9. Uitgevoerd onderzoek voor stormomstandigheden

3.9.1. Inleiding

Onder stormomstandigheden wordt in dit hoofdstuk verstaan de toestand dat de kering gesloten moet worden, de sluitingsprocedure zelf, de gesloten toestand en de situatie dat enkele schuiven gedurende een storm open blijven. De hiermee samenhangende vragen zijn dan:

- wanneer moet de kering gesloten worden? (zie paragraaf 3.9.2.)
- welke getij-aspecten spelen bij de sluitingsprocedure een rol? (zie paragraaf 3.9.3.)
- wat worden de waterstanden op het bekken nadat de kering gesloten is en wat wordt het verval over de kering? (zie paragraaf 3.9.3.)
- wat zijn de maximale toelaatbare waterstanden op het bekken en hoe hoog kunnen de waterstanden oplopen als een of meerdere schuiven open blijven staan? (zie paragraaf 3.9.4.)

Tenzij anders vermeld zijn de gepresenteerde resultaten ontleend aan het wiskundig model Implic.

3.9.2. Sluitingscriterium

De stormvloedkering is bedoeld om de Oosterschelde af te sluiten van het aangrenzende zeegebied indien dit noodzakelijk is. Deze noodzaak wordt bepaald door de waterstand die nog toelaatbaar is op het bekken. Deze waterstand wordt bepaald door de kruinhoogte van de dijken langs de Oosterschelde. Echter kunnen andere aspecten, zoals milieukundige het wenselijk maken naar een andere (in ieder geval lagere) waterstand dan de eerstgenoemde te streven. Aan de hand van de verwachting van de duur van de stagnante periode kan bepaald worden welke waterstand het meest gewenst is.

In ieder geval is de bekkenstand die nog net geen gevaar voor overstroming van de dijken oplevert, de uiterste grens.

De huidige kruinhoogte van de dijken wordt aangepast, en wel zodanig dat de toekomstige dijken een waterstand kunnen keren met een gemiddelde overschrijdingsfrequentie, geldend voor de huidige toestand, van 1/500 per jaar. Dit criterium moet nu vertaald worden in een waterstand, bijvoorbeeld aan de zeezijde van de stormvloedkering, waarbij de kering gesloten moet worden. Behalve van de maximum toelaatbare binnenwaterstand, hangt de hoogte van dit peil af van factoren als snelheid van rijzen van de buitenwaterstand, het doorstroomoppervlak van de stormvloedkering, de duur van de sluitingsmanoeuvre en het verloop van deze manoeuvre, dat wil zeggen de afname van het doorstroomprofiel als functie van de tijd.

De hydraulische omstandigheden waaronder de kering wordt gesloten, zijn onder te verdelen in twee hoofdgroepen:

- de stroomsnelheid door de kering is gelijk aan nul: kentering
- de stroomsnelheid is ongelijk aan nul.

ad. 1.

In het algemeen is hierbij sprake van laagwater-kentering, aangezien gestreefd wordt naar sluiting voordat een hoogwater optreedt, vanwege het onder meer vanuit milieukundig oogpunt zo kort mogelijk laten duren van de stagnante periode. In dit geval wordt de kering onder aantrekkelijke omstandigheden (constructief gezien) gesloten, wegens het ontbreken van grote dynamische belastingen op de schuiven tijdens sluiting.

Als nadeel moet hierbij genoemd worden, het lage bekkenpeil dat dan in de Oosterschelde voorkomt. Dit lage peil veroorzaakt niet alleen de maximale (statische) vervalbelasting op de stormvloedkering, maar is ook milieukundig minder aantrekkelijk, indien de stagnante periode langer dan een half getij (ca. 6 uur) duurt [26].

ad. 2.

In dit geval wordt de stormvloedkering gesloten in stromend water dat, bijzondere gevallen vooreerst buiten beschouwing gelaten, de vloedstroom zal zijn. De probleemstelling hierbij is op welke peil in ieder geval de sluiting ingezet moet worden in verband met de veiligheid van het interne gebied.

Bij sluiting op stroom wordt de bekkenwaterstand altijd hoger dan bij sluiting op de laagwater-kentering. Voor de statische vervalbelasting na het sluiten is dit gunstig, voor de dynamische belastingen op de schuiven tijdens het sluiten daarentegen niet. De bekkenstand kan hierbij in het gebied komen, dat voor stagnante perioden milieukundig het meest aantrekkelijk is (ca. NAP + 0,4 m). Dit vereist dan nauwkeurige kennis omtrent het verwachte stormvloedverloop, kennis die niet voorhanden is, aangezien de stormvloedvoorspellingsmodellen deze informatie nog niet voldoende nauwkeurig kunnen leveren. Indien bekend is hoe groot de doorstroomopening is, hoe lang de sluiting duurt en hoe de afname in de tijd van het doorstroomprofiel is, kan voor diverse sluitpeilen berekend worden hoe het verloop van de binnenwaterstand is, uitgaande van bepaalde stormvloeden als randvoorwaarden (zie paragraaf 2.4.).

Omdat niet exact voorspelbaar is hoe snel de buitenwaterstand stijgt, is aan de hand van geconstrueerde stormvloeden berekend wat de vervallen over de stormvloedkering kunnen zijn bij zeer extreme rijzingen. Deze extreme rijzingen blijken op te treden ongeveer halverwege de stormvloedkromme, dat wil zeggen omstreeks het grenspeil aan de zeezijde van de dam. Het grenspeil is de waterstand die gemiddeld 1 maal per twee jaar wordt overschreden. Aangezien de Nederlandse stormvloedwaarschuwingsdienst de grenspeiloverschrijding als criterium heeft voor het ondernemen van acties, ligt het voor de hand om vooreerst dit peil te hanteren als de waterstand waarbij de sluiting **ten laatste** moet worden ingezet. Alle sluitingen daarvoor geven lagere standen op het bekken.

3.9.3. Bekkenstand

Sluiting op laagwaterkentering

Bij extreme stormomstandigheden ligt de laagwaterkentering voorafgaande aan de storm bij een effectief doorstroomprofiel van ca. 10.000 m² op NAP - 0,5 m à - 1 m (zie figuur 3-12).

De waterstanden aan weerszijden zijn gelijk en een sluiting resulteert, onder meer door de toenemende windkracht en het ontbreken van impulstransport van buiten naar binnen, in een extra lage waterstand bij de kering en een, zij het geringe, afname of toena-

me bij de Oester- en Philipsdam als gevolg van de opwaaiing. Of de opwaaiing aldaar iets groter of kleiner wordt hangt vooral af van het windverloop na de sluiting.

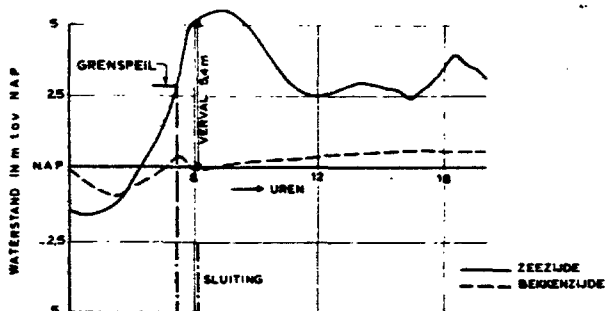
Indien de wind nog veel toeneemt zal er nog vergroting zijn van de opwaaiing. In andere gevallen kan er sprake zijn van enige afwaaiing.

Aan de binnenzijde van de kering kan de waterstand dan verlagen tot ca. NAP -1,5 m, hetgeen samen met een hoogwaterstand buiten van NAP + 5,3 m tot NAP + 5,5 m (zie paragraaf 2.4.) resulteert in ca. 7 m verval over de kering.

Sluiting op grenspeil (NAP + 2.75 m)

Figuren 3-15 en 3-16 geven een idee van de binnenwaterstand na sluiting op het grenspeil bij de twee stormvormen van figuur 2-8, paragraaf 2.4. Hoe de uiteindelijke waterstand wordt, hangt vooral nog af van de resterende „getijenergie“ in het bekken die nog verantwoordelijk is voor schommelingen in het bekken. De uiteindelijke evenwichtsstand is dan ook moeilijk te voorspellen en zal veelal niet van belang zijn, omdat deze optreedt, als de storm voorbij is. De stormvloedkering zal dan veelal weer geopend worden voordat deze evenwichtstoestand zich kan instellen. Uit de figuren kan geconcludeerd worden dat de binnenwaterstand kan variëren tussen NAP - 0,2 m (oplopend tot NAP + 0,6 m) en NAP + 3 m. Uit figuur 3-16 blijkt, dat de sluiting ingezet wordt op het grenspeil waarop tevens een laagwaterkentering valt: een bijzonder geval. Het is evengoed mogelijk, dat bij soortgelijke stormvloedverlopen, het peil aan de bekkenzijde iets hoger wordt dan het peil aan de zeezijde van de stormvloedkering. Dit is dan echter uitsluitend te wijten aan schommelingen op het bekken. Het verschil blijft beperkt tot enkele decimeters; na voltooiing van de sluiting zal zich dan weer een waterstand instellen, die slechts weinig kan afwijken van die welke in figuur 3-16 is aangegeven.

De kortere sluitingsduur zal lagere bekkenstanden tot gevolg hebben, alhoewel deze verlaging slechts enkele decimeters kan bedragen, gezien de afmetingen van het bekken.



Figuur 3-15: Waterstandsverloop ter weerszijden van de kering bij sluiting tijdens een snel opkomende storm.

3.9.4. Toelaatbare waterstanden en optredende waterstanden bij weigerende schuiven

De partiële dijkverhoging beoogt de dijken in het Oosterscheldebekken te verhogen tot een zodanige kruinhoogte, dat ze een hoogwaterstand met de gemiddelde overschrijdingsfrequentie van 2×10^{-3} per jaar tezamen met de bijbehorende golfloop kunnen weerstaan in de huidige toestand (1975). Omdat in de definitieve toestand bij een storm met een gemiddelde overschrijdingsfrequentie gelijk aan $2,5 \times 10^{-4}$ per jaar de golfloop aanzienlijk

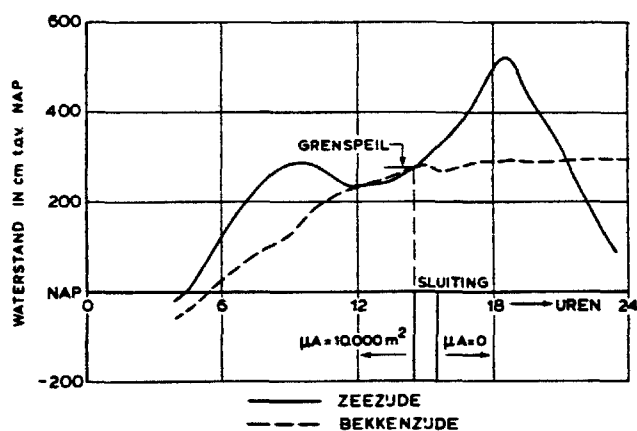
meer bedraagt dan die bij een storm met een gemiddelde overschrijdingsfrequentie die gelijk is aan 2×10^{-3} per jaar, dient bepaald te worden wat de toelaatbare waterstand op het Oosterscheldebekken is bij het voorkomen van een „ $2,5 \times 10^{-4}$ storm“. Deze toelaatbare waterstand is derhalve lager dan de waterstand met een gemiddelde overschrijdingsfrequentie gelijk aan 2×10^{-3} per jaar. Het bepalen van overschrijdingsfrequenties van golfloop en dus het bepalen van de toelaatbare waterstand op het Oosterscheldebekken is echter een moeilijke zaak. De Studiedienst Vlissingen van de Rijkswaterstaat heeft hiertoe een poging gedaan door gebruik te maken van windstatistieken. Als voorlopig toelaatbare hoogwaterstand op het Oosterscheldebekken is zij uitgekomen op een hoogwaterstand NAP + 3,79 m te Zierikzee oplopend tot ca. NAP + 4,8 m bij de Oesterdam [27]. Ter plaatse van de stormvloedkering is, aan de bekkenzijde, ca. NAP + 5,30 m toelaatbaar aan de Noord-Bevelandse zijde en NAP + 8,00 m aan de Schouwen-Duivelandse zijde.

Voor de toelaatbare waterstand op het bekken in de definitieve situatie moeten twee gevallen worden onderscheiden: open en gesloten stormvloedkering.

In het geval van de open stormvloedkering is de waterstand bij de Oesterdam maatgevend voor de toelaatbare waterstand op het bekken. De bedoelde stand van NAP + 4,80 m bij de Oesterdam blijkt te worden overschreden, indien de waterstand bij de stormvloedkering (binnenzijde te Burghsluis) het peil NAP + 3,00 m overschrijdt.

Aangezien er vanuit wordt gegaan, dat reeds bij een lagere waterstand dan de genoemde NAP + 3,00 m de kering gesloten wordt, zullen deze toelaatbare waterstanden slechts worden overschreden bij een groot aantal weigerende schuiven.

Bij de gesloten stormvloedkering is het dijkvak te Zierikzee maatgevend. Bij de reeds genoemde maatgevende waterstand NAP 3,79 m te Zierikzee behoort een waterstand van NAP + 3,60 m te Burghsluis.



Figuur 3-16: Waterstandsverloop ter weerszijden van de kering bij sluiting tijdens een langzaam opkomende storm.

Indien gesloten wordt bij grenspeiloverschrijding en als tevens de laagwaterkentering op dit grenspeil valt (zie figuur 3-16), dan is de bekkenstand, althans bij de stormvloedkering, ongeveer gelijk aan het grenspeil. Als nu één of meer schuiven blijven openstaan, zal de bekkenstand verder oplopen.

Berekeningen hebben aangetoond, dat bij een resterend effectief doorstroomprofiel $\mu A = 2000 \text{ m}^2$ het peil aan de binnenzijde van de dam nog lager blijft dan de maatgevende hoogte NAP + 3,60 m.

Bij de variant met een totale doorstroomopening $\mu A = 20.000 \text{ m}^2$ komt een resterende $\mu A = 2000 \text{ m}^2$ overeen met 5 openstaande schuiven, bij die van $\mu A = 10.000 \text{ m}^2$, komt een resterende $\mu A = 2000 \text{ m}^2$ overeen met 8 openstaande schuiven.

3.9.5. Sluiting van de kering, translatiegolven (nota W-75.013)

Wanneer een vloeistofbeweging wordt verstoord, wordt er, zoals ook de dagelijkse praktijk leert, een golfbeweging opgewekt. Het meest sprekende voorbeeld is het ontstaan van een drukgolf, wanneer een openstaande waterkraan plotseling wordt dichtgedraaid. Het geluid, dat dan hoorbaar wordt en eventueel het rammelen van de leiding, maakt duidelijk dat op het sluitingsmechanisme van de kraan grotere krachten gaan werken dan in ongewijzigde stromingstoestand het geval was.

Een overeenkomstige situatie doet zich voor, indien het dwarsprofiel van een open waterloop gewijzigd wordt. De dan opgewekte oppervlaktegolven worden translatiegolven genoemd. Deze translatiegolven zijn van invloed op de waterbeweging in de betreffende waterloop, maar ook op de constructie die de dwarsprofielverandering heeft veroorzaakt.

De grootte van de opgewekte translatiegolven wordt bepaald door de hydraulische omstandigheden alsmede door de wijze van profielverandering. Van essentieel belang hierbij is de mate van debietwijziging, zowel in grootte als in tijd, die door de profielverandering veroorzaakt worden: de grootte van de debietwijziging als functie van de tijd is de „motor” van de translatiegolf.

Andere bepalende factoren zijn de afmetingen van de betreffende waterloop.

De afsluiting van de Oosterschelde met behulp van een stormvloedkering impliceert, dat niet alleen gerekend moet worden op sluitingsmanoeuvres bij kentering, maar ook ten tijde van stroom. Dit betekent, dat de sluiting van de schuiven in zulke gevallen translatiegolven zal opwekken met gevolgen voor de constructie en het bekken.

Het berekenen van een dergelijke sluitingsprocedure, inclusief de optredende translatiegolven, geeft problemen met de bestaande computerprogramma's zoals Implic.

Dit kan direct uit de voor dit verschijnsel belangrijke bewegingsvergelijking voor lange golven geconcludeerd worden.

Vergelijking (3-13) kan als volgt worden geschreven:

$$\frac{\partial \bar{a}}{\partial x} = - \frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - W \quad (3-30)$$

waarin W onder andere termen zoals wrijving voorstelt, die echter vanwege het relatief snelle gebeuren minder belangrijk zijn. In vergelijking (3-30) is A het doorstroomprofiel van het bekken achter de kering $\delta Q/\delta t$ drukt de wijziging van het debiet in de tijd uit en $\delta a/\delta x$ is het momentane verhang van de waterspiegel. Hoe groter $\delta Q/\delta t$, dus hoe sneller het debiet Q wijzigt, hoe groter δa dus hoe steiler de waterspiegel.

Bij een tijdsloze sluiting, dus $\delta Q/\delta t =$ wordt $\Delta a/\Delta x$ dan ook oneindig groot, ofwel de waterspiegel staat hier verticaal, hetgeen in de natuur niet realiseerbaar is doch wel sterk benaderd kan worden. De numerieke methoden zoals Implic, hebben als nadeel, dat grote waarden van afgeleiden onnauwkeurigheden in het rekenproces kunnen veroorzaken.

Snelle sluitingsprocedures moeten dan ook, indien berekend met de computer op basis van numerieke differentieschema's zoals Implic uiterst voorzichtig geïnterpreteerd worden. In de praktijk echter zal de sluitingsmanoeuvre veelal zo lang duren, dat voor dergelijke instabiliteiten niet gevreesd hoeft te worden. De grootte van de tijdstap, die hiervoor bepalend is, is proberenderwijs bepaald.

Ter controle is voor een aantal gevallen een (vereenvoudigde) berekening gemaakt met de zogenaamde karakteristieke methode (zie [16] en [17]).

De karakteristieke methode kan deze grote waarden van de afgeleiden en juist de oneindig grote waarden van de afgeleiden (discontinuïteiten) wel aan, doch geeft bij de overige termen van de vergelijking, zoals de kwadratische weerstandsterm grote technische problemen. Het is een grafische methode waarvoor geen algemeen bruikbaar computerprogramma voorhanden is. Het met de hand uitvoeren van deze methode is zeer tijdrovend en noodzaakt tot vergaande schematisatie van het te berekenen probleemgebied.

Het met de hand uitvoeren van deze methode is zeer tijdrovend en noodzaakt tot vergaande schematisatie van het te berekenen probleemgebied. De resultaten zijn vooral bedoeld ter verkrijging van inzicht in de mogelijke tendensen der verschijnselen.

Voor sluitingen die langer dan ca. 20 min. duren, is het model Implic bruikbaar bij tijdstappen van enkele minuten.

3.9.6. Translatiegolven op het bekken

Zoals is uiteengezet, treden tijdens sluiten op stroom translatiegolven op. Figuur 3-17 geeft op diverse plaatsen in de Oosterschelde deze golven weer, geldend bij de sluiting en stormvloed van figuur 3-16. Uit figuur 3-17, dat toch wel een zeer extreme toestand aangeeft, blijken deze golven na een eerste reflectie snel uit te dempen. De eerste „schok” is dan ook wel de belangrijkste voor wat de hoogste waterstanden betreft. Bij de Oesterdam blijkt de hoogte van de waterstand NAP + 2 m te worden.

Hierin zit uiteraard ook nog een gedeelte getijvoortplanting. Bij de toestand volgens figuur 3-16 wordt er tijdens de sluiting slechts een klein debiet afgesneden. De hierdoor ontstane translatiegolven kunnen niet anders dan gering zijn. De totale hoogte van de translatiegolf ter plaatse van de Oesterdam is dan ook niet meer dan ca. 0,4 m, terwijl te Wemeldinge al niet meer dan enkele cm verhoging zal optreden. De problemen die translatiegolven kunnen geven, hebben betrekking op waterstandsverhogingen, snelheidsveranderingen en opslingeringsverschijnselen in bijvoorbeeld havens.

De waterstandsverhogingen geven nergens aanleiding tot het overschrijden van toelaatbare waterstanden.

De stroomsnelheidsveranderingen zouden problematisch kunnen zijn voor de scheepvaart. Echter blijkt dat stroomsnelheidsveranderingen groter dan 1 m/s per uur niet voorkomen. Deze stroomsnelheidsveranderingen zullen geen problemen opleveren, ook niet voor de recreatievaartvoorzieningen, indien van drijvende steigers en dergelijke gebruik wordt gemaakt.

De opslingering in havens aan de Oosterschelde werpt geen problemen op, aangezien de periode van de opgedrongen (gereflecteerde) translatiegolf te groot is. Alleen een open kanaal door Zuid-Beveland behoeft enige nader studie. Een bekken kan in resonantie komen, indien de periode van de opgedrongen golf gelijk is aan:

$$T_n = \frac{4L}{(n+1)c} \quad (3-31)$$

waarin

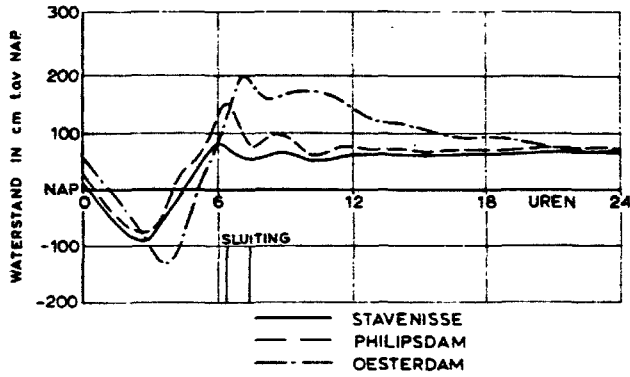
$$4 T_n = \frac{4L}{c} = \text{periode} \quad [s]$$

$$L = \text{lengte bekken} \quad [m]$$

$$c = \text{voortplantingssnelheid van een translatiegolf} \quad [m/s]$$

$$n = 0, 1, 2, \dots$$

De periode van de gereflecteerde golf is ca. 120 minuten. De lengte van het kanaal door Zuid-Beveland is 8 km en de gemiddelde diepte 5 m. Opslingering van de hoofd-harmonische component kan bij deze periode optreden bij een bekken met een lengte van 12,5 km. De aanwezige 8 km is hiervoor duidelijk te weinig. Alleen een bovenharmonische zou enige opslinging kunnen geven, die echter niet meer kan zijn dan een enkele dm, aangezien de totale golf zelf geen grotere amplitude heeft dan ca. 3 dm ter plaatse van de kanaalmond.



Figuur 3-17
Translatiegolven op het Oosterscheldebekken bij sluiting tijdens een snelopkomende storm (figuur 3-14).

3.9.7. Het verval over de kering tijdens sluiting

Het verval over de kering tijdens de sluiting is belangrijk in verband met de dimensionering van de bewegingswerken van de schuif. Deze moeten onder andere de wrijvingskrachten tussen schuif en

spoonning, die ontstaan als gevolg van de horizontale verval- en golfbelasting, overwinnen.

Evenals de translatiegolven op het bekken hangt het verval af van het verloop van de storm, de sluitingsduur, het sluitingstijdstip en het doorstroombrofiel voor sluiting. In figuur 3-18 is voor een aantal gevallen het verval getekend als functie van de sluitingsduur bij één bepaalde storm (geen zeer extreme storm, namelijk die van 7 april 1943).

Bij een vaste sluitingsduur kan het verval variëren tussen ca. 1 en

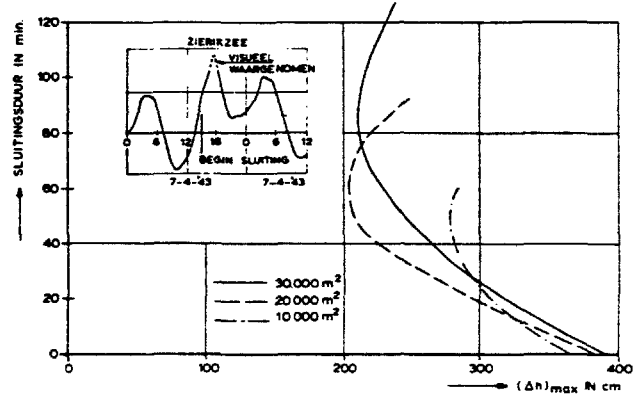


Fig. 3-18
Maximum verval over de kering bij sluiting als functie van sluitingsduur

5.5 m afhankelijk van het verloop van de storm.

Bij de (geconstrueerde) storm van figuur 3-15 ontstaat een verval van 5,4 m bij een sluitingsduur van 60 min. en een effectieve opening van 10.000 m².

4 Doorstroomprofiel

4.1. De grootte van het doorstroomprofiel

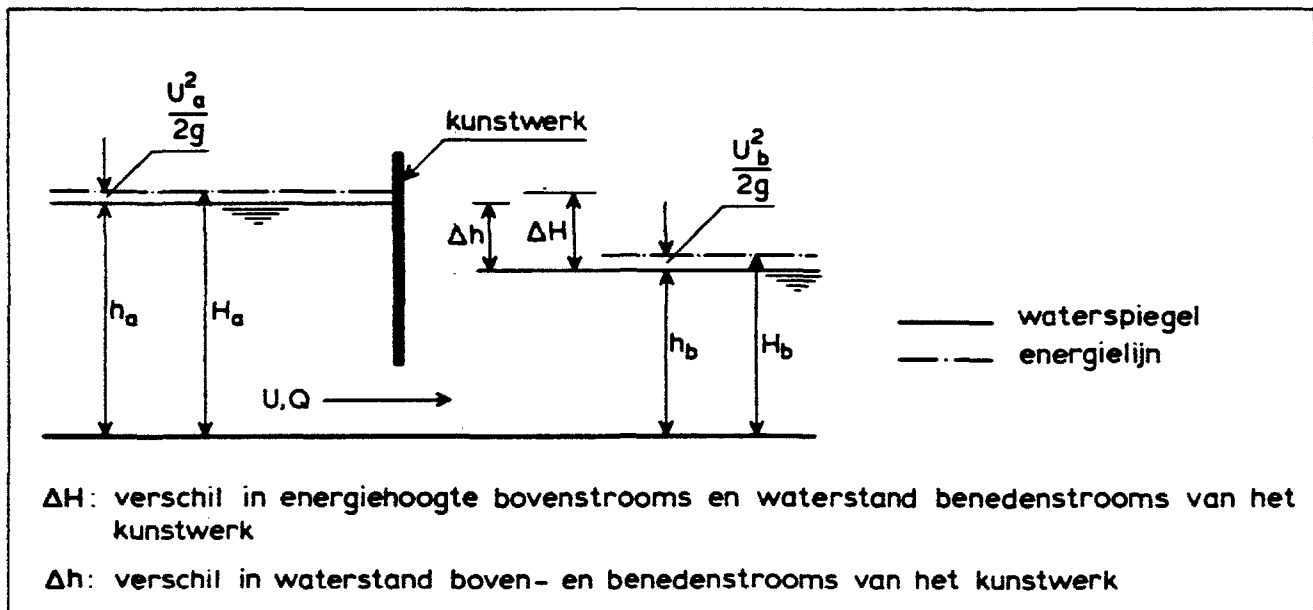
4.1.1. Inleiding

In Hoofdstuk 3 is het verband gegeven tussen het effectieve doorstroomprofiel en het getijverschil op het bekken. De toevoeging „effectief” is steeds gebruikt in verband met het feit dat niet alleen de grootte van een opening de afvoer bepaalt, maar ook de vorm, de ruwheid en de aan- en afstroming van het kunstwerk en nabije omgeving. Alle factoren die de effectiviteit van een doorstroomprofiel bepalen, worden verdisconteerd in een zogenaamde afvoercoëfficiënt, doorgaans aangeduid als „ μ ”. Deze afvoercoëfficiënt moet bekend zijn om het effectieve doorstroomprofiel „ μA ”, dat nodig is om een bepaald getij op het bekken te realiseren, te vertalen in een werkelijk doorstroomprofiel „ A ”. Pas als dit getal bekend is, kunnen de grootte van de openingen in de dam en de afmetingen van de schuiven worden bepaald. Bij constructies met vrije waterspiegel verandert het doorstroomprofiel met de fase van het getij, in dit geval wordt A gewoonlijk berekend ten opzichte van NAP (\approx middenstand van het getij). Bij niet-vrije waterspiegelconstructies heeft men met een constante A te maken; alleen μ kan dan variëren met de fase van het getij.

De afvoercoëfficiënt (μ) moet bovendien bekend zijn bij het onderzoek waarbij bijvoorbeeld in het getijmodel M1000 randvoorwaarden voor detailmodellen worden gemeten, ten einde een vertaling naar een dergelijk model mogelijk te maken. Omgekeerd is een afvoercoëfficiënt pas te berekenen of te meten als de vorm van het kunstwerk en de afmetingen bekend zijn. Het uiteindelijke ontwerp zal dus pas na iteratie tot stand komen.

Behalve ter bepaling van het definitieve profiel van de kering, speelt de waarde van de afvoercoëfficiënt in tal van andere gevallen een rol. Bij het onderzoek naar het plaatsen van caissons bijvoorbeeld (zie 8.2.2.), waarbij het gaat om kenteringstijden, maximale stroomsnelheden en dergelijke, moet eveneens de afvoercoëfficiënt van het beschouwde constructietype bekend zijn. Hetzelfde geldt ten aanzien van de bepaling van de hydraulische randvoorwaarden bij de plaatsing van de pijlers en de putten.

Figuur 4-1:
Definitie van het verval.



4.1.2. Het begrip afvoercoëfficiënt

De stroming bij een plotselinge verandering in de geometrie van een waterloop, zoals bijvoorbeeld een sluitgat al dan niet in combinatie met een kunstwerk, wordt voornamelijk beheerst door de convectieve kracht (Bernoulli) en de zwaartekracht (verval). Alle andere op het water werkende krachten, zoals die tengevolge van wrijving, worden klein verondersteld ten opzichte van bovengenoemde twee krachten en worden bij het afleiden van de afvoerrelaties voor dergelijke constructies buiten beschouwing gelaten. In feite wordt het effect van deze krachten mede verdisconteerd in de getalwaarde van de eerder genoemde afvoercoëfficiënt. Hierbij gaat men van een permanente of quasi-permanente stroming uit.

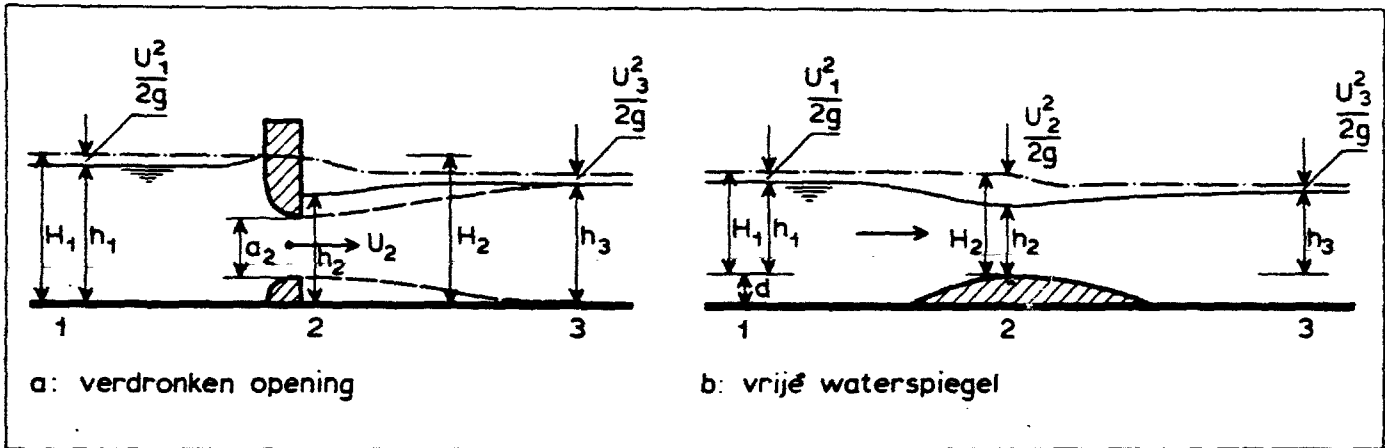
Bij getijbeweging blijft bovengenoemde vereenvoudiging geldig zolang men te maken heeft met een redelijk grote stroomsnelheid (of verval); de locale traagheidskrachten (t.g.v. $\delta U/\delta t$) zijn dan klein ten opzichte van de Bernoulli- en vervalcrachten. Rondom kentering is dat niet meer het geval. In tegendeel, de traagheidskrachten zijn dan juist overheersend en de afvoerrelaties kunnen niet meer worden toegepast.

Alvorens op de afleiding van de afvoerrelaties nader in te gaan wordt het begrip verval in het hiernavolgende eerst gedefinieerd.

In een waterloop (rivier, kanaal of geul) hebben de waterspiegel en de energielijn een vrij regelmatig verloop. De helling van de waterspiegel (h) of van de totale energielijn ($h + U^2/2g$) ten opzichte van een horizontaal referentievlak wordt verhang genoemd.

Bij een kunstwerk treedt veelal een discontinuïteit in de waterspiegel op. Het verschil tussen de waterstand of energielijn bovenstrooms en de waterstand benedenstrooms van het kunstwerk wordt aangeduid met verval (zie fig. 4-1).

In feite vindt bij het kunstwerk een dubbele transformatie plaats. De potentiële energie aan de bovenstroomse zijde wordt eerst omgezet in kinetische energie in de keel van de constructie (versnelling) en aan de benedenstroomse zijde wordt deze vervolgens weer in potentiële energie omgezet (vertraging).



Figuur 4-2:
Schematisch waterstands- en energieverloop

Daarbij wordt slechts een deel van de bovenstroomse potentiële energie teruggewonnen. Het (energie)verschil wordt in het vertraginggebied via vergroting van de turbulentie-intensiteit van het water omgezet in andere vormen van energie, zoals warmte- en geluidsenergie. In de constructie zelf gaat nog een deel van de energie verloren aan het overwinnen van wrijvingen en vormweerstand. Het deel van de energie dat niet teruggewonnen wordt, wordt hier als energieverlies beschouwd. Genoemde dubbele transformatie, en met name het terugwinnen van de potentiële energie aan de benedenstroomse zijde manifesteert zich over een bepaald traject. Benedenstrooms van het punt waar de stroomsnelheid maximaal en de waterspiegel het laagst is (in of nabij de „keel” van de constructie) loopt de waterspiegel geleidelijk omhoog, totdat een maximum is bereikt (zie fig. 4-2). Daarna overheerst de bodemwrijving weer en de waterspiegel ondergaat een min of meer regelmatige daling.

Uit het bovenstaande volgt dat het verval over een bepaald kunstwerk in feite afhankelijk is van de plaats waarop de boven- en met name de benedenstroomse waterstand wordt gemeten. Veelal, en voor zover de omstandigheden dit toelaten, wordt de benedenwaterstand gemeten op het punt waar de waterspiegel het hoogst is (h_3 op fig. 4-2).

Afvoerrelaties [28, 29]

De basisvergelijking voor de afvoer door een kunstwerk of een overlaat wordt verkregen door uit te gaan van de geldigheid van de wet van Bernoulli voor het versnellingsgebied (in secties 1 en 2, fig. 4-2).

Voor een moot in een geschematiseerde constructie met goed gevormde intree volgt bij toepassing van bovengenoemde beschouwing en aannemende dat alleen in het uitreegedeelte energieverliezen plaatsvinden:

Wet van Bernoulli: $H_1 = h_1 + U_1^2/2g = H_2 = h + U_2^2/2g$.

Continuïteitsvoorwaarde: $q = \text{constant}$.

Daaruit volgt:

$$q = U_2 a_2 = a_2 \sqrt{2g(H_1 - h_2)} \quad (4-1)$$

waarin: $q =$ het debiet per eenheid van (constructie)lengte [m²/s]

$U_1 =$ over de verticaal gemiddelde stroomsnelheid ter plaatse van sectie 1 [m/s]

$U_2 =$ over de verticaal gemiddelde stroomsnelheid in sectie 2 (keelconstructie) [m/s]

- $a_2 =$ doorstroomhoogte in sectie 2 (keelconstructie) [m]
- $g =$ versnelling tengevolge van zwaartekracht = 9,81 [m/s²]
- $H_1 =$ energiehoogte bovenstrooms (sectie 1) [m]
- $H_2 =$ energiehoogte ter plaatse van de keel [m]
- $h_1 =$ piëzometrische hoogte bovenstrooms (sectie 1) [m]
- $h_2 =$ piëzometrische hoogte ter plaatse van de keel [m]

Het verschil tussen geval (a) en geval (b) van figuur 4-2 is dat de doorstroomhoogte van de keel in het eerste geval constant en eenduidig is, terwijl a_2 in het tweede geval een functie is van de vrije waterspiegel ter plaatse ($= h_2$).

In verband met de vertragsingsverliezen mag de wet van Bernoulli niet worden toegepast tussen de secties 2 en 3. De koppeling met de benedenstroomse waterspiegel h kan worden verkregen door toepassing van de impulswet en de continuïteitsvoorwaarde tussen de twee secties 2 en 3.

Impulswet: som van op het water werkende krachten = verandering hoeveelheid van beweging

$$\frac{1}{2} \rho g (h_3^2 - h_2^2) = \rho q (U_2 - U_3) \text{ voor geval (a) van figuur 4-2 of}$$

$$\frac{1}{2} \rho g [(h_3^2 - h_2^2) + 2d(h_3 - h_2)] = \rho q (U_2 - U_3) \text{ voor geval (b)}$$

(de vervalkracht is berekend uitgaande van hydrostatische drukverdeling in beide secties)

Continuïteit: $q = U_2 \cdot a_2 = U_3 \cdot h_3 = \text{constant}$ voor geval (a) of

Continuïteit: $q = U_2 \cdot h_2 \cdot h = U_3 (h_3 + d)$ voor geval (b)

De afvoerrelatie wordt verkregen door substitutie van deze vergelijkingen in (4-1). Het resultaat is een gecompliceerde vergelijking die tot relatief bewerkelijke berekeningen leidt.

Bovendien is de resulterende vergelijking slechts geldig voor de in beschouwing genomen geschematiseerde constructie en voor de bij de afleiding gehanteerde aannamen. Daarom wordt de voorkeur gegeven aan een eenvoudige vergelijking waarin een afvoercoëfficiënt is ingevoerd, die uitsluitend uit metingen (in de natuur of aan een schaalmodel ervan) bepaald kan worden.

Tot dusver is het probleem tweedimensionaal behandeld; variaties in de geometrie van de geul en/of het kunstwerk dwars op de stroomrichting zijn buiten beschouwing gelaten. In werkelijkheid is de stroming in de omgeving van het kunstwerk driedimensionaal, waardoor verschillen in waterstanden en stroomsnelheden in raaien loodrecht op de stroomrichting ontstaan. Vooral bij kunstwerken waarin de stroming in horizontale zin gecontracteerd wordt, kunnen deze verschillen aanzienlijk zijn. Gewoonlijk wordt de afvoerrelatie voor het kunstwerk als geheel beschouwd, de invloed van de driedimensionale effecten -zoals dwarsvariëaties en randeffecten- wordt verdisconteerd in de waarde van. De eerder genoemde eenvoudige afvoerrelatie luidt:

$$Q = \mu A \sqrt{2g\Delta H} \quad (4-2)$$

waarin Q = het debiet door het kunstwerk [m³/s]
 A = oppervlakte doorstroomprofiel van het kunstwerk [m²]
 ΔH = het verval = $H_1 - h_3$ [m]

Deze vergelijking geeft de relatie weer tussen het debiet door de kering (Q) en het verval als functie van de afmetingen en eigenschappen van het doorstroomprofiel van het kunstwerk. Hierbij wordt h_2 van vergelijking (4-1) vervangen door de benedenstroomse waterstand h_3 , de invloed van het verschil alsmede de invloed van eventuele intreëverliezen is verdisconteerd in de afvoercoëfficiënt μ . Bij constructies met sterk driedimensionaal karakter wordt de grootte van μ bovendien beïnvloed door de ligging -dwars op de stroomrichting- van de plaats waar h_3 wordt gemeten. Genoemde vervanging berust hoofdzakelijk op praktische gronden: het bepalen van de plaats van het meten van h_2 in constructies is meestal moeilijk of onmogelijk, terwijl het meten van h_3 daarentegen vrij eenvoudig is. Bovendien is het veelal in de praktijk gewenst de hoogte van h_3 te kennen; deze vormt het startpunt voor de berekening van de stroming in het benedenstroomse traject.

In sommige gevallen, met name indien $\frac{U_1^2}{2g} \ll \Delta H$ waarin U_1 de over het doorstroomprofiel gemiddelde stroomsnelheid is (= Q/A_1), wordt het verval genomen als het waterstandsverschil boven- en benedenstrooms van de constructie, en wordt aangeduid met $\Delta h = h_1 - h_3$.

Ook in dit geval wordt de invloed van het verschil tussen h_1 en H_1 in de waarde van μ verdisconteerd. Vergelijking (4-2) wordt dan:

$$Q = \mu A \sqrt{2g\Delta h} \quad (4-2a)$$

Voor het doorstroomprofiel A wordt genomen de keeldoorsnede van de constructie (geval a) of, bij vrije waterspiegel (geval b), een referentiedoorsnede bij de keel van de constructie, echter met de waterspiegel gelijk aan h_3 ; dit omdat gewoonlijk h_3 wordt gemeten (nodig voor het verval), terwijl h_2 onbekend blijft en het verschil tussen A behorend bij h_2 en A behorend bij h_3 meestal gering is. Keuze van A op andere secties blijft mogelijk, hoewel minder realistisch. Meestal is de verhouding van zo'n doorsnede tot het keel-doorstroomprofiel nagenoeg constant, met als gevolg dat μ evenredig ermee verandert.

De grootte van de afvoercoëfficiënt μ is dus afhankelijk van de definities van het doorstroomprofiel en het verval. In de eerste plaats is μ echter afhankelijk van de vormgeving en geometrie van het kunstwerk en de directe omgeving ervan.

De waarde van μ vertegenwoordigt, naast de in- en uitreeverliezen, de wrijvingsverliezen in het kunstwerk, alsmede eventueel andere „interne” verliezen, zoals die tengevolge van de aanwezigheid van sponningen, schuiven en dergelijke.

In de meest algemene vorm geldt dus:

$$\mu = f(\text{vormgeving kunstwerk, materiaal constructie, plaats/definitie } \Delta H, \text{ plaats/definitie } A, \text{ benedenwaterstand, } Q) \quad (4-3)$$

Vergelijking (4-2) is geldig zolang de stroom zich in het „sub-kritische” gebied bevindt (voorwaarde bij een lange overlaat is dat $Fr_2 = U_2/\sqrt{gh_2} > 1$).

Bij deze situatie spreekt men van een „onvolkomen overlaat”. Bij overschrijding van bovengenoemde grens wordt de situatie van een „volkomen overlaat” verkregen, waarbij het debiet niet meer afhankelijk wordt van de benedenwaterstand, maar slechts van de hoogte van de bovenstroomse energielijn ten opzichte van de „kruin” van de constructie (H_1 in fig. 4-2b):

$$Q = \frac{2}{3} m L \sqrt{\frac{2}{3} g H_1^3} \quad (4-4)$$

waarin: m = afvoercoëfficiënt, afhankelijk van geometrie van waterloop en kunstwerk en plaats waarop H_1 wordt gemeten. Deze coëfficiënt is vergelijkbaar met de afvoercoëfficiënt bij een onvolkomen overlaat.

$$L = \text{lengte overlaat (dwars op stroomrichting)} \quad [m]$$

De voorwaarde bij de grens en het verschil tussen volkomen en onvolkomen condities bij een lange overlaat kunnen op fysische gronden als volgt worden verklaard [29]

Uitgaande van een vaste bovenwaterstand, zal een verlaging van de benedenwaterstand tot vergroting van het debiet leiden. Een dergelijke verandering laat zich niet meteen op de overlaat voelen, maar zal zich eerst tegen de stroom in voortplanten. De voortplantingssnelheid nabij de overlaat bedraagt: $c = c_0 - U_2$, met $c_0 = \sqrt{gh_2}$.

Zolang $c_0 > U_2$ (c is positief) zal de verlaging van de benedenwaterstand uiteindelijk tot aan de overlaat doordringen en de hoogte en snelheid van de stroom daar wijzigen. Bij $c_0 < U_2$ zal de verstoring de overlaat nooit kunnen bereiken (c is negatief), met andere woorden de afvoer is afhankelijk van alleen de bovenstroomse condities.

Verliescoëfficiënt

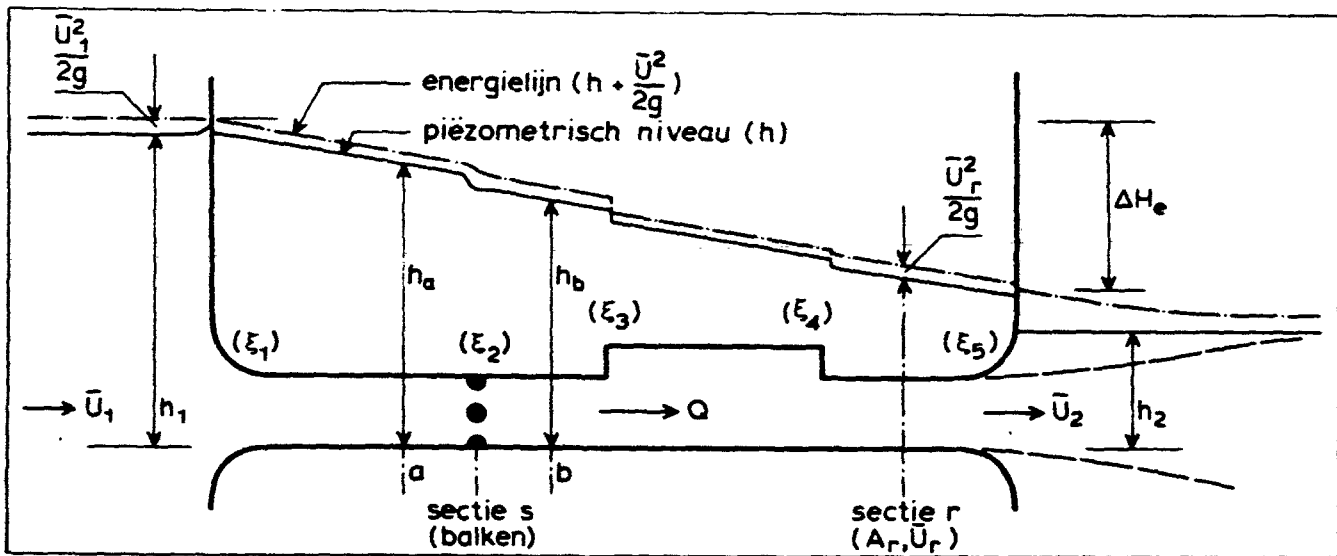
In gesloten leidingen worden de energieverliezen uitgedrukt in verliescoëfficiënten die gerelateerd zijn aan een referentiedoorsnede A_r . Het verschil in energiehoogte H_e aan weerszijden van de „constructie” wordt uitgedrukt als:

$$\Delta H_e = \left(\sum_1^n \xi \right) \bar{U}_r^2 / 2g = \left(\sum_1^n \xi \right) Q^2 / 2g A_r^2 \quad (4-5)$$

en

$$\Delta H_e = (h_1 + \bar{U}_1^2 / 2g) - (h_2 + \bar{U}_2^2 / 2g)$$

waarin U_r de gemiddelde stroomsnelheid is in de referentiesectie r , \bar{U}_2 de stroomsnelheid in de geconcentreerde straal (zie fig. 4-3) en ξ de verliescoëfficiënt. In deze vergelijking wordt er vanuit gegaan dat de energieverliezen van de diverse onderdelen aan el-



Figuur 4-3:
Verliescoëfficiënt in gesloten leidingen

kaar gesuperponeerd kunnen worden (lineair systeem dus). Het superpositiebeginsel is echter slechts toepasbaar als van onderlinge beïnvloeding geen sprake is. Bij toepassing dient de geldigheid van dit beginsel steeds kritisch te worden bekeken.

Het energieverval over sectie s, waarin een aantal balken zijn geplaatst, wordt bepaald door het verschil in piëzometrisch niveau ter plaatse van de doorsneden a en b (h_a en h_b) aan weerszijden van sectie s. In deze doorsneden is het debiet gelijk en daarmee de term $\bar{U}^2/2g$. Het energieverval wordt dan:

$$\Delta h_{\text{balken}} = h_a - h_b = \xi_2 \frac{\bar{U}^2}{2g}$$

Omdat de hoeveelheid van beweging ($\Delta Q U$) in doorsneden a en b gelijk is, is de kracht die door het verval over de balken Δh_{balken} geleverd wordt gelijk aan de weerstandskracht F_w die door het water op de balken wordt uitgeoefend (en omgekeerd door de balken op het water):

$$F_w = \Delta h \rho g A_{a,b} = \rho g A_{a,b} \xi_2 \left(\frac{\bar{U}_{a,b}^2}{2g} \right)$$

Is de doorsnede $A_{a,b}$, tegelijkertijd de referentiedoorsnede A_r dan geldt:

$$F_w = \rho g \Delta h A_r = \frac{1}{2} \rho \xi_2 A_r \bar{U}_r^2 \quad (4-6)$$

De relatie tussen de afvoercoëfficiënt en de verliescoëfficiënt wordt verkregen door in vergelijkingen (4-2) en (4-5) dezelfde ξ , ΔH_e en A te substitueren (bij een verval de waterdiepte zijn Δh en ΔH_e bij een overlaat nagenoeg gelijk):

$$\xi = 1/\mu^2 \quad (4-7)$$

4.1.3. Bepaling van de grootte van de afvoercoëfficiënt

Voor een kunstwerk met een gegeven geometrie is het niet goed mogelijk de bijbehorende afvoercoëfficiënt te „berekenen”. In de literatuur zijn tal van experimentele gegevens bekend over de afvoercoëfficiënt van min of meer standaardtype constructies, met

behulp waarvan een schatting voor het te beschouwen kunstwerk kan worden gemaakt. De aldus verkregen waarde van μ (of ξ) kan derhalve slechts een benadering zijn van de werkelijke waarde, zelfs voor de eerder genoemde standaardconstructies (invloed omgeving en driedimensionale effecten). Voor een nauwkeurige bepaling van de afvoercharacteristieken (d.w.z. de afvoercoëfficiënt als functie van verval en waterstand) is men op hydraulisch onderzoek in schaalmodellen aangewezen. Voor reeds uitgevoerde werken en ter controle van modelonderzoek achteraf wordt de grootte van de afvoercoëfficiënt bepaald uit metingen in het prototype.

In de hoofdstukken 3 en 7 wordt nader ingegaan op de schaalregeis in het algemeen en de betekenis van de diverse kentallen (Froude, Reynolds, Weber, Thoma enz.), waaruit de schaalwetten worden afgeleid. Hierin wordt volstaan met het volgende te vermelden:

Bij het onderzoek naar de afvoercharacteristieken in schaalmodellen van constructies met vrije waterspiegel wordt gebruik gemaakt van de schaalwet van Froude (zie 3.6.2.). Deze schaalwet gaat er vanuit dat de verhouding tussen de traagheidskrachten en de zwaartekracht, uitgedrukt in het zogenaamd Froudegetal U/\sqrt{gh} , in model en in prototype gelijk moet zijn (U = stroomsnelheid, h = hoogte, g = versnelling tengevolge van zwaartekracht). Als gevolg daarvan wordt de ligging van het wateroppervlak geometrisch gelijkvormig in het model weergegeven. Toepassing van bovengenoemde wet levert:

$$n_U = n_L^{1/2}$$

$$n_Q = n_L^{5/2}$$

waarin: n = schaalfactor = prototypewaarde/
modelwaarde

n_L = lengteschaal

n_U = snelheidsschaal

n = debietschaal

De grootte van de afvoercoëfficiënt is in sterke mate afhankelijk van de geometrie van het kunstwerk en de directe omgeving ervan. In verband hiermee is een **geometrisch gelijkvormig model** noodzakelijk; dat wil zeggen een niet-samengetrokken model waarin de vormgeving van het kunstwerk en omgeving, inclusief constructiedetails, nauwkeurig dient te worden gereproduceerd.

De keuze van de modelschaal hangt af van de grootte van het kunstwerk en de aard en omvang van eventueel aangestroomde onderdelen van de constructie. Om te vermijden dat overdreven grote viskeuze krachten de stroming in het model onjuist beïnvloeden, dient bij de keuze van de modelschaal op de waarde van het getal van Reynolds in het model (Re_m) te worden gelet. Bij constructies met hoekige vorm, waarbij de loslaatpunten van de stroming gefixeerd zijn, is het voldoende dat de stroming in het model turbulent is ($Re_m > ca. 2000$).

Stroming bij afgeronde constructies is meer gevoelig voor de grootte van het ter plaatse geldende Reynoldsgetal. De loslaatpunten van de stroom en daarmee ook de op de constructie uitgeoefende krachten zijn in dit geval zelfs bij zeer hoge Re nog afhankelijk van de grootte van het Reynoldsgetal. In dergelijke gevallen is een relatief groot model (kleine schaal) meestal noodzakelijk. In die gevallen waarbij een constructie afgeronde onderdelen omvat is het soms nodig een splitsing in het onderzoek te maken. Bijvoorbeeld de caisson met de (afgeronde) roosterschuiven was een dergelijk geval. De verliescoëfficiënt ξ_0 van genoemd onderdeel (roosters) werd in een relatief groot model afzonderlijk bepaald. De verliescoëfficiënt ξ_c van de constructie (caisson) zonder bovengenoemd onderdeel werd in een ander, relatief klein model (grote schaal) bepaald. Daarbij werd aangenomen dat de energieverliezen in de constructie en die tengevolge van het onderdeel elkaar niet of nauwelijks beïnvloeden. De verliescoëfficiënt van de gehele constructie werd door toepassing van het superpositiebeginsel bepaald:

$$\xi = \xi_c + \xi_0 \quad (4-8)$$

De afvoercoëfficiënt μ werd met behulp van vergelijking (4-7) berekend.

Met het oog op de reproductie van wandruwheid wordt het model van het kunstwerk uit relatief glad materiaal vervaardigd (hout, metaal of kunststof). Omdat de verliezen tengevolge van wrijving relatief gering zijn, wordt gewoonlijk geen stringentere eis gesteld ten aanzien van de materiaalkeuze voor het model.

Onderzoek naar de afvoercoëfficiënt van kunstwerken en dergelijke kan worden onderscheiden in de volgende twee categorieën:

a) *Bepaling tweedimensionale afvoercoëfficiënt*

Hierbij wordt de afvoercoëfficiënt bepaald met behulp van een geometrisch gelijkvormig model van een moot van het kunstwerk, aannemend dat deze dwars op de stroomrichting oneindig lang is. De invloed van de geometrie van de omgeving en van de wederzijdse beïnvloeding van eventuele variaties in de constructie dwars op de stroomrichting wordt dus buiten beschouwing gelaten. De sectie van het kunstwerk kan representatief zijn voor een situatie tijdens de bouw of voor de definitieve situatie.

Een dergelijk onderzoek vindt gewoonlijk plaats in een goot, waarbij debiet, bodemligging en geometrie van het kunstwerk dwars op de stroomrichting niet variëren. Door het instellen van een bepaald debiet bij een gegeven benedenwaterstand en het meten van het bijbehorende verval, wordt de (tweedimensi-

onale) afvoercoëfficiënt met behulp van vergelijking (4-2) of (4-4) bepaald. De proeven worden gewoonlijk uitgevoerd bij diverse debieten (of vervallen) en waterstanden om de eventuele afhankelijkheid van deze factoren na te kunnen gaan.

Het doel van deze onderzoeksmethode is om op een relatief snelle wijze een vergelijking te kunnen maken tussen diverse ontwerpen alsmede om een **orde van grootte** van de totale afvoercoëfficiënt van het kunstwerk te verkrijgen.

Het onderzoek wordt daartoe verricht bij een aantal in de waterloop voorkomende diepten, waardoor tevens eventuele diepte-effecten worden nagegaan.

b) *Bepaling driedimensionale afvoercoëfficiënt*

De driedimensionale afvoercoëfficiënt van een kunstwerk omvat de invloeden van de geometrie van bodem en oevers en van de constructie, met inbegrip van eventuele variaties in de dwarsrichting en het driedimensionale karakter van het kunstwerk. Als zodanig dient de driedimensionale afvoercoëfficiënt te worden bepaald in een niet-samengetrokken schaalmodel van een voldoende groot gebied rondom het kunstwerk om toestroming en afstroming juist te kunnen reproduceren (in verband met beïnvloeding waarde). Ook hier wordt de (driedimensionale) afvoercoëfficiënt bepaald door het instellen van een bepaald debiet bij een gegeven benedenwaterstand en het meten van het bijbehorende verval. Hierbij wordt verwezen naar hetgeen in paragraaf 4.1.2. staat vermeld, namelijk dat de grootte van de afvoercoëfficiënt gebonden is aan de plaatsen waarop het verval wordt gemeten.

4.1.4. **Verricht onderzoek ten behoeve van de stormvloedkering**

In de voorstudieperiode van de stormvloedkering werd gebruik gemaakt van zowel tweedimensionaal als driedimensionaal onderzoek naar de afvoercharacteristieken van de kering. Bij het onderzoek werden zowel de diverse bouwstadia als de diverse alternatieven van de eindsituatie van de kering (diverse grootten van A) betrokken.

Bij het tweedimensionaal onderzoek werd hoofdzakelijk gebruik gemaakt van twee goten: de tussenpad-goot in het laboratorium De Voorst en goot 4 van het gotenlaboratorium in het Waterloopkundig Laboratorium te Delft.

Bij beschouwing van het driedimensionaal onderzoek dient onderscheid te worden gemaakt tussen de volgende twee typen onderzoek:

1) **Onderzoek ter bepaling** van de (driedimensionale) afvoercoëfficiënt van de kering in de diverse sluitgaten. Hiertoe werd gebruik gemaakt van het (niet-samengetrokken) detailmodel van de sluitgaten **M1001** in het laboratorium De Voorst. Voor een beschrijving van het model wordt verwezen naar paragraaf 5.3. Behalve voor het ontgrondingsonderzoek (zie hoofdstuk 5) werd het model gebruikt bij de bepaling van de afvoercharacteristieken en voor het vastleggen van gedetailleerde stroombeelden nabij de sluitgaten.

Gewoonlijk wordt het maximale eb- of vloeddebiet in het permanentiemodel M1001 ingesteld, evenals de benedenwaterstand. De grootte en verdeling van het debiet langs de randen van het model (instel-randvoorwaarden) worden ontleend aan het overzichtsgetijmodel van de Oosterschelde (zie onder 2 hieronder). De driedimensionale afvoercoëfficiënt van een sluitgat wordt met behulp van vergelijking (4-2) bepaald, uitgaande van het ingestelde debiet Q en het gemeten verval h in de werkhavens aan weerszijden van het tracé. Voor zowel eb als vloed werd de afvoercoëfficiënt doorgaans bepaald bij twee verschillende be-

nedenwaterstanden en twee verschillende debieten (zie ook par. 4.2.2.).

In verband met de vele varianten die moesten worden onderzocht en de relatief korte duur van de studieperiode werd bij het onderhavige onderzoek afgeweken van de eis van volledige reproductie van de geometrie van de te onderzoeken constructie (caissons of pijlers). De bouw van dergelijke reproducties voor een 3 à 4 km lange kering zou te veel tijd kosten. In plaats hiervan werd gewerkt met „vereenvoudigde elementen” die nagenoeg dezelfde afvoercoëfficiënt hebben als de te onderzoeken constructie.

In de vereenvoudigde elementen werden de hoofdlijnen van de constructie gehandhaafd; veranderingen in dikten en afrondingen werden geïntroduceerd om de effecten van vereenvoudiging en weglating van details te compenseren. Het bepalen van de afvoercoëfficiënt van de ontworpen constructie en het „ontwerpen” van de vervangende elementen voor toepassing in het detailmodel M1001 vonden plaats via tweedimensionaal onderzoek bij diverse diepten (gewoonlijk drie diepten).

2) Onderzoek met gebruikmaking van een modelkering met een gegeven effectieve doorstroomoppervlakte (μA), ter bepaling van de getijbeweging in het bekken (tijdens de bouw en bij de eindsituatie van de stormvloedkering).

Hier toe werd gebruik gemaakt van het overzichtstijmodel van de Oosterschelde M1000, eveneens in het laboratorium De Voorst.

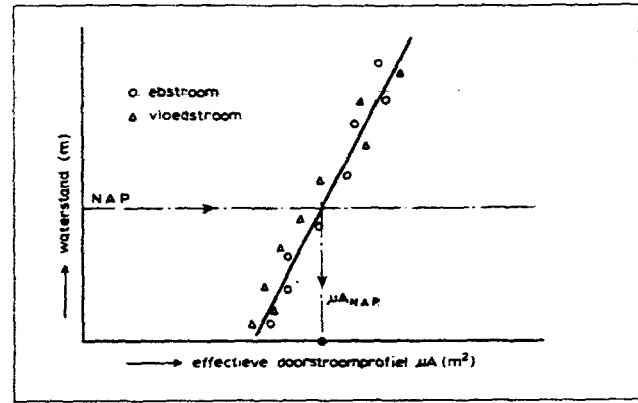
Voor een beschrijving van het model wordt verwezen naar paragraaf 3.6. Dit model is samengetrokken (met factor 4); daarom is het onmogelijk van een geometrisch gelijkvormig model van de stormvloedkering te spreken. Derhalve werd ook in dit model gewerkt met „vereenvoudigde elementen”, die bovendien samengetrokken waren. Hierbij dient te worden opgemerkt dat de afmetingen van de modelkering in de verticale richting en in de richting dwars op de geulen (lengterichting van de kering) vaststonden, namelijk volgens de verticale respectievelijk de horizontale schaal van het model. In de lengterichting van de geulen (= stroomrichting) had men in het kiezen van de afmetingen van de modelkering en van de hellingen in die richting, enige vrijheid. Een iets te brede kering heeft immers geen consequenties op de getijbeweging in het bekken. Belangrijk is dat de afvoercoëfficiënt van het kunstwerk op de juiste wijze in het model wordt gereproduceerd.

Van genoemde vrijheid werd bij het tweedimensionaal onderzoek, waarbij de afmetingen van de vereenvoudigde elementen werden ontworpen voor het model M1000, gebruik gemaakt, met name bij de keuze van de breedte van de dorpels. Deze bleek volgens de verticale schaal te moeten worden gebouwd om zodoende de variaties in μ als functie van diepte, waterstand en debiet zo goed mogelijk te kunnen benaderen.

Als gevolg van de getijbeweging veranderen de waterstanden en het debiet door de kering voortdurend met de tijd. uit de in het model gemeten momentane waarden van Q , Δh en h , en met behulp van vergelijking (4-2)a, wordt de momentane waarde van μA als functie van de benedenwaterstand berekend.

Uit de aldus berekende discrete punten (om het halfuur) wordt door een middelingsproces de grootte van het effectieve doorstroomprofiel μA bij NAP bepaald (zie fig. 4-4). De relatie tussen μA en de benedenwaterstand wordt gewoonlijk met een rechte lijn benaderd. Bij constructies met vrije waterspiegel varieert μA als gevolg van de variatie van A en (eventueel) van μ met de benedenwaterstand. Bij niet-vrije waterspiegelconstructies zijn eventuele variaties in de grootte van μA alleen te wijten aan afhankelijkheid van μ van de waterstand. Voor onderzoek ten behoeve van de eindfase van de kering is dit te-

vens een controle of de gewenste μA inderdaad aanwezig was in het model.



Figuur 4-4: Bepaling effectief doorstroomprofiel μA in het overzichtstijmodel (constructie met vrije waterspiegel)

Het onderzoek waarbij in de diverse modellen achter elkaar wordt gemeten, is tijdens de studieperiode bekend geworden als het „treinonderzoek”. In het schema op de volgende bladzijde ziet de opzet van het „treinonderzoek” er als volgt uit:

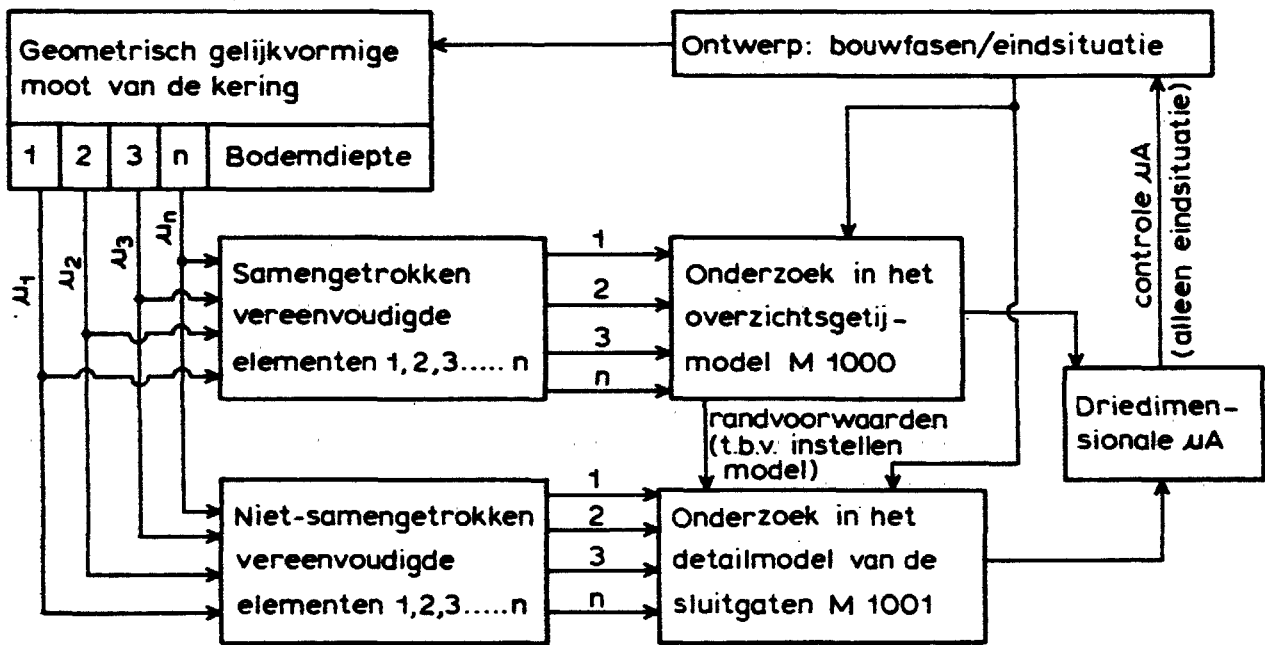
- Eerst wordt met behulp van een geometrisch gelijkvormig model de tweedimensionale afvoercharacteristiek bepaald bij 3 verschillende aanlegdiepten en voor de verschillende bouwstadia. Meerdere aanlegdiepten worden onderzocht om eventuele diepte-effecten op de grootte van μ na te gaan en deze bij het „ontwerpen” van de vereenvoudigde elementen te betrekken.
- Daarna wordt naar de zowel samengetrokken als niet-samengetrokken vereenvoudigde elementen gezocht die nagenoeg dezelfde (tweedimensionale) afvoercharacteristiek hebben als de oorspronkelijke vorm (eveneens voor dezelfde 3 aanlegdiepten en dezelfde bouwstadia) voor toepassing in het model M1000 respectievelijk M1001. Het vereenvoudigde element wordt zodanig gekozen dat het bouwen van achtereenvolgende bouwstadia in het model op eenvoudige wijze kan plaatsvinden, en dat interpolatie voor tussenliggende diepten zonder meer mogelijk is.
- De bepaling van het effectieve doorstroomprofiel μA , en dus ook van de driedimensionale afvoercoëfficiënt μ , vindt plaats in de beide modellen M1001 en M1000 op de wijze zoals onder 1) respectievelijk 2) hiervoor is beschreven.

In verband met de relatief korte duur van de studieperiode werd niet altijd volgens deze procedure gewerkt.

In eerste instantie richtte het onderzoek zich op het onderling vergelijken van een aantal constructietypen door middel van een tweedimensionaal modelonderzoek (1e fase, zie WL 8-66). Parallel daaraan werd in het getijmodel M1000 onderzoek verricht met een zeer schematische caissondam. Daarna werd een relatie opgesteld tussen het tweedimensionale onderzoek en het onderzoek in het getijmodel. Dit werd gedaan door een moot van de dam uit het getijmodel in een goot op afvoercharacteristieken te onderzoeken (2e fase, zie WL 8-7 en 12). In feite is dit dus de omgekeerde procedure als die welke hierboven is beschreven.

Tweedimensionaal onderzoek
(diverse goten)

Driedimensionaal onderzoek
(de modellen M 1000 en M 1001)



Met behulp van deze relatie kon dan een schatting worden gemaakt voor de werkelijke afvoercoëfficiënt van de in de eerste fase onderzochte ontwerpen van de stormvloedkering.

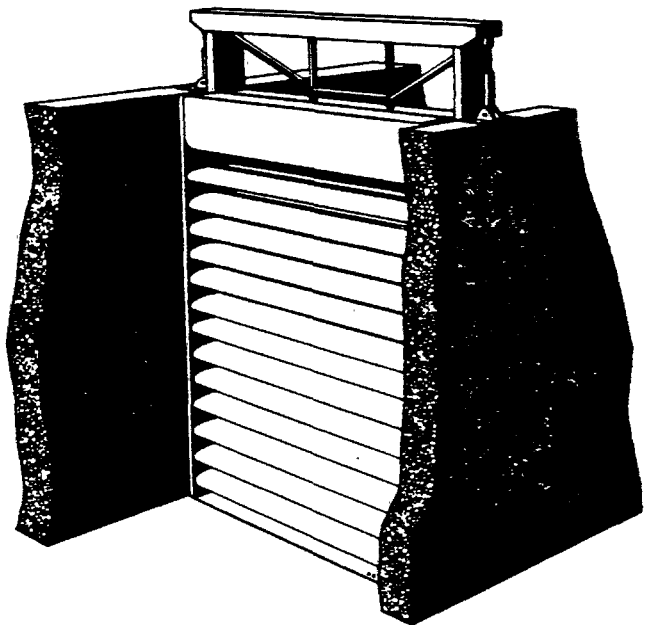
In de derde fase werd, toen het ontwerp vrij definitief in de richting van de zogenaamde brievenbusoplossing ging, een uitgebreider onderzoek verricht naar de afvoercoëfficiënt van dit ontwerp (WL 8-42, 51, 54 en 55). Daartoe werd de eerder beschreven procedure gevolgd.

Van de pijlerdam werd tijdens de studieperiode alleen een tweedimensionaal afvoeronderzoek verricht (WL 8-52). Met behulp van alle gegevens van de caissonoplossing was het mogelijk een schatting voor de gehele pijlerdam te maken. Vlak na de studieperiode werd een zo goed mogelijke schematisatie van de eindsituatie van pijlerdam met $\mu A = 11.500 \text{ m}^2$ in het sluitgat de Roompot in het detailmodel M1001 onderzocht (WL-69), zie ook paragraaf 5.6.5.

4.1.5. Resultaten van het onderzoek

1e fase: tweedimensionaal onderzoek (WL 8-66, M1327, M1329)

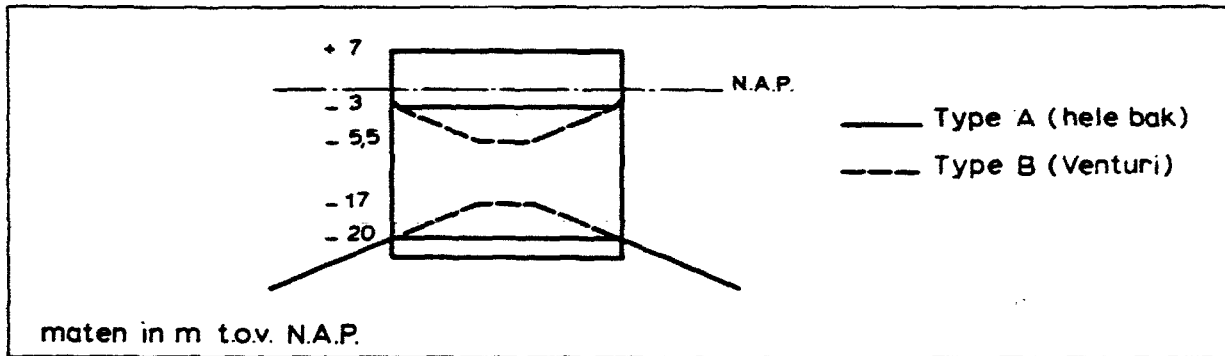
Als eerste oriëntatie met betrekking tot de tweedimensionale afvoereigenschappen van diverse ontwerpen van de stormvloedkering zijn van vele meer of minder geschematiseerde caissontypen de afvoercoëfficiënten bepaald (zie fig. 4-6). Met deze caissons, zoals de venturi-, hele bak-, halve bak- en open bakcaissons, werd tevens de invloed nagegaan van de plaatsing van verschillende typen (geschematiseerde) roosterschouwen. Een probleem daarbij was dat de roosterschouwen afgeronde vormen bezaten (zie fig. 4-5 en verder hoofdstuk 7), die op de schaal waarop het onderzoek werd verricht (ca. 40) moeilijk nauwkeurig te maken waren. Bovendien werd gevreesd dat de viscositeit op die schaal de weerstand te sterk zou beïnvloeden (zie 4.1.3.).



Figuur 4-5:
De roosterschouf

Daarom werd de verliescoëfficiënt van de roosterbalken ξ_r in een apart onderzoek bepaald (zie verslag M1327) en werd in het overzichtsmodel M1000 gewerkt met rechthoekige roosterprofielen waarvan de weerstand Reynolds-ongevoeliger was. Zoals in 4.1.3. reeds vermeld, was het dan mogelijk met behulp van vergelijkingen (4-2, 5-7) de totale afvoercoëfficiënt te bepalen. Ter controle werden in een latere fase rechthoekige roosterbalken voor dit onderzoek vervaardigd die dezelfde ξ bezaten als de afgeronde roosterbalken.

Enkele resultaten uit deze fase van het onderzoek zijn:



Figuur 4-6:
Twee op afvoercoëfficiënt onderzochte caissonontypen

- De afvoercoëfficiënt van de caisson met getrokken schuiven (betrokken op de bovenstroomse energiehoogte en de benedenstroomse waterstand en de keeldoorsnede) bedraagt voor type A circa 1,15 en voor type B circa 1,45 (de invloed van de waterstand en verval op μ was vrij gering). Deze laatste is hoger omdat de vertraging in een venturivorm geleidelijker verloopt, waardoor het vertragsverlies kleiner wordt. Voor het ontwerp betekent een hogere μ -waarde een kleinere schuif met relatief meer afvoercapaciteit, hetgeen aantrekkelijker kan zijn. De absolute grootte van de afvoercapaciteit was bij type B echter lager dan die van type A, ondanks de hogere μ . Het effectieve doorstroombroef μ_A van caissonstype B bedroeg: $1,45 \times 11,5 = 16,7 \text{ m}^2/\text{m}^2$ en van het caissonstype A: $1,15 \times 17 = 19,6 \text{ m}^2/\text{m}^2$.
- Bij een goede vormgeving van de roosterbalken bleek een verliescoëfficiënt ξ_r (betrokken op de keeldoorsnede van een caisson, zijnde het bruto schuifoppervlak) van minder dan 1 haalbaar. Uitgaande van $\mu = 1$ betekent dit voor caissonstype A een totale afvoercoëfficiënt volgens vergelijking (4-7) van:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{(1,15)^2} + 1}} \approx 0,75 \quad (4-8a)$$

Aangenomen werd hierbij dat de aanwezigheid van de roosterbalken de werking van de caisson (type A) zelf niet of nauwelijks beïnvloedt; controlemetingen achteraf gaven een redelijke bevestiging van deze aanname.

De verkregen waarde van μ betekent dat, terwijl de roosterbalken 50% van het profiel blokkeren, de afname van μ_A slechts 35% bedraagt.

Uit het onderzoek naar de roosterbalken bleek echter ook dat de afvoercoëfficiënt zeer gevoelig is voor afwijkingen van de ideale vorm. Hierbij kan gedacht worden aan een roosterschuij die niet geheel geopend is, of aan aangroei van bijvoorbeeld mosselen (zie verslag M1327). Daarom moet met een hogere verliescoëfficiënt voor de roosters gerekend worden. Daarnaast bleek de venturiewerking van caissonstype B geheel verloren te gaan als gevolg van de overheersende weerstand van de roosterbalken.

Verder werden in het tweedimensionale onderzoek de invloeden nagegaan van wandafstanden, bodembakvormen, schotbalkvormen (bij de brievenbusoplossing) en dergelijke. Voor een gedetailleerde beschrijving wordt verwezen naar WL 8-66.

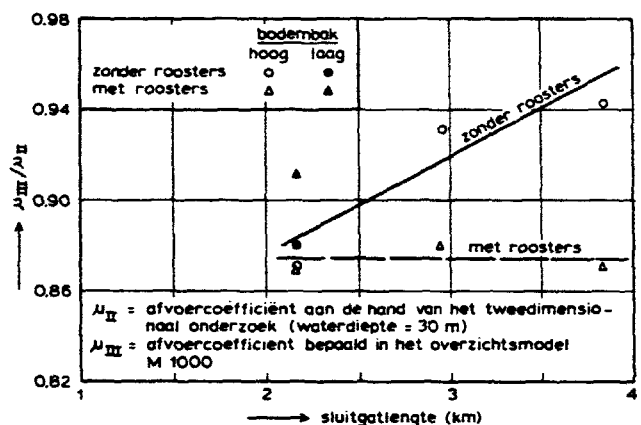
2e fase: relatie tweedimensionaal-driedimensionaal onderzoek CWL 8-17, 12 en 37).

Teneinde de resultaten van het tweedimensionale onderzoek van de diverse voorontwerpen te vertalen naar de werkelijkheid, was het nodig een relatie te leggen met de driedimensionale situatie van een dam in een sluitgat. Aangezien de gebruikelijke procedure (zie 4.1.4.) te veel tijd zou kosten voor alle ontwerpen, werd besloten de omgekeerde weg te volgen. Een moot uit een sterk geschematiseerde caissondam van het getijmodel M1000 werd bij één waterdiepte (van 30 m) in een goot onderzocht. De tweedimensionale afvoercoëfficiënt μ_{II} werd bij verschillende waterstanden bepaald.

Daarbij werd het verval gedefinieerd als het verschil tussen de energiehoogte bovenstrooms en de waterstand benedenstrooms van de constructie (ΔH dus).

In het hydraulisch model is het meten van de gemiddelde energiehoogte een bewerkelijke procedure wegens het grote aantal punten waar waterstanden en stroomsnelheden moeten worden gemeten.

Doorgaans is daarom volstaan met het meten van waterstanden in de havens boven- en benedenstrooms van het sluitgat. Figuur 4-7 geeft de resulterende verhouding weer tussen de tweedimensionale en de driedimensionale afvoercoëfficiënt van dezelfde sterk geschematiseerde caissondam (d.w.z. eventuele invloed van samenrekking is geëlimineerd).



Figuur 4-7:
Verband tussen tweedimensionale en driedimensionale afvoercoëfficiënt bij een onderzocht caissonstype.

Met behulp van deze figuur en het tweedimensionale onderzoek werd in eerste instantie voor de diverse ontwerpen het totale effectieve doorstroomprofiel bepaald.

In het overzichtstijmodel M1000 werden de metingen verricht bij een aantal sluitgatlengten (zie WL 8-7). Uit de vergelijking blijkt tevens dat bij open caissons de afvoercoëfficiënt μ toeneemt met de grootte van de sluitgatlengte, terwijl in het geval van caissons met roosters dit niet zo is (zie fig. 4-7).

Vanwege de bovengenoemde verschillen in vervalbepaling, het feit dat het tweedimensionale onderzoek slechts bij één diepte is verricht en de veelal grote variatie in doorstroomhoogte in lengterichting van het sluitgat, is het gevonden verband tussen de tweedimensionale en driedimensionale afvoercoëfficiënt alleen bruikbaar voor een oriënterend onderzoek en voor vergelijkbare situaties.

3e fase: het „treinonderzoek“ (WL 8-42,47,48,51,54 en 55)

Omstreeks oktober 1975 toen het ontwerp vrij definitief in de richting van de brievenbus-caissondam bleek te gaan, werd besloten het onderzoek volgens de in paragraaf 4.1.4. beschreven procedure te verrichten (het z.g. "treinonderzoek"). Bij dit onderzoek werden de volgende 4 fasen in beschouwing genomen:

- wintersluitgat (drempelopbouw voltooid),
- plaatsing van de caissons; bij alle caissons geplaatst bedraagt het effectieve doorstroomprofiel $\mu A \approx 38.000 \text{ m}^2$,
- eindsituatie met $\mu A \approx 20.000 \text{ m}^2$; deze fase fungeert tevens als een bouwphase (van de dorpels) voor de eindsituatie met het lagere effectieve doorstroomprofiel en
- eindsituatie met $\mu A \approx 11.500 \text{ m}^2$.

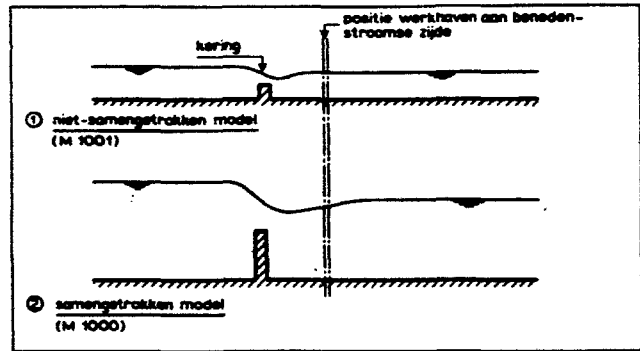
Via tweedimensionaal onderzoek bij drie verschillende bodemdiepten werd gezocht naar vereenvoudigde caissons voor de modellen M1000 en M1001, die dezelfde afvoercharacteristieken hebben als de brievenbuscaissons (zie WL 8-42 en 51).

Met de aldus ontworpen vereenvoudigde caissons werden eerst in het tijmodel M1000 randvoorwaarden gemeten ten behoeve van verder onderzoek in detailmodel M1001.

In beide modellen werd het totale effectieve doorstroomprofiel bepaald met behulp van vergelijking (4-2a). Daarbij bleek de afvoercoëfficiënt in het tijmodel lager te liggen dan in het detailmodel (zie verslagen WL 8-54 en 55). Bij nader onderzoek bleek het verschil hoofdzakelijk te zijn veroorzaakt door modeltechnische aspecten zoals lekkages (onder en tussen de kopwanden van de caissons, door de bodem en via de kleppen van de modellen), nauwkeurigheid in de maatvoering en de aanvankelijke geringe verschillen in de grootte van μ die bij het schematiseren van de caissons voor beide modellen zijn ontstaan (zie verslag WL 8-70).

De aanvankelijk vermoede oorzaken, welke nader werden onderzocht (zie verslag M1382-III), bleken in het geval van de modellen M1000 en M1001 van minder betekenis te zijn. Deze oorzaken hadden betrekking op de invloed van de schaal van de diverse modellen (viscositeitseffect) en de samentrekking van het overzichtsmodel M1000. Het laatste kan zich uiten bij metingen van de waterstanden. In de modellen M1000 en M1001 wordt de waterstand op dezelfde plaats gemeten, namelijk in de werkhavens van de damkoppen. Aangezien echter het verloop van de waterspiegel voornamelijk wordt bepaald door de verticale schaal, zouden de werkhavens in het samengetrokken model M1000 een andere positie ten opzichte van het waterspiegelverloop kunnen hebben dan in het niet-samengetrokken model M1001 (zie fig. 4-8). Daardoor zouden niet-vergelijkbare vervallen kunnen worden gemeten. Hoewel

dit aspect in het onderhavige onderzoek niet van belang bleek te zijn, geeft het een beperking voor een dergelijk onderzoek in samengetrokken modellen en dient bij het aanvangen van nieuwe (deel)onderzoeken steeds in beschouwing te worden genomen.



Figuur 4-8: Invloed samentrekking op vervalmeting

Wat betreft de eerste oorzaak heeft het gootonderzoek (M1382-III) aangetoond dat de in de M1001 gemeten μ maximaal 4 à 5% hoger kan worden dan in het overzichtsmodel M1000 gemeten μ , als gevolg van verkleining van de geschematiseerde caissons. Deze werden bij het onderhavige onderzoek „ontworpen“ met behulp van modelproeven op schaal $n_1 = 35$ (of $n_1 = 140$ en $n_H = 35$) voor gebruik in de modellen M1001 ($n_1 = 80$) respectievelijk M1000 ($n_1 = 400$ en $n_H = 100$).

De gevonden waarden van de afvoercoëfficiënt μ voor de diverse sluitgaten in de diverse fasen zijn hieronder samengevat. De μ -waarde heeft betrekking op het verval gedefinieerd als het waterstandsverschil tussen de werkhavens aan weerszijden van de sluitgaten, en op het doorstroomprofiel ter plaatse van de dorpels in de caissons ten opzichte van de benedenstroomse waterstand. fase

fase	μA	μ
plaatsingsfase	$\mu A = 35.000 \text{ m}^2$	circa 1,2
eindfase	$\mu A = 20.000 \text{ m}^2$	circa 1
eindfase	$\mu A = 11.500 \text{ m}^2$	circa 0,87

Voor de pijlerdam werd tijdens de studie alleen tweedimensionaal afvoeronderzoek verricht. De grootte van de afvoercoëfficiënt bij de diverse bodemdiepten verschilde voor de eindfase nauwelijks van die van de brievenbuscaissons.

Kennelijk overheerst de invloed van de verticale vernauwing door middel van de dorpelbalken over die van de geometrie van wanden en dergelijke. In het Eindrapport Stormvloedkering Oosterschelde [1] zijn daarom voor alle drie oplossingen (brievenbuscaissons op staal, brievenbuscaissons op putten en pijlers op putten) dezelfde waarden voor de afvoercoëfficiënt aangehouden.

4.2. De vorm van het doorstroomprofiel

4.2.1. Inleiding

Behalve de grootte van het doorstroomprofiel is ook de vorm van groot belang. Doordat in de eindfase slechts een beperkt deel van de oorspronkelijke geulprofielen wordt gebruikt, is in principe een groot aantal mogelijkheden aanwezig voor de situering en de vorm van het definitieve doorstroomprofiel.

In de paragrafen 4.1. en 4.3. van het Eindrapport Stormvloedkering Oosterschelde [1] worden de argumenten die een rol spelen bij de vormgeving genoemd. Het belangrijkste hydraulische aspect is een zo goed mogelijke spreiding van de stroom over het geulprofiel, vooral in verband met de ontgrondingen (zie hoofdstuk 5).

Dit, tezamen met andere argumenten heeft geleid tot de keuze van de zogenaamde brievenbusoplossing.

Daarbij wordt zoveel mogelijk de breedte van de sluitgaten benut; de verkleining van het profiel wordt dan voornamelijk door verticale vernauwing gevonden.

De figuren 4-9 en 4-10 geven een indruk van het stroombeeld bij de brievenbusoplossing en bij de spleetoplossing (grote horizontale vernauwing).

4.2.2. Stroombeeldonderzoek brievenbusoplossing

Na de keuze voor een verticale vernauwing blijft er een groot aantal mogelijkheden voor de vorm van het doorstroomprofiel. Een belangrijk aspect daarbij is het stroombeeld ter weerszijden van de kering. Een gelijkmatig stroombeeld betekent relatief geringe turbulentie in het water en daarmee minder ontgrondingen.

Het meten van het stroombeeld in de wijde omtrek van de sluitgaten vindt gewoonlijk plaats in het overzichtsmodel M1000. Het momentane stroombeeld wordt vastgesteld door middel van stroombeeldfoto's en snelheids- en debietmetingen in twee of drie raaien per sluitgat.

Tengevolge van de samentrekking van het model wordt, vooral bij relatief grote vernauwingen van het doorstroomprofiel, het stroombeeld in de directe omgeving van het kunstwerk niet geheel juist gereproduceerd. Dit is een gevolg van het feit dat in de vertragingzone (benedenstrooms van de kering) de verhouding tussen horizontale en verticale spreiding niet goed wordt gegeven. Evenmin wordt de verticale spreiding van de stroom ten aanzien van de bodem- en geulconfiguratie juist gereproduceerd.

In verband hiermee (en met het oog op de ontgrondingen achter de bodembescherming) werd het gedetailleerde onderzoek van het stroombeeld direct benedenstrooms van de stormvloedkering in het detailmodel van de sluitgaten M1001 verricht. Met name werd daarin de verdeling van de dorpelhoogte (of de weerstand van de roosters) langs de as van het sluitgat in de eindsituatie(s) ontworpen. Het resultaat werd beoordeeld aan de hand van in het model gemeten stroomsnelheidsverdeling langs de rand van de bodembescherming.

De verdeling van dorpelhoogte of weerstand werd steeds experimenteel bepaald en wel zodanig dat de stroomsnelheidsverdeling langs de rand van de bodembescherming zo goed mogelijk aan de volgende voorwaarden voldeed:

- de snelheidsverdeling moet een regelmatig verloop hebben zonder uitgesproken (plaatselijke) pieken, en
- de snelheidsgradiënten nabij de oevers moeten zo klein mogelijk zijn.

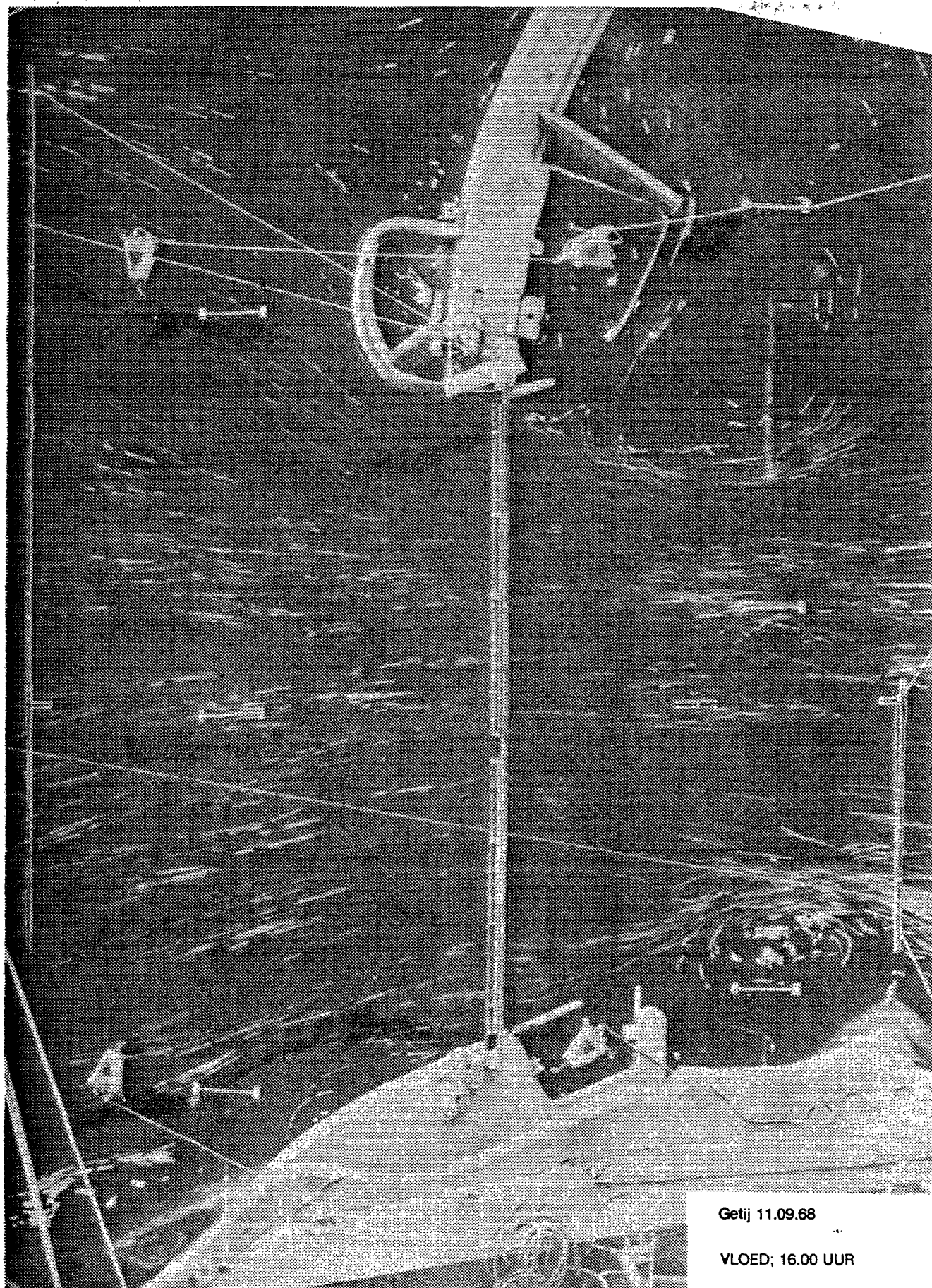
Daarbij werd er van uitgegaan dat de stroombeeldvariatie met de fase van het getij minimaal is (zie 2.6.3.). De snelheidsverdeling langs de rand van de bodembescherming werd doorgaans bij twee verschillende benedenwaterstanden en bij twee verschillende debieten gemeten. Het eerste debiet was het maximale debiet behorend bij het gemiddeld getij. Het tweede (overdreven) debiet was doorgaans van dezelfde orde van grootte als de (later) bij de ontgrondingsproeven toegepaste debieten. De overdrijving van het debiet is modeltechnisch vaak noodzakelijk in verband met het juist reproduceren van het ontgrondingsproces (zie hoofdstuk 5). Daardoor kon tevens de reproductie van de snelheidsverdeling bij de ontgrondingsproeven worden gecontroleerd.

Het uiteindelijke doel van het ontwerpen van het lengteprofiel was het verkrijgen van een zo regelmatig mogelijk verloop van de ontgrondingen. De vaak tegenstrijdige eisen voor de beide stroomrichtingen (eb en vloed) vormden hierbij een moeilijkheid. In deze gevallen moest genoeg worden genomen met een compromis.

De figuren 4-11 (a en b) geven een indruk van de variatie van het stroombeeld bij eb en vloed voor de 2800 m lange brievenbuscaissondam in het sluitgat de Roompot. De figuren 4-12 (a en b) geven hetzelfde weer voor de pijlerdam, eveneens in de Roompot. Hierbij dient te worden opgemerkt dat het brievenbusconcept eveneens bij de pijlerdam werd toegepast (voornamelijk verticale vernauwing).

In het model werd geconstateerd dat er soms een grote gevoeligheid van het stroombeeld was voor kleine veranderingen in de dorpelkruin.

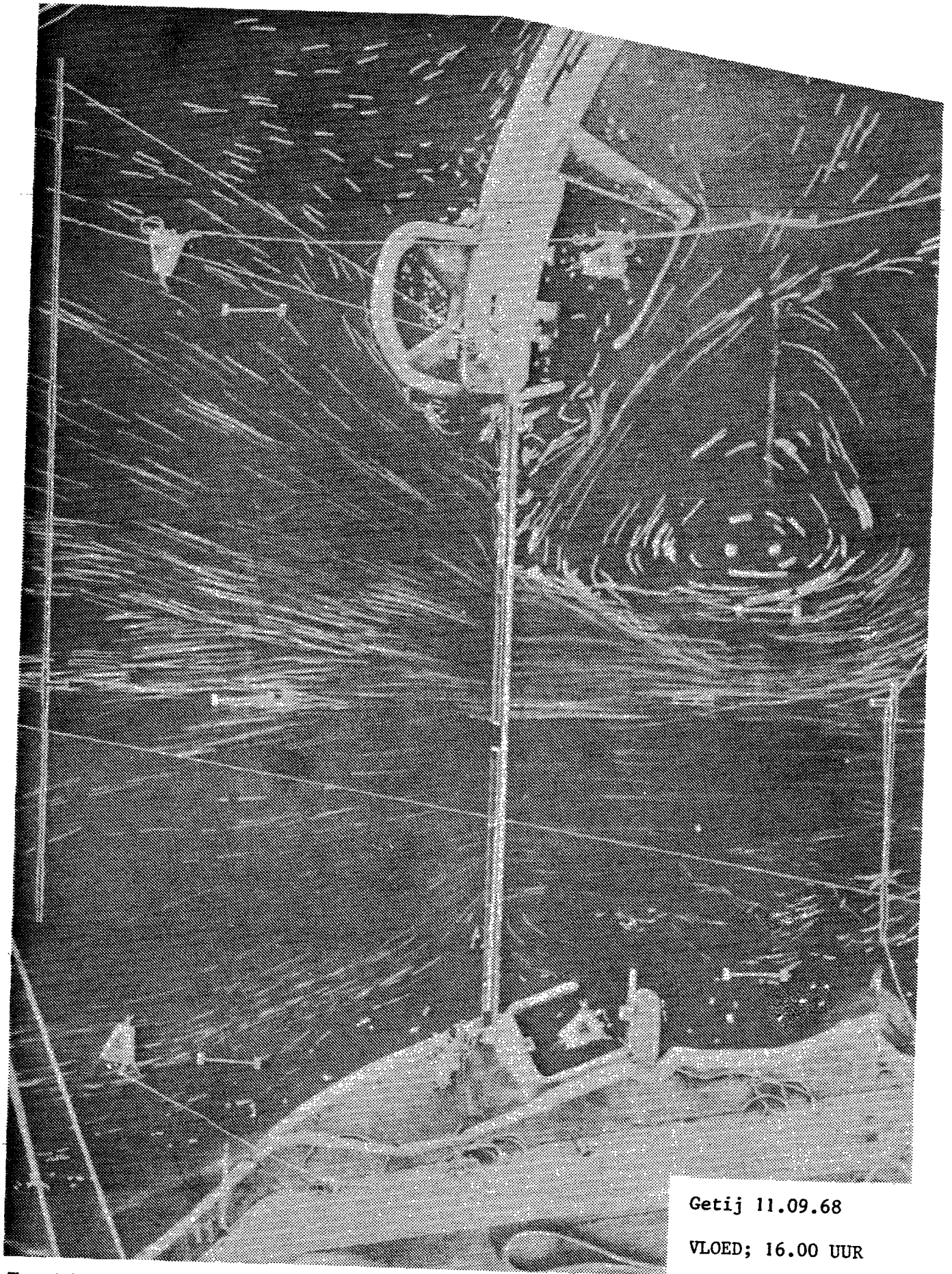
In verband hiermee lijkt het verstandig om, met name nabij de oevers, de mogelijkheid te scheppen om achteraf de dorpelhoogte enigszins te kunnen aanpassen (± 1 m), waardoor correctie van een eventueel slecht stroombeeld na de bouw van de dam mogelijk wordt. Bovendien kunnen toekomstige wijzigingen in de bodemligging, ter weerszijden van de kering, de aanstroming, en daarmee ook het totale stroombeeld beïnvloeden.



Getij 11.09.68

VLOED; 16.00 UUR

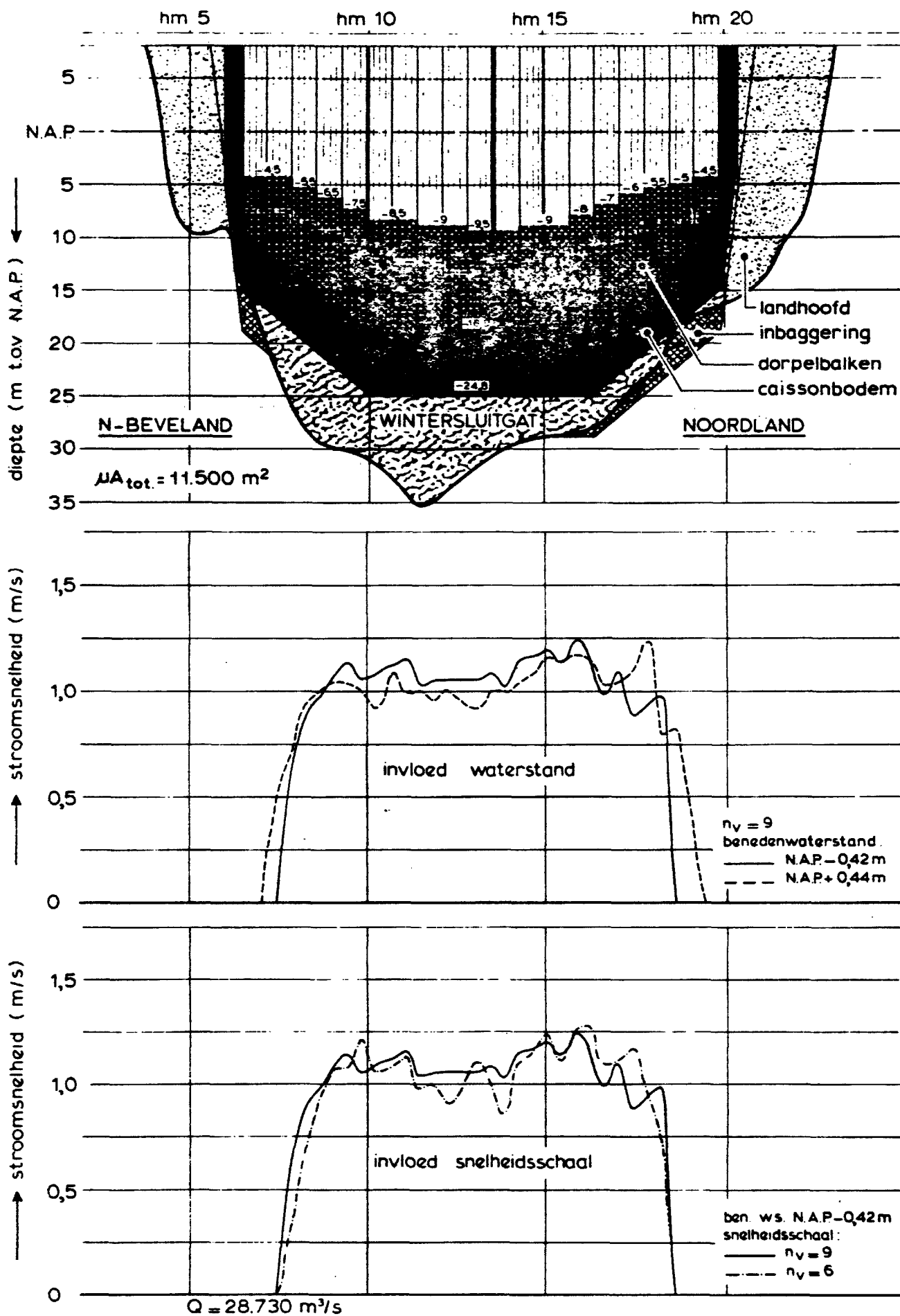
Figuur 4-9:
Stroombeeld brievenbusoplossing



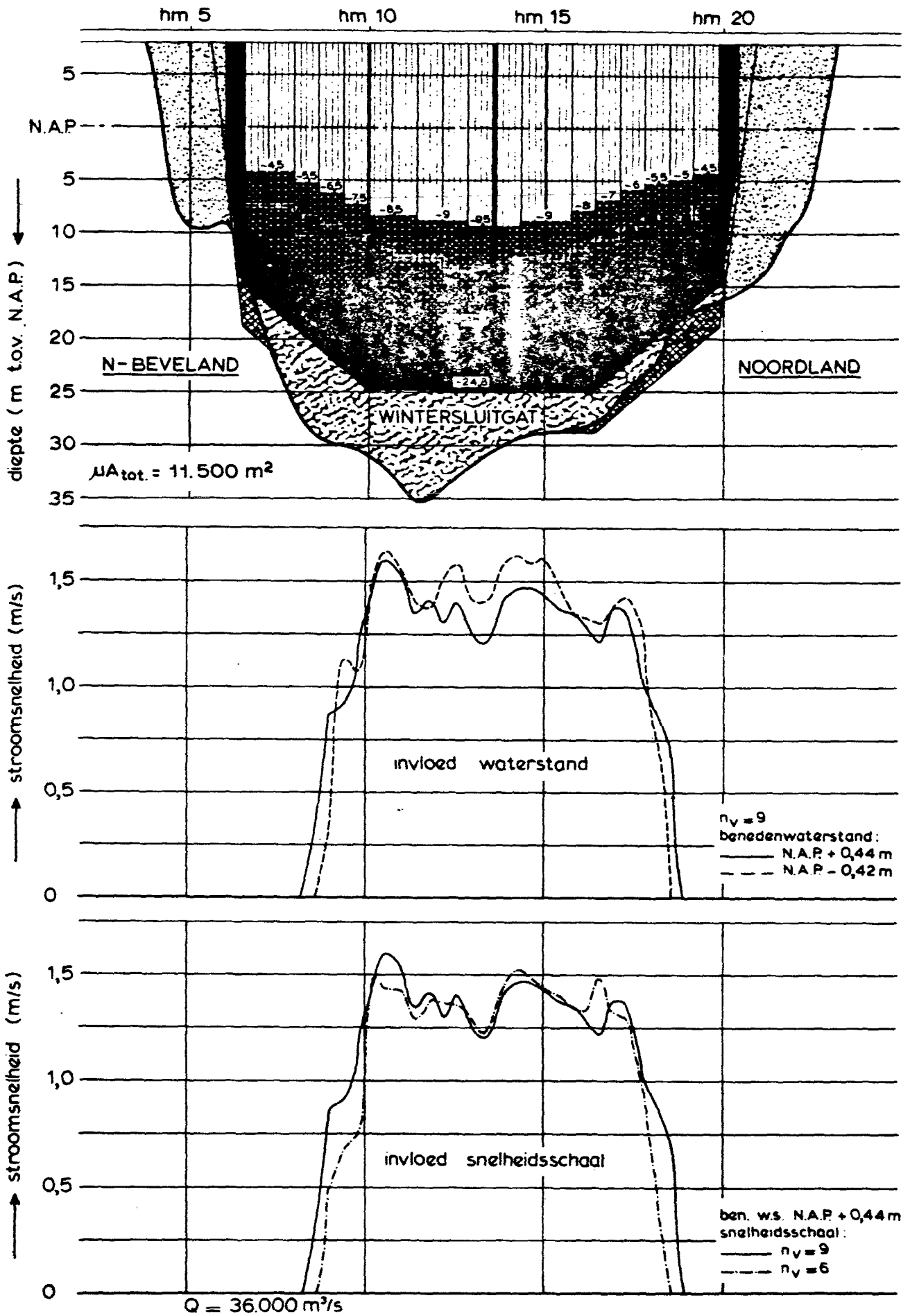
Getij 11.09.68

VLOED; 16.00 UUR

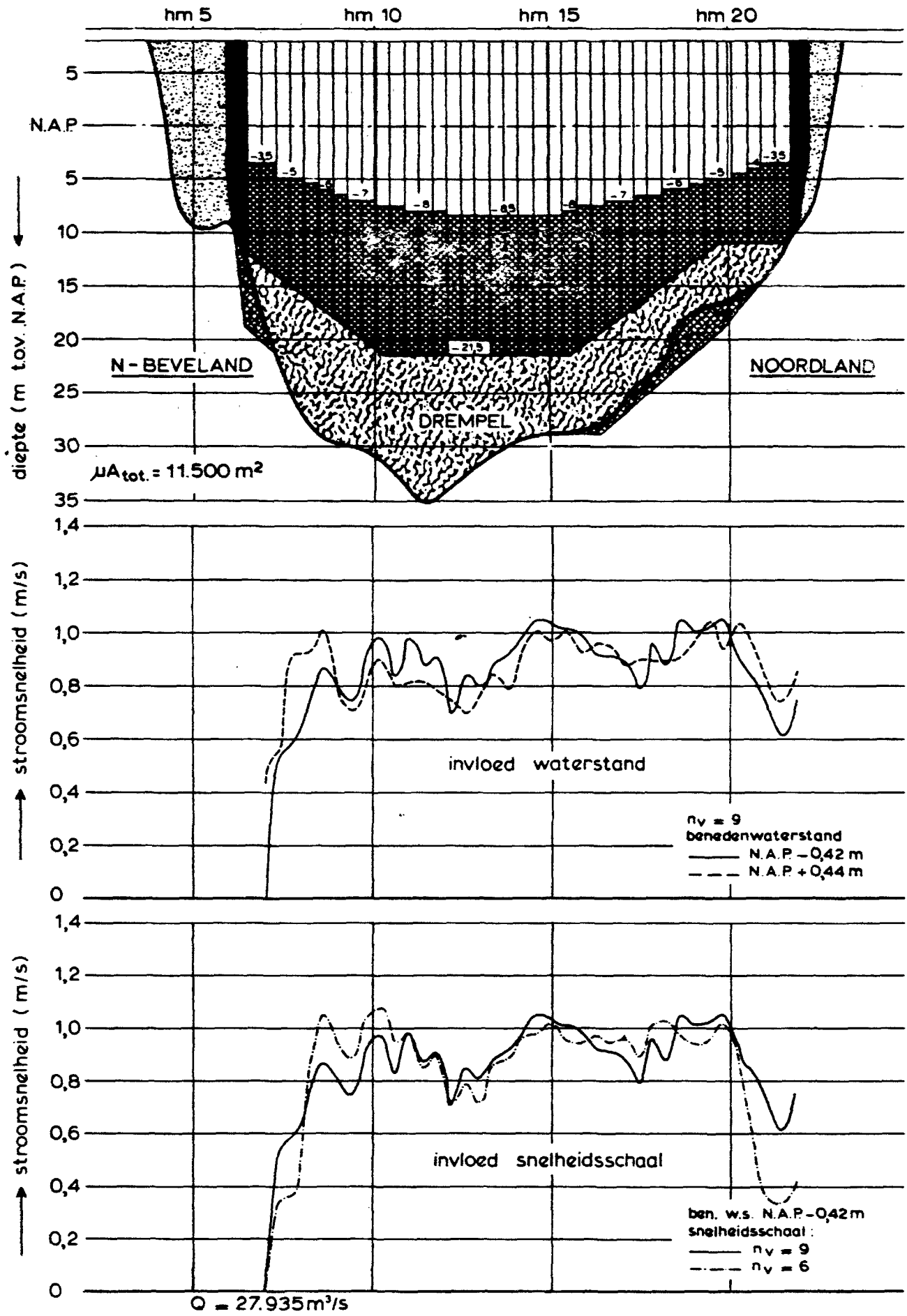
Figuur 4-10:
Stroombeeld spleetoplossing



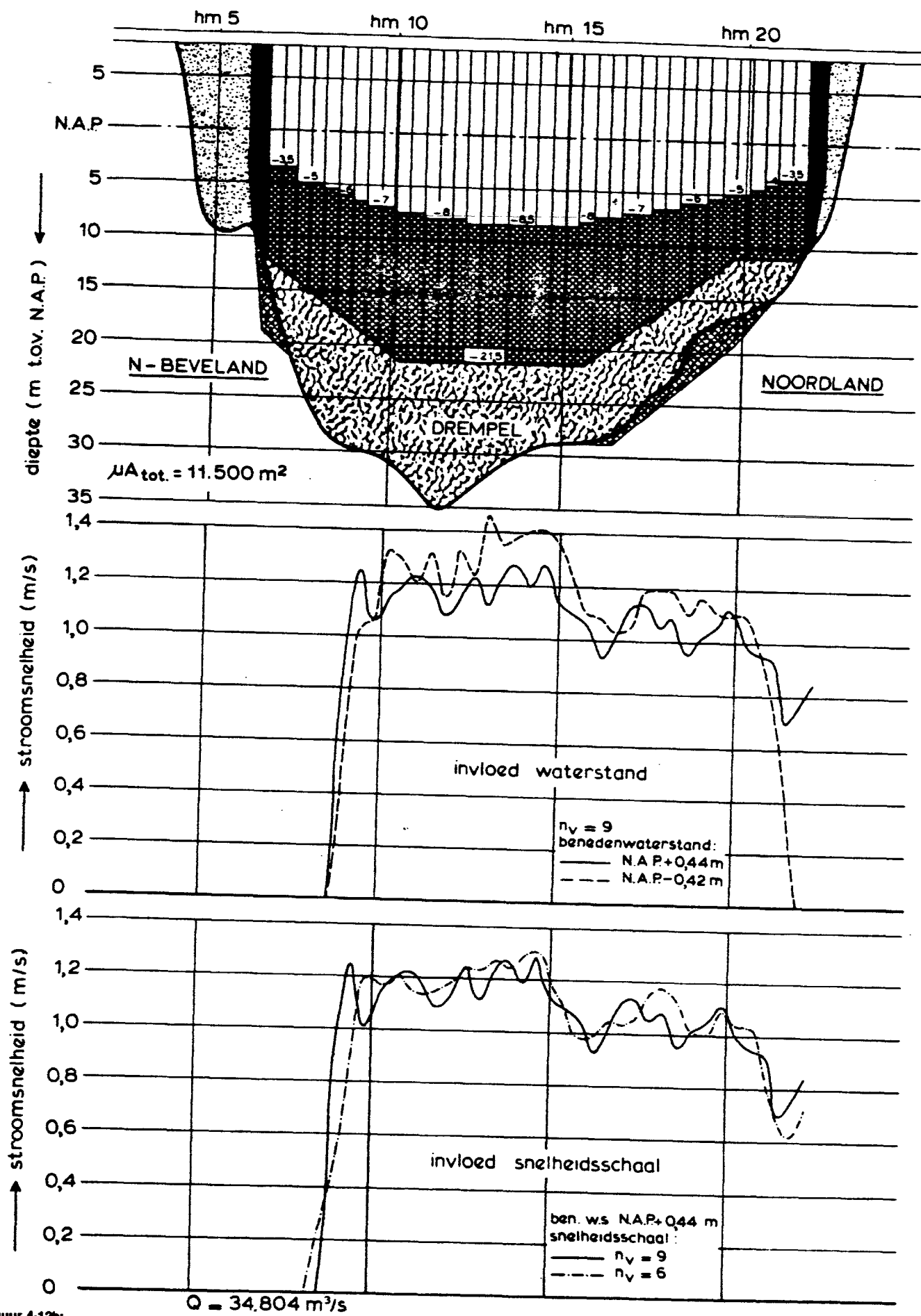
Figuur 4-11a:
Snelheidsverdeling ter plaatse van rand bodembescherming, brievenbusoplossing, ebstroom



Figuur 4-11b: Snelheidsverdeling ter plaatse van rand bodembescherming, brievenbusoplossing, vloedstroom



Figuur 4-12a:
Snelheidsverdeling ter plaatse van rand bodembescherming, pijleroplossing, ebstroom



Figuur 4-12b:
Snelheidsverdeling ter plaatse van rand bodembescherming, pijleroplossing, vloedstroom

5. Ontgroningen en bodembescherming.

5.1. Algemeen

In waterlopen waar de waterbeweging grotere krachten uitoefent op de individuele korrels op de bodem dan deze korrels kunnen weerstaan, ontstaat een beweging van het bodemmateriaal. Het resulterende materiaaltransport hangt enerzijds af van de stroomcondities (zoals de waterdiepte, stroomsnelheid en turbulentie), anderzijds van de eigenschappen van het bodemmateriaal (zoals dichtheid, vorm, grootte en gradering van de korrels). Voor een bepaald bodemmateriaal ontstaat bij een gegeven stroomconditie een bepaalde structuur van de bodem (ribbels, duinen enz.), waarbij een door beide genoemde factoren voorgeschreven transport van het bodemmateriaal hoort (zie ook paragraaf 2.6.2.).

Dit z.g. evenwichtstransport (= transporterend vermogen van de stroom) verandert niet zolang de stroomcondities (diepte, snelheid, turbulentie) onveranderd blijven. Bij verandering van de stroomcondities, hetzij met de tijd (getijbeweging) hetzij met de plaats, zal het transport zich daaraan aanpassen. De plaatselijke ligging van de bodem zal op den duur op zulke veranderingen reageren, met als resultaat uitschuring of aanzanding. Op zijn beurt zal de stroom op deze bodemveranderingen reageren, en zo gaat het door totdat een (dynamisch) evenwicht is bereikt.

Bij discontinuïteiten in de geometrie van de waterloop zullen de stroomcondities, en vervolgens ook het transportvermogen, lokaal sterk veranderen. Voorbeelden van discontinuïteiten zijn: breedteverandering van de waterloop en starre voorwerpen in de stroom; hetzij lokaal (brugpijlers, kribben e.d.), hetzij over de volle breedte (stuwen, dammen, schuiven e.d.). Over het algemeen geldt dat hoe groter de discontinuïteit is, des te ingrijpender en des te groter het gebied wordt met veranderingen in de lokale stroomcondities. De ontgroningen tengevolge van lokale voorwerpen in de stroom worden in paragraaf 8.3.3. behandeld.

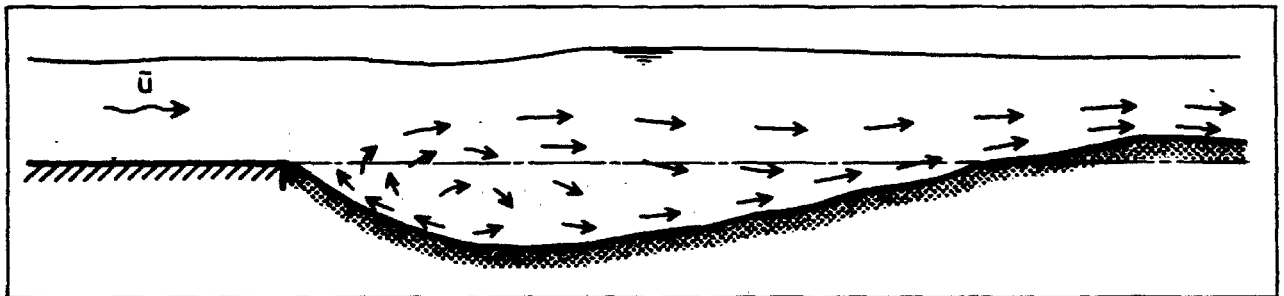
In het navolgende wordt nader ingegaan op de gevolgen van een constructie die zich min of meer over de volle breedte van de waterloop uitstrekt, en waarbij de bodem over een beperkte afstand direct benedenstrooms van de constructie wordt beschermd.

Vooraf tengevolge van de versterking van de turbulentie-intensiteit in het stroomvertraginggebied benedenstrooms van de constructie, neemt de transportcapaciteit van de stroom plaatselijk toe. Als gevolg hiervan treedt voorbij het beschermde deel van de bodem een lokale ontgroning op. Het opgewerkte bodemmateriaal wordt meegenomen door de stroom; deels in suspensie, deels langs de bodem.

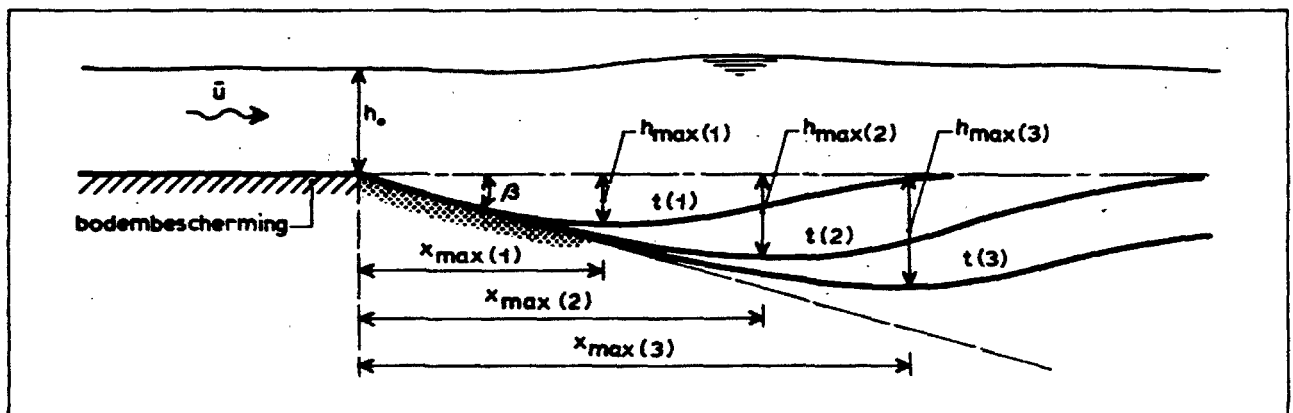
De aldus ontstane ontgrondingskuil beïnvloedt op zijn beurt het lokale stroombeeld. Bij een bepaalde mate van uitschuring laat de stroom de bodem voorbij het beschermde gedeelte los en vormt zich in het bovenstroomse deel van de ontgrondingskuil een bodemneer (zie figuur 5-1). Deze bodemneer is verantwoordelijk voor het in stand houden van de bovenstroomse helling van de kuil.

Voorbij het diepste punt van de kuil neemt de ontgrondingsdiepte geleidelijk af totdat de oorspronkelijke diepte van de stroom weer wordt bereikt. In dat deel van de kuil ondergaat de stroom een versnelling, waardoor de betekenis van de turbulentie geleidelijk aan afneemt.

In de loop van de tijd treedt een verdere uitschuring op en wordt de ontgrondingskuil langer en dieper, daarbij blijven het stroombeeld en de vorm van de kuil elkaar steeds beïnvloeden (zie figuur 5-2). Aanvankelijk ontwikkelt de ontgroning zich snel, maar het tempo neemt steeds meer af, totdat uiteindelijk een evenwichtstoestand wordt bereikt. Dit is de toestand wanneer de materiaalaanvoer gelijk is aan de lokale transportcapaciteit van de stroom uit de kuil.



Figuur 5-1: Beeld van het materiaaltransport in een ontgrondingskuil

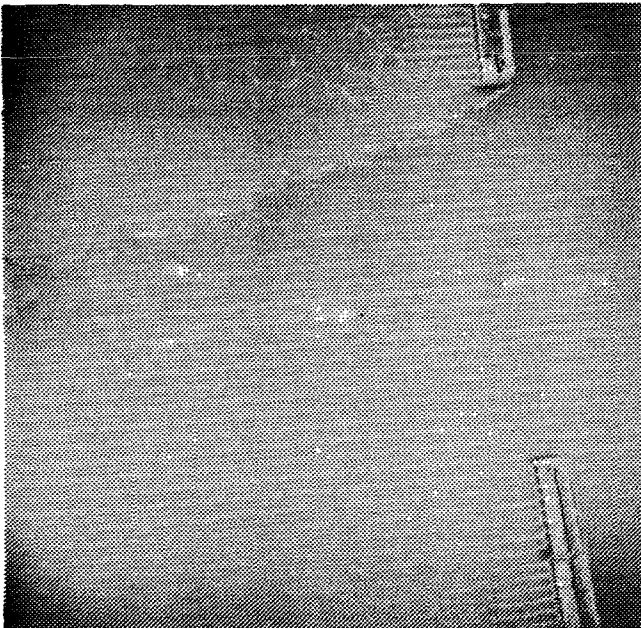


Figuur 5-2: Schematisch beeld van het ontgroningsproces.

Een speciaal geval treedt op, wanneer geen bodemmateriaal met de stroom wordt meegevoerd; in dat geval wordt de evenwichtstoestand bereikt wanneer de situatie voor begin van beweging van de korrels overal in de ontgrondingskuil wordt bereikt. Ook variaties dwars op de stroomrichting hebben hun invloed op het ontgrondingsproces: meestal heeft men met een driedimensionaal verschijnsel te maken.

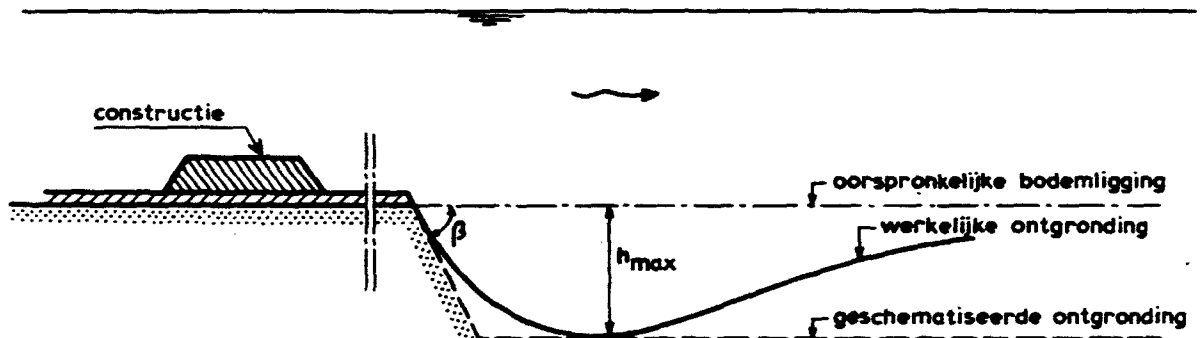
Variatie van waterdiepte, stroomsnelheid en/of turbulentie-intensiteit geven aanleiding tot een variabel ontgrondingsbeeld dwars op de stroomrichting, welke op zijn beurt het (driedimensionale) stroombeeld beïnvloedt. In het bijzonder zullen plotselinge veranderingen in de geometrie van de constructie (in dwarsrichting) leiden tot het optreden van snelheidsgradiënten waarbij wervelstraten worden opgewekt.

Dit zijn wervels met een verticale as die zich in benedenstroomse richting bewegen langs de grens van zones met sterk verschillende stroomsnelheden. Als gevolg van de verhoogde turbulentie-intensiteit hebben wervelstraten een sterk eroderende werking, waardoor de ontgroning verhoudingsgewijs plaatselijk intensiever wordt. Als duidelijk voorbeeld hiervan wordt het „koeffect” van dwars op de stroom staande dichte constructies genoemd (zie figuur 5-3).



Figuur 5-3:
Koeffect

Figuur 5-4:
Karakterisering van een ontgrondingskuil met behulp van de grootte β en h_{max}



De ontgrondingen benedenstrooms van de bodembescherming kunnen de stabiliteit van de constructie, en mogelijk ook van oevers en banken, in gevaar brengen, afhankelijk van vorm en grootte van de ontgrondingskuilen en de grondmechanische gesteldheid van de bodem in de directe omgeving daarvan. Juist met het oog op dit gevaar vormt het ontgrondingsonderzoek een belangrijk onderdeel van het ontwerp van de stormvloedkering. Op dit punt, en de daaruit voortvloeiende criteria t.b.v. de bepaling van de lengte van de bodembescherming, wordt in paragraaf 5.5. nader ingegaan.

5.2. Ontgrondingsonderzoek

In opdracht van Rijkswaterstaat vond in de jaren 1960-1970 in het Waterloopkundig Laboratorium een systematisch onderzoek plaats van twee- en driedimensionale ontgrondingen. Het onderzoek was in het bijzonder opgezet met het oog op de afsluitingswerken in het Deltagebied. Bij genoemde afsluitingen gold als regel dat de uitvoering van de werken of een bepaalde maatgevende fase daarvan minder tijd in beslag neemt dan nodig is om de evenwichtstoestand te bereiken. In verband hiermee werd het onderzoek vooral gericht op de beschrijving van de tijdsafhankelijkheid van het proces en niet zozeer op de uiteindelijke evenwichtstoestand.

Uit hetgeen in paragraaf 5.1. staat vermeld, blijkt dat lokale ontgrondingsprocessen sterk afhankelijk zijn van de lokale stroomcondities benedenstrooms van de constructie, terwijl bovendien een voortdurende uitwisseling tussen het stroombeeld en de vorm van de ontgrondingskuil plaats vindt. In verband met de gecompliceerde aard van het verschijnsel leek een zuiver theoretische benadering weinig perspectief te bieden en was de weg van het (model) experiment de meest logische.

Hierbij observeert en meet men de verschijnselen, die optreden in een van de gegeven situatie afgeleid schaalmodel. Voor een juiste reproductie van de stroomcondities (horizontale en verticale verdeling van snelheid en turbulentie) is een niet samengetrokken model vereist. Voor de interpretatie van deze metingen en de omzetting daarvan in een voorspelling van de gebeurtenissen in werkelijkheid dient men de algemene schaalwetmatigheden te kennen die het bestudeerde verschijnsel beheersen. Deze wetmatigheden voor ontgrondingsverschijnselen af te leiden was het doel van het systematisch ontgrondingsonderzoek [30].

Uit het verrichte onderzoek blijkt, dat het verloop van het ontgrondingsproces afhankelijk is van de aard van het bodemmateriaal, de stroomsnelheid, de turbulentie en de diepte van de waterstroom en de geometrie van de waterloop en de te bouwen constructie. De ontgroning wordt daarbij gekarakteriseerd door de maximale diepte van de ontgrondingskuil en de aanzwelling daarvan, met welke parameters een willekeurig kuilprofiel is te schematiseren tot een grondmechanisch meest ongunstig profiel, zoals in onderstaande figuur 5-4 is aangegeven.

Bij permanente stroming blijken de parameters h_{\max} en β in elke willekeurige langdoorsnede in de hoofdrichting van de stroom te kunnen worden bepaald door de experimentele relaties:

$$\frac{h_{\max}(t)}{h_0} = f_1 \left(\frac{t}{t_1} \right) \quad (5-1)$$

met

$$t_1 = \frac{250 \cdot \Delta^{1,7} h_0^2}{(\alpha \bar{U} - U_{kr})^{4,3}} \quad (5-2)$$

en

$$\cotg \beta = f_2(\text{geometrie, aard bodemmateriaal}) \quad (5-3)$$

- waarin:
- $h_{\max}(t)$ = max. ontgrondingsdiepte op het tijdstip t [m]
 - h_0 = oorspronkelijke waterdiepte [m]
 - t = tijd [uren]
 - t_1 = tijd waarin $h_{\max} = h_0$ wordt [uren]
 - Δ = relatieve dichtheid ontgrondingsmateriaal onder water
 - U = gemiddelde stroomsnelheid = Q/A [m/s]
 - Q = het debiet [m³/s]
 - A = doorstroomoppervlakte [m²]
 - U_{kr} = stroomsnelheid, waarbij het bodemmateriaal juist in beweging komt [m/s]
 - α = dimensieloze coëfficiënt afhankelijk van de geometrie
 - β = aanzethelling ontgrondingskuil

De functie f_1 in relatie (5-1) blijkt binnen de onderzochte grenzen niet te worden beïnvloed door de gemiddelde stroomsnelheid of de eigenschappen van het bodemmateriaal, maar slechts afhankelijk te zijn van de geometrie, evenals de coëfficiënt α . Ook de aanzethelling van de ontgrondingskuil is van de geometrie afhankelijk. In het algemeen is de geometrie-involed niet zonder meer kwantitatief uit de vormgeving en maatvoering van de gegeven situatie af te leiden, maar moet deze in elk concreet geval uit een speciaal daarvoor uit te voeren proef worden bepaald.

De grootte t_1 geeft voor verschillende ontgrondingen bij eenzelfde geometrie de tijdschaal aan, die bepaald wordt door stroom, materiaal en geometrie volgens:

$$n_t = n_{t_1} = n_{\Delta}^{1,7} n_h^2 n_p^{-4,3} \quad (5-4)$$

waarin n = schaalfactor

Bovengegeven experimentele relaties gelden onder de voorwaarden, dat de bodem benedenstrooms van de verdediging in de stroomrichting aanvankelijk horizontaal is en bestaat uit loskorrelig materiaal zonder sterke gradering, dat de waterbeweging permanent is, en dat geen bodemmateriaal van bovenstrooms wordt aangevoerd.

De relaties zijn zowel op tweedimensionale als op driedimensionale ontgrondingen toepasbaar.

Getijbeweging:

Een uitbreiding van de geldigheid tot situaties met niet-permanente stroom is mogelijk onder de veronderstelling dat de niet-permanente waterbeweging beschouwd mag worden als een opeenvolging van oneindig kort durende permanente toestanden. In geval van getijbeweging kan dan voor de relaties (5-1) en (5-2) worden geschreven:

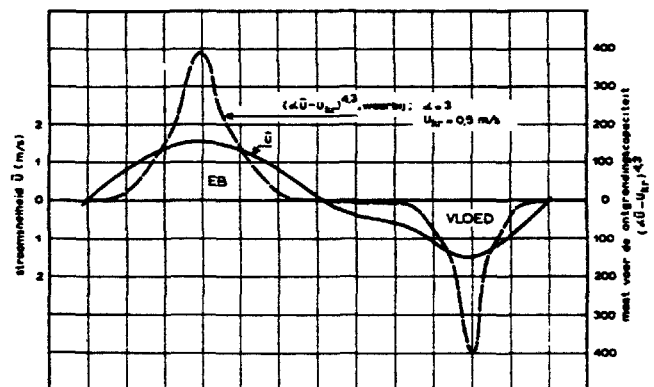
$$\frac{h_{\max}(t)}{h_0(0)} = f_1 \left(\frac{1}{t_{1\text{getij}}} \right) \quad (5-5)$$

met

$$t_{1\text{getij}} = \frac{250 \cdot \Delta^{1,7} h_0(0)}{\frac{1}{T_x} \int_{T_{x1}}^{T_{x2}} \frac{(\alpha \bar{U}(t) - U_{kr})^{4,3}}{h_0(t)} dt} \quad (5-6)$$

- waarin:
- T_x = duur van de getijperiode [uren]
 - T_{x1} = tijdstip waarop $U(t) - U_{kr}$ positief wordt [uren]
 - T_{x2} = tijdstip waarop $U(t) - U_{kr}$ negatief wordt [uren]
 - $h_0(0)$ = waterdiepte op het tijdstip nul [m]
 - en uitsluitend de gemiddelde stroomsnelheid U en de waterdiepte h_0 variabel met de tijd zijn gesteld.
 - In dit geval wordt het modelonderzoek uitgevoerd met permanente stroom, doorgaans met de reproductie van de twee toestanden van maximale eb en maximale vloed, elk afzonderlijk (zie figuur 5-5). Als voorwaarde wordt hieraan verbonden dat de stroomverdeling gedurende de ebfase respectievelijk de vloedfase niet te zeer varieert. De tijdschaal voor de prototypesituatie met getijbeweging wordt dan:

$$n_t = n_{t_1} = (t_{1\text{getij}})_{\text{prototype}} / (t_1)_{\text{model}} \quad (5-7)$$



Figuur 5-5: Variatie van de ontgrondingscapaciteit gedurende een getijperiode

Invoed materiaaltransport

Ontgrondingsmodellen worden niet met bodemmateriaal „gevoed“. Het effect van in het prototype aanwezige zandtransport wordt door middel van een reductie achteraf zo goed mogelijk in rekening gebracht. De inhoud van de ontgrondingskuil (m^3/m) kan als benadering worden gesteld door:

$$I(t) = a h_{max}^2(t) \quad (5-8)$$

waarin a = constante, afhankelijk van de vorm van de kuil. Bij een reductiefactor T (m^2/uur) tengevolge van het aanwezige materiaaltransport, zal de inhoud van de kuil op het tijdstip t (uren) minder zijn dan uit het modelonderzoek zou volgen en wel:

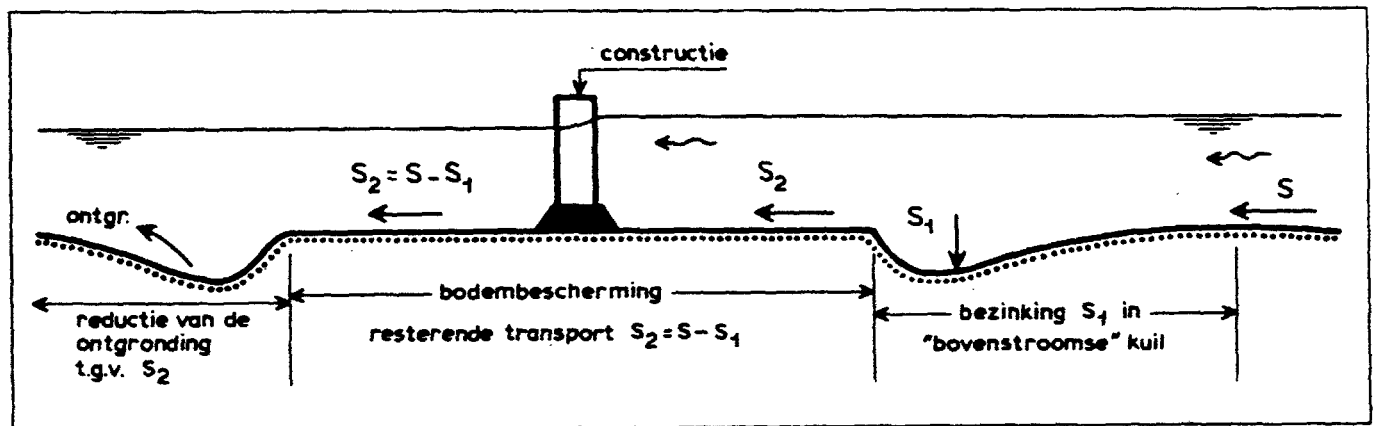
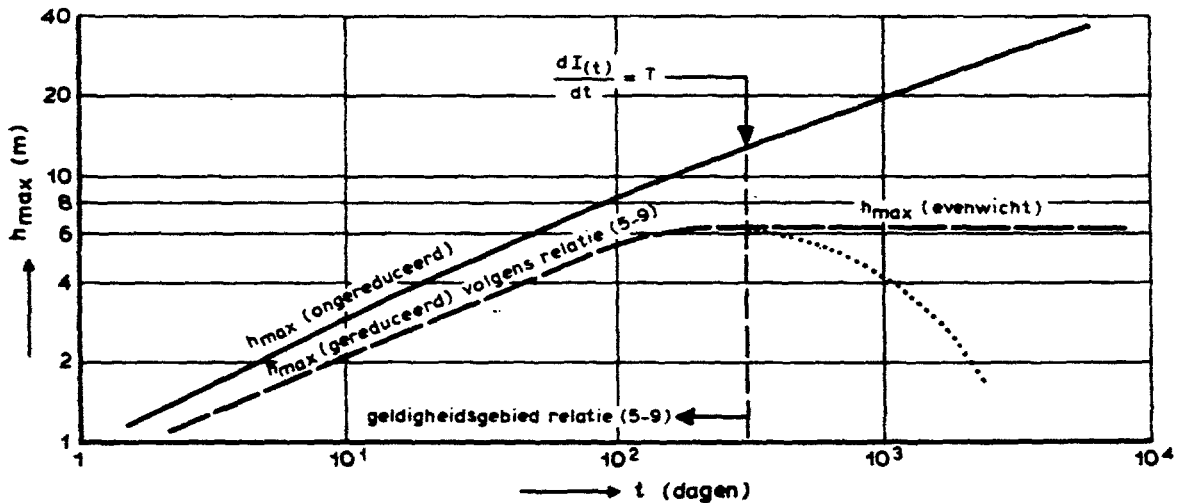
$$I(t)_{gereduceerd} = I(t) - T t$$

De werkelijke maximale ontgrondingsdiepte wordt dan:

$$h_{max}(t)_{gereduceerd} = \sqrt{h_{max}^2(t) - \frac{T t}{a}} \quad (5-9)$$

Relatie (5-9) geldt zolang $h_{max}(t)$ gereduceerd met de tijd toeneemt en totdat de evenwichtstoestand wordt bereikt (zie figuur 5-6).

Figuur 5-6:
Geldigheidsgebied relatie (5-9)



Figuur 5-7:
Reductie van de ontgroningen als gevolg van het zandtransport.

De evenwichtstoestand wordt bereikt indien:

$$\frac{dI(t)}{dt} = T \quad (5-10)$$

Het probleem hierbij is het kwantificeren van de grootte en verdeling van T in het prototype. Hierbij dient te worden opgemerkt dat T wordt bepaald door zowel het met de stroom meegevoerde transport alsmede door eventuele bezinking van het materiaal tijdens stromen in de tegengestelde richting (bijv. bezinking in de ebkuil tijdens de vloedstroom). In het laatste geval fungeert de ontgrondingskuil als het ware als een soort zandvang (zie figuur 5-7).

Voor meer informatie omtrent de resultaten van het systematisch ontgrondingsonderzoek wordt verwezen naar [30.]

5.3. Gebruikte ontgrondingsmodellen

Ten behoeve van de begeleiding van de werken tot afsluiting van de Oosterschelde werd in 1969 een detailmodel van de sluitgaten gebouwd, met als voornaamste doel de te verwachten ontgrondingen tijdens de bouw van de afsluitdammen te onderzoeken. Dit detailmodel (M1001) en het overzichtstijmodel van de Oosterschelde M1000 (zie paragraaf 3.6.) zijn ondergebracht in een grote hal met een vloeroppervlak van 25.300 m², in het Waterloopkundig Laboratorium De Voorst [24].

Het ontgrondingsonderzoek ten behoeve van de stormvloedkering vond voornamelijk plaats in het detailmodel M1001, met daarnaast aanvullend tweedimensionaal onderzoek in een goot in het Waterloopkundig Laboratorium te Delft.

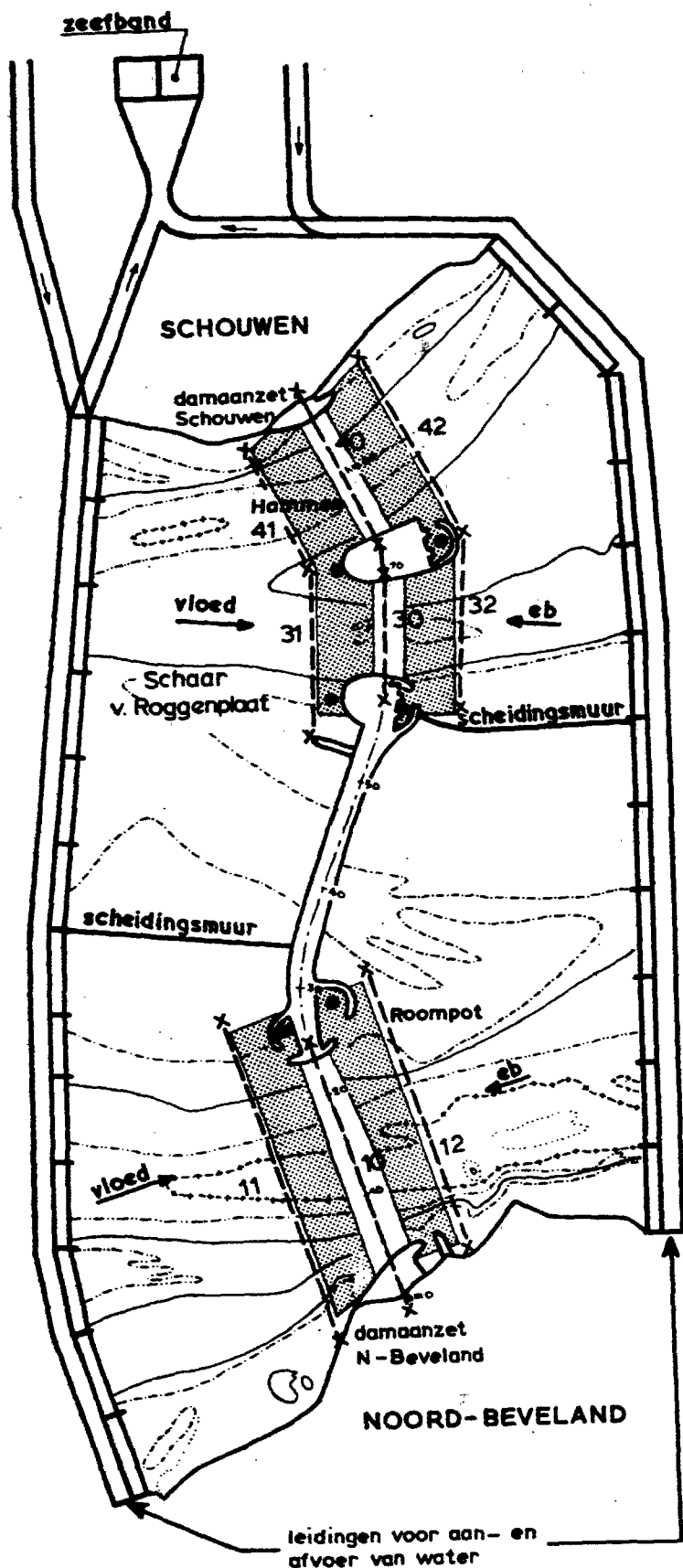
De grenzen van het detailmodel M1001 worden gevormd door de kustlijnen van Schouwen en Noord-Beveland met dwars hierop twee regelranden; één aan de zeezijde en één aan de binnenzijde (zie figuur 5-8). De plaats van de regelranden is op ongeveer 2 à 3 km uit de as van de afsluitdam. In verband met een juiste reproductie van de stroomcondities, die de ontgrondingen veroorzaken, is een niet-samengetrokken model een vereiste. De schaal van het model is zodanig gekozen dat in een redelijk tijdsbestek (7 à 8 uur) een goed meetbare ontgroning ($h_{\max} \sim h_0$) ontstaat. Daarbij is er vanuit gegaan dat enige afwijking van de in te stellen snelheidsschaal t.o.v. de snelheidsschaal volgens de modelwet van Froude (zie o.a. paragraaf 3.6.), en wel in die zin dat de stroomsnelheden in het model „overdreven” worden, bij bepaalde situaties noodzakelijk zal zijn.

Deze afwijking is te tolereren zolang het stroombeeld niet noemenswaardig verandert. Dit leidde, samen met het gekozen ontgrondingsmateriaal van het model (polystyreen) tot een lengteschaal $n_l = 80$. [24].




Het model is uitgerust als een permanentiemodel. Beide randen van het model zijn ingericht voor zowel invoer (debietregeling) als uitvoer (kleppenrand) van het water. De westelijke rand bestaat uit 13 compartimenten, de oostelijke rand uit 12 compartimenten. Elk compartiment kan afzonderlijk worden geregeld.

Op deze wijze is het mogelijk naar wens ebstroom of vloedstroom in het model in te stellen (zie ook figuur 5-10).

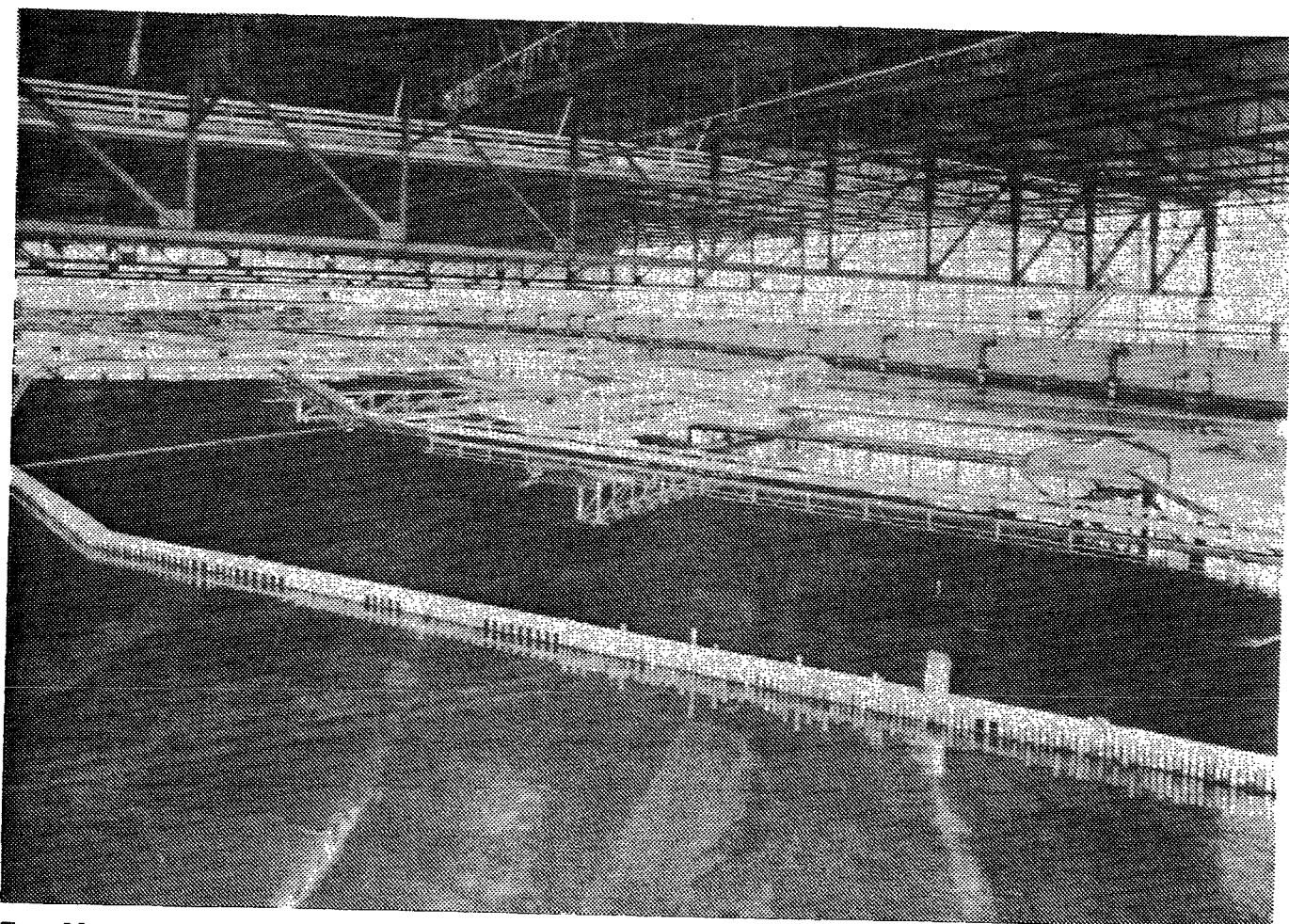
Naast het opleggen van de debietverdeling aan de bovenstroomse en benedenstroomse rand van het model, wordt de bij de te onderzoeken situatie behorende snelheidsverdeling m.b.v. roosters (zie figuur 5-9) tevens in een aantal raaien ingesteld. Deze instelraaien zijn weergegeven in figuur 5-8.



Figuur 5-8: Inrichting van het detailmodel van de sluitgaten M1001

-  polystyreenbakken
-  peilnaalden (waterstand)
-  instelraaien

schaal: 1 : 800 t.o.v. model
1 : 64.000 t.o.v. prototype



Figuur 5-9:
Overzicht van het detailmodel van de sluitgaten M1001

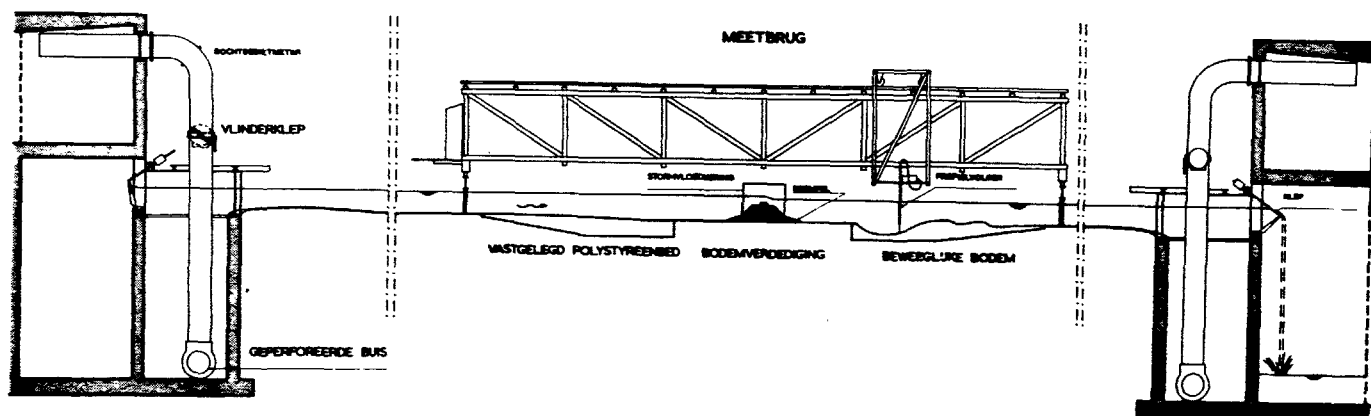
De gewenste waterstand in het model wordt geregeld met behulp van de kleppen van de benedenstroomse rand. De instelgegevens worden ontleend aan de meetresultaten van het overzichtsgetijmodel M1000, uiteraard met een identieke situatie in de sluitgaten. De toestand van maximale ebstroom of maximale vloedstroom wordt normaliter gekozen voor stroming in het (permanente) model M1001.

Ten behoeve van een doelmatige bedrijfsvoering is in het model een scheidingmuur aangebracht tussen de Roompot enerzijds en de Schaar en Hammen anderzijds (zie fig. 5-8). De scheidingmuren lopen volgens de overheersende stroomlijnen die in het over-

zichtsmodel zijn waargenomen en vormen dus geen belemmering voor het instellen van de juiste stromingstoestanden. Op deze wijze kunnen de noordelijke en zuidelijke delen van het model onafhankelijk van elkaar in bedrijf zijn.

Aan beide zijden van de bodembescherming in de sluitgaten bestaat de bodem in het model uit polystyreenkorrels met een soortelijke massa $p_m = 1050 \text{ kg/m}^3$ en een korrel diameter van $1,6 \times 10^{-3} \text{ m}$. De bodem in de overige delen van het model is in beton uitgevoerd. Het verloop van de ontgravingen wordt per stromingsrichting (eb of vloed) slechts aan de benedenstroomse zijde

Figuur 5-10:
Ultrusting van het detailmodel M1001



van het sluitgat onderzocht. Tijdens de ontgrondingsproeven wordt bovenstrooms van de bodembescherming de polystyreen met verzwaarde filterdoeken afgedekt (zie fig. 5-10). Ieder sluitgat is voorzien van een verrijdbare meetbrug, die de beweeglijke bodem, in loodrecht op de as lopende raaien, door middel van profielvolgers peilt (zie fig. 5-9 en fig. 5-10).

Naast het ontgrondingsonderzoek doet het detailmodel M1001 ook dienst als stromingsmodel. Tijdens de studieperiode van de stormvloedkering werd veelal gebruik gemaakt van het detailmodel bij de bepaling van de afvoercharacteristieken en het gedetailleerde stroombeeld nabij de sluitgaten (zie 4.1.4. en 4.2.2.)

5.4. Uitvoering en bewerking ontgrondingsonderzoek

Nadat bij een gegeven situatie de gewenste stroomverdeling is ingesteld (randvoorwaarden uit M1000) wordt een aantal ontgrondingsproeven verricht. In de regel worden drie proeven met verschillende snelheidsschalen uitgevoerd, bij tijdnoed wordt met twee proeven volstaan. De bedoeling hiervan is zoveel mogelijk informatie te verzamelen, die zich over een zo groot mogelijk gebied langs de tijdontgrondingslijn uitstrekt. Vóór de aanvang van een proef wordt de polystyreenbodemp in het model volgens de bestaande bodemconfiguratie in de natuur aangebracht. Tijdens de proef wordt de beweeglijke bodem op vastgestelde tijden in de eerder genoemde langstraaien gepeild (zie ook figuur 5-10).

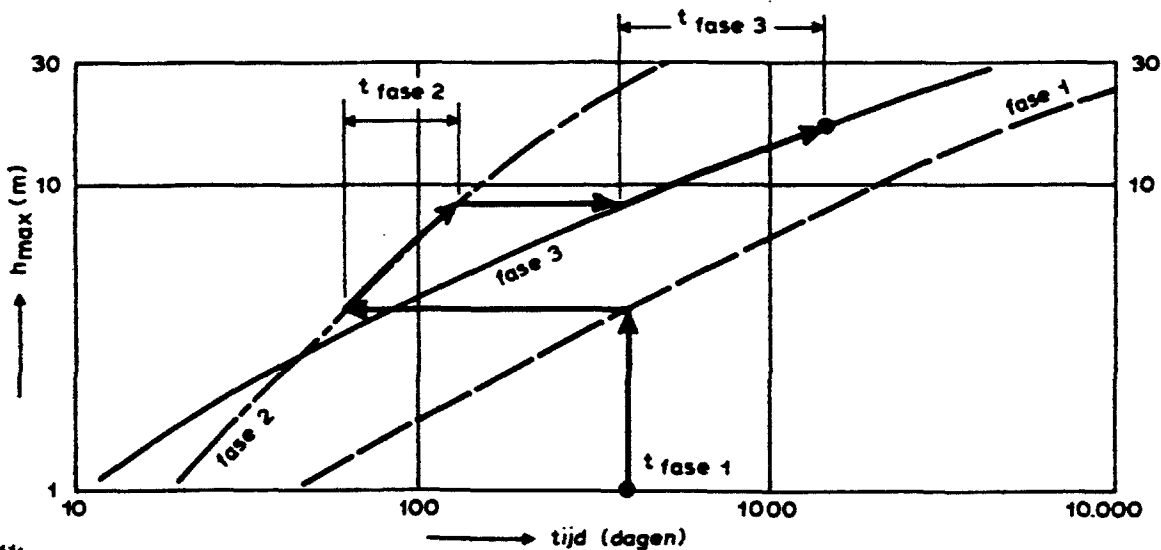
Bij uitwerken wordt per profiel het verloop van h_{max} met de tijd in het model bepaald (tijd-ontgrondingslijn). Daaruit kunnen de waarden van t_1 en vervolgens χ worden bepaald (vergelijking 5-2). Als gevolg van geometrische gelijkvormigheid geldt $\alpha_{prot} = \alpha_{model}$. Met behulp van vergelijking (5-6) en de in het overzichtsmodel M1000 gemeten getijgegevens wordt t_1 getij van het prototype voor dat profiel verkregen en daarmee ook het verloop van de tijd-ontgrondingslijn (de functie f_1 van vergelijking 5-5 is gelijk voor model en prototype). De aldus verkregen tijd-ontgrondingslijnen voor de diverse profielen vormen de basis voor voorspellingen van de te verwachten ontgrondingen bij een gegeven situatie. Aan het begin van 1975 werd de hiervoor beschreven uitwerkprocedure geautomatiseerd [31.]

Voor de berekening van t_1 wordt het in M1000 gemeten verloop van het debiet eerst omgerekend naar die behorend bij het "maatgevend getij voor ontgrondingen" met een getijcoëfficiënt van 1,04. De getijcoëfficiënt is een verhoudingsgetal van het optredende getijverschil t.o.v. het gemiddeld getijverschil (zie ook hoofdstuk III).

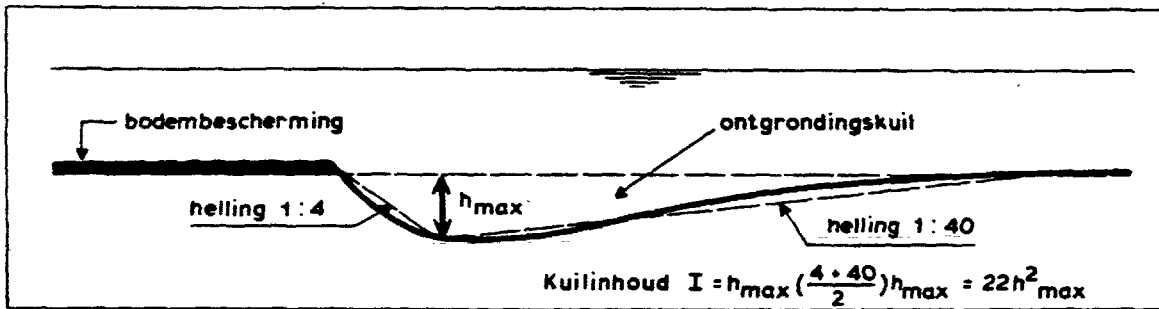
Het maatgevend getij geeft bij de berekening van de ontgrondingen voor relatief lange perioden hetzelfde effect als de getijden die in de natuur optreden met steeds andere amplitudes (cyclus doodtij-gemiddeld getij-springtij-gemiddeld getij). De genoemde getijcoëfficiënt van 1,04 volgt uit een beschouwing van de ontgrondingsformules (van paragraaf 5.2.) waarbij de statistische verdeling van de getijverschillen in het Oosterscheldegebied [32] in rekening wordt gebracht. De metingen in het overzichtsgetijmodel M1000 zijn uitgevoerd bij het getij van 11 september 1968, waarvan de getijcoëfficiënt voor de vloedtak 1,04 en voor de eb-tak 1,0 bedraagt. Bij omrekening naar het maatgevend getij werden de eb-debieten eenvoudigheidshalve steeds met een factor 1,04 vermenigvuldigd. Omdat de getijcoëfficiënt van de vloedtak de vereiste waarde had (1,04) konden de vloeddebieten uit M1000 rechtstreeks worden gebruikt.

Het verloop van de bouwactiviteiten van het kunstwerk in het sluitgat wordt door middel van een aantal representatieve fasen geschematiseerd. Voor elke fase worden ontgrondingsproeven verricht, waaruit de tijd-ontgrondingslijnen voor de diverse profielen worden verkregen. Deze tijd-ontgrondingslijnen worden gereduceerd ten gevolge van het aanwezige sedimenttransport (zie paragraaf 5.2.). De te verwachten ontgronding op een gegeven moment is dan de **cumulative** ontgronding ten gevolge van alle tot dat tijdstip gerealiseerde bouwfasen (zie fig. 5-11).

Wat betreft de eindontgrondingen wordt hierbij opgemerkt dat het ontgrondingsonderzoek vooral is gericht op de bepaling van het verloop in de tijd van de ontgrondingen en niet zo zeer op de evenwichtsontgrondingen. Deze zijn niet zonder meer in het model zelf te bepalen in verband met de gekompliceerde invloed van het materiaaltransport tijdens eb en vloed. In verband hiermee werden bij de studies van de stormvloedkering de ontgrondingen 10 jaar na voltooiing van het kunstwerk als maatgevend voor de eindontgrondingen genomen. De periode van 10 jaar is een arbitraire keuze, waarbij echter veelal het evenwicht zal zijn bereikt of benaderd onder invloed van het eerder beschreven reductie-effect van het sedimenttransport.



Figuur 5-11: Cumulative ontgronding bij een gegeven profiel t.g.v. diverse bouwfasen



Figuur 5-12:
Geschematiseerde ontgrondingskuil.

Voor de bepaling van de grootte en verdeling (dwars op de geul) van de reductiefactor t werd de volgende methode gebruikt. Uitgaande van de ontgrondingsresultaten van een proef waarbij slechts de bodembescherming is aangebracht in het sluitgat, werd met behulp van vergelijkingen (5-9, 10) de waarde van t berekend voor de diverse profielen, waarbij steeds geldt $h_{\text{gered. evenwicht}} = 0$ m.

Voor de waarde van de constante a is genomen 22, welke behoort bij een geschematiseerd driehoekige kuil met bovenstroomse helling van 1:4 en benedenstroomse helling van 1:40 (zie figuur 5-12). De aanname dat geen ontgrondingen optreden bij het kale sluitgat is min of meer gebaseerd op de feitelijke situatie thans aanwezig in het prototype.

Daarna is een vloeiende lijn getrokken door de aldus voor de diverse raaien bepaalde waarden, die de verdeling van de reductiefactor T langs het einde van de bodembescherming weergeeft (zie figuur 5-13). Deze waarden gelden bij één bepaald debiet (= die van het kale sluitgat). Bij verandering van het debiet (andere bouwfasen) is verondersteld dat de waarden van T verhoudingsgewijs variëren met de 5^e macht van het maximale debiet (d.w.z. volgens de transportformule van Engelund-Hansen, zie paragraaf 2.6.2.). De verdeling van T blijft daarbij onveranderd.

Tijdens de onderhavige studieperiode van de stormvloedkering werd een berekeningsmethode ontwikkeld en getoetst, ter bepaling van de invloed van verlenging van de bodembescherming op de ontgrondingen. De berekeningsmethode is gebaseerd op de aannamen dat de dimensieloze ontgrondingsfactor lineair afneemt met de lengte van de bodembescherming en dat uitgesproken driedimensionale pieken sneller afnemen dan de meer tweedimensionale (zie verslag WL 8-17). De berekeningsmethode werd getoetst in een speciaal daartoe verricht onderzoek in het sluitgat de Roompot, waarbij twee lengtes van de bodembescherming (250 en 550 m uit de as) werden beproefd. Daaruit bleek dat bovengenoemde berekeningsmethode, althans voor een beperkte verlenging, goede resultaten geeft (zie verslag WL 8-23).

Tevens werd een benaderingsmethode onderzocht ter bepaling van de te verwachten aanzehelling van de ontgrondingskuil. Getracht werd de aanzehellingen verkregen uit een modelonderzoek, waarbij in één richting zonder bovenaanvoer werd gestroomd, te evalueren in vergelijking met de werkelijk optredende aanzehellingen in het prototype. Hiervoor werd gebruik gemaakt van de beschikbare (model- en prototype-) gegevens van de afsluiting van het Brouwershavense Gat (zie verslag WL 8-32).

Daaruit bleek dat de aanzehelling verkregen uit modelproeven met bakeliet of polystyreen als bodemmateriaal bij benadering een veilige schatting geeft van de te verwachten aanzehellingen in het prototype. Hierbij wordt een, t.o.v. het systematisch onderzoek, afwijkende definitie van de aanzehelling gehanteerd, namelijk: de helling van de verbindinglijn tussen de rand van de bodembescherming en het in de kuil gelegen punt op een horizontale afstand van 15 m (prototypewaarde). In verband met de beperkte omvang van de gebruikte gegevens en de fundamentele verschillen tussen model en prototype dient bovengenoemd resultaat met de nodige voorzichtigheid te worden gehanteerd.

Bij rapportering van de ontgrondingsresultaten van de stormvloedkering werden de in het model gemeten aanzehellingen steeds vermeld bij de onderzoeken die na voltooiing van dit deelonderzoek hebben plaatsgevonden.

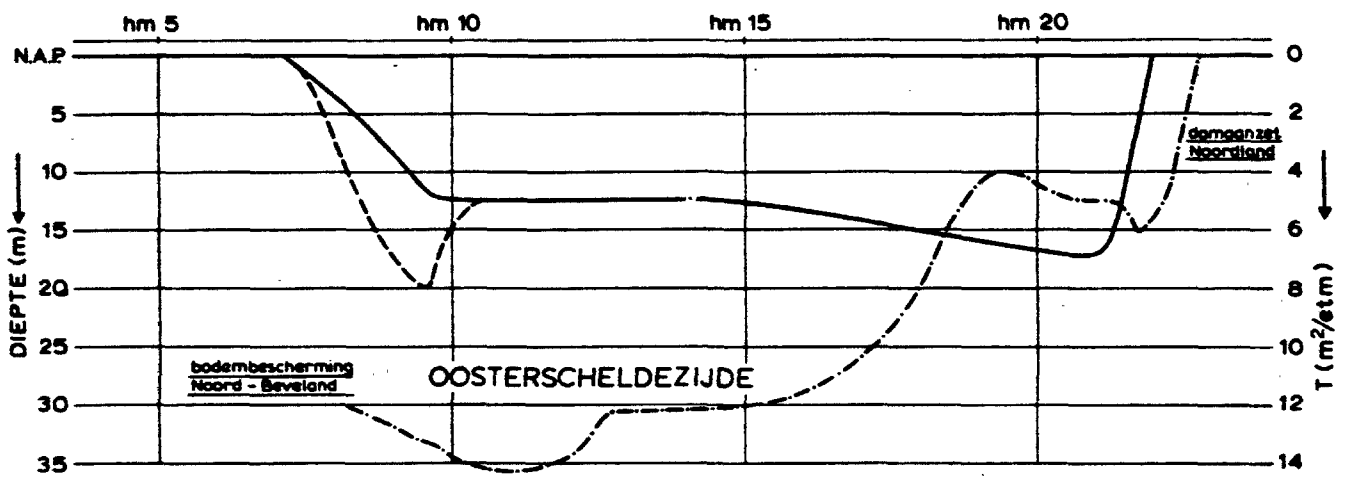
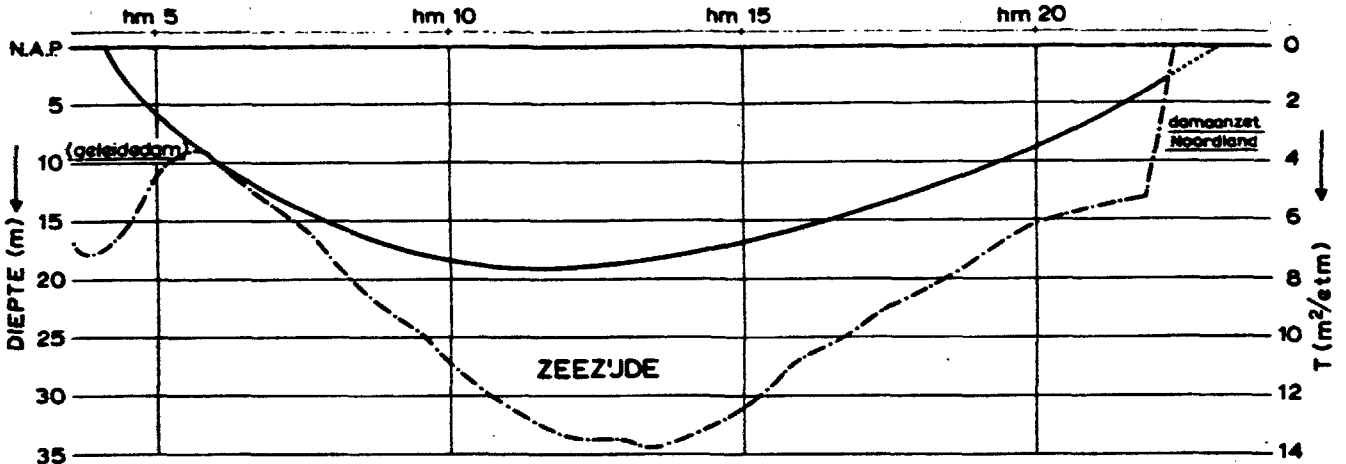
Ook de invloed van de keuze van de reductiefactor op de ontgrondingen werd tijdens de onderhavige studieperiode nagegaan.

Bij de uitwerking van de resultaten van de vernauwde brievenbusoplossing (zie paragraaf 5.6.6.) werden de gevoeligheid van de ontgrondingen ten aanzien van de keuze van grootte en verdeling van de reductiefactor T (invloed zandtransport) getoetst. Daartoe werden de reductiefactoren van figuur (5-13):

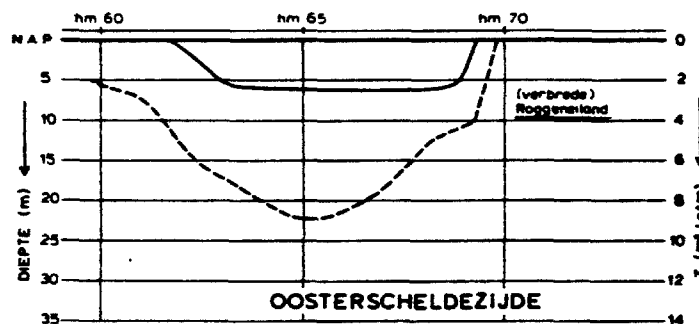
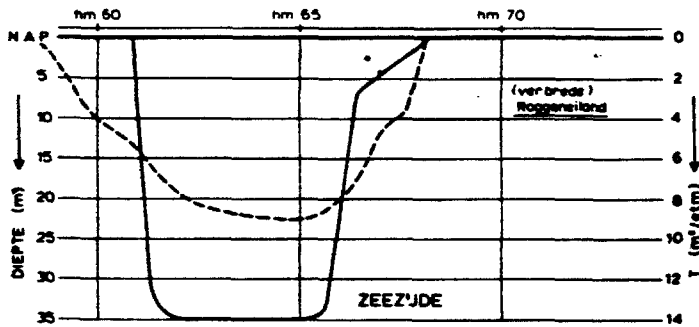
- Overall twee maal zo groot genomen,
- overall met een constante waarde van 5 m²/etm. vermeerderd, en de ontgrondingen opnieuw berekend. Hoewel aanzienlijke verschillen ontstonden bij de wintersluitgatifase, bleken de eindontgrondingen vrij ongevoelig te zijn voor de keuze van de reductiefactor. De resulterende verschillen bleven daarbij grotendeels beperkt tot maximaal enkele meters.

ROOMPOT

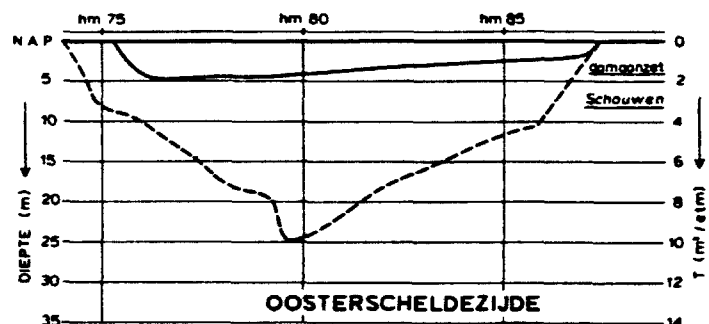
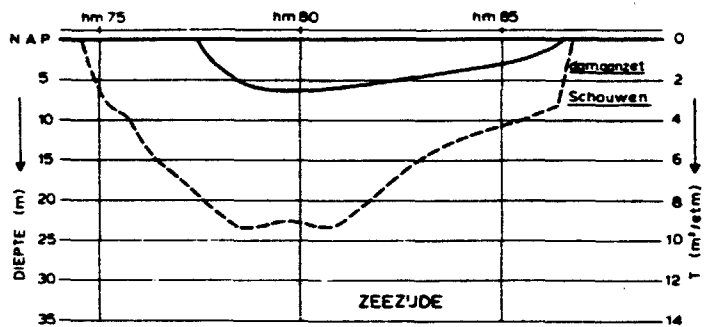
reductiefactor zonder geleidedam N-Beveland (bij kale sluitgat)
 reductiefactor met geleidedam N-Beveland (bij kale sluitgat)
 dwarsprofiel eind bodembescherming (op 420 m uit de as)



SCHAAR



HAMMEN



— reductiefactor
 - - - dwarsprofiel eind bodembescherming op 470 m uit de as (zeezijde)
 op 420 m uit de as (zeeuwsemeerzijde)

— reductiefactor
 - - - dwarsprofiel eind bodembescherming (op 420 m uit de as)

Figuur 5-13: Dwarsprofielen eind bodembescherming en reductiefactoren

5.5. Criteria t.b.v. bepaling lengte bodembescherming

Reeds in de inleiding (paragraaf 5.1.) werd gesteld dat de ontgroningen aan weerszijden van de sluitgaten de stabiliteit van de constructie in gevaar kunnen brengen, afhankelijk van vorm en grootte van de ontgrondingskuilen en de grondmechanische gesteldheid van de bodem in de directe omgeving daarvan.

Wat het laatste betreft, worden de oppervlaktelagen van de bodem in het Oosterscheldegebied gevormd door min of meer losgepakt zand. Bij een losse pakking van het zand bestaat het gevaar dat onder bepaalde externe belastingsomstandigheden het bodemmateriaal een volumeverkleining ondergaat, waarbij wateroverspanningen optreden. De waterspanningen kunnen zo hoog oplopen dat de korredrukken geheel te niet worden gedaan en het zand geen schuifspanningen meer kan opnemen. De zandmassa gedraagt zich dan als een zware vloeistof en kan, als de omstandigheden dit toelaten, wegvloeien. Een dergelijk verschijnsel staat bekend als „zettingvloeiing“. Zettingsvloeiingen zijn in het Oosterscheldegebied niet onbekend.

Uit ervaring is bekend dat het optreden van een zettingvloeiing vaak door een afschuiving wordt ingeleid. Het optreden van de afschuiving kan worden bevorderd door de aanwezigheid van een steile helling die over een aanzienlijke hoogte aanwezig is. Een exacte formulering van de voorwaarden en de omstandigheden waaronder een zettingvloeiing ontstaat is nog niet mogelijk. Evenmin is het mogelijk een redelijk nauwkeurige voorspelling te maken omtrent de vorm van het zandlichaam na een zettingvloeiing. Momenteel is in opdracht van de Deltadienst van Rijkswaterstaat een onderzoek naar het verschijnsel zettingvloeiing gaande, waaraan deel wordt genomen door het Laboratorium voor Grondmechanica en het Waterloopkundig Laboratorium.

Indien een zettingvloeiing plaatsvindt, ingeleid door een afschuiving, die veroorzaakt wordt door een te steile helling van de ontgrondingskuil, zal het zand onder de bodembescherming wegvloeien. Hierdoor wordt de bodembescherming plaatselijk beschadigd (o.a. door het ontstaan van open naden tussen bodembeschermingsvelden), waardoor het onderliggende zand bloot wordt gesteld aan de eroderende werking van de stroom, met als gevolg een terugschrijdende erosie die uiteindelijk de stormvloedkering zelf zou kunnen ondermijnen.

Hierdoor, en gezien de eerder genoemde onzekerheden omtrent het optreden en gedrag van zettingvloeiingen, werd het niet laten ontstaan van zettingvloeiingen langs de rand van de bodembescherming als criterium gekozen. Zettingvloeiingen kunnen volgens de huidige inzichten slechts met zekerheid worden voorkomen door het verdichten van een strook van de bodem ter plaatse van de rand van de bodembescherming.

De maximale diepte van het grondpakket dat met de beschikbare technieken kan worden verdicht bedraagt thans ca. 25 m. Hiermee wordt een feitelijk criterium voor het ontwerpen van de bodembescherming geschapen; namelijk dat **de uiteindelijke maximale ontgrondingsdiepte (h_{max}) nergens de grens van 25 m mag overschrijden.**

Gelet op hetgeen eerder is gesteld, verdient het bovendien aanbeveling een oplossing te kiezen waarbij de aanzettingen van de ontgrondingskuil niet al te steil worden (bijvoorbeeld niet steiler dan 1:3 à 1:4). Een tijdige bestorting van de aan de bodembescherming grenzende helling kan voorts een oplossing bieden.

Voor meer gedetailleerde informatie omtrent de achtergronden van de keuze van bovengenoemde criteria wordt verwezen naar verslag deel 3 „Grondmechanische aspecten“.

5.6. Lengte bodembescherming

De benodigde lengte van de bodembescherming aan weerszijden van de stormvloedkering wordt bepaald volgens het bovenvermelde grondmechanisch criterium, namelijk dat de maximale diepte van de eindontgroning nergens groter dan 25 m mag zijn. De eindontgroning is de kumulatieve ontgroning welke tijdens de bouw van het kunstwerk optreedt plus die welke er bij de definitieve situatie nog bij komt. In een onderzoek van de eindontgroning bij een bepaald ontwerp dienen dus naast de eindsituatie ook alle voorafgaande bouwfasen te worden betrokken.

Dat zou veel tijd kosten; in de beschikbare studieperiode zouden hoogstens drie ontwerpen volledig onderzocht kunnen worden.

Aan het begin van de studieperiode waren er te veel mogelijke varianten van de stormvloedkering om direct een verantwoorde keuze voor het ontgrondingsonderzoek te kunnen maken. In plaats daarvan werd voor een andere aanpak gekozen. Aanvankelijk werd met onderzoek begonnen, waarbij een zeer beperkt aantal fasen van diverse ontwerpen werden onderzocht, en pas nadat enige varianten meer gestalte hadden gekregen (mede aan de hand van de resultaten van het ontgrondingsonderzoek) werd volledig onderzoek verricht. Bij het aanvankelijke onderzoek werd gebruik gemaakt van zo goed mogelijk geschematiseerde modellen van de stormvloedkering. De uitkomsten werden voornamelijk als vergelijkingsmateriaal gebruikt, waarbij wel de eindontgroningen redelijk konden worden benaderd.

Omstreeks oktober 1975 werd besloten volledig onderzoek te verrichten voor de oplossing: brievenbuscaissons, fundering op staal. Nadat de geschematiseerde modelcaissons met identieke afvoercoëfficiënt waren onderzocht en gebouwd (zie 4.1.4.), kon het „volledig„ ontgrondingsonderzoek eind januari 1976 starten. Het onderzoek werd eind april 1976 voltooid. De studies van de stormvloedkering werden toen afgerond met de aanbeveling het kunstwerk volgens het concept „pijlers op putten“ te bouwen.

Naar aanleiding hiervan werd aanvullend onderzoek verricht in het sluitgat de Roompot voor de eindsituatie van de pijlerdam volgens het in het eindrapport gegeven ontwerp (zie 5.6.5.).

De resultaten van de diverse ontgrondingsonderzoekingen zijn gerapporteerd in de reeds tijdens de studieperiode uitgebrachte serie WL-8 verslagen (zie lijst bij hoofdstuk 9). In het navolgende worden de resultaten in een aantal paragrafen samengevat.

5.6.1. Tweedimensionaal ontgrondingsonderzoek (verslagen WL8-31 en WL8-38)

Gedurende de eerste fase van de studieperiode werd in een 1 m, later in een 2.40 m brede goot een vergelijkend tweedimensionaal ontgrondingsonderzoek verricht. In dit onderzoek werd de invloed op ontgroningen van diverse geometrieën van caissons, drempel en afsluitmiddelen nagegaan. Voor wat betreft de vormgeving van de afmetingen van de caissons werden drie hoofdtypen beproefd, waarvan twee typen identiek waren aan die welke in het driedimensionaal model M1001 werden gebruikt. De drempelhoogten varieerden tussen $0,25 h_0$ en $0,50 h_0$ (h_0 = waterdiepte) terwijl de taluds van de drempel 1:5 respectievelijk 1:3 waren. De caissons werden met verschillende roosterconfiguraties onderzocht. Caissons zonder roosters werden eveneens onderzocht, met en zonder bovenbak. Daarnaast werd de invloed van de lengte van de bodembescherming op de ontgroningen onderzocht; de resultaten werden gebruikt bij de berekening van de benodigde lengten van de bodembescherming.

De invloed van de diverse geometrieën werd vergeleken m.b.v. twee uit het model bepaalde grootheden: de dimensieloze ontgrondingsfactor α en de aanzethelling β (zie par. 5.2.).

De resulterende verschillen in de waarden van bleken α echter van minder betekenis te zijn in vergelijking met de variaties als gevolg van driedimensionale effecten, die bij onderzoek in het detailmodel van de sluitgaten M1001 werden gemeten. Bij een bepaald ontwerp van het kunstwerk bleken de driedimensionale effecten steeds een belangrijke rol te spelen in de ontwikkelingen van de ontgrondingen. In verband hiermee werd besloten het ontgrondingsonderzoek uitsluitend in het driedimensionaal model M1001 voort te zetten.

5.6.2. Invloed horizontale en verticale vernauwingen (verslagen WL 8-3, WL 8-13, WL 8-14 en WL 8-22).

Aanvankelijk werd het ontgrondingsonderzoek in het detailmodel van de sluitgaten M1001 gericht op een globale bepaling van de invloed van horizontale en verticale vernauwingen van de sluitgaten. Hiertoe werd gebruik gemaakt van (geschematiseerde) caissons die al dan niet van roosters waren voorzien. Daarbij werden situaties onderzocht met grote, beperkte of geen horizontale vernauwingen enerzijds en caissons met relatief hoge of lage bodembak anderzijds.

Uit de resultaten van dit onderzoek konden de volgende conclusies worden getrokken:

- De benodigde lengte van de bodembescherming wordt groter naarmate de horizontale vernauwing van een sluitgat bij eenzelfde effectieve doorstroomprofiel toeneemt. In verband met de geringe (horizontale) spreiding van de hoofdstroom worden de stroomsnelheden aan de rand van de bodembescherming groter. Met het oog op mogelijk „meanderen” van de hoofdstroom bij een grote horizontale vernauwing en om abrupte overgangen te vermijden, wordt de ter plaatse van de hoofdstroom benodigde lengte van de bodembescherming met slechts weinig afname in de richting van de oevers doorgetrokken;
- het is binnen zekere grenzen mogelijk een gewenste vorm van de snelheidsverdeling langs de rand van de bodembescherming (en dus het ontgrondingsbeeld benedenstrooms) daarvan in te stellen. Dit kan worden bereikt door de weerstand (in dit geval de roosters) op een bepaalde manier langs het sluitgat te verdelen;
- de ontgrondingen bij eenzelfde horizontale vernauwing nemen toe met de toename van het totale effectieve doorstroomoppervlak van het kunstwerk in de eindsituatie;
- Bij de stormvloedkering wordt de benodigde lengte van de bodembescherming aanzienlijk groter dan voor de bouwfasen van volledige afsluiting werd voorzien (welke 200 à 250 m uit de as van de sluitgaten bedroeg).

Het modelonderzoek werd verricht met laatst genoemde lengtes van de de bodembescherming. De benodigde verlenging voor een aantal (voor-)ontwerpen van de stormvloedkering werd berekend met behulp van de eerder (paragraaf 5.4.) genoemde berekeningsmethode (zie verslagen WL 8-17 en WL 8-23).

5.6.3. Caissondrempel (verslagen WL 8-1 en WL 8-15)

Onderzoek naar de ontgrondingen bij aanwezigheid van een caissondrempel (zogenaamd wintersluitgat) heeft uitgewezen dat deze ontgrondingen aanvaardbaar kleine afmetingen bereiken bij rela-

tief geringe vernauwingen indien het lengteprofiel van de caissondrempel zo vloeiend mogelijk verloopt: met flauwe hellingen (in de lengterichting van het sluitgat) en weinig knikken. In dat opzicht zijn hellingen van ca. 1:10 vrij steil; men dient rekening te houden met hellingen in de orde van 1:25 en flauwer. Bij dit onderzoek was de bodembescherming in het model nog volgens het bij volledige afsluiting behorende ontwerp (lengten 200 à 250 m uit de as).

5.6.4. Plaatsingen (verslagen WL 8-20, WL 8-25, WL 8-29 en WL 8-50)

Hierbij werden de lengten van de bodembescherming in het model in de Roompot vergroot tot 450 m, in de Schaar van Roggenplaat tot 470 m (zeezijde) en tot 420 m (binnenzijde) en in de Hammen tot 420 m.

Ontgrondingen tengevolge van caissonplaatsingen gevolgd door roosterplaatsingen werden onderzocht in de sluitgaten Schaar en Hammen. Daartoe werden de plaatsingsoperaties geschematiseerd tot een viertal situaties: de situatie met een 1/3 van de caissons geplaatst, vervolgens 2/3, daarna alle caissons behoudens de laatste en tenslotte alle caissons geplaatst. Voor de situaties van de roosterplaatsingen werd eenzelfde indeling aangehouden als voor de caissonplaatsingen.

Uit de verkregen resultaten blijkt dat de ontgroning het grootst is aan weerszijden (in de stroomrichting) van de laatst te plaatsen caissons of roosters (zie figuur 5-14). Nauwelijks beïnvloed door de mate van ontgroning in de wintersluitgatafase, bereikt de maximale ontgrondingsdiepte in het middengedeelte van het sluitgat globaal een waarde van 15 à 25 m, afhankelijk van de plaatsingsrijd van caissons en roosters (3 en 3 maanden respectievelijk 6 en 12 maanden).

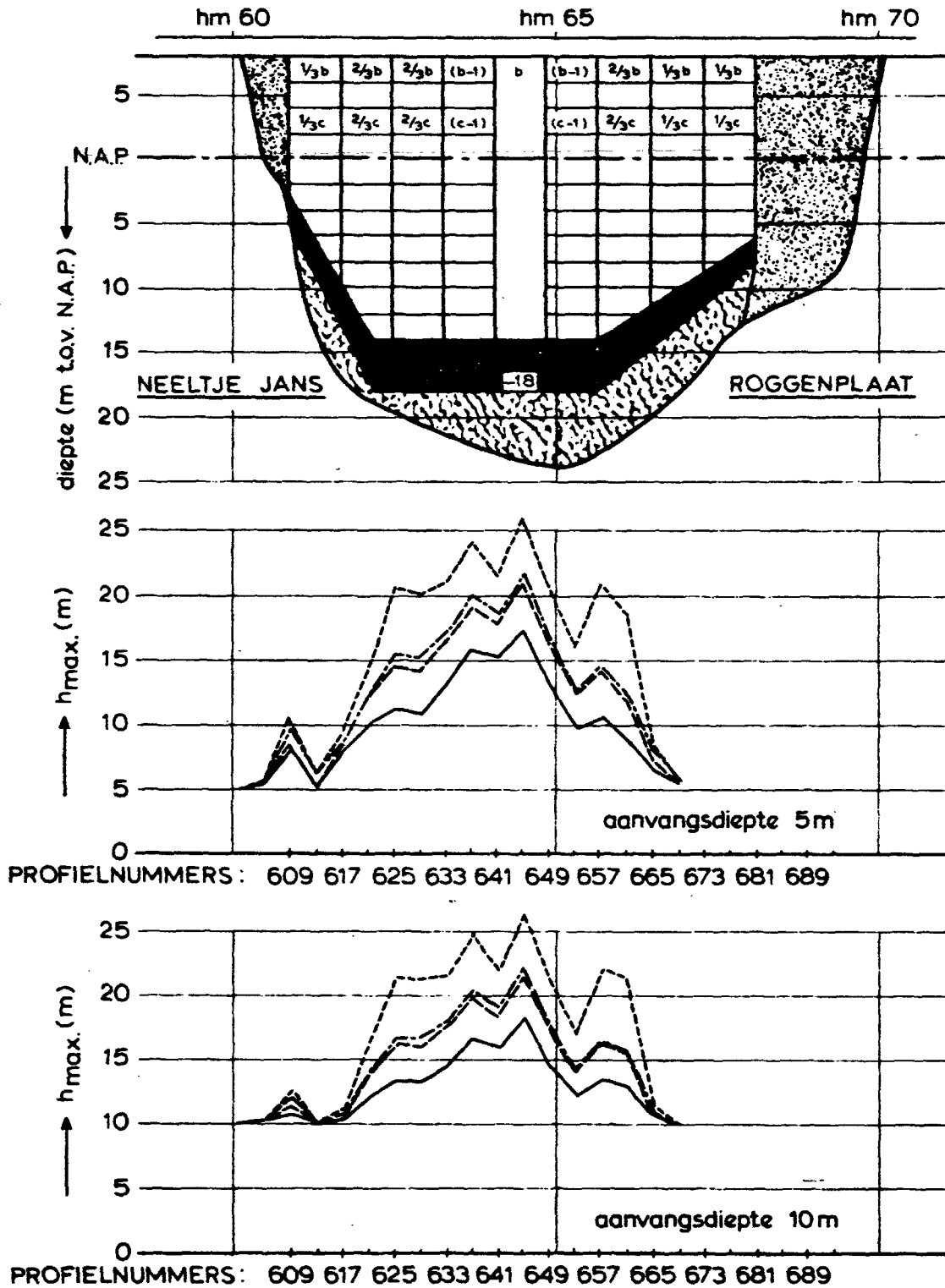
Ook de ontgrondingen tengevolge van pijlerplaatsingen werden onderzocht in de sluitgaten Schaar en Hammen. De plaatsingsoperaties werden geschematiseerd tot een drietal situaties: de situatie waarbij 1/3 van de pijlers zijn geplaatst, vervolgens 2/3 en tenslotte alle pijlers geplaatst. De ontgrondingen werden berekend voor een plaatsingsvolgorde van noord naar zuid. Bij een totale tijdsduur van 3½ jaar voor de plaatsingsoperaties zullen de ontgrondingen ca. 10 m bedragen, met plaatselijke pieken van 15 à 20 m (o.a. nabij Neeltje Jans in de Schaar). Bij verdere vernauwing van de sluitgaten om tot het gewenste doorstroomprofiel te komen, bijvoorbeeld door plaatsing van dorpels, zullen de ontgrondingen verder toenemen.

5.6.5. Eindsituatie (verslagen WL 8-34, WL 8-35, WL 8-36, WL 8-43 en WL 8-69)

Bij aanvang van dit deelonderzoek waren er twee alternatieven met een reële kans: de brievenbuscaissons en de pijleroplossing. Hierbij dient te worden opgemerkt dat het, voor wat betreft de ontgrondingen in de eindsituatie, geen verschil maakt of de brievenbuscaissons op staal dan wel op putten worden gefundeerd.

De ontgrondingen bij de eindsituatie met brievenbuscaissons, die met behulp van dorpels tot het gewenste doorstroomprofiel verticaal waren vernauwd, werden in alle drie de sluitgaten onderzocht. De totale lengte van de caissondam bedroeg 3.330 m (Roompot, 1550 m, Schaar 720 m en Hammen 1.060 m). De totale effectieve doorstroomoppervlakte „ μ A” bedroeg 12.600 m², waarvan 11.500 m² om een gemiddelde getijverschil van 2,3 m te Yerseke te garanderen (zie 3.7.2.) en de overige 1.100 m² als reserve voor eventueel uit te voeren onderhoudswerkzaamheden waarbij een deel van het doorstroomprofiel wordt geblokkeerd.

SCHAAR (EB)



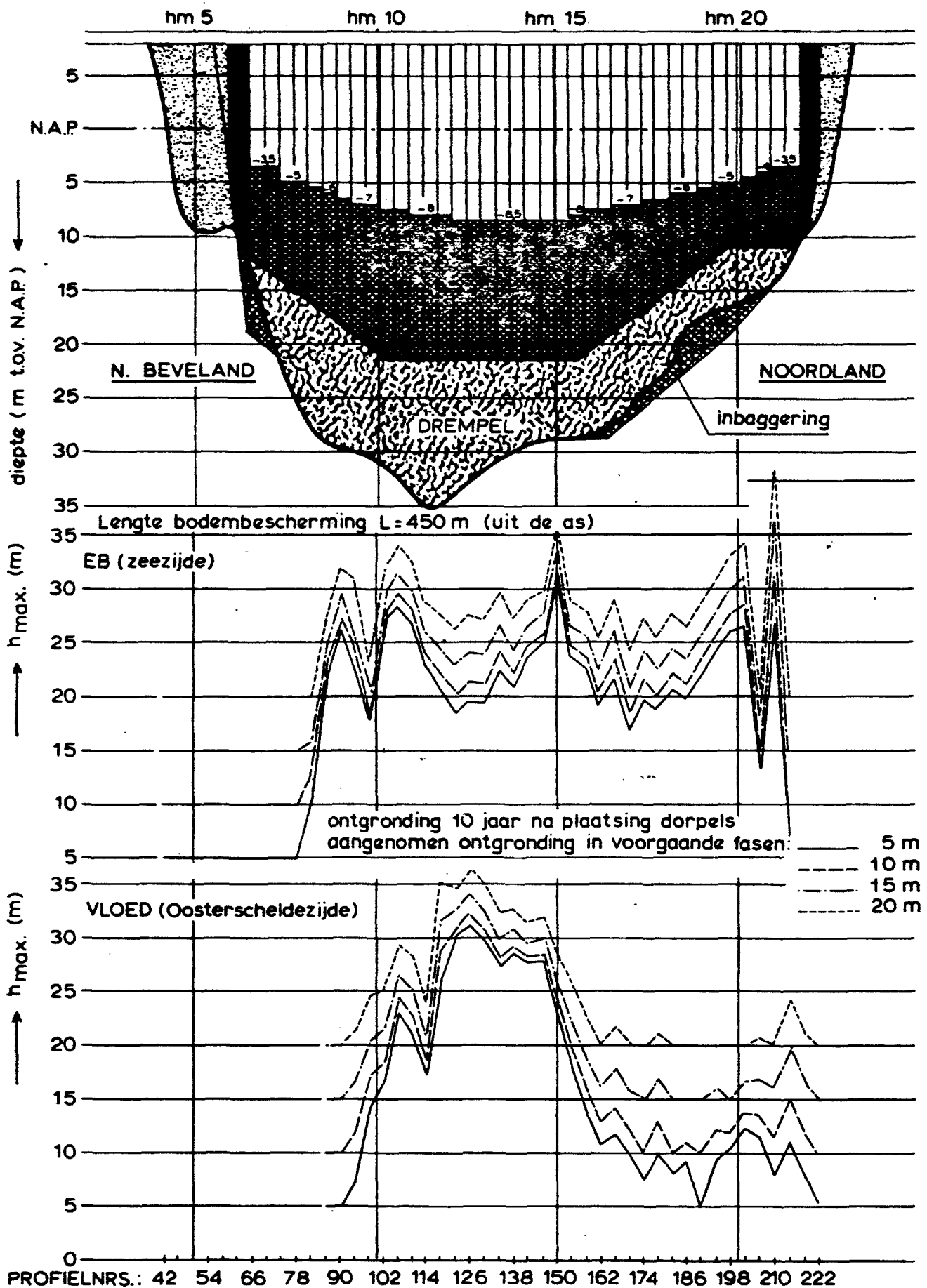
uiteindelijke ontgroning na caisson- en roosterplaatsingen

- tijdschema 3-3
- tijdschema 3-6
- tijdschema 6-6
- tijdschema 6-12

De ontgroningen zijn gereduceerd als gevolg van het zandtransport (m.b.v. vergl. 5-9)

Figuur 5-14:
Te verwachten ontgroningen in de Schaar t.g.v. caisson- en roosterplaatsingen

eindsituatie $\mu A = 11.500 \text{ m}^2$, variant 1, compartimentering C 3



Figuur 5-15: Te verwachten ontgroningen eindsituatie pijlerdam in de Roompot (L = 450 m)

Daarnaast werden twee varianten in de Schaar en Hammen onderzocht: (1) een caissondam waarvan $\mu A_{\text{tot}} = 20.000 + 2.000$ reserve = 22.000 m² bedraagt en (2) een beperkte horizontale vernauwing van de sluitgaten waarbij de totale lengte van de caissondam ca. 2.800 m bedraagt en μA_{tot} 12.600 m² was.

De ontgrondingen bij de eindsituatie van een pijlerdam die van roosters wordt voorzien, zijn eveneens in de sluitgaten Schaar en Hammen onderzocht. Ook hier bedroeg de totale lengte van de (pijler) dam 2.800 m.

Alle proeven vingen aan met het ontwerpen van het lengteprofiel van de (bovenkant van de) dorpels.

De verdeling van de dorpelhoogten langs het sluitgat werd steeds gewijzigd totdat een zo goed mogelijke stroomsnelheidsverdeling langs de rand van de bodembescherming werd verkregen (zie ook 4.2.2.). Daarna konden de ontgrondingsproeven worden verricht.

Op grond van de tot dan beschikbare ontgrondingsresultaten werden de volgende (globale) lengten voor de bodembescherming aanbevolen:

μA_{tot} (m ²)	totale lengte dam (m)	Lengte bodembescherming					
		Roompot		Schaar		Hammen	
		zee- zijde	O.S.- zijde	zee- zijde	O.S.- zijde	zee- zijde	O.S.- zijde
11.500	2800	850 m	650 m	450 m	450 m	550 m	550 m
	3330	650 m	450 m	450 m	450 m	450 m	450 m
20.000	3330	850 m	650 m	650 m	650 m	650 m	650 m

Door het tot dan globale karakter van het ontgrondingsonderzoek en omdat niet alle bouwfasen van de diverse varianten waren onderzocht, werden bovenvermelde aanbevelingen slechts als globale maten beschouwd. Ze zijn van toepassing zowel op een caissondam als op een pijlerdam.

Nadat de studieperiode werd afgesloten met het aanbevelen van de pijlerdam, werd de eindsituatie met $\mu A_{\text{tot}} = 11.500$ m² van deze oplossing in het sluitgat de Roompot onderzocht. De lengte van de onderzochte pijlerdam bedroeg 1.550 m (= totale lengte van de pijlerdam van ca. 3.300 m).

Ook hier vingen de proeven aan met het ontwerpen van het lengteprofiel van de dorpels. De daarbij (uiteindelijk) verkregen stroomverdelingen langs de randen van de bodembescherming zijn weer gegeven in figuren 4-12^a en ^b. De bijbehorende ontgrondingsresultaten aan de buiten- en aan de binnenzijde van de kering zijn weer gegeven in figuur 5-15.

5.6.6. Vernauwde brievenbusoplossing (verslag WL 8-55)

Dit is de enige variant die „volledig” werd onderzocht, zij het met een beperkt aantal bouwfasen. Onderzocht werden de 4 situaties: wintersluitgat, alle caissons geplaatst, eindsituatie met $\mu A_{\text{tot}} = 22.000$ m² en eindsituatie met $\mu A_{\text{tot}} = 12.600$ m² (inclusief reserves voor onderhoud). Dit onderzoek vormt het laatste stadium van het eerder beschreven „treinonderzoek” (zie 4.1.4.).

De sluitgaten werden horizontaal vernauwd tot een totale lengte van 2.760 m, waarvan 1.340 m in de Roompot en 710 m in de beide sluitgaten Schaar en Hammen. Het doorstroomoppervlak werd als volgt verdeeld: 55% in de Roompot, 20% in de Schaar en 25% in de Hammen (min of meer volgens bestaande verdeling).

Uit de verkregen resultaten en met behulp van de eerder genoemde berekeningsmethode werden de benodigde lengten van de bodembescherming bepaald, uitgaande van het criterium dat de eindontgroning nergens groter dan 25 m mag zijn. De aldus berekende lengten van bodembescherming zijn weergegeven in de figuren (5-16, a, b en c).

Abrupte veranderingen in de lengte van de bodembescherming zijn vermeden door alle overgangen (van de ene berekende lengte op de andere) onder 45° schuin te laten verlopen.

Bovendien werden er geen verkortingen van de bij het modelonderzoek aanwezige lengten toegepast op de plaatsen waar de eindontgroning minder dan 25 m was.

Daar deze plaatsen als regel nabij de oevers waren gelegen, werd dit als een extra veiligheid voor de oevers beschouwd. In verband met onzekerheden omtrent de mate van reductie in de ontgroning, werden de berekeningen uitgevoerd voor twee afnamepercentages van de waarde van de ontgrondingsfactor met de lengte van de bodembescherming, namelijk 1% en 1,5% per eenheid van verlenging ($\hat{=}$ gemiddelde waterdiepte). Ter plaatse van uitgesproken driedimensionale pieken werd steeds één afnamepercentage van 2,5% genomen (zie verslag WL 8-23). In verband hiermee geven de figuren (5-16) twee grenzen aan waarbinnen de rand van de bodembescherming dient te liggen.

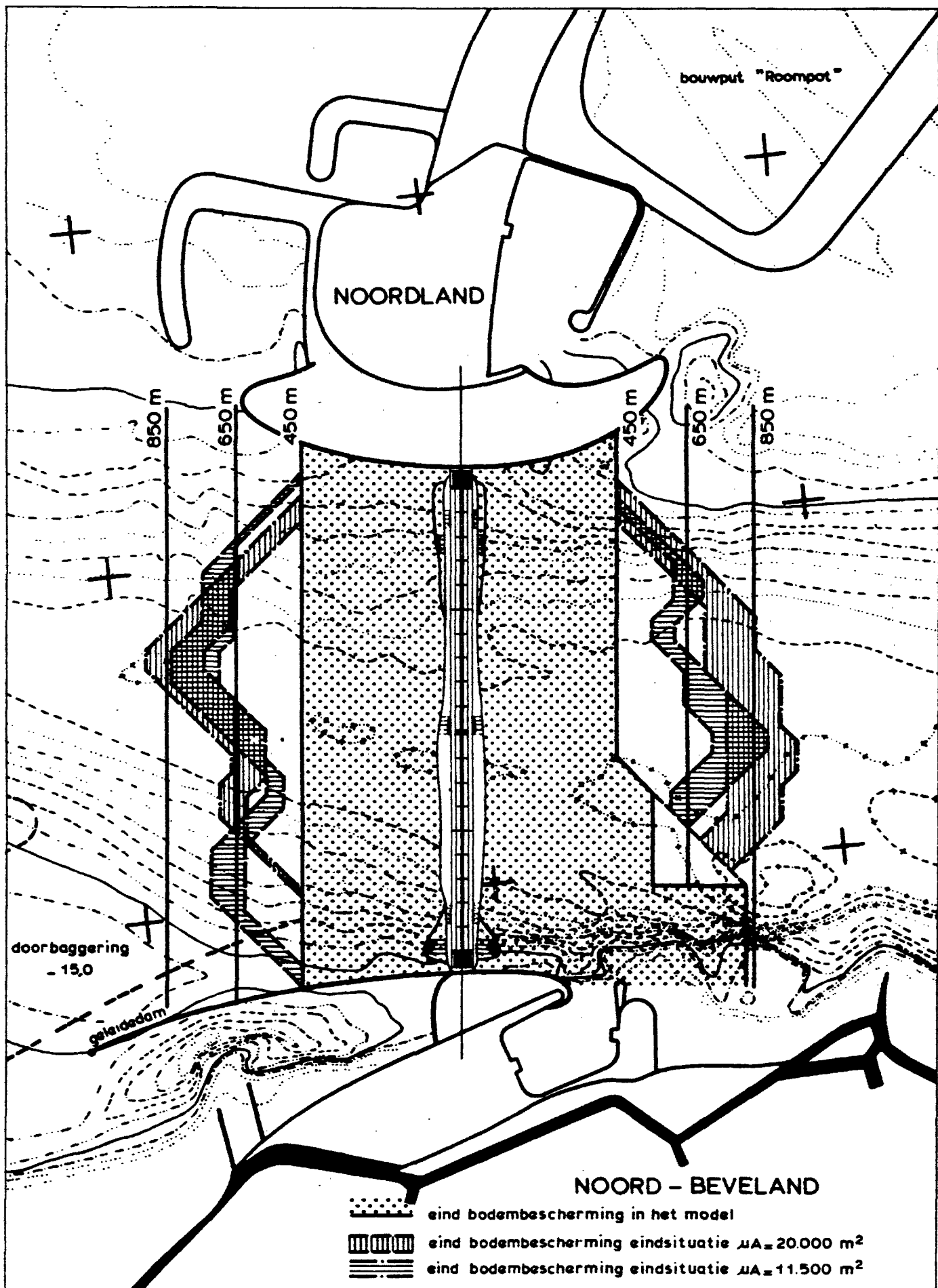
Opvallend is dat de benodigde bodembescherming nagenoeg dezelfde is voor $\mu A_{\text{tot}} = 11.500$ m² en 20.000 m², dit in tegenstelling tot eerder verkregen resultaten (zie 5.6.2.). Vermoedelijk wordt dat veroorzaakt door het feit dat bij de onderzochte horizontale vernauwing (totale lengte sluitgaten = 2.760 m) de bovenkant van de dorpels bij $\mu A_{\text{tot}} = 20.000$ m² zo laag was dat een dusdanig lage waarde van de ontgrondingsfactor kon worden verkregen, dat die de debiettoename (t.o.v. $A_{\text{tot}} = 11.500$ m²) nagenoeg opheft. Hierbij dient te worden opgemerkt dat de resulterende ontgroning in feite een functie is van het product $\alpha \cdot U$ (zie vergelijkingen 5-2 en 5-6).

5.6.7. Ontgrondingen bij weigering van een schuif tijdens storm (verslagen WL 8-28 en WL 8-61)

Het verloop van de ontgroning tijdens een 38 uur durende „superstorm”, indien een schuif weigert en het desbetreffend compartiment open blijft, werd onderzocht bij een brievenbus caissondam (eindsituatie met $A_{\text{tot}} = 11.500$ m²). Bij onderzoek in de Schaar en de Hammen bedroeg de breedte van het open gebleven compartiment ca. 19 m. Bij het onderzoek in de Roompot werden twee naast elkaar gelegen compartimenten (totale breedte ca. 30 m) open gelaten.

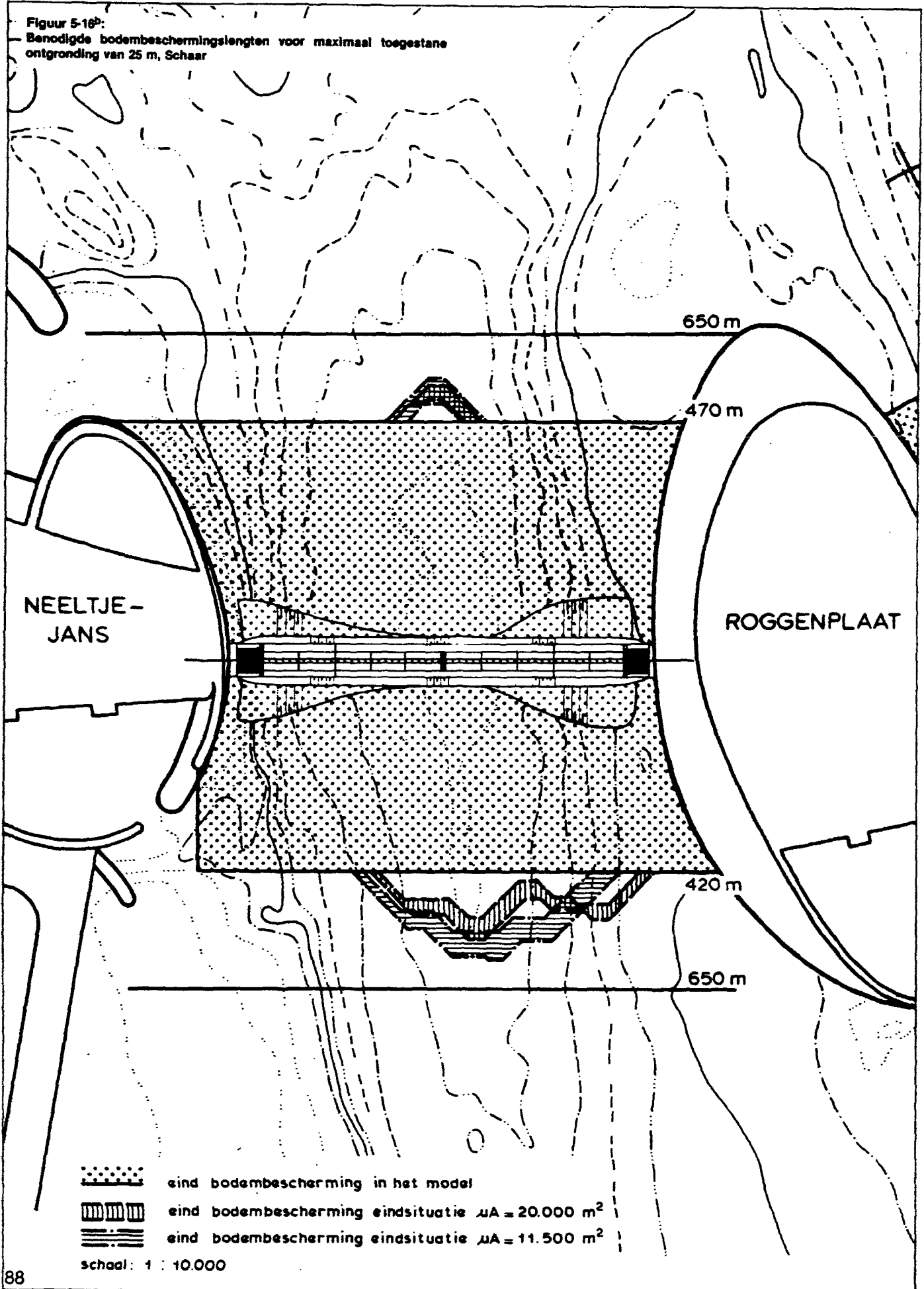
Gebleken is dat het daarbij behorende stroombeeld door de lokale geometrie (van bodem, oevers en caissondam) sterk wordt beïnvloed en bovendien enigszins instabiel is. Dit betekent dat bij het weigeren van een schuif niet met zekerheid is te zeggen waar de ontgroning zal plaatsvinden en of deze steeds op dezelfde plaats blijft.

In een ongunstig geval veroorzaakt de stroom door het open compartiment een toename van de reeds aanwezige ontgroning. De toename hangt sterk af van de maximale diepte van de ter plaatse reeds aanwezige ontgroning; bij 5 m komt er nog 5 à 10 m bij, terwijl een reeds aanwezige ontgroning van 20 of 25 m met slechts 1 à 2 m wordt vergroot (zie figuur 5-17). In elk geval wordt de aanzet-helling echter zeer steil en kan plaatselijke ondermijning van de rand van de bodembescherming worden verwacht. Dit is een reden te meer om de (met het oog op de grondmechanische stabili-

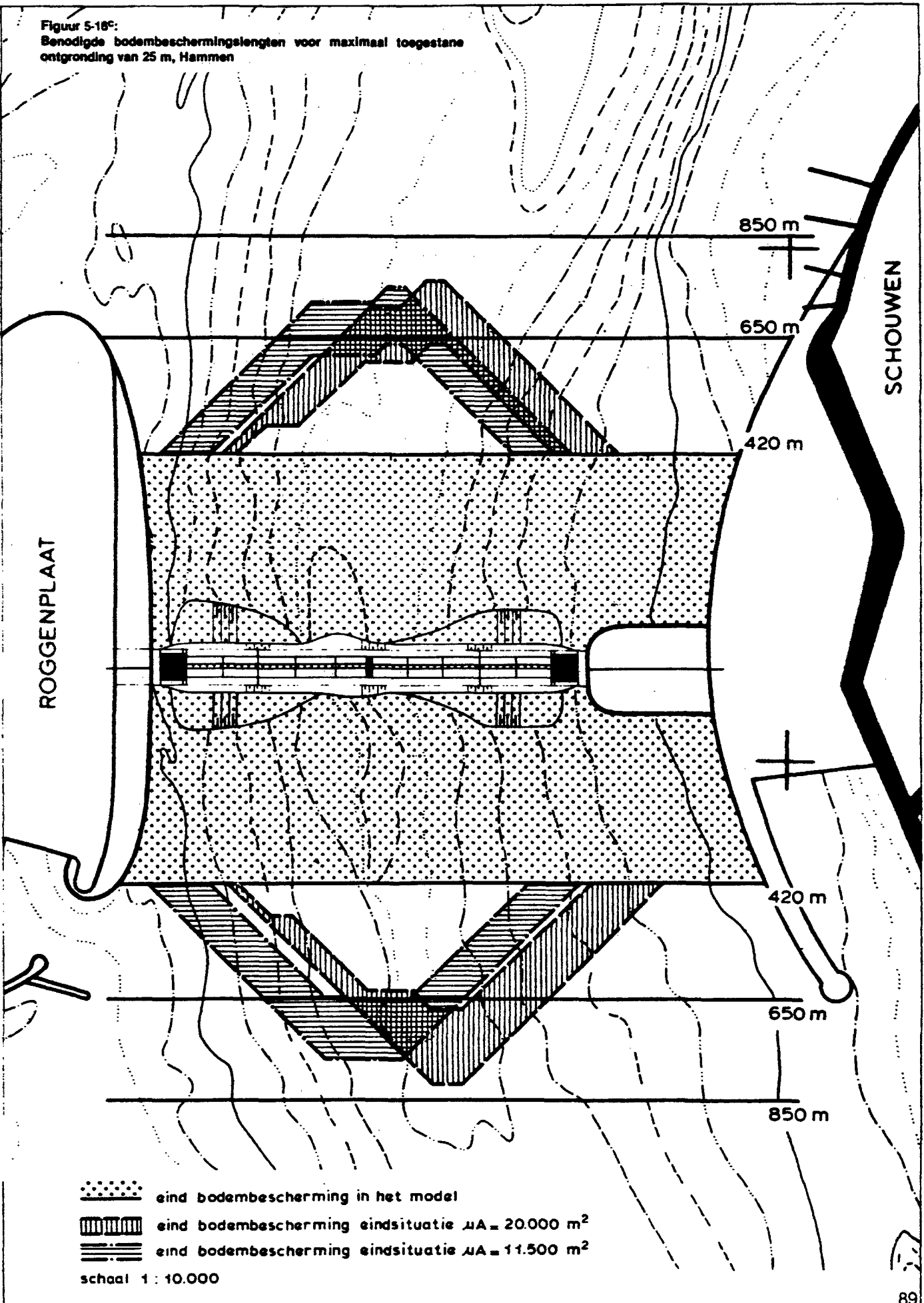


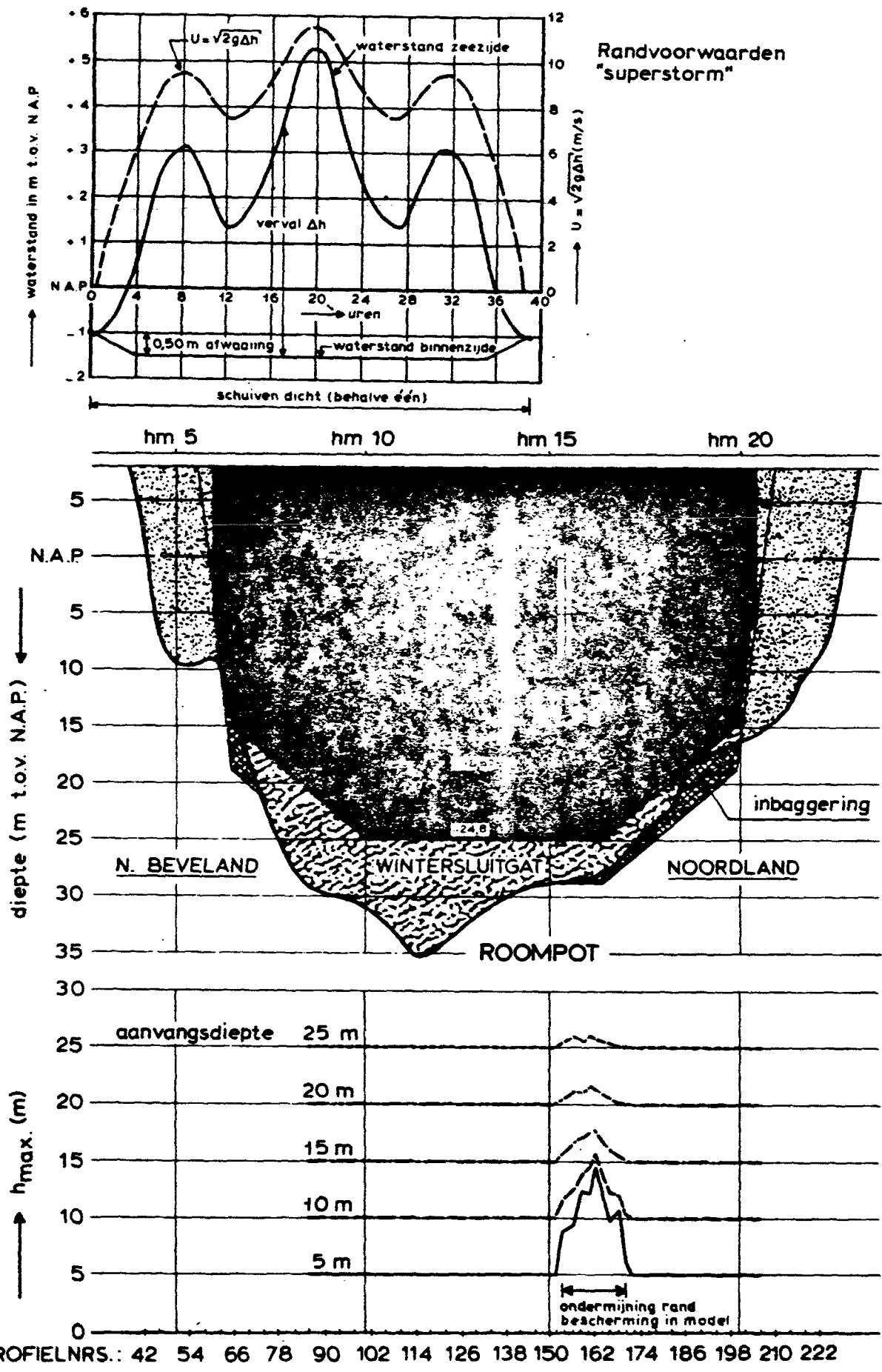
Figuur 5-16a:
 Benodigde bodembeschermingslengten voor maximaal toegestane ontgronding van 25 m, Roompot

Figuur 5-16P:
 Benodigde bodembeschermingslengten voor maximaal toegestane
 ontgronding van 25 m, Schaar

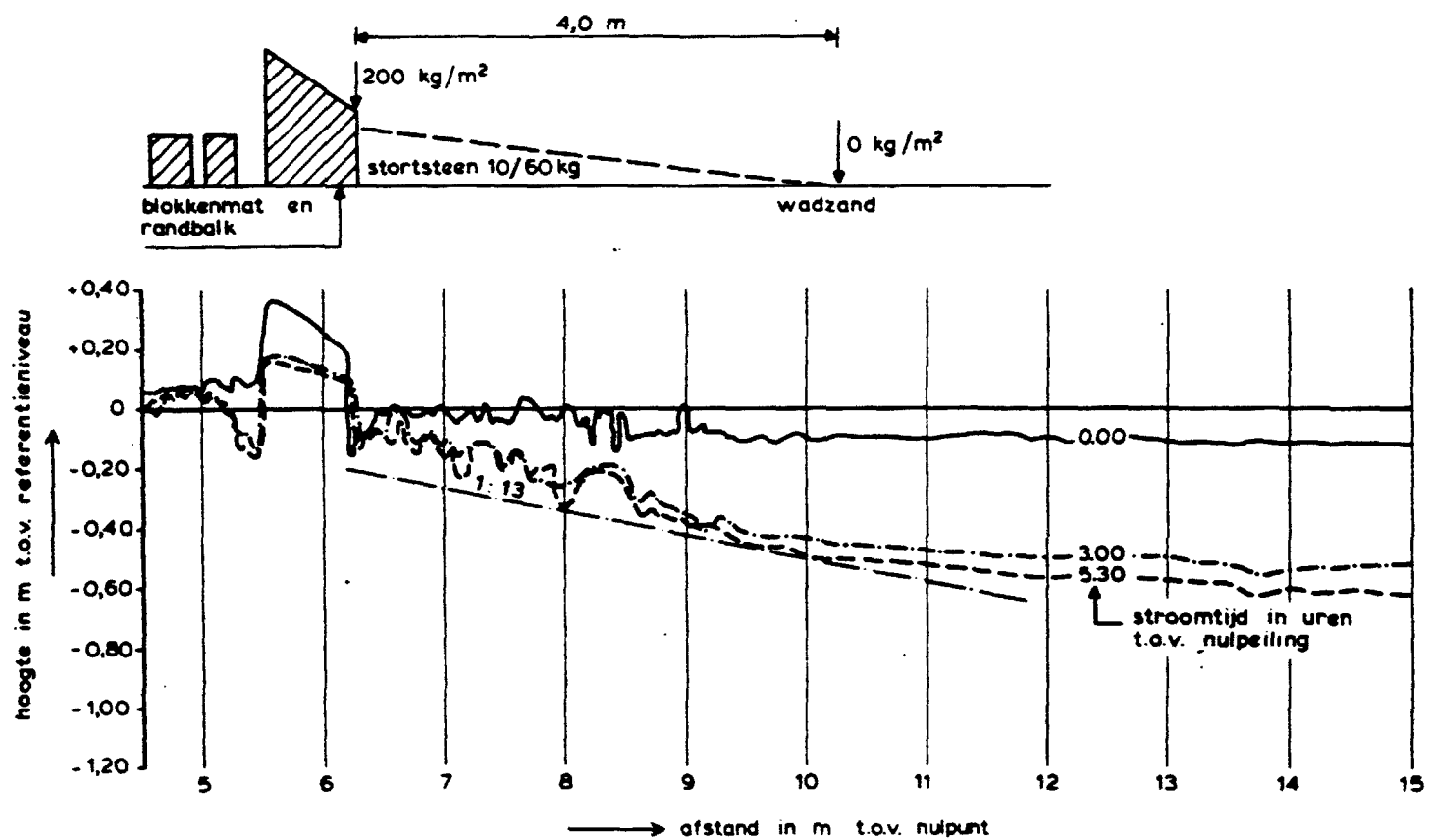
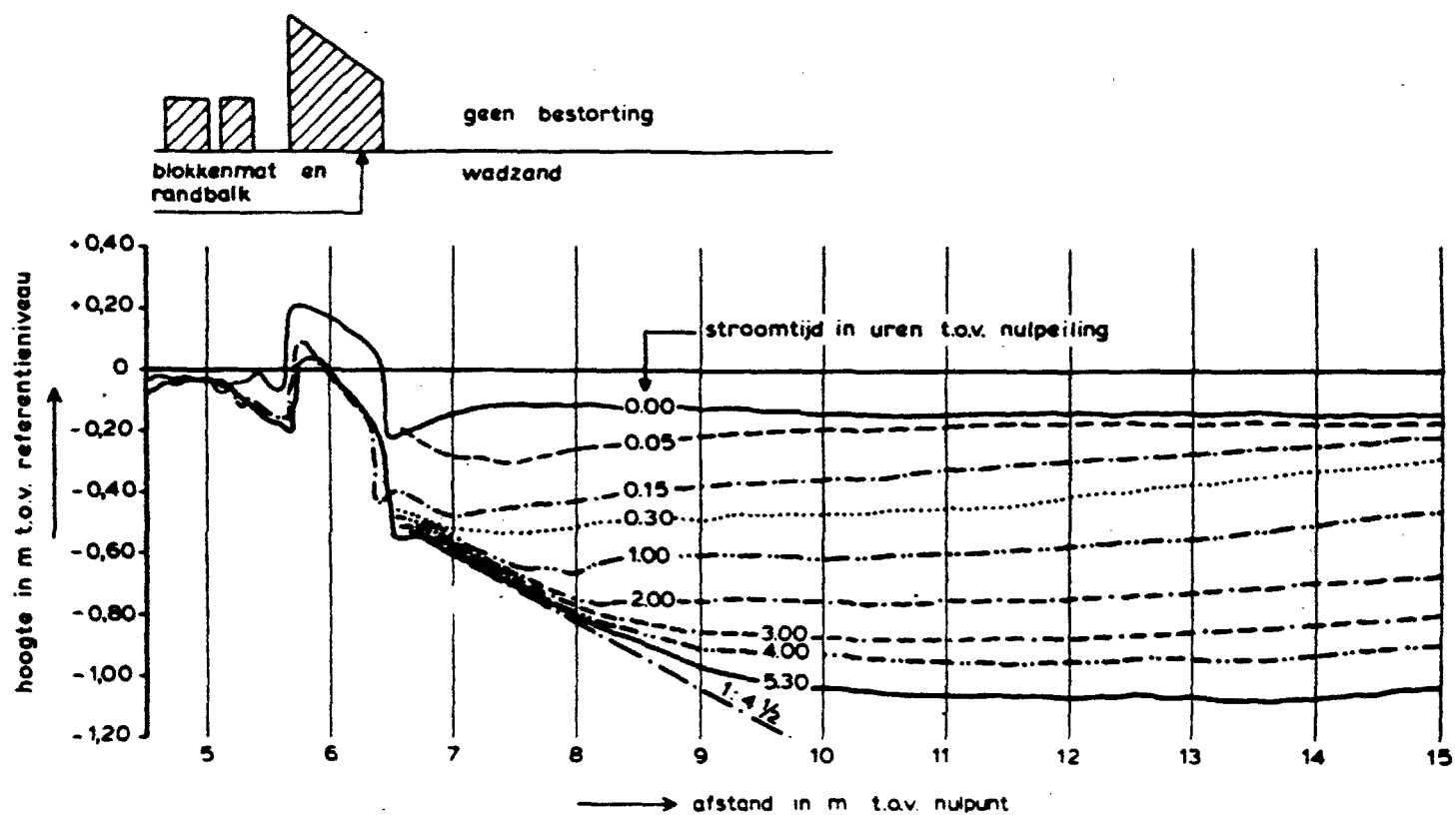


Figuur 5-16c:
Benodigde bodembeschermingslengten voor maximaal toegestane
ontgronding van 25 m, Hammen





Figuur 5-17:
Te verwachten ontgravingen bij weigering van een schuif



Figuur 5-18:
Invloed van een geleidelijk in hoeveelheid afnemende bestorting op de
aanzetting van de ontgrondingskuil

teit) geadviseerde bestorting van de aan de bodembescherming grenzende helling van de kuil uit te voeren. Bij weigering van de schuif van een nabij de oever gelegen compartiment kunnen grote stroomsnelheden vlak vóór de oever optreden. In verband hiermee wordt een verzwaring van de bestortingen aldaar aanbevolen.

5.6.8. Beëindiging rand bodembescherming (verslag WL 8-45)

Een mogelijkheid om de aanzellingen van de ontgrondingskuil minder steil te laten verlopen, is te zorgen voor een geleidelijke overgang in zanddichtheid van zanddichte bodemverdediging naar het verdedigde zandbed met behulp van een geleidelijk in hoeveelheid afnemende bestorting.

Hiertoe werden in de tot stroomgoot verbouwde vistrap te Lith een aantal proeven uitgevoerd. Voor de resultaten van een referentieproef (zonder), alsmede van een proef met een geleidelijk afnemende bestorting van stortsteen 10-60 kg wordt verwezen naar figuur 5-18.

Uit deze resultaten blijkt duidelijk, dat het mogelijk is met een geleidelijk afnemende bestorting een flauwere aanzelling te verkrijgen. Wel moet er rekening mee worden gehouden, dat de stroomgoot te Lith door zijn relatief geringe lengte een beperking voor het onderzoek vormde. Ook de resultaten van de overige verrichte proeven, o.a. een proef met aanstroming vanuit de ontgrondingskuil, geven gunstige resultaten. Wel bleek dat het aanbrengen van een geleidelijke afnemende bestorting zeer nauwkeurig moet plaats vinden om te vermijden dat plaatselijk toch nog steile aanzellingen kunnen ontstaan.

6. DREMPEL, STORTBEDDEN EN AANSTORTINGEN

6.1. Inleiding

De zandbodem in de nabijheid van de stormvloedkering dient met het oog op de standzekerheid van de kering te worden beschermd tegen de aanval van stroom en golven. Ter weerszijden van de kering treden hoge stroomsnelheden op, die geleidelijk aan overgaan naar de normale snelheidsverdeling in het geulprofiel. Bovendien veroorzaakt de stormvloedkering gedeeltelijke of volledige terugkaatsing van de golven, waardoor de golfhoogten plaatselijk toenemen. In de directe omgeving van de kering moet de bescherming dan ook zwaar worden uitgevoerd, terwijl deze lichter kan worden naarmate de afstand uit de kering groter wordt. Het zandbed wordt beschermd door de drempel ter plaatse van de kering en door de bodembescherming ter weerszijden ervan (zie figuur 6-1).

De **drempel** vormt, naast de geprefabriceerde elementen, een essentiële onderdeel van het kunstwerk. De drempel vervult de volgende functies:

- Fundering voor de geprefabriceerde elementen in geval van fundering op staal (caissons); als zodanig vormt de drempel de eerste schakel in de overdracht van de belastingen naar de ondergrond.
- Bescherming van het zandbed tegen uitspoeling onder invloed van het ter plaatse geconcentreerd verval (zie figuur 6-1). Vooral bij gesloten kering tijdens storm neemt het verval sterk toe, zowel tengevolge van het waterstandsverschil aan weerszijden van de schuiven als ten gevolge van de golven.

De **bodembescherming** vervult de volgende functies:

- Bescherming van het zandbed aan weerszijden van de drempel tegen de eroderende werking van stroom en golven. Achter de bodembescherming ontstaat een ontgrondingskuil (zie figuur 6-1). De maximaal toelaatbare diepte van deze kuil wordt voornamelijk bepaald door grondmechanische aspecten en is een functie van de lengte van de bodembescherming. De benodigde lengte van de bodembescherming wordt voornamelijk bepaald door de normale bedrijfsomstandigheden, zoals staat beschreven in hoofdstuk 5.
- Bescherming van het onderliggende zandbed tegen uitspoeling onder invloed van het plaatselijk verval (zie figuur 6-1). Deze is

het sterkste vlak bij de kering bij gesloten schuiven tijdens storm, en neemt af met de afstand uit de kering en/of met het verval.

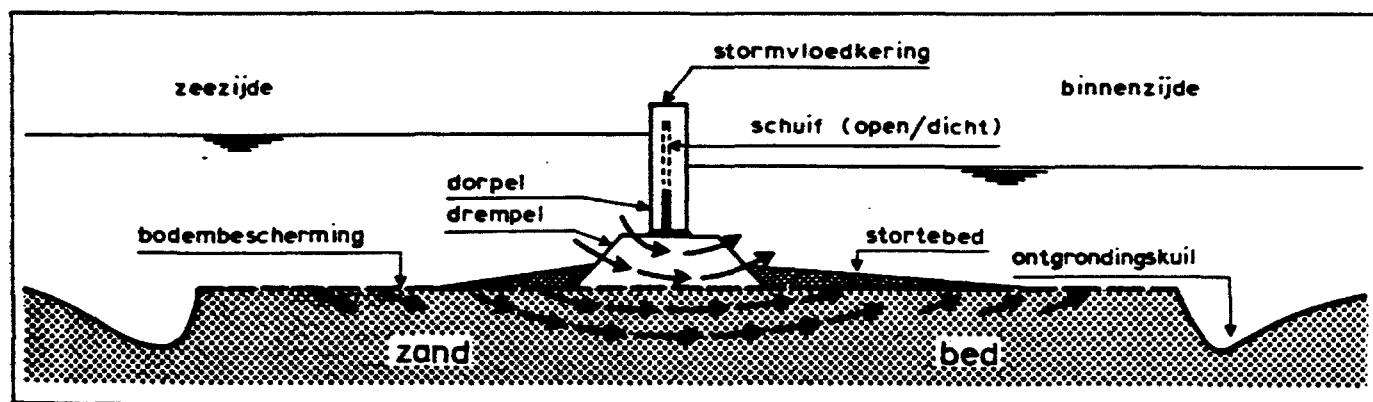
De stroom- en golfaanval bij extreme omstandigheden is het grootst op het dicht bij de kering gelegen gedeelte van de bodembescherming. Extra voorzieningen in de vorm van een **stortebed** zijn hier nodig. Dit geldt ook voor de bovenste van de drempel (zie verder 6.3.1). Voor de stabiliteit van deze bestortingen wordt ervan uitgegaan, dat de zwaarste belasting optreedt, wanneer de kering gesloten wordt op de laagwaterkering die voorafgaat aan de ontwerpstorm terwijl één of enkele schuiven niet of slechts gedeeltelijk dichtgaan.

Bij het ontwerp is er rekening mee gehouden, dat tijdens de uitvoering spleten ontstaan onder de dorpel bij de pijleroplossing of onder de caissons bij zowel fundering op staal als fundering op putten.

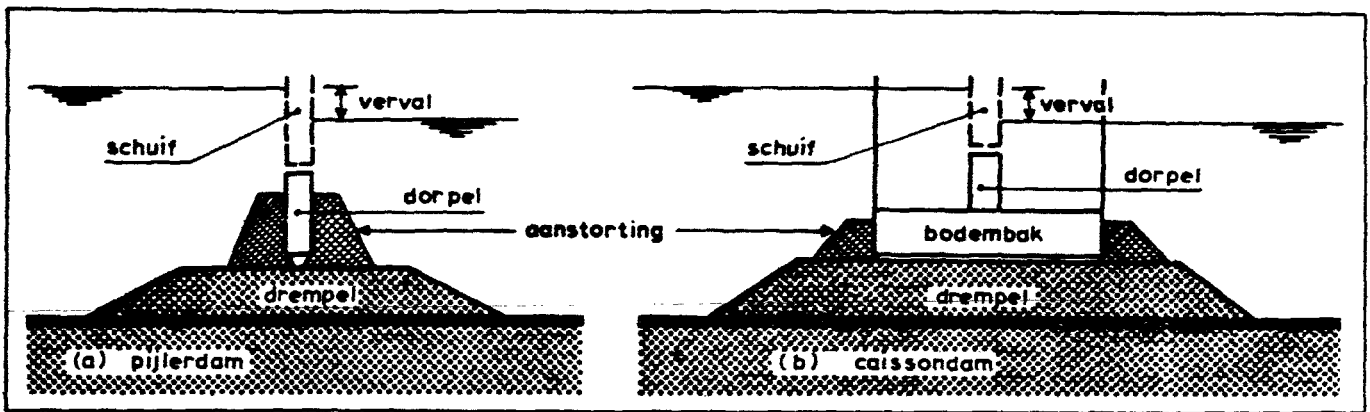
In het geval van de pijleroplossing wordt een spleet onder de dorpel (zie figuur 6-2a) zelfs noodzakelijk geacht om te vermijden dat de dorpels zwaar zouden worden belast als gevolg van de beweging van de pijlers (en de daaraan gemonteerde dorpels) onder invloed van verval en golven. De spleten onder de caissons ontstaan als gevolg van de gekozen driepuntsoplegging (caissons op staal) en/of de onvermijdelijke onregelmatigheid van het drempeloppervlak (zie figuur 6-2b). Ter plaatse van de spleet zal onder invloed van verval en golven een zeer sterke stroom ontstaan. Om de bovenste laag van de drempel te beschermen tegen de aanval van deze stroom en om de onderloopsheid te beperken worden **zij-aanstortingen** toegepast, zoals te zien is in figuur 6-2.

Het gevolg is dat het ter plaatse van de stormvloedkering geconcentreerde verval in eerste instantie wordt opgenomen door deze aanstortingen. Ook hier geldt de eis dat de aanstortingen onder alle omstandigheden stabiel moeten zijn, waarbij de belasting bij de toestand van een weigerende schuif maatgevend is.

Uit het bovenstaande volgt dat bij het ontwerp van de bodembescherming, de drempel en de aanstortingen twee fundamentele problemen aan de orde komen:



Figuur 6-1
Maatregelen ter bescherming van het zandbed in de nabijheid van de kering.



Figuur 6-2
Zij-aanstortingen

zanddichtheid (zie 6.2)
 stabiliteit van samenstellende onderdelen onder invloed van
 stroom en golven (zie 6.3).

Steeds dient een onderscheid te worden gemaakt tussen de eindsituatie (het in bedrijf zijn van de kering) en de diverse situaties welke gedurende de bouw van het kunstwerk voorkomen (bouwfasen). Uiteraard bestaat er een duidelijk verband tussen deze situaties: bijvoorbeeld de samenstellende lagen van het voor de eindfase gewenste filter dienen tevens stabiel te zijn tijdens de bouwfase. Het kan ook voorkomen dat omstandigheden tijdens de bouw bepalend zijn voor het ontwerp. Zo is bijvoorbeeld de meest kritieke situatie voor de bestorting van de toplaag van de caissondrempeel die vlak vóór het plaatsen van de laatste caissons.

In dit hoofdstuk wordt het onderzoek voor de eindsituatie van de stormvloedkering behandeld. Behalve voor het hierboven genoemde geval van de caissondrempeel is deze situatie maatgevend voor zowel de zanddichtheid als de stabiliteit van de toplaag van de diverse bestortingen. Voor een beschouwing van het onderzoek betreffende de bouwfasen wordt naar hoofdstuk 8 verwezen.

6.2. Zanddichtheidsonderzoek

6.2.1. Principe en ontwerp van zanddichte filterconstructies

Om ondergraving van de toegepaste drempeel- en bodembeschermende constructies te voorkomen, dienen deze constructies zanddicht te zijn onder invloed van het verval (zie figuur 6-1). "Dichte" constructies voldoen aan de zanddichtheidseis. Van essentieel belang hierbij is dat aan de afdichting van naden en kieren de nodige zorg wordt besteed. De hierbij optredende overdrukken ten gevolge van de grondwaterstroming onder invloed van het verval dienen echter gecompenseerd te worden door extra gewicht. Bij "open" constructies treden deze overdrukken niet op. Wel is ook hier in het algemeen een grote hoeveelheid materiaal nodig omdat er diverse lagen van verschillende elementgrootte moeten worden toegepast. De eerste laag direct op het zand vervult de zanddichtheidsfunctie. Iedere volgende laag moet in staat zijn de onderliggende laag vast te houden, terwijl de toplaag stabiel moet zijn onder invloed van de uitwendige krachten ten gevolge van stroom- en golfaanval. Constructies met een dergelijke laagsgewijze opbouw worden filters genoemd.

Een stabiel filter, waarbij dus geen materiaal uit de onderliggende laag via de bovenliggende laag wordt afgevoerd, kan worden verkregen door de diameters van de korrels in de bovenliggende laag (= filterlaag) zodanig te kiezen dat de korrels van de onderliggende laag (= basislaag) te groot zijn om de openingen in de structuur van de filterlaag te kunnen passeren, onafhankelijk van de optredende verhangen. Deze situatie treedt op als de verhouding tussen de korreldiameter in de filterlaag en de korreldiameter in de basislaag een bepaalde waarde niet overschrijdt. In het verleden is door diverse onderzoekers onderzoek uitgevoerd om de bovengenoemde verhouding vast te leggen, waarbij ook sterk gegeradeerde filter- en basislagen waren betrokken. Bij het onderzoek werd steeds uitgegaan van een geschematiseerde opstelling met een waterstroom loodrecht op het scheidingsvlak van basis- en filterlaag.

Ze geven voor stabiele filters de volgende (globale) verhoudingen [33]:

Voor uniform filtermateriaal:

$$D_{50} \text{ filter} / D_{50} \text{ basis} < 5 \text{ à } 10$$

Voor gegeradeerd filtermateriaal:

$$D_{50} \text{ filter} / D_{50} \text{ basis} < 12 \text{ à } 58 \text{ en/of}$$

$$D_{15} \text{ filter} / D_{85} \text{ basis} < 5 \text{ à } 10$$

In een recent uitgevoerd onderzoek bij het WL bleek bij $D_{20} \text{ filter} / D_{50} \text{ basis} < 6$ geen indringing op te treden voor basismaterialen van 150μ , 220μ en 450μ . Opgemerkt moet worden dat overschrijding van de aangegeven waarden het indringen van het basismateriaal pas optreedt bij zeer grote verhangen (>100%) in het basismateriaal. De op deze wijze ontworpen filters zullen in vele gevallen overgedimensioneerd zijn. Bovendien is de stroom in de filterconstructies veelal evenwijdig aan het scheidingsvlak tussen filter en basismateriaal gericht in plaats van loodrecht erop.

Bij stroming evenwijdig aan het scheidingsvlak tussen filter- en basismateriaal zijn de optredende stroomsnelheden in de filterlaag van belang. Bij overschrijding van een kritieke waarde kan basismateriaal worden meegenomen en afgevoerd. Naar analogie van transport van materialen in open waterlopen kan worden gesteld dat de kritieke stroomsnelheid een functie zal zijn van de eigenschappen van het basismateriaal (korrelgrootte, vorm en dichtheid) en de stromingstoestand in het filter. De optredende stroomsnelheid in het filter volgt, volgens Cohen de Larra [34], uit de volgende relatie:

$$u_f^2 = 2g \frac{D}{C_f} \zeta^5 i \quad (6-1)$$

waarin:

- u_f = filtersnelheid [m/s]
- g = versnelling zwaartekracht [m/s²]
- D_n = maatgevende diameter filter materiaal [m]
- δ = poriegehalte = holle ruimte/totale ruimte
- i = verhang
- C_f = weerstandscoefficiënt gelijk aan die van bolvormige lichamen in stromend water [-]

De waarde van C_f is afhankelijk van de stromingstoestand (gekaraktiseerd door het getal van Reynolds $Re_f = u_f \cdot D_n / \nu$)

Uitgaande van de onderzoekresultaten van Cohen de Larra [34] kan de waarde van C_f als volgt worden benaderd:

- Voor laminaire stroming ($Re_f < 4$):

$$C_f = \frac{24}{Re_f} = \frac{24\nu}{u_f D_n}$$

- Voor turbulente stroming ($Re_f > 576$):
 $C_f = \text{constant} \approx 0,5$

- Voor het tussenliggend overgangsgebied ($4 < Re_f < 576$):

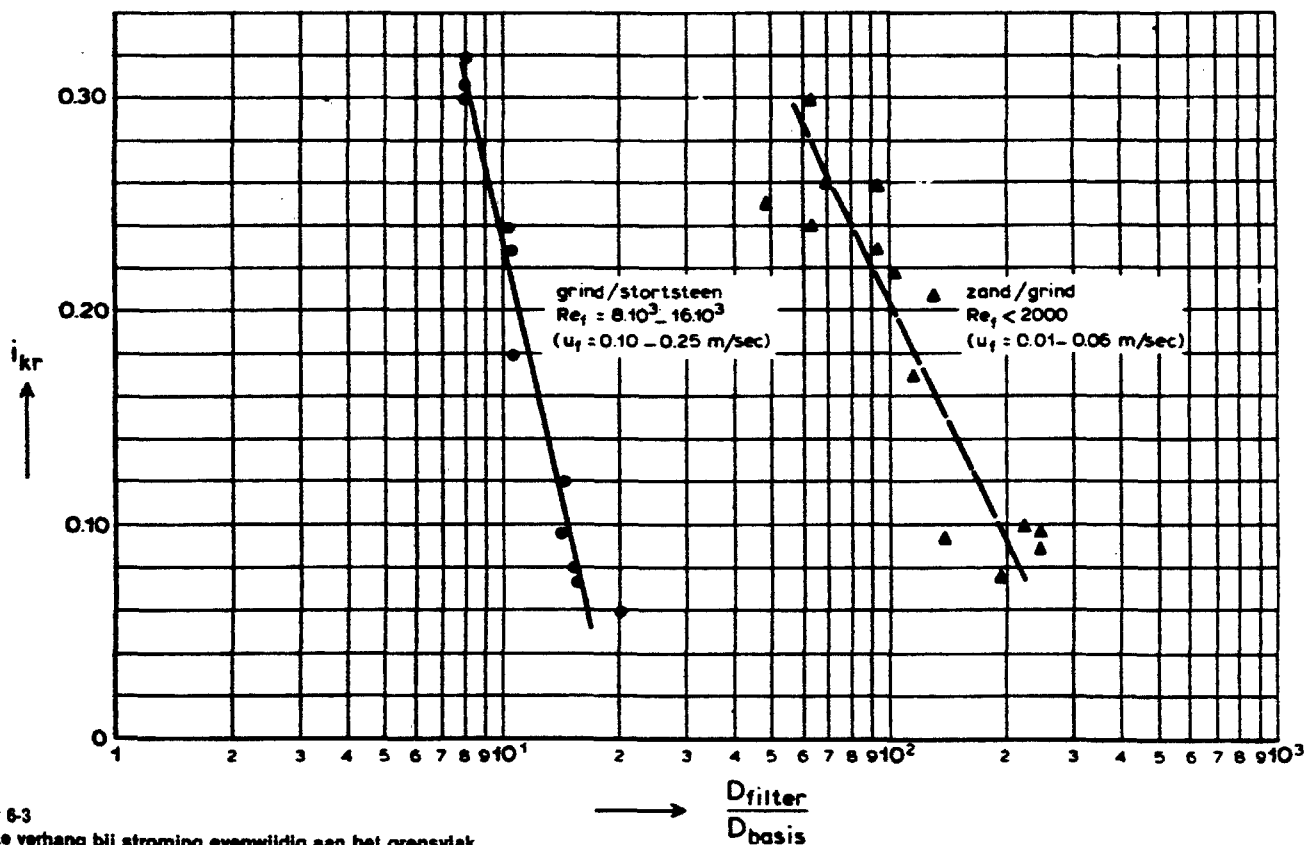
$$C_f = \frac{12}{\sqrt{Re_f}} = \frac{144\nu}{u_f D_n}$$

De filtersnelheid blijkt dus afhankelijk te zijn van de eigenschappen van het filtermateriaal (korrelgrootte en vorm), de holle ruimte, het verhang en de stromingstoestand. Op grond van bovenstaande beschouwing kan worden afgeleid dat naarmate de waarde van de verhouding tussen de korreldiameter in de filterlaag en de korreldiameter in de basislaag groter is, het toelaatbare verhang voor een stabiel grensvlak kleiner wordt. Onderzoek in het Waterloopkundig Laboratorium heeft dit verband bevestigd en een voorbeeld van de resultaten van het onderzoek wordt in figuur (6-3) gegeven [35].

De eerder gegeven waarden voor de verhouding tussen filter- en basismateriaal kunnen worden gezien als een grenswaarde voor de lijnen van figuur 6-3. In verband met de grote rol die materiaaleigenschappen en stromingstoestand spelen, is bij situaties in de buurt van de aangegeven grenzen (in figuur 6-3) hydraulisch onderzoek op schaal 1:1 noodzakelijk.

Naast de in het voorafgaande beschreven granulaire filters kunnen ook filters van kunststof worden gebruikt. Voor het zanddicht zijn van dergelijke filters dienen de openingen in de structuur van de kunststof kleiner te zijn dan de diameter van het af te dekken zand [36], [37].

Het kunststoffilter wordt in diverse constructies verwerkt, bijvoorbeeld in de zogenaamde blokkenmat, in de steenasfaltmat of met behulp van een roosterwerk van rijshoutwiepen in het zogenaamde zoolstuk [38], [39]. Om beschadiging van het kunststoffilter te vermijden kunnen bij een zoolstuk niet al te grove stenen worden gebruikt als ballast bij het afzinken. Vlak na de plaatsing van een blokkenmat worden de ruimten tussen de aan het filterdoek bevestigde betonblokken met behulp van een relatief fijne bestorting gevuld. In beide gevallen dient de bestorting om de bodembeschermende constructie aan de bodem te houden. Ook hier geldt de eis dat de bestorting stabiel



Figuur 6-3
Kritieke verhang bij stroming evenwijdig aan het grensvlak

moet zijn onder invloed van de uitwendige krachten ten gevolge van stroom en golfaanval. Op die plaatsen waar later een aanzienlijke aanval van stroom en golven te verwachten is (in de regel vlakbij de kering) zal een zware bestorting nodig zijn. Om uitspoelen van bovengenoemde lichtere bestorting (ballast) tegen te gaan zal daartussen eventueel een steenfilter aangebracht moeten worden: eerder genoemde filterregels zijn daarbij ook van toepassing. Tijdens of vlak na het afzinken wordt relatief fijne bestorting gebruikt (eerste laag), terwijl de resterende lagen later worden bijgestort.

6.2.2. Opzet onderzoek en randvoorwaarden.

In paragraaf 6.2.1. werd gesteld dat de zanddichtheid van filters in fysisch onderzoek op schaal 1:1 dient te worden beproefd. Hiermee wordt uiteraard niet bedoeld de gehele constructie of een volledige sectie ervan. De meetopstelling omvat gewoonlijk het basismateriaal en de filterlaag, beide op ware grootte, met daarbij naar wens een stroming loodrecht op of evenwijdig aan het scheidingsvlak. Dergelijke proeven worden uitgevoerd in standaard opstellingen [36], zie ook figuur 6-8. Het resultaat is een waarde van het kritieke verhang waarbij het basismateriaal in het filter begint door te dringen (zie bijvoorbeeld figuur 6-3). Uiteraard kunnen deze opstellingen ook worden gebruikt om de interne stabiliteit van filters te onderzoeken, dat wil zeggen of een bepaalde filterlaag in staat is de onderliggende filterlaag vast te houden.

Om de zanddichtheid of interne stabiliteit van het onderzochte filter te kunnen beoordelen is het eerst nodig de „macro-randvoorwaarden” te vertalen naar „micro-randvoorwaarden”. Met de macro-randvoorwaarden worden de hydraulische randvoorwaarden bedoeld die bij de maatgevende situatie op de constructie werkzaam zijn; in het onderhavige geval zijn deze het verval over en het golfklimaat aan de zee-zijde van de stormvloedkering. Met de micro-randvoorwaarden wordt bedoeld het bijbehorend verhang loodrecht op of evenwijdig aan het scheidingsvlak op de meest ongunstige locatie van het filter (dat is het maximum verhang). De vertaling van macro-randvoorwaarden naar micro-randvoorwaarden vindt plaats via rekenmodellen, fysische modellen of een combinatie van beide. Voor de beschrijving van grondwaterstroming door een zandbed of een ander fijnkorrelig materiaal, waarbij de filtersnelheid in lineaire relatie staat met het drukverhang, wordt gebruik gemaakt van rekenmodellen of analoge modellen. Voor deze materialen bedraagt de weerstandscoefficiënt $C_f = 24/Re_f$. Substitutie in vergelijking (6-1) levert de bekende wet van Darcy op:

$$u_f = K i \quad (6-2)$$

waarin $K = \text{doorlatenheidscoëfficiënt} = \frac{g \cdot D^2 \cdot \zeta^5}{12\nu}$

substitutie van (6-2) in de continuïteitsvergelijking voor een eenheidsvolume van een onsamendrukbare vloeistof:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0$$

(vergelijking 3-1, hoofdstuk 3)

levert voor **stationaire** stroming in een homogeen isotroop

zandbed, waarbij de compressibiliteit van het zandbed eveneens wordt verwaarloosd, de bekende vergelijking van Laplace op:

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} = 0 \quad (6-3)$$

waarin $p =$ het drukniveau van het grondwater [N/m²]
 $s =$ afstand in stroomrichting [m]
 $x, y, z =$ ruimtelijke coördinaten [m]

De Laplace-vergelijking vormt de basis voor de rekenmodellen van grondwaterstroming, voor zowel stationaire als instationaire situaties. De toepassing in het laatste geval is gerechtvaardigd doordat de traagheidstermen gewoonlijk zeer klein zijn ten opzichte van de overheersende weerstandsterm. De variatie met de tijd wordt in dit geval slechts via de (tijdsafhankelijke) randvoorwaarden geïntroduceerd; de variaties ten gevolge van traagheid zijn bij voorbaat verwaarloosd (= 0 in vergelijking 6-3).

Voor tweedimensionale stroming bij een eenvoudige geometrie is een analytische oplossing van de Laplace-vergelijking mogelijk. Voor meer gecompliceerde geometrieën en driedimensionale stromingen is een numerieke oplossing noodzakelijk (zie verder paragraaf 7.2.2.4.).

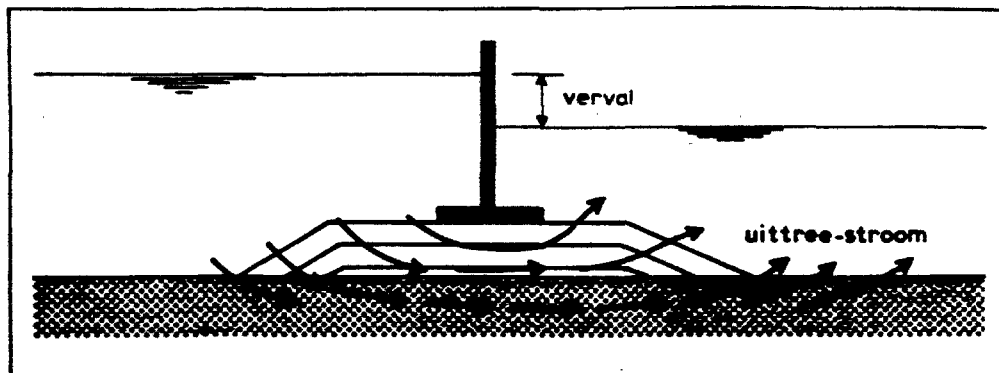
Bij analoge modellen, waarin gewoonlijk electriciteit als medium wordt toegepast, wordt gebruik gemaakt van het feit dat de Laplace vergelijking eveneens van toepassing is voor elektrische stroom.

Voor stroming buiten het gebied van Darcy (turbulent en overgangsgedrag) geldt de vergelijking van Laplace niet meer, waardoor de toepassing van hydraulische modellen noodzakelijk wordt. Voor de schaalregels van dergelijke modellen wordt naar paragraaf 6.3.1. verwezen.

Beschrijving van de grondwaterstroming wordt moeilijk indien meerdere stromingstypen tegelijk voorkomen, zoals in het geval van de stormvloedkering, waarbij de stroming door de drempel turbulent of in het overgangsgedrag is en laminair in het zandbed (figuur 6-1).

Een mogelijke oplossing hiervoor is het gebruiken van twee modellen; een hydraulisch model voor de drempel dat tevens randvoorwaarden levert langs het scheidingsvlak zand/drempel voor het tweede (wiskundige of analoge) model dat de stroming in het zandbed beschrijft. Daarbij wordt er vanuit gegaan dat eventuele stroming dwars op het scheidingsvlak te klein is om het stromingsveld in de drempel wezenlijk te beïnvloeden. Deze benadering is van toepassing voor het geval van een bodembeschermende constructie met een kunststoffilter; het verschil in porositeit boven en onder het kunststoffilter is dan relatief groot. Bij toepassing van een granulaire filter verloopt het verschil in porositeit tussen de diverse lagen daarentegen meer geleidelijk, waardoor de toepassing van bovengenoemde benadering minder juist wordt. Een iteratieve aanpak is in dit geval meer zinvol, praktische bezwaren voor wat betreft het instellen van het hydraulisch model zijn echter aanzienlijk.

Tenslotte wordt er op gewezen dat indien aan de eerder gestelde eisen ten aanzien van de verhouding tussen basismateriaal en filter (zie paragraaf 6.2.1.) wordt voldaan, een situatie ontstaat waarbij zanddichtheid is verzekerd ongeacht de grootte van het verval ter plaatse van dit filter, voor wat betreft het zanddichtheidsonderzoek, van minder belang. Bij relatief korte filters zou het onderzoek zich dan moeten richten naar het bepalen van het uittree-verhang direct achter het filter (zie figuur 6-4)



Figuur 6-4
Uittree-verhang direct achter de „verdediging„

Over de randvoorwaarden kan het volgende worden gesteld:

Het plaatselijke verhang nabij het scheidingsvlak tussen zand en filter is direct een functie van het verval over en de golven aan de zee-zijde van de stormvloedkering. Als maatgevende situatie voor het ontwerp werd dan ook genomen de gesloten kering tijdens superstorm, waarbij aangenomen werd dat het verval tot $\Delta h = 7$ m oploopt en de significante golfhoogte $H_{z, 1/3} = 4,5$ m bedraagt (zie hoofdstuk 3 respectievelijk hoofdstuk 2). Indien één of enkele schuiven weigeren dan ontstaat een lokale drukverlaging aan de binnenzijde van de kering ten gevolge van de sterke stroming door het (de) open gebleven compartiment(en), met als gevolg dat het verval over de kering plaatselijk toeneemt. Hierbij dient met een (locaal) verval van 8 à 8,5 m te worden gerekend (zie paragraaf 6.3.3.-C). De zeer turbulente stroming door het open gebleven compartiment gaat gepaard met grote drukfluctuaties aan de benedenstroomse zijde. Het dynamische karakter van de grondwaterstroming zou daardoor aanzienlijk geaccentueerd kunnen worden, ware het niet dat door de aanwezigheid van diverse lagen steenbestorting (drempel/stortebed) deze fluctuaties naar binnen toe in belangrijke mate uitdempen.

6.2.3. Verricht onderzoek en resultaten

6.2.3.1. Toegepaste filterconstructies in de Oosterschelde

De bovenste lagen van de zandige bodem in de geulen van de Oosterschelde zijn uit relatief fijn zand (D_{50} van 150 à 200 μm) samengesteld. De eerste laag van een granulaire filter zou volgens eerder genoemde regels (6.2.1.) een D_{50} ca. 3 mm moeten hebben, liefst 1 à 1,5 mm. Dit materiaal is echter niet stabiel onder de heersende stroomsnelheden in de geulen (1,5 à 2 m/s onder normale omstandigheden). Bij de uitvoering voor de volledige afsluiting van de Oosterschelde heeft dit geleid tot de toepassing van constructies met een kunststoffilter, waarvan een deel reeds is aangebracht (zoolstukken in de drempel en blokkematten of steenasfaltmatten als bodembescherming). Het ligt voor de hand, voor zover mogelijk, gebruik te maken van deze constructies bij de stormvloedkering. Overigens zijn de omstandigheden niet veranderd; de toepassing van granulaire filters is niet mogelijk en men blijft genooddacht kunststoffilters op een of andere manier te gebruiken.

De kunststoffilters in de reeds aangebrachte constructies voldoen echter niet aan de eis dat de openingen in de structuur

van de kunststof kleiner zijn dan het zand; met het oog op de bij volledige afsluiting verwachte maximale verhangen was dat ook niet nodig.

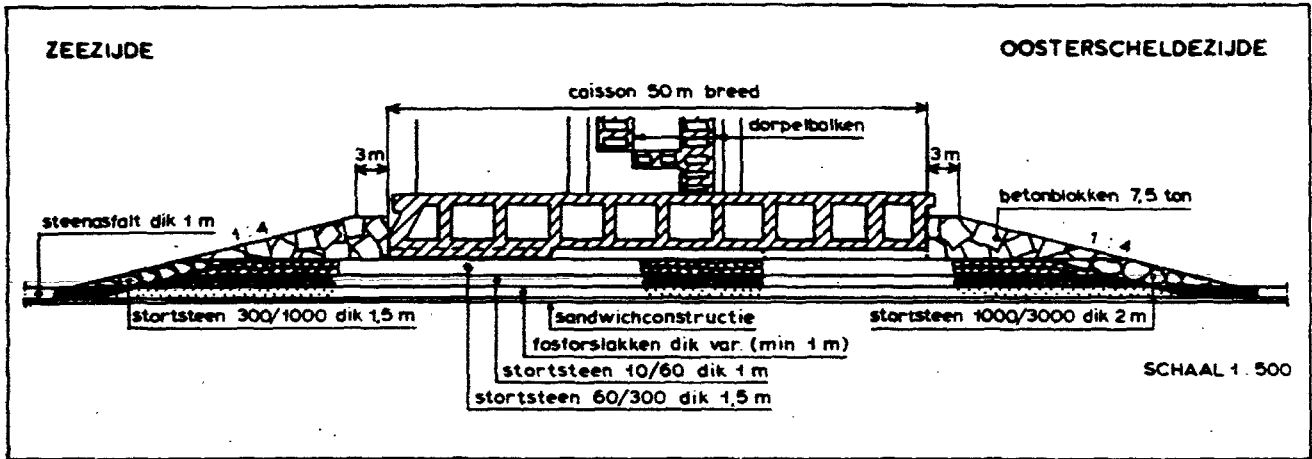
Bij de stormvloedkering treedt een totaal andere situatie op, althans voor de drempel en de aangrenzende delen van de bodembescherming, waar de verhangen aanzienlijk groter kunnen worden (zie figuur 6-1).

6.2.3.2. Caissons op staal

Gedurende de studieperiode werd weinig aandacht besteed aan het bepalen van de verhangen nabij de scheidingsvlakken in de drempel (zie figuur 6-5). Reden hiervoor was dat men het probleem op een andere manier, althans gedurende genoemde periode van voorstudie, benaderde, namelijk dat het filter onder alle omstandigheden zanddicht dient te zijn.

Dit leidde tot het concept „sandwichconstructie”, bestaande uit twee blokkematten met daartussen een laag grind. Het kunststoffilter wordt van een vlies voorzien ter verbetering van de zanddichtheid. Hierbij wordt er vanuit gegaan dat het vlies wel aan de eis van volledige zanddichtheid voldoet. De sandwich wordt geplaatst nadat de grond ter plaatse van de drempel is verdicht (ter verbetering van funderingseigenschappen, zie deelverslag 3). De dubbele uitvoering van de blokkemat beoogt zekerheid te verschaffen ten aanzien van zanddichtheid ter plaatse van naden, overlappen, beschadigingen e.d. De sandwich is 200 m lang, waarmee de gehele drempel en de aangrenzende delen van de bodembescherming wordt bestreken.

Een orde van grootte van het **gemiddelde verhang**, in dit geval evenwijdig aan het scheidingsvlak zoals volgt uit figuur 6-1, kan worden verkregen door het verval te delen door de breedte van de caisson. Hierbij worden in- en uittree verliezen aan beide flanken van de drempel verwaarloosd en het potentiaalverloop rechtlijnig aangenomen. Voor het geval van figuur 6-5 bedraagt het gemiddelde verhang bij een weigerende schuif 16% à 17%, met daarop gesuperponeerd het wisselende verhang tengevolge van de golven aan de zeezijde van de kering. Het in de loop van de studieperiode verrichte onderzoek had betrekking op de interne stabiliteit van de drempel, alsmede op enkele aspecten die verband houden met eventueel bij de uitvoering ontstane plaatselijke afwijkingen in de opbouw van de drempel. Deze onderzoeken worden hierna in het kort beschreven.



Figuur 6-5
Caissons gefundeerd op staal, dwarsprofiel drempel

a Interne stabiliteit drempel

In de tot stroomgoot verbouwde vistrap bij de stuw te Lith (zie figuur 6-6) werd op schaal 1:1 onderzoek verricht naar de interne stabiliteit van het filtermateriaal. Het onderzoek heeft zich voornamelijk gericht op de stabiliteit van ongezeefde fosforslakken onder een laag stortsteen 60-300 kg. Het doel van dit onderzoek was om na te gaan of een (uit stortsteen 10-60 kg bestaande) tussenlaag al dan niet gemist kan worden. De meetopstelling is weergegeven in figuur 6-6.

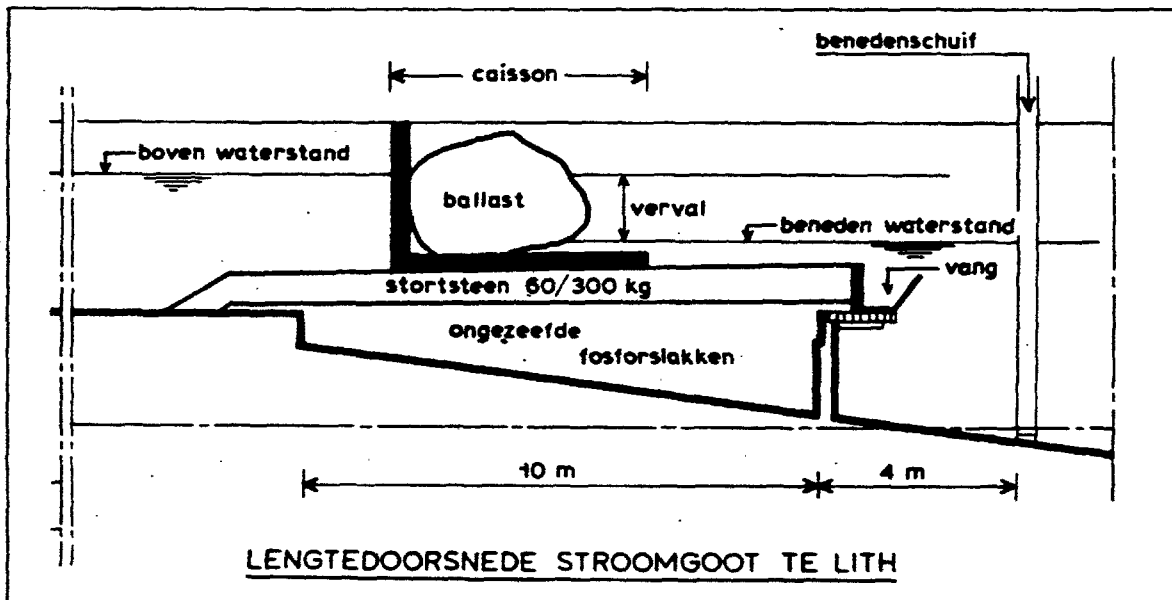
Er is bij het maximale verval, dat bij de proef kon worden ingesteld, geen stabiliteitsverlies van de onderzochte constructie opgetreden. Het daarbij behorende gemiddelde verhang bedroeg ca. 25% (Onder het gemiddelde verhang wordt verstaan het verschil tussen de bovenstroomse en benedenstroomse waterstand, gedeeld door de breedte van de caisson). Uit het gemeten verloop van de drukhoogten ter plaatse van het scheidingsvlak fosforslakken - stortsteen bleek het plaatselijke verhang weinig te verschillen van het gemiddelde verhang.

b Sandwichconstructie

In de stroomgoot te Lith werd eveneens onderzoek verricht naar de zanddichtheid van de sandwichconstructie indien bij uitvoering de onderste blokkenmat door de een of andere oorzaak plaatselijk zou ontbreken. Daartoe werd op een zandbed, bestaande uit wadzand ($D_{50} = \text{ca. } 130 \mu\text{m}$) een drempelconstructie opgebouwd uit respectievelijk een grindlaag, een filterdoek + vlies (zoals toegepast bij de blokkenmat) en een uitgezeefde fosforslakkenlaag. Er werden drie proeven uitgevoerd, waarbij alleen de samenstelling van het grind steeds werd gewijzigd. Uit de fosforslakken waren eerst de fijne delen verwijderd door het materiaal in stromend water ($u = \text{ca. } 1 \text{ m/s}$) te storten. De proeven zijn verricht zowel zonder als met golven.

Bij de drie uitgevoerde proeven zijn zowel onder statische (alleen verval) als onder dynamische (verval + golven) omstandigheden bij het maximale verval dat kon worden ingesteld, geen verliezen van zanddichtheid geconstateerd. Het maximale gemiddelde verhang bedroeg bij de diverse proeven 23% à

Figuur 6-6
Meetopstelling i.b.v. interne stabiliteit drempel



26%. Door de aanwezigheid van de blokkenmat, maar ook als gevolg van de beperkingen opgelegd door de meetopstelling, werd het verhang langs het scheidingsvlak grindwadzand sterk gereduceerd. Bij een gemiddeld verhang van ca. 24% was het plaatselijk maximale verhang langs het scheidingsvlak ca. 13%. Voor een meer uitgebreide beschrijving van de proeven en de resultaten daarvan wordt verwezen naar het verslag WL 8-72.

c. Invloed zandafzettingen

Het gedrag van eventueel tijdens de bouwfase ontstane zandafzettingen in de drempel is onderzocht voor de situatie van gesloten kering bij aanwezigheid van verval, al dan niet gecombineerd met golven. Dit aspect is van essentieel belang voor de funderingseigenschappen van de drempel (zie ook paragraaf 8.2.5.).

De meetopstelling, waarbij het gedrag van een zandlaag met $D_{50} = 130 \mu\text{m}$ tussen twee lagen fosforslakken werd onderzocht, is weergegeven in fig. 6-7. De fosforslakkenlagen werden in een aantal proeven met behulp van een trilapparaat verdicht. Bovenop de fosforslakken werd een laag stortsteen 10-60 kg aangebracht.

Figuur 6-7

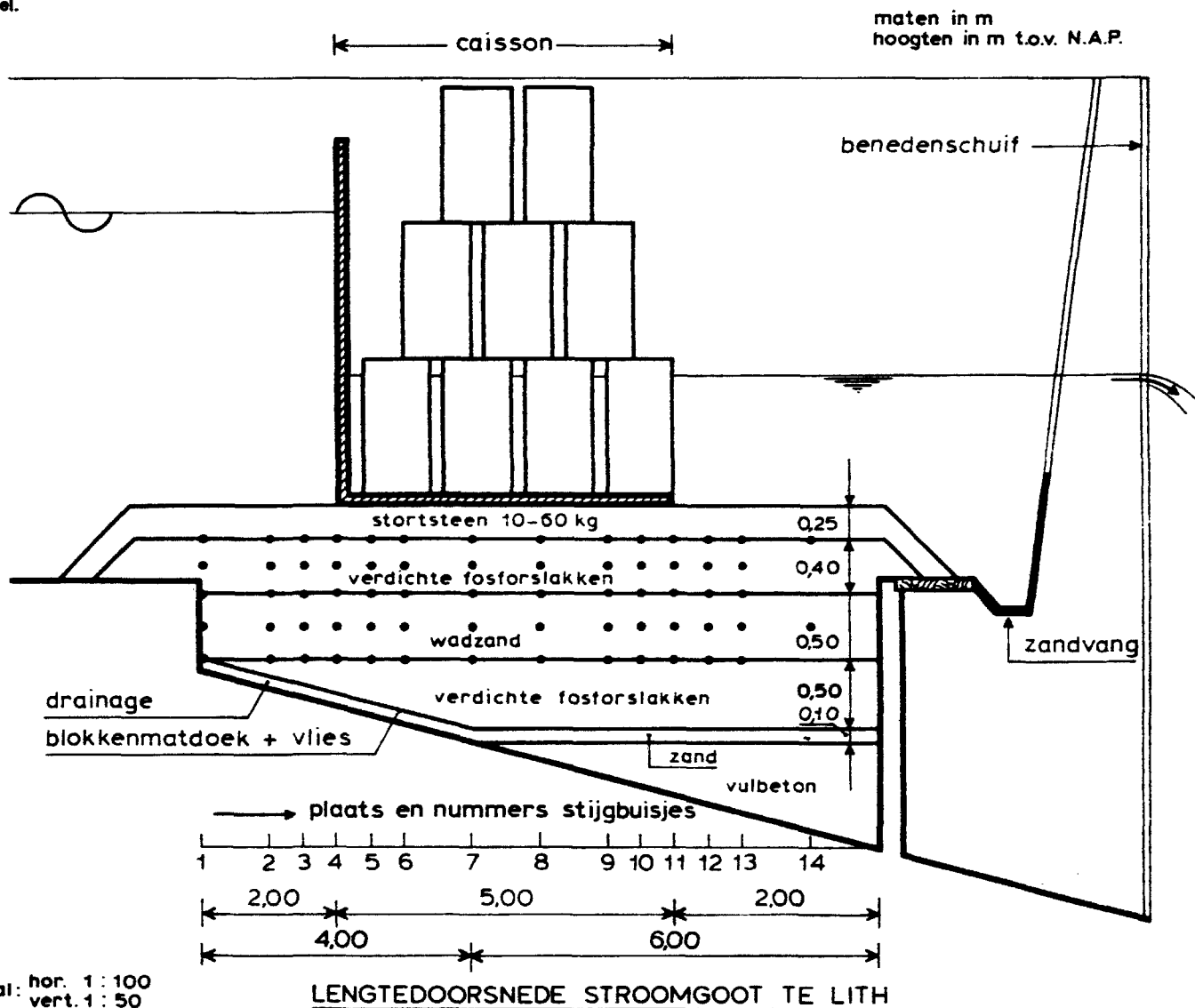
Meetopstelling t.b.v. het gedrag van een ingesloten zandlaag in de drempel.

De samenstelling van de fosforslakken werd gevarieerd, omdat de breeksterkte van het materiaal gering is, en bovendien nog niet bekend was hoe de samenstelling na het storten bij de opbouw van de drempel zal zijn. Er zijn daarom ook fosforslakken gebruikt waarbij de fijne fracties verwijderd waren.

Tot aan het maximaal instelbare verval, waarbij het berekende gemiddeld verhang ruim 26% bedroeg, spoelde geen zand uit door het **verdichte** fosforslakkenpakket bij de beide gevallen met en zonder golfbeweging.

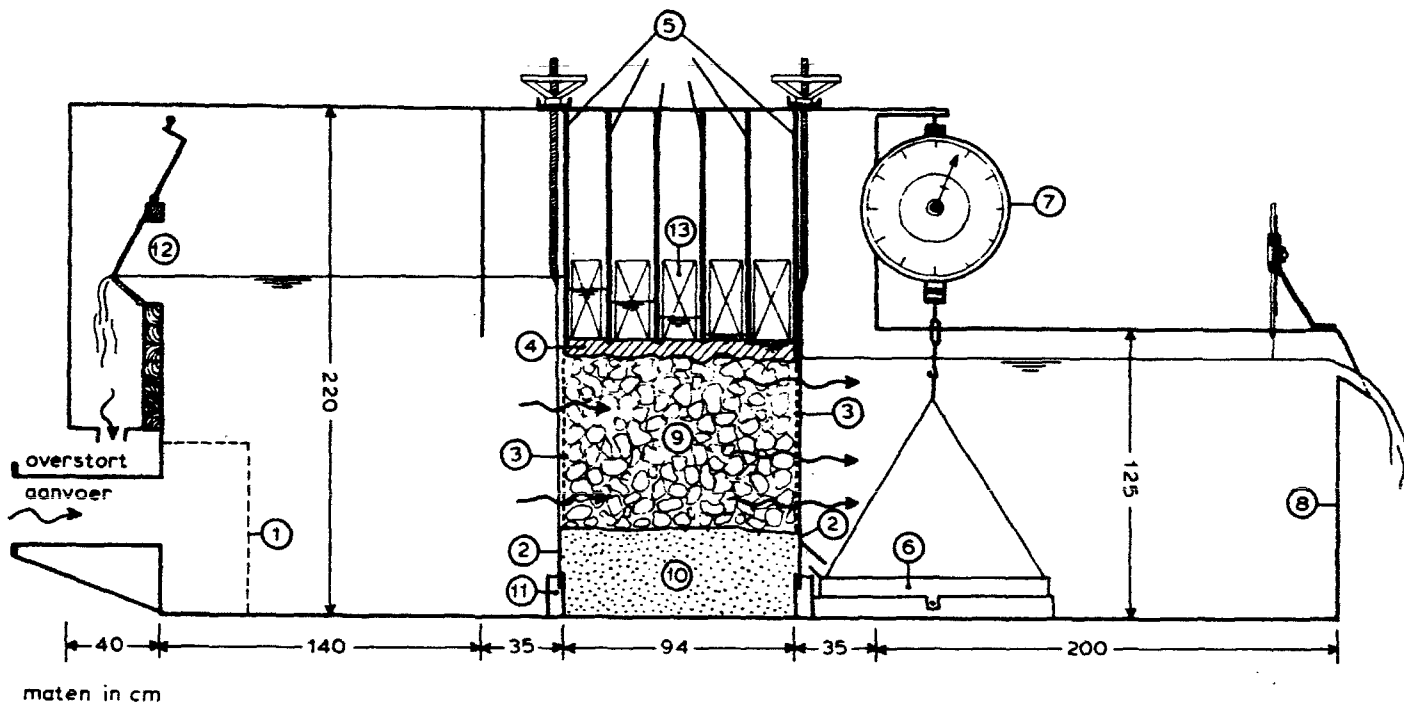
Tengevolge van het vergruizen tijdens het verdichten bestond er geen verschil in de resultaten van de proeven met uitgezeefde en niet-uitgezeefde fosforslakken. Bij de **niet-verdichte**, uitgezeefde fosforslakken spoelde het zand uit bij een gemiddeld verhang van ca. 25% onder invloed van verval alleen en bij een gemiddeld verhang van ca. 18% bij aanwezigheid van golven.

Hierbij dient te worden opgemerkt dat in de bovenomschreven proeven (a, b en c) de gemeten verhangen en drukken de situatie in het prototype slechts benaderen. Het drukverschil aan weerszijden van de caisson wordt namelijk onjuist verdeeld (entree-, weerstand- en uittreeverliezen) ten gevolge van het feit dat de diverse lagen van de filter op ware grootte waren gebracht, terwijl de constructie en het verval op schaal werden nagebootst.



- 1 - zeef
- 2 - schuif i.v.m. afnemende hoogte basis materiaal
- 3 - gaas
- 4 - afdichtende schuimplastic laag
- 5 - parallelle wanden
- 6 - opvangbak getransporteerd materiaal
- 7 - meting hoeveelheid getransporteerd materiaal

- 8 - meetstuw
- 9 - filter materiaal
- 10 - basis materiaal
- 11 - afdichtende kleilaag
- 12 - verval instelling
- 13 - verzwaring



Figuur 6-8 Proefstelling in de bak met stroming evenwijdig aan de scheidingslagen.

d Proeven in de bak met stroming evenwijdig aan de scheidingslagen

In de bak met stroming evenwijdig aan de scheidingslagen (zie figuur 6-8) kunnen verhangen tot ca. 100% ingesteld worden. Het is echter niet mogelijk om hierin dynamische omstandigheden (golven) te simuleren.

In deze bak zijn enkele herhalingsproeven van het onder c beschreven onderzoek uitgevoerd. De fosforslakken, al dan niet met de fijne delen eruit verwijderd, werden op een laag wadzand ($D_{50} = 140\mu\text{m}$) aangebracht en verdicht. Bij het verdichten zakten de fijne delen, die reeds in het materiaal aanwezig waren of die door vergruizing tijdens het verdichten ontstonden, naar beneden. Er werd geen zandverlies geconstateerd bij een dichte fosforslakkenpakket (met de fijne delen). Bij een pakket waarin vóór het verdichten geen fijne delen aanwezig waren werd een kritiek verhang van ca. 56% gemeten. Bij niet-verdichte, uitgezeefde fosforslakken vond het uitspoelen van zand daarentegen reeds bij een gering verhang van ca. 4% plaats.

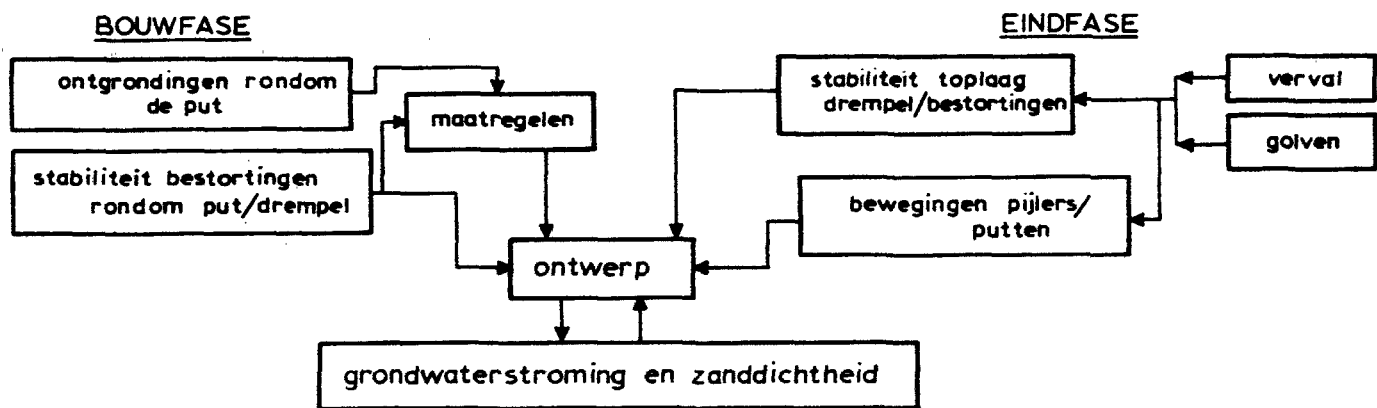
Het gedrag van een ingezand verdicht fosforslakkenpakket onder een laag stortsteen 10/60 kg is eveneens onderzocht. Bij het verdichten van het ingezande fosforslakkenpakket werd geen vergruizing geconstateerd. Hoewel het pakket op zich goed te verdichten was (20%) uitspoelen van zand plaats. Het holtepercentage (β) liep hierdoor op tot ongeveer de normale waarde onder niet-verdichte omstandigheden (ca. 43%).

6.2.3.3. Pijlers op putten

Bij caissons op staal vormt de drempel zowel de fundering als het afdichtende filter. Bij de pijleroplossing daarentegen steken de putten door de drempel en de afdichting heen, waardoor die plaatselijk worden verstoord. Naar aanleiding hiervan kunnen de volgende verschillen tussen de twee oplossingen worden onderscheiden ten aanzien van de zanddichtheid ter plaatse van de kering:

- a De „bewegingen” van de kering onder de invloed van golven bij extreme omstandigheden vormen bij caissons op staal een funderingsprobleem (verweking van de ondergrond) terwijl ze bij pijlers op putten zowel een funderings- als een afdichtingsprobleem vormen.
- b Een eventueel zandverlies leidt bij caissons op staal tot het aantasten van de dragende functie van de drempel. Bij pijlers (en caissons) op putten zijn de gevolgen minder vergaand, daar fundering en afdichting functioneel worden gescheiden.
- c De grondwaterstroming bij caissons op staal is in essentie tweedimensionaal terwijl bij pijlers (en caissons) op putten driedimensionale effecten rondom de putten een belangrijke rol spelen.
- d De benodigde maatregelen tijdens de bouwphase beïnvloeden het ontwerp bij de pijlers op putten duidelijk sterker dan bij de caissons op staal.

Bovengenoemde verschillen noodzaken bij de pijleroplossing tot een geheel andere aanpak dan bij caissons op staal om de zanddichtheid van vooral de drempelconstructie te waarborgen. Hier-



toe werd begin 1976 een ad-hoc werkgroep samengesteld, om de benodigde afdichting en samenstelling van de drempel te onderzoeken. In verband met de beperkte beschikbare tijd kon alleen een principe oplossing worden gekozen, die als technisch uitvoerbaar kan worden beschouwd. Deze constructie (zie figuur 6-10) diende in eerste instantie om een kostenraming mogelijk te maken. Detaillering en verdere perfectionering van de voorgestelde constructie zou daarna volgen.

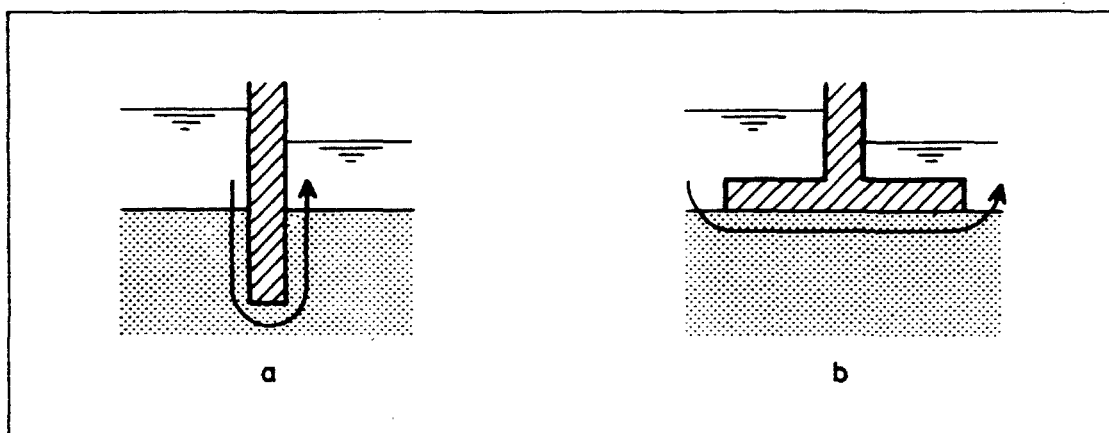
Het bovenaan deze bladzijde gegeven schema geeft de belangrijkste factoren weer die het ontwerp van de drempel/bodembescherming beïnvloeden bij de oplossing pijlers op putten, en in zekere zin ook bij caissons op putten.

Er zijn twee principiële verschillende mogelijkheden om zandverlies te voorkomen. De eerste is om het drukverschil aan weerszijden van de kering vertikaal te spreiden (fig. 6-9a). Deze methode kan gerealiseerd worden door bijvoorbeeld het aanbrengen van een damwandscherm tussen de achtereenvolgende putten. De eerste ontwerpen van de oplossing pijlers op putten gingen van dit principe uit. Dat deze methode toch werd afgewezen had als oorzaken de onzekerheden omtrent de zanddichtheid van in (diep) water geheide schermen, en met name ter plaatse van de aansluitingen aan de putrand, alsmede de onzekerheden omtrent de gevolgen van de bewegingen van pijlers en putten (en dus ook van de schermen) onder de belastingen bij extreme omstandigheden. De tweede mogelijkheid is om tussen de putten het drukverschil horizontaal te spreiden (zie figuur 6-9b). Ter plaatse van de putten wordt het drukverschil zowel vertikaal als horizontaal gespreid.

Het gekozen voorontwerp is in hoofdlijnen gebaseerd op deze methode (zie figuur 6-10). Dit ontwerp kwam tot stand als gevolg van diverse deelonderzoeken en overwegingen die betrekking hadden op de relaties genoemd in het eerder gegeven schema. In het hierna volgende wordt het voorontwerp in het kort beschreven waarna op enkele onderzoeksaspecten nader wordt ingegaan.

Om overmatige ontgrondingen rondom de putten tijdens en vlak na plaatsing te voorkomen, dient de bodembescherming in de as van de sluitgaten reeds van te voren te zijn aangebracht. Bij plaatsing van een put wordt de bodembescherming plaatselijk verwijderd over een oppervlak gelijk aan de afmetingen van de put, vermeerderd met een tolerantie in verband met plaatsingson nauwkeurigheden. Onderzoek heeft uitgewezen dat de rondom aanwezige spleet ook aanleiding geeft tot grote ontgrondingen, en derhalve - vrijwel meteen - dient te worden afgedekt (zie verder paragraaf 8.3.3.). Tijdens het afzinken zullen de koppen van de put worden bestort met grind 60-120 mm. Nadat de put op diepte is gebracht wordt de kier tussen bodembescherming en put gedicht met asfaltmastiek.

Aangezien in de eindfase een bestorting van los materiaal onvoldoende stabiel bleek te zijn wanneer één van de schuiven zou weigeren, zijn de stortebedden nabij de as uitgevoerd in steenasfalt (zie ook paragraaf 6.3.3.). Ook de drempel bleek wanneer er een schuif weigert, slechts stabiel indien de bovenlaag wordt uitgevoerd in steenasfalt (par. 6.3.3.). Om te voorkomen dat de steenasfaltlaag omhoog gedrukt wordt, is nabij de dorpelbalken voor een open constructie gekozen. Aldaar voorziet het ontwerp in een bestorting met betonblokken van 7,5 ton per stuk over een hoogte

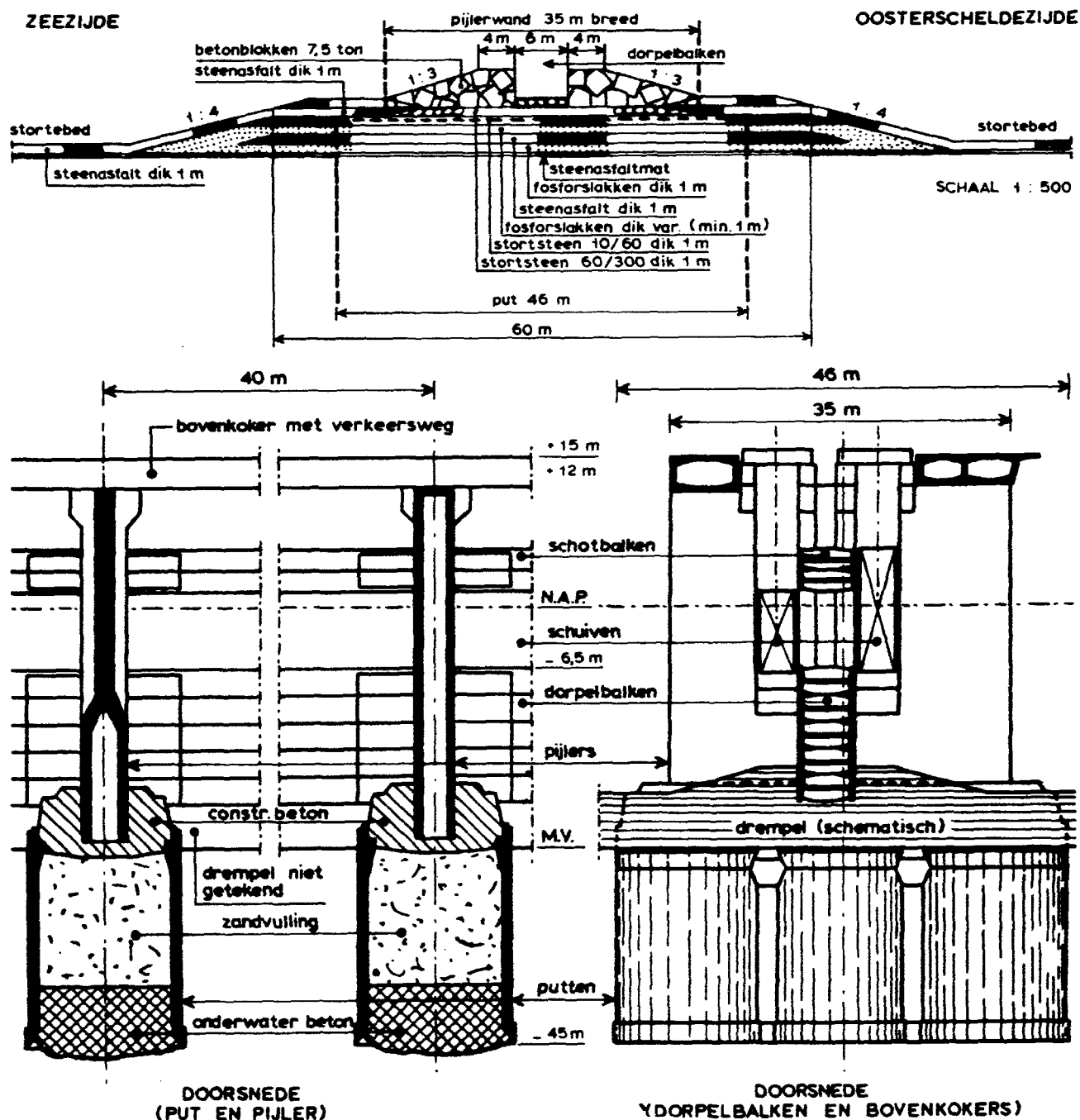


Figuur 6-9 Verschillende vormen van onderlooptheid als gevolg van de vormgeving van de kering.

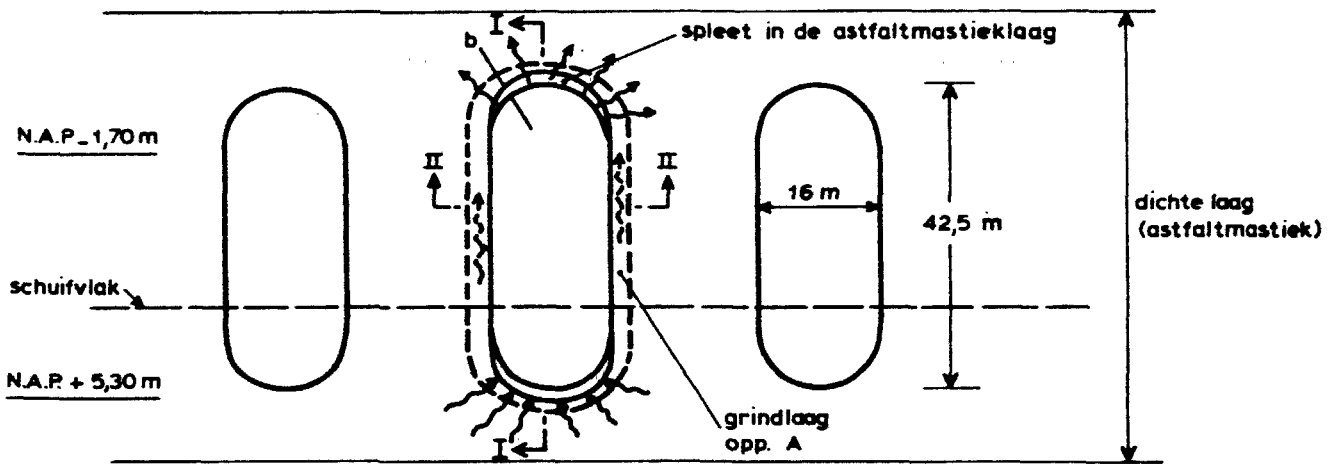
van 4 m, met een berm van eveneens 4 m en taluds onder 1 : 3. Daaronder komt een laag stortsteen 60 - 300 kg. Ter voorkoming van concentratie van het verval in het onderliggende zand wordt daarenboven een 60 m brede en 1 m dikke steenasfaltlaag onder de kering aangebracht, die zowel van boven als van onderen geheel ingebed ligt in een doorlatende laag fosforslakken van minimaal 1 m dik. Voorafgaand aan het aanbrengen van de steenasfaltkap wordt de kern afgestort met een laag stortsteen 10-60 kg. Bij de aldus opgebouwde drempel zijn de potentiaalverschillen aan weerszijden van de steenasfalt zover gereduceerd, dat volstaan kan worden met een dikte van 2 m steenasfalt over de kruin van de drempel en 1 m over de taluds en de stortebedden (zie figuur 6-10).

a Gevolgen van een grindbestorting rondom de put:

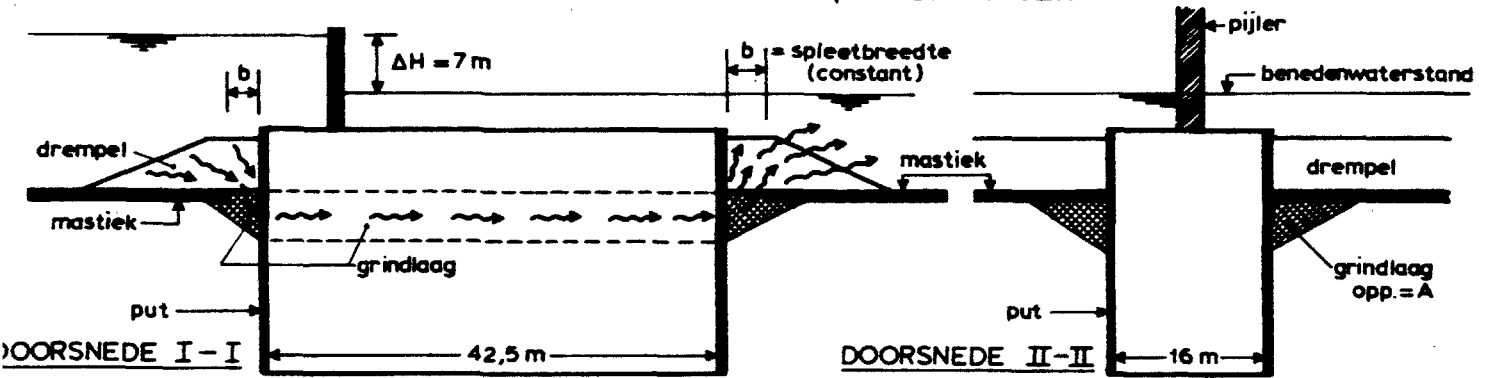
Indien tijdens of vlak na plaatsing grind wordt gestort **rondom** een put, ontstaat een doorlopend grindlichaam dat radiaal met asfaltmestiek wordt afgedekt. In de voltooide toestand is kiervorming ter plaatse van de overgang tussen put en drempel, en met name rondom de kappen van de put, als gevolg van de bewegingen van de put bij extreme golfbelasting echter niet te vermijden. De combinatie van de kieren aan de voor- en achterkant van de put en het doorlopende grindlichaam kan aanleiding geven tot zandverlies via de aldus ontstane „grinddrain” (zie figuur 6-11). Het onderliggende zand wordt meegenomen indien het verhang in de grindbestorting de kritieke waarde voor begin van beweging te boven gaat (zie voor



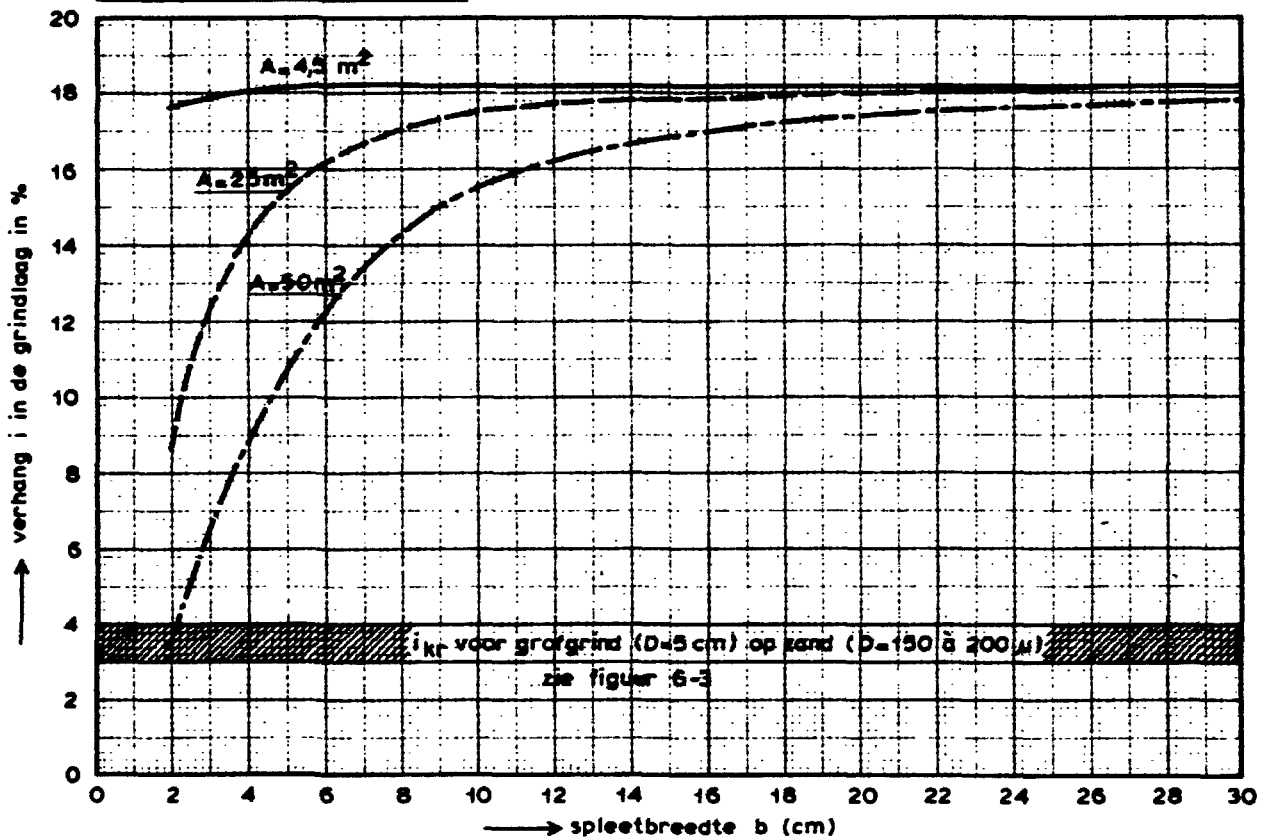
Figuur 6-10 Pijlers gefundeerd op putten, doorsneden constructie en drempel.



HORizontALE DOORSNEDE t.p.v. TOP PUTTEN



Verhang "i" in de grindlaag als functies van spleetbreedte "b" en doorstroomoppervlakte grindlaag "A"



Figuur 6-11 Grinddrain rondom de put

het bepalen van het kritieke verhang figuur 6-3).

Om de konsekventies van de grinddrain na te kunnen gaan werd een vereenvoudigde berekening gemaakt voor een sterk geschematiseerde situatie (zie fig. 6-11).

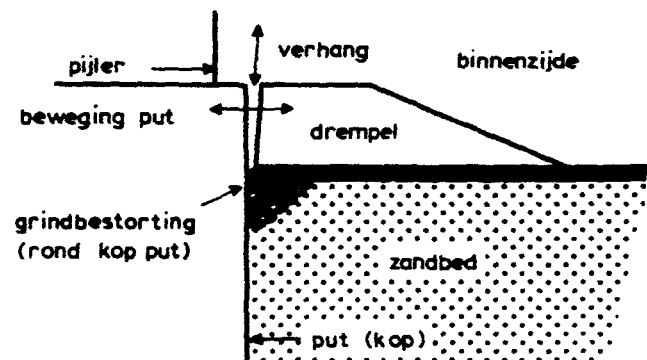
De berekening is uitgevoerd voor grind met een maatgevende diameter van 50 mm (representatief voor grind 30-150 mm). Slechts de stroming tengevolge van een verval van 7 m werd in beschouwing genomen (geen golven dus). De totale weerstand (= 7 meter water kolom) werd verdeeld tussen weerstand in boven- en benedenstroomse spleet (= $1,5 \cdot w_s^2 / 2g$, waarin w_s = stroomsnelheid in de spleet) en weerstand tengevolge van stroming door het grindlichaam, die met behulp van vergelijking (6-1) werd berekend. De resultaten van de berekening, in de vorm van het verhang in het grindlichaam „i” als functie van de spleetbreedte „b”, zijn weergegeven in figuur (6-11). Daaruit blijkt dat zelfs bij zeer kleine spleten het kritieke verhang wordt overschreden. Ter orientatie wordt nog vermeld dat de horizontale bewegingen van de putten ter hoogte van de drempel bij de ontwerpomstandigheden op 10 à 20 cm worden geschat (zie verslag deel 3).

Als gevolg van het bovenstaande werd besloten het grind slechts rondom de koppen van de put te storten. Langs de rechte randen van de put zou een asfaltmastieklag na plaatsing worden aangebracht.

Daardoor wordt een doorlopende „grinddrain” vermeden.

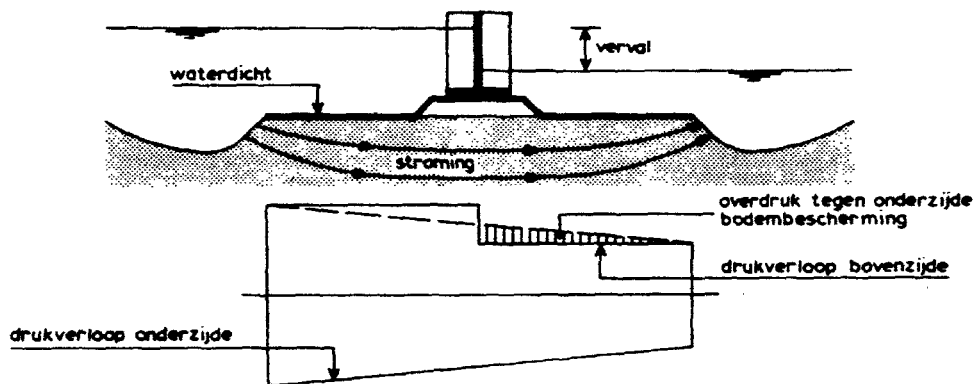
b Bewegingen van de put onder extreme belastingen

Zelfs indien bovengenoemde grinddrain wordt vermeden bestaat nog het gevaar voor zandverlies door de benedenstroomse spleet



Figuur 6-12 Zandverlies bij kop put

als gevolg van de oscillerende (horizontale) beweging van de put onder invloed van golfbelasting. Door deze beweging zou een situatie ontstaan met sterk wisselend verhang, dit keer loodrecht op het scheidingsvlak zand-grind, waardoor het zand als het ware „uitgemolken,” wordt (zie figuur 6-12).



Figuur 6-13 Verloop van de waterpotentiaal

Om dit te vermijden werd besloten een getrapte oplegging te maken tussen put en drempel, waardoor de weg voor genoemd verhang wordt afgesneden. Hoe deze getrapte oplegging werd gedacht is te zien in figuur (6-10).

c Invloed samenstelling drempel en stortebed

De toplaag van de drempel en het aangrenzende stortebed worden uitgevoerd als een steenasfaltbekleding. Om de bijbehorende overdrukken onder deze dichte bekleding enigszins te ontlasten werd geprobeerd de toplaag van de drempel plaatselijk als een open steenfilter te ontwerpen. Het open filtergedeelte werd op verschillende plaatsen onderzocht (taluds van de drempel, onder de dorpe-laanstorings). Geschiktheid van de gekozen plaats werd beoordeeld aan de hand van de resultaten van zowel het stabiliteitsonderzoek (zie daarover paragraaf 6.3.) als het zanddichtheidsonderzoek.

Wat het laatste betreft werd gebruik gemaakt van:

1. Het grondwaterstromingsprogramma SEEP van het LGM. Dit programma is gebaseerd op een numerieke oplossing van de Laplace vergelijking (zie 6.2.2.) en is derhalve slechts geschikt voor laminaire grondwaterstroming (zandbed). In het onderhavige onderzoek werd voor de grovere materialen (drempelstenen) de relatie tussen het verhang en de filtersnelheid gelineariseerd, dat wil zeggen in de vorm $u_f = K \cdot i$. Mede daardoor, als door het feit dat het hier om een tweedimensionaal wiskundig model gaat, zijn de resultaten slechts een ruwe benadering van de werkelijke grondwaterstroming.
2. Zeer eenvoudige, lineaire benaderingen van het verloop van de waterpotentiaal, voornamelijk ter bepaling van de overdrukken onder de dichte lagen (zie figuur 6-13).
3. Hydraulische modellen ter bepaling van de grootte van de drukken tengevolge van verval en golven in de diverse lagen van de drempel (zie daarover paragraaf 6.3.3. onder C).

6.3. Stabiliteitsonderzoek

$$\psi_{kr} = \text{constant} \quad (6-5)$$

6.3.1. Stabiliteit steenbestortingen

Bodemverdedigingen, drempels en aanstortingen die als „open“ konstrukties van loskorrelige materialen (steenfilters) worden uitgevoerd hebben het voordeel ten opzichte van „dichte“ verdedigingen dat ze in het algemeen goedkoper zijn (mits de toplaag niet al te zwaar wordt) en flexibeler ten aanzien van het volgen van zettingen in de ondergrond. Daar staat tegenover dat de stroombestendigheid van dichte verdedigingen, bijvoorbeeld van steenasfalt, beter is tengevolge van het samenwerken van de samenstellende onderdelen bij de krachtsoverdracht. Op die plaatsen waar zeer zware bestortingen nodig zijn, zou daarom overwogen kunnen worden over te gaan op steenasfalt en dergelijke.

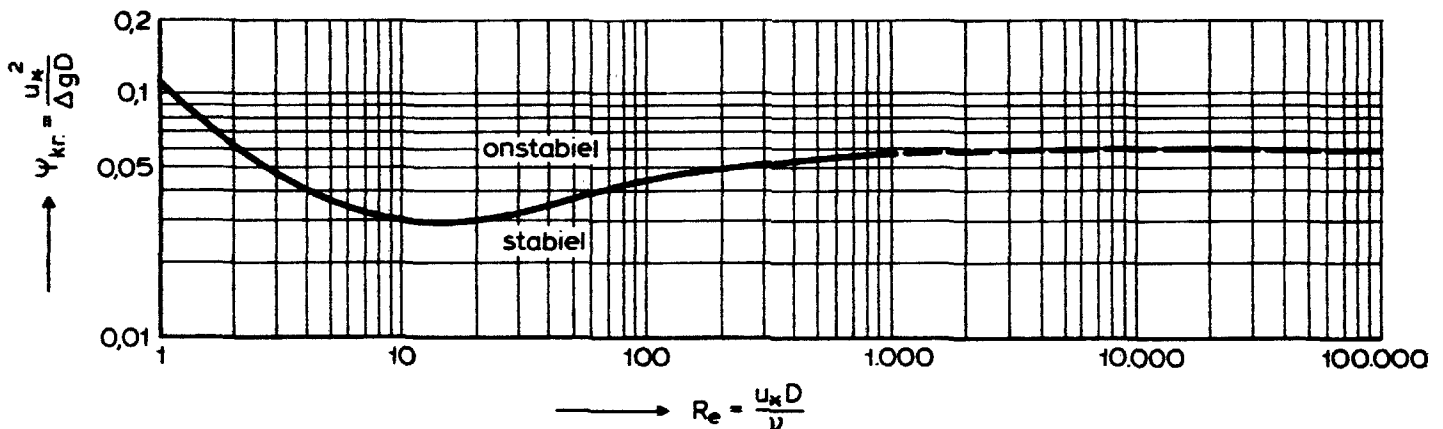
Bij een juiste filteropbouw (zie 6.2.1.) wordt het stabiliteitsprobleem van de gehele verdediging in de eindfase teruggebracht tot het al dan niet stabiel blijven van de bovenste bestortingslaag onder de maatgevende stroom- en golfbelasting. Uiteraard dienen de samenstellende lagen van het filter tijdens de bouwfasen stabiel te zijn; dan fungeert elk van de lagen tijdelijk als een toplaag.

Indien de waterbeweging grotere krachten uitoefent op de individuele stenen dan deze kunnen weerstaan, zullen de stenen in beweging komen. De kritieke waarde voor begin van beweging is enerzijds afhankelijk van de stroom- en golfkrachten (sleep- en liftkrachten), anderzijds van de eigenschappen van de bestorting, zoals dichtheid, vorm, grootte en opstapeling van de stenen. Bij **eenparige stroming** worden de condities voor begin van beweging onder andere door Shields beschreven:

$$\psi_{kr} = f(Re_x) \quad (6-4)$$

waarin:		
$\sigma\phi_{kr}$	$= \mu^2 \cdot kr / \Delta g D$	[-]
Re_x	$= u_* D / \nu = \text{getal van Reynolds}$	[-]
u_*	$= \text{schuifspanningssnelheid} = U_C \sqrt{g}$	[m/s]
Δ	$= \text{relatieve dichtheid van de stenen}$	[-]
g	$= \text{versnelling van de zwaartekracht} = 9,81$	[m/s ²]
d	$= \text{steendiameter}$	[m]
	$\text{kinematische viscositeit van het water}$	[m ² /s]
D	$= \text{gemiddelde stroomsnelheid in de verticale}$	[m/s]
C	$= \text{ruwheidscoëfficiënt van De Chézy}$	[m ^{1/2} /s]

Zoals te zien is in figuur 6-14 wordt voor waarden van $Re_x > \text{ca. } 600$



Figuur 6-14 Kromme van Shields voor begin van beweging

Deze situatie geldt als regel indien $D \gg \text{ca. } 5 \text{ mm}$.

Dat wil zeggen dat het begin van beweging van genoemde stenen niet noemenswaardig wordt beïnvloed door visceuze effecten (gekaraktiseerd door het getal van Reynolds Re_x). Dit houdt in dat in een hydraulisch schaalmodel, dat volgens de schaalwet van Froude wordt gebouwd, de diameter van de stenen op de lengteschaal kan worden gekozen. Hierbij wordt er vanuit gegaan dat de modelstenen dezelfde dichtheid, vorm en stapeling hebben als die in het prototype.

De waterbeweging in de nabijheid van de stormvloedkering is verre van eenparig. Bovenstrooms van het kunstwerk ondergaat de stroom een versnelling, benedenstrooms van het kunstwerk een vertraging, die gepaard gaat met verhoging van de turbulentie-intensiteit.

Variaties in de geometrie dwars op de stroomrichting leiden tot het optreden van snelheidsgradiënten en het opwekken van wervelstraten. Bij uitgesproken driedimensionale stroomcondities, zoals bijvoorbeeld in het geval van een weigerende schuif, worden krachtige wervels opgewekt die in staat kunnen zijn grote stenen op te lichten en over enige afstand met de stroom mee te voeren. Een duikende straal, die onder extreme omstandigheden bij een bepaalde geometrie van de kering optreedt, is een ander voorbeeld van zware aanval op de bestortingen direct achter de kering. Bovengenoemde stroomcondities hebben tot gevolg dat de bestortingen eerder in beweging komen dan bij een vergelijkbare situatie met eenparige stroming. Ook de aanwezigheid van golfbeweging leidt tot het eerder in beweging komen van de stenen.

In een hydraulisch model, dat volgens de schaalwet van Froude wordt gebouwd en waarbij de bestorting op lengteschaal wordt gekozen, dienen de stroom- en golfkrachten volgens de Froude krachtschaal te worden gereproduceerd. Deze voorwaarde houdt in dat de structuur van de turbulentie en in het bijzonder de grootte en frekwentie van de wervels op de juiste manier in het model moeten worden geproduceerd. Een eerste vereiste hiervoor is geometrische gelijkvormigheid. In de literatuur [40,41], wordt bovendien melding gemaakt van een kritieke waarde van het getal van Reynolds van de stroom ($Re = U_c d / \nu$, waarin $d = \text{maatgevende lengtemaat}$, bijvoorbeeld de diepte van de stroom in de keel van de constructie) voor de juiste reproductie van de structuur van turbulentie in schaalmodellen.

Voor een geconcentreerde stroming die in stilstaand water uitmondt worden de turbulente schuifspanning en de turbulente menging op de juiste wijze geproduceerd, indien in het model

$Re > 1500$ à 3000 [40]. Bij deze hogere Reynolds getallen zijn in het model evenals in het prototype de macrowervels beduidend groter dan de microwervels waarin energie dissipatie plaatsvindt door visceuze effecten. Uit modelproeven op verschillende schalen heeft Mehrotra [41] geconcludeerd dat de verplaatsing van stenen aan de benedenstroomse zijde van uitlaatconstructies juist wordt gereproduceerd (geen schaafeffecten dus) indien in het model het getal van Reynolds betrokken op de uitreesnelheid en de steendiameter (Re) groter dan ca. 2500.

Het uitsterven van de wervels zal in het model in het algemeen vlugger (en dus op kortere afstand) plaatsvinden dan in het prototype. Hoewel niet onderzocht, wordt bij het onderhavige onderzoek vermoed dat schaafeffecten naar aanleiding hiervan nauwelijks zullen optreden, voornamelijk omdat het om de stabiliteit van stortebedden vlakbij de kering ging.

Bij stroming in het zogenaamd superkritisch gebied doet zich een ander probleem voor. In dit geval is het niet zeker of, bij zeer hoge Reynoldsgetallen in het prototype, de macrowervels in het model op de juiste wijze worden gereproduceerd indien de stroomvernauwende elementen (zoals dorpels en pijlers) afgeronde vormen hebben. Een overeenkomstig verschijnsel doet zich bij ronde bestortingsstenen voor.

Voor een bol in stromend water neemt de waarde van de weerstandscoefficiënt C_w vrij plotseling af bij waarden van $Re = 2 \times 10^5$ à 4×10^5 , zoals te zien in figuur 6-15 [42]. Soortgelijke resultaten werden ook gevonden bij cilindren en andere **ronde** voorwerpen in stromend water.

De weerstandscoefficiënt wordt als volgt gedefinieerd:

$$C_w = F / \frac{1}{2} \rho_w U^2 A = f(Re) \quad (6-6)$$

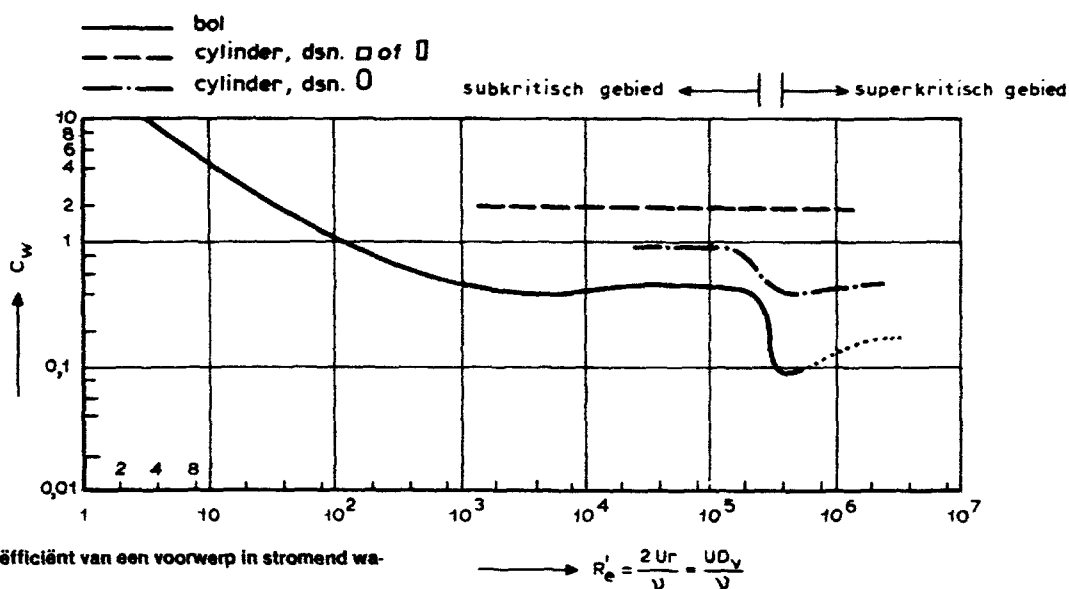
waarin:

F = kracht op het voorwerp uitgeoefend door het stromend water	[N]
ρ_w = soortelijke massa van het water	[kg/m ³]
U = aanstroomsnelheid van het water	[m/s]
A = aanstroomoppervlak van het voorwerp	[m ²]
= πr^2 voor een bol	
r = straal van een bol	[m]
$Re = 2rU/\nu$	[m ² /s]
ν = kinematische viscositeit van het water	[m ² /s]

De plotselinge afname van C_w wordt veroorzaakt door de overgang naar turbulente stroming in de grenslaag rondom de bol, waardoor het loslaatpunt van de stroom in benedenstroomse richting verschuift en het zog smaller wordt. Hetzelfde geldt voor het loslaatpunt bij bijvoorbeeld een ronde beëindiging van pijler, schuif of waardoor de sterkte en frekwentie van de loslaatwervels wordt beïnvloed. Deze wervels hebben een groot aandeel in de op de stenen werkende uitwendige krachten.

Het bovenstaande geldt in principe alleen voor ronde voorwerpen. Bij meer hoekige materialen spelen bovengenoemde effecten waarschijnlijk geen rol, daar deze door de vorm gefixeerde loslaatpunten hebben. Bij stabiliteitsproeven in schaalmodellen zouden schaafeffecten kunnen ontstaan indien het model zich in het subkritische gebied bevindt en het prototype in het superkritische gebied. De moeilijkheid hierbij is het een en ander van de te onderzoeken omstandigheden te vertalen naar figuur 6-15: met name welke waarde van U hierbij dient te worden genomen en hoe de analogie moet worden getrokken tussen een voorwerp in stromend water en bijvoorbeeld de stenen op het bed. Een duidelijk uitsluitel hieromtrent kan evenals bij de opwekking van de macrowervels bij ronde stroomvernauwende elementen, thans niet worden gegeven. Gedurende de relatief korte duur van de onderhavige studie ontbrak de tijd voor een onderzoek naar deze schaafeffecten. Bij voortzetting van de studies ter behoeve van het definitieve ontwerp van de stormvloedkering dient dan ook de nodige aandacht aan deze verschijnselen te worden besteed.

Bij de zijaanstormingen van dorpels en caissons speelt de stroming door het steenpakket een belangrijke rol ten aanzien van de stabiliteit van deze aanstormingen [43]. Hetzelfde geldt voor de toplaag van de drempel, zij het dat de stroming door het lichaam van de drempel een minder belangrijke rol speelt (i.v.m. het reducerende effect van de onderliggende fijnere lagen). De door deze stroming uitgeoefende krachten dienen in dit geval op dezelfde schaal te worden gereproduceerd als de overige krachten (volgens de schaalwet van Froude bedraagt de krachtenschaal $n_F = n_L^3$, waarin n_L = lengteschaal en n_F = krachtenschaal). Dit houdt in dat de stromingstoestand dezelfde moet zijn in model en prototype en dat de filtersnelheid „ u_f ” volgens de schaalwet van Froude (= $\sqrt{h_L}$) gereproduceerd wordt. In verband met de grote afmetingen van de stenen is de stroming in het prototype als regel turbulent. De voorwaarde voor een turbulente stroming in het model volgt uit vergelijking 6-1 [34] en luidt: $(Re_f)_{model} > 576$



Figuur 6-15 Weerstandscoefficiënt van een voorwerp in stromend water

De waarde van de weerstandscoefficiënt C_f is bij turbulente stroming onafhankelijk van het Reynolds-getal, dus onafhankelijk van de aanstroomsnelheid. Door substitutie in vergelijking 6-1 volgt dat de schaal van de steendiameter gelijk dient te zijn aan de lengteschaal van het model, wat dezelfde voorwaarde is voor schaalproeven bij stroom- en golfaanval. Ook hier geldt de eis dat de modelstenen dezelfde dichtheid, vorm en stapeling hebben als die van het prototype.

Het bovengenoemde geldt voor de toplaag, waar zowel de stroom er over als er door werkzaam is. Voor de onderliggende lagen zal het konsekwent doorvoeren van de eis dat in elke laag het stromingsgebied in model en prototype dezelfde moet zijn tot onpraktische grootschaligheid voor het model leiden ($n_D =$ terwijl D_{model} voldoende groot moet zijn om aan de eis $(Re_f)_{\text{model}} > 576$ te voldoen). Dit is ook niet strikt nodig, daar deze lagen in het model slechts dienen om het debiet en het stroombeeld in het steenpakket juist te kunnen reproduceren. Om dit te kunnen doen blijkt de eis dat de filtersnelheid volgens de schaalwet van Froude wordt gereproduceerd, onverminderd van kracht. Met andere woorden, het is geoorloofd de onderlagen zodanig te kiezen dat de stroomingstoestand in model en prototype verschillend is, mits het bijbehorende debiet door het steenpakket juist wordt gereproduceerd. Dit wordt bereikt door de grootte van de stenen van deze lagen op een kleinere schaal dan de lengteschaal te reproduceren. De daarvoor te hanteren juiste schaal volgt uit vergelijking (6-1), waarbij een andere uitdrukking voor C_f wordt toegepast voor model en prototype. Bijvoorbeeld indien de stroming in het prototype turbulent is en in het model in het overgangsg gebied dan volgt:

$(C_f)_{\text{prot.}} \approx 0,5$ en

$(C_f)_{\text{model}} \approx 12 / \sqrt{(Re_f)_{\text{model}}}$

Uitgaande van de eis dat: $nu_f = (u_f)_{\text{prot.}} / (u_f)_{\text{model}} = n_L^{1/2}$ wordt de volgende uitdrukking verkregen:

$n_D \approx = n_L^{1/2} ((Re_f)_{\text{prot.}} / 576)^{1/3} =$ schaal van de steengrootte.

Hieruit volgt dat in dit geval de schaal toestandsgebonden is, dat wil zeggen slechts voor een beperkt gebied van de randvoorwaarden (u_f of verval) geldig. Immers een grote variatie van het verval i heeft tot gevolg een variatie in u_f en Re_f en dus een andere schaal voor de stenen.

6.3.2. Opzet en randvoorwaarden onderzoek

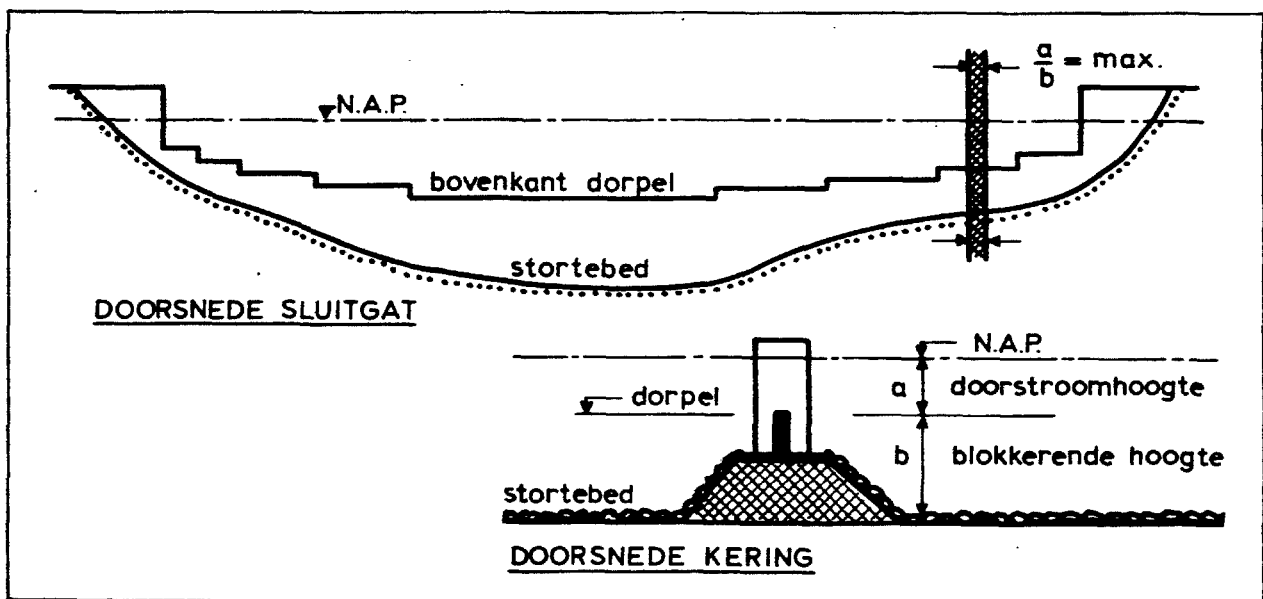
Uit het bovenstaande is af te leiden dat hydraulisch modelonderzoek thans de enige mogelijkheid biedt om de stabiliteit van de bestortingen met voldoende nauwkeurigheid te onderzoeken. Het zeer complexe stroombeeld in de directe nabijheid van de kering, dat in sterke mate door de plaatselijke geometrie wordt beïnvloed, leent zich (nog) niet voor berekeningen, evenmin als de gedragingen van loskorrelige materialen onder de invloed van sterk ontwikkelde wervels.

Op grond van hetgeen eerder werd vermeld (6.3.1.) is het bij een juiste opbouw van de filterlagen voldoende om de stabiliteit van de bovenste laag van de steenbestortingen te toetsen. Het modelonderzoek naar de stabiliteit van de drempel, de stortebedden en de aanstortingen werd zoveel als mogelijk tegelijkertijd in dezelfde faciliteit uitgevoerd, daar het plaatselijke stroombeeld voor elk door dezelfde geometrie (met name van de keel van kering) wordt bepaald, en de onderlinge beïnvloeding bepaald niet te verwaarlozen is.

Modeltechnisch bezien geeft dat geen moeilijkheden: dezelfde schaalessen gelden voor alle drie de bestortingen (zie 6.3.1.)

Daarbij zijn voor de eindfase (= het in bedrijf zijn) van de kering van de benodigde bestortingen bepaald ter plaatse van de zwaarst aangevallen locatie(s) in het sluitgat, waarbij werd aangenomen dat deze zich zouden bevinden op die plaats(en) waar de verhouding tussen doorstroomhoogte en "blokkerende" hoogte maximaal is (zie fig. 6-16). Enkele malen vond een controle plaats voor andere sluitgatlocaties op een op deze wijze bepaalde bestorting.

Een en ander geldt voor het stortebed en de drempel aan de Oosterschelde-zijde van de dam. Het stortebed aan de zee-zijde werd niet onderzocht. Het tijdens de onderhavige studieperiode verrichte onderzoek was overwegend oriënterend van karakter en had niet tot doel tot een eigenlijke dimensionering van de stortebedden en drempel te komen. Op dit punt dient verder onderzoek te worden verricht waarbij de uiteindelijke geometrie van de stormvloedkering, met name in de keel (vormgeving dorpel en schuiven), nader moet zijn vastgesteld. Een verdere dimensionering is pas dan zinvol omdat genoemde geometrie van grote invloed blijkt te zijn op het stroombeeld en daarmee op de stabiliteit van de bestorting.



Figuur 6 - 16: Aangenomen zwaarst aangevallen locatie in het sluitgat

Met betrekking tot de dorpelgeometrie was reeds oriënterend onderzoek verricht naar de stroombeelden bij enige geometrieën van dorpel en schuiven.

Als kritieke situaties voor de stabiliteit van de bestorting kunnen worden onderscheiden:

- A. Situatie van weigerende schuif tijdens superstorm.
- B. Overige kritieke situaties tijdens het operationeel zijn van de kering, zoals het sluiten of heffen van de schuiven tijdens, respectievelijk na een stormvloed.
- C. Drukken ter weerszijden van de steenasfaltbekleding

In beide gevallen is het voor modelonderzoek voldoende een beperkte sectie van de kering te reproduceren. De sectiegrootte dient zodanig te worden gekozen dat eventuele driedimensionale stroombeelden (zoals bijvoorbeeld bij de situatie van weigerende schuif) daarbij kunnen worden gereproduceerd. Een dergelijke opzet kan alleen worden gerealiseerd in brede goten, waarbij zowel stroom als golven kunnen worden geproduceerd. Voor het onderzoek werd hoofdzakelijk gebruik gemaakt van de 5 m brede Pentagoot van het Laboratorium De Voorst.

A. Modelonderzoek naar de situatie van weigerende schuif tijdens superstorm

Als randvoorwaarden voor deze situatie zijn aangehouden:

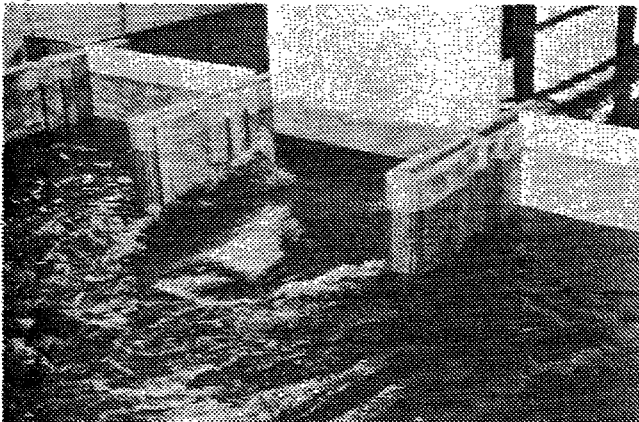
Verval (zie hoofdstuk 4):	N.A.P. + 5,30 m
Buitenwaterstand (zeezijde):	N.A.P. - 1,70 m
Binnenwaterstand :	N.A.P. - 1,70 m
Verval Δh :	7,0 m
Golven aan de zeezijde van de kering:	
Significante golfhoogte	$\bar{H}_{z, 1/3} = 4,5 \text{ m}$
Topperiode van het spectrum	$T_p = 10 \text{ s}$

Bij de proeven werd bovengenoemd spectrum vervangen door regelmatige golven waarvan de hoogte $H = 4,5 \text{ m}$ en de periode $T = 10 \text{ s}$ bedroeg.

De volgende onderverdeling kan bij de proevenserie worden gemaakt:

- a. Stabiliteit stortebed en drempel bij caissons zonder bovenbak (zie verslag WL 8-39)
- b. Stabiliteit stortebed en drempel bij caissons met bovenbak (zie verslag WL 8-40)
- c. Stabiliteit stortebed en drempel bij brievenbus-caissons (zie verslag WL 8-41)
- d. Stabiliteit zij-aanstortingen bij brievenbus-caissons (zie verslag WL 8-56)
- e. Stabiliteit stortebed drempel bij pijlers op putten (zie verslag WL 8-64)
- f. Stroombeelden bij enige dorpelvormen bij pijlers op putten (zie verslag WL 8-60)

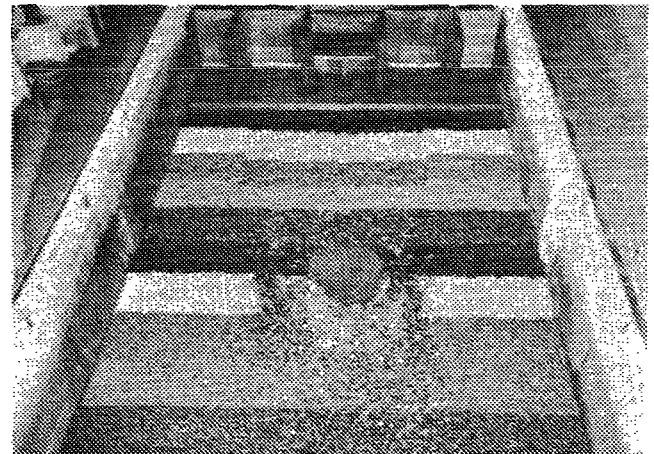
Figuur 6-17



De onderzoeken a t/m e werden met behulp van een 150 m brede sectie van de stormvloedkering verricht op een lengteschaal van $n_L = 30$.

Bij de proeven is er van uitgegaan dat een zekere schade aan de bestorting acceptabel zou kunnen zijn. Omdat op het stortebed steeds twee bestortingslagen werden toegepast zou namelijk gesteld kunnen worden dat over een groter gebied slechts één laag intact behoeft te blijven, terwijl zéér plaatselijk (gebiedsgrootte van enkele stenen) de beide lagen verdwenen mogen zijn. Verplaatsing van stenen werd bij de proeven geconstateerd met behulp van in gekleurde vakken aangebrachte geverfde modelstortsteen (zie figuur 6-18 en 6-23). Van eventueel optredende schade werden de volgende kenmerken bepaald:

"totale schade", is het totale aantal uit de meetvlakken verplaatste stenen, "schade per vak" is het maximale aantal uit één meetvak verplaatste stenen en "schadeconcentratie" is een maat voor de geconcentreerdheid van de schade (zie figuren 6-19 en 6-24). De schadeconcentratie is gedefinieerd als het quotiënt van het aantal uit het zwaarst aangevallen gebied verplaatste bestortingseenheden en het totale aantal eenheden dat in dat gebied vóór het stabiliteitsverlies aanwezig was (met nog enige in verslag WL 8-39 vermelde restricties).



Figuur 6-18:
Schadebeeld behorend bij het stroombeeld van figuur 6-17

Wat betreft beperkingen, schematisaties en randvoorwaarden kan het volgende worden vermeld:

- Zoals eerder gesteld zijn alleen de geometrieën ter plaatse van de naar verwachting maatgevende sluitgatlocatie(s) onderzocht, behoudens een enkele controle. Als gevolg hiervan is "alleen" de benodigde aan de Oosterschelde-zijde in het zwaarst aangevallen gebied van het sluitgat bepaald en is van een feitelijke dimensionering nog geen sprake.
- De reproduceerbaarheid van het verschijnsel is nauwelijks onderzocht.
- Per geometrie is in de meeste gevallen één stroomduur (1,4 uur prototypetijd) onderzocht, zodat hierbij geen beeld van de schade-ontwikkeling in de tijd is verkregen.
- Tijdens de stroomduur is het verval constant gehouden (permanentie). Daar de buitenwaterstand (van N.A.P. + 5.30 m) overeenkomt met het hoogwater van het getij, zijn de veranderingen die gedurende bovengenoemde stroomduur van 1,4 uur kunnen voorkomen slechts van ondergeschikte betekenis.
- Naast het bovengenoemde verval van 7 m tijdens superstorm, zijn soms ook kleinere vervallen toegepast.
- Vooral bij keringen met een sterke vernauwing van het oorspronkelijk doorstroombroefiel blijkt een grote afhankelijkheid te

bestaan tussen de aanval op stortebed en drempel en de geometrie ter plaatse van de keel (vormgeving dorpels en schuiven). De modelresultaten gelden hier dus uitsluitend voor de toegepaste geometrieën.

Onderzoek f is een oriënterend onderzoek naar de invloed van de vormgeving van dorpel en schuif bij de pijlers op putten op het stroombeeld bij weigerende schuif tijdens superstorm (zie verslag WL 8-60). Met name is hierbij nagegaan bij welke geometrieën een "duikende straal" optrad en wat de remedies hiertegen kunnen zijn.

B. Modelonderzoek naar overige kritieke situaties tijdens het operationeel zijn van de kering

Overige kritieke situaties ten aanzien van de dimensionering van de stortebedden en drempel kunnen zijn:

1. De aanval op drempel en stortebed aan de **zee-zijde** bij het weigeren van een schuif tijdens superstorm (stroom- en golfwerking)
2. De aanval op drempel en stortebed aan de zee-zijde bij een geheel gesloten kering tijdens superstorm (golfwerking)

3. Het heffen van de kering na een stormvloed (aanval op stortebed aan de zee-zijde)
4. Het weigeren van een schuif bij het heffen van de kering na een stormbeeld (aanval op stortebed aan de zee-zijde)
5. Het sluiten van de kering tijdens opkomende superstormvloed met snelle rijzing (aanval op stortebed aan de Oosterschelde-zijde)

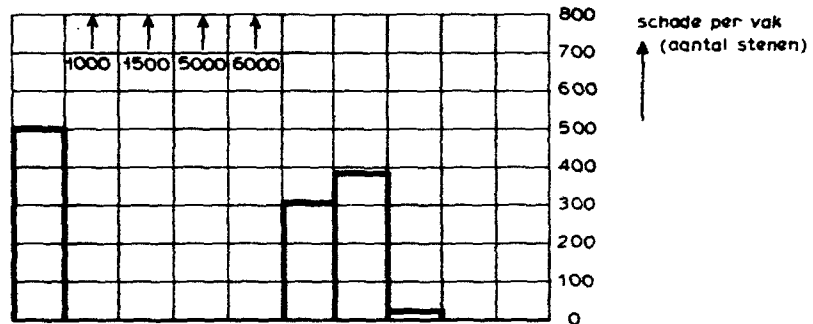
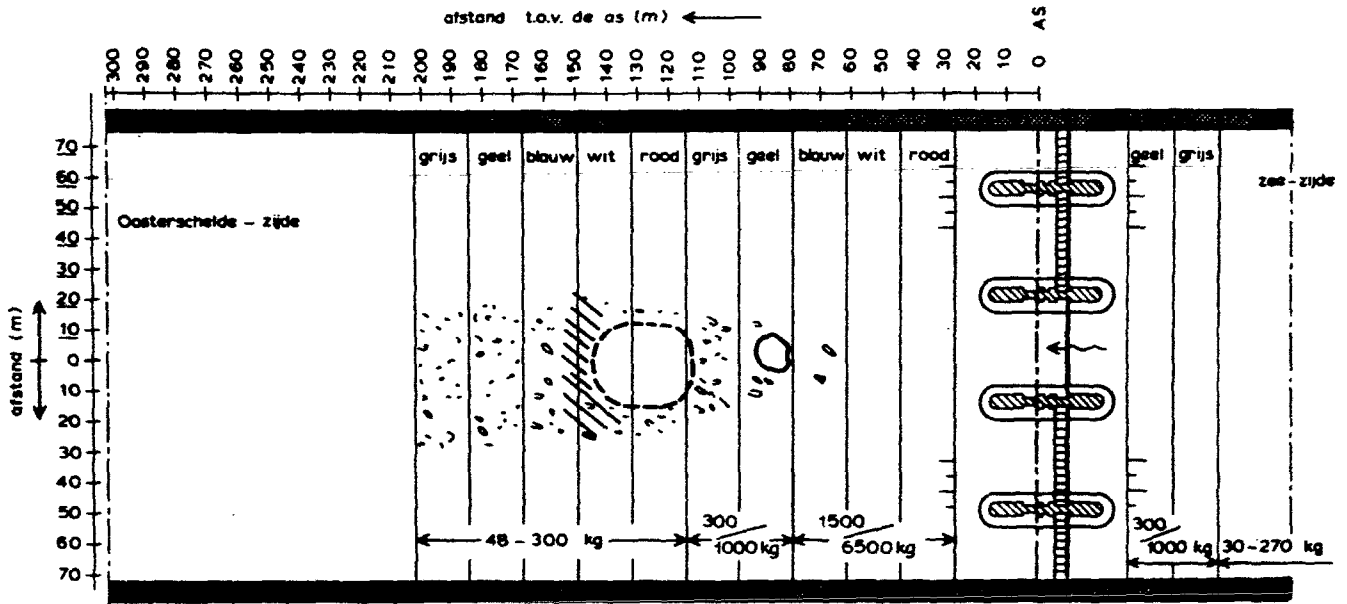
De eerste vier situaties zijn niet onderzocht.

Naar de vijfde situatie is oriënterend onderzoek verricht voor twee typen caissons op staal: caissons zonder bovenbak (geen dorpels) en brievenbuscaissons (zie verslag WL 8-57).

Wat betreft de beperkingen van het onderzoek worden de volgende aantekeningen gemaakt:

- Er is alleen gestroomd (geen golven).
- De onderzochte geometrieën, met name die van de brievenbus-caissons, waren sterk geschematiseerd
- Het ingestelde verval was, blijkens achteraf uitgevoerde berekeningen, minder stringent dan tijdens een superstorm verwacht mag worden.

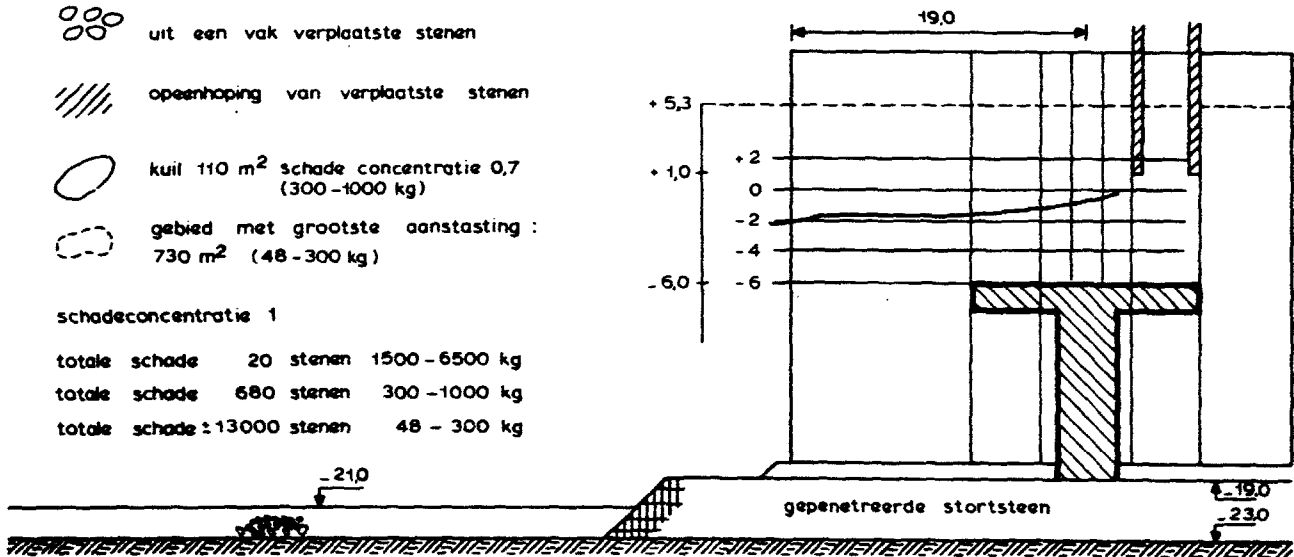
BOVENAANZICHT VAN DE SCHADE SCHAAL 1 : 2500



- uit een vak verplaatste stenen
- opeenhoping van verplaatste stenen
- kuil 110 m² schade concentratie 0,7 (300-1000 kg)
- gebied met grootste aanstasting: 730 m² (48-300 kg)

schadeconcentratie 1

- totale schade 20 stenen 1500-6500 kg
- totale schade 680 stenen 300-1000 kg
- totale schade ±13000 stenen 48-300 kg



Figuur 6-19: DWARSDOORSNEDE OVER HET GEBIED MET DE GROOTSTE SCHADE SCHAAL 1 : 500
 Overzicht schade en waterstandsverloop bij het stroombeeld van figuur (6-17)

C. Meting van drukken ter weerszijden van de steenasfaltbekleding

Wanneer, onder omstandigheden van een weigerende schuif, een bestortingslaag bestaande uit stortsteen 1000-3000 kg niet voldoende stabiel is, wordt er in het ontwerp van uitgegaan dat het economischer is een steenasfaltbekleding toe te passen. Een nadeel van deze waterdichte bekleding is echter wel dat wateroverdrukken onder de steenasfaltlaag, al dan niet in combinatie met een drukverlaging aan de bovenzijde, deze laag kunnen opdrukken. Om deze overdrukken te reduceren is er in eerste instantie aan gedacht de taluds van de drempel als open steenfilter uit te voeren. In een golfgootje in het Laboratorium De Voorst is op lengteschaal 30 onderzocht hoe groot de drukken tijdens superstormomstandigheden aan de onderzijde van de steenasfaltlaag kunnen worden, tengevolge van de stroming door het open steenfilter van de drempeltaluds (verval en golven). Door het kiezen van een andere schaal voor de diameter van de fosforslakken dan de lengteschaal kon de stroming in het model in overeenstemming met het prototype worden gebracht. (zie 6.3.1, en verslag M 1364).

De drukken aan de bovenzijde van de steenasfaltbekleding tengevolge van de sterke uitstroming bij een weigerende schuif zijn gemeten bij proeven in de Pentagoot (zie verslag WL 8-64). Van belang hierbij is het gemiddelde drukverloop bij een verval van 7 m en de verandering van dit gemiddelde door de invloed van golven. De veronderstelling hierbij is dat relatief snelle drukfluctuaties de steenasfaltlaag niet kunnen opdrukken.

6.3.3. Onderzoekresultaten

Reeds eerder is er op gewezen dat het in dit kader verrichte modelonderzoek een oriënterend karakter draagt. Omdat verder de onderzochte vormgeving van de stormvloedkering tijdens de studieperiode vaak sterk veranderde, valt achteraf soms weinig lijn in het onderzoek als geheel te bespeuren. Dit wordt bovendien veroorzaakt door de korte tijd waarin de proeven moesten worden uitgevoerd, waardoor vaak aanvullend onderzoek niet kon worden verricht.

In deze paragraaf worden enige resultaten van de afzonderlijke proevenseries kort besproken. Voorts wordt bij de bespreking van elke serie verwezen naar het desbetreffende verslag waarin een volledige beschrijving van het onderzoek en de verkregen resultaten is gegeven. Voor beperkingen, randvoorwaarden, schaaffecten en dergelijke, wordt verwezen naar 6.3.1 en 6.3.2.

Bij schaalonderzoek is het vaak niet doenlijk de grenzen van een gegeven categorie steenbestorting exact te simuleren, bijvoorbeeld voor stortsteen 300-1000 kg werd in de onderhavige studie gebruik gemaakt van stenen die, vertaald naar het prototype, stenen van 340-1700 kg zouden zijn. Bij rapportering zijn de bij model onderzoek gebruikte steengewichten steeds vermeld. Tenzij anders vermeld, bedraagt de soortelijke massa van het steenmateriaal $\rho_m = 2650 \text{ kg/m}^3$.

A. Modelonderzoek naar de situatie van weigerende schuif tijdens superstorm

Proevenserie a: Stabiliteit stortbed en drempel bij caissons zonder bovenbak (WL 8-39)

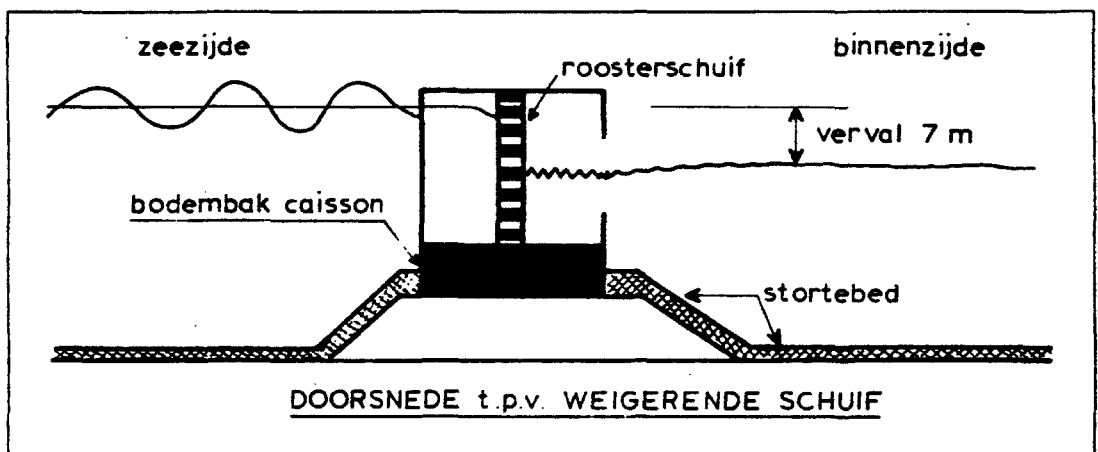
Als eerste oriënterend onderzoek naar de benodigde bestortingen op stortbed en drempel bij caissons zonder bovenbak werden twee aanlegdiepten (van NAP - 16,5 m en NAP - 23,5 m) onderzocht (zie fig. 6-20). In de caissonsecties waren al dan niet roosterschuiten geplaatst. De vorm van de toegepaste roosterschuiten was sterk vereenvoudigd. De verliescoëfficiënt was iets te hoog blijkens achteraf uitgevoerde metingen in het kader van het onderzoek naar de verliescoëfficiënten van roosterschuiten (zie verslag M 1327). Voor de definitie van de verliescoëfficiënt ζ wordt naar paragraaf 4.1.2. verwezen.

De belangrijkste conclusies waren:

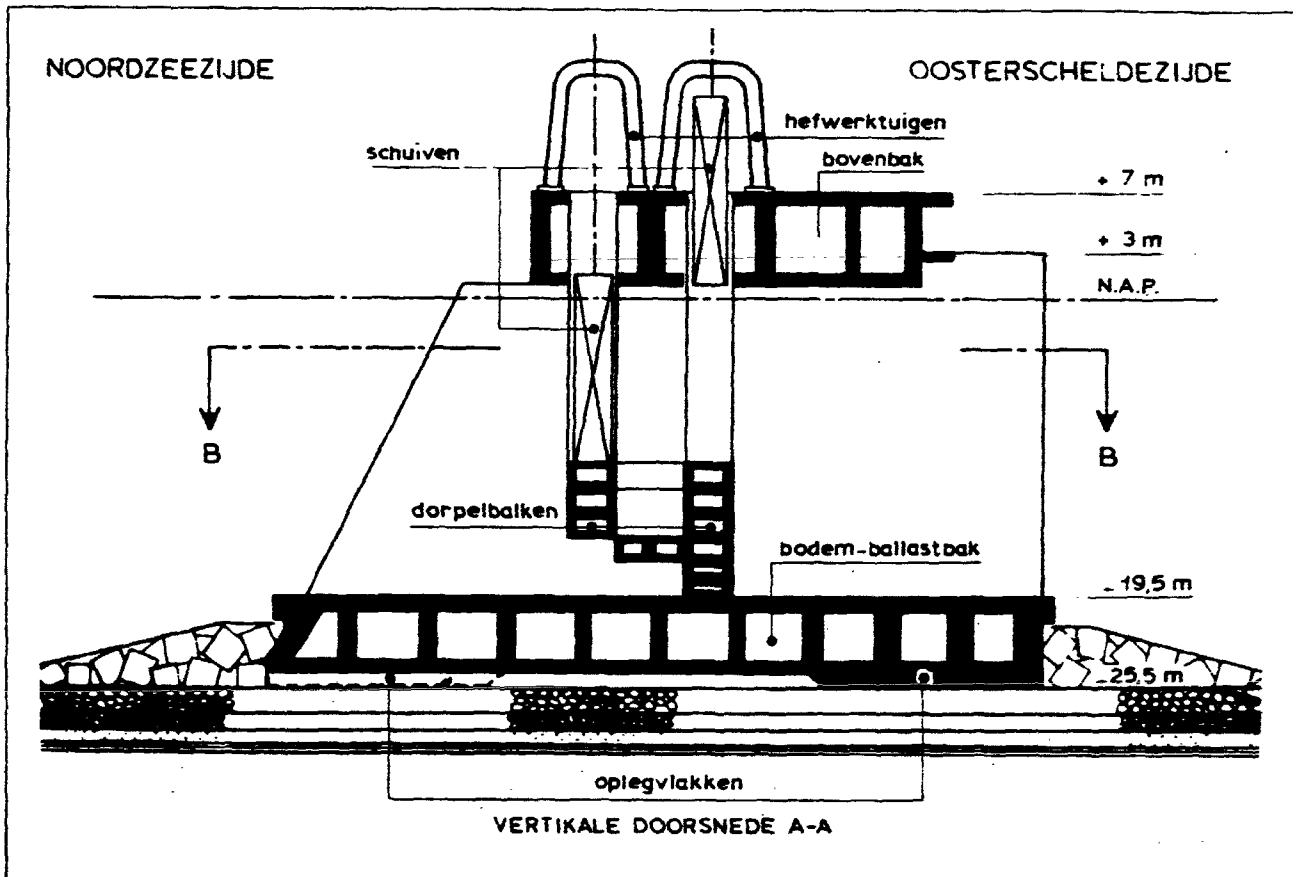
- Stortsteen 340-1700 kg is op het stortbed bij afwezigheid van roosterschuiten voor beide aanlegdiepten onvoldoende stabiel bij een verval van 7 m.
- De roosterschuit heeft een gunstig effect op de stabiliteit. Met golven (met een hoogte van ca. 4,5 m) is genoemde stabiliteit echter toch nog onvoldoende.
- Het gedeeltelijk heffen van ter weerszijden van de opening gelegen schuiten blijkt niet tot minder schade te leiden.

Proevenserie b: Stabiliteit stortbed en drempel bij caissons met bovenbak (WL 8-40)

De hierbij toegepaste caissontypen geven een wat kleinere afvoer als gevolg van de aanwezigheid van een bovenbak op N.A.P. - 3,00 m of op N.A.P. Er werden twee aanlegdiepten van respectievelijk NAP - 16,5 m en NAP - 23,5 m onderzocht.



Figuur 6-20
Stabiliteitsonderzoek caisson met roosterschuit.



Figuur 6-21
Brievenbus-caisson

De belangrijkste resultaten waren:

- Dezelfde bestorting als bij proevenserie a is bij de bovenbak op N.A.P. evenmin stabiel.
- De diepgelegen bovenbak (N.A.P. - 3,00 m) heeft een dusdanig gunstig effect dat de bestorting 340-1700 kg hierbij stabiel is.
- Hetzelfde resultaat wordt bereikt als de roosterschuij in de caissonsectie met de bovenbak op N.A.P. wordt geplaatst.
- De roosterschuij geplaatst in de sectie met de bovenbak op N.A.P. - 3,00 m geeft weinig verandering (de schade was zonder roosterschuij reeds gering).

Proevenserie c: Stabiliteit stortebed en drempel bij brievenbus-caissons (WL 8-41)

De caisontypen van serie a en b waren voor zover de roosters ontbraken zeer doorlatend, en dus slechts geschikt voor de zogenaamde "spieetoplossing". Hoe langer hoe meer begon echter voorkeur te bestaan voor de "brievenbus-oplossing" waarvan het kenmerk een verregaande verticale profielvernauwing per caisson was (zie fig. 6-21). Door deze verticale profielvernauwing werd de bestortingsstabiliteit steeds gevoeliger voor kleine wijzigingen van de geometrie in de keel. Van de twee alternatieve doorstroomprofielen, $\mu A = 11.500 \text{ m}^2$ en $\mu A = 20.000 \text{ m}^2$, werden dan ook vele geometrieën onderzocht waarbij de hoogteligging van de bovenbouw, de dorpelkruin en de bodembak werden gevarieerd. Tevens werden zwaardere bestortingen, zoals stortsteen 1500-6500 kg en betonblokken van 7,5 ton toegepast als bleek dat de oorspronkelijke steen 340-1700 kg niet voldeed.

Enige conclusies uit dit onderzoek waren:

$$\mu A = 11.500 \text{ m}^2$$

- Bij een bovenbouw op N.A.P. + 1,00 m kan worden volstaan met stortsteen 340-1700 kg. De golf invloed is hierbij wel groot. Deze is te verminderen door verlaging van de bovenbouw, bijvoorbeeld tot N.A.P. - 1,00 m.

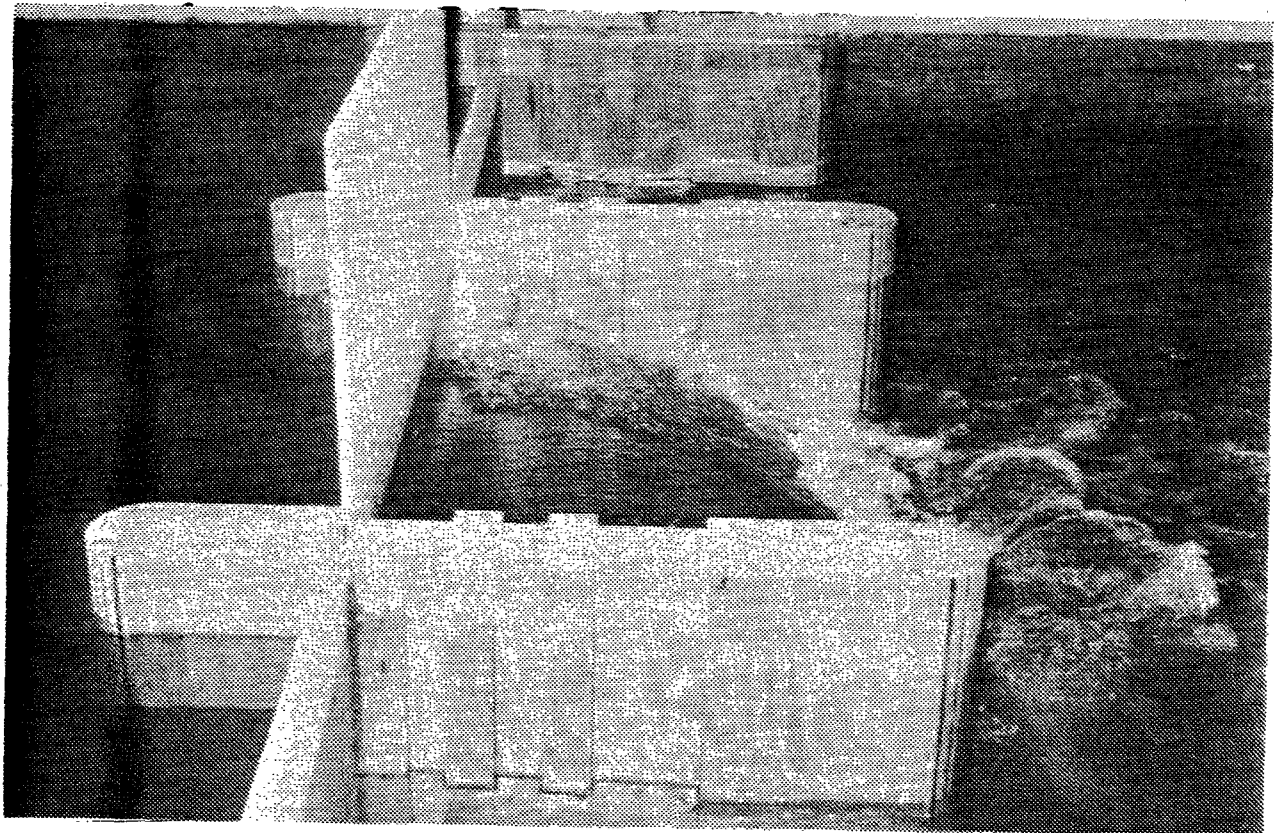
$$\mu A = 20.000 \text{ m}^2$$

- De schade aan de stortsteen 340-1700 kg is hierbij zeer groot
- Wel voldoen betonblokken van 7,5 ton bij een relatief hoge bodembak en geen dorpels, of stortsteen 1500-6500 kg ($\rho_m = 2710 \text{ kg/m}^3$) bij een relatief lage bodembak en dorpel. In beide gevallen heeft verlaging van de bovenbouw van N.A.P. + 1,00 m tot N.A.P. - 1,00 m weinig effect.

Opgemerkt dient te worden dat met bovenbouw hier wordt bedoeld de onderkant van de bovenbouw én schuif aan de zee-zijde. Verder is de geometrie van de 3 meter brede dorpel alleen in verticale zin gewijzigd. De verbreding van de dorpelkruin, die bij de pijlers op putten globaal is onderzocht is hier dus niet beproefd. Het is mogelijk dat een verbreding van de dorpelkruin hier tot kleinere bestortingen zou kunnen leiden.

Proevenserie d: Stabiliteit zij-aanstormingen van brievenbus-caissons (WL 8-56)

Voor de bestrijding van de onderloopsheid van de caisson bij een verval van 7 m én golven zijn 4 m hoge zij-aanstormingen met een kruinbreedte van 3 m en een talud van 1:1,5 voldoende, als ze bestaan uit stortsteen 340-1700 kg. Deze aanstormingen blijven stabiel ook indien één of enkele schuiven weigeren (de aanstormingen liggen in de schaduw van de bodembak van de caisson). Omdat de aanstormingen bovendien een bijdrage aan de schuif-



Figuur 6-22: Stroombeeld van een dulkende straal

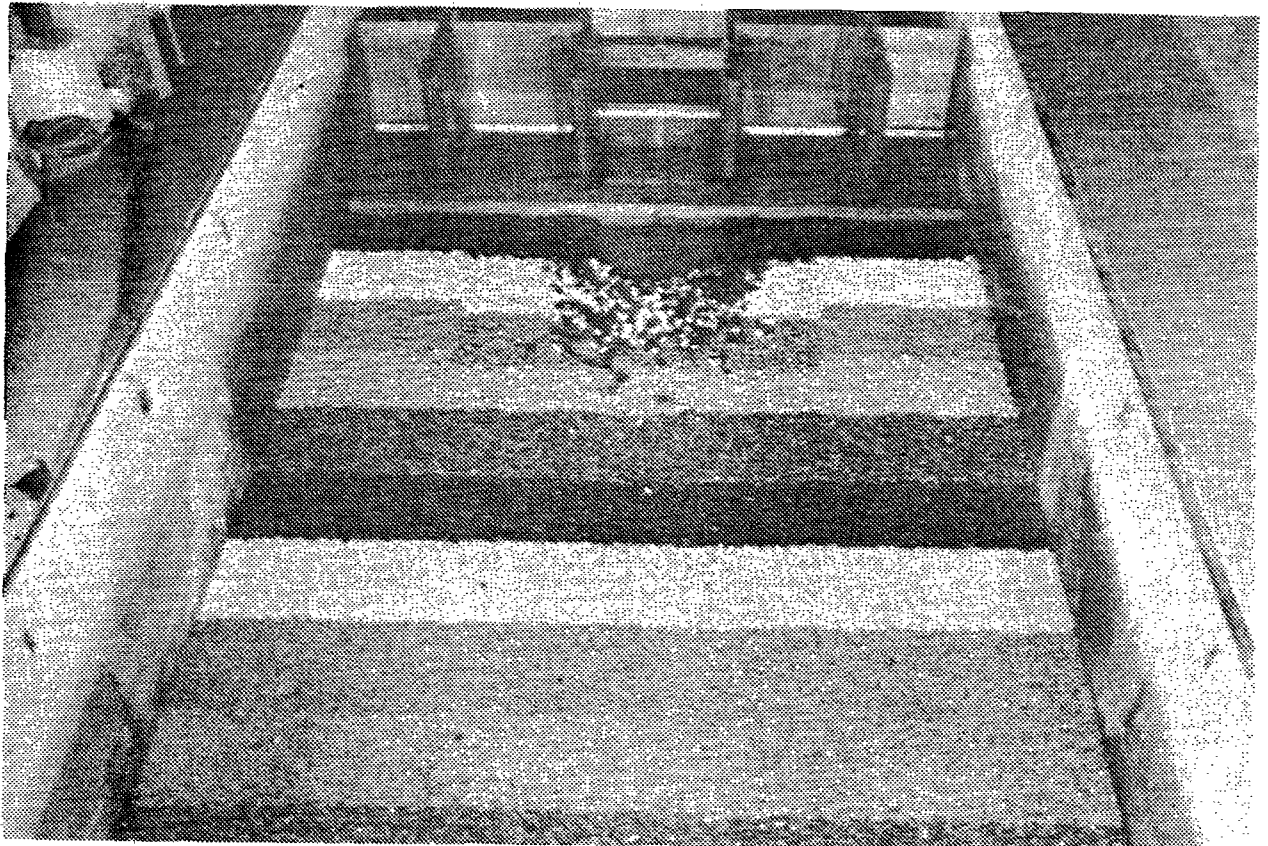
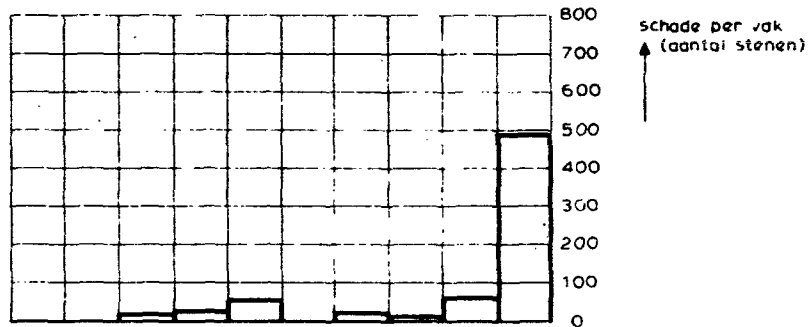
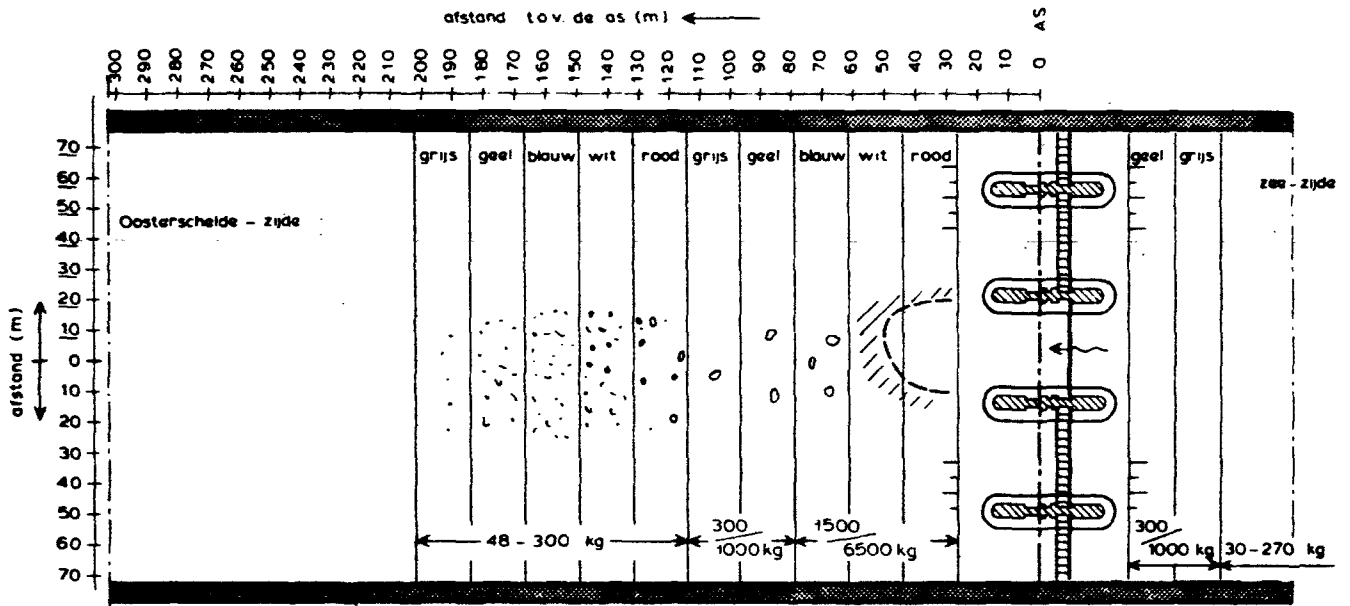


Fig. 6-23: Schadebeeld behorend bij stroombeeld van figuur 6-22

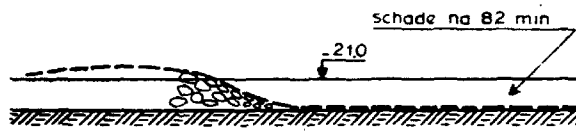
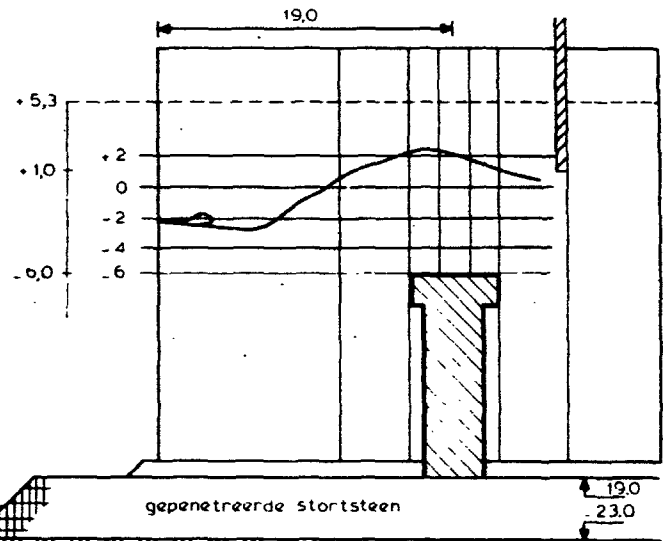
BOVENAANZICHT VAN DE SCHADE SCHAAL 1 : 2500



- uit een vak verplaatste stenen
- opeenhoping van verplaatste stenen
- kuil
- gebied met grootste aanstasting : 720 m²

schadeconcentratie 1

totale schade	565 stenen	1500 - 6500 kg
totale schade	17 stenen	300 - 1000 kg
totale schade	114 stenen	48 - 300 kg



DWARSDOORSNEDE OVER HET GEBIED MET DE GROOTSTE SCHADE SCHAAL 1 : 500

Fig. 6 - 24: Overzicht schade en waterstandsverloop bij het stroombeeld van figuur 6 - 22

weerstand van de caisson op de drempel moeten leveren zijn ook 5 m hoge zij-aanstormingen met een kruinbreedte van 5 m en een talud van 1:4 onderzocht bij verval, stroom (door het open gebleven compartiment waarvan de schuif weigert) en golven. In een sectie met een bodemligging van N.A.P. - 15 m zijn deze aanstormingen bestaande uit stortsteen 1000-3000 kg stabiel. Bij een bodemligging van N.A.P. - 23 m treedt stabiliteitsverlies op als gevolg van stroomaanval. Door de aantasting gedurende 1,4 uur (prototypetijd) wordt de weerstand tegen onderloopsheid niet in gevaar gebracht, maar de schuifweerstand van de caisson op de drempel wordt wel verminderd. Toepassing van 7,5 tons blokken en/of een aanpassing van de interne geometrie van de caisson (voornamelijk ter plaatse van de keel) zal naar verwachting laatstgenoemde aanstormingen volledig stabiel kunnen maken.

Proevenserie e: Stabiliteit stortbed en drempel bij pijlers op putten (WL 8-64).

Bij de in het model onderzochte geometrieën van de pijlers wordt de topklaag van de drempel en een deel van het stortbed dusdanig zwaar aangevallen dat een zware steenbestorting van 1500-6000 kg niet stabiel is. Toepassing van een steenasfaltbekleding lijkt voor deze gevallen het meest economisch. Om de overdrucken aan de onderzijde van de steenasfaltbekleding te kunnen laten ontsnappen werd in eerste instantie gedacht de taluds van de drempel als een open steenfilter uit te voeren.

Uit het daarop volgende stabiliteitsonderzoek bleek echter dat het open steenfilter in de taluds van de drempel zelfs met zeer zware bestorting niet voldoende stabiel was, terwijl de aanstormingen tegen de dorpelbalken wel voldoende stabiel waren. De taluds van de drempel dienen derhalve eveneens als een steenasfaltbekleding te worden uitgevoerd. De ontlasting van de overdrucken onder de dichte bekleding wordt in dit geval bewerkstelligd door de topklaag van de drempel onder de aanstormingen als een open steenfilter uit te voeren.

Ook werd in het model onderzocht tot welke afstand uit de as van de kering het stortbed zou moeten worden voorzien van een steenasfaltbekleding. Bij onderzoek met een waterdiepte van 26 m en een variërende hoogte van de dorpelkruin kon de volgende regel worden afgeleid, waarmee bij andere waterdieptes deze afstand ($=L_1$) globaal voorspeld kan worden (zie figuur 6-22):

$$L_1 = \frac{\text{afstand v.d. onderkant v.d. schuif tot aan de kruin v.d. dorpel}}{\text{afstand van de kruin van de dorpel tot aan de bodem}} \times 300$$

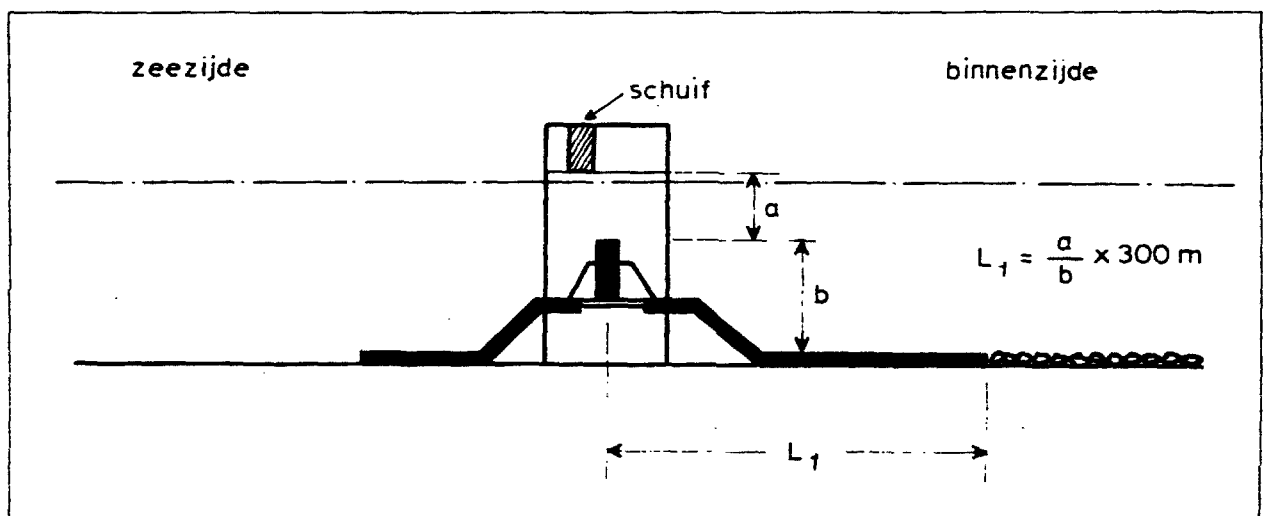


Fig. 6 - 25: Benodigde lengte steenasfaltbekleding bij de pijleroplossing

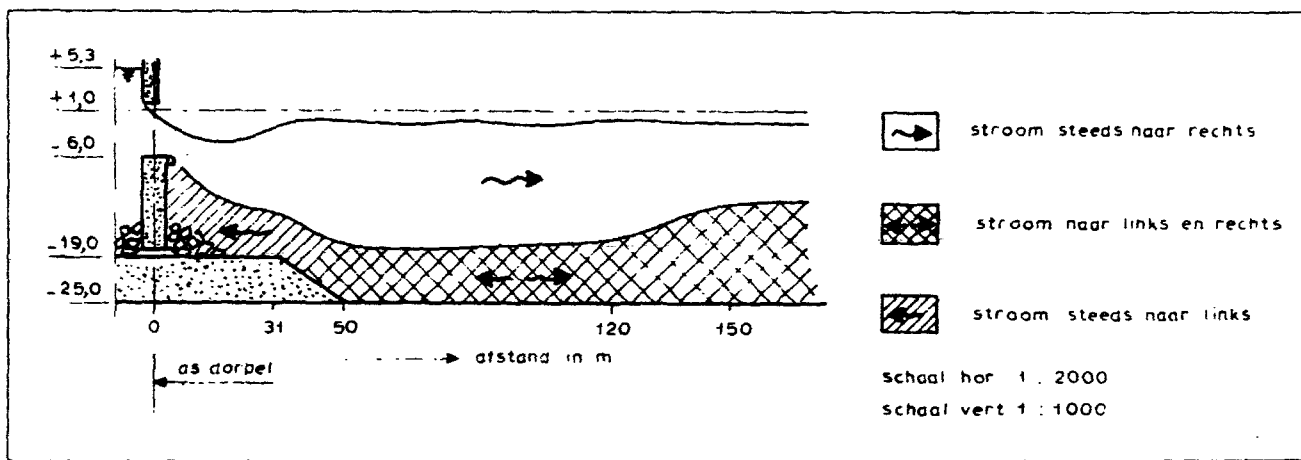
Voorbij deze afstand blijkt ca. 90 m stortbed 300-1000 kg voldoende te zijn (schadeconcentratie minder dan 3%), waarna overgegaan kan worden op een bestorting van 50-300 kg. Omdat deze regel werd afgeleid uit onderzoekresultaten bij onvolkomen overlaat situatie, dient deze regel te worden gecontroleerd alvorens te worden toegepast op situaties met volkomen overlaat. De stabiliteit van de aanstormingen werd niet voor elke situatie onderzocht. Er lijken echter voldoende reële mogelijkheden aanwezig te zijn om te kunnen verwachten dat andere situaties voldoende stabiel zijn te maken.

Proevenserie f: Stroombeelden bij enige dorpelvormen bij pijlers op putten (WL 8-60)

Deze proevenserie had tot doel na te gaan welke remedie zou kunnen worden gevonden tegen het optreden van een „duikende straal”, waarbij dicht op de kering plaatselijk zeer zware schade zou kunnen optreden voor de situatie van weigerende schuif bij pijlers op putten (zie figuren 6-22, 23 en 24). Bovendien werd nagegaan hoe de hoofdstroom zich achter de keel zou spreiden als er niet van een duikende straal sprake was.

Hierbij kon het volgende worden geconcludeerd:

- Bij een niet verbrede dorpel, die overigens reeds 6 m breed is, is plaatsing van de schuif boven de dorpel gunstiger dan aan zee- of Oosterschelde-zijde. De uitkomende straal duikt echter nog wel.
- Veel verbetering wordt verkregen door verbreding van de dorpelkruin. Dit geldt voor de situatie met uitsluitend verval. Het vermoeden bestaat dat een verdere verbreding van de dorpelkruin (of plaatsing van een extra dorpel), die op zichzelf weinig invloed heeft op het stroombeeld bij uitsluitend verval, gunstig is ten aanzien van golfinvloed. Bij eerder uitgevoerd onderzoek (M 1324) kon namelijk worden geconstateerd dat golven een periodiek van en naar de dam toe verplaatsende hoofdstroom veroorzaakten, waarbij de momentaan naar de dam toe getrokken hoofdstroom de meeste schade veroorzaakte („duikende straal-situatie”). Genoemd vermoeden kon bij het onderzoek niet worden bevestigd (WL 8-60), omdat in de desbetreffende onderzoekfaciliteit niet gegoofd kon worden. Bij een schuif met de beplating aan de zeezijde is daarentegen het stroombeeld door verbreding van de dorpelkruin weinig te verbeteren.
- Bij een niet-duikende straal is het moeilijk een plaats aan te geven waar de hoofdstroom de bodem raakt. Veeleer kan worden gesteld dat zich over een relatief grote lengte achter de kering



Figuur 6-26 Spreiding van een niet-dulkende straat

boven de bodem een gebied bevindt, dat wordt gekenmerkt door relatief lage gemiddelde stroomsnelheden en zeer hoge turbulentie-intensiteiten, welke laatste dan ook voornamelijk verantwoordelijk zullen zijn voor eventuele schade (zie figuur 6-26).

B. Modelonderzoek naar overige kritieke situaties tijdens het operationeel zijn van de kering

Oriënterend onderzoek naar het sluiten van hefschuiven in caissons (WL 8-57)

Omdat het onderzoek naar deze fase zeer globaal is geweest, zal de beschrijving van de resultaten worden beperkt tot de volgende opmerkingen:

Bij de brievenbus-caissons blijkt ook tijdens de sluitingsprocedure de geometrie in de keel grote invloed te hebben op de aanval op drempel en stortebed.

Verder valt op dat vergroting van het doorstroomprofiel (vergelijk μA van 11.500 m² en 20.000 m²) leidt tot een sterke verlaging van de kritieke vervallen, waarbij juist schade optreedt. Verlaging van de bovenbouw van N.A.P. + 1,00 m naar N.A.P. -1,00 m heeft een gunstig effect op de stabiliteit van de bestorting.

Bij de caissons zonder bovenbak en zonder dorpel(s) blijkt de drempelvorm invloed te hebben op de aanval op het stortebed en de drempel.

Na interpretatie van de resultaten werd aangenomen dat de fase van de sluitingsprocedure niet maatgevend zou zijn voor de bestortingen aan Oosterschelde-zijde van de dam. Omdat echter thans wordt aangenomen, dat een aanzienlijk hoger verval tijdens het sluiten kan optreden (5,4 m) dan eerst was aangenomen, zal de sluitingsfase opnieuw kritisch dienen te worden bekeken.

C. Meting van drukken ter weerszijden van de asfaltbekleding (WL 8-64 en M 1364)

Bij het eerder beschreven onderzoek van de pijlerdam (proevenserie A-e), waarbij de toplaag van de drempel als steenasfaltbekleding en de taluds als open steenfilter waren uitgevoerd, werden de drukken onder en boven de dichte bekleding gemeten.

Tengevolge van het verval van 7 m ontstaat bij een gesloten kering een driehoekig drukverloop tegen de onderzijde van de steenasfaltbekleding, mits de fosforstakken goed homogeen tegen de steenasfaltbekleding aansluiten. Een kuil in de fosforstakken welke niet door de steenasfaltlaag gevolgd kan worden, zal een heel ander drukverloop te zien geven. Regelmatige golven, die door het open steenfilter in de drempelaluds binnendringen, geven geen verandering in het gemiddelde drukverloop. De amplitude van de golfdruk neemt, evenals de druk ten gevolge van alleen verval, lineair af (zie ook paragraaf 7.3.2.3.). Aan de bovenzijde van de steenasfaltbekleding van de drempel heerst door de sterke uitstroming bij een weigerende schuif een onderdruk van ca. 1,10 m ten opzichte van de benedenwaterstand van N.A.P. - 1,70 m. Het verschil tussen de drukken onder en boven de bekleding is bepalend voor de benodigde dikte van deze laag.

Omdat uit het stabiliteitsonderzoek volgde dat het open steenfilter in de taluds van de drempel niet voldoende stabiel zou zijn, terwijl de aanstortingen tegen de dorpelbalken wel voldoende stabiel bleken, werd ook onderzoek verricht voor de situatie, waarbij de toplaag van de drempel onder de aanstortingen als open steenfilter en de taluds in steenasfalt werden uitgevoerd.

Aan de bovenzijde van de steenasfaltbekleding van het talud van de drempel en over een gedeelte van het stortebed (tot 125 m uit de as van de kering) bedroeg de bij de weigerende schuif gemeten gemiddelde drukverlaging tengevolge van verval en golven maximaal 2,0 m ten opzichte van de hydrostatische druk behorende bij de benedenwaterstand. Dit maximum trad op bij de voet van de drempel, terwijl op 125 m uit de as van de kering nog een gemiddelde drukverlaging van 0,8 m werd gemeten.

7. Krachten op de constructie in de definitieve fase

7.1. Inleiding

Algemeen

Bij deze studie ging het er vooral om een inzicht te verkrijgen in de krachten, die van bepalende invloed zijn op het constructietype en de afmetingen daarvan.

Bij de stormvloedkering zijn dat vooral de belastingen als gevolg van het verval en de golven zoals die voorkomen bij zware stormomstandigheden. Bij de analyse is steeds de wijze waarop de constructie daarop reageert mede in beschouwing genomen.

De studie werd bemoeilijkt door een aantal factoren:

- De belastingen op de constructie en het gedrag van de ondergrond kunnen niet op een eenvoudige wijze worden vastgesteld.
- De bodem waarop de constructie gefundeerd moet worden heeft slechte draagkrachteigenschappen, zodat vanuit de funderingseisen het ontwerp een aantal malen wijzigde.
- Doordat de constructie in de natte aangebracht moet worden, werd de vrijheid in de keuze van funderingstechnieken beperkt.

Bovengenoemde aspecten betreffen de constructie als geheel. De krachten op de verschillende onderdelen en het gedrag daarvan zijn niet minder belangrijk voor de constructeur, maar komen een fase later aan de orde en hebben in het algemeen minder consequenties voor de kosten van het project.

Hoewel in het onderzoek, en ook in dit hoofdstuk, een scheiding is te maken in het aandachtsgebied „constructie als geheel” en „constructie-onderdelen” is er een sterke onderlinge beïnvloeding, waarbij ook andere aspecten regelmatig meespelen. Dit moge blijken uit de voortgang van het onderzoek waarbij nog niet zo-

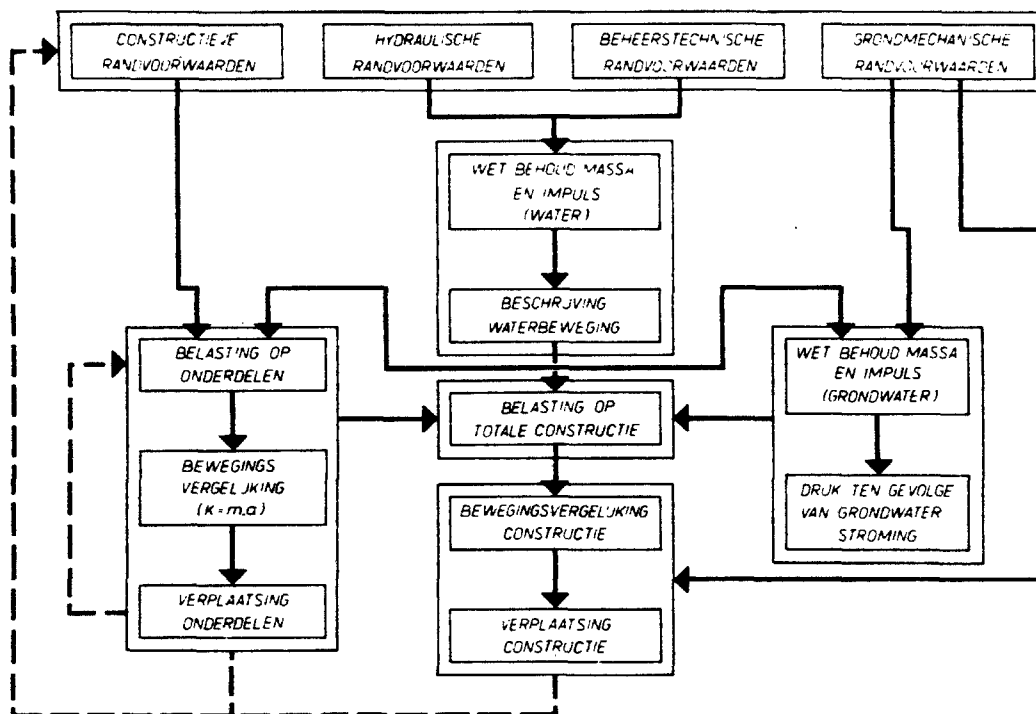
zeer de krachten op een onderdeel de hoofdconstructie deden wijzigen, maar vooral de bouwfase-aspecten en grondmechanische aspecten hiertoe de aanleiding vormden.

Andersom kan een gunstiger vorm van de totaalconstructie of kunnen bouwfase-overwegingen bepaalde gevolgen hebben voor de constructieonderdelen. De problematiek rond de constructieonderdelen zelf is echter als minder nieuw te beschouwen en daarvoor beter oplosbaar dan die rond de constructie als geheel en werd daarom niet als maatgevend gezien. Wat ingebracht is met betrekking tot de constructie-onderdelen, is gedaan deels op basis van onderzoek en deels op basis van bestaande kennis uit vroeger onderzoek of ervaring opgedaan met reeds bestaande constructies.

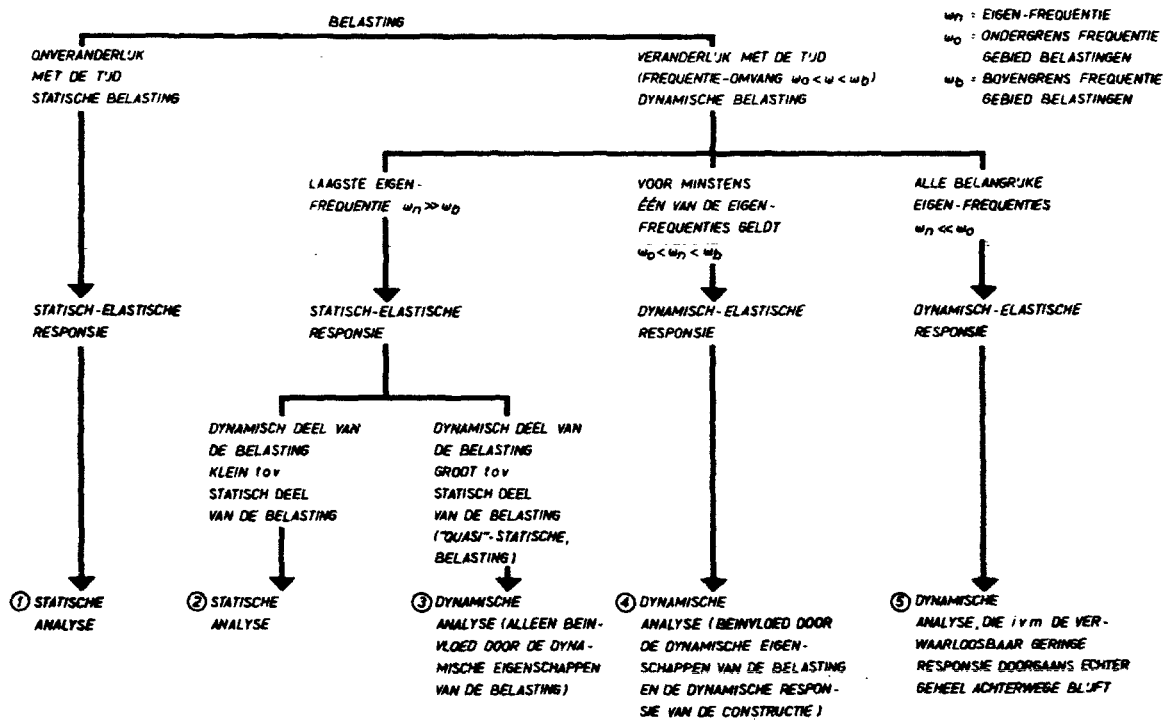
In eerste instantie gaat het om de grootte van de belastingen. Bij de beoordeling van een constructievariant zijn ook van belang de daaruit voortvloeiende verplaatsingen (vervormingen) die de constructie zal ondergaan. Bekend moet zijn onder welke condities de constructie zal komen te verkeren, zowel ten aanzien van de naturomstandigheden als ten aanzien van de beheersaspecten.

Indien de huidige omstandigheden (bij afwezigheid van de stormvloedkering) op de Noordzee bekend zijn, zullen de aanwezigheid van de constructie en de wijze waarop deze bediend wordt van invloed zijn op deze condities. De vormgeving van de constructie boven het bodem- of drempelniveau zal enerzijds van invloed zijn op die condities -met name de golven en het verval- en anderzijds een belangrijke invloed hebben op de grootte, het tijdsverloop, de plaats en de richting van de resulterende krachten. Het funderingssysteem bepaalt voorts op welke wijze de krachten naar de ondergrond overgebracht worden.

In figuur 7-1 is op schematische wijze aangegeven welke elementen bij de bepaling van krachten en verplaatsingen een belangrijke rol spelen.



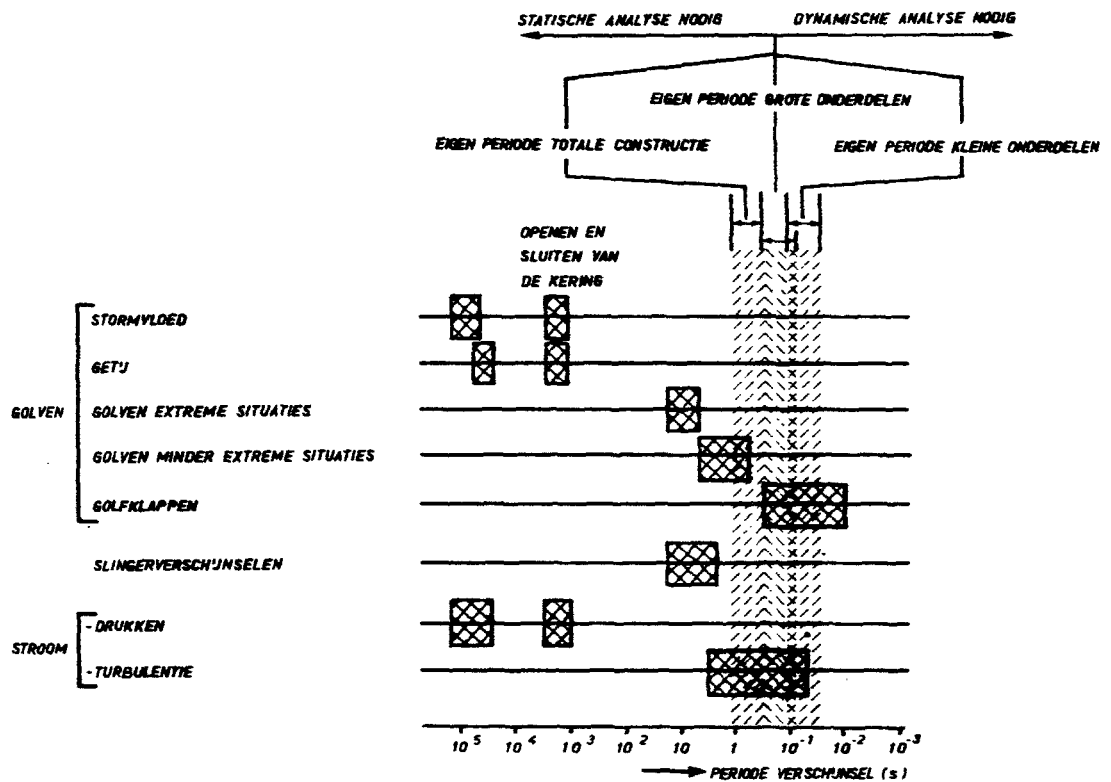
Figuur 7-1: Schema belastingsonderzoek en onderzoek naar gedrag van een constructie in water



Figuur 7-2: Schematische indeling van de uit te voeren spanningsanalyse van een constructie, afhankelijk van de aard van de belasting en elastische responsie

In dit verband moet onderscheid gemaakt worden tussen belastingen die wel of niet met de tijd variëren. In het meest algemene geval van tijdsafhankelijkheid hangt het van de eigenschappen van de constructie af in hoeverre bij de voorspelling van het constructiegedrag rekening gehouden moet worden met dynamische verschijnselen.

In figuur 7-2 (gewijzigd overgenomen van Vugts [44]) is een overzicht gegeven van de verschillende wegen die bewandeld moeten worden om tot een antwoord te komen bij een spannings- of vervormingsanalyse. Dit schema wordt ingewikkelder als ook het dynamisch systeem onder invloed van de belastingen wijzigt, zoals bij



Figuur 7-3: Periodes van optredende belastingen in relatie tot de eigen periodes van de constructie

verweken van grond gebeurt, of indien terugkoppel-effecten op de belasting optreden als gevolg van het bewegen van de constructie, hetgeen een belangrijk aspect vormt bij trillingsonderzoek. Niet alleen de grootte van de belasting is dus van belang, maar ook het verloop in de tijd daarvan en de wijze waarop de constructie, maar vooral de ondergrond zal reageren en wat toelaatbaar is. Dit alles bepaalt uiteindelijk de marge tussen optredende en toelaatbare spanningen.

In figuur 7-3 is een globaal overzicht gegeven van de belastingscondities met bijbehorende periodes. In de figuur is tevens aangegeven in welke gebieden de eigenperiodes van de constructie gedacht moeten worden, zodat een eerste indicatie gegeven wordt met betrekking tot de noodzaak van een dynamische analyse. Verdergaande conclusies mogen niet uit de figuur worden gehaald omdat ook van belang is:

- 1) welke vorm de belasting heeft: een golfklap kan bijvoorbeeld een uitdempende periodieke belasting zijn, welke minder grote opslingeringen veroorzaakt dan een periodieke excitatie met dezelfde periode doch van kleine amplitude.
- 2) hoe de verschillende belastingscondities zijn gecombineerd en wat de configuratie van de constructies daarbij is: kleine golven met periodes in de buurt van de eigenperiodes van de gehele constructie zullen bijvoorbeeld optreden bij rustig weer als de kering open staat doch het aangrijpvlak voor belastingen is daarbij klein.
- 3) hoe het systeemschema er in detail uitziet: bijv. door de wijze waarop de belasting overgedragen wordt aan de fundering hangt sterk met dit schema samen.

Een ander complicatie wordt gevormd door die constructiebewegingen, waarbij terugkoppel-verschijnselen op de krachten kunnen optreden, zie [49]. Aangezien dit verschijnsel in beginsel aanleiding geeft tot bezwijken wordt het onderzoek erop gericht dit soort verschijnselen te voorkomen; hiervoor zijn dynamische modellen van de constructies nodig.

Globaal is daarmee in het onderzoek een verdeling te herkennen in:

- 1^o het bepalen van de belastingen
- 2^o het uitvoeren van dynamische berekeningen
- 3^o het doen van trillingsonderzoek.

Totale constructie

De belastingen die van belang zijn voor de totale constructie zijn te onderscheiden in praktisch statische belastingen (de vervalkrachten door getij en stormvloed) en niet-statische belastingen (de golfbelastingen).

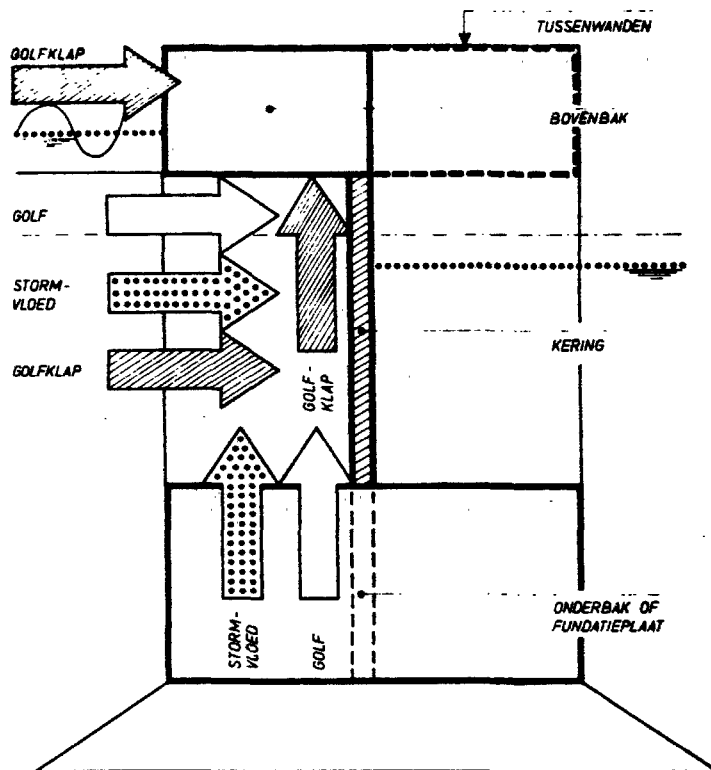
Deze belastingen komen op verschillende manieren voor, zie figuur 7-4.

De studie had betrekking op de gesommeerde verval- en golfbelasting (totale belasting) met speciale aandacht voor golfklappen en het drukverloop onder de constructie.

Het resultaat van de studie omvat in hoofdzaak de verdere ontwikkeling van de theorie omtrent de interpretatie van golfklappen en de golfbelastinggegevens voor diverse constructievormen.

De belastingen op de totale constructie zijn met behulp van rekenkundige en hydraulische modellen onderzocht.

Veelal is begonnen met rekenkundige modellen om een eerste indruk te verkrijgen; hiermede kon uit tal van ontwerpen een eerste selectie volgen. Met de resultaten van de hydraulische modellen is vervolgens vaak een beter inzicht verkregen in de optredende krachten en werden de rekenkundige modellen vervolgens aangepast. Het hydraulische model neemt naast het rekenkundige model



Figuur 7-4:
Schema opbouw stormvloedkering met optredende ontwerpbelastingen

nog steeds een belangrijke plaats in bij de methodiek van het voorspellen van krachten op en gedrag van waterbouwkundige constructies. Voor de vertaling van de belastingen naar de bewegingen van de gehele constructie is tenslotte een rekenmodel opgezet. Deze berekeningen en enkele resultaten zijn in dit hoofdstuk vermeld omdat deze de koppeling vormen tussen het grondmechanische en het hydraulische onderzoek, waarmee aangegeven kon worden welke hydraulische krachten van belang zijn voor het gedrag van het totale systeem.

Constructie-onderdelen

Met betrekking tot de onderdelen van de constructie is de aandacht vooral op de schuiven gevestigd geweest.

De schuiven vormen een beweegbaar en daardoor kwetsbaar onderdeel van de kering. Golf- en stroombelastingen onder diverse omstandigheden moet de kering kunnen weerstaan. In het algemeen betekent dit dat:

- a) de schuif en het bewegingsmechanisme voldoende sterk moeten worden ontworpen,
- b) de trillingen die een terugkoppel-effect op de belastingen hebben niet mogen optreden en
- c) de trillingsamplituden klein moeten zijn ten opzichte van de statische en quasi-statische doorbuiging.

Voor diverse kunstwerken zijn in het verleden schuifontwerpen onderzocht waardoor van bepaalde schuiftypen van de stormvloedkering een aantal mogelijke problemen en eventuele oplossingen zonder onderzoek herkend konden worden.

Het lag voor de hand dat de aandacht vooral gericht werd op die schuiftypen die als nieuw gekenmerkt konden worden, en waarvoor een reële kans bestond om te worden toegepast. Voor de overige ontwerpen werd voorlopig volstaan met een beoordeling op basis van bestaande inzichten.

Verloop van het onderzoek

Als gevolge van diverse overwegingen zijn uit de groep van in eerste instantie geschetste varianten voor de kering vele afgevalen, sommige gewijzigd en nieuwe bedacht. Dit heeft uiteraard zijn weerslag gehad op de studie met betrekking tot de krachten op de constructie.

De volgende onderzoeksfases voor de krachtenstudies kunnen echter globaal worden onderscheiden:

Fase I

Gedacht wordt aan een caissonontwerp, gefundeerd op staal, putten of palen en voorzien van roosterschouwen, tolklepschouwen of hefschouwen. De studies hadden voor wat betreft de golfkrachten op de totale constructie betrekking op diverse caissonvormen en voor wat betreft de onderdelen eerst op de roosterschouf; later kwam ook de tolklepschouf in de aandacht.

Fase II

Het aantal caissonontwerpen is teruggebracht tot twee: de caissons voor brede en ondiepe doorstroombeningen (zgn. brievenbusoplossing) en de caissons voor smalle en diepe doorstroombeningen (zgn. spleet-oplossing); dit laatste bleek spoedig een onvoordeelig alternatief.

Als alternatief voor het caissonidee kwam daarnaast de pijlerdam naar voren.

De krachtenstudies met betrekking tot de golfkrachten op de totale kering richtten zich voornamelijk op de brievenbuscaisson en de pijlerdam. Van de onderdelen kwam alleen de hefschouf nog in aanmerking, voor dit ontwerp werd begonnen aan een eerste modelstudie.

Korte inhoud hoofdstuk 7

In dit hoofdstuk worden de verschijnselen beschreven waarop in de aangegeven periode gestudeerd is, welke onderzoeksmethoden daarbij gehanteerd zijn en welke de daaruit voortvloeiende resultaten zijn geweest. De presentatie van de gehanteerde methodieken en de daaruit voortvloeiende resultaten zal in volgorde vaak afwijken van bovengenoemde fase-indeling: gekozen is veelal voor een behandeling per onderzocht aspect.

Verwezen wordt voorts naar geraadpleegde literatuur en de rapporten waarin de diverse studies zijn vastgelegd.

7.2. Onderzoekstechnieken bij de bepaling van hydraulische krachten op constructies en het dynamische gedrag van constructies

7.2.1. Algemeen

Deze paragraaf heeft tot doel aan te geven welke technieken zijn gebruikt bij het belastingonderzoek en, waar nodig, ook de onderlinge verbanden te leggen.

Enkele onderwerpen die een gedetailleerder uitwerking vragen zijn in appendices opgenomen.

Hoewel bij de rekentechnieken ook die voor grondwaterdrukken en grondgedrag zijn opgenomen, is dit alleen gedaan om bij het hydraulisch onderzoek enige vat te hebben op het gedrag van constructie en ondergrond zodat ook de interactie water-bewegende constructie in het onderzoek kon worden betrokken. Hierbij is uitgegaan van zeer globale schematiseringen voor wat betreft het gedrag van grond.

Het gebruik van reken- en modeltechnieken

Een voorstudie van hydraulische verschijnselen is gebaseerd op de analyse van de hierna volgende Navier-Stokes vergelijking die

het gedrag van een onsamendrukbare vloeistof met constante viscositeit beschrijft.

Continuïteitsvergelijking:

$$\partial u / \partial x + \partial v / \partial y + \partial w / \partial z = 0 \quad (7-1)$$

Bewegingsvergelijking in x-richting

$$\rho \frac{\partial u}{\partial t} + \underbrace{(\rho u \frac{\partial u}{\partial x} + \rho v \frac{\partial u}{\partial y} + \rho w \frac{\partial u}{\partial z})}_{(2)} =$$

$$(1)$$

$$- \frac{\partial p}{\partial x} + \mu \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) - \rho g(x)$$

$$(3) \quad (4) \quad (5)$$

$$(7-2)$$

Soortgelijke vergelijkingen gelden in y- en z-richting (in y-richting wordt de x-snelheid vervangen door de y-snelheid v en in z-richting door de z-snelheid w), en er geldt $g(x) = g(y) = 0$ en $g(z) = g$ (zwaartekrachtversnelling).

De stroming beschreven door bovengenoemde vergelijkingen wordt volledig bepaald door de volgende begin- en randvoorwaarden:

- het snelheidsveld op $t = 0$
- de voorwaarden op de randen van het beschouwde gebied (aan- en afstromingsvoorwaarden, stroming door wanden is nul)
- de voorwaarden op het vrije wateroppervlak (druk is de atmosferische druk; en aan de bodem. Wordt de druk lager dan de dampdruk van water dan ontstaan cavitatiebellen) zie Knapp [45].

Hoewel berekeningstechnieken en modeltechniek naast elkaar worden behandeld zijn ze goeddeels in samenhang en simultaan gebruikt: de **berekening** om grootte-orden af te tasten en een parametergevoeligheid op te sporen en het **model** ter verificatie, voor het ontdekken van nieuwe componenten en verschijnselen en voor de bepaling van onbekende coëfficiënten die bij de berekening nodig zijn.

7.2.2. Rekenmodellen

7.2.2.1. Permanente stroming

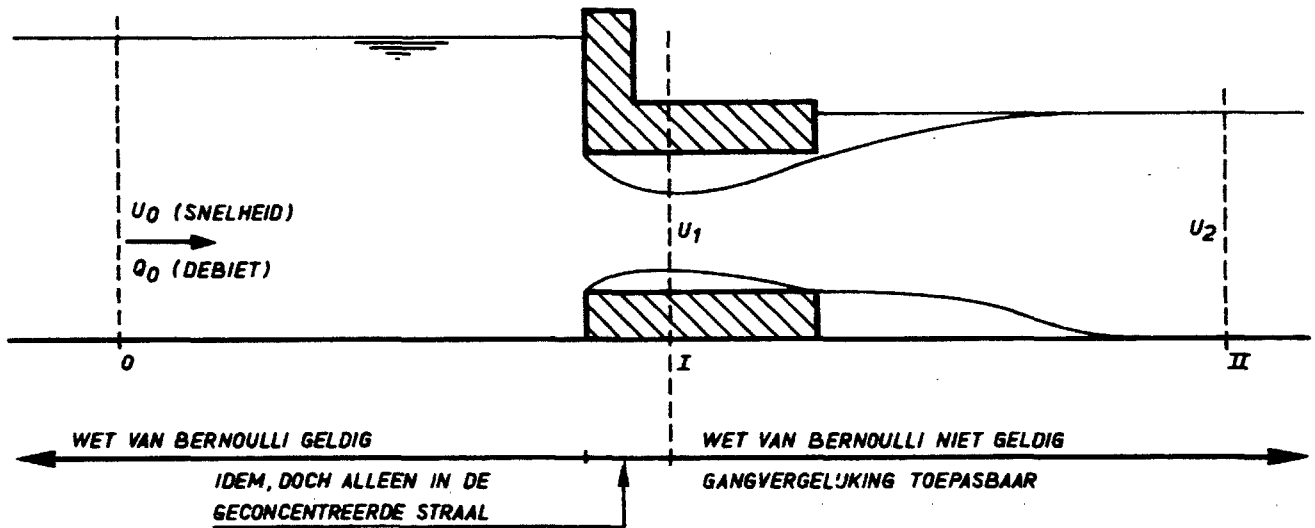
In de buurt van de stormvloedkering kan aangehouden worden dat wrijving langs bodem en wanden in het niet vallen ten opzichte van de weerstand die de stuw of de drempel zelf geeft (deze aanname is niet algemeen geldig).

Bovenstreams van de constructie versnelt de stroming totdat in de keel (of op de drempel) de hoogste snelheid is bereikt.

In het versnellingsgebied geldt, bij verwaarlozing van de wandwrijving, dat de stroming rotatievrij is en de 4^e term van de Navier-Stokes-vergelijking (de viscositeitsterm) wegvalt. De 1^e term (de locale-versnellingssterm) valt weg bij permanentie. Het blijkt dat dan het gehele gebied met een potentiaalstroming te beschrijven is waarbij de wet van Bernoulli geldt:

$$p/\rho g + z + u^2/2g = \text{constant}$$

$$(7-3)$$



Figuur 7-5:
Rekenmogelijkheden in versnellings- en vertragsgebieden

Potentiaalstromingen kunnen worden berekend via vierkantennetten (tekenmethode), via conforme transformatie en via de eindige elementenmethode; ook kan een elektrisch analogon worden toegepast.

In het vertragsgebied van de stroming kunnen, mits de stroming een duidelijk loslaatpunt heeft, met de impulswet (gangvergelijking) het energieverlies en/of de drukverschillen worden bepaald: (zie figuur 7-5)

In raai I en II zijn stroomlijnen bij benadering evenwijdig en niet gekromd en geldt een hydrostatische drukverdeling, met een drukhoogteverval Δz ($= \Delta p / \rho g$ gemeten op gelijke hoogte). Het krachtenverschil dat tussen de raaien I en II aanwezig is wordt gecompenseerd door het verschil in impuls per tijdseenheid:

$$\Delta \text{ Impuls/tijdseenheid} = \int_z \rho (u_1 - u_2) Q_0 dz \quad (7-4)$$

waarmee in combinatie met de continuïteitvoorwaarde Δ te berekenen is, en ook het energieverval tussen raaien 0 en II.

Levert de bodem een niet te verwaarlozen extra horizontale kracht op (schuifspanning), is de drukverdeling niet hydrostatisch, is de plaats van het loslaatpunt van de stroming niet te bepalen, of is de stromingscontractie (en dus u_1) niet te schatten dan is toepassing van modelonderzoek noodzakelijk.

Is de bodem horizontaal en is de impuls van de aanstroming bekend, dan is uit het verschil in hydrostatische druk in raai 0 en II en het impulsverschil ook de kracht te bepalen die de stuw op het water uitoefent.

Speelt de vrije waterspiegel geen rol, dan wordt de weerstand (en ook de liftkracht) van een voorwerp in stroming uitgedrukt als

$$F = C_w \left(\frac{1}{2} \rho U^2 \right) A \quad (7-5)$$

C_w = weerstandscoefficiënt [-]
 U = stroomsnelheid in de hoofdrichting [m/s]
 A = aangestroomd oppervlak [m²]

Dit komt voort uit de Navier-Stokes vergelijking waarbij alleen de termen (2) en (3) meespelen, en waarin v en w volledig gekoppeld zijn aan de hoofdsnelheid U (Δp tussen 2 punten = $\int \delta p$ is

evenredig met $\rho \int \delta \frac{1}{2} u^2$ en dus $p \propto \frac{1}{2} U^2$)

De invloed van de viscositeit wordt (door experimentele waarden hierin te betrekken) uitgedrukt door de verhouding tussen termen (2) en (4): Door alle afstanden x, y, z te relateren aan een normeringslengte L en alle snelheden aan een normeringssnelheid V volgt:

$$(2) / (4) = (\rho V^2 / L) / (\mu V / L^2) = \frac{\rho V L}{\mu} = \frac{V L}{\nu} = R_e \quad (7-6)$$

waarin:

ν = kinematische viscositeit [m²/s]
 VL/ν = Reynoldsgetal [-]

Is Re een groot getal dan is term (4) te verwaarlozen.

De permanente stroming heeft ook dynamische verschijnselen ten gevolge: vooral de energieverliezen ter plaatse van de constructie komen in eerste instantie tot uiting in extra turbulentie en wervelingen achter de constructie.

De dynamische krachten kunnen, evenals de weerstands- en liftkrachten, ook uitgedrukt worden in termen van $C' \cdot \frac{1}{2} \rho U^2 \cdot A$. De frequentie van excitatie (f) wordt bepaald door de snelheid waarmee wervels een bepaald punt passeren en door de wervelafstand. Aangezien de wervelafstand gerelateerd is aan de maten van de constructie (referentiemaat L) en de passeersnelheid aan de aanstroomsnelheid V kan gesteld worden dat:

$$N \propto V/L, \text{ ofwel } S = fL/V \\ = \text{functie van geometrie, } R_e \quad (7-7)$$

waarvan:

S = getal van Strouhal [-]

De waarde van S valt niet te berekenen, wel is het spectrum van S -waarden experimenteel bij één snelheid in een model vast te stellen en kan dan omgerekend worden naar het gehele snelheidsgebied in het prototype, althans zolang de vrije waterspiegel niet al te sterk verloopt ten opzichte van de gemeten toestand.

7.2.2.2. Golven en golfbelasting

Regelmatige golven

Lopende golf

De theorie voor lopende golven is af te leiden uit de Navier-Stokes vergelijking. Wanneer de invloed van de viscositeit wordt verwaarloosd (4^e term) wordt voldaan aan de voorwaarde die geldt voor een potentiaalstroming. De bijbehorende potentiaal moet voldoen aan de voorwaarde dat de watersnelheid aan de bodem geen verticale component heeft (bodem ondoorlatend). Aan het vrije oppervlak worden twee voorwaarden opgelegd, de zogenaamde kinematische en de dynamische randvoorwaarde.

De eerste voorwaarde koppelt de beweging van het wateroppervlak aan de beweging van de waterdeeltjes in het oppervlak, de tweede voorwaarde zorgt voor een evenwicht tussen de krachten die op het oppervlak werken.

De potentiaal die voldoet aan bovengenoemde randvoorwaarden is alleen te berekenen wanneer een aantal vereenvoudigingen worden aangebracht. Wordt bijvoorbeeld aangenomen dat de uitwijkingen van het wateroppervlak klein zijn ten opzichte van het stilwaterniveau dan is een oplossing mogelijk (de zogenaamde kleine amplitudetheorie). Zie appendix II voor het resultaat.

Bij grotere amplituden verandert de golfvorm (de top is hoger en smaller dan het dal, het midden tussen top en dal krijgt een nulverschuiving). De kleine amplitudebenadering is nu niet langer gerechtvaardigd zodat meer gecompliceerde benaderingen nodig zijn, zoals deze gehanteerd door Stokes (de zogenaamde hogere orde golftheorieën). De beschrijving van deze waterbeweging wordt ook in appendix II gegeven.

Staannde golf

Wanneer een golf een wand loodrecht treft wordt een extra randvoorwaarde opgelegd die stelt dat de snelheid loodrecht op deze wand nul moet zijn. Aan deze voorwaarde kan worden voldaan door een golf met gelijke amplitude, maar in tegengestelde richting lopend op de eerste gesuperponeerd te denken (door de linearisering bij kleine amplituden is superpositie mogelijk). Er ontstaat een staande golf; per definitie is bij deze toestand de reflectiecoëfficiënt gelijk aan één (reflectiecoëfficiënt is verhouding gereflecteerde en inkomende golf).

Is de gereflecteerde golf kleiner door energieverlies (bijvoorbeeld door het breken van de golf) dan ontstaat een interferentie van de heengaande en gereduceerde teruglopende golf. Er ontstaan geen staande golven, wel gebieden waar de golfamplituden minimaal en maximaal zijn. Uit de amplitudeverhouding is de reflectiecoëfficiënt te berekenen.

In het algemeen zullen golven niet loodrecht op de constructie inlopen; hoewel dit een goede benadering vormt voor de maatgevende omstandigheden lijken hoeken tot 30° ook mogelijk.

Bij schief inlopende golven kan voor een verticale wand langs theoretische weg het interferentiepatroon tussen inkomende en gereflecteerde golf worden bepaald. Moeilijker te bepalen is echter het golfbeeld in het geval waarbij de wand niet doorloopt zoals bij de schuiven aangebracht tussen de tussenwanden of pijlers. In die

gevallen is het golfbeeld globaal te benaderen wanneer naast terugkaatsing ook diffractie van golven rond de wand of pijlerkop mede in beschouwing worden genomen

Onregelmatige golven

Onregelmatige golven worden door wind opgewekt of ontstaan doordat ondieptes een regelmatige deining verstoren. Er worden twee beschrijvingswijzen simultaan toegepast. De eerste methode beschrijft de statistische kenmerken van het gemeten signaal.

Daartoe wordt van elke individuele golf het verschil tussen top en dal gemeten, waarna de gemeten waarden in de vorm van een histogram of overschrijdingslijn worden uitgezet. Hieruit kunnen dan karakteristieke grootheden worden afgeleid zoals:

$$\begin{aligned} \overline{H}_{2/3} &= \text{gemiddelde van de 33\% hoogste golven (significante golfhoogte) en} \\ H_{2/10} &= \text{hoogte die door 10\% van het aantal golven overschreden wordt.} \end{aligned}$$

Een nadeel van deze methode is dat niet direct aansluiting wordt gevonden met de bovengenoemde theorieën die het snelheidsveld en de druk in de golf beschrijven. Daarom wordt een tweede beschrijving toegepast, die uitgaat van het zogenaamde energiedichtheidspectrum (zie ook appendix I). Hierbij wordt verondersteld dat het signaal is opgebouwd uit periodieke functies:

$$\eta = A_1 \sin \omega_1 t + B_1 \cos \omega_1 t + A_2 \sin \omega_2 t + B_2 \cos \omega_2 t + \dots \quad (7-8)$$

waarin:

$$\eta = \text{Momentane uitwijking van het wateroppervlak ten opzichte van de stilwaterstand.}$$

Wanneer nu wordt verondersteld dat voor iedere component de amplitude klein is, dan kan voor iedere component de kleine amplitudetheorie worden gehanteerd. Door het lineaire karakter van deze theorie is het totale golfbeeld te beschrijven met een superpositie van deze oplossingen.

Wordt de maximale uitwijking gekwadrateerd en wordt van dit kwadraat het tijdsgemiddelde genomen, dan blijken alleen de \sin^2 en de \cos^2 termen een resulterende waarde op te leveren.

$$\overline{\eta^2} = (A_1^2 + B_1^2) + (A_2^2 + B_2^2) + \dots \quad (7-9)$$

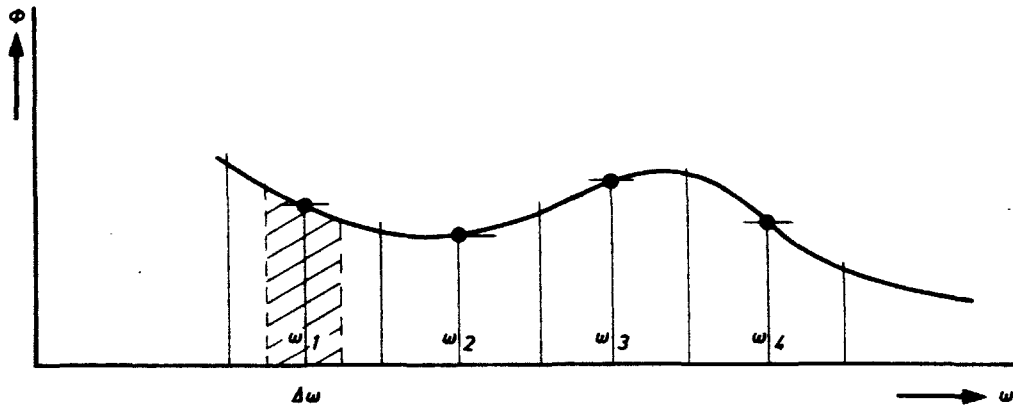
Wordt nu de resulterende amplitude a , behorende bij de frequentie ω_i bekeken, dan is het kwadraat gelijk aan $a^2_i = A^2_i + B^2_i$.

Nu wordt deze a^2_i representatief verondersteld voor al die frequenties die voorkomen in een gebied met breedte $\Delta\omega$, gelegen rondom ω_i . De spectrale dichtheid Φ_i wordt nu gedefinieerd als:

$$\Phi_i = a^2_i / \Delta\omega_i$$

De totale energie wordt nu gegeven door:

$$\int_0^\infty \Phi \, d\omega = \overline{a^2} \quad (7-10)$$



Figuur 7-6:
Definitie van het variantie- of energiedichtheidsspectrum

Een veel gebruikte vorm is om het genormeerde spectrum te hanteren met $\{\phi\}_{\Delta\omega} = 1$, en de „vergrotingsfactor” a^2 afzonderlijk te meten. Analoog aan de situatie bij regelmatige golven treedt ook hier reflectie op als de golf een wand treft. Door het onregelmatige karakter van het interferentiepatroon dat nu ontstaat, is het moeilijk rechtstreeks een reflectiecoëfficiënt te bepalen. Hiervoor wordt gebruik gemaakt van een methode, ontwikkeld door Ishida [46], die is aangepast voor gebruik op ondiep water, zie appendix III.

Golfbelasting bij reflectie op een wand

Regelmatische golven

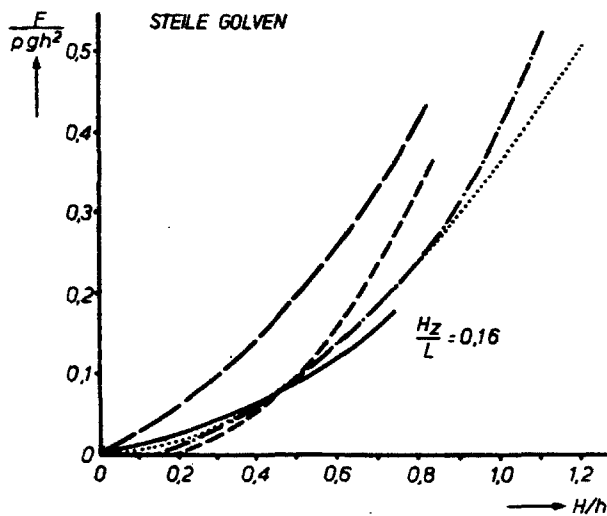
De drücken die ontstaan bij een verticale wand (volledig gereflecteerde golf) volgen uit superpositie van de drücken in de heen- en teruglopende golf (zie hiervoor appendix II). De 2^e orde theorie is vereenvoudigd uitgewerkt door Sainfrou [47].

Metingen geven overigens aan dat de kleine amplitude- of eerste orde theorie (behorend bij een sinusvormige waterspiegelvariatie) een betere benadering voor de krachten geeft dan de tweede orde theorie (zie figuur 7-7).

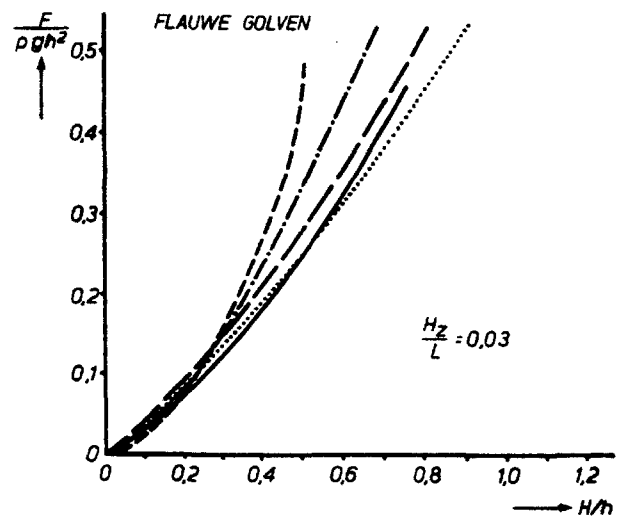
De theorie geeft geen houvast wanneer bij de reflecterende wand overslag optreedt, of wanneer meerdere reflecterende wanden achter elkaar en op diverse hoogten aanwezig zijn, zoals in het geval van de caisson-oplossing. In die gevallen dient modelonderzoek te worden uitgevoerd om de juiste grootte van de krachten te bepalen.

Meer in detail treden problemen op als de vorm van de constructie zodanig is dat de reflectiecoëfficiënt onbekend is of wanneer deze sterk waterstandsgevoelig is.

Daarnaast treden ook faseverschillen op tussen de belastingen op diverse onderdelen en tussen de belastingen in verschillende richtingen, hetgeen van belangrijke invloed kan zijn op de resulterende krachten en momenten.



- LEGENDA :
- SAINFLOU
 - - - VERBETERDE 2° ORDE THEORIE
 - · - MICHE (2° ORDE)
 - 1° ORDE THEORIE
 - MODEL



- LEGENDA :
- SAINFLOU
 - - - VERBETERDE 2° ORDE THEORIE
 - · - MICHE (2° ORDE)
 - 1° ORDE THEORIE
 - MODEL

Figuur 7-7:
Vergelijking berekende en gemeten golfkrachten op een verticale wand

Onregelmatige golven

Golfhoogte en periode variëren continu, dit manifesteert zich ook in de belastingen. De grootte van de belastingen zal evenals de golfhoogten weer te geven zijn met een kansdichtheidsfunctie, evenals de bijbehorende perioden.

Bovendien zijn de faseverschillen tussen de horizontale en verticale component en de bijbehorende momenten voor elke golf weer verschillend.

Met behulp van de hiervoor beschreven spectrale beschrijving kan uitgaande van de gemeten golf- en krachtsignalen, de overdracht tussen golf en kracht, zowel qua amplitude als fase worden bepaald.

Golfbelasting op een constructie van beperkte afmetingen (geen brekende golven)

Uitgaande van de eerste orde golftheorie (potentiaalstroming) is een procedure ontwikkeld waarbij eerst nagegaan wordt wat de waterbeweging is op de contouren van de constructie als de constructie er niet zou zijn. Verder is bekend wat een locale bron in water met beperkte diepte voor potentiaalveld opwekt, dit inclusief het effect van golfstraling. De contouren van de constructie worden verdeeld in n velden waarop een bronbelegging gedacht met sterkte q_n . Elke bron geeft ter plaatse van de andere velden een stroming. Bekend is dat de resulterende stroming (inclusief de invloed van de „aankomende” golf) door de wand gelijk nul moet zijn.

Dit levert n voorwaarden waarmee de bronsterkten q_n berekend kunnen worden. Met de definitie van de snelheidspotentiaal ($\mu = -\delta\Phi/\delta x$) kan uit de Navier-Stokes vergelijking worden afgeleid dat:

$$-p = \rho \partial\Phi/\partial t \quad (7-11)$$

Voor nadere uitwerking zie Berkhoff [48].

7.2.2.3. Snel variërende verschijnselen (trillingen, golven, cavitatie)

Trillingen

Bij trillingen moet onderscheid gemaakt worden tussen passieve trillingen (de excitatie wordt door turbulentie opgewekt, zie paragraaf 7.2.2.1.) en zelf-exciterende trillingen.

Bij passieve trillingen moet naast de excitatie ook rekening gehouden worden met de beïnvloeding van de massa, veerstijfheid en demping van de constructie door het water. De massakrachten zijn het grootst, maar de andere zijn toch niet geheel te verwaarlozen.

Toegevoegde watermassa

De Navier-Stokes vergelijking is bij snelle verschijnselen sterk te vereenvoudigen, doordat de drukken nagenoeg geheel bepaald worden door de eerste term $\int \delta u/\delta t$. Worden de andere termen weggelaten dan blijkt in de buurt van de trillende constructie een potentiaalstroom gegenereerd te worden:

$$\rho \partial u/\partial t = \rho \partial^2 \Phi/\partial t \partial x = -\partial p/\partial x \quad (7-12)$$

en dus geldt

$$-p = \rho \partial\Phi/\partial t = \rho \int (\partial u/\partial t) dx \quad (7-13)$$

De kracht F is evenredig met druk maal oppervlak

$$F :: L^2 \rho \frac{\partial\Phi}{\partial t} :: \rho L^3 \frac{\partial u}{\partial t} :: \rho L^3 \frac{\partial^2 x}{\partial t^2}$$

(7-14)

$\partial^2 x/\partial t^2 =$ versnelling van de constructie).

De kracht F is onafhankelijk van de trillingsamplitude en de frequentie, maar evenredig met de versnelling van de constructie en fungeert als extra of toegevoegde massakracht.

De toegevoegde massa is dus evenredig met ρL^3 . Omdat Φ eenduidig aan de momentane snelheid gerelateerd is, is de druk afhankelijk van de momentane versnellingen van de constructie.

De toegevoegde massa is ook te berekenen met

- het tekenen van een vierkantennet
- het toepassen van conforme transformatie
- een bron- en putbelegging (pulserend) langs de contouren (zoeken naar de algemene oplossing of door de invloed van elke bron apart te berekenen)
- de eindige elementenmethode.

Ook is bijvoorbeeld weer een elektrisch analogon bruikbaar (geen stroom door de bodem, trillende wand vervangen door stroombronnen en vrij oppervlak aan aarde leggen, zie [49]).

Waterdemping

Uit een analyse van de Navier-Stokes vergelijking blijkt, dat als op de permanente stroming $(u, v, w) = f(x, y, z)$ een fluctuatie wordt geïntroduceerd (met kleine amplitude) dat de uit-fase term (dat wil zeggen de $(\delta p/\delta x)$ term die evenredig en in fase is met de trillingsnelheid) door de 2^e term bepaald wordt.

$$\rho(u + u') \partial(u + u')/\partial x - \rho u \partial u'/\partial x$$

$$\approx \rho u' \partial u/\partial x + \rho u \partial u'/\partial x \quad (7-15)$$

Dat wil zeggen, als de referentiesnelheid V , de referentielengte L en de trillingsnelheid V' weer ingevoerd worden uit de Navier-Stokes vergelijking (zie ook [49]) volgt dat:

$$\partial p/\partial x :: \rho V V' \quad (7-16)$$

en dus de dempingskracht $k :: p \cdot A$ en ook

$$k :: (\rho A V) V' \quad (7-17)$$

De term $[A V]$ is dus een maat voor de waterdemping en deze is dus proportioneel met de watersnelheid.

In sommige gevallen speelt ook de energie-uitstraling door vrijoppervlaktegolven, of compressiegolven een rol (bij lage trillingsfrequenties).

Water-(veer)stijfheid

Een quasi-verhoging (of verlaging) van de stijfheid van de constructie komt voor bij:

- gedeeltelijk ondergedompelde constructies (ter vergelijking: stabiliteit van schepen)
- krachten als gevolg van een positieverandering van een constructie in stroming.

Zelf-exciterende trillingen

Hoewel verschillende soorten zelf-excitatie mogelijk zijn is vooral gekeken naar de trillingsgevoeligheid van schuiven bij kleine spleten (kleine hefopeningen of toevallige lekspleten). De trillingsgevoeligheid ontstaat als de trilling een spleetvariatie veroorzaakt. Door traagheid van de stroming ontstaat een wisselend extra verval over de spleet dat op zijn beurt de krachten op de schuif beïnvloedt. Indien de krachten die in de richting van de beweging werken hierdoor vergroot worden ontstaat een instabiel trillingsgedrag. Zie voor een behandeling van deze problematiek Kolkman [49].

Golfklappen

Een golfklap ontstaat als het vrije wateroppervlak de constructie zodanig raakt dat het water opgesloten zit en, bij onsamendrukbare vloeistof, oneindig snel afgeremd zou moeten worden. Dit is bijvoorbeeld het geval als het golfvoortfront parallel is aan een vlak van de constructie; het water dat in voorwaartse richting beweegt moet plotseling zijdelings weg. Bij een constructie met verticale wanden treden alleen klappen op als de golven door het breken (ondiep voorland of talud) een min of meer verticaal front hebben. Naar voren hellende constructiedelen hebben, ook bij diepwatergolven, een vergrote trefkans.

Wordt gemakshalve voorlopig nog uitgegaan van een onsamendrukbaar vloeistof, dan is het duidelijk dat in de Navier-Stokes vergelijking de $(\rho \delta u / \delta t)$ term de bepalende factor is voor deze drukken. Nu geldt weer dezelfde beschouwing als bij berekening van de toegevoegde massa is gehouden, namelijk dat de oplossing van de waterbeweging een potentiaalstroming is, die gesuperponeerd kan worden op de oorspronkelijke watersnelheden (vlak voordat de klap optreedt). Aangenomen wordt bij de berekening dat de golf gedurende de korte klapduur gefixeerd is en dat de wand als het ware met een bepaalde snelheid (= de golfsnelheid) de golf raakt.

Uit de potentiaalstroming volgt weer (evenals bij de toegevoegde massa) dat de druk evenredig is met de versnelling van het water. De evenredigheidsfactor hier is de dikte van de "toegevoegde waterlaag", die L genoemd wordt. Deze toegevoegde laagdikte moet de snelheidsverandering ondergaan. Bij plotseling afremmen worden de wanddrukken in deze beschouwing oneindig groot, bij iets langzamer afremmen volgt uit de impulsvergelijking

impuls =

$$\int p dt = \text{massa} \times \text{snelheidsverandering}$$
$$= \rho L^3 \Delta V \quad (7-18)$$

Uit de potentiaaltheorie volgt wel de grootte van de impuls $\int p dt$, maar niet de klapprootte als zodanig. Voor constructies die traag zijn (lage resonantiefrequenties hebben) is de impuls een maat voor de uitwijking en de spanningen.

Voor stijve constructie-onderdelen moet echter ook het drukverloop bekend zijn.

Opmerking

Doordat de berekening van de impuls bij golfklappen parallel loopt aan die van de bepaling van de toegevoegde watermassa kan ook van elkaars oplossingen gebruik worden gemaakt. Een strip die op het water valt (of een scheefstaande strip die door een golf geraakt wordt) heeft als toegevoegde massa de helft van de toegevoegde massa van een strip in oneindig water waarvoor gegevens bekend zijn. Dus de impuls wordt gegeven door:

$$\int \text{kracht} dt = m_w \Delta V \quad (7-19)$$

Een mogelijkheid om vanuit de berekende impuls $\int p dt$ de druk te berekenen is, om in geval dat het wateroppervlak niet geheel parallel is met de geometrie van de constructie, een tijdsduur te schatten waarin het water over de gehele hoogte de constructie raakt (de zg. stijgtijd) en waarin de lucht wordt weggedrukt ("ventilated shock") en vervolgens een lineair verloop van de druktoename aan te nemen.

Een bovengrens van de druk wordt benaderd door de compressibiliteit van het water in beschouwing te nemen, de zogenaamde "Waterhammer shock" die optreedt indien het wateroppervlak en de constructie elkaar parallel raken. Evenals bij waterslagberekeningen wordt gevonden geldt:

$$p = \rho c V \quad (7-20)$$

waarin:

c = voortplantingssnelheid van een schokgolf in water. [m/s]

Een reductie van de druk wordt verkregen door de constructie ook als een halfruimte te zien waarin zich een drukgolf voortplant. De aldus berekende bovengrens voor de drukken is echter nog 5 à 10 maal groter dan ooit bij (natuur- en model-) metingen is gevonden. Een grote reductie van de druk wordt bereikt door een zeker luchtgehalte aan te nemen dat als vrije bellen in het water zit. Bij een paar procent lucht daalt de c_{water} nauwelijks terwijl het water veel meer samendrukbaar wordt; de c kan dalen van 1400 tot minimaal 35 m/s en daarmee kan ook de maximale druk 40x verkleinen. Alleen natuurmetingen kunnen op dit punt meer houvast bieden (golfklapmetingen en/of vrij luchtgehaltemeting), doch deze zijn zeer schaars.

Een geval dat zich enigszins leent voor berekening is de situatie waarbij door de golf een luchtvolume wordt ingesloten. De toegevoegde waterlaagdikte en de compressibiliteit van de luchtinsluiting vormen als het ware een massaveersysteem waarvan de beginsnelheid gegeven is. Ook als de lucht sterk wordt ingedrukt (niet-lineaire veer) dan is de maximale druk te berekenen (de zg. "compression shock").

Als een schatting gemaakt wordt van de warmtegeleiding kan bij de berekening ook nog nagegaan worden wat het effect is als adiabatische compressie (waarbij de lucht door het comprimeren opwarmt) of isotherme compressie wordt aangenomen.

Bij alle berekeningen van golfklapverschijnselen is de absolute nauwkeurigheid gering; zij hebben bovendien een enigszins speculatief karakter. Vaak wordt door resultaten van modelonderzoek en berekening tezamen te beschouwen een beter resultaat bereikt. Tijdens het onderzoek aan de stormvloedkering zijn op dit punt nog enige nieuwe gezichtspunten naar voren gekomen. Bij het insluiten van een luchtvolume kon namelijk visueel bij modelonderzoek een indruk van de grootte hiervan verkregen worden, terwijl ook de resonantieperiode van het waterluchtsysteem houvast gaf om de initiële condities vlak voor de klap te bepalen. Zijn deze bekend dan kunnen ook de klappen in prototype berekend worden (zie WL M1335 en appendix IV).

Cavitatie

Bij de studies is nagegaan of er door stroming plaatselijk dusdanig lage drukken kunnen ontstaan dat cavitatie mogelijk is. Cavitatie moet als het enigszins kan vermeden worden omdat imploderende bellen schade kunnen geven en omdat een damp/water mengsel de stroming instabiel kan doen zijn.

Er is gebruik gemaakt van diverse literatuurbronnen, alsmede van een door het Nederlands Scheepsbouwkundig Proefstation gedane studie aan de hand van eigen meetgegevens. De studies hebben betrekking op een enkele staaf in de stroming, terwijl de toepassing voor roosterbalkschuiven of hefschuiven relevant is.

De resultaten werden te dien einde omgewerkt.

Bij de analyse van gegevens van experimenteel onderzoek wordt ervan uitgegaan dat de geometrie van het stroombeeld alleen afhangt van het Reynoldsgetal (viscositeitsinvloed).

Alle drukverschillen (ook turbulente) zijn aan elkaar gerelateerd door ρV^2 . Nemen we nu aan dat op één (onbekend) punt op een (onbekend) moment een zodanig lage druk heerst dat daar net de dampspanning wordt onderschreden, dan neemt men aan dat dit de grens is waarbij een cavitatiebel gaat ontstaan.

Nemen we nu een referentiepunt waar de turbulentie gering is en waar de waterdruk en -snelheid goed gedefinieerd zijn (meestal wordt hiervoor een punt in het ongestoorde snelheidsveld bovenstrooms van het voorwerp genomen) dan is op dit punt de druk een factor $\frac{1}{2} \sigma_c \rho V^2$ boven de dampspanning. De factor

$$\sigma_i = (p_{\text{ref.}} - p_{\text{damp}}) / \frac{1}{2} \rho V_{\text{ref.}}^2 \quad (7-21)$$

wordt nu experimenteel bepaald door bij het begin van cavitatie de druk en de snelheid in het referentiepunt te meten.

Voor toepassing van dergelijke resultaten voor bijvoorbeeld de roosterschuiven is het beter een referentiepunt te nemen dat qua cavitatiegevoeligheid geen invloed heeft van het feit of er één of meer balken zijn. Hiervoor is de druk en snelheid in de nauwste keeldoorsnede genomen. Bij de gepubliceerde onderzoeken aan één enkele balk, zijn ook drukken vermeld zodat σ_c omgewerkt kon worden naar dit nieuwe referentiepunt.

7.2.2.4. Grondwaterstroming

Berekeningen van grondwaterstroming tijdens de onderzoeksfase zijn slechts beperkt uitgevoerd en alleen met het doel om een globale indruk te krijgen van de drukverdeling onder de caissons. Daarbij werd steeds uitgegaan van een incompressibel korrelskelet van de grond.

Kenmerkend voor grondwaterstroming is dat de weerstand die het water ondervindt in de grond volledig domineert over de drukgradiënten voor vrije waterstroming zoals die volgen uit de Navier-Stokes vergelijkingen. In de poriën van een zandpakket is de stroming laminair, zodat de weerstand lineair is met de watersnelheid. Voor een beschrijving van stromingstypen en -condities in poreuze media wordt verwezen naar paragraaf 6.2.1. Wordt de grondwatersnelheid gedefinieerd als de doorvoer (debiet) per eenheid van oppervlak dan wordt de bewegingsvergelijking (in x-richting):

$$- \frac{\partial p}{\partial x} = \rho K^{-1} g u \quad (7-22)$$

waarin:

$$K = \text{doorlatendheidscoëfficiënt} \quad [\text{m/sec}]$$

De betekenis van de symbolen is dezelfde als in paragraaf 7.2.2.1. bij de omschrijving van de Navier-Stokes vergelijking is gebruikt. De doorlatendheidscoëfficiënt K van grond is afhankelijk van de grondsamenstelling en de temperatuur (viscositeit) van het water. Bij luchtinsluiting kan K sterk variëren.

Bij de studie van de stormvloedkering werd ervan uitgegaan dat onder de caissons de grond volledig met water verzadigd is. De bewegingsvergelijking blijkt weer te schrijven te zijn (met $\Phi = p/\rho g + z$) als:

$$u = -K \frac{\partial \Phi}{\partial x} \quad (\text{idem in } y\text{- en } z\text{-richting}) \quad (7-23)$$

De Φ is vergelijkbaar met de potentiaal van de stroming, zodat ook

bij grondwaterstroming alle oplossingsmiddelen als genoemd in paragraaf 7.2.2.3. weer ter beschikking staan. Bij niet permanente stroming is ook Φ een functie van de tijd.

Hoewel bij zeer snelle verschijnselen de term $\int \delta u / \delta t$, analoog als in de Navier-Stokes vergelijking, een rol kan spelen is dit niet in de beschouwing meegenomen. Omdat bij dezelfde drukverdeling in de ruimte, maar nu met dominerende $3\delta u / \delta t$ term een gelijk stroombeeld ontstaat als bij de stationaire stroming, wordt de drukverdeling door het weglaten van de traagheidsterm niet beïnvloed.

De in appendix II aangegeven uitdrukkingen voor de druk in het golfveld kunnen als randvoorwaarde aan de bodem worden ingevoerd.

Voor een lopende golf is de amplitude van de drukgolf op een diepte z beneden de bodem hierbij gegeven door de uitdrukking

$$p = \hat{p}_0 e^{k(z+h)} \cos(kx + \omega t) \quad (7-24)$$

$$\text{met } k = 2\pi/L \quad [1/\text{m}]$$

$$\omega = 2\pi/T \quad [1/\text{s}]$$

$$h = \text{waterdiepte} \quad [\text{m}]$$

$$\hat{p}_0 = \text{amplitude van de drukgolf} \quad [\text{N/m}^2]$$

In de nabijheid van gecompliceerde constructies, waarbij ook driedimensionale effecten een rol spelen, is een analytische oplossingsmethode niet beschikbaar.

Voor die gevallen is, uitgaande van de in paragraaf 7.2.2.2. beschreven rekenmethode een numerieke oplossingstechniek ontwikkeld, waarbij wederom een stelsel bronnen op de omtrek van de constructie zijn aangebracht.

Bovengenoemde theoriën gaan uit van de aanname dat het korrelskelet niet vervormt, is dit wel het geval dan zal aan de continue teitsvergelijking een term moeten worden toegevoegd die de extra berging als gevolg van deze vervorming in rekening brengt, hetgeen leidt tot de vergelijking

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} - \frac{1}{c} \frac{\partial p}{\partial t} = 0 \quad (7-25)$$

$$c = \text{consolidatiecoëfficiënt} \quad [\text{m}^2/\text{s}]$$

Voor eenvoudige geometrieën kunnen hiermee de grondwaterdrukken berekend worden. De waarde van c blijkt vooral bij fijn zand, zoals dat in de Oosterschelde voorkomt, een belangrijke rol te spelen.

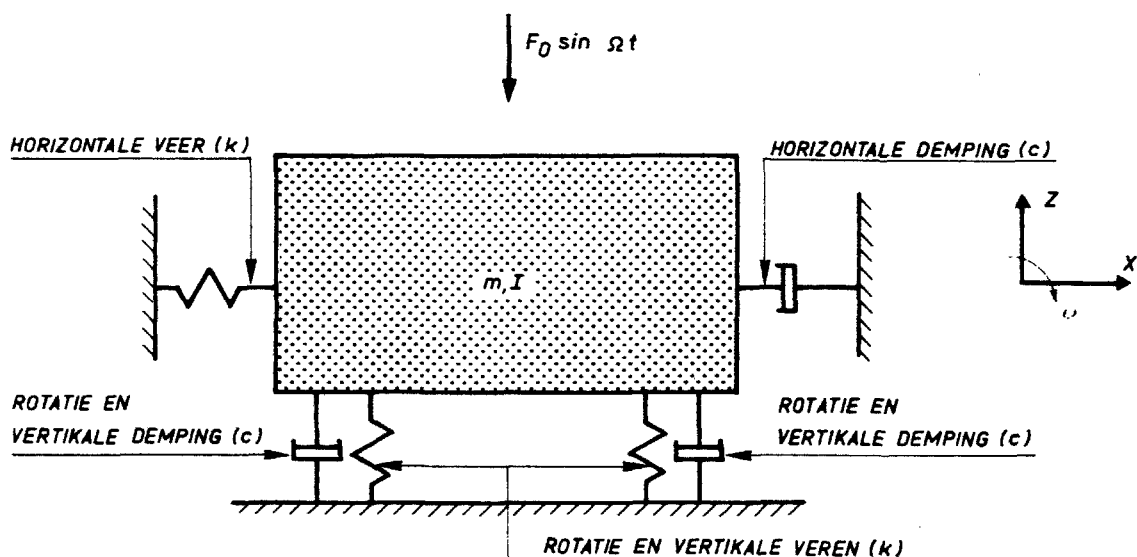
7.2.2.5. Het dynamisch gedrag van grond

In het kader van het hydraulisch onderzoek werd niet speciaal naar de grondmechanische aspecten gekeken (zie hiervoor deelnota III).

Wel was het voor het hydraulisch onderzoek naar dynamische belastingen nodig om een globaal inzicht te hebben in de resonantiefrequenties en de demping van de constructie en zijn onderdelen. Bij modelonderzoek naar golfklappen wordt bijvoorbeeld de eis gesteld dat het model in verhouding veel stijver is dan het prototype. Daarom is, in samenwerking met TNO/IBBC in de literatuur gezocht naar vuistregels voor de dynamische stijfheid en demping van de grond.

Deze werden o.a. gevonden in [50], terwijl bij het genoemde instituut ook eigen gegevens beschikbaar waren die deze regels enigszins bevestigen [51].

Het gedrag van met water verzadigde en droge grond is zeer verschillend van elkaar, hierover is echter weinig bekend. De traagheidseffecten van de grond (toegevoegde grondmassa) zijn hierbij niet in rekening gebracht; omdat deze de stijfheid niet beïnvloeden en wel de resonantiefrequentie van het systeem (constructie +



Figuur 7-8:
Schematisatie pijler op put tot gedempt massa-veersysteem in x- en z-richting

water + grond) verlagen lijkt het weglaten van het grondmassa een veilige aanname.

De eigenfrequentie voor translatie van de constructie kan berekend worden met:

$$\omega_{x,z} = \sqrt{k_{x,z} / m} \text{ (rad/s) en voor rotatie met } \omega_{\psi} = \sqrt{k_{\psi} / I} \text{ rad/s}$$

Bij de gevonden gegevens blijkt dat bij snel fluctuerende belasting het afvoeren van de belasting naar de grond vooral plaatsvindt via de gronddeemping.

Deze hangt weer samen met uitstralende golven (compressie, schuifspannings- en Rayleighgolven die door de zwaartekracht bepaald worden).

Voor de gebruikte formules zie appendix V.

7.2.2.6. Het gedrag van de constructie

De constructie geschematiseerd tot een enkelvoudig lineair massaveersysteem

Het dynamisch gedrag van een constructie is afhankelijk van stijfheden, massa's en demping van een groot aantal elementen, zodat beschrijving van het dynamisch gedrag bij trillen of golfklappen zeer complex wordt.

De theorie van de „eigen-functies” biedt de mogelijkheid tot een meer overzichtelijke aanpak die meer inzicht verschaft. Dit is met name in een vooronderzoekstadium van groot belang. De eigenfunctie theorie is erop gebaseerd dat er een superpositie is van een reeks eigentrillingen, die weer stuk voor stuk gekoppeld zijn aan één eigenfrequentie (eigenfrequentie is dan identiek aan de resonantiefrequentie als de demping nul is).

Bij de eigentrilling behoort een eigentrillingsvorm (bedacht moet worden dat in de eigentrilling alle constructiedelen in fase trillen, met een bepaalde amplitudeverhouding. De maximale uitwijking en de nuldoorgangen vinden voor alle delen gelijktijdig plaats).

De eigentrillingsvorm zou ook statisch te verkrijgen zijn door er een zogenaamde eigenbelasting (dit is een bepaalde belastingsverdeling) op te plaatsen. Wordt de constructie belast met deze eigenbelasting die met de tijd varieert, dan is de responsie van de constructie identiek aan die van een enkelvoudig massaveersysteem met gelijke resonantiefrequentie en gelijke statische doorbuiging als die van de niet geschematiseerde constructie.

Door nu een werkelijke belasting te ontbinden in eigenbelastingen, kan met de bekende responsie van elk van deze belastingen de gesommeerde responsie berekend worden. Voor een complete berekening moet, als de verdeling van de uitwendige belasting met de tijd varieert, een ingewikkelder procedure worden toegepast. Deze beschouwing leidt ertoe dat, als enige lagere eigenfrequenties en bijbehorende trillingsvormen berekend zijn (wel moet gerekend worden met de invloed van meotrillende water- en grondmassa) vrij snel een schatting van de bijbehorende eigenbelasting is te maken.

Deze methode is ook een hulpmiddel om de hydraulische modellen van elastische constructies te schematiseren tot een enkelvoudig massaveersysteem.

Het is vaak onzeker welke dempingswaarde voor de diverse eigentrillingen ingevoerd moet worden; theoretisch geldt het superpositiebeginsel alleen bij lineaire demping die op elk constructie-element aangrijpt en die in grootte evenredig is met de massa of met de stijfheid van het betreffende constructie-element.

Bij de volgende punten wordt alleen de responsie van een enkelvoudig massaveersysteem op diverse belastingtypen aangegeven.

Responsie op periodieke belasting

De responsie volgt uit de oplossing van de bewegingsvergelijking van de constructie:

$$m \frac{d^2 x}{dt^2} + c \frac{dx}{dt} + kx = F_0 e^{i\omega t} + \epsilon = F \quad (7-26)$$

(F = uitwendige belasting, x = uitwijking, m = massa, k = veerconstante).

De oplossing is periodiek en is te schrijven als $x = X_0 e^{i\omega t}$ (als F_0 = reëel, x = complex) met:

$$x = F / (-m\omega^2 + i c \omega + k) \quad (7-27)$$

De amplitude van x wordt:

$$x_0 = F_0/k \sqrt{(1 - \omega^2/\omega_n^2)^2 + 4\zeta^2\omega^2/\omega_n^2} \quad (7-28)$$

$$\text{of } \frac{F_0}{k} V(\omega)$$

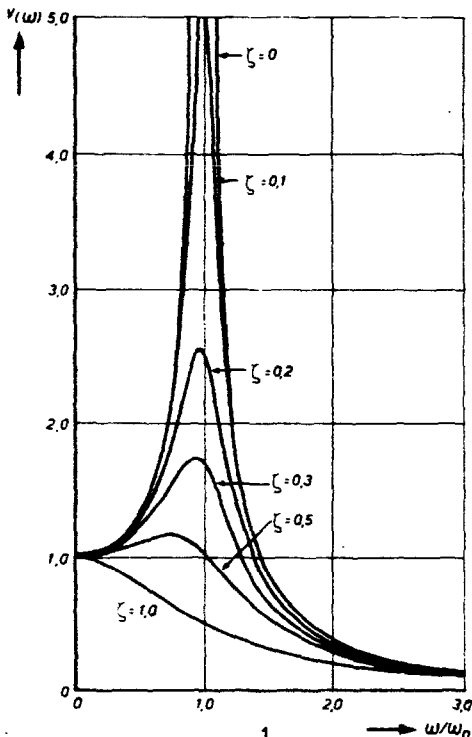
waarin:

$\omega_n = \text{eigen frequentie} = \sqrt{k/m}$,

$\zeta = \text{relatieve demping} = c/2\sqrt{km}$.

$\zeta = 1$ is de maximale waarde van de relatieve demping waarbij een vrije trilling nog net wel of net niet een nuldoorgang heeft (zie figuur 7-9 voor $V(\omega)$).

Voor $0 < \zeta < 1$ is de eigenbeweging oscillerend. Indien $0 > \zeta > 1/2\sqrt{2}$ is bovendien de opslingeringsfactor ≤ 1 . Voor $\zeta \geq 1/2\sqrt{2}$ is deze opslingeringsfactor ≤ 1 , dat wil zeggen dat het systeem de grootste uitwijking heeft bij de statische belasting.



$$H(\omega) = \frac{1}{\sqrt{(k - m\omega^2)^2 + (c\omega)^2}} \quad (7-29)$$

waarmee

$$x_{\text{dyn}} = H(\omega) F(\omega) = V(\omega) \frac{F(\omega)}{k} \quad (7-30)$$

$$\text{Verhogingsfactor } V(\omega) = \frac{x_{\text{dynamisch}}}{x_{\text{statisch}}}$$

Figuur 7-9: Verhogingsfactor $V(\omega)$ als functie van ω/ω_n en ζ

Responsie op een stochastische belasting

Lang niet altijd is het mogelijk de belasting als functie van de tijd volledig te voorspellen.

In vele gevallen is de belasting namelijk een tijdsproces, dat tot stand komt door een min of meer chaotische opeenvolging van deelprocessen, ieder van een beperkte tijdsduur in de vorm van golfgroepen, windvlagen en dergelijke.

Men spreekt dan van een stochastisch proces. Een stochastisch proces bestaat in de regel uit een systematisch aandeel en een er-

ratisch aandeel. Het systematische aandeel is het tijdsgemiddelde van het proces, het erratische aandeel wordt gevormd door de afwijkingen van het systematische aandeel. Het tijdsgemiddelde van het erratische aandeel is dan per definitie nul.

Een zuiver erratisch proces, dus met een tijdsgemiddelde gelijk aan nul, wordt ruis genoemd.

De responsies op het systematische en het erratische deelproces zijn afzonderlijk te behandelen.

Het erratische aandeel in de belastingen wordt ruisexcitatie genoemd.

Responsie op ruisexcitatie

De ruisexcitatie wordt, evenals bij onregelmatige golven is besproken (paragraaf 7.2.2.2.) uitgedrukt in een spectrale dichtheidsfunctie. Bij excitatie door turbulentie blijkt dit min of meer een continue functie te zijn. De functie maal Φ een bandbreedte $\Delta\omega$ is een maat voor het kwadraat van de excitatie-amplitude in dit frequentiegebied, en vermenigvuldigen met de responsiecurve gekwadrateerd geeft dan weer een functie Φ' , die een maat is voor de gekwadrateerde uitwijkingamplitude.

Aangezien de responsefunctie zoals die bij periodieke excitatie is behandeld, bij niet te grote demping al een grote opslingering geeft in de buurt van de eigenfrequentie, zal dit nog extra met het kwadraat van deze functie het geval zijn.

Het blijkt dat als de functie Φ met de overdrachtsfunctie tot Φ' getransformeerd wordt, alleen die waarde van Φ van belang is die in de buurt en op de resonantiefrequentie gevonden wordt; dit is per definitie $\Phi(\omega_n)$.

De responsie wordt nu (zie [51]):

$$\overline{x^2} = \pi\omega_n \Phi(\omega_n) / 4k^2\zeta \quad (7-31)$$

Het kan voorkomen dat de functie een extreem hoge piek vertoont buiten het ω_n gebied; alleen als deze lager is dan de ω_n kan dit nog een bijdrage aan de uitwijking leveren.

Een techniek die wordt toegepast om uit metingen na te gaan hoe uitgebreid de belasting is, is de zogenaamde kruiscorrelatie. Bij ruisexcitatie is de bewerking een statistische; hoewel de belasting stochastisch is, blijven de statistische kenmerken stationair.

In plaats van bij autocorrelatie op verschillende punten de amplitude van de belastingen in het kwadraat (F_1^2) te nemen, wordt bij de kruiscorrelatie de momentane belastingamplitude in het ene punt maal die in een ander punt genomen en wordt hiervan weer het tijdsgemiddelde bepaald (F_1F_2).

Is de belasting volledig gespreid dan komt hier weer F^2 uit, anders wordt een kleinere waarde gevonden dan $\sqrt{F_1^2F_2^2}$, dit is de kruiscorrelatie. Wordt deze procedure gedaan voor afzonderlijke $\Delta\omega$ gebieden dan wordt gesproken van de co-variantie.

Responsie op een stootbelasting

Uit de vergelijking van het enkelvoudig massaveersysteem

$$m \frac{d^2x}{dt^2} + c \frac{dx}{dt} + kx = F(t) \quad (7-32)$$

kan voor twee gevallen de responsie eenvoudig berekend worden. Daartoe wordt gebruik gemaakt van de algemene oplossing van

$$m \frac{d^2x}{dt^2} + c \frac{dx}{dt} + kx = 0 \quad (7-33)$$

Dit is:

$$x = e^{-\zeta\omega_n t} (X_1 \sin \omega t + X_2 \cos \omega t) \quad (7-34)$$

Deze oplossing kan op elke particuliere oplossing gesuperponeerd worden.

De eerste oplossing die direct gevonden wordt is als een kortduurende impuls $\int F dt = I$ (impuls) waarbij I een eindige en dt een zeer kleine waarde heeft. Na het aangrijpen is er weer de vrije trilling waarvan de beginwaarde $x = 0$ en $dx/dt = V_0$. De waarde V_0 volgt uit de impulswet

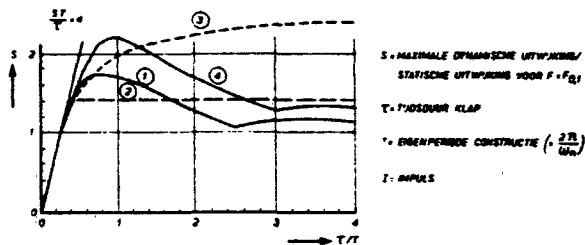
$$\text{Impuls} = d(mv) = m(V_0 - 0) = mV_0 \quad (7-35)$$

Aangezien elke klap opgebouwd gedacht kan worden uit een groot aantal kleine impulsen, en bovendien het superpositiebeginsel geldt (lineair systeem), kan met deze oplossing de responsie op een willekeurige klap berekend worden.

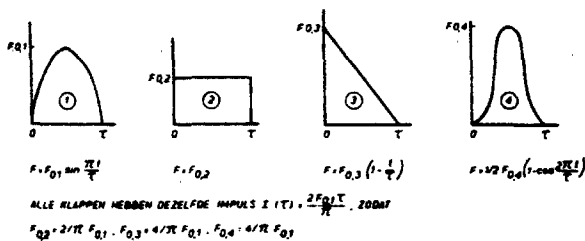
Ook eenvoudig te bepalen is de responsie op een kracht die een stapfunctie is $F = F_0$ voor $t > 0$ en $F = 0$ voor $t < 0$. Er ontstaat een nulverschuiving $x_0 = F_0/k$, waarop weer de vrije trilling gesuperponeerd wordt. De beginvoorwaarden zijn $t = 0$, $x = 0$ en $dx/dt = 0$.

Voor verschillende klapvormen is bekend welke stootfactor (interne veerkracht/externe kracht) kan ontstaan. (zie figuren 7-10^a en 7-11 en [53]).

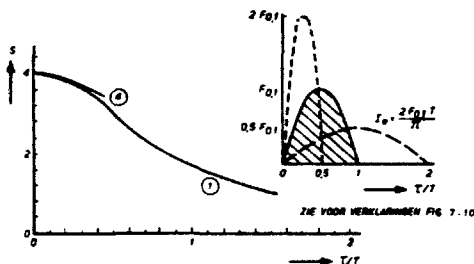
Uit figuur 7-10^a blijkt dat voor klapduren korter dan 30% van de triltijd van de constructie de klapvorm geen invloed meer heeft. Nadert de klaptijd tot 0 dan wordt de dynamische uitwijking maximaal (zie figuur 7-11), waarop voor klapvormen 1 en 4 de factor S is uitgezet bij gelijkblijvende eenheidsimpuls I_0 .



Figuur 7-10^a:
(constructiereacties)



Figuur 7-10^b:
Klapvormen met gelijke impuls als functie van τ .



Figuur 7-11:
Constructiereacties voor klap 1 en 4 (figuur 7-10) met impuls onafhankelijk van τ .

Voor meervoudige massaveerssystemen is veel materiaal te vinden in de onderzoeksresultaten van de spuisluis in het Harinvlief. het TNO-IWECO rapport [54] en het RWS rapport [55] bevatten hiervan het een en ander.

Teruggekoppelde (zelf-exciterende) trillingen

Van terugkoppeling wordt gesproken als de beweging van de constructie de stroming zodanig beïnvloedt dat de mede daardoor ontstane krachten de beweging van de constructie verder activeert.

Omdat zowel de vergelijkingen van het mechanische systeem als van de stromingen bij kleine amplituden van de beweging te linearijseren zijn, ontstaat voor het gekoppelde systeem een hogere orde lineaire differentiaalvergelijking. Dit wil zeggen dat het systeem exponentieel opslingert.

Zelf-excitatie ontstaat bij schuiven doordat bij trilling de doorstroombopening en de lekspalten met de tijd variëren. Hierdoor ontstaan debietfluctuaties (bij langzame trillingen in fase met trillingsuitwijking x). De traagheid van het water geeft extra drukken ter weerszijde van de schuif evenredig met de afgeleide (naar tijd) van de debietfluctuaties. Bij langzame trillingen zijn deze drukken evenredig met $\delta x/\delta t$. Afhankelijk van de vormgeving kunnen nu krachten ontstaan in de richting van of tegengesteld aan de bewegingssnelheid van de constructie. De hiermede samenhangende energie-overdracht van het water naar de constructie of omgekeerd resulteert in zelf-excitatie respectievelijk demping. Het blijkt dat een eerste indicatie voor opslinging is de analyse van de stromingskrachten bij verschillende spleetgroottes, onder aannme van een constant debiet. Ontstaan er nu krachtvariaties in fase met de trilling dan is dit een indicatie voor instabiliteit. Zie verder Kolkman [49] voor een hiervan.

7.2.3. De techniek van hydraulische modellen ten behoeve van krachten- en trillingsonderzoek

Modeltechniek heeft bij het vooronderzoek van de stormvloedkering een onmisbare rol gespeeld. Doordat er reproductiewetten (schaalregels) af te leiden zijn is het mogelijk modellen te maken waarin alleen de randcondities van de stroming worden ingevoerd (bodemconfiguratie, debieten, snelheidsverdeling en -richting, waterstanden). De gegevens in het gebied tussen de randen zijn nu uit metingen te bepalen en via de schaalregels weer naar het prototype om te rekenen.

De voornaamste schaalregels worden hieronder gegeven, en tevens wordt aangegeven welke beperkingen de modeltechniek heeft.

7.2.3.1. Schaalregels, algemeen

De modeltechniek gaat ervan uit dat het mogelijk is de stroming kinematisch te reproduceren, dat wil zeggen dat bij geometrische verkleining er een éénduidige tijd en snelheidsschaal is die niet plaatsgebonden is: tijdschaal = lengteschaal/snelheidsschaal.

Uit de Navier-Stokes vergelijking is af te leiden dat alle krachten die versnelling van waterdeeltjes ten gevolge hebben (drukgradiënten, visceuze schuifspanning, zwaartekrachtinvloed bij vrije waterspiegel) zich tot elkaar op gelijke wijze moeten verhouden in prototype en in model. De drukkenschaal is nu te bepalen uit de Navier-Stokes vergelijking door de $\delta p/\delta x$ -term aan één van de andere termen te relateren. Omdat vaak de stationaire stromingskrachten maatgevend zijn wordt de term $\rho u \frac{\delta u}{\delta x}$ genomen. Het verhoudingsgetal:

$$\left(\frac{\delta p}{\delta x}\right) / \left(\rho u \frac{\delta u}{\delta x}\right) = p/\rho u^2 \quad (7-36)$$

wordt in een model dus ook gereproduceerd, en hiermede ligt de drukkenschaal vast.

De eis dat alle krachten een juiste verhouding tot elkaar moeten behouden wordt uitgedrukt in de eis dat een aantal dimensieloze kentallen gelijktijdig gereproduceerd worden.

a. *Het Froudegetal*

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gL}} \quad (7-37)$$

(V = referentiesnelheid waaraan alle locale snelheden worden gerelateerd, L = referentielengte, g = zwaartekrachtversnelling).

Dit getal geeft de verhouding tussen de traagheidskrachten van de waterdeeltjes ten opzichte van de zwaartekracht. De zwaartekracht is van belang bij stroming met een vrije waterspiegel met een helling of een sprong.

b. *Het Reynoldsgetal*

$$Re = VL/\nu \quad (7-38)$$

(ν = kinematische viscositeit).

Dit is de verhouding tussen traagheids- en visceuze schuifkrachten.

c. *Het Webergetal*

$$We = \rho LV^2/s \quad (7-39)$$

(s = oppervlaktespanning).

Dit is de verhouding tussen traagheidskrachten en de kracht tengevolge van de oppervlaktespanning. De laatste heeft alleen invloed bij een sterk gekromd vrij wateroppervlak (zeer korte golven, bellen, capillair).

d. *Het Thomasgetal*

$$\sigma = \frac{p - p_{damp}}{\frac{1}{2}\rho V^2} \quad (7-40)$$

Dit getal geeft aan welke reservedruk aanwezig is ten opzichte van de drukverschillen in het water die door stroming aanwezig zijn. Is σ te klein dan ontstaan hoewel in het referentiepunt de druk boven de dampspanning ligt, elders toch dampbellen (cavitatie).

In sommige gevallen is ook de compressibiliteit van water en/of lucht van belang. Ook hieruit volgen dan aanvullende eisen ten aanzien van de reproductie.

Het blijkt onmogelijk te zijn deze kentallen gelijktijdig te reproduceren, daar zij bij een gegeven lengteschaal alle tot een verschillende snelheidsschaal leiden. Dit probleem wordt omzeild door na te gaan welke invloeden meer en welke minder belangrijk zijn voor de verantwoordelijke krachten bij het te onderzoeken verschijnsel. Het betreffende kental wordt dan gereproduceerd en hieruit volgen de reproductie- of **schaalregels**. De fouten die ontstaan doordat andere kentallen niet worden gereproduceerd worden **schaaleffecten** genoemd. Bij het onderzoek aan civiele constructies in open water blijkt dat de invloed van de zwaartekracht meestal van dominerend belang is. De viscositeitsinvloed blijkt daarentegen vaak verwaarloosbaar klein te zijn als gekeken wordt naar de invloed op het totaal stroombeeld, dit hangt samen met de vaak minder gestroomlijnde vormgeving, hoge turbulentiegraad van het aanstromende water etc.

Met het Weber- en Thomasetal hoeft alleen in speciale gevallen rekening te worden gehouden.

Wordt nu in een model het Froudegetal gereproduceerd dan is in model het Reynoldsgetal te klein, en daarmee is de viscositeitsinvloed naar verhouding vergroot.

Dit is alleen toelaatbaar zolang in het model de viscositeitsinvloed nog steeds te verwaarlozen is. Deze eis bepaalt de maximaal toelaatbare verkleiningsfactor van het model. De grens van het toelaatbare Reynoldsgetal is theoretisch niet vast te stellen, evenwel is voor vele situaties een groot arsenaal aan gegevens beschikbaar waaruit ook voor nieuwe situaties in het algemeen een schatting kan volgen. Soms is hiervoor evenwel aanvullend onderzoek nodig.

Locale verschijnselen blijven steeds gevoelig voor viscositeitsinvloeden (schuifspanning langs de wand, bodemtransport bij fijn materiaal, grenslaagmenging bij dichtheidsstroming). Bij trillings- en krachtenonderzoek moet men op deze invloed bedacht zijn bij teruggekoppelde trillingen (bij kleine lekspalten is de afvoer viscositeitsafhankelijk) en bij onderzoek naar de vorm van schuifranden (het stromingsloslaatpunt bij ronde vormen is gevoelig, evenals het aanligpunt). Bij het onderzoek ten behoeve van de roosterschuiven gaf de mogelijke viscositeitsinvloed bij het loslaten van de stroming een extra complicatie bij het onderzoek. hierbij was het dus in wezen noodzakelijk om zowel het Froude- als het Reynoldsgetal beide te reproduceren. het belang hiervan is groot want verwacht kan worden dat in een model waarin alleen het Froudegetal gereproduceerd wordt het zog te breed zal worden.

Dit levert te grote weerstandskrachten. Bovendien zijn de loslatende wervels te groot en de wervelstraat, die met een snelheid evenredig met die van de hoofdstroom en van de constructie afkomt, geeft te lage frequenties; er passeren per tijdseenheid minder wervels dan in de overeenkomstige werkelijke situatie.

Spelen zwaartekracht en viscositeit beide een rol, dan zijn minstens twee modellen nodig. Een eerste model waarin het kental van Froude gereproduceerd wordt, met de reproductie van het vrije wateroppervlak, en een tweede model van dat deel van de constructie waar de viscositeitsinvloed domineert, en dat geplaatst wordt in een watertunnel zonder vrij oppervlak.

In de watertunnel kan de snelheid opgejaagd worden; het macrostroombeeld blijft gelijk en wordt bepaald door de geometrie van de tunnel, maar de turbulentie past zich aan aan de ingestelde waarde van het Reynoldsgetal. Een dergelijk tunnelmodel kan ook met lucht stromen; zolang de luchtsnelheden ver afblijven van de geluidssnelheid gedraagt de stroming zich analoog aan die van homogeen water. Homogeen water wil zeggen water zonder luchtinsluiting of dampbellen en zonder verschillen in zoutgehalte. De afwijkende viscositeit kan door een extra hoge luchtsnelheid gecompenseerd worden. Ook een extra drukverhoging in de tunnel resulteert in vermindering van de viscositeitsinvloed. De gemeten luchtdrukken zijn weer via een schaalregel vertaalbaar naar werkelijke waterdrukken, zowel voor wat betreft amplituden als voor frequenties. Door de geringe soortelijke massa van lucht kunnen in een luchtunnelonderzoek geen vrij trillende modellen van constructies in water worden toegepast.

7.2.3.2. Schaalregels voor modellen van kracht- en trillingsonderzoek

Modellen ten behoeve van krachtenonderzoek zijn in principe **starre modellen**. De krachten worden bepaald uit sommatie van drukken of direct, door het model aan krachtmeters te bevestigen. Indien er geen terugkoppeling is te verwachten dan is, onafhankelijk van de stijfheid van de krachtmeters, de gemeten kracht in het lage frequentiegebied representatief voor de belasting.

De modelmassa, inclusief de toegevoegde watermassa (paragraaf 7.2.2.3.) vormt tezamen met de stijfheid van de bevestiging een enkelvoudig massaveersysteem.

De krachtmeter moet zo stijf mogelijk zijn, omdat dan het frequentiegebied waarin nog quasi-statisch gemeten kan worden zo groot mogelijk is. Bovendien wordt de kans op terugkoppeling kleiner als de uitwijking klein is.

Is de terugkoppeling te verwachten dan moet het model oscillerend zijn. De vrij oscillerende modellen zijn het meest gebruikelijk. Zoals in paragraaf 7.2.2.6. is uiteengezet kan elke trilling in componenten van eigentrillingen worden ontbonden, die elk behoren tot een enkelvoudig massaveersysteem.

Als deze analyse gemaakt is dan kan tot een onderzoek in een **model** uitgevoerd als **enkelvoudig massaveersysteem** worden besloten.

De reproductie in model moet zodanig zijn dat de beweging van de constructie qua snelheid en verplaatsing gereproduceerd wordt overeenkomstig met de reproductie van het water en de geometrie.

Hieraan wordt voldaan als de statische doorbuiging bij overeenkomstige waterbelasting op lengteschaal wordt gereproduceerd. Aangezien de belasting (drukschaal \times lengteschaal²) op $\rho V^2 L^2$ wordt gereproduceerd wordt de stijfheidschaal gelijk aan de belastingsschaal gedeeld door de lengteschaal, ofwel wordt het Cauchygetal

$$Ca = k/\rho V^2 L \quad (k = \text{veerconstante}) \quad (7-41)$$

waarin:

$k =$ veerconstante

in model gereproduceerd.

Om nu ook de correcte schaal voor de massa te krijgen moet de resonantiefrequentie evenredig met de turbulentiëfrequenties geschaald worden; met andere woorden:

$$S_n = N_n L/V \quad (7-42)$$

moet gereproduceerd worden (in paragraaf 7.2.2.1. was afgeleid dat de turbulentiëfrequenties (N) bepaald worden door het Strouhalgetal $S = NL/V$).

Het blijkt na uitwerking dat de massa van het model gereproduceerd wordt met dezelfde factor als de toegevoegde massa, die evenredig met ρL^3 verkleint (paragraaf 7.2.2.3.). Ofwel het massagetal

$$M = m/\rho L^3 \quad (7-43)$$

moet worden gereproduceerd.

Het blijkt dus dat dynamische modellen mogelijk zijn bij elke snelheidsschaal mits het massagetal goed is en mits de veerstijfheid zodanig aan de snelheidsschaal wordt aangepast dat ook het Cauchygetal wordt gereproduceerd.

Een meer complete reproductie wordt verkregen door **elastisch gelijkvormige modellen** toe te passen. Hierbij wordt er ook weer van uitgegaan dat de vervorming door stromingsdruk op lengteschaal moet zijn en dat voor de constructie (en alle onderdelen) het massagetal gereproduceerd moet worden. Is het model geometrisch op schaal dan zullen alle spanningen op de schaal van de stromingsdruk zijn. De relatieve vervormingen moeten nu gereproduceerd worden

$$\epsilon = \sigma/E :: \rho V^2/E \quad (7-44)$$

waarin:

$\epsilon =$ rek

$E =$ elasticiteitsmodulus [N/m²]

ϵ blijft onveranderd als [N/m²]

$$Ca = E/\rho V^2 \quad (7-45)$$

gereproduceerd wordt. Dit is weer een variant van het Cauchygetal. Deze reproductievoorwaarde koppelt materiaalkeuze aan de snelheidsschaal. Ligt de laatste vast doordat bijvoorbeeld het Froudegetal gereproduceerd moet worden dan ligt vaak de schaalkeuze van het model ongunstig, of is bij een redelijke schaal niet het vereiste modelmateriaal beschikbaar. Een correctiemogelijkheid wordt gevonden door een foute E te corrigeren door andere dikten van het materiaal te kiezen (uiteraard zolang dit de geometrische gelijkvormigheid niet wezenlijk verandert).

De axiale stijfheid blijft goed, de lokale buigingsstijfheid van de losse elementen is niet meer goed. In [49] staat deze techniek uitgewerkt.

De toepassing van elastisch gelijkvormige modellen wordt enigszins beperkt doordat het model pas gebouwd kan worden als het ontwerp nagenoeg geheel vast ligt. Het wordt daarom vooral ter verificatie gebruikt.

Een uitzondering hierop is het model van de roosterschuiven voor de stormvloedkering in de Oosterschelde; dit werd gebouwd tijdens de voorstudie, omdat zonder dit model het trillingsgedrag van de balken zelfs bij benadering niet te voorspellen was.

7.2.4. Overige analogieën

In de vorige paragrafen is reeds naar voren gekomen dat in een aantal gevallen waar van potentiaalstroming sprake is, gebruik kan worden gemaakt van de analogie met elektrische stromen. In wezen zijn er een aantal analogieën waarbij de potentiaal gemeten kan worden als de randvoorwaarden bekend zijn, zoals in het

- grondwatermodel
- spleetmodel (2 parallelle platen op zo kleine afstand dat visceuze wrijving bij vloeistofstroming maatgevend wordt)
- magnetisch veldmodel
- elektrisch veldmodel in een geleider.

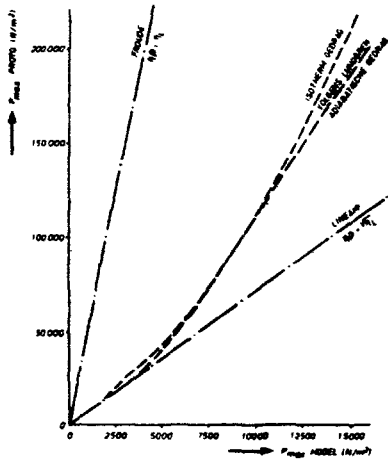
In de praktijk wordt alleen het elektrische analoog toegepast als model voor waterstroming. Het spleetmodel wordt toegepast voor reproductie van grondwaterstroming waarbij ook de berging (bijvoorbeeld het zich instellen van de waterspiegel) gereproduceerd moet worden.

De toepassing van elektrische analogiemodellen voor vrije stroming vindt plaats voor de bepaling van de toegevoegde watermassa en voor de toegevoegde laagdikte bij golfklappen.

Voor de berekening van grondwaterstroming vinden elektrische analogiemodellen frequent toepassing. Aanpassing is mogelijk om verschil in doorlatendheid in te voeren, aanvoer door regen te simuleren en ook om berging aan te brengen (dit geschiedt met behulp van condensatoren).

Ook voor de reproductie van mechanische systemen bestaan analogietechnieken.

Het continue systeem wordt daartoe eerst geschematiseerd tot een groot aantal puntmassa's door veren aan elkaar verbonden. Daarna is een vertaling mogelijk naar elektrische eenheden (weerstand, zelfinductie, capaciteit) die zodanig geschakeld worden dat dezelfde responsie op dynamische belasting wordt verkregen als het oorspronkelijke mechanische systeem. Een uitvoerige toepassing heeft plaatsgevonden bij het ontwerp van de spuisluis in het Haringvliet, waar het dynamisch gedrag bij golfklappen



Figuur 7-12: Vertaling golfklappen volgens 5 verschillende schaalregels

REFLEKTIËCOËFFICIËNT: α
 AMPLITUDE STAANDE GOLF:

$$A = \frac{1 + \alpha}{2} \cdot \beta \cdot H_0$$

MIDDENSTANDSVERHOOGING:

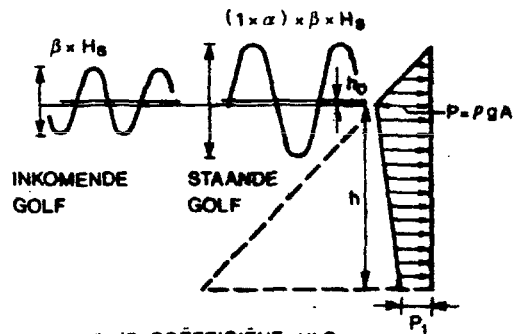
$$h_0 = \frac{\pi A^2}{L} \cdot \coth \frac{2\pi h}{L}$$

GOLFDRIJK OP BODEM:

$$P_1 = \frac{p \cdot g \cdot A}{\cosh \frac{2\pi h}{L}}$$

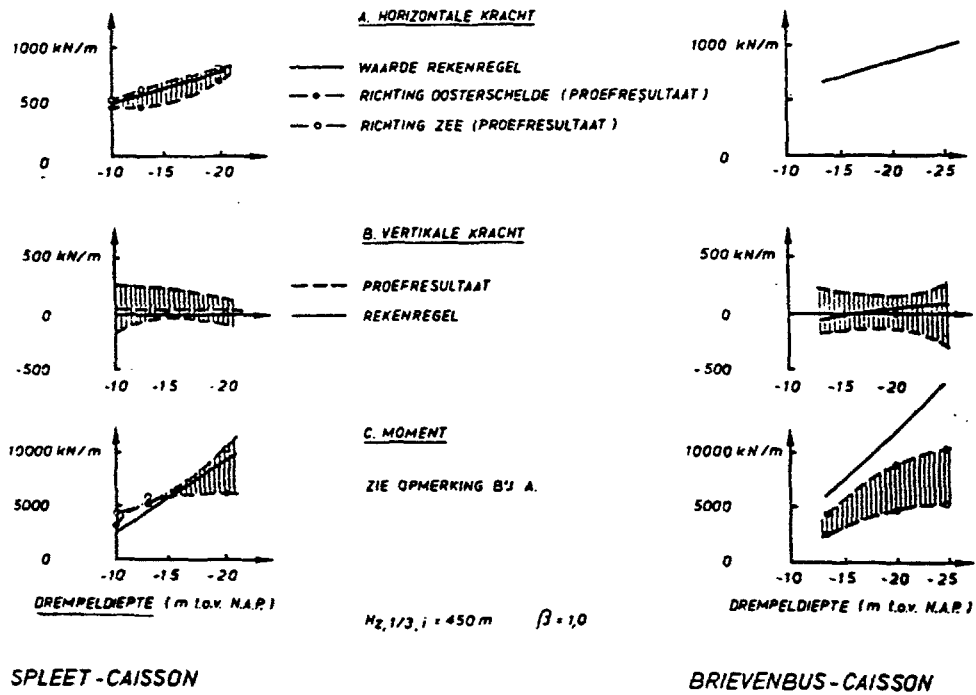
GOLFLENGTE:

$$T = \sqrt{\frac{2\pi}{g} \cdot L \cdot \coth \frac{2\pi h}{L}}$$



β IS COËFFICIËNT VLG.
 $H_{z,n\%} = \beta \bar{H}_{z,1/3,i}$ OP
 DEZELFDE WIJZE ZIJN
 MOMENT $n\%$ EN KRACHT $n\%$
 GEDEFINIËRD

Figuur 7-13: Rekenmodel van de golfbelasting.



Figuur 7-14: Vergelijking berekende en gemeten krachten en momenten op caissons 7.2.6.

maatgevend was voor het ontwerp [55]. De opzet en de uitvoering van een dergelijk analogon zijn nogal complex; bovendien moet al voor de bouw het een en ander over de toegevoegde watermassa en de waterdemping bekend zijn. Vaak zal daarom voor de pure berekening gekozen worden.

7.2.5. Combinatie van rekenen en modeltechniek

In de voorgaande paragrafen is een kort overzicht gegeven van bestaande reken- en modeltechnieken. In het ontwerpproces voor de stormvloedkering is steeds getracht beide technieken in een optimaal samenspel te gebruiken, zodanig dat de beperkingen van elk (ook al gezien de beperkt beschikbare tijd) nauwelijks afbreuk konden doen aan de kwaliteit van het totaalontwerp. Bij het rekenen moeten vaak vrij grove schematisaties worden ingevoerd, bij het model moesten onzekere randvoorwaarden als randgegevens ingevoerd worden (bodemconfiguratie, maatgevend getij met windopzet, maatgevende golven, een zich steeds wijzigend ontwerp) en moest men op schaafeffecten bedacht zijn.

Daarom is steeds uitgegaan van modellen die zoveel mogelijk geschematiseerd en snel te wijzigen waren. Rekenkundig werden eerst de gevolgen van het schematiseren afgeschat en rekenkundig werden de resultaten weer in het totaal ingepast.

Bij het onderzoek naar golfklappen is bovendien een zeer sterke interactie geweest: doordat het model bij ingesloten lucht geen goed gereproduceerde samendrukbaarheid van lucht had, waren schaafeffecten te verwachten. Berekening van golfklappen was mogelijk mits meer over de hoeveelheid ingesloten lucht bekend was, en deze hoeveelheid was in het model te bepalen.

Ook konden zodoende nieuwe schaalregels ontwikkeld worden, die echter alleen voor het onderzochte ontwerp geldig waren (zie figuur 7-12).

Veel aandacht is besteed aan de totstandkoming van een rekenprogramma voor quasi-statische golfbelasting, gebaseerd op de theorie (vereenvoudigde 2^oorde theorie) van Sainflou [47]. De resultaten van het programma werden vergeleken met modelresultaten. Omdat faseverschillen tussen de verschillende krachtrichtingen bij de berekeningen niet meegenomen kunnen worden zal de betrouwbaarheid van de uitkomsten sterk samenhangen met het constructietype.

Voor de caissons uit de eerste studiefase (spleet-caisson) bleek de overeenkomst daarom ook aanmerkelijk beter dan voor de brievenbus-caisson met tussenvloer uit de tweede studiefase, zie figuur 7-13 en 7-14.

Van de interactie tussen de constructie en de ondergrond was niet voldoende bekend om dit in het hydraulisch modelonderzoek naar belastingen te betrekken.

Volstaan is daarom met het berekenen van deze interactie.

7.2.6. Aan de constructie te stellen eisen met betrekking tot krachten en trillingen

Om een indruk te geven van de richting waarin de onderzoeken naar de krachten en trillingen van de constructie zich hebben bewegen, worden hieronder de eisen opgesomd waaraan een goed ontwerp zou moeten voldoen.

Vaak kan hieraan niet volledig voldaan worden en zullen nadelen van het ontwerp afgewogen moeten worden tegen het totaal aan hydrodynamische en constructieve aspecten.

De eisen zijn de volgende:

- (1) de constructie moet worden gedimensioneerd ten aanzien van stijfheid en sterkte om de optredende belastingen te kunnen dragen.

- (2) instabiele verschijnselen moeten voorkomen worden, ook moeten trillingen een beperkte amplitude hebben om belastingfluctuaties niet onnodig over de lengte te synchroniseren.
- (3) stootbelastingen moeten worden vermeden; indien een fluctuerend wateroppervlak niet vermeden kan worden dan moet een gladde vorm van de schuif gekozen worden waarbij het water vrij kan wegspatten. Cavitatie moet waar mogelijk voorkomen worden.
- (4) de turbulentie in de stroom mag geen aanleiding vormen voor sterke trillingen dat wil zeggen dat de resonantiefrequentie tenminste 2 à 3 keer zo hoog moet zijn als de hoogste dominante frequentie uit het turbulentie-spectrum
- (5) de resultante van alle krachten dient steeds in één en dezelfde richting te werken opdat alle speling in het hefwerk en in de schuifgeleiding naar een kant getrokken wordt.

7.3. Het uitgevoerde onderzoek

7.3.1. Inleiding

Het onderzoek dat is uitgevoerd door de verschillende betrokken organisaties, is over het algemeen gekoppeld aan coderingen die terug te vinden zijn in de verslagnummering. In de verslagbenamingen is zoveel mogelijk getracht het onderscheid tussen de verscheidene onderzoeken duidelijk naar voren te laten komen. Men moet er evenwel op bedacht zijn dat in een model soms aanvullend ad-hoc onderzoek is verricht bestemd voor andere geometrieën dan waarvoor het model in oorsprong gebouwd was. Bovendien zijn de resultaten uit de eerste fase (zie paragraaf 7.1.) voor een deel ook gebruikt voor een eerste beoordeling van de ontwerpen uit de tweede fase. Het karakter van de onderzoeken voor de totaalconstructie vertoont voor de verschillende alternatieven een ongeveer overeenkomstig beeld, doch het schuifonderzoek vertoont voor de verschillende alternatieven een onderling nogal afwijkend beeld, en heeft losgestaan van het overige onderzoek. Gekozen is voor een gescheiden presentatie van:

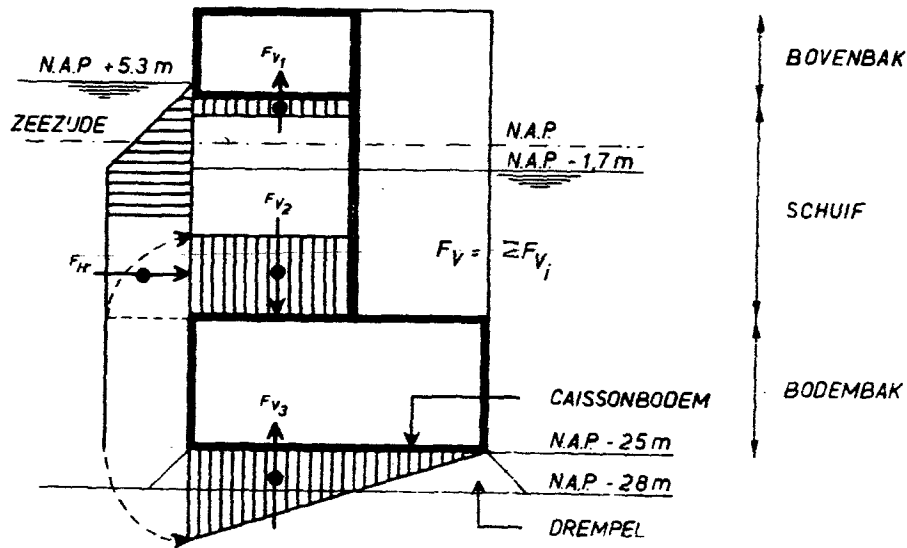
- a. totaalkrachtenonderzoek (behandeling per hoofdvariant van de kering)
- b. responsieberekeningen van de constructie (alleen ter plaatse van de pijlerkering)
- c. krachten- en trillingsonderzoek voor de schuiven (behandeling per schuifvariant).

7.3.2. Belastingen van belang voor de stabiliteit van de totale constructie

7.3.2.1. Algemeen

De krachten tengevolge van getijden en stormvloed zijn met behulp van relatief eenvoudige berekeningen te bepalen. Op figuur 7-15 is het resultaat van een dergelijke berekening gegeven voor een caisson dat op de drempel gefundeerd staat. Daarbij is voorlopig aangenomen dat het drukverloop onder de constructie lineair met de afstand verloopt. Met behulp van deze berekeningen is een eerste indruk voor een optimalisatie te verkrijgen. Voor het geval van figuur 7-15 is in te zien dat

- een reductie van F_h niet mogelijk is tenzij de kerende hoogte wordt verlaagd;
- een reductie van $F_h F_v$ mogelijk is door de schuif naar achteren te verplaatsen, de bovenbak achter de schuif te plaatsen of naar boven te verplaatsen.



Figuur 7-15:
Krachten tengevolge van getijden en stormvloed

Benaming faciliteit	Afmetingen L-B-D _{max} (m) (m) (m)	Golfopwekker	Sturing	Golfhoogte (max) (m)	Onderz. waarv. faciliteit is gebruikt
1m goot WLV	55 1 1.00	transl./rot.	ponsband	0.3	- oriëntatie totaal- krachten
2m goot WLD	100 2 0.80	"	ruisgene- rator + filter	0.3	- golfdrukken onder brie- venbuscais- sons totaal- krachten pijlerop- lossing
4m goot WLV	100 8 0.80	"	"	0.3	- oriëntatie golfklappen - totaalkrach- ten brieven- buscaissons
8m goot WLD	100 8 0.80	"	"	0.3	- totaalkrach- ten bij scheve golf- aanval pij- leropl.
golfbasin WLV	25 11 0.50	translerend	ponsband	0.25	- tot.krachten tussen wan- den caissons

WLD = Waterloopkundig Laboratorium vestiging Delft
WLV = Waterloopkundig Laboratorium vestiging De Voorst

Tabel 7-1:
Overzicht gebruikte faciliteiten van onderzoek golfbelasting

OMSCHRIJVING ONDERZOEK	WATERSTAND		GOLFCONDITIES		CONSTR. CONDITIES	
	T.O.V. N.A.P. (m)		H _z 1/3, i (m)	T (sec)		hoek t.o.v. tracé(°)
1. Algemeen						
Oriënterend onderz. totaalkrachten WL M 1320-I	+ 5,30		4,50	10	0	Gesloten kering
Oriënterend onderz. totaalkrachten tussenwanden WL M 1355	+ 5,30		4,50	10	30	Gesloten kering Falende kering
Oriënterend onderzoek golfklappen WL M 1355	+ 5,30 + 3,20 + 1,00 0		4,50 3,20 2,00 1,45	10 8,8 7,5 6,7	0	Gesloten kering
2. Onderzoek-caisson brievenbustype						
Onderzoek totaalkrachten WL M 1320-II	+ 5,30 + 4,00 + 3,50		4,50 3,90 3,60	10 9,2 8,8	0	Gesloten kering
Onderzoek totaalkrachten tussenwanden WL M 1355	+ 5,30 + 1,00		4,50 2,35	10 7,5	0	Gesloten kering Falende kering
Onderzoek Golfklappen WL M 1335	+ 1,00		2,35	7,5(?)	0	Gesloten kering gesloten kering
Ond. golfdrukvoortplanting onder het caisson WL M 1364	+ 5,30		4,50	10	0	Gesloten kering
3. Onder 7 pijlers op putten constructie						
Oriënterend onderzoek totaal krachten WL M 1320-II	+ 3,00 0		3,20 1,45	8,8 6,7		Dubbele kering, één weigerende schuif
Ond. golfreflektie bij roosterschuiven WL M 1381-I	+ 5,30 + 4,00 + 3,00 + 2,00 + 1,00 0		4,50/3,20 3,90/2,75 3,20/2,25 2,70/1,90 2,00/1,40 1,40/1,00	10 9,5 8,8 8,3 7,5 6,7	0	Gesloten kering
Onderzoek totaalkrachten WL M 1396-I	+ 5,30 + 3,00 0		4,50 3,20 1,45	10 8,8 6,7	0	Gesloten kering Dubb.ker.met/zonder weigerende schuif
Onderzoek totaalkrachten WL M 1396-II	+ 5,30 + 3,00 0		4,50 3,20 1,45	10 8,8 6,7		Gesloten kering Dubbele kering, één weigerende schuif
Oriënt. ond. golfklappen WL M 1320-IV	+ 5,30		4,50	10	0	Dubbele kering, één weigerende schuif
Onderz. golfklappen bij roosterschuiven WL M-1381-II	+ 5,30 + 4,00 + 3,00 + 2,00 + 1,75 + 1,00		4,50 3,90 3,20 2,70 2,60 2,00	10 9,5 8,8 8,3 8,2 7,5	0	Gesloten kering
Onderzoek golfklappen WL M 1396-III	+ 5,30 + 3,20		4,40 3,20	10 8,8	30 30	Dubbele kering één weig. schuif

Tabel 7-2:
Overzicht golfbelastingsonderzoek t.b.v. krachten op de totale constructie

In tabel 7-2 is een overzicht van de diverse onderzoeken gegeven.

De beschouwing blijkt echter onvoldoende omdat de invloed van golven van groter belang is voor de krachten die op de fundatie moeten worden overgedragen.

In de optimalisatie van de constructievorm kunnen een paar aspecten ten aanzien van golfkrachten onderscheiden worden namelijk:

1. de vormgeving bepaalt de mate van reflectie en daardoor de totale golfhoogte waarmee rekening dient te worden gehouden;
2. de vormgeving beïnvloedt de spreiding over de tijd van de impuls in een bepaalde richting;
3. de faseverschillen tussen de verschillende belastingscomponenten worden beïnvloed door de vormgeving;
4. zowel met loodrechte als met scheve golfinval dient rekening gehouden te worden;
5. de golfklapgevoeligheid is vormafhankelijk.

In eerste instantie zijn daartoe berekeningen opgezet (paragraaf 7.2.6.). Vanwege de complexiteit van het golfverschijnsel zijn deze berekeningen echter onvoldoende betrouwbaar gebleken en zijn de krachten vooral met behulp van hydraulische modelonderzoeken bepaald.

Daartoe is gebruik gemaakt van de faciliteiten, genoemd in tabel 7.1

Naar een drietal aspecten is onderzoek gedaan:

- quasi-statische golfbelasting
- golfklappen (echter afgezien van de invloed van de constructiestijfheid)
- het drukverloop door golfklappen langs de (min of meer) door de drempel ingepakte constructiedelen.

7.3.2.2. Resultaten oriënterend hydraulisch onderzoek

In de eerste fase van het onderzoek is nagegaan op welke wijze de geometrie en de hoofdafmetingen van de constructie de golfkrachten beïnvloeden.

Totaalkrachten op de caisson

Het doel van dit onderzoek was het bepalen van de invloed van de geometrie op de door de caisson op de drempel overgedragen totaalkracht bij loodrechte golfaanval. Bij het onderzoek zijn alleen de door de golf veroorzaakte belastingen gemeten, eventuele vervalkrachten zijn daarbij niet in beschouwing genomen.

Voor het onderzoek is gebruik gemaakt van een schaalmodel van een caisson ($n_L = 45$), dat op eenvoudige wijze kon worden gemiddeld. Dit model (M1320) gaf een 21 m brede sectie weer van de caisson met daarin 2 afsluitopeningen ter breedte van 9 m elk. Het model werd opgesteld in een 1 m brede goot, voorzien van een golfopwekker voor het opwekken van onregelmatige golven (zie figuur 7-16).

Bij het onderzoek werd de invloed van de volgende variabelen onderzocht:

- hydraulische randvoorwaarden
- hoogteligging van de drempel
- vooroever
- plaats en afmetingen van onder- en bovenbalken
- plaats en vorm van de afsluitmiddelen.

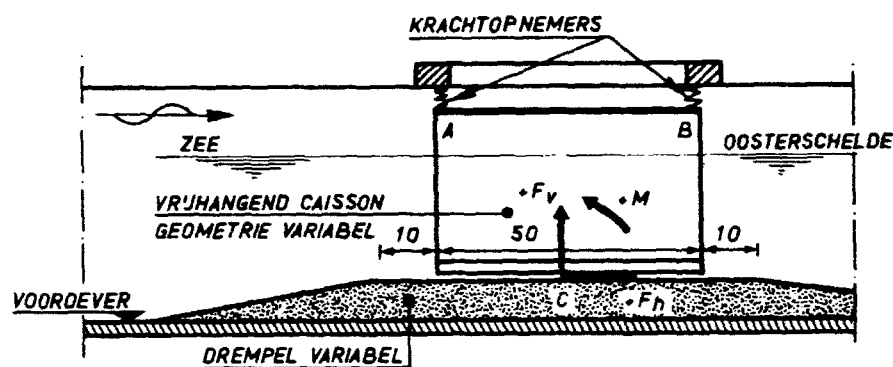
Een beschrijving van het onderzoek en de verkregen resultaten is gegeven in WL M1320-I. Enkele conclusies uit dit onderzoek luiden:

1. Bij de ontwerpstorm met $H_{z, 1/10} = 4,50$ m, $T_p = 10$ s en een waterstand van NAP + 5,30 m variëren de maximale krachten en momenten, afhankelijk van de vormgeving, vrij sterk, nl. tussen

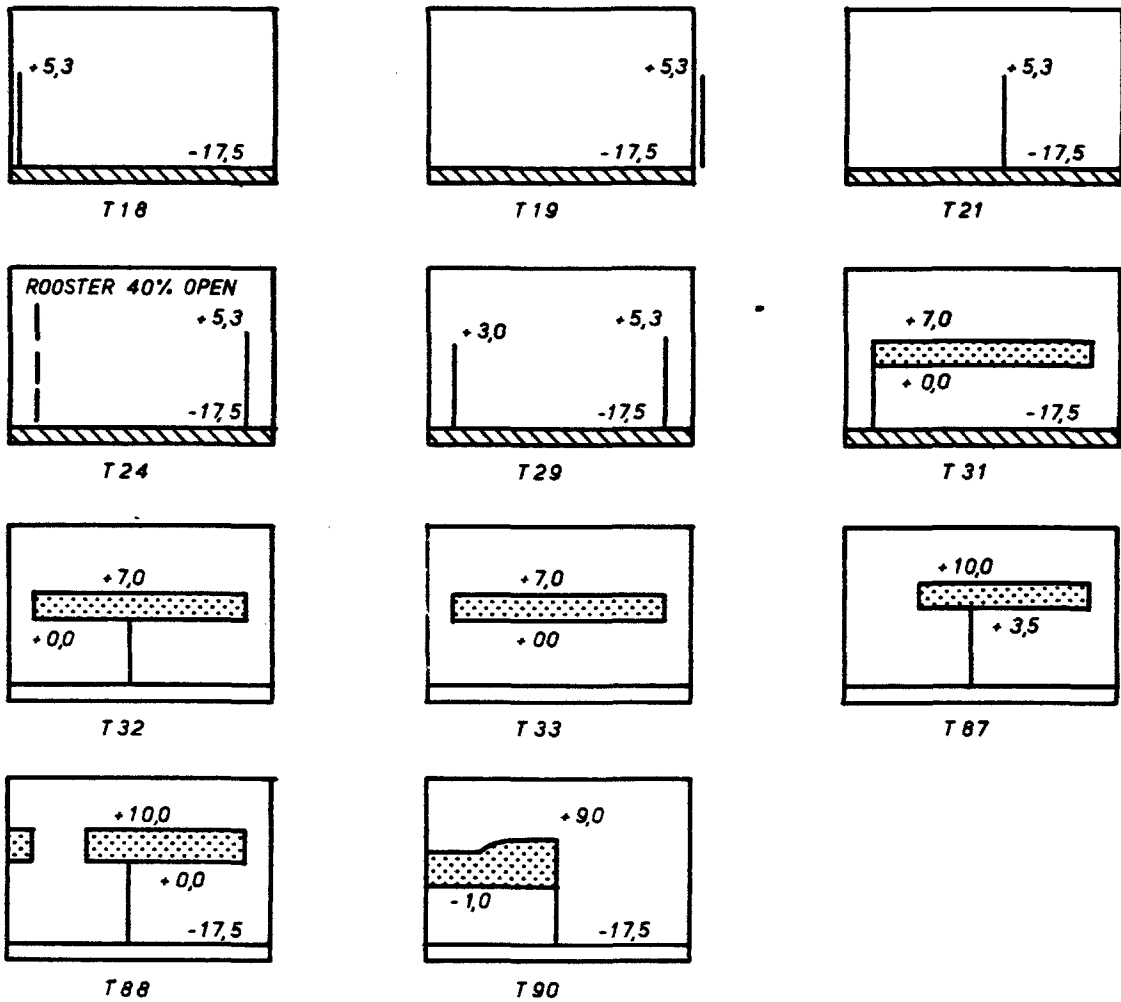
600 -	1.000	kN/m voor F_h
100 -	800	kN/m voor F_v
4.000 -	16.000	kNm/m voor M

(aanlegdiepte caisson - 20 m).

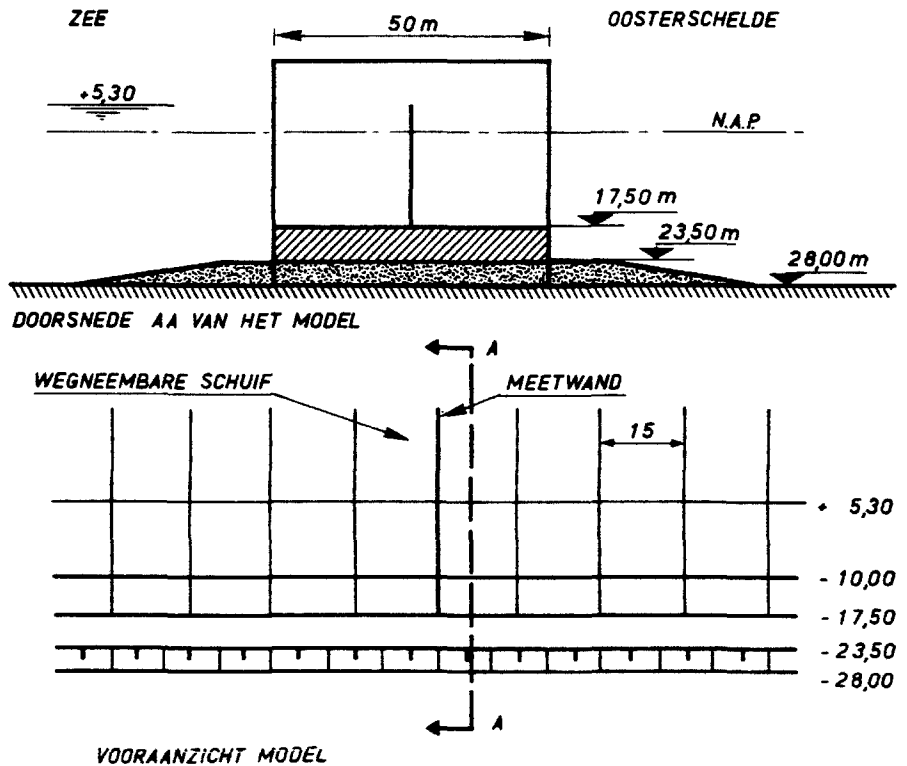
Bovenstaande waarden gelden bij een gelijke waterstand vóór en achter de caisson en ten opzichte van de toestand van rust bij een waterstand van NAP + 5,30 en behoren bij een overschrijdingskans in het (ontwerpstorm)spectrum van 15%.



Figuur 7-16^b:
Enkele varianten van de caisson



Figuur 7-16:
Schema proefopstelling M 1320



Figuur 7-17:
Schema proefopstelling M1355

2. Bij het vergelijken van meetresultaten met uit rekenmodellen afkomstige waarden dient rekening te worden gehouden met de mogelijke optredende niet-lineaire effecten en faseverschuivingen.
3. De kans op voorkomen van de golfhoogten enerzijds en de krachten, respectievelijk momenten, anderzijds is bij het onderhavige onderzoek wederzijds éénvoudig.
4. Aan de voorkant van de caissons aangebrachte golfdempende constructies geven wel een rustiger golfbeeld voor de caisson, maar niet de beoogde reductie op de totaalkrachten.

Totale krachten op de tussenwanden

Bij dit onderzoek werd de grootte van de belasting loodrecht op het tussenwandgedeelte vóór de schuif gemeten bij scheve golfaanval. Hierbij was de schuif tot een hoogte van NAP + 5,3 m kerend uitgevoerd. De tussenwanden waren doorgezet boven de hoogst optredende golf, zodat een zo ongunstig mogelijke belastingsconditie voor de tussenwand werd geschapen.

Bij het onderzoek werd naast de golfbelasting ook in een aantal gevallen de dwarskracht tengevolge van het verval gemeten, in de situatie dat één schuif weigert en open blijft.

Het onderzoek is uitgevoerd met een schaalmodel van de caissons ($n_L = 60$), dat was geplaatst in een 11 meter breed golfbassin, voorzien van een golfopwekker voor het genereren van onregelmatige golven. Het model bestond uit een aantal afsluitbare openingen met een breedte van 20 meter elk, waarvan een der openingen naast de meetwand geopend kon worden (zie figuur 7-17).

Bij het onderzoek is uitgegaan van een drempeldiepte van NAP - 23,5 m, en een vooroever op NAP - 28 m. De volgende hydraulische randvoorwaarden zijn daarbij gevarieerd:

- gesloten schuif - alleen golfaanval
- geopende schuif - golf + ebverval
- golf + vloedverval
- alleen vloedverval

Een volledige beschrijving van het onderzoek en de verkregen resultaten is gegeven in WL M1355.

Enkele conclusies uit dit onderzoek luiden:

Met het modelonderzoek werd een bovengrens gevonden voor de dwarsbelasting op de tussenwanden en wel een dwarskracht van + 12550 kN tot - 14050 kN als maatgevende belasting (1% overschrijding).

Er zijn vervolgens nog enkele ad-hoc proeven verricht, doch het onderzoek is daarna gestaakt omdat het onderzoek voor de pijleroplossing voorrang kreeg.

Golfklappen

Bij het onderzoek naar golfklappen werd voor een aantal geometrieën de golfklap gemeten, die op de schuif komt bij loodrechte golfaanval bij onregelmatige golven met en zonder wind. Daartoe werd een geschematiseerd model van de caisson ontworpen ($n_L = 50$), waarin op eenvoudige wijze diverse caisson-geometrieën konden worden onderzocht. Het model gaf een ca. 40 m brede sectie weer van de caisson met daarin 4 afsluitopeningen, elk ca. 9 m. breed.

De gootwand was zodanig gesitueerd, dat deze samen viel met een tussenwand. De achterzijde van dit model bestond uit een stijve plaat, met daarin ter plaatse van de 2 middelste schuifopeningen uitsparingen voor drukopnemers.

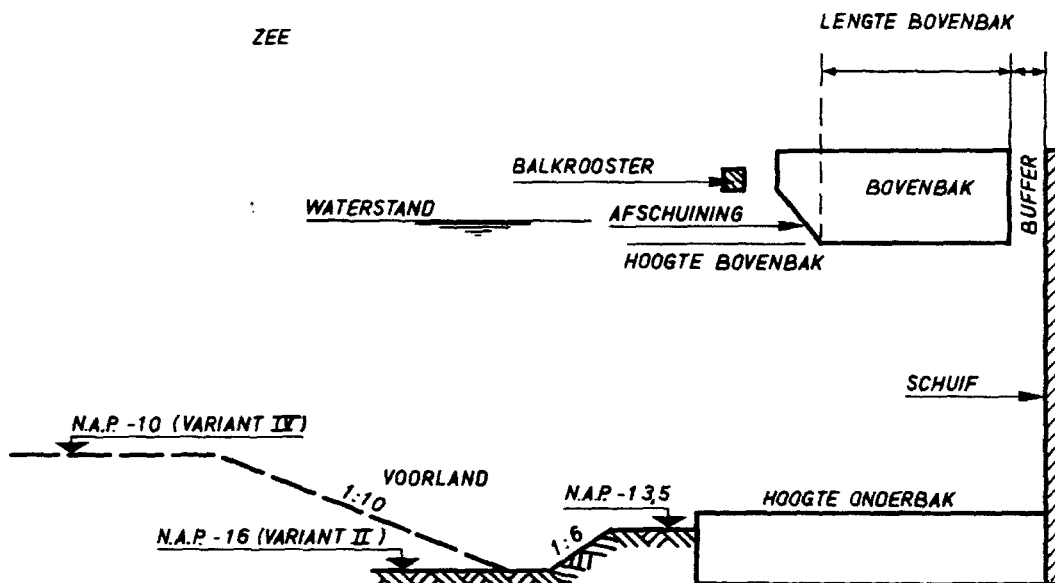
Het model was zo ontworpen, dat deze achterzijde steeds samen viel met de plaats van de schuif.

Het model werd opgesteld in een tot 0,8 m versmald deel van de 4 m brede goot in het WL, zie voor schema proefopstelling fig. 7-18.

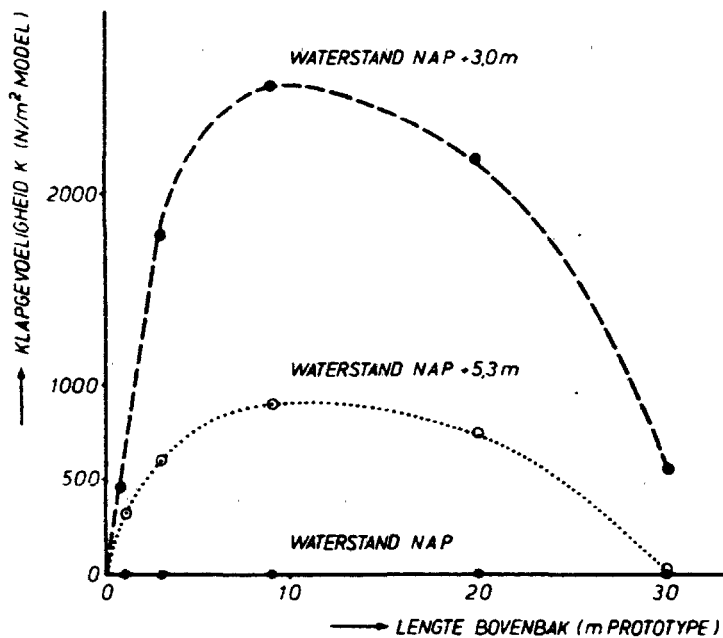
In eerste instantie werd het zogenaamde klapgevoeligheidsgetal bepaald (dit is de gemiddelde golfklapdruk per golf uit een registratie van 1000 golven, waarbij uitsluitend golfklapdrukken groter dan 2000N/m² in het model werden beschouwd). Vervolgens werd ook aandacht geschonken aan de grootte van de afzonderlijke drukken en het daarbij behorende verloop in ruimte en tijd.

De volgende variabelen zijn in het onderzoek betrokken:

- waterstand
- golfhoogte
- spectrumbreedte
- windsnelheid
- hoogteligging bovenbak
- lengte bovenbak



Figuur 7-18:
Schema proefopstelling M1335



N.B. ONDERKANT BOVENBAK OP NAP +3,0 m
MEETPUNT OP NAP +2 m EN NAP

Figuur 7-19:
Klapgevoeligheid als functie van lengte bovenbak en waterstand

Bij het merendeel der proeven is uitgegaan van een drempel op NAP - 13,5 m en een voorlanddiepte van NAP - 16 m (situatie II van figuur 7-18), in een aantal gevallen is ook de invloed van een inbaggering nagegaan (situatie IV van figuur 7-18). Een volledige beschrijving van het onderzoek en de verkregen resultaten is gegeven in WL M1335. Enkele resultaten:

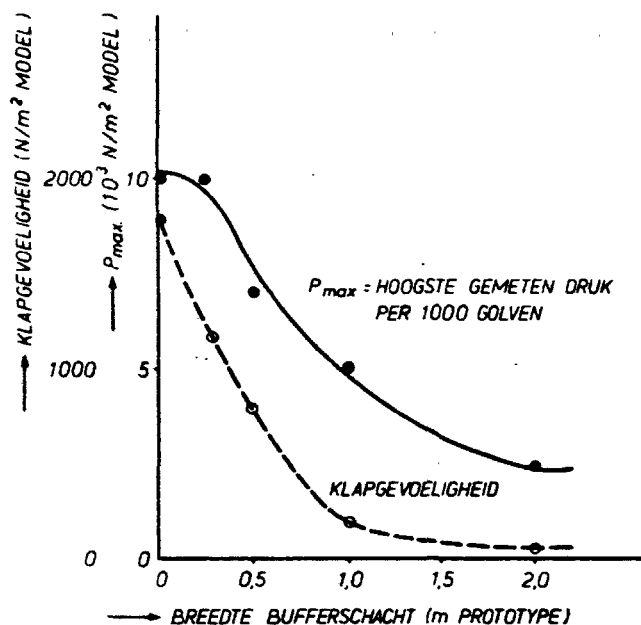
In verband met de grote waterdiepte zullen bij gesloten kering, waar in de studieperiode naar gekeken is, over het algemeen geen golven voor de constructie breken. In het geval van caissons zullen vooral klappen van het compressietype onder de bovenbouw op kunnen treden. De invloed van de lengte van de bovenbak en de waterstand op het klapgevoeligheidsgetal is grafisch uitgezet op figuur 7-19 voor het geval de onderkant van de bak op NAP + 3,00 m ligt. In het geval dat de onderkant van de bak op NAP ligt komt de klapgevoeligheid niet boven 50 N/m^2 (modelwaarde).

De afname van de golfklapgevoeligheid bij grotere baklengten is een gevolg van het wijzigen van de verticale waterbeweging (korte baklengte) in een waterbeweging die meer gekenmerkt wordt door lopende golven.

Bij een baklengte van 3 m is een aantal variantoplossingen onderzocht. Tot slot is in figuur 7-20 de invloed van een bufferschacht vóór de schuif grafisch weergegeven.

Op grond van bovengenoemde resultaten kunnen de volgende globale conclusies ten aanzien van de invloed van de onderzochte variabelen worden getrokken:

- **waterstand:** Bij een waterstand, die overeenkomt met de onderkant van de bovenbak treden de meeste -en tevens grootste klappen op.
- **wind:** De wind heeft een ongunstige invloed, vooral bij de korte bovenbak en bij de afgeschuinde bakken. Hoewel bij de lange bakken geen onderzoek is gedaan naar de invloed van de wind, is te verwachten, dat de invloed daar zeer gering zal zijn.
- **golfhoogte:** De grootte van de optredende golfklappen neemt

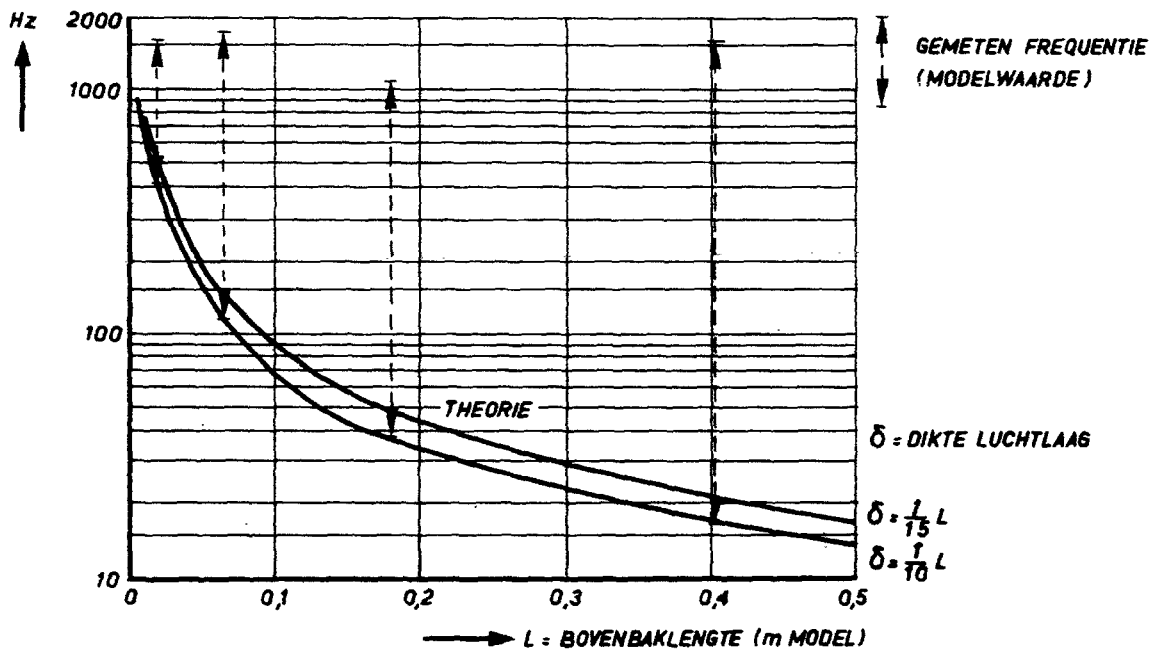


N.B. BOVENBAK LANG 3,0 m
ONDERKANT OP NAP +3,0 m
WATERSTAND OP NAP +3,0 m
MEETPUNT OP +2,0 m EN NAP

Figuur 7-20:
Klapgevoeligheid en druk als functie van de breedte van de bufferschacht

statistisch gezien toe bij toenemende golfhoogte en overigens onveranderde omstandigheden.

- **baklengte:** Bovenbakken met lengten van 3 tot 20 m zijn het meest gevoelig voor golfklappen (zie figuur 7-19).
- **hoogte onderkant bovenbak:** Bij een onderkant op NAP + 3 m treden veel golfklappen op, indien de onderkant op NAP ligt is dit aantal aanzienlijk teruggebracht.
- **buffer:** De aanwezigheid van een buffer tussen bak en schuif leidt tot een sterke daling van grootte en aantal klappen.
- **balk:** ($4 \times 4 m^2$): Bij situaties, waarbij de waterstand hoger is dan de onderkant van de balk, ontstaat er een opslingering tussen bovenbak en balk, welke een toename van de klapgevoeligheid veroorzaakt.
- **onderbak:** Bij een onderbak op NAP - 7 m treden ten opzichte van de onderbak op NAP - 11,5 m de volgende verschillen op: waterstand NAP + 5,3 m, sterke toename in aantal golfklappen; waterstand NAP + 3,0 m, geen duidelijke invloed; waterstand NAP, in de meeste gevallen een lichte afname van het aantal klappen.
- **afname van de druk naar beneden toe:** Hoewel niet in model bepaald, kan gesteld worden dat, naarmate de bovenbak langer wordt (bij afwezigheid van een bufferschacht) de druk meer over de verticaal verdeeld zal zijn, terwijl bij korte bakken een exponentieel drukverloop moet worden verwacht.
- **vooroever:** De vooroever volgens situatie IV is ongunstiger dan die volgens situatie II.
- **spectrumbreedte:** De invloed van de onderzochte spectrumvormen is gering, bij een zelfde significante golfhoogte en topperiode van het spectrum. Wel blijkt uit een aantal onderzoeken met regelmatige golven, dat deze een duidelijk ongunstiger situatie opleveren ten aanzien van de golfklapgevoeligheid.



Figuur 7-21:
Op tredende frequenties afhankelijk van de bovenbaklengte

Na het onderzoek ter bepaling van de klapgevoeligheid zijn vervolgens voor enige speciale gevallen de grootte van de drukken en de verdeling in ruimte en tijd nader geanalyseerd. Met behulp van de in appendix IV beschreven rekendrukfluctuatie, uitgaande van een geschatte luchtlaagdikte. Het blijkt, dat de geschatte waarden een goede ondergrens geven van de in model gemeten frequenties (zie figuur 7-21).

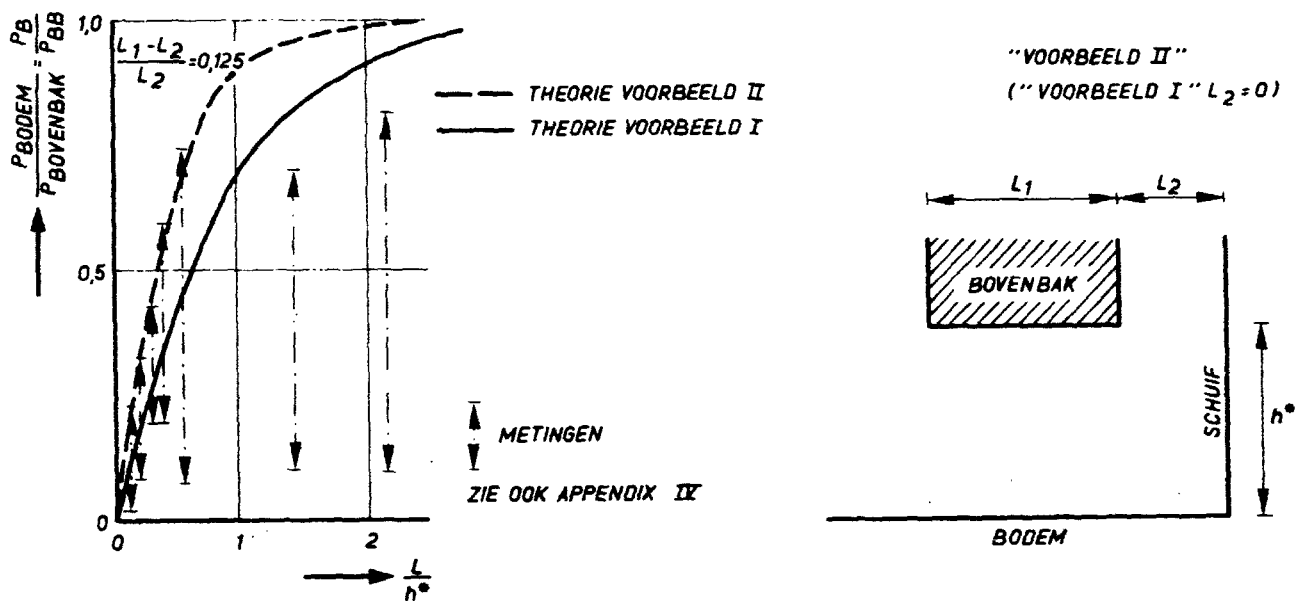
De bepaling van de bijbehorende absolute druk met behulp van het in appendix IV beschreven rekenmodel is niet goed mogelijk zonder drukmetingen in een hydraulisch model; wel kan de drukverdeling voor de schuif worden berekend bij een aangenomen drukverdeling op de onderkant van de bovenbak. De berekende verhouding tussen de druk aan de bodem en de druk onder de bovenbak

is in figuur 7-22 uitgezet met verschillende waarden voor L/h_x (de bovenbaklengte gedeeld door de waterdiepte).

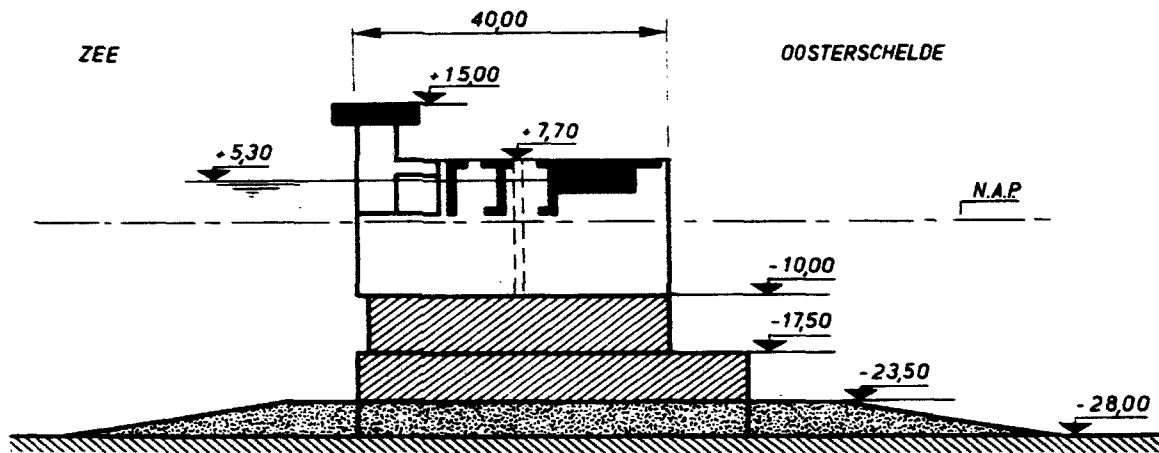
Het blijkt, dat de rekenmodellen een redelijke bovengrens leveren voor de gemeten waarden.

7.3.2.3. Resultaten onderzoek caisson – brievenbustype met tussenvloer

In tweede instantie is het onderzoek toegespitst op één van de mogelijke caissonontwerpen, de zogenaamde brievenbus-caisson, zoals schematisch aangegeven in figuur 7-23. Een essentiële nieuwe variabele hierbij was de hoge onderbak (gebouwd met behulp van een tussenvloer), die van wezenlijke invloed is op de golfbelasting.



Figuur 7-22:
Ruimtelijke drukverdeling uitgedrukt in druk aan de bodem/ druk bij de bovenbak



Figuur 7-23:
Schema modelopstelling M1355 (brievbus-caisson)

Bij deze configuratie blijken faseverschillen in de belastingen op de diverse onderdelen van belang.

Bij deze constructie zijn de volgende onderzoeken verricht:

- totaalkrachten op de caisson
- totaalkrachten op de tussenwanden
- drukvoortplanting onder de caisson (alleen bij caisson geplaatst op een aantal fundatievlakken)

Totale krachten op de caisson

Het onderzoek is analoog aan dat beschreven in paragraaf 7.3.2.2., het werd evenwel uitgevoerd in de goot, die ten behoeve van het golfklaponderzoek in de 4 m goot was aangebracht.

Bij het onderzoek werd de invloed van de volgende variabelen onderzocht:

- hydraulische randvoorwaarden
- hoogteligging van de drempel en vooroever
- drempelhoogte
- hoogte onderbak
- vorm onderbak

Een volledige beschrijving van het onderzoek en de verkregen resultaten is gegeven in WL M1320-II.

Het blijkt, dat de horizontale krachten (orde 500 kN/m¹) belangrijk kleiner zijn dan in de eerder beschouwde situaties als gevolg van de faseverschuiving in de golfbelasting op de verschillende verticale wanden en de schuif. De verticale belastingen vertonen geen grote verschillen.

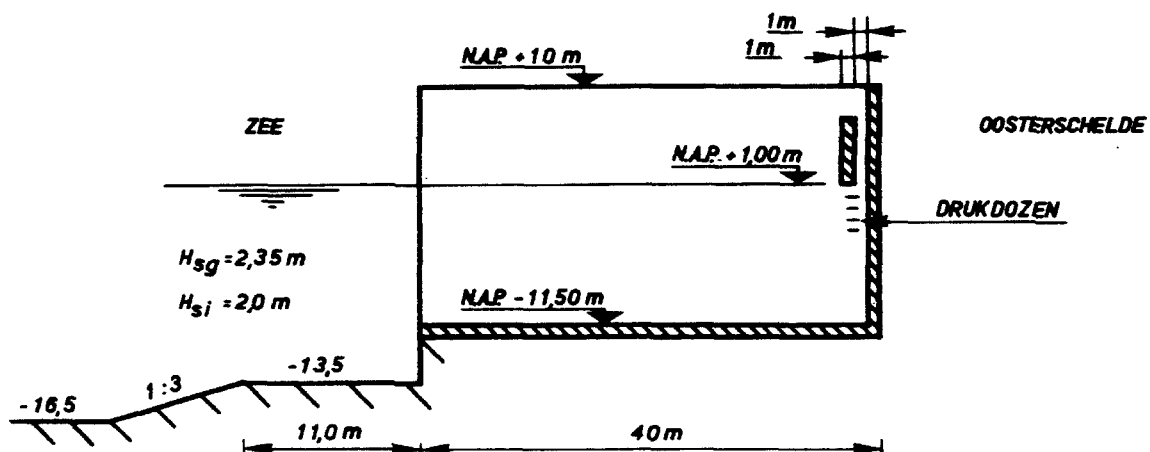
Totale krachten op de tussenwanden

Dit onderzoek is uitgevoerd als vervolg op het in paragraaf 7.3.2.2. beschreven onderzoek naar de krachten op de tussenwanden, voor opzet en uitrusting van het model wordt derhalve verwezen naar de betreffende paragraaf. De caissongeometrie, die bij dit onderzoek werd toegepast is weergegeven in figuur 7-23.

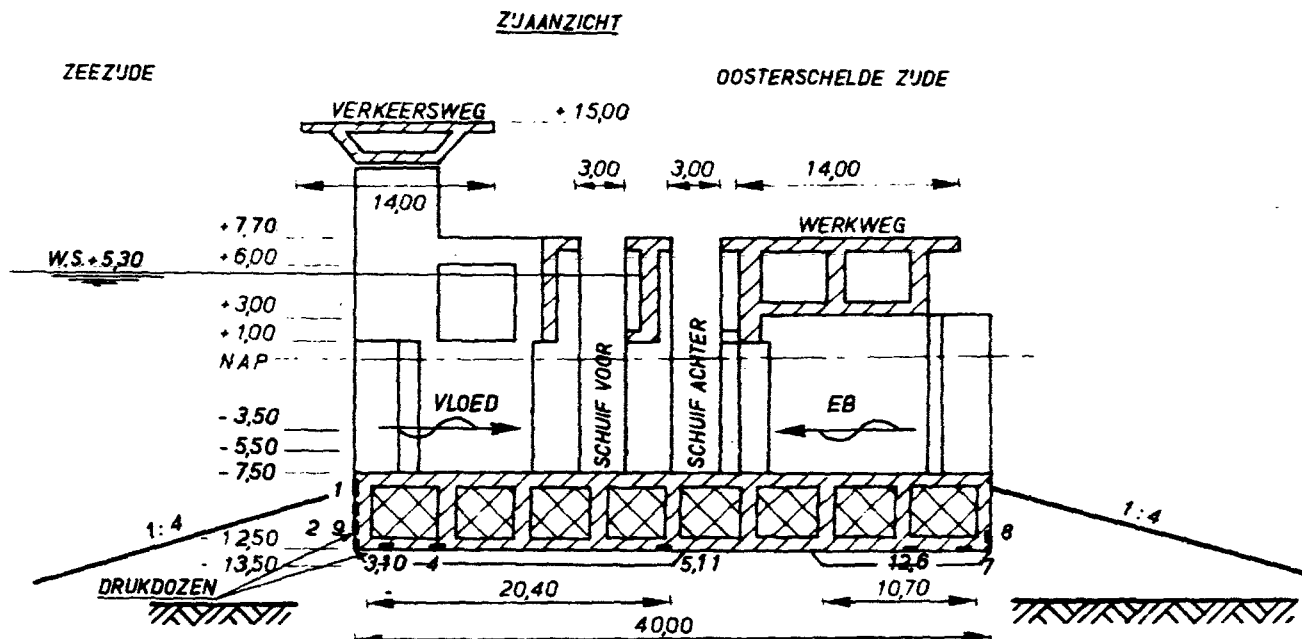
De volgende randvoorwaarden zijn bij het onderzoek gevarieerd:

- gesloten schuif - alleen golfaanval
- geopende schuif - golf + ebverval
- golf +loedverval
- alleen loedverval

Een volledige beschrijving van het onderzoek en de verkregen resultaten is in WL M1355 gegeven. Er blijkt een sterke reductie van de belastingen tengevolge van de gewijzigde geometrie op te treden.



Figuur 7-24:
Schema opstelling M1335 - T100 (brievbus-caisson)



Figuur 7-25:
Schema modelopstelling M1364, onderzoek drukverloop onder de caisson

Golfklappen

Bij het afsluiten van het oriënterende onderzoek naar het optreden van golfklappen was de vorm van de brievenbuscaisson nog niet definitief vastgesteld, derhalve zijn geen modelresultaten beschikbaar voor deze configuratie. Wel is tijdens het oriënterende onderzoek een aantal geometrieën onderzocht, die sterke overeenkomst vertonen met de definitieve vorm van de brievenbuscaisson. In deze definitieve vorm zijn de inzichten verkregen aan de hand van de resultaten uit het vorige onderzoek reeds verwerkt op een zodanige wijze, dat de grootten en het aantal klappen is gereduceerd. Zo is de onderkant van de bovenbak gesitueerd op NAP + 1,0 m, terwijl een onderrand van de bovenbak is afgeschuind. De aan golfklappen blootgestelde breedte van de bak is daarbij gereduceerd tot 1 m.

Tot slot wordt een luchtschacht van 1,5 m breedte vóór de schuiven aangebracht. Dit ontwerp is niet beproefd. Wel is bekeken een schematisering, die deze configuratie het dichtst benadert: de toestand onderzocht in T100 (figuur 7-24). Hierbij heeft de bovenbak een lengte van 1,0 m, de onderzijde is gelegen op NAP + 1,0 m en de bovenkant van de onderbak op NAP - 11,50 m. Alleen de breedte van de luchtschacht was afwijkend, namelijk 1,0 m in plaats van 1,5 m, terwijl ook de afschuining van de bovenbak ontbrak. Deze laatste afwijkingen zullen evenwel resulteren in te hoge drukken in het model, zodat de gekozen schematisering conservatief is.

De constructie is onderzocht bij een waterstand van NAP + 1,0 m, met een golfhoogte van 2,00 m. Deze omstandigheid bleek de meest ongunstige situatie voor het optreden van golfklappen op te leveren. Het aantal klappen was echter gering terwijl de maximaal gemeten druk in model slechts 1,4 kN/m² bedroeg, hetgeen volgens de lineaire modeltheorie een maximale plaatsetijke druk in het prototype levert van ca. 10 kN/m² (zie figuur 7-12).

Drukvoortplanting onder de caisson

Bij de bovenbeschreven onderzoeken naar de totaalkrachten dient om meettechnische redenen een spleet tussen caisson en drempel aanwezig te zijn. Dit is van grote invloed op de drukverdeling te-

gen de onderzijde van de caisson. In de praktijk kan verwacht worden dat een nagenoeg lineair drukverloop tussen voor- en achterzijde van de caisson aanwezig is.

In veel gevallen echter zal de vorm en samenstelling van de drempel en de aanstorting van het caisson van invloed zijn op deze verdeling.

Voor één variant van de brievenbus-caisson werd daarom onderzocht hoe het drukverloop is onder de caisson. Voor het onderzoek is een schaalmodel van de caisson gebruikt ($n_L = 35$), opgesteld in de 1 m brede golfgoet (zie figuur 7-25).

Bij de reproductie van de drempel werd gebruik gemaakt van de in paragraaf 6.3.1. beschreven methode om te garanderen, dat in model en natuur eenzelfde stromingssituatie zou optreden. Op deze wijze worden ook de optredende drukgradiënten juist gereproduceerd.

Het onderzoek is uitgevoerd met regelmatige golven, aangezien op deze wijze een betere indruk wordt verkregen van de vervorming van de golfdruk in de drempel en eventueel optredende faseverschuivingen. Drukken werden gemeten met behulp van drukopnemers, die waren aangebracht zoals op figuur 7-26 aangegeven. Bij het onderzoek zijn de volgende variabelen onderzocht:

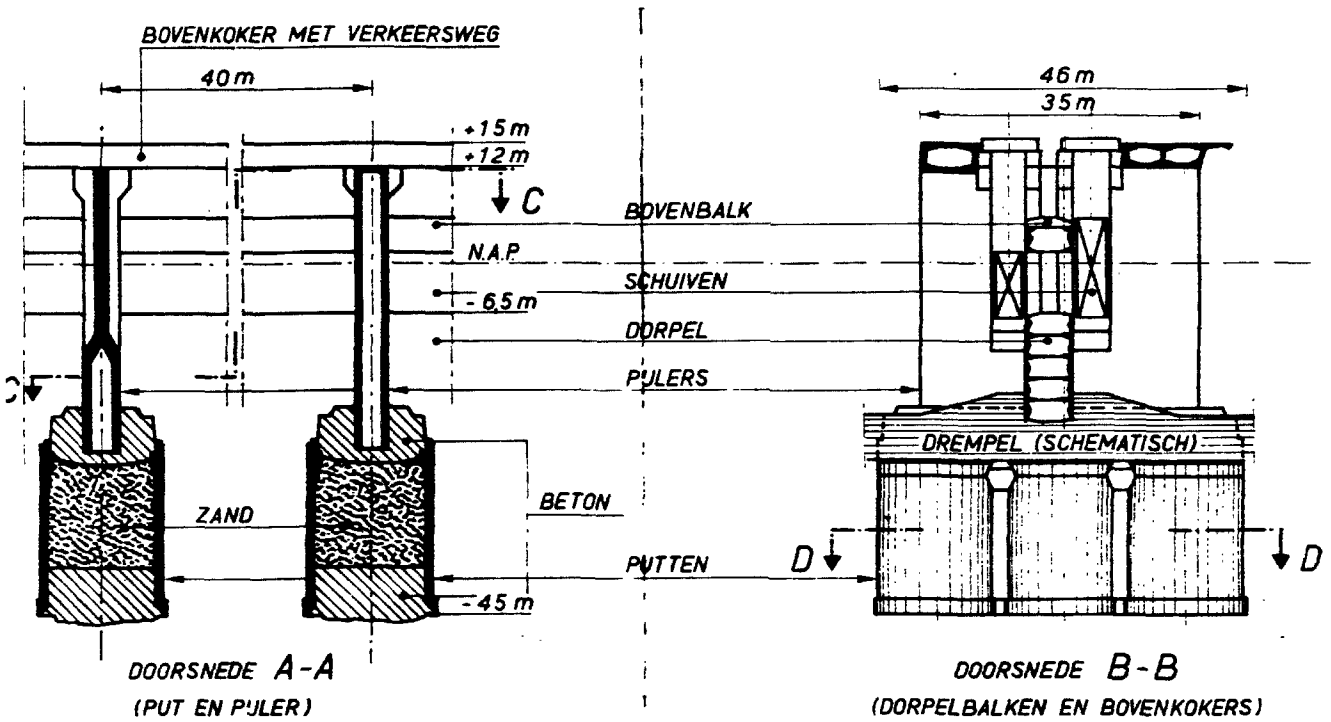
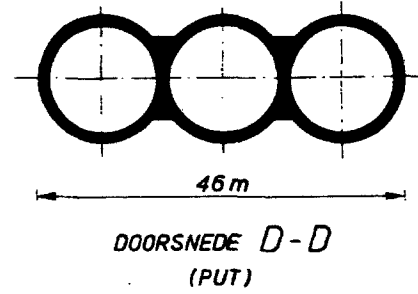
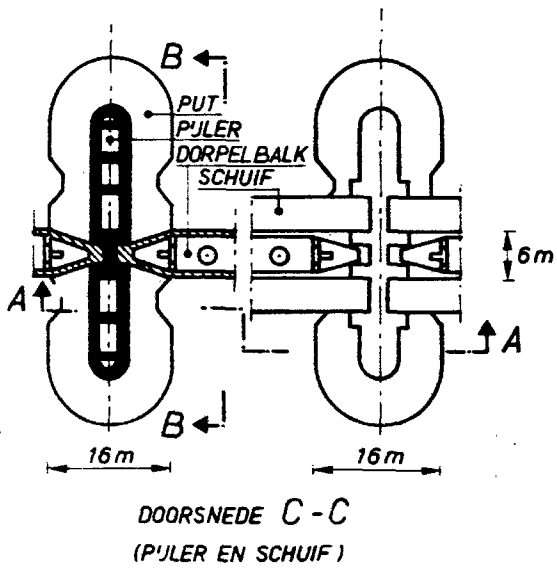
- hydraulische randvoorwaarden
- steenbestorting

In alle gevallen werd uitgegaan van een drempeldiepte van NAP - 13,5 m en een vooroeverdiepte van NAP - 16 m (situatie II van figuur 7-18).

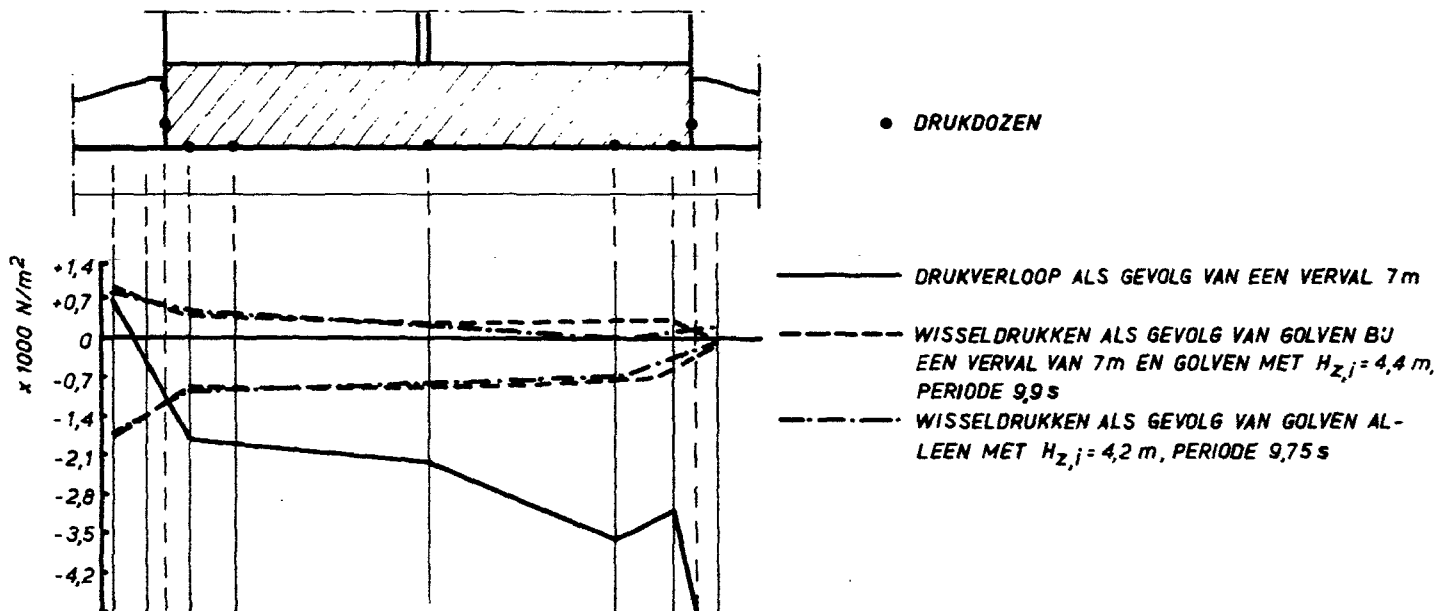
Een volledige beschrijving van het onderzoek is gegeven in WL M1364.

Op figuur 7-26 is het resultaat weergegeven van drie proeven, die dienen als illustratie van de gevonden resultaten.

Hieruit blijkt, dat bij alleen een statisch verval het drukverschil zich concentreert over de bestorting aan voor- en achterzijde van de caisson. Dit is ook het geval indien bij een combinatie van golven en verval de verhangen tengevolge van de golf afzonderlijk worden beschouwd. Bij alleen golven is echter dit effect minder duidelijk en benadert de drukverdeling een lineair verloop.



Figuur 7-27:
Vormgeving pijleroplossing



Figuur 7-26:
Drukverloop onder de caisson tengevoige van verval, goiven en golven én verval

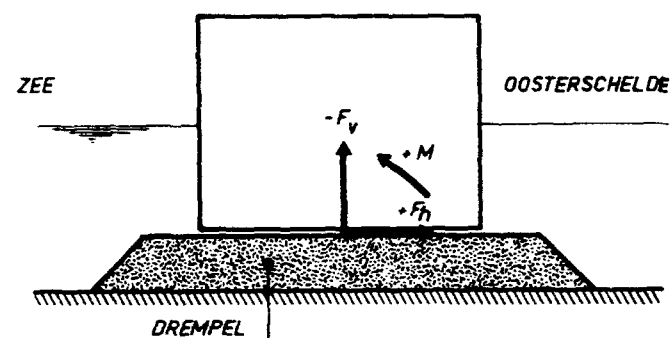
Het is duidelijk, dat bij de combinatie verval + golven (ontwerp-omstandigheden) hoge eisen gesteld worden aan de stabiliteit van de aanstorting. Indien met name de zeewaarts gelegen aanstorting wordt aangetast, zal het gehele verval zich over de benedenstroomse aanstorting instellen, hetgeen ook hier stabiliteitsverlies tot gevolg kan hebben.

7.3.2.4. Resultaten onderzoek kering met pijlers op putten

Inleiding

Als laatste fase van het onderzoek is de kering met pijlers op puttenfundatie onderzocht (zie figuur 7-27).

Deze constructie bestaat uit een aantal pijlers, geplaatst op een puttenfundatie. Tussen deze pijlers is een drempelconstructie aangebracht met daarboven de eigenlijke afsluiting in de vorm van een vast deel -de dorpel- en een beweegbaar deel -de hefschuif. Aangezien in deze opzet een bovenbak ontbreekt, terwijl de waterdiepte zodanig is, dat brekende golven onwaarschijnlijk zijn, is het onderzoek vooral gericht op de totaalkrachten op de constructie en is het verschijnsel golfklappen alleen bestudeerd in het geval



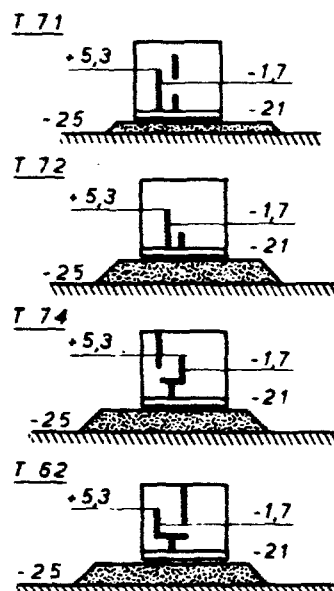
Figuur 7-28:
Schema proefopstelling M1320-III

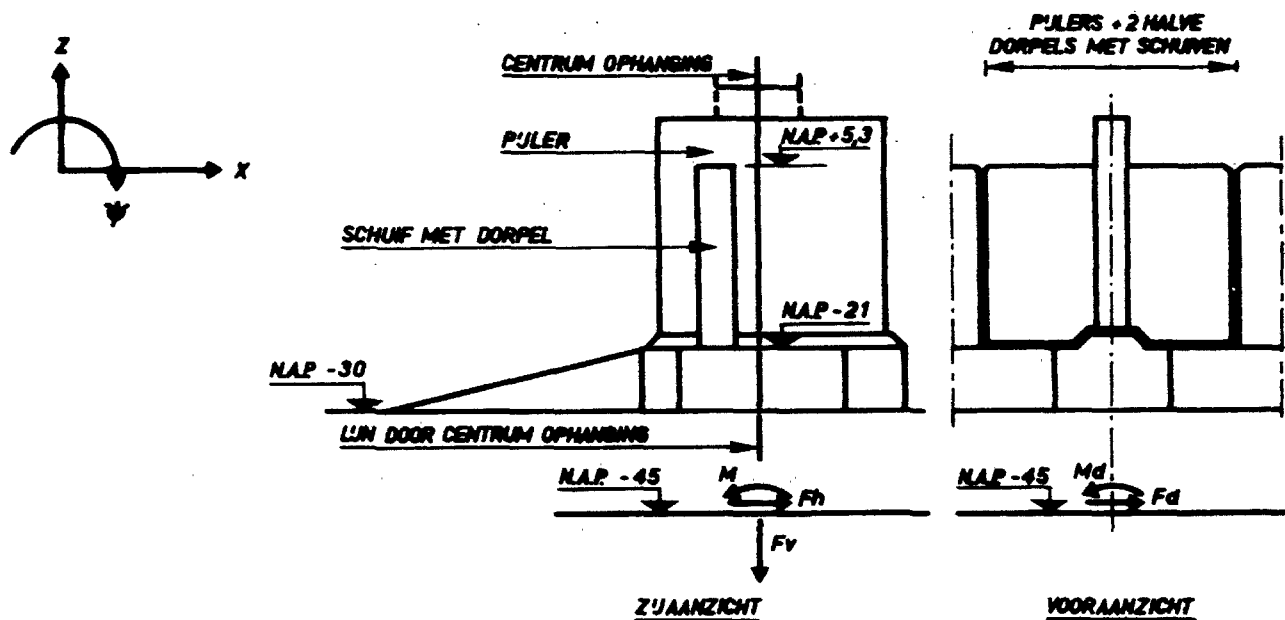
dat er een dubbele kering is en een der schuiven weigert te sluiten. Het onderzoek is als oriënterende studie gestart in het model waarin de brievenbus-caisson is onderzocht. Later is in enkele modellen, waarin de afmetingen van de pijlerdam beter gerealiseerd werden opnieuw gemeten aan de golfbelastingen.

Totaalkrachten op de schuif + pijler

1. Oriënterend onderzoek

Het onderzoek werd uitgevoerd in de 1 m golfgoot op schaal 1 : 45 en was bedoeld om een eerste indruk te verkrijgen van de te verwachten vergroting van de totaalkrachten als gevolg van een weigerende tweede schuif die bij deze variant nodig geacht werd. In dit onderzoek waren de schuiven voorin geplaatst (figuur 7-28).





Figuur 7-29:
Schema proefopstelling M1396-I en II

Een volledige beschrijving van het onderzoek wordt gegeven in WL M1320-III. De conclusies van het onderzoek waren:

1. slechts bij een afstand tussen de schuiven ter grootte van 2 m en een weigerende voorste schuif, worden grotere golfbelastingen (15%) gevonden dan bij de situatie met enkele kering
2. de waterstand in de Oosterschelde heeft geen invloed op de totaalcrachten tengevolge van golven.
3. de stand van de weigerende 2^e schuif op NAP - 1, - 3 m heeft geen invloed op de horizontale totaalcracht die optreedt.

2. Vervolg onderzoek

Dit onderzoek heeft plaatsgevonden in een tweetal modellen, te weten een onderzoek met loodrechte golfaanval en een onderzoek met scheve golfaanval, beide met onregelmatige golven al of niet met wind.

Bij het onderzoek met loodrechte golfaanval is gebruik gemaakt van een schaalmodel van de pijlerdam met schuiven ($n_L = 50$), opgesteld in de 2 m brede windgoot. Het model gaf een 100 m brede sectie weer van de dam, met daarin 2 hele en 2 halve openingen met een breedte van 35 m.

De krachten werden gemeten (bovenkant put), de druk op de put zelf werd met behulp van drukopnemers bepaald (levert F_{hput}).

Bij het onderzoek is uitgegaan van de op figuur 7-29 gegeven geometrie, daarbij zijn de volgende variabelen onderzocht:

- hydraulische randvoorwaarden
- windsnelheid
- plaats van de schuif/dorpel

Tot slot is een dubbele kering onderzocht bestaande uit 2 schuiven ter dikte van 3,5 m met een onderlinge tussenruimte van 6 m. De voorste schuif stond daarbij in het midden (de voorkant van deze schuif stond op een afstand van ca. 14 m van de pijlervoorkant). In deze situatie zijn onderzocht de weigerende schuif (voorste schuif geheven tot NAP + 1,0 m) en de normale situatie (achterste

schuif geheven tot NAP + 1 m). Een volledige beschrijving van het onderzoek is in WL M1396-I gegeven.

Op grond van de resultaten kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

1. Plaatsing van de schuiven aan de voorzijde, achterzijde of in het midden van de pijlers geeft geen duidelijk verschil in golfbelasting te zien.
2. De aanwezigheid van wind heeft geen duidelijke invloed op de krachtgrootte.
3. De golfbelasting op de put is bij de schuiven aan de voorzijde van de pijlers het grootst en neemt af bij verplaatsing van de schuiven naar de achterzijde.
4. Als representatieve waarden zijn uit dit onderzoek naar voren gekomen (F_h en F_{hput} uitgedrukt in kN/m¹ en M in kNm/m¹):

waterstand t.o.v.	F_h		M		$F_{hput}^{1)}$	
	O-top kN/m ¹	O-dal kN/m ¹	O-top kNm/m ¹	O-dal kNm/m ¹	O-top kNm/m ¹	O-dal N/m ¹
NAP (m)						
+5,30	525	- 700	21.000	- 27.000	1.700	- 2.800
+3,00	370	- 450	14.700	- 17.500	1.100	- 1.800
+0,00	110	- 130	4.350	- 5.000	220	- 320

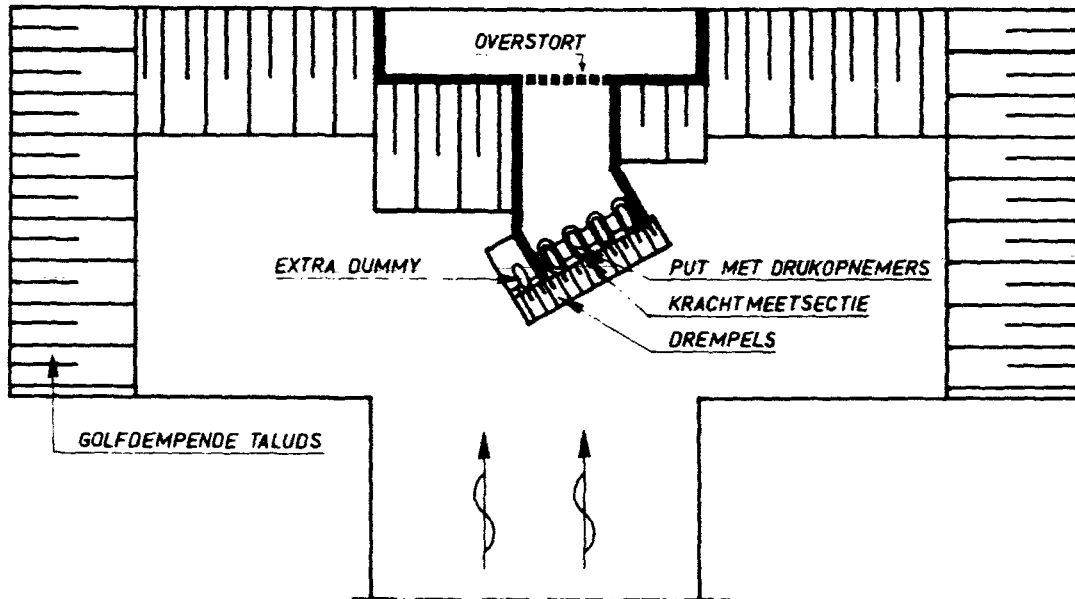
- 1) Schuifpositie: voorzijde schuif 5,8 m achter voorzijde pijler.

Bij deze waarden behoort een overschrijdingspercentage van 15% (in analogie met $H_{z,15\%}$) en de waarden moeten nog vermeerderd worden met krachten door het verval.

Scheve golfinval $H_{z,15\%}$ - dwarskrachten op pijlers

Bij het onderzoek met scheve golfinval is gebruik gemaakt van een modelschaal 1 : 50, geplaatst in de 8 m brede windgoot (figuur 7-30).

Er zijn proeven gedaan waarbij krachten op de meetpijler + 2 halve schuiven (inclusief dorpels) zijn gemeten en proeven waarbij al-



Figuur 7-30:
Schema proefopstelling M1396-II

schijf042 os5b08

leen de krachten op de meetpijler zijn gemeten. Evenals in het onderzoek met loodrechte aanval zijn de posities van de schuiven gevarieerd, al of niet met dubbele kering. Tenslotte zijn proeven gedaan met aan één kant van de pijler een ontbrekende schuif en dorpel.

In het model was, evenals in de 2 m goot, onder de meetpijler een put aangebracht, met daarin drukmeters gemonteerd.

Een volledige beschrijving van het onderzoek wordt gegeven in WL M1396-II.

Op grond van de resultaten werden de volgende conclusies getrokken:

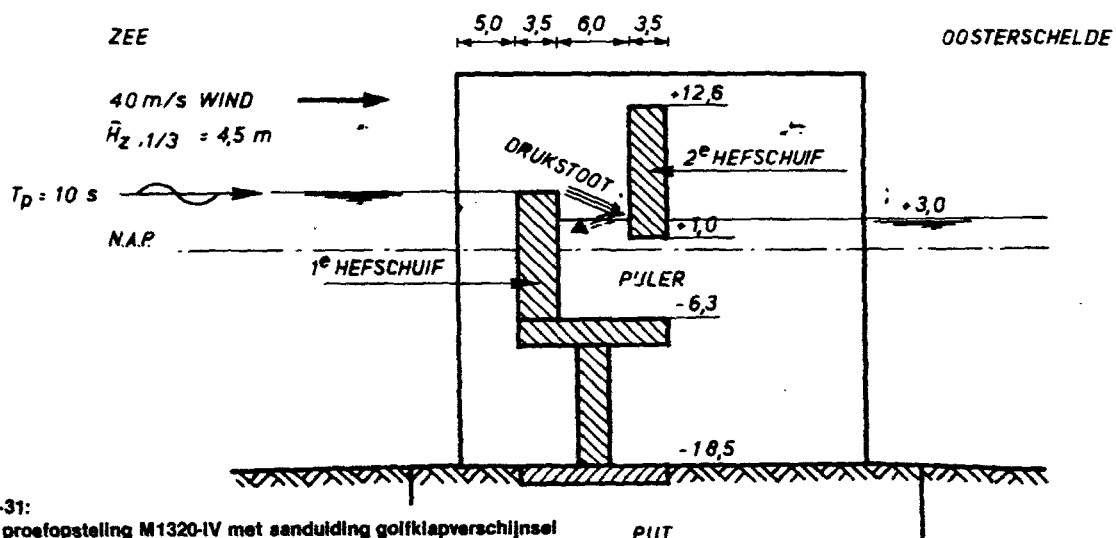
- Verplaatsing van de schuiven naar achteren zal bij scheve aanval leiden tot een verlaging van de golfbelastingen in langsrichting van de pijler, maar tot een toename in dwarsrichting.
- Proeven met en zonder wind geven bij overigens gelijke randvoorwaarden geen duidelijke verschillen in golfbelasting te zien.
- Scheve golfaanval met een hoek van 30° tussen de voortplantingsrichting en de normaal op de as van de stormvloedkering geeft 10-15% lagere golfkrachten op pijlers + schuiven dan bij loodrechte aanval.

Enkel representatieve waarden voor de golfbelastingen uit het onderzoek (krachten in 10³ kN, momenten in 10⁴ kNm) volgen hieronder (waterstand NAP + 5,30 m).

	schuifpositie voor		schuifpositie midden	
	0-top	0-dal	0-top	0-dal
F_h	17,6	- 20	16,5	19,5
M	79	- 71	76	60
F_d	5,5	- 7	6,2	7,5
M_d	25	- 21	24,5	29

Zie ook figuur 7-29 voor verklaring notatie

Bij deze waarden behoort een overschrijdingspercentage van 15% en de waarden moeten nog vermeerderd worden met krachten door het verval.



Figuur 7-31:
Schema proefopstelling M1320-IV met sanduiding golfklapverschijnsel

Golfklappen

De gesloten kering geeft geen aanleiding te verwachten dat golfklappen van het compressietype op zullen treden; dit komt vanwege het ontbreken van vooruitstekende delen in de bovenbouw.

Andere typen van golfklappen kunnen eventueel wel optreden, doch dat is sterk afhankelijk van de vormgeving van de omtrek van schuif en bovenbouw.

Ook in het geval dat bij een dubbele kering een der schuiven weigert te sluiten treden mogelijk golfklappen op.

Hiernaar is een tweetal onderzoeken verricht; een oriënterend onderzoek met behulp van het model waarmee het eerste onderzoek naar totaalcrachten was verricht en waarmee de golfklapgevoeligheid geschat werd aan de hand van drukdoosregistraties. In het model van de 8 m windgoot (het vervolg totaalcrachten onderzoek) was naast de meetsectie een stijf dummy model aangebracht waarin drukdozen waren gemonteerd, zodat een betere indruk van de golfklapgevoeligheid en de grootte van de golfklappen kon worden verkregen.

1. Oriënterend onderzoek

De schuiven waren hier aan de zeekant geplaatst, met steeds de eerste schuif gesloten en de tweede schuif met de onderhand op NAP + 1,00 m à NAP - 3,00 m.

In dit onderzoek werden gevarieerd de onderlinge afstand tussen beide schuiven en de Oosterschelde-waterstand. De zee-waterstand werd gehandhaafd op NAP + 5,30 m en de significante golfhoogte op 4,50 m.

Een volledige beschrijving van dit onderzoek wordt gegeven in WL M1320-IV. De conclusies van dit onderzoek waren:

- de tweede hetschuif wordt getroffen door overstortend water, hetgeen een korte klap veroorzaakt. Deze klap wordt via de schuif naar pijler en put overgebracht. Deze klap zal bovendien de eerste schuif een drukstoot geven, welke juist in tegenovergestelde richting werkt (zie figuur 7-31).
- een schuifafstand van 4 m is het meest gevoelig voor golfklappen.
- de Oosterschelde waterstand heeft invloed op de golfklapgevoeligheid. Bij een schuifafstand van 6 m is de golfklapgevoeligheid het grootst bij een Oosterschelde waterstand van NAP + 3,00 m.
- de stand van de tweede kering op NAP - 1,00 m of NAP - 3,00 m in plaats van op NAP + 1,00 m geeft geen significante verandering van de golfklapgevoeligheid.
- de gevoeligheid voor wind is groot.

2. Vervolg onderzoek

Gemeten werd in een model met de eerste schuif vooraan en in een model met de eerste schuif in het midden.

Op zowel de eerste als de tweede schuif waren drukdozen aangebracht.

Een volledige beschrijving van het onderzoek wordt gegeven in WL M1396-III.

De conclusies van dit onderzoek bleken overeen te komen met die van het oriënterend onderzoek.

7.3.3. Dynamisch gedrag gehele constructie

In paragraaf 7.2.2.5. en appendix V zijn achtereenvolgens de demping, de stijfheden en de meewerkende massa's voor een berekening van de responsie van de gehele constructie op de optredende belastingen behandeld.

In deze paragraaf wordt voor het geval van de pijlerdam een soortgelijke berekening gegeven (51).

De daarbij gehanteerde waarden voor de grootte van oplegvlak bedroegen $1 \times b = 46 \times 16 \text{ m}^2$.

In [51] is echter met allerlei factoren geen rekening gehouden (meetrillende watermassa's etc.). Ook is niet onderzocht of de in [50] vermelde formules wel toepasbaar zijn (bijvoorbeeld: was de grond in [18] met water verzadigd?). Omdat deze nota een verslag geeft van de studieperiode, worden toch, zij het met de grootste reserves, de conclusies vermeld.

Demping

Zie paragraaf 7.2.2.6. voor de fysische betekenis van ζ

De gronddemping blijkt voor horizontaal en verticaal bewegen de grootste bijdrage te leveren. In notitie (51) zijn voor de gronddemping de volgende grootteorden berekend, echter zonder rekening te houden met meetrillende watermassa's. Hierbij is verondersteld dat de constructie ca 10 m is ingegraven.

$\zeta_x = 0,7 - 0,8$ (horizontaal, zowel in langs- als in dwarsrichting van de pijler)

$\zeta_z = 0,5 - 0,7$ (verticaal)

$\xi_\psi = 0,2$ (rotatie om de korte as van de pijler)

Rekening houdend met een waterdemping en een geringe constructiedemping kunnen iets hogere waarden worden aangehouden. Een vergroting van de massa heeft echter een verlagend effect op deze dempingsfactoren.

Een vergroting van de meebewegende watermassa heeft echter een verlagend effect op deze dempingsfactoren. Indien aangenomen wordt dat de watermassa ca 1,5 maal de constructiemassa is, worden de dempingsfactoren ca:

$\zeta_x = 0,45$

$\zeta_z = 0,35$

$\xi_\psi = 0,10$

Stijfheden van de grond

Uitgaande van een elasticiteitsmodulus van grond van $E = 10^8 \text{ Pa}$ worden in (51) de volgende stijfheden berekend:

$k_x = 3,6 \cdot 10^9 \text{ N/m}$

$k_z = 3,5 \cdot 10^9 \text{ N/m}$

$k_\psi = 1340 \cdot 10^9 \text{ N/m}$

De waarde voor k_z is ook uitgerekend aan de hand van een beddingsconstante van 10^7 N/m^3 (LGM-schatting), hetgeen een ruim 2 maal zo hoge waarde voor k_z geeft. Bovenstaande waarden zijn echter gehanteerd.

Massa's

Er is niet gerekend met meetrillende watermassa's.

In feite is dit onjuist. Na de studieperiode is de meetrillende watermassa steeds in de beschouwing meegenomen.

De massa van de constructie zelf is berekend op $24 \cdot 10^6 \text{ kg}$ voor translaties en $1\psi = 2,2 \cdot 10^{10} \text{ kgm}^2$.

Eigenfrequenties

De volgende eigenfrequenties kunnen met b.v. de formules van Appendix V berekend worden:

translaties $N_f = 1/k$ (niet gecorrigeerd op dempingsinvloed)

$N_x = 1,9 \text{ Hz}$ (geldt voor beide horizontale richtingen)

$N_z = 2 \text{ Hz}$

rotaties $N = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_\psi}{I_\psi}}$

$N_\psi = 1,3 \text{ Hz}$ (om de korte as van de pijler)

Voor de quasi-statische golfbelasting tijdens superstorm geldt een periode van ca. 10 s, zodat $N \approx \frac{N_{x,z,\psi}}{0,05 \text{ à } 0,08}$.

Dit wil zeggen (zie figuur 7-9) dat niet voor opslingeren in die situaties behoeft te worden gevreesd.

Bij golfklappen treedt een andere situatie op. De stootbelastingen die daarbij kunnen optreden bevatten frequenties in de orde van de eigenfrequenties van de constructie, zodat van opslingeren sprake zou kunnen zijn; in dit geval is de constructie in translaterichting vrij sterk gedempt.

Bij het ontwerp van de pijlerconstructie treden alleen plaatselijke snel fluktuerende belastingen op. Met de dimensionering van onderdelen wordt hiermee rekening gehouden. Te verwachten is dat hoogfrequente belastingen in ieder geval voor de pijlerfundatie geen rol van betekenis spelen.

7.3.4. Belastingen op en gedrag van constructie – onderdelen

7.3.4.1. Inleiding

Het onderzoek naar de krachten op de constructie-onderdelen van de kering in de definitieve fase heeft zich vooral gericht op de diverse schuifvarianten.

Het ontwerp van de schuiven in de stormvloedkering hangt nauw samen met:

- Het ontwerp van de overige constructie.
- de omstandigheden die kunnen voorkomen.
- De eisen waaraan moet worden voldaan.

Omgekeerd heeft het schuifontwerp invloed op het ontwerp van de overige constructies en in zekere zin ook op de omstandigheden in de nabijheid ervan, zoals golven, waterstanden, weigerende schuiven, enkele of dubbele kering, grootte van het doorstroomprofiel etc.

Eisen kunnen voorkomen uit beheersoverwegingen, constructieve overwegingen, ecologie, onderhoud etc.

De vorm van de overige constructie beïnvloedt golven en stroming bij de schuif, en daardoor de belastingen op de schuif; bovendien kan het trillingsgedrag daardoor beïnvloed worden.

In het uitgevoerde onderzoek is onderscheid gemaakt tussen het golfbelastingsonderzoek en het stromingskrachten- en trillingsonderzoek.

Het aantal omstandigheden voor het golfbelastingsonderzoek is per geval veel meer beperkt doordat vooral gekeken is naar de situaties met gesloten schuiven, hetgeen onder ander bepalend is voor de belasting van de fundaties, terwijl dan ook de grootste golven aanwezig zijn. Het golfbelastingsonderzoek is daarom meer algemeen toepasbaar voor de diverse ontwerpen.

Het golfbelastingsonderzoek voor wat betreft de belasting op de buitenkant van de schuif in geval van gesloten kering is veelal meegenomen als onderdeel van het totaalcrachtenonderzoek en het golfklappenonderzoek.

Het onderzoek naar stromingsexcitatie heeft hier los van gestaan, hoewel voor enkele gevallen hierin ook gegolfd werd ter verkrijging van een indruk van de golfklapgevoeligheid voor de waterbeweging in de schuif.

7.3.4.2. Algemeen golfbelastingsonderzoek

Bij golfbelasting dient weer onderscheid te worden gemaakt tussen de, met de golfperiode fluctuerende golfkracht (quasi-statische golfbelasting) en de stootvormige belasting ten gevolge van golfklappen.

Teneinde een indruk te krijgen van de grootte van de quasi-statische belasting is in een vroeg stadium van het onderzoek voor een aantal geometrieën de belasting op de schuif bepaald. Hierbij was sprake van een schuif met een vlakke voorkant, zie WL M1320-I.

In een later stadium is een roosterschuif onderzocht, om na te gaan op welke wijze de vorm van de schuif de terugkaatsing -en daarmee de quasi-statische golfkracht- beïnvloedt, zie WL M1381-I. Golfklappen bij caissons op staal gefundeerd zijn intensief bestudeerd in de eerste fasen van het onderzoek, voor de resultaten van dit onderzoek wordt verwezen naar paragraaf 7.3.2.2. Hieruit kon ook worden geconcludeerd dat in het definitieve ontwerp van de pijlerdam met vlakke schuif geen golfklappen van betekenis zullen optreden.

Bij de toepassing van een roosterschuif zullen echter wel golfklappen optreden, zie WL M1381-II.

In de laatste fase van het onderzoek zijn voor het geval van loodrechte en scheve golfaanval en dubbele kering, (waarbij een weigerende schuif) de golfklapgevoeligheid en de klapgrootte met behulp van drukmetingen bestudeerd, zie voor de resultaten daarvan WL M1396-I, II, III.

7.3.4.3. Schuifonderzoek

In het onderzoek is de schuif steeds samen met de onmiddellijke omgeving onderzocht en het resultaat kan zowel voor het schuifontwerp als voor het betonontwerp consequenties hebben.

Bij het onderzoek kan onderscheid gemaakt worden tussen:

- | | |
|----------------|---|
| Vorbereiding | - omstandigheden onderzoek |
| | - voorontwerp stadium (meerdere alternatieven) |
| Optimalisering | - belastingonderzoek (eventueel meerdere alternatieven) |
| | - responsie- en trillingsonderzoek (één hoofdvariant) |
| Afronding | - definitief ontwerp stadium |
| | - controle onderzoek in het prototype. |

Het doel van het onderzoek dat in het volgende behandeld wordt was het begeleiden van het voorbereidende stadium en het optimaliseringsstadium voor zover nodig om de technische haalbaarheid na te gaan en een kostprijs te kunnen berekenen.

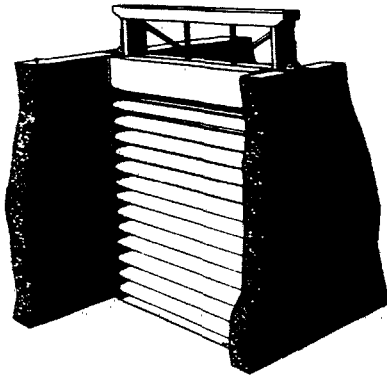
Een schuifontwerp controleren op haar werking vraagt aanvullend nog een tijdovend onderzoek. In het voorbereidende stadium moet nog rekening gehouden worden met voortdurende wijzigingen van het ontwerp en dus van modellen en meetprogramma's. Gezien de veelheid van ontwerpen die beoordeeld moesten worden is een meetplan opgesteld waarbij de eerste aandacht gegeven zou worden aan die variant van de uit een voorselectie overgebleven afsluitmiddelen, die het minst overeenkwam met de in het verleden onderzochte typen. In een later stadium zouden ook andere varianten in de studie betrokken moeten worden. Hierbij is impliciet gebruik gemaakt van de grote ervaring die in het verleden reeds met hefschuiven is opgedaan, zodat bekend is dat de schuif zelf geen breekpunt kan zijn in de keuze van een bepaalde stormvloedkering.

Concluderend mag worden gesteld dat vooral met behulp van de totaalcracht en golfklaponderzoeken een indruk is verkregen over de te verwachten omstandigheden en wat de krachten gedurende de ontwerp omstandigheden zullen zijn, doch dat de details die meer voortvloeien uit nader trillingsonderzoek (en soms ook golfonderzoek)- nog onderzocht moesten worden.

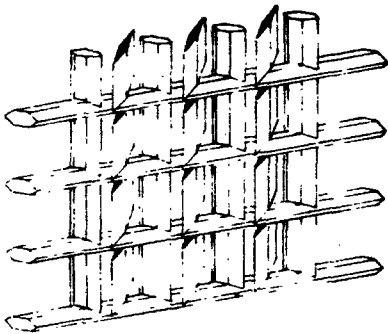
In het beginstadium van de studie ging de aandacht vooral uit naar een caissonoplossing, met daarin schuiven met een overspanning

van ca. 10 m. Een drietal afsluitlemmingen kwam daarvoor in aanmerking, te weten:

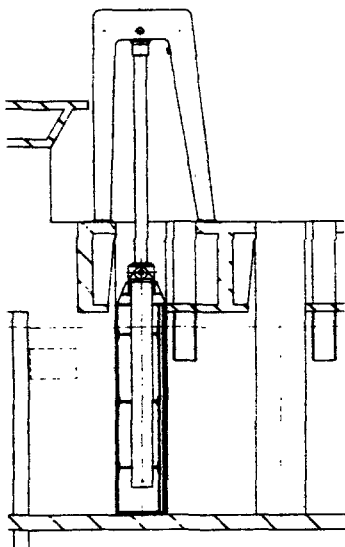
1. roosterschuiif (zie figuur 7-32)
2. tolklepschuiif (zie figuur 7-33)
3. hefschuiif (zie figuur 7-34)



Figuur 7-32:
De roosterschuiif



Figuur 7-33:
De tolklepschuiif



Figuur 7-34:
De hefschuiif

Hiervan had de roosterschuiif de voorkeur, omdat daarbij in de open stand het debiet over een groot dwarsprofiel wordt verdeeld en turbulenties sneller uitgedempt worden zodat de ontgrondingen relatief gering blijven. De roosterschuiif vormt in geopende toestand een rij gestroomlijnde profielen die onder water blijven. Bij modelonderzoek kunnen Reynoldseffecten (tengevolge van de in model te grote invloed van de viscositeit) bij deze vormgeving een belangrijke rol spelen.

De Reynoldseffecten en het feit dat dit type schuiif nooit eerder werd toegepast hebben ertoe geleid dat begonnen is met het onderzoek aan de roosterschuiif.

Dit onderzoek kon bovendien ook enigszins los worden gezien van het onderzoek van de overige constructie, omdat:

- a. het vooral gericht was op onderdelen van de schuiif
- b. er geen schuiifonderrand is die ten opzichte van de betonconstructie een steeds ander positie inneemt, waardoor de vorm van de betonconstructie niet als variant behoeft te worden meegenomen.

In een later stadium zijn ook andere schuiifontwerpen in de modelstudies betrokken, met name de tolklepschuiif, de hefschuiif en de pontonschuiif. Daarvan lijkt de tolklepschuiif zowel wat betreft de toepassing als het benodigde onderzoek nog het meest op de roosterschuiif. Ook hier blijft de schuiif onder water en worden gestroomlijnde profielen toegepast.

Voor de hefschuiif geldt dat de vorm beter aansluit met de bestaande ervaring, doch de schuiif is ook meer direct beïnvloedbaar door de overige constructie (boven- en onderaanslag schuiif bijvoorbeeld).

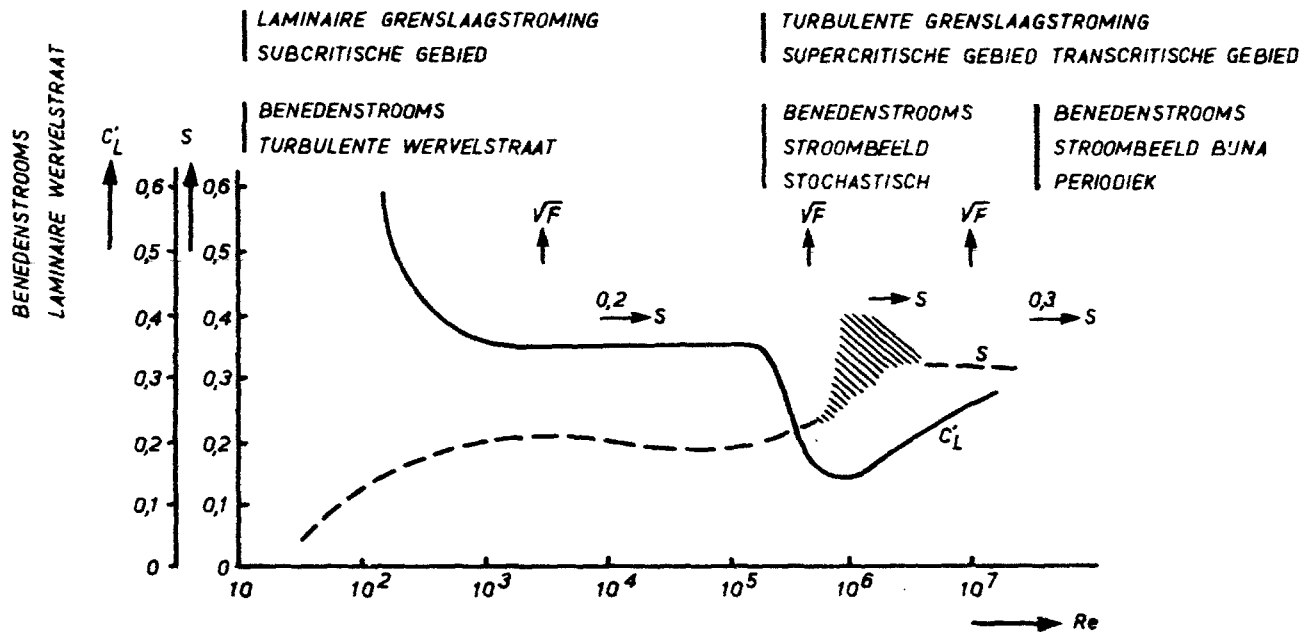
Nadat eenmaal een aantal van deze hefschuiifontwerpen gekozen was voor onderzoek wijzigden hoofdafmetingen en betonontwerp voortdurend, zodat dit deel van het onderzoek alleen waardevol bleef indien het beschouwd werd als van meer algemene aard, nuttig om inzicht te krijgen in de verschijnselen die optreden bij het soort ontwerp, zonder alle verschijnselen te kunnen vertalen van en naar hetzelfde ontwerp in een andere beton-configuratie.

Onderzoek aan de roosterschuiiven

De roosterschuiif bestaat uit twee frames met gestroomlijnde balken, dit wil zeggen zodanig gevormd dat bij geopende schuiif de balken van de tegen elkaar geplaatste frames een geringe weerstand vormen. Het bruto doorstroomprofiel bedraagt dan 48% van het schuiifvlak. De roosterschuiiven reiken tot op enige afstand onder de waterspiegel, daarboven wordt een hefschuiif geplaatst om de doorlaat van ijs etc. mogelijk te maken. Het gehele frame wordt alleen voor onderhoud uit de sponningen gehesen. Het onderzoek heeft zich beperkt tot alleen de roosterschuiif. De stroomlijnform doet een Reynoldsinvloed (viscositeit) verwachten waardoor de resultaten van kleine modellen in water niet zonder meer naar de werkelijkheid vertaald mogen worden. Het Reynoldsgetal in het prototype kan maximaal $4 \cdot 10^6$ bedragen (snelheid in aanstroming: 8 m/sec, balkhoogte 0,65 m), zodat in het prototype een transcritische Reynoldsgetal wordt bereikt (figuur 7-35), doch in een klein model met water wordt alleen het subcritische gebied bereikt. Het zogebied met wervelstraten achter de profielen zal in het algemeen in model naar verhouding dikker zijn dan het prototype, met als gevolg een hogere weerstand en lagere aanstootfrequentie van drukpulsaties die het gevolg zijn van alternerend loslaten van wervels.

Het onderzoeksprogramma werd zo opgezet dat inzicht werd verkregen in de betrouwbaarheid van de modellen ten gevolge van het Reynoldseffect. Het onderzoeksplan leidde tot de bouw van een aantal modellen:

1. Onderzoek in een goot van het WL met een mootje van de roosterschuiif op schaal 1:5. Doel: Kwalitatief vergelijken verschillende profielen op basis van weerstandscoëfficiënten -zie



Figuur 7-35: De dimensieloze wervelfrequentie en de weerstandscoefficiënt als functie van het getal van Reynolds voor cirkelvormige cilindervormige uit [55]

- WL M1327. Ook de gevoeligheid voor fabricage-onnauwkeurigheid en spleetgrootte tussen de balken is bekeken.
2. Onderzoek in een watertunnel van het WL met een mootje van de roosterschuij op schaal 1:2,75. Doel: bepaling van weerstanden en van drukverdelingen (statisch en dynamisch) over de profielen bij een zo hoog mogelijke Reynoldsgetallen ($Re = 5 \cdot 10^5$) zie WL M1327.
 3. Onderzoek in een watertunnel van het WL met een mootje van de roosterschuij, schaal 1:6,875. Doel: Vaststellen van drukverdelingen en weerstanden en hefkrachten bij diverse schuijstanden, zie WL M1327. Hefkrachten zijn zeer belangrijk doordat er vele roosterbalken boven elkaar zitten. (5 balken)
 4. Onderzoek in hoge snelheidstunnel van het Nationaal Lucht en Ruimtevaartlaboratorium (luchttunnel) met een mootje van de schuij, schaal 1:1,875. Doel: bepaling drukverdelingen (statisch en dynamisch) over de profielen bij prototype Reynolds-waarden ($Re = 3,8 \cdot 10^6$), zie WL M1327, NLR-TR 76015L, NLR-TR 7606L [55].
 5. Onderzoek aan een klein elastisch gelijkvormig model van de totale schuij, geplaatst in een goot van het WL, schaal 1:22,8. Doel: Controle van het schuijontwerp dat op basis van voorafgaand onderzoek is gemaakt. het onderzoek betrof responsiemetingen en trillingsonderzoek bij zowel stromingsexcitatie als een combinatie van stromings- en regelmatige golfexcitatie, zie WL M1338.
 - 6.* Onderzoek aan een groot elastisch gelijkvormig model van de totale schuij geplaatst in een speciaal te maken goot in de schutsluis te Lith, schaal 1:3. Doel: controle van het schuijontwerp dat op basis van voorafgaand onderzoek is gemaakt door middel van responsiemetingen en trillingsonderzoek van zowel de schuij als geheel, als van de onderdelen. het model is een volledig replica van het prototype Reynoldsgetal orde 10⁶. In dit model werd ook de locale beplatingstijfheid elastisch gereproduceerd, hetgeen in dit geval een belangrijke controlemogelijkheid voor het ontwerp zou geven. Betrokken instanties, instituten en firma's: RWS, WL, NLR, Fok-

ker, Nederhorst, zie WL R1068, NLR-SC-76-031.

- 7.* Cavitatieonderzoek in een tunnel van het WL en een aanvullend schade onderzoek in het Nederlands Scheepsbouwkundig Proefstation (NSP). Doel: controle van cavitatiegedrag en vaststelling van mogelijke schade. Zie WL M1327, nota NSP-1359-1-CT.
- 8.* Onderzoek overlevingskansen van vissen bij het passeren van de roosterschuij. Betrokken instanties en instituten RWS, WL, Instituut voor Toegepast Natuurwetenschappelijk Onderzoek (TNO) - zie WL M1327, TNO-IWECO-11718. De met * aangeduide onderzoeken werden tot op zekere hoogte voorbereid doch niet meer uitgevoerd, omdat inmiddels een andere keuze voor de stormvloedkering was gemaakt, waarin de roosterschuij als afsluitmiddel geen juiste toepassing vormde. Met het onderzoek dat werd uitgevoerd werd geconstateerd dat:
 - a. Geen Reynoldsinvloed aanwezig was in de weerstand, de drukverdeling en de loslaatfrequentie van wervels. Bij meerdere balken verdwijnt dit effect vermoedelijk als gevolg van de invloed van naburige roosterbalken. Het spectrum van de druk (kracht) fluctuaties vertoont bij prototype Reynolds-waarden echter een veel duidelijker piek, hetgeen een van de kenmerken is van het transcritische Reynolds-gebied.
 - b. De profielkeuze ten aanzien van de weerstand niet optimaal is geweest, een betere profielkeuze geeft echter hogere aanstootfrequenties en is minder stijf.
 - c. Bij een zeker verval de balken in de eigen frequenties aangestoten worden en de bewegingen zo groot worden dat een terugkoppelmechanisme in werking treedt, waardoor zeer gevaarlijke trillingen op gaan treden; vermoedelijke remedie: de balken dienen in het midden in verticale richting gekoppeld te worden.
 - d. Cavitatie in extreme situaties (bij gesloten kering waarbij één schuij open blijft staan) vermoedelijk lokaal zal kunnen optreden.

Onderzoek aan tolklepschuiven

De tolklepschuif bestaat uit een frame, waarin tolkleppen gemonteerd zijn. De kleppen worden via verticale assen die tot boven de waterspiegel reiken aangedreven. Het gehele frame wordt alleen voor onderhoud boven het water getild. In geval van geopende kleppen bedraagt het openingspercentage ca. 60% van het gehele schuifvlak. In geopende stand hebben het frame en de tolkleppen een gestroomlijnde vorm. Evenals bij de roosterschuiven is het Reynoldsgetal van belang. In de literatuur is niet veel bekend over de eigenschappen van tolkleppen, alhoewel toepassingen vrij talrijk zijn.

Het onderzoek aan dit afsluitmiddel is pas later gestart. In tegenstelling met de roosterschuif is geen volledig programma van onderzoek opgesteld, doch slechts de aanzet daarvan.

1. Literatuuronderzoek tolkleppen - zie WL M1354.
2. Onderzoek aan één klep, geplaatst in een watertunnel (in een verbouwde goot) van het WL.
Doel: kwalitatief onderzoek aan diverse klepvormen, zoals die op basis van het literatuuronderzoek werden ontworpen - zie WL M1354.
3. Een theoretische studie naar mogelijke Reynoldseffecten bij de in WL onderzocht klepvormen en de modificaties die daaruit volgen, uitgevoerd door het NLR - zie WL M1354, NLR-TR-76022L.
- 4.* Een onderzoek aan een viertal naast elkaar staande kleppen die met zekere rotatiestijfheid in een watertunnel gemonteerd zijn.
Doel: Om bij een maximaal haalbaar Reynoldsgetal ($Re = 6 \cdot 10^5$) weerstanden, krachten, momenten en trillingsgedrag na te gaan (WL M1373, geen verslag).
5. Een theoretische studie naar trillingsgedrag van de kleppen in geopende stand, ook in beschouwing nemend de onderlinge beïnvloeding, uitgevoerd door het NRL - zie NRL-TR-7515L.

Van het met * aangeduide onderzoek is alleen het model ontworpen, het onderzoek is niet uitgevoerd omdat inmiddels een andere keuze voor de stormvloedkering was gemaakt, waarin de tolklepschuif als afsluitmiddel geen juiste toepassing vormde.

Met het onderzoek dat werd uitgevoerd werd geconcludeerd dat:

- a. Bij sommige klepvormen rekening gehouden moet worden met Reynoldseffecten.
- b. Een ten aanzien van momenten goede profielkeuze mogelijk is, doch dat de vormgeving van de klep ingewikkeld wordt.
- c. Trillingen door onderlinge beïnvloeding niet op zullen treden.

Onderzoek aan de hefschuiven

Hefschuiven vormen een vrij algemeen toepasbaar afsluitmiddel in alle stormvloedkeringsvarianten die in de loop van de studie als reëel mogelijk naar voren zijn gekomen. De schuif is in eerste instantie dubbel uitgevoerd gedacht. Er zijn twee hoofdvarianten geselecteerd, namelijk een stalen schuifontwerp en een betonnen schuifontwerp. Het stalen schuifontwerp was voorzien van een dubbele beplating met als doel de kerende functie te scheiden van de golfopvangfunctie. Het betonontwerp was vooral gebaseerd op constructieve overwegingen.

Voor beide typen geldt dat de boven- en onderaanslag (en de schuifrandvormgeving) van belang zijn voor het trillingsgedrag en dat de vorm van de betonnen bovenconstructie speciaal van belang is in verband met golfbelastingen. Ten tijde van de start van het onderzoek in model (M1377) was het brievenbus-caisson met dubbele kring en tussenvloer de meest belovende variant.

In een later stadium is de pijleroplossing naar voren gekomen, waarbij naast de vergroting van de schuifafmetingen, het verdwijnen van de tussenvloer en de bovenbouw de voor de schuif meest essentiële wijzigingen waren.

Weer later is de bovenbouw in het ontwerp teruggekeerd. In model is op zeker moment alleen de tussenvloer verwijderd en vervangen door een tweetal dorpels, ter plaatse van elke schuif één dorpel. Het onderzoek (schaal 1:50) heeft plaatsgevonden in een goot van het Waterloopkundig laboratorium.

Een brievenbus-caisson was ingebouwd en de schuif was gemonteerd in een speciaal frame, waarmee de positie van de schuif ingesteld kon worden en waarin de schuif als verticaal of horizontaal bewegend massaveersysteem geschematiseerd was aangebracht. De schematisering betrof voor de stalen schuif ook de vormgeving. Het onderzoek is steeds met één schuif (20 m overspanning) uitgevoerd gemonteerd aan de zeezijde van het caisson. Van de stalen schuif is zowel een hoge (8,5 m) als een lage (5,5 m) variant en van de betonnen schuif is alleen een hoge variant (8,5 m) onderzocht op krachten en trillingen die optreden bij stromen, terwijl ook enige tijd met regelmatige golven is gewerkt bij de hoge schuiven van het stalen en betonnen schuifontwerp - zie voorts WL M1377.

Enkele algemene conclusies van het onderzoek luiden:

- de permanente krachten in verticale richting als gevolg van stromingsdrukken blijven voor beide schuiven gering.
- trillingen zijn geconstateerd zowel bij de eigenfrequentie als bij andere frequenties.

Deze laatste zijn een gevolg van slingerverschijnselen in de schuifschacht gevormd door de bovenstroms van de schuif aangebrachte bovenbak en geïnitieerd door wervels die van deze bovenbak kunnen loslaten. Deze laagfrequente krachten kunnen vrij groot worden en kunnen alleen worden vermeden door de vormgeving van de bovenbalk te wijzigen. Deze trillingen zijn niet geconstateerd bij een aanwezige tussenvloer. De trillingen in de eigenfrequentie kunnen eveneens vrij groot worden, doch deze trillingen kunnen vrij gemakkelijk worden gedempt door het aanbrengen van enige demping - hetgeen aanwezig is door de wrijving in de aanslagen van de schuif.

- golven blijken een reducerend effect te hebben op bovengenoemde trillingen bij de eigenfrequentie.
- in geval van permanente stroming kunnen benedenstroms van de schuif golfklapverschijnselen op de bovenbouw optreden als gevolg van het daar fluctuerende wateroppervlak.
- bij golven blijken in de schuif en op de schuif onder- en bovenkant als gevolg van de detailvormgeving klapverschijnselen op te treden.

Er is geen onderzoek verricht naar de schuiven in de pijleroplossing. Wel kunnen de hiervoor genoemde metingen indicatief gebruikt worden. Een grote overspanning tendert naar eigenfrequenties die in een ongunstiger verhouding komen tot de aanstootfrequenties terwijl vooral bij lage schuiven meer sprake is van een schotbalkvormgeving, waarbij het gebied van turbulente aanstootmechanismen in verhouding tot de schuifinhoud in ongunstiger zin toeneemt. De lagere eigenfrequenties zijn anderzijds gunstig voor het opvangen van de golfbelasting.

Een en ander leidt tot de conclusie dat dankzij het verrichte onderzoek en voorontwerp voor de schuiven voor de pijleroplossing kan worden gemaakt, waarin een aantal kritieke punten ondervangen zijn, doch dat dit ontwerp nog wel in in systematisch onderzoek moet worden getoetst en waar nodig verbeterd.

8 Bouwfasenonderzoek

8.1. Inleiding

Een bouwfasenonderzoek wordt veelal bemoeilijkt doordat een belangrijk deel van het onderzoek moet plaatsvinden op basis van beperkte en nog vage gegevens omtrent de dimensies van de te ontwerpen constructie en de (gedachte) uitvoeringsmethoden. De resultaten van een bouwfasenonderzoek zijn echter vaak mede bepalend voor het uiteindelijk ontwerp, omdat bepaalde situaties hierbij maatgevend blijken te zijn.

Dit houdt in dat het bouwfasenonderzoek vaak een iteratief karakter heeft en bij voorkeur vanuit een globale verkenning steeds verder in detail gaat. Een eerste benadering wordt veelal op grond van ervaring of reeds eerder uitgevoerd soortgelijk onderzoek gegeven.

Het belang van het bouwfasenonderzoek ligt in het onderkennen van de verschillende situaties waarin de constructie-onderdelen tijdens de opbouw komen te verkeren en de consequenties hiervan voor deze onderdelen, andere onderdelen en de uiteindelijk te realiseren totale constructie.

Het meest kenmerkende en spectaculaire deel van de bouwfasen bij de caissons is het transport en afzinken van de caissons. In een relatief kort tijdsbestek moet een aantal achter elkaar, een groot aantal op elkaar afgestemde operaties worden uitgevoerd. Een draaiboek is hierbij een vrijwel onmisbaar hulpmiddel. Bij het plaatsen van de caissons in de sluitgaten kunnen globaal de volgende onderdelen worden onderscheiden:

- het opdrijven van de caisson in de bouwput
- het transport van de bouwput naar het sluitgat
- het transport naar de afzinkplaats
- het verwijderen van de drijfmiddelen en overige afzinkvoorzieningen

In chronologische volgorde bekeken komen het eerst de bouwputten aan de orde. De grootte hiervan wordt behalve door het aantal en de afmetingen van de afzonderlijke caissons mede bepaald door de wens de volgorde van plaatsing niet bij voorbaat vast te leggen.

De resulterende afmetingen waren dusdanig groot en de bouwputten waren zodanig gelegen dat onderzoek naar de invloed op het stroombeeld met het overzichtstijdsmodel M1000 noodzakelijk was (zie paragraaf 8.2.1.).

Om het transport van de bouwput naar het sluitgat te kunnen realiseren dient de benodigde sleepboot-capaciteit bekend te zijn. Deze wordt in hoofdzaak bepaald door de sleepweerstand van de caissons en gezien de afmetingen dient ook rekening gehouden te worden met windbelasting. De stroomweerstand wordt behalve door de grootte van de stroomsnelheid onder meer ook bepaald door de lengte-breedte verhouding van de caisson, de aanwezigheid van drijfmiddelen en de vormgeving hiervan, de keelclearance en de vormgeving van de caissonbodem (met al dan niet ribben en skirts).

Ten behoeve van het boven de afzinkplaats brengen en vervolgens afzinken van de caissons is informatie nodig over de grootte van de stroomsnelheden in het sluitgat als functie van tijd en van het aantal reeds geplaatste caissons.

Dergelijke informatie is tevens nodig in verband met de stabiliteit van de drempelbestorting(en).

Aangezien het stroombeeld in het sluitgat steeds meer een driedi-

mensionaal karakter krijgt door de aanwezigheid van de drempel en de reeds geplaatste caissons moet de stroomweerstand voor deze omstandigheden worden onderzocht. Behalve de krachten door stromend water worden in deze fase van het werk ook de door golven veroorzaakte krachten van belang.

De grootte van deze krachten bij een bepaalde golfomstandigheid wordt echter in hoofdzaak bepaald door de mate waarin men de door de golven veroorzaakte bewegingen van de caisson tracht te beperken.

De reden om deze bewegingen te beperken is gelegen in de eisen die met betrekking tot de plaatsingsnauwkeurigheid in de verschillende richtingen wordt gesteld.

De stabiliteit van de drempel is het meest kritiek tijdens deze fase. Rondom maximale eb- of vloedstroom (= maximaal verval) worden de stenen van de toplaag het zwaarst aangevallen (zie verder paragraaf 8.2.4.).

Tijdens het afzinken moet de caisson in positie gehouden worden om te zorgen dat het binnen de grenzen van de opgegeven plaatsingsnauwkeurigheid aan de grond komt. Om de caisson in positie te houden, dienen op caisson krachten te worden uitgeoefend die groter zijn naarmate de bewegingen sterker beperkt moeten worden.

Aangezien het afzinken veelal over ettelijke meters moet plaatsvinden, wordt meestal ook onderzoek verricht naar het gedrag tijdens het afzinken. In een schaalmodel wordt het ballasteren met water (vullen) van de caissons gesimuleerd, waarbij de caisson dus tijdens de proef geleidelijk zakt. Dit soort onderzoek gebeurt echter pas als er een definitief caissonontwerp is en is derhalve bij de studie niet uitgevoerd.

In de allerlaatste fase van het afzinken, als de caissonbodem zich vlak boven de drempel bevindt, zullen zich wellicht verschijnselen met betrekking tot aquaplaning voor kunnen doen. Ook dit onderzoek is niet gedaan omdat hierbij een definitief caissonontwerp nodig is.

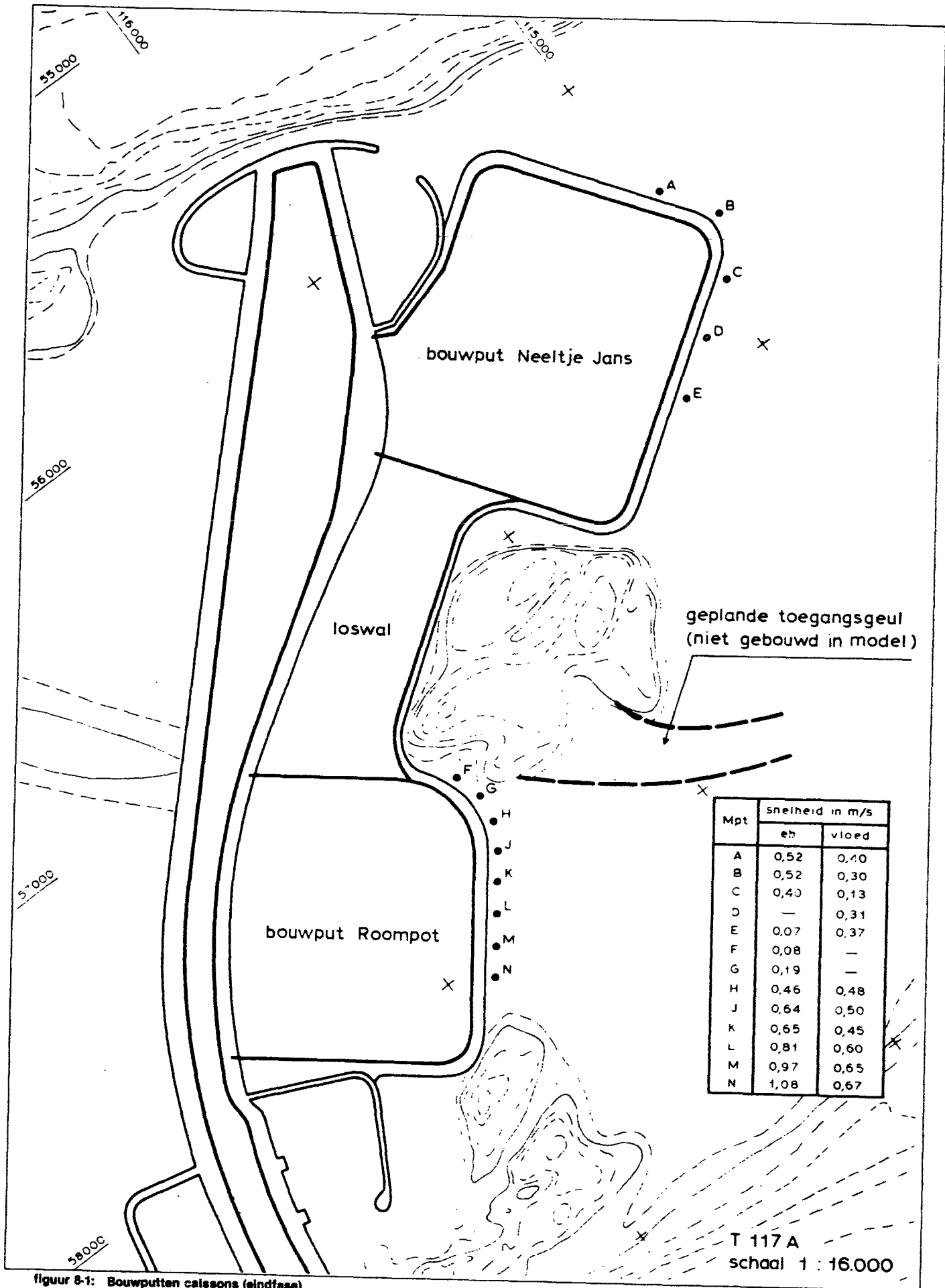
Een punt van essentieel belang bij fundering op staal is na te gaan of aanzanding tijdens de bouw van de drempel kan optreden en, indien dit het geval is wat de gevolgen zullen zijn, met name ten aanzien van de interne stabiliteit van de drempel na in bedrijf nemen van de kering. Aan dit punt werd tijdens de studieperiode veel aandacht besteed (zie paragraaf 8.2.5.).

Voor de oplossing pijlers op putten geldt eveneens dat informatie nodig is ten behoeve van het transport naar het sluitgat, evenals informatie over de situatie bij plaatsing van de putten.

Ook tijdens het plaatsen en in de fase dat de bouwkuip nog op de put staat moeten de krachten bekend zijn. De voor de caissonplaatsing verzamelde gegevens en resultaten van onderzoeken konden voor een belangrijk deel zodanig geïnterpreteerd worden dat deze voor de pijleroplossing toepasbaar waren.

Tijdens de studieperiode heeft het onderzoek zich speciaal toegespitst op het gedrag van een hefschip (Katamaran) dat gebruikt zou worden om de putten te transporteren en plaatsen. Het onderzoek heeft zich vooral gericht op de scheepsbewegingen en verankeringskrachten, de waarden van de versnellingen en de krachten in de ophangdraden van de kuip, de benodigde vrijslag van de kuip in het beun, en het effect van deiningscompensatoren. Dit onderzoek is uitgevoerd met golf- en stroomaanval voor diverse situaties (transport en put reeds op de grond).

De pijleroplossing heeft toch ook zijn specifieke problemen. Tijdens de studieperiode werd veel aandacht besteed aan de ont-



figuur 8-1: Bouwputten caissons (eindfase)

grondingen rondom de put die tijdens plaatsing zullen optreden, en de te nemen maatregelen om deze ontgrondingen binnen de perken te houden. Ook hier heeft men met stabiliteitsproblemen tijdens de bouwfasen te maken, met name de stabiliteit van bestoringen rondom de kop van een put en -uiteraard- ten behoeve van de opbouw van de drempel.

8.2. Caissons op staal

Het onderzoek ten behoeve van de bouwfasen van de caissonoplossing omvatte de volgende aspecten:

- De bouwputten waarin de caissons worden gebouwd (zie paragraaf 8.2.1.).
- Hydraulische randvoorwaarden, met name rondom de kentering, ten behoeve van de plaatsing van de caissons (zie paragraaf 8.2.2.).
- Optredende krachten bij plaatsing van de caissons (zie paragraaf 8.2.3.).
- Ontgrondingen tijdens deze fase (zie daarover paragraaf 5.6.4.).
- Stabiliteit van de toplaag van de drempel (zie 8.2.4.).
- Aanzanding van de drempel (zie 8.2.5.).

8.2.1. Bouwputten caissons

In het hydraulisch getijmodel M1000 is onderzoek verricht om na te gaan in hoeverre de situatie van de ontworpen bouwputten het bestaande stroombeeld (ongunstig) beïnvloedt. Bovendien is onderzocht welke werkwijze bij de aanleg van de bouwputten waterlopkundig gezien de voorkeur verdient. Een viertal situaties is onderzocht: drie bouwfasen en de eindfase (zie voor eindfase figuur 8-1). Het instelgetij was het gemiddeld getij van 11 september 1968 dat te vergelijken is met het gemiddelde getij, met te Burghsluis een getijdaling van 2,76 m en een getijrijzing van 2,86 m. Voor alle toestanden zijn stroomsnelheden gemeten in het sluitgat van de Roompot en ter plaatse van een aantal relevante punten. Bovendien zijn er stroombeeldfoto's gemaakt.

Uit het onderzoek is gebleken, dat de bouwputten zodanig zijn gesitueerd dat het bestaande stroombeeld nauwelijks wordt beïnvloed. Voor de werkwijze bij de aanleg van de bouwput Neeltje Jans bestaat gezien het stroombeeld een lichte voorkeur aan de noordzijde te beginnen. Bij de bouw van de bouwput Roompot moet bij voorkeur eveneens aan de noordzijde worden begonnen. De geplande toegangseul naar de loswal tussen de beide bouwputten zal gezien de stroomsnelheden loodrecht op de eul en het daarmee gepaard gaande sediment transport regelmatig moeten worden gebaggerd.

Voor een uitvoeriger beschrijving van het onderzoek wordt verwezen naar het briefverslag van het Waterlopkundig Laboratorium van 12 februari 1975. Voor een beschrijving van het getijmodel M1000 wordt naar paragraaf 3.6. verwezen.

8.2.2. Hydraulische randvoorwaarden t.b.v. plaatsing caissons

In het hydraulische model M1000 is eveneens onderzoek verricht naar het plaatsen van de caissons. Het onderzoek bestond hoofdzakelijk uit het meten van de stroomsnelheid ter plaatse van de laatste te plaatsen caisson als functie van de tijd.

De aldus verkregen informatie gaf enerzijds een indruk van de benodigde sleepbootcapaciteit (zie ook 8.2.3.) en anderzijds van de voor het plaatsen beschikbare tijd.

In de loop van de studietijd zijn verschillende caisson-types onderzocht.

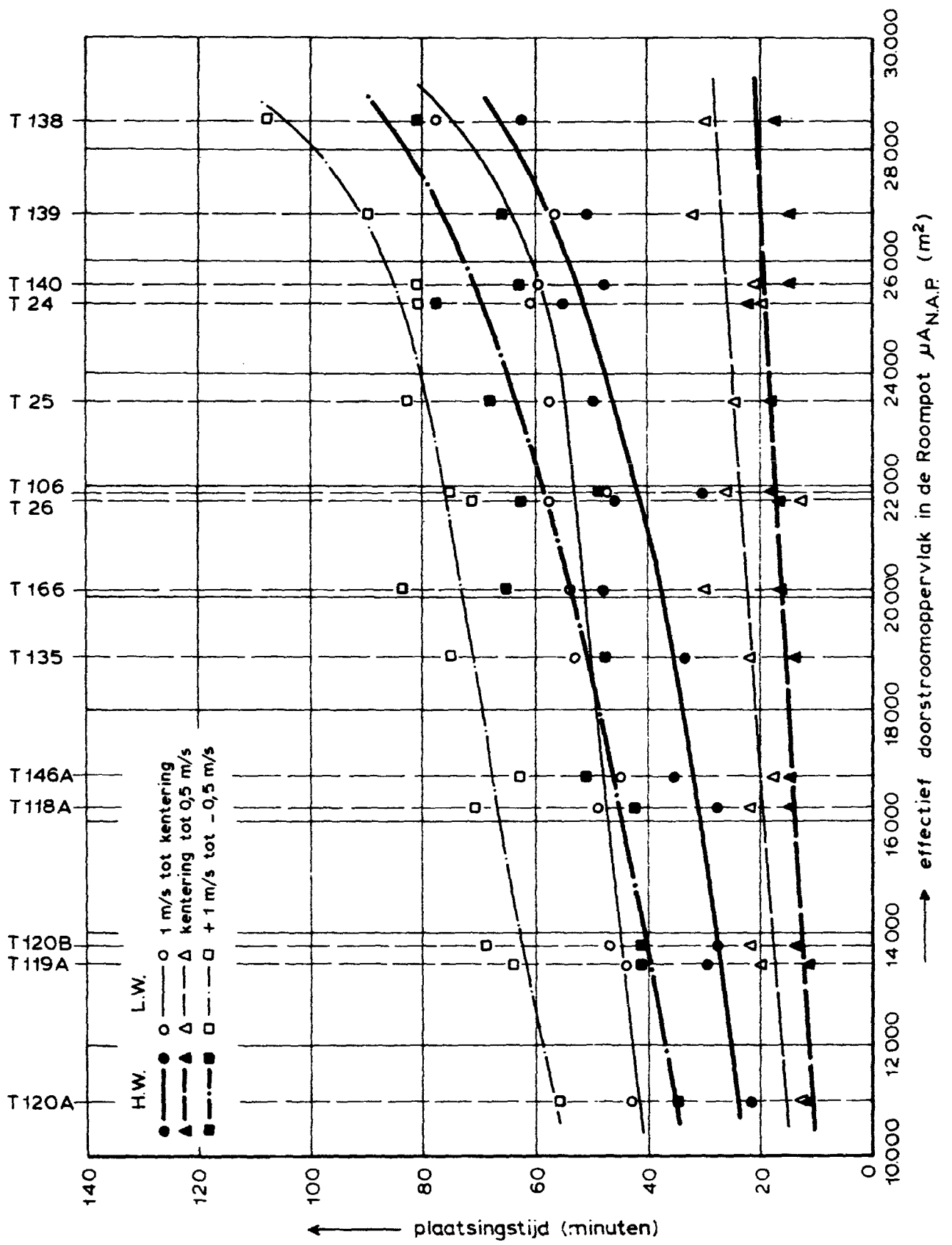
Bovendien kon als aanvulling op het onderzoek gebruik worden gemaakt van de resultaten van eerder verricht onderzoek naar een volledige afsluiting van de Oosterschelde met behulp van caissons. In tabel 8-1 wordt een omschrijving gegeven van de beschouwde toestanden. Hieruit blijkt, dat behalve het caisson-type ook de plaatsingsfase, de breedte van het laatste gat en de meetplaats van de stroomsnelheid ter plaatse van de laatste te plaatsen caisson zijn gevarieerd.

Figuur 8-2 geeft de „plaatsingstijd” van de caisson als functie van het effectief doorstroomprofiel beneden NAP ($=\mu A_{NAP}$) voor het

toestand	omschrijving	plaatsingsfase	breedte laatste gat	Meetplaats stroomsnelheid
T 24	caissonsluiting	heft caissons geplaatst	-	midden boven drempel
T 25	caissonsluiting	driekwart caissons geplaatst	-	midden boven drempel
T 26	caissonsluiting	alle caissons -1 geplaatst	100 m	midden boven drempel
T 106	DOS-caisson	alle caissons -1 geplaatst	75 m	midden boven drempel
T 118A	hoge bodembak	alle caissons -1 geplaatst	80 m	benedenstroomse kruin drempel
T 119A	hoge bodembak	alle caissons -1 geplaatst	80 m	benedenstroomse kruin drempel
T 120A	hoge bodembak	alle caissons -1 geplaatst	80 m	midden boven drempel
T 120B	lage bodembak	alle caissons -1 geplaatst	80 m	benedenstroomsekruin drempel
T 135	bovenbak op NAP -3m	alle caissons -1 geplaatst	80 m	midden boven drempel
T 138	afgeschuinde bodembak	eén derde caissons geplaatst	-	midden boven drempel
T 139	afgeschuinde bodembak	tweederde caissons geplaatst	-	midden boven drempel
T 140	afgeschuinde bodembak	alle caissons -1 geplaatst	80 m	midden boven drempel
T 146A	bovenbak op NAP +1 m	alle caissons -1 geplaatst	80 m	midden boven drempel
T 116	vernauwde brievenbus	alle caissons -1 geplaatst	80 m	midden boven drempel

Tabel 8-1:

Hydraulische randvoorwaarden bij plaatsing caissons. Omschrijving beschouwde toestanden.



Figuur 8-2: Plaatsingstijd caissons als functie van het effectief doorstroomprofiel beneden NAP, Roompot

sluiten de Roompot bij het getij van 11 september 1968. De plaatsingstijd is hierbij gedefinieerd als de beschikbare tijd tussen een stroomsnelheid van 1 m/s en kentering en de tijd tussen kentering en een stroomsnelheid van 0,5 m/s. Er is onderscheid gemaakt tussen laagwater- en hoogwaterkentering.

Dergelijke relaties zijn ook afgeleid voor de sluitgaten Schaar Roggenplaat en Hammen. Het effectief doorstroomprofiel beneden NAP is bepaald, uitgaande van de debiet- en vervalmetingen, op de wijze zoals beschreven in paragraaf 4.1.4.

Er werd voor de Roompot en de Schaar van Roggenplaat een vrij eenduidige relatie gevonden tussen de plaatsingstijd en het effectief doorstroomprofiel beneden NAP; voor de Hammen was deze minder eenduidig. De beschikbare plaatsingstijd is tijdens laagwaterkentering groter dan tijdens hoogwaterkentering. Voor de Roompot en de Schaar van Roggenplaat neemt dit verschil enigszins toe met afnemende μ_{NAP} . De in figuur 8-2 (en de relaties voor de andere twee sluitgaten) aanwezige spreiding heeft verschillende oorzaken, zoals:

- de beperkte nauwkeurigheid van de plaatsingstijd: deze is afgelezen van snelheidskrommen en heeft een nauwkeurigheid van ca. 3 minuten.
- de wijze van bepaling van het effectief doorstroomprofiel: de grotere waarden van μ_{NAP} zijn berekend uit metingen bij kleine vervallen en hebben dus een beperkte nauwkeurigheid.
- het caissontype: afhankelijk van de grootte en de afvoercoëfficiënt μ van de caissons zal het laatste gat meer of minder debiet trekken, waardoor de stroomsnelheden ter plaatse van de laatste te plaatsen caisson aanzienlijk kunnen verschillen.
- het aantal geplaatste caissons: bij de situatie alle caissons minus één geplaatst treedt relatief meer contractie op in het laatste gat dan bij de overige plaatsingsfasen.
- de meetplaats van de stroomsnelheid boven de drempel: afhankelijk van de breedte van de caisson in stroomrichting kan het verschil uitmaken of midden boven de drempel wordt gemeten of boven de benedenstroomse kruin van de drempel. Als de breedte van de caisson groot is, dan is er geen verschil.

Bovenstaande resultaten van het onderzoek gelden, zoals al gezegd voor het getij van 11 september 1968. Het getij is evenwel een belangrijke parameter met betrekking tot de beschikbare plaatsingstijd; zo levert plaatsing tijdens doortij een aanzienlijk grotere plaatsingstijd op.

Een uitvoeriger beschrijving van het onderzoek en de daaruit voortgekomen resultaten wordt gegeven in de door het Waterloopkundig Laboratorium uitgebrachte verslagen WL 8-5, WL 8-19, WL 8-21, WL 8-48 en WL 8-49.

8.2.3. Belastingen gedurende de bouwfasen

Bij het caissonontwerp dient naast de belastingen in de definitieve toestand tevens rekening te worden gehouden met de belastingen in de bouwfasen.

In de diverse bouwfasen worden de volgende belastingstoestanden voor het caisson onderscheiden:

- bouwfase droge bouwput
- fase geïnundeerde bouwput
- fase opdrijven
- fase slepen
- fase afzinken
- bouwfase geplaatst caisson
- afbouwfase

Vooraf de fasen slepen en afzinken zijn de onderzoeksperiode bestudeerd, omdat die de meeste onzekerheden gaven.

Vervolgens zijn enkele proeven gewijd aan de situatie geplaatst caisson, waarbij de drijflichamen niet losgekoppeld zijn van de caisson.

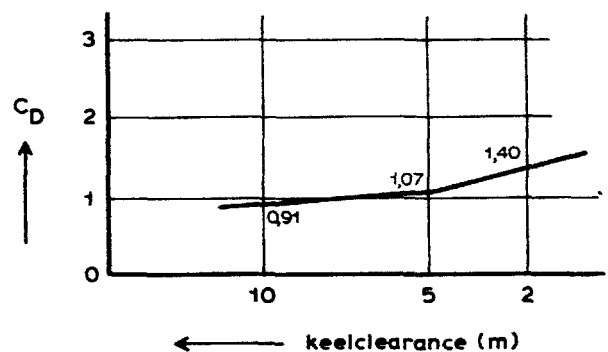
A. Plaatsing caissons

Afgezien van de verschillende onderzoeken in het overzichtsmiddel M1000 zijn ten behoeve van de plaatsing van de caissons de volgende onderzoeken uitgevoerd.

a) Weerstands- en dwarskrachtmetingen doorlaatcaissons bij slepen:

In het Nederlands Scheepsbouwkundig Proefstation zijn proeven uitgevoerd om inzicht te verkrijgen in de invloed van bepaalde vormparameters op de benodigde sleepkracht in vlak water. Bovendien zijn voor enige gevallen dwarskrachten tengevolge van kleine invalshoeken gemeten, ten einde een indruk te krijgen van de dwarsstabiliteit van de caissons. De proeven zijn uitgevoerd op schaal 1 : 50. Onderzocht werden de invloed van de lengte-breedte verhouding, de invloed van gekoppelde drijfmiddelen, de invloed van de keelclearance, de invloed van de sleepsnelheid en die van de aanwezigheid van skirts.

De caissons werden geschematiseerd tot rechthoekige bakken, evenals de drijfmiddelen, dit in verband met het oriënterende karakter van het onderzoek, zie NSP 1320-1-BT.



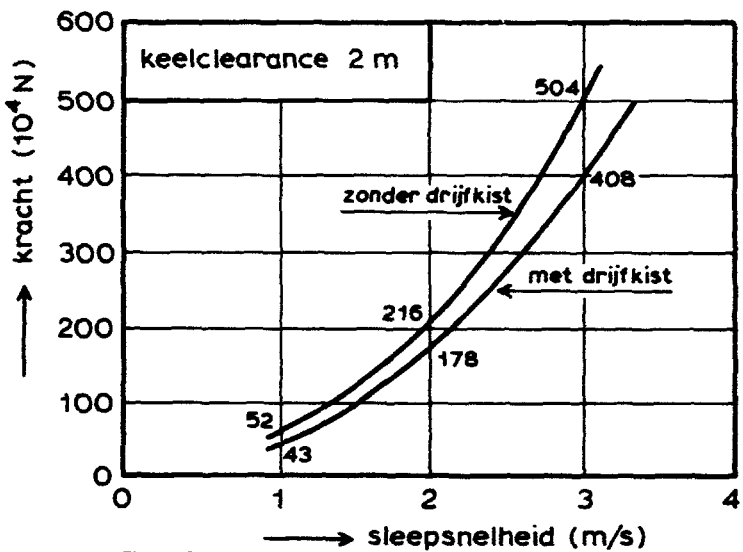
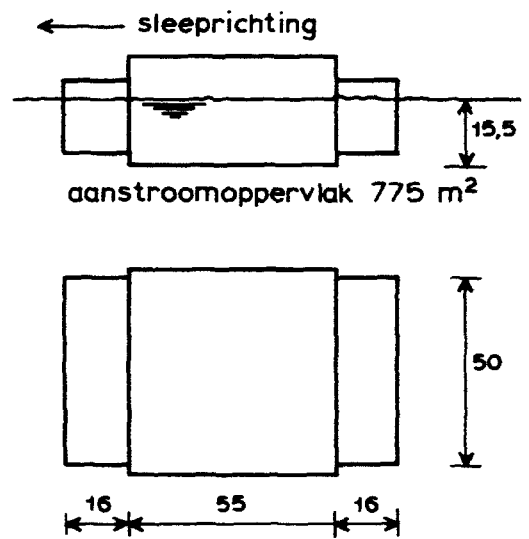
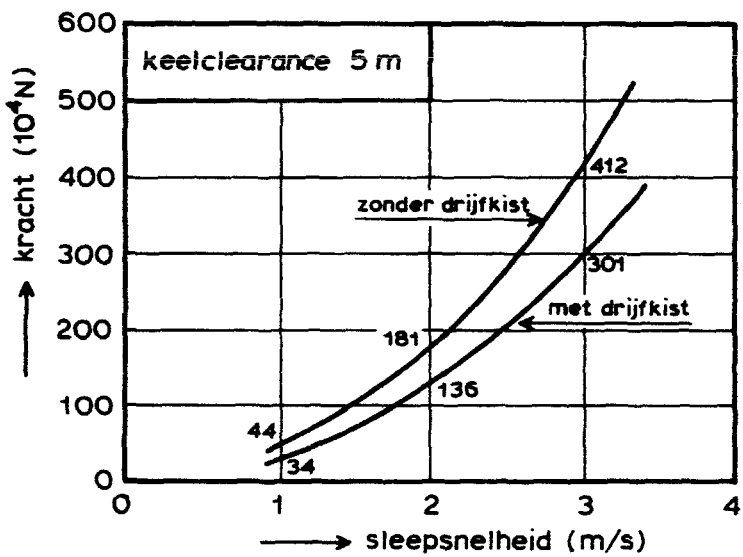
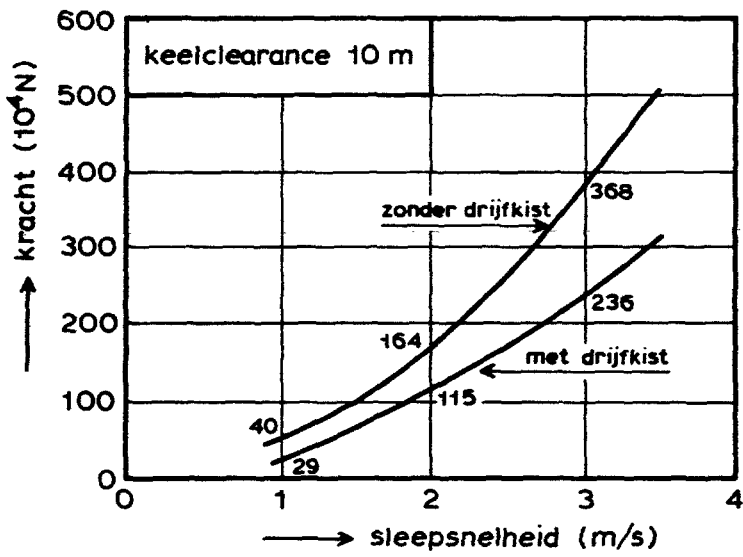
Figuur 8-3: Invloed van de keelclearance op de weerstandscoëfficiënt C_D van een bepaalde caisson (sleepweerstandspoeven)

Voornaamste conclusie van dit deelonderzoek was dat de weerstandscoëfficiënt bij afnemende keelclearance toeneemt (zie figuur 8-3). Tevens neemt de weerstandscoëfficiënt toe bij toenemende stroomsnelheid (zie figuur 8-4).

b. Stroomweerstand caissons bij plaatsing:

In de 8 m brede windgolfgoot in het Waterloopkundig Laboratorium te Delft zijn stroomweerstandspoeven uitgevoerd voor condities tijdens plaatsing, zie WL M1368-I.

Gemeten werden de langs- en dwarskrachten op caissons van verschillende afmetingen, met en zonder aangekoppelde drijfmiddelen, in verschillende posities ten opzichte van de reeds geplaatste caissons respectievelijk het sluitgat, bij verschillende stroomsnelheden.



Figuur 8-4: Kracht op het caisson bij variabele keelclearance en variabele sleep snelheid voor caisson 50 x 55 met of zonder drijfkisten

Het onderzoek was in eerste plaats gericht op het verkrijgen van gegevens voor een schatting van het benodigde voortstuwingsvermogen tijdens het transport en de plaatsing van caissons.

Voor dit onderzoek werden dezelfde modellen gebruikt als voor de proeven in het Nederlands Scheepsbouwkundig Proefstation.

Voor de dummy caissons ter simulering van reeds geplaatste caissons is het stroomvoerend profiel op schaal weergegeven, terwijl van de bodemconfiguratie een gedeelte van de bodembescherming bovenstrooms van de drempel, de drempel waarop de caissons moeten worden geplaatst, de bodembescherming benedenstrooms van de drempel en een aanzet van de ontgrondingskuil in het model op schaal zijn weergegeven. De stroomweerstandspoeven in het Waterloopkundig Laboratorium gaven een grotere weerstandscoefficiënt C_d dan de proeven in het Nederlands Scheepsbouwkundig Proefstation. De oorzaak hiervan ligt in het feit dat in stromend water (in vergelijking met sleepproeven in stilstaand water) de stroomsnelheid varieert over de verticaal en dat de geometrie van bodem en constructies ter plaatse zowel het stroombeeld als de turbulentiegraad van het water beïnvloeden.

De voornaamste conclusies uit dit deelonderzoek waren:

- een caisson met een grotere verhouding tussen lengte en breedte gezien in stroomrichting heeft een geringere stroomweerstand.
- het aanbrengen van drijfkasten aan de boven- en benedenstroomse zijde van een caisson heeft een verlaging van de stroomweerstand tot gevolg van 10-25%.

c. Golfproeven met doorlaatcaisson

Het doel van de proeven was:

Bepaling van de bewegingen van de caissons en de krachten in de vasthoudsystemen tengevolge van golven (NSP 1320-3-BT) en de bewegingen en krachten in golven en stroom in de plaatsingsfase (WL M1368-II). Als voorbereiding op dit onderzoek zijn tevens een aantal golfkrachtberekeningen uitgevoerd (NSP 1320-2-BT).

De gegevens van het ingevoerde spectrum in de NSP-goot waren:

1. Deiningspiek met een $\bar{H}_{2,1/3} = 0,25$ m (significante golfhoogte) en een topperiode $T_p = 17$ sec. en een E_{10} (oppervlakte spectrale energie voor het gedeelte van het spectrum met $T > 10$ sec.) van $45 \text{ cm}^2/\text{sec}$.
2. Zeegangspiek met een $T_p = 5,6$ sec. en een $\bar{H}_{2,1/3}$ van $0,74$ m.
3. Geen stroming.

In het model bij NSP zijn de vasthoudsystemen beproefd zoals in figuur 8-5 is aangegeven.

Uit de resultaten van het NSP-onderzoek volgde dat de vasthoudsystemen 3, 4 en 7 wat betreft verplaatsingen van het caisson en krachten in de draden de gunstigste resultaten te zien gaven en deze zijn daarom vervolgens in het Waterloopkundig Laboratorium Delft in stroming en golven beproefd waarbij een verdere optimalisatie van voorspanning en veerstijfheid van de lijnen is uitgevoerd. De gegevens van het door het Waterloopkundig Laboratorium ingestelde spectrum waren:

1. een deiningspiek met een $\bar{H}_{2,1/3} = 0,25$ m en een $T_p = 12$ sec. en een E_{10} van $43 \text{ cm}^2/\text{sec}$.
2. een zeegangspiek met een $\bar{H}_{2,1/3} = 0,9$ m en een $T_p = 4,7$ sec.
3. stroomsnelheid $0,5 \text{ m/sec}$. (stroomrichting tegengesteld aan golfrichting).

De conclusie van de in het Waterloopkundig Laboratorium uitgevoerde proeven is:

Gezien de geringe verplaatsingen bij het systeem 7 bestaat de indruk dat, na optimalisatie van de lijnen 3 en 4 dit systeem het beste aan de eis van plaatsingsnauwkeurigheid zal voldoen.

B. Bouwfase geplaatste caisson

Nadat de caisson op de drempel is geplaatst worden de drijflichamen verwijderd. Voor de belasting op de caisson in deze fase zal er mee rekening moeten worden gehouden dat het loskoppelen van de drijflichamen niet direct lukt.

De caisson met de nog verbonden drijflichamen kan dan belast worden door een zogenaamde zomerstorm. De zomerstorm wordt in dit verband gedefinieerd met een waterstand van NAP + 3,00 m en een golf met $\bar{H}_{2,1/3} = 3,5$ m.

In het Waterloopkundig Laboratorium De Voorst zijn proeven verricht om de grootte van de optredende belastingen in dit geval te bepalen (WL M1320-II).

Voor de brievenbuscaisson (40 x 70 m) met hooggelegen ballastbak worden de gemeten waarden:

De horizontale kracht op het caisson:

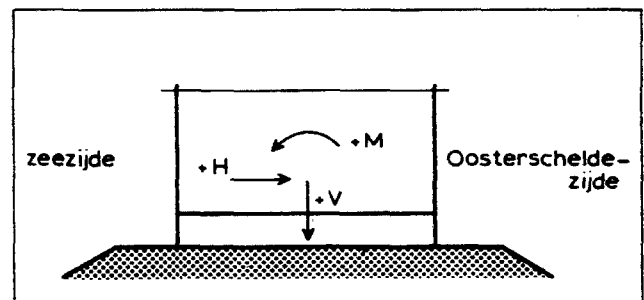
$$H = + 345 \text{ kN/m}^2 \text{ caisson (pos. naar OS. zijde)} \\ - 490 \text{ kN/m}^2 \text{ caisson}$$

De verticale kracht op het caisson

$$V = + 540 \text{ kN/m}^2 \text{ caisson (pos. naar beneden)} \\ - 500 \text{ kN/m}^2 \text{ caisson}$$

Het moment op het caisson:

$$M = + 21.900 \text{ kNm/m}^2 \text{ caisson (pos. kantelend naar zeezijde)} \\ - 20.400 \text{ kNm/m}^2 \text{ caisson}$$



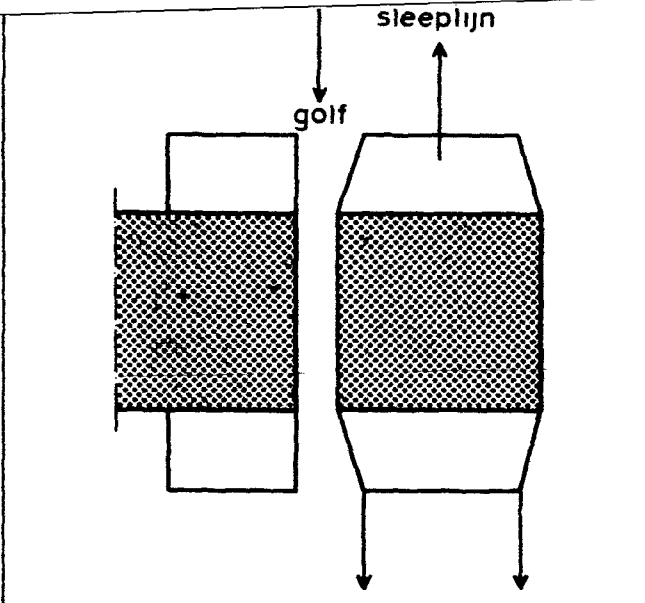
Deze waarden zijn het gemiddelde van het hoogste 1/3 deel van de belastingen, overeenkomstig de definitie van significante golfhoogte.

Voor de ontwerpbelasting is besloten deze waarden met een factor $B = \text{ca. } 2$ te vermenigvuldigen, overeenkomstig $H_{0,1\%} = B \bar{H}_{2,1/3}$.

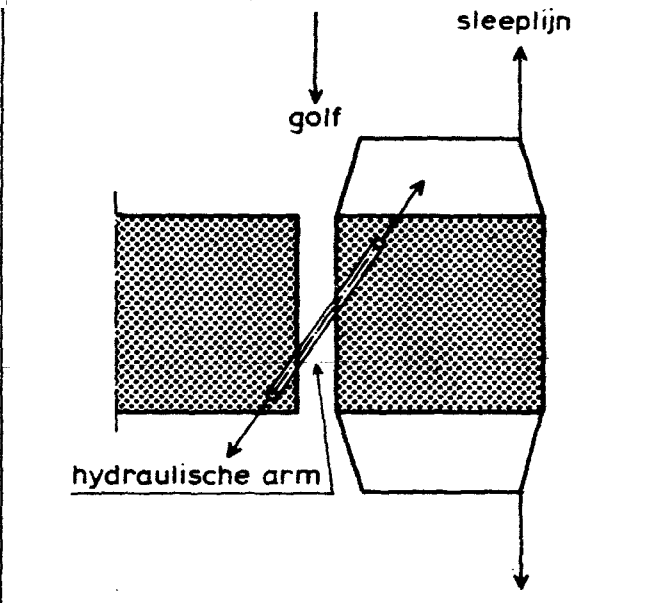
8.2.4. Stabiliteit caissondrempel

Reeds eerder (paragraaf 6.1.) werd vermeld dat de meest kritieke fase voor de uit stortsteen bestaande toplaag van de caissondrempel tijdens de plaatsing van de caissons optreedt. Het meest kwetsbare gedeelte van de drempel bevindt zich ter plaatse van de laatste te plaatsen caissons, omdat dan de grootste vernauwing van het doorstroomprofiel is aangebracht, waardoor de optredende vervallen maximaal zullen zijn.

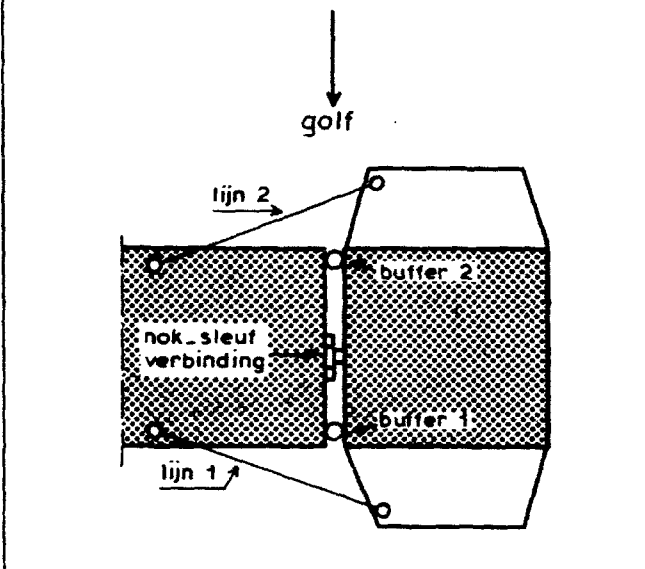
Vooral bij relatief kleine openingen spelen driedimensionale stromingsverschijnselen een belangrijke rol bij het in beweging brengen van de stortsteen. Daardoor werd het nodig geacht de stabiliteitsproeven voor de toplaag van de drempel in de sluitgaten in het detailmodel M1001 te verrichten (zie voor beschrijving van het model paragraaf 5.3.).



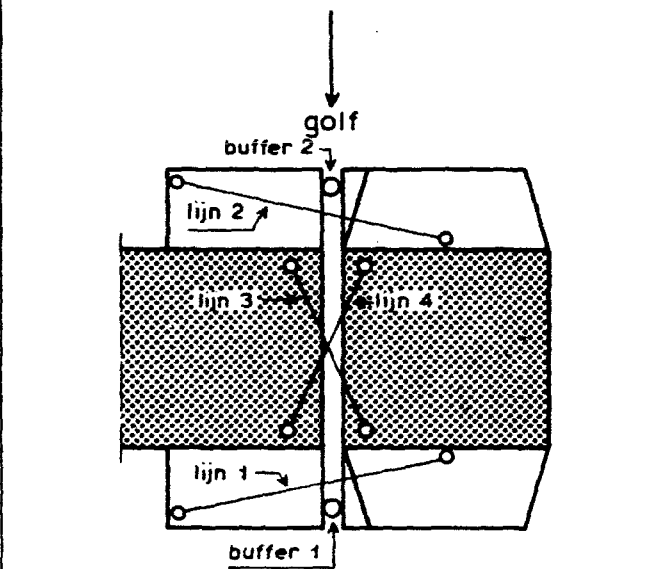
SYSTEEM 1



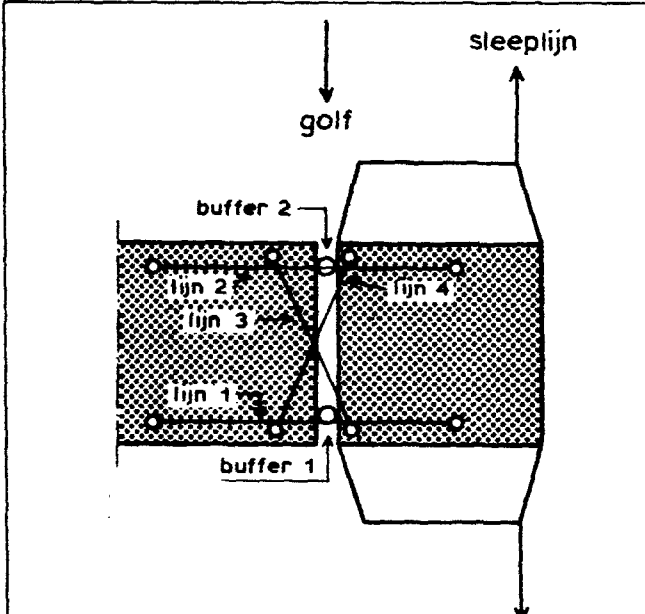
SYSTEEM 2



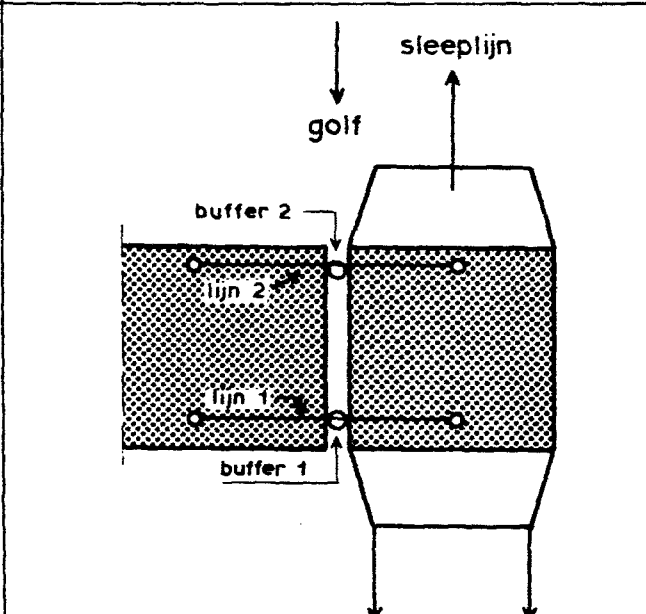
SYSTEEM 3,4



SYSTEEM 5,6



SYSTEEM 7



SYSTEEM 8

Figuur 8-5: Overzicht beproefde vasthoudsysteem

De stabiliteitsproeven vonden in het sluitgat de Roompot bij 4 verschillende situaties en in de Schaar van Roggenplaat bij één situatie plaats. Bij de proeven in de Roompot werden brievenbuscaissons gebruikt, 70 m lang en 40 m breed, die -conform het tijdens het uitvoeren van de proeven bestaande ontwerp- van een 1 m dikke tussenvloer waren voorzien. Bij de proef in de Schaar ging het om halve-bak caissons met een relatief lage bodembak.

Voor een meer uitvoerige beschrijving wordt naar het verslag WL 8-27 verwezen. De onderzochte situaties in de Roompot waren:

- A: alle caissons behoudens de laatste drie zijn geplaatst, de lengte van het nog niet geblokkeerde deel van het sluitgat (B_0) bedroeg: $3 \times 70 \text{ m} + 10 \text{ m spleet} = 220 \text{ m}$.
- B: alle caissons behoudens de laatste zijn geplaatst, $B_0 = 80 \text{ m}$.
- C: als B, echter met één caisson direct naast de opening dicht (drijfschotten niet verwijderd).
- D: alle caissons zijn geplaatst, de 10 m brede spleet is nog niet geblokkeerd.

De onderzochte situatie in de Schaar betrof de fase alle caissons behoudens de laatste geplaatst, met $B_0 = 80 \text{ m}$.

Met het oog op een vlakke oplegging van de caissons mogen geen grovere stenen dan 60/300 kg worden toegepast. De „diameter” van stortsteen 60/300 kg kon volgens de lengteschaal van het model ($n_L = 80$) worden geschaald (viscositeitsinvloed bij begin van aantasting in het model te verwaarlozen, zie paragraaf 6.3.1.). De optredende schade (uitgedrukt in het aantal verplaatste stenen) werd bij een aantal in het model ingestelde vervallen (debieten) gemeten. Uit de verkregen resultaten kon de relatie tussen het verval (debiet) en de bijbehorende schade worden vastgelegd (zie figuur 8-6).

Het verval wordt hierbij gedefinieerd als het waterstandsverschil tussen twee, aan weerszijden van de as gelegen werkhavens. Onderstaande tabel geeft een overzicht van de verkregen kritieke vervallen:

Sluitgat Situatie	Roompot				Schaar
	A	B	C	D	B
Kritiek verval Δh_{kr} (m)	0,60	0,71	0,61	1,00	0,70

De schade was geconcentreerd in vrij smalle stroken langs de wanden van de caissons. De modelproeven werden zonder golven verricht. Bij aanwezigheid van golven (dit kan vooral het geval bij vloed zijn) zal Δh_{kr} enigszins worden verlaagd.

Het ontwerpgetij voor dimensionering van de toplaag van de drempel werd genomen als zijnde het getij waarvan de rijzing (of daling) een kans van optreden van 1% heeft in 14 dagen. Genoemde periode van 14 dagen vertegenwoordigt hierbij de maximale verwachte periode tussen twee achtereenvolgende plaatsingen.

Voor de Oosterschelde bedraagt genoemde rijzing c.a 4 m te Vlietepolder (zie paragraaf 2.2.2.). Uit berekeningen met het wiskundig getijmodel Implic voor een effectieve doorstroomoppervlakte in de mond van $\mu A_{tot} = 30.000 \text{ m}^2$ bij 15 verschillende getijden, kon een relatie worden gevonden tussen het maximale verval en de getijrijzing (of -daling). De daarbij gevonden waarde van $\Delta h_{ontwerp}$ bedroeg ca. 0,75 m (geen compartimentering). Daarna werd deze waarde vertaald naar situaties met andere doorstroomoppervlaktes in de mond. De omrekening vond plaats met behulp van $\mu A \cdot Q_{max}$ relaties (zoals dat van figuur 3-10) en de theoretische relatie tussen Q en Δh (vergelijking 4-2). Daaruit werd de (enigszins globale) relatie verkregen die in figuur 8-7 is weergegeven tussen μA_{tot} en het bij een getijrijzing of -daling van 4 m behorende maximale verval. De berekeningen zijn uitgevoerd voor de situatie zonder

compartimentering (CO) en de situatie met compartimentering volgens het model C3 (Oesterdam, Philipsdam). Op figuur 8-7 staat ook het kritieke verval aangegeven voor stortsteen 60/330 kg ($\Delta h_{kr} = 0,6 \text{ m}$, zie bovenstaande tabel), evenals voor andere bestortingen.

De vertaling van gemeten Δh_{kr} naar de kritieke vervallen behorend bij andere grootte en/of dichtheid van de stenen vond plaats met gebruikmaking van:

$$\Delta h_{kr} :: \Delta \cdot g \cdot D_{50} \quad (\text{met } \Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w})$$

Deze relatie is ook te vinden in de kromme van Shields (zie figuur 6-14) voor stromingen met hoge Reynoldsggetallen, indien bedacht wordt dat $\Delta h :: U^2$.

Bij de in het model onderzochte situatie bedroeg μA_{tot} (bij alle caissons -1) geplaatst ca. 36.000 m^2 (waarvan 20.400 m^2 in het sluitgat de Roompot). Uit figuur 8-7 kan globaal worden gesteld dat tot aan de laatste opening geen stabiliteitsverlies te verwachten is indien de toplaag van de drempel uit stortsteen 60/300 kg wordt gebouwd, en zolang de ontwerpomstandigheden niet worden overschreden. Figuur 8-7 kan ook bij benadering worden gebruikt bij andere ontwerpen, bijvoorbeeld de in een latere fase onderzochte vernieuwde brievenbusoplossing. Bij (alle caissons -1) geplaatst bedroeg μA_{tot} ca. 38.500 m^2 (zie verslag WL 8-48). Ook hier zou dus met de toepassing van stortsteen 60/300 kg kunnen worden volstaan.

8.2.5. Aanzanding/inzanding van de drempel

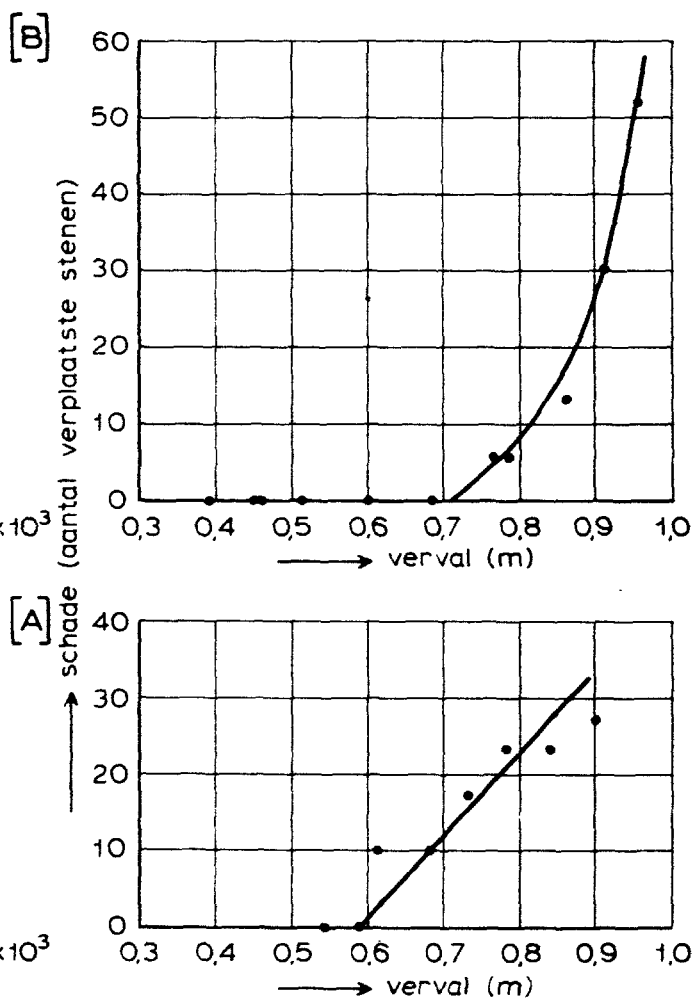
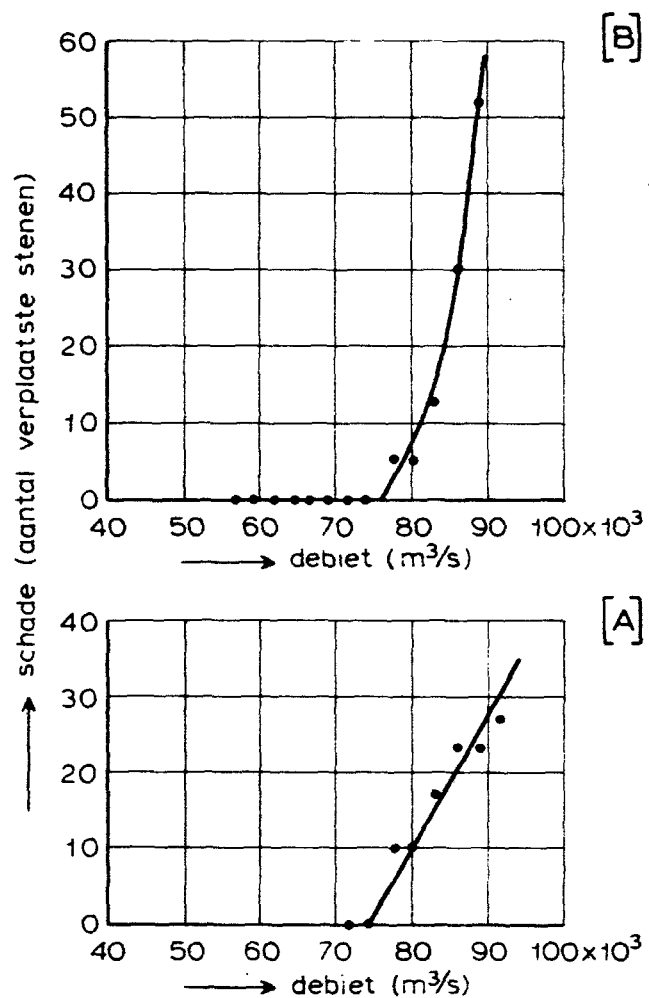
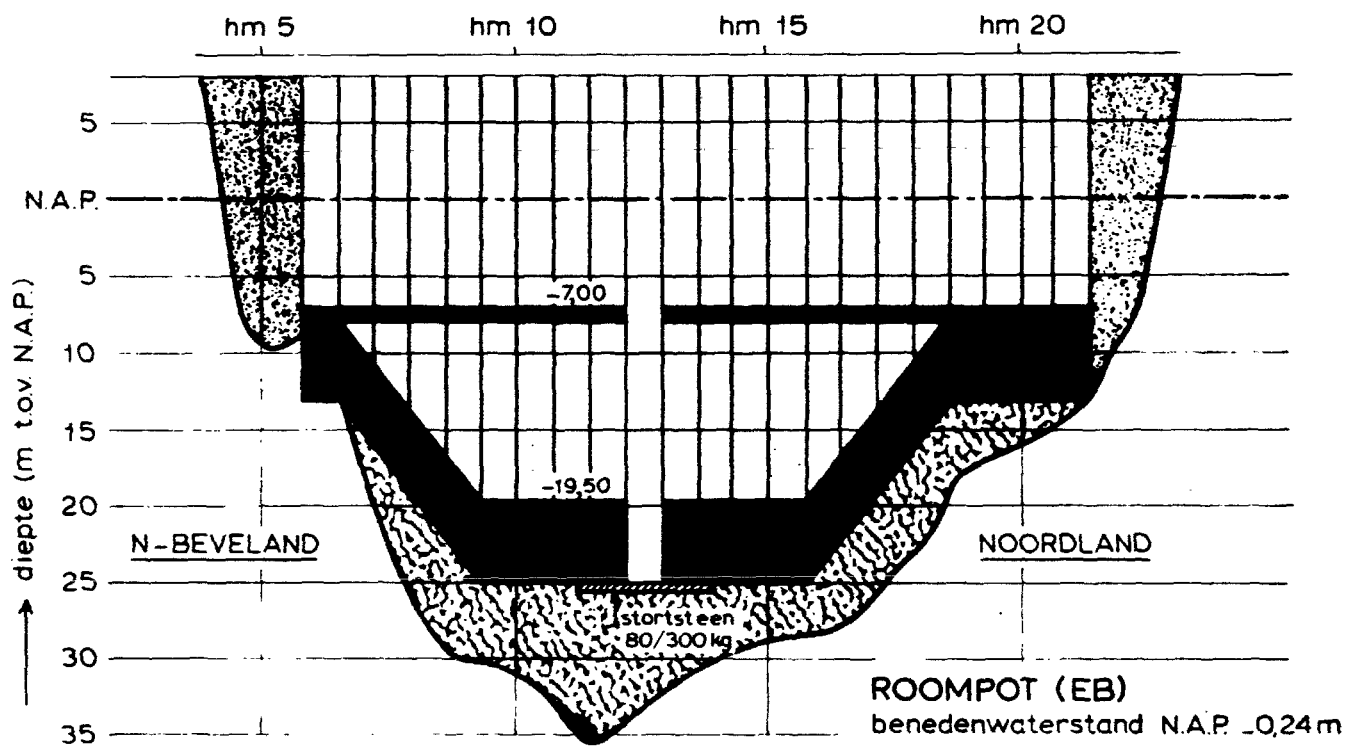
Het in de Oosterschelde voorkomende zandtransport vormt een ernstige hinder bij de aanleg van een drempel, waaraan hoge stabiliteitseisen worden gesteld. Zoals eerder (paragraaf 2.6.2.) staat vermeld, kan het zandtransport worden onderscheiden in bodemtransport en in suspensietransport. Het bodemtransport wordt ondermeer gekenmerkt door rollende bewegingen van zanddeeltjes, waarbij zich ribbels van enige omvang kunnen vormen. Als gevolg van een resulterende verplaatsing van de ribbels onder invloed van het getij kan tijdens de aanleg van de drempel een aanzanding ontstaan. Het suspensietransport wordt gekenmerkt door zwevend transport van zanddeeltjes in water. Als gevolg van uitzakken van de deeltjes, met name bij afnemende stroomsnelheid waar drempels in inbaggeringen zullen worden aangelegd, kan eveneens aanzanding ontstaan.

Onderscheid kan worden gemaakt tussen **inzanding** waarbij zand in een laag steenachtig materiaal dringt en opzanding waarbij zand zich op een laag steenachtig materiaal afzet.

De noodzakelijke verdichting van het drempelmateriaal bij de oplossing „caissons gefundeerd op staal” kan als gevolg van inzanding zodanig worden beïnvloed, dat naderhand door eventuele uitspoeling van zand de mechanische eigenschappen van de drempel onvoldoende kunnen worden. Opzanding kan lensvorming in de drempel veroorzaken. Als gevolg van de hierdoor veroorzaakte discontinue laagopbouw of door uitspoeling van zand kan de stabiliteit nadelig worden beïnvloed of de toelaatbare zakkingen worden overschreden.

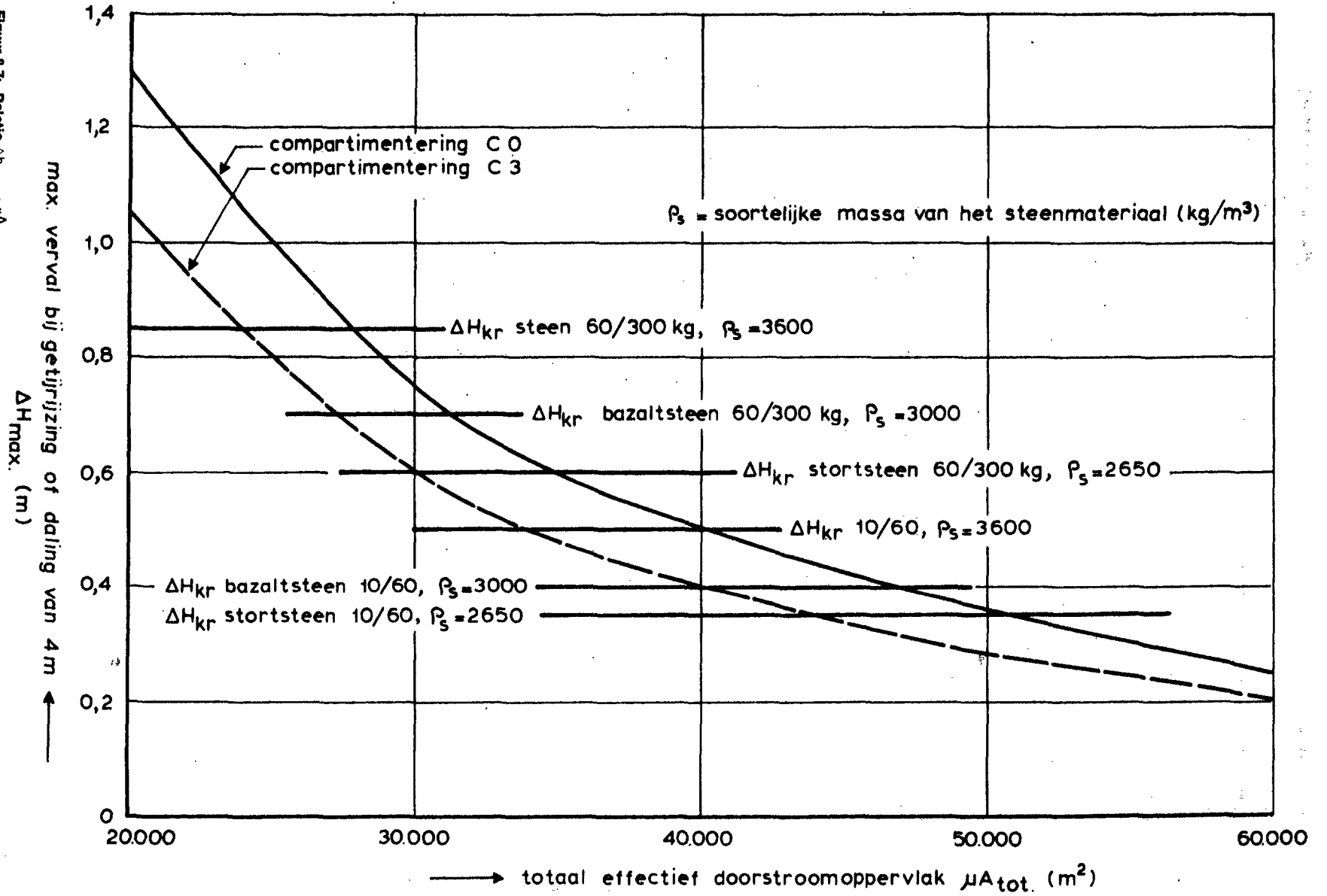
Het hydraulisch onderzoek met betrekking tot deze problematiek heeft zich vooral gericht op het kwantificeren van de aanzanding respectievelijk inzanding en de mogelijkheid van uitspoelen van in de drempel opgesloten zand bij de grote verhangen die in de eindsituatie optreden bij dichte kering onder extreme omstandigheden. Bovendien is nagegaan in hoeverre het in- en opzanden van de drempel kan worden voorkomen of vertraagd.

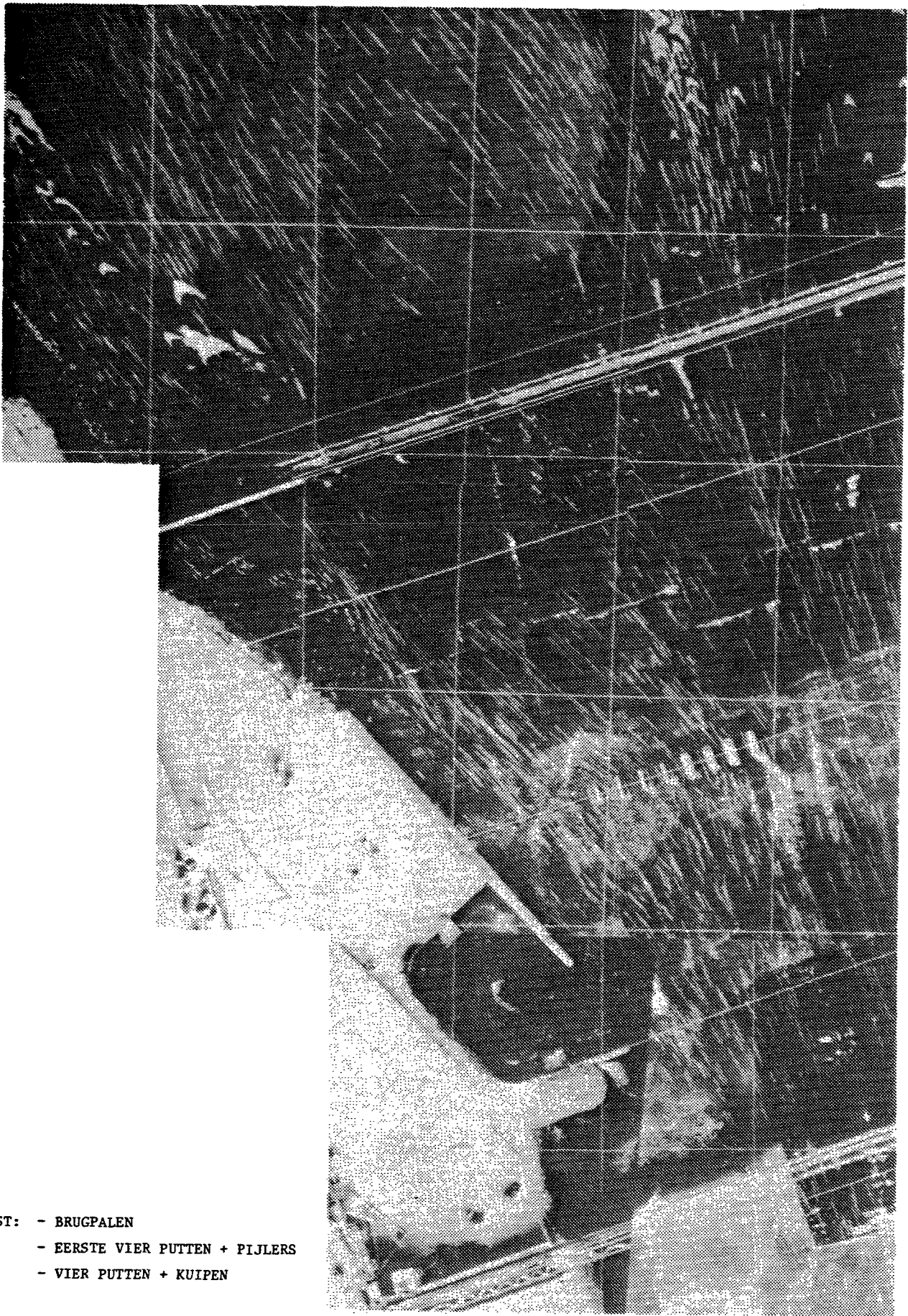
SITUATIETEKENING B
ALLE CAISSONS -1 GEPLAATST



Figuur 8-6: Stabiliteit stortsteen op de drempel, situaties A en B

Figuur 8-7: Relatie $\Delta H_{\text{max}} \cdot \mu A_{\text{tot}}$





- GEPLAATST: - BRUGPALEN
- EERSTE VIER PUTTEN + PIJLERS
- VIER PUTTEN + KUIPEN

Figuur 8-8: Stroombeeldfoto bouwfase pijleroplossing, Roompot, vloed

a. *Onderzoek naar aan- en inzandingen:*

Aan de hand van beschikbare gegevens uit peilingen en duikeronderzoek kan worden gesteld, dat zandafzetting op de reeds aanwezige bodembescherming in de sluitgaten voornamelijk plaatsvindt aan de noordzijde van de Hammen en van de Schaar van Roggenplaat. In de Roompot is geen specifiek aanzandingsgebied waargenomen. Er zijn zandafzettingen waargenomen tot een dikte van 1 m. Uit een naukeurige waarneming van het bodemprofiel gedurende langere tijd op een aantal plaatsen in de sluitgaten (hierbij is gebruik gemaakt van de Wijker Rib en het ponton Moby Dick, waarop een vrijdbaar echolood was aangebracht) zijn de verplaatsingen van ribbels en megaribbels bepaald. De resulterende verplaatsingen zijn, beschouwd over de waarnemingsperiode van ca. 6 weken, relatief gering. Verplaatsingen gedurende een eb- en vloedperiode variëren tussen 0 en 10 m.

Uit onderzoek in een goot in het Waterloopkundig laboratorium is gebleken, dat het verzanden van de bodembescherming gelijkmatig over de volle lengte plaatsvindt, waarna ribbels ontstaan. Berekeningen hebben aangetoond, dat bij een waterloop die in stroomrichting niet van profiel verandert de aanzanding als gevolg van de getijwerking verwaarloosbaar klein is.

Bij inbaggeringen moet rekening worden gehouden met een aanzienlijke aanzanding in betrekkelijk korte tijd (in de orde van 0,5 à 1 m in de eerste maand). Een drempel met de kruin beneden het oorspronkelijk bodemprofiel kan met enige decimeters per maand aanzanden.

Met behulp van monsterkisten ingegraven in de bodem van Oosterschelde op een plaats waar een goed ontwikkeld suspensie-transport optrad, werd het inzandingsproces in fosforslakken ($D_{50} = 0,05$ m) bestudeerd.

Er werd over de volledige diepte van de monsterkisten (0,6 m) inzanding waargenomen. De ervaring bij in het verleden uitgevoerde natte werken heeft geleerd dat een laag stortsteen ($D_{50} = 0,4$ m) volledig zal inzanden als gevolg van de relatief grote poriën tussen de stenen. Uitgaande van deze ervaring behoeft dit aspect niet verder te worden onderzocht.

b. *Onderzoek naar uitspoelen van zand:*

Het onderzoek naar de mogelijkheid van uitspoelen van de in de drempel opgesloten zand bij grote vervallen werd reeds in paragraaf 6.2.3.2. beschreven. Het onderzoek vond plaats in de stroomgoot te Lith en in de bak met stroming evenwijdig aan het scheidingsvlak in het Laboratorium De Voorst. Op grond van de verkregen resultaten (zie daarvoor 6.2.3.2.) en gezien de onzekerheid over de samenstelling van de fosforslakken na het aanbrengen en het verdichten moet worden gerekend op uitspoelen van zand uit de zandlaag bij grote verhangen.

In de bovengenoemde bak werd bovendien nog onderzocht of uitspoelen van het zand plaatsvindt uit een verdichte **ingezande** fosforslakkenlaag die zich onder een stortsteenlaag 1060 kg bevindt. Bij een verhang van ca. 10% bleek dat het zand over de volle hoogte van het pakket (50 cm) werd uitgespoeld.

c. *Onderzoek naar het vertragen van het aanzandingsproces:*

Uit onderzoek in een goot in het Waterloopkundig Laboratorium is gebleken dat een bodembescherming mede als gevolg van het gelijkmatig over de volle lengte aanzanden een geringe remmende werking heeft op het in- en aanzandingsproces. In het prototype is geen significant verschil in voortplantingssnelheid van ribbels waargenomen boven en buiten de bodembescherming.

Uit hetzelfde modelonderzoek en uit berekeningen is gebleken dat een gebaggerde zandvang daarentegen een duidelijk remmende werking op het suspensie-transport kan uitoefenen, waarbij een aanzienlijk deel van het overtrekkend transport wordt gevangen. Als indicatie voor de afmetingen van een dergelijke zandvang kan worden gedacht aan een diepte = halve waterdiepte en een breedte = 10x de waterdiepte.

Voor een uitvoeriger beschrijving van het verrichte onderzoek wordt verwezen naar het rapport van de ad-hoc werkgroep „aanzanding drempel“.

8.3. **Pijlers op putten**

Het onderzoek ten behoeve van de bouwfasen van de pijleroplossing omvatte de volgende aspecten:

- Hydraulische randvoorwaarden voor de diverse deelonderzoekingen, naar de optredende krachten, de ontgrondingen en de stabiliteit van de drempel tijdens de opbouw (zie paragraaf 8.3.1.).
- Optredende krachten bij plaatsing; zowel op de putten als op het hefschip (paragraaf zie 8.3.2.).
- Ontgrondingen rondom de putten (zie paragraaf 8.3.3.).
- Ontgrondingen benedenstrooms van de bodembescherming tijdens deze fasen (zie paragraaf 5.6.4.).
- Stabiliteit steenbestortingen; zowel rondom de putten als ten behoeve van de opbouw van de drempel (paragraaf zie 8.3.4.).

8.3.1. **Hudraulische randvoorwaarden t.b.v. plaatsing putten**

Het hydraulisch getijmodel M1000 en in mindere mate het wiskundig model Implic werden ingezet ter verkrijging van de hydraulische randvoorwaarden tijdens de bouwfasen. Voor beschrijving van beide modellen wordt naar hoofdstuk 3 verwezen.

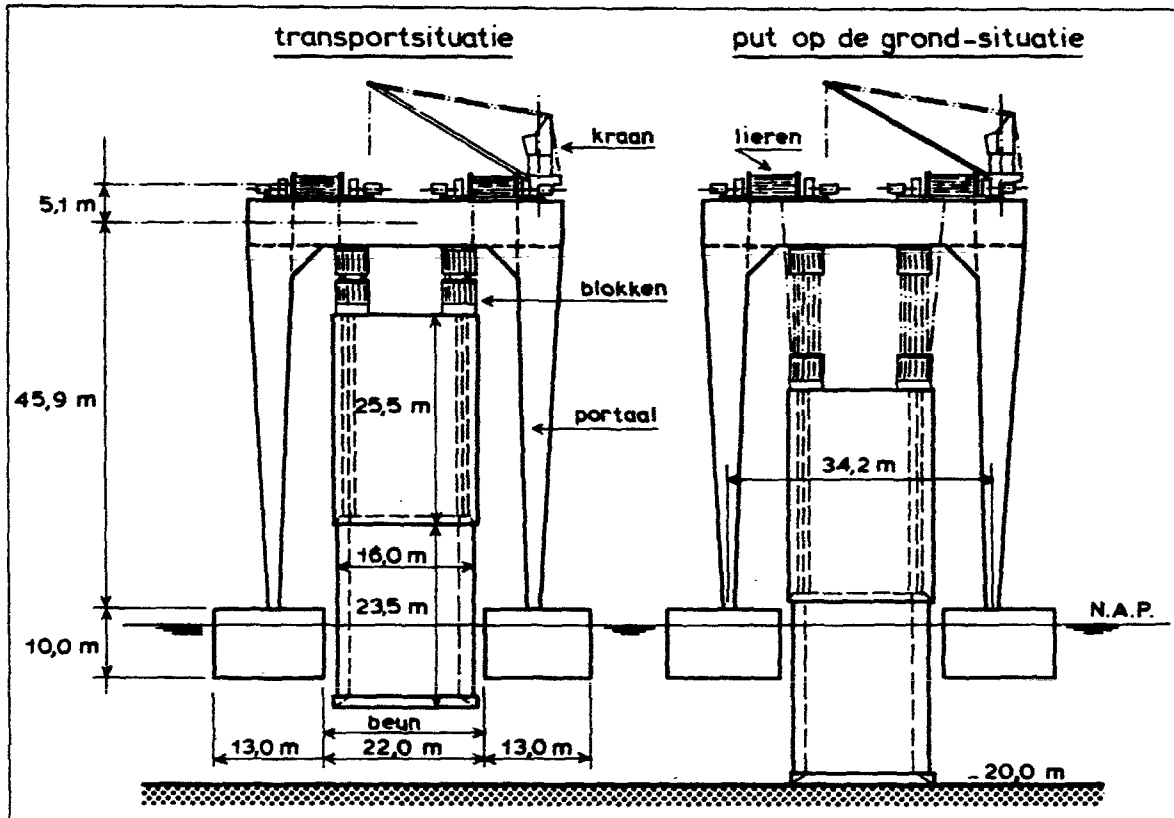
Onderscheid dient te worden gemaakt tussen onderzoek waarvan de uitkomsten alleen van de grootte van het effectief doorstroomprofiel in de mond (μA) afhangen en onderzoek waarvan de resultaten sterk worden beïnvloed door de geometrie van de in aanbouw zijnde kering.

Als voorbeeld van eerstgenoemde soort onderzoek wordt genoemd het bepalen van de getijrijzing en -daling in het bekken, de debieten door en de vervallen over de sluitgaten en de onderlinge beïnvloeding van de sluitgaten als functie van de vernauwing als gevolg van de bouwvoorwaarden in de diverse sluitgaten. Beide genoemde modellen zijn geschikt voor dit soort onderzoek, mits de juiste waarde van μA wordt gebruikt dan wel gebouwd in het model. Hierbij is het van geen belang of de kering uit caissons of uit pijlers bestaat. Met andere woorden de resultaten van de caissonoplossing zijn van toepassing op de pijleroplossing en omgekeerd. Resultaten van dit soort onderzoek leiden tot het samenstellen van grafieken zoals weergegeven in de figuren 3-8, 3-9 en 3-10. Figuur 8-2, die uit de resultaten van het onderzoek met caissons werd samengesteld, kan bij benadering eveneens voor de plaatsing van de pijlers worden gebruikt.

Als voorbeeld van het als tweede genoemde soort onderzoek wordt genoemd het vastleggen van het stroombeeld in de omgeving van het sluitgat en rondom de in aanbouw zijnde kering. Voor dit soort onderzoek is inschakeling van hydraulische modellen onontbeerlijk.

In eerste instantie kan aan het getijmodel M1000 worden gedacht, als voorbeeld hiervan wordt genoemd het onderzoek naar de bouwvolgorde van de pijlers in de sluitgaten-Schaar en Hammen (zie verslag WL 8-58). Gaat het echter om (meestal locale) grootheden die sterk door de geometrie van de bouwelementen worden beïnvloed dan is dit model ongeschikt, vanwege de samentrekking van de horizontale en verticale schalen. In deze gevallen werd meestal gebruik gemaakt van het niet-samengetrokken detailmodel M1001 (voor beschrijving van dit model wordt naar paragraaf 5.3 verwezen).

Laatst genoemde model wordt ingesteld aan de hand van randvoorwaarden gemeten in het overzichtsgetijmodel M1000. Als voorbeeld wordt genoemd het stroombeeldonderzoek van de pijleren puttenplaatsingen in de Roompot, waarbij aan de Noord-Bevelandse oever wordt begonnen (zie verslag WL 8-65). Eén der vastgelegde stroombeelden is in het onderhavige verslag in figuur 8-8 weergegeven (vloedstroom bij 8 putten en 4 pijlers geplaatst).



Figuur 8-9: Onderzochte operationele condities hefschip met put

8.3.2. Belastingen gedurende de bouwfasen

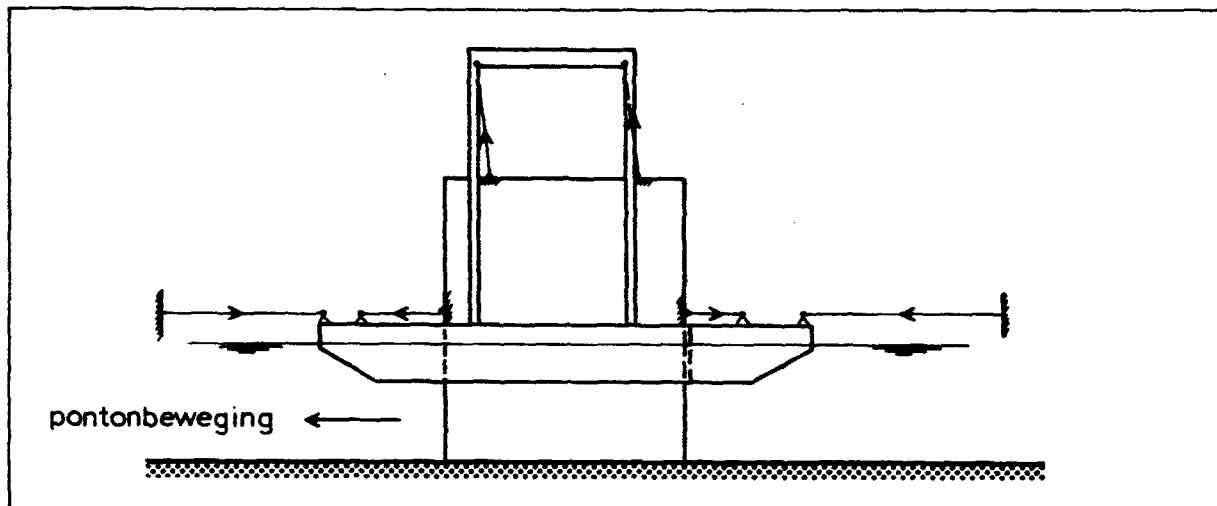
Gedurende de laatste fase van de studieperiode zijn in het NSF proeven gedaan ten behoeve van de stabiliteit van en krachten op het hefschip waarmee putten en pijlers geplaatst moeten worden.

Vervolgens zijn bij het Waterloopkundig Laboratorium als voorlo-

per op modelonderzoek berekeningen uitgevoerd aan de golfkrachten die op de geplaatste putten en pijlers kunnen optreden.

Stabiliteit hefschip

Het onderzoek werd uitgevoerd op schaal 1 : 30 in de golfstromingstank in een waterdiepte van 20 m (prototypemaat) en in twee condities wat betreft de hefschip-put configuratie (zie figuur 8-9):



Figuur 8-10: Schema meersysteem bij geplaatste put, 2-dimensionale geval

- I. hefschip en put op de afzinkplaats en de put hangend in het hefschip
 - II. idem, doch put rust op bodem.
- Zowel met loodrechte stroom en golfval (ten opzicht van damtracé) als golven en stroom onder 30% invalshoek zijn proeven gedaan.

Het doel van proevenserie I was inzicht te verwerven in het verankeringssysteem voor wat betreft de krachten in draden en de verplaatsingen van het hefschip en de put (met er op geplaatste kuip). Het doel van proevenserie II was inzicht te verwerven in het gecompliceerde afmeersysteem, zie figuur 8-10.

De conclusies van het onderzoek waren als volgt (zie voorts NSP-1597-1-GT):

1. Van de beproefde condities levert conditie I (put op de grond) vooral qua krachten in de ophangdraden, verankeringsdraden en buffers de ongunstigste situatie op.
2. Voor alle proefcondities geldt dat ten opzichte van de resultaten in golven alleen, ongunstiger resultaten worden verkregen in golven gecombineerd met stroom.
3. Bij identieke golfcondities in afgemeerde transportsituatie neemt bij toepassing van deiningscompensatoren in de ophangdraden de significante waarde van de kracht in de ophangdraad af met een factor 2. De scheepsbewegingen worden nauwelijks beïnvloed door de deiningscompensator.
4. Van de afgemeerde transportsituaties (180° en 150°) geeft de situatie van golven en stroom voorinkomend (180°) het ongunstigste beeld voor zowel de krachten als de verplaatsingen.
5. De verplaatsingen van de put ten opzichte van de beun zijn relatief klein, zowel in de conditie I als de conditie II. Bij een minimale vrijslag van 2 meter (kuip ter plaatse van het dek) bedraagt de maximale gemeten zijdelings verplaatsing ca. 25% van deze vrijslag.

Golfkrachten op putten en pijlers

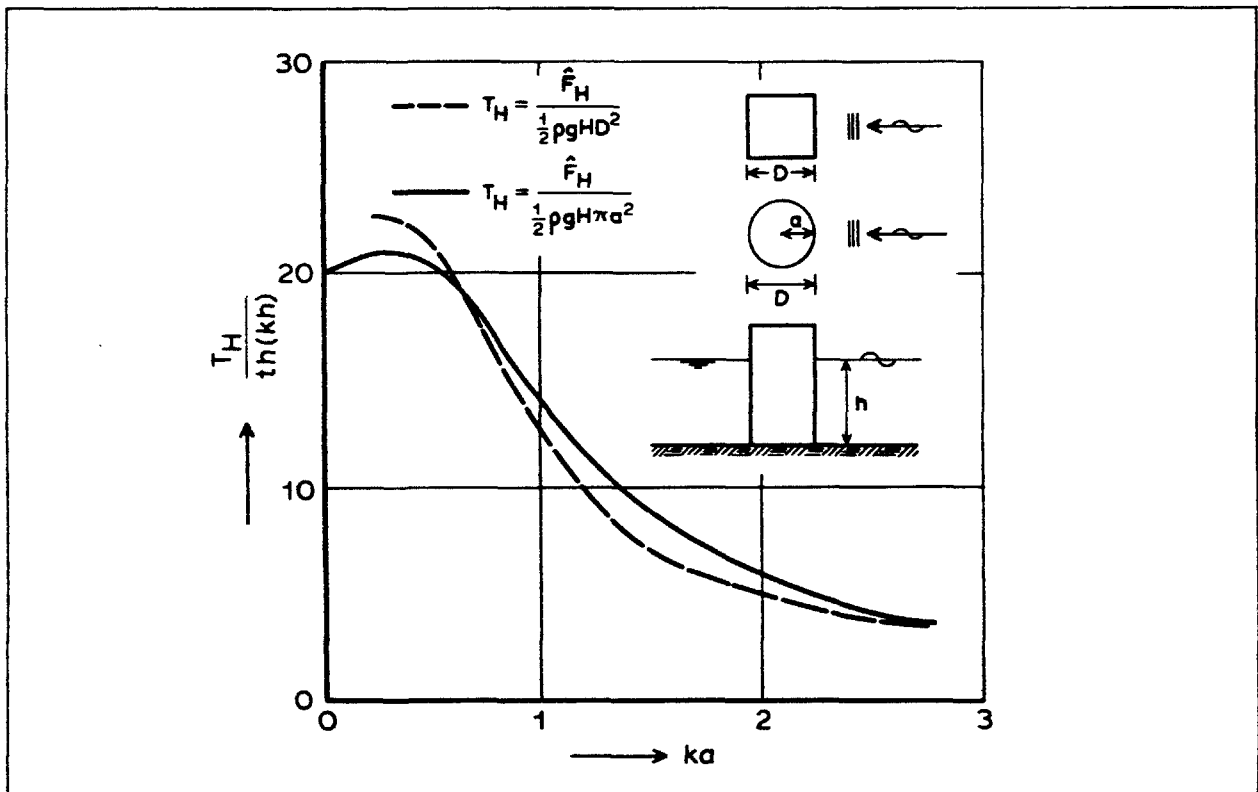
Berekeningsmethoden zijn bekend voor het berekenen van golfkrachten op verticale wanden. Bij constructies met afmetingen

klein ten opzichte van de golflengte is de interactie tussen de constructie en de inkomende golf minder eenvoudig te beschrijven dan bij een doorgaande verticale wand. Ieder punt van de constructie levert nu een verstoring, zodanig dat in dat punt aan de randvoorwaarde ten aanzien van de energietransmissie is voldaan.

De gecombineerde invloed van deze verstoringen is voor een constructie met cirkelvormige doorsnede analytisch te bepalen, [57], de resultaten zijn in figuur 8-11 weergegeven.

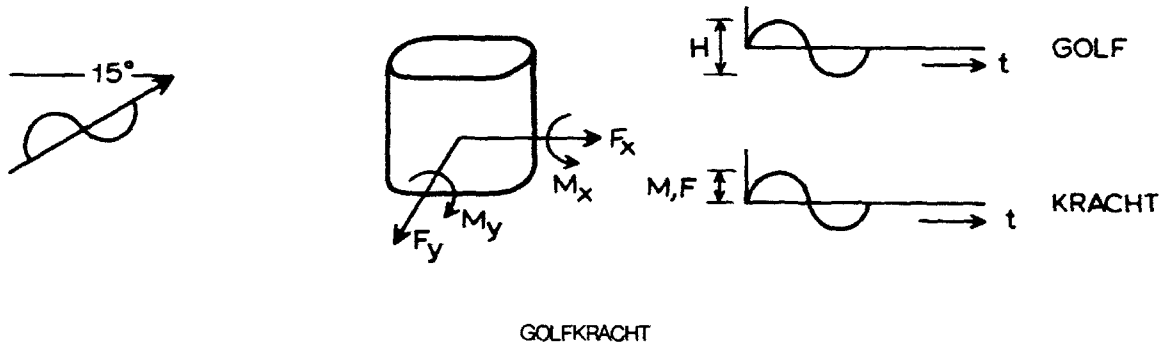
Bij constructies met afwijkende vormen is een analytische oplossing niet meer mogelijk. In dat geval kan gebruik worden gemaakt van een numerieke rekenmethode, die uitgaat van de aanname dat de verstoring wordt veroorzaakt door een aantal golfbronnen, die op de omtrek van de constructie zijn gesitueerd, en die een zodanige sterkte hebben dat aan de eis ten aanzien van energietransmissie op de rand is voldaan. Door in ieder punt van de vloeistof de invloed van alle bronnen te combineren wordt een uitdrukking gevonden voor de verstoring; gecombineerd met de oorspronkelijke golf levert dit het golfbeeld rond de constructie.

Door de druk ten gevolge van dit golfbeeld te integreren over de omtrek van de constructie wordt de door de golf geleverde kracht bepaald. Voor een gedetailleerde beschrijving wordt verwezen naar WL W 270.



Figuur 8-11: Krachtoverdrachtsfunctie T_H voor cilindervormige constructies met ronde en vierkante doorsneden

Enkele resultaten worden in de navolgende tabel vermeld:



Golffbelasting

$H = 4 \text{ m}, T = 6,5 \text{ à } 7,5 \text{ s}$

$F_x = 700 - 1000$
 $F_y = 470 - 700$
 $M_x = 11,5 - 16,3$
 $M_y = 20 - 25$

$H = 1,15, T = 4 \text{ à } 5 \text{ s}$

$70 - 110$
 $30 - 55$
 $0,6 - 1,6$
 $2 - 3,3$

Stromingsbelasting

120 ton
 120 ton
 $2,3 \times 10^3/\text{m}$
 $2,3 \times 10^3/\text{m}$

De krachten bleken erg afhankelijk van de golfperioden.

Gezien de gecompliceerdheid van deze methode is zij alleen toepasbaar in die gevallen waarbij de golf kan worden benaderd door een sinusvorm. Dit zal in het algemeen het geval zijn bij golven met geringe steilheid op diep water.

Een tweede beperking is gelegen in het feit dat de theorie is opgesteld voor niet-visceuze vloeistoffen, waarbij vorming van wervels en neren is uitgesloten. Voor constructies die groot zijn ten opzichte van de golfhoogte is deze aanname in het algemeen aanvaardbaar, voor kleinere afmetingen evenwel kan deze benadering niet worden gehanteerd.

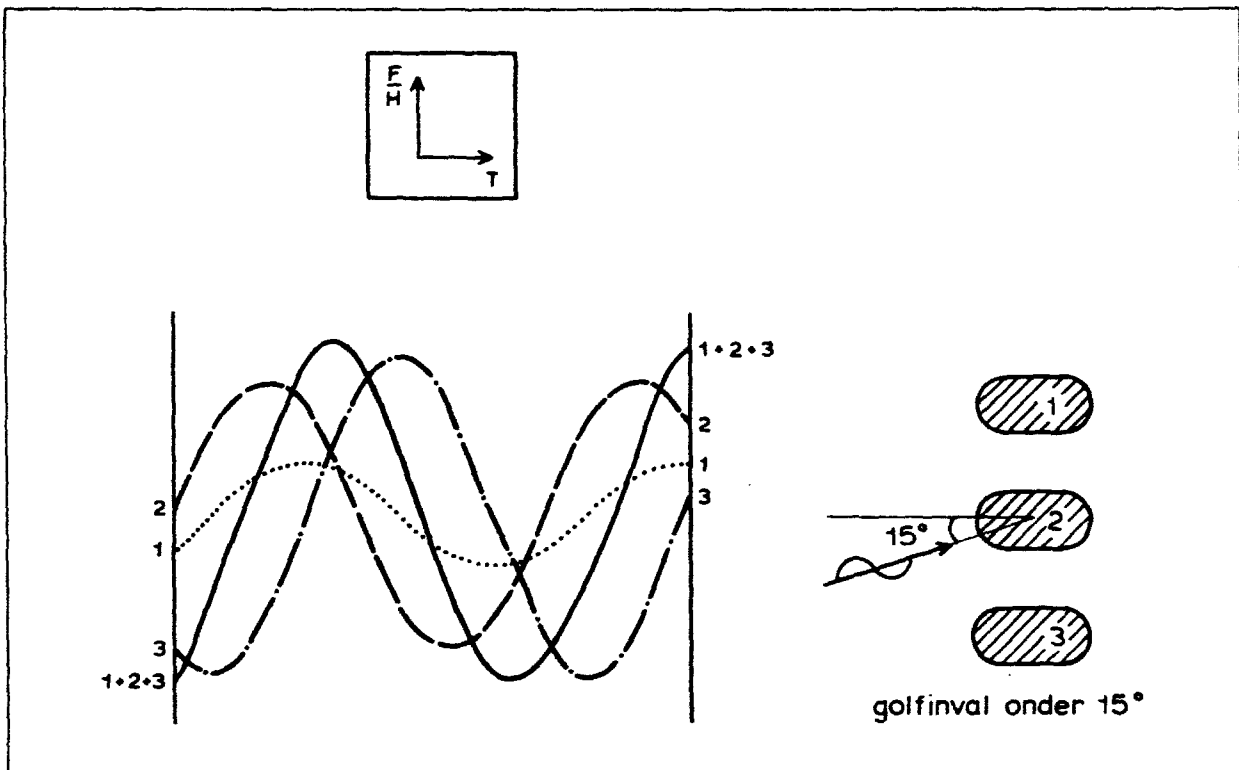
Bij golfaanval tijdens de uitvoering is aan de bovengenoemde voorwaarden genoegzaam voldaan, zodat voor de bepaling van de

krachten op de putten tijdens de uitvoering van deze oplossingsmethode gebruik is gemaakt. Een gedetailleerde beschrijving van de methode is gegeven in verslag WL W 270.

De mogelijke meest kritieke situatie met betrekking tot de stabiliteit van de put met stalen kuip kan zich voordoen nadat de put op de bodem is geplaatst en blootgesteld wordt aan stormomstandigheden.

De daarbij optredende golffbelasting is voor diverse bouwkuipafmetingen -c.q. geometrieën- bepaald aan de hand van het rekenprogramma. De krachten en momenten zijn steeds berekend voor een invallende golf met golfhoogte $H = 1 \text{ m}$.

Als gevolg van de lineariteit van de berekeningsmethodiek is extrapolatie naar iedere andere golfhoogte zonder meer mogelijk.



Figuur 8-12: Verloop van dwarskracht voor 3 pijlerputten tengevolge van golfaanval, golfperiode 6 s

Tenslotte zijn interactieberekeningen uitgevoerd ten behoeve van gekoppelde putten, daaruit bleek dat de dwarskracht groter kan worden dan voor het geval slechts één put aanwezig is. Echter de totale kracht die die gekoppelde putten tezamen op moeten nemen is aanzienlijk geringer dan de som van driemaal de maximale kracht per put + bouwkuip, zie figuur 8-12.

Bij het onderzoek zijn de volgende aspecten gevarieerd:

- hydraulische randvoorwaarden
- geometrie van de put
- combinatie put en pijlers.

In alle gevallen is uitgegaan van een bodemdiepte van NAP - 35 m, en een waterstand van NAP + 3,0 m.

De resultaten van de berekeningen zijn in WL W 270 gegeven.

Via de golfdrukvoortplanting in de ondergrond wordt het deel van de put dat onder de bodem zit eveneens belast. In paragraaf 7.2.2.4. is aangegeven welke wetten daarvoor gelden waaruit volgt dat met behulp van de potentiaaltheorie de drukken te berekenen zijn. Dit is gedaan door in een rekenmodel de randvoorwaarden in te voeren door middel van een „putten en bronnen” belegging, waarbij voor de waarden aan het bodemoppervlak de gegevens zijn gebruikt uit bovengenoemde golfkrachtberekeningen. De resultaten worden gegeven in WL W 270.

8.3.3. Ontgrondingen rond putten bij plaatsing

In hoofdstuk 5 is ingegaan op oorzaken van ontgrondingen, in welk verband locale en meer omvangrijke discontinuïteiten in de geometrie van een waterloop werden genoemd. De gevolgen van de meer omvangrijke constructies, zoals stuwen, dammen, sluizen en dergelijke, zijn in hoofdstuk 5 beschreven.

Daarbij ging het in hoofdzaak om de ontgrondingen nabij het direct benedenstrooms van de constructie verdedigde deel van de bodem. In het hierna volgende zal nader worden ingegaan op de ontgrondingsverschijnselen ten gevolge van de aanwezigheid van locale constructies (putten), waar **omheen** tijdens en na het plaatsen ervan in de zandbodem sterke ontgrondingen kunnen optreden.

Het verschijnsel:

De aanwezigheid van een gedeeltelijk of geheel in de zandbodem geplaatst voorwerp (put) veroorzaakt een plaatselijk toenemende stroomsnelheid en een verhoging van de turbulentie-intensiteit aan de bodem. Het laatste is een gevolg van de vorming van een tweetal wervelsystemen die in hoofdzaak het ontgrondingsproces bepalen (zie figuur 8-13).

Bij de relatief stompe put zijn de hoefijzerwervels het belangrijkste. Ze verplaatsen zich langs een hoefijzervormige baan aan de aangestroomde zijde en ter weerszijden van de constructie. Deze wervels ontstaan tengevolge van het gedeeltelijk blokkeren van de stroom door de put. Hierbij wordt de reeds in de ongestoorde stroom aanwezige (micro) turbulentie door de constructie geconcentreerd tot een relatief grootschalig wervelsysteem aan de bodem rond de bovenstroomse zijde van de put.

De hoefijzerwervels woelen het rond de aangestroomde zijde van de put aanwezige bodemmateriaal op en transporteren het samen met de toegenomen stroming langs de flanken. De loslaatwervels aan de benedenstroomse zijde van de put nemen het zand vervolgens op en transporteren het verder in benedenstroomse richting.

Onderzoekmethode

Door het complexe stroombeeld rondom constructies als de put kan tot nu toe geen gebruik worden gemaakt van mathematische modeltechnieken voor de voorspelling van de locale ontgrondin-

gen. Men is daarom aangewezen op fysisch modelonderzoek, wat overigens in het algemeen goed blijkt te voldoen [58, 59, 60, 61, 62.]

Bij plaatselijke ontgrondingen spelen drie parameters een rol, namelijk:

- de geometrie van de constructie
- de eigenschappen van het bodemmateriaal
- de stroomcondities.

De geometrie van de constructie is een belangrijke factor, die in model gelijkvormig moet worden weergegeven. De eigenschappen van het bodemmateriaal blijken binnen zekere grenzen (weinig gegradeerd, niet al te grove korrels) weinig invloed op het ontgrondingsverloop te hebben.

De stroomcondities en met name de aanstroomsnelheid U zijn van belang voor de situatie waarbij in het ongestoorde bed geen doorgaand materiaaltransport optreedt.

Bij een zandbodem is sprake van doorgaand materiaaltransport indien $U > ca. 1,5 U_{cr}$, waarbij:

U_{cr} = gemiddelde stroomsnelheid waarbij het bodemmateriaal in het ongestoorde bed juist in beweging komt.

In dit geval heeft de aanstroomsnelheid U geen invloed meer op de evenwichtsligging van de ontgrondingskuil; nog wel echter op de tijdsduur van het ontgrondingsproces (zie figuur 8-14).

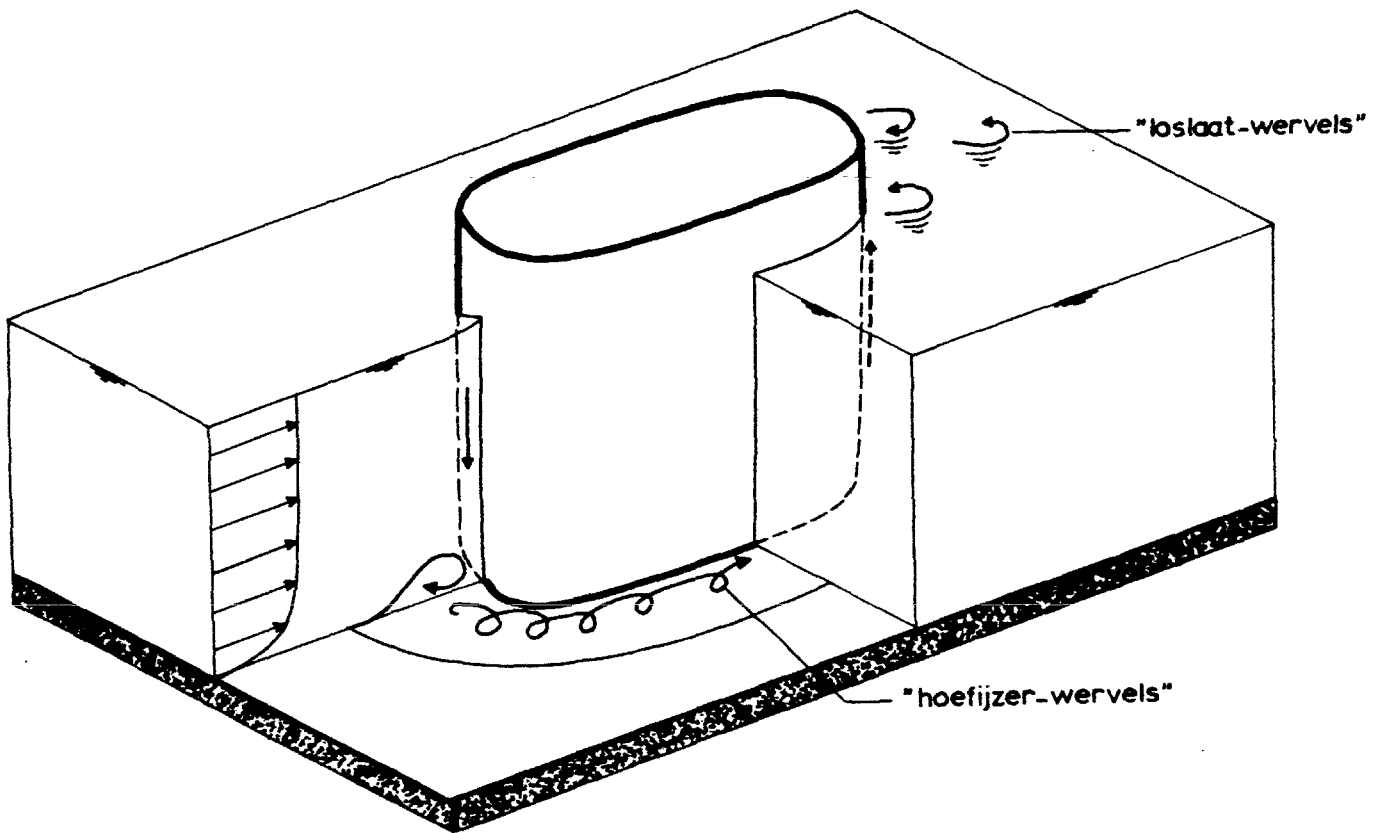
De waterdiepte heeft eveneens geen invloed als deze groter is dan circa tweemaal de aangestroomde diameter van het voorwerp. Bij kleinere waterdiepten wordt de ontgrondingskuil minder diep. Bij de put met een diameter van 18 m was dit voor de Oosterschelde meestal het geval.

Ten aanzien van **het verloop** van de locale ontgrondingen gelden de eerder in hoofdstuk 5 besproken algemene ontgrondingsrelaties (5-1), (5-2) en de relatie voor de tijdschaal (5-4). In het model wordt hierbij, althans bij de in de onverdedigde zandbodem geplaatste put, niet de $h_{max}(t)$ gemeten maar de gereduceerde $h_{max}(t)$ volgens (5-9); daar een doorgaande bovenaanvoer bij de in model gekozen $U > 1,5 U_{cr}$ aanwezig was (zie ook WL 8-44).

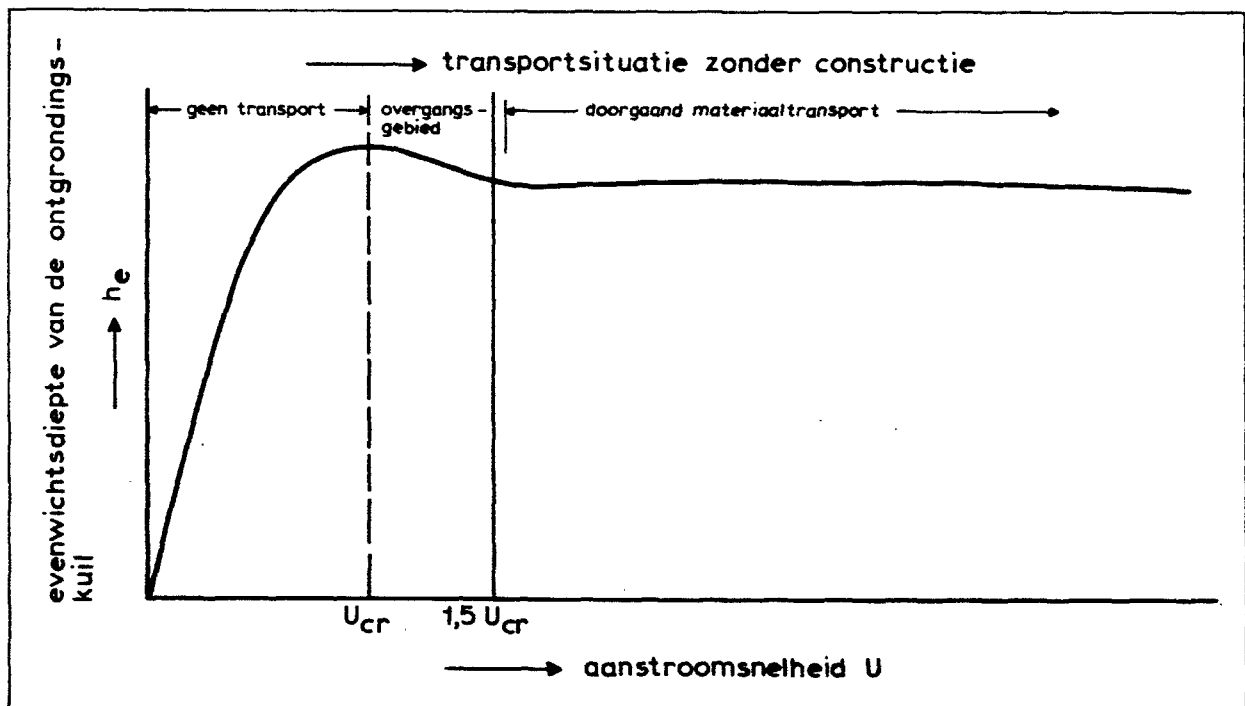
De stroomsnelheid U is in model constant gehouden tijdens een proef (permanentie).

Om nu te kunnen bepalen wat de ontgrondingen in werkelijkheid per getij zullen zijn, zijn twee methoden gevolgd:

- 1e Bij het onderzoek naar de ontgrondingen rond de put **in het onverdedigd zandbed** was het mogelijk in twee richtingen te stromen (Pentagoot van het Waterloopkundig Laboratorium). Dit werd gedaan met een berekende „effectieve stroomduur” voor het prototype-getij en wel zodanig dat de ontgronding na deze stroomduur met een permanente stroomsnelheid gelijk aan de maximum stroomsnelheid tijdens eb- of vloedperiode even groot is als de ontgronding na een hele eb- of vloedperiode met variërende stroomsnelheid. Genoemde effectieve stroomduur werd met behulp van vergelijkig (5-6) berekend. Zodoende kon het ontgrondingsverloop na één of meer getijden worden weergegeven.
- 2e Bij het onderzoek naar de ontgrondingen rond de put **in het gedeeltelijk verdedigde zandbed** kon slechts in één richting worden gestroomd (Stroomgoot van het Laboratorium De Voorst).



Figuur 8-13: Wervelsystemen rondom een in water geplaatst voorwerp



Figuur 8-14: Evenwichtsdiepte van de kuil als functie van de aanstroomsnelheid

Daarom moest worden volstaan met berekeningen volgens vergelijkingen (5-5), (5-6) en (5-7) waarbij de ontgrondingen tijdens en na één getij kunnen worden bepaald. Een reductie tengevolge van het aanwezige zandtransport volgens relatie (5-8) werd niet toegepast omdat het niet duidelijk was welk deel van het transport aan de kuil rond de put ten goede komt (de bodem in het model was, behalve een strook rondom de put, geheel verdedigd). Verwacht kan echter worden dat de reductie gering zal zijn.

Verricht onderzoek

a. Modelonderzoek zonder bodemverdediging rond de put (M1385)

In eerste instantie zijn de ontgrondingen bij de putten van de pijleroplossing onderzocht voor het geval er geen bodembescherming wordt aangebracht (WL 8-44). De put (prototype-afmetingen 40 x 18 m) is in het midden van een goot geplaatst op een laag zand met een D_{50} van 135 μm . Voor het goed reproduceren van de grote wervels, die in hoofdzaak het transport van het bodemmateriaal bepalen is, zoals reeds eerder is vermeld een geometrisch gelijkvormig model nodig.

De lengteschaal van dit model bedroeg 30. Het doel van dit onderzoek was enerzijds de bepaling van de uiteindelijke evenwichtsdiepte, anderszijds vooral het vaststellen van de snelheid van het ontgrondingsproces. Dit laatste is belangrijk omdat de plaatsing van de put slechts een beperkte tijd vergt, waarna er gelegenheid is de ontgrondingskuil te fixeren en op te vullen. Uit drie proeven met een gemiddelde aanstroomsnelheid van U gelijk aan 1,5, 2,0 en 2,33 maal U_{cr} is uit het bijbehorende ontgrondingsverloop de geometrie-coëfficiënt α bepaald (zie paragraaf 5.2.).

Deze coëfficiënt is van belang voor het bepalen van de tijdschaal van het ontgrondingsproces (zie WL 8-44). Hieruit bleek tevens dat schaaffecten ten gevolge van de verschillende snelheidsschalen gering waren en dat de resultaten van de proef vrij nauwkeurig waren. Het effect van de in werkelijkheid optredende getijden is nagegaan met behulp van stromen in twee richtingen (zie hierboven). De resulterende evenwichtsdiepte bleek ca. 22,5 m te bedragen, terwijl het ontgrondingsproces zo snel verliep dat de maximale ontgrondingsdiepte na één eb- en vloedperiode ruim 16 m bedroeg (zie figuur 8-15). Ter verzekering van de stabiliteit van de put, en om de benodigde materialen voor de opbouw van de drempel binnen de perken te houden zijn maatregelen ter beperking van de ontgrondingen tijdens en na plaatsing derhalve noodzakelijk.

b. Modelonderzoek met bodemverdediging rond de put (M1402)

Aangezien uit voorgaand onderzoek bleek dat de ontgrondingen tijdens en na het plaatsen van een put ontoelaatbaar groot zouden worden, werd nader oriënterend onderzoek gedaan naar de remmende invloed van een rond de put aanwezige bodembescherming (die echter in verband met plaatsingstoleranties bij het plaatsen van de put niet geheel tegen de put aansluit) en van enige andere aanvullende maatregelen.

Dit onderzoek vond plaats in de Stroomgoot van het Waterloorkundig Laboratorium met een lengteschaal: $n_L = 30$ (zie verslag WL 8-59). Omdat bij genoemde faciliteit maar in één richting kon worden gestroomd werd berekenenderwijs met behulp van modelresultaten nagegaan wat de ontgroning per getij zal worden. In latere proeven werd de breedte van de spleet tussen 0,5 m en 6 m gevarieerd. Uit de modelresultaten bleek dat van een remmende werking door de bodembescherming nauwelijks of geen sprake is, zelfs niet bij een spleet van 0,5 m (zie ook figuur 8-16). Daarom werden de volgende maatregelen onderzocht:

- bestorting rond de bovenstroomse kop van de put
- bestorting rond beide koppen van de put
- stroombreker rond de put, geplaatst op de bodembescherming
- nauwsluitende ring rond de put (kraagconstructie aan de put)

Van deze maatregelen, waarbij een bodembescherming met een spleet tussen put en bodembescherming van 1,5 m steeds aanwezig was, lijkt slechts een bestorting rond de kop voldoende remmend effect te hebben (zie figuur 8-17).

Bij het onderzoek werd uitgegaan van de volgende randvoorwaarden en schematisaties:

- Er is alleen gestroomd (geen golven). De invloed van golven zal echter naar verwachting klein zijn omdat er van uit wordt gegaan dat tijdens de plaatsing van de put geen extreme golfcondities zullen heersen. Ook bleek uit eerder onderzoek in het Waterloorkundig laboratorium dat h_g niet toeneemt bij aanwezigheid van golven, slechts de snelheid van het ontgrondingsproces neemt toe [61].
- Het hefschip, dat extra proefielvernaauwing geeft, was in het model niet aanwezig.
- Invloed van reeds geplaatste, naast gelegen putten en dergelijke is niet in de proefopstelling ingebracht.
- Er is een rechte aanstroming verondersteld.
- In het model was over een grote lengte voor de put met bodembescherming een betonvloer aanwezig.
- De toegepaste put was cilindervormig (40 x 18 m) met door vlakke wanden verbonden einden.
- De waterdiepte was steeds 15 m; andere waterdiepten zijn niet onderzocht.

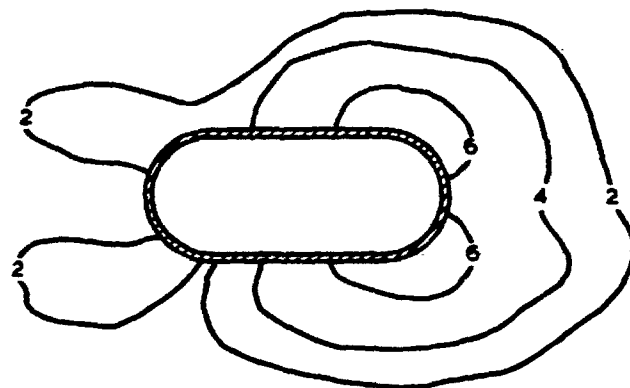
Er zullen ten opzichte van het prototype mogelijk schaaffecten zijn opgetreden. Het belangrijkste schaaffect zal zijn gelegen in de reproductie van de flexibiliteit van de bodembescherming. Het is aannemelijk dat in het model de kuilvorm zelf als functie van de tijd goed wordt weergegeven, omdat de tijdschalen op diverse langsrassen in de smalle spleet tussen de bodembescherming en de put vrijwel gelijk zullen zijn. In het model kon de bodembescherming de ontgrondingen tot circa 4,0 m (diepste punt) blijven volgen.

Bij de doorgaande ontgroning ging de bescherming hangen, waarbij tussen de bodembescherming en het zandbed een steeds grotere opening ontstond van waaruit het zand naar de spleet werd getransporteerd. Het is de vraag hoe flexibel de prototypebescherming zal zijn en of er gevaar bestaat voor beschadiging van de toegepaste bodembescherming.

In tegenstelling tot het onderzoek met de in het onbeschermd zandbed geplaatste put, is in het algemeen met slechts één stroomsnelheid in het model gewerkt.

Alleen bij de proeven met de bestorting rond de bovenstroomse kop zijn drie verschillende aanstroomsnelheden onderzocht. Op de benodigde bestorting wordt in de volgende paragraaf nader ingegaan. Er moet nog worden opgemerkt, dat de bestorting reeds voor het begin van de ontgrondingen in het model was aangebracht, terwijl in het prototype zeker enige ontgroning zal optreden alvorens de bestorting kan zijn voltooid. Schaaffecten ten gevolge van de meer of mindere elasticiteit van de bodembescherming lijken in deze fase nog geen rol te spelen omdat de ontgroning na één getij ca. 2,5 m bedraagt en de bodembescherming hierbij nog goed blijft aanliggen. Voorwaarde is dan wel dat de bodembescherming in het prototype eveneens moet blijven aanliggen.

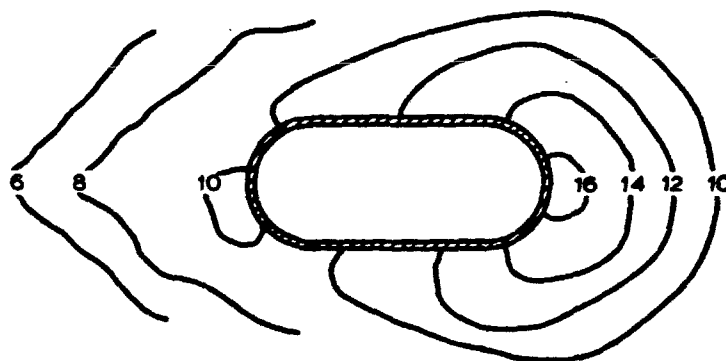
Noordzee



Oosterschelde

ontgroning na 1 eb- en vloedstroming

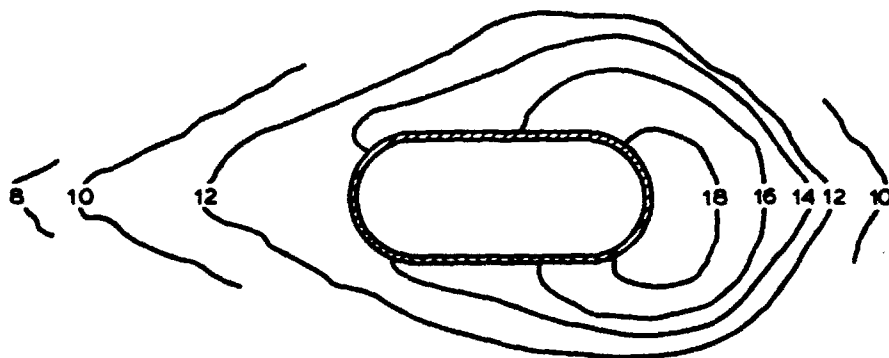
Noordzee



Oosterschelde

ontgroning na 7 eb- en vloedstromingen

Noordzee

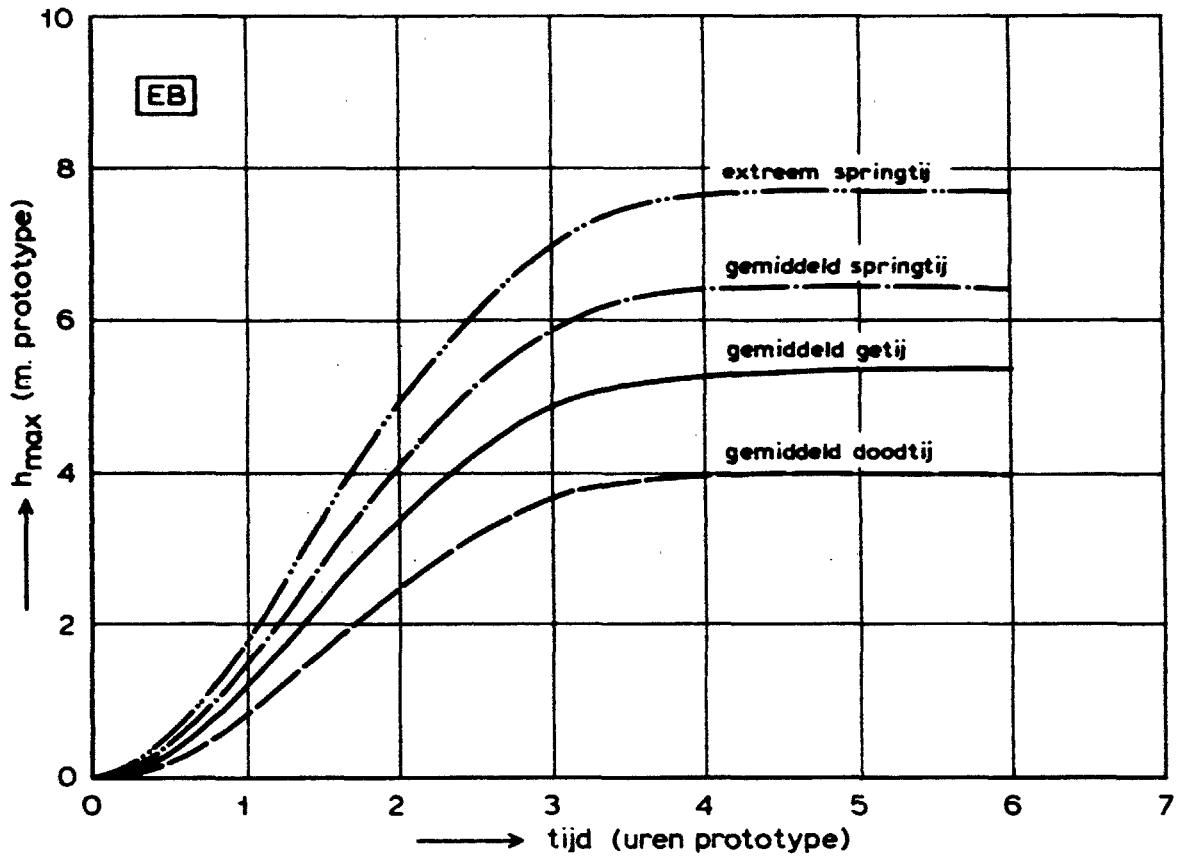


Oosterschelde

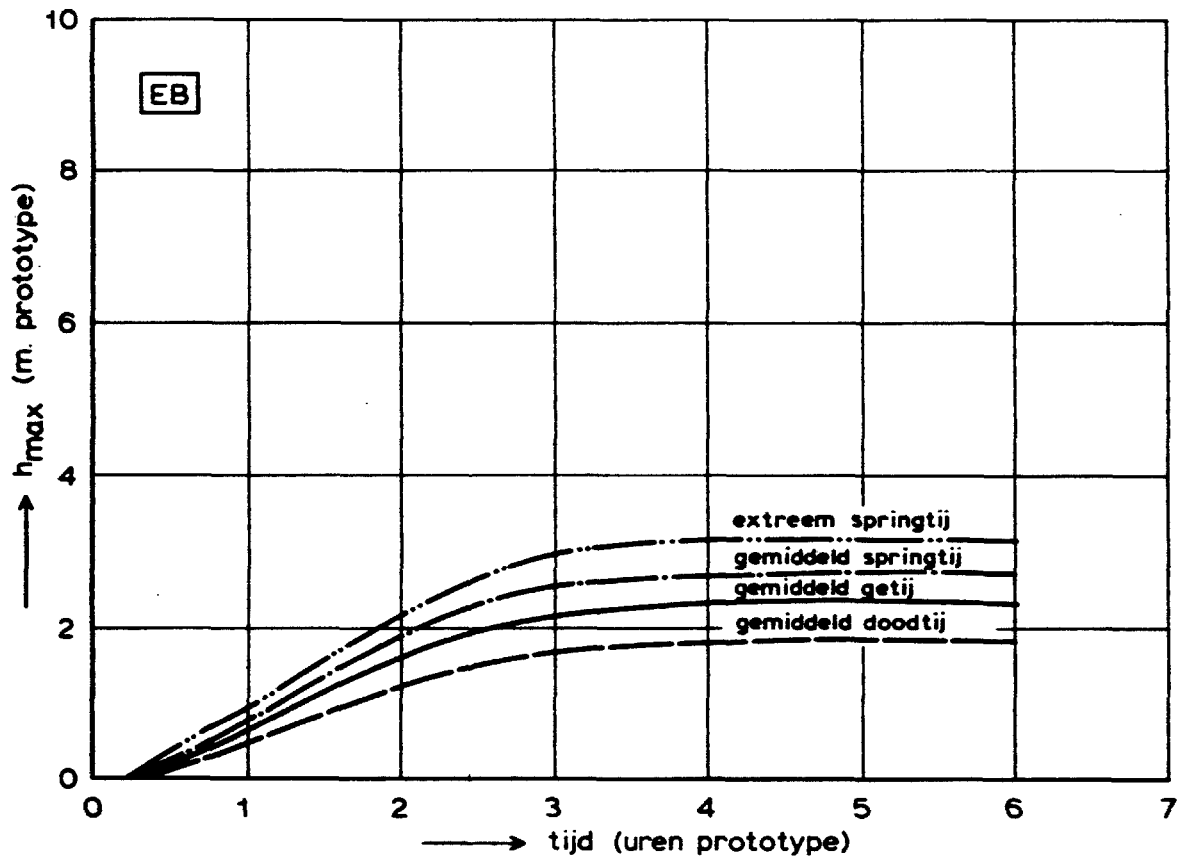
ontgroning na 25 eb- en vloedstromingen

T 4
schaal 1 : 100
diepten in m prototype

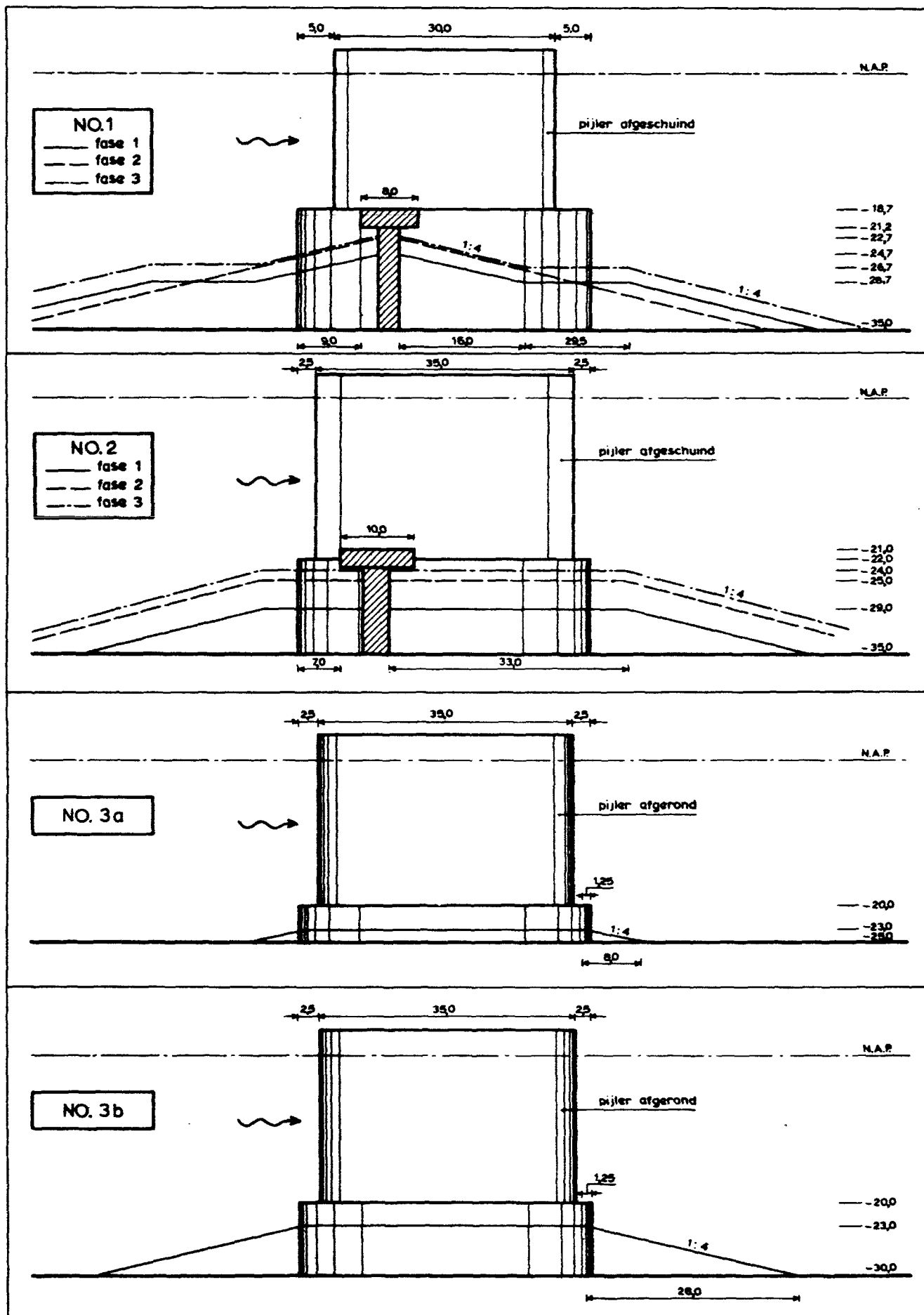
Figuur 8-15:
Ontgrondingspatroon bij tweezijdige aanstroming op verschillende
tijdstippen



Figuur 8-16: Maximale ontgrondingsdiepte bij een spleet van 1,5 m



Figuur 8-17: Maximale ontgrondingsdiepte bij een spleet van 1,5 m en een bestoiting rond één kop



Figuur 8-19: Opbouw drempel van pijlers op putten, overzicht onderzochte geometrieën

8.3.4. Stabiliteit bestortingen

A. Bestorting rond de putten bij plaatsing (WL 8-59)

Bij het modelonderzoek naar de ontgrondingen rondom een put bij plaatsing (zie 8.3.3.) werden twee proeven ingelast ter bepaling van de kritieke aanstroomsnelheden voor een rond de put aangebrachte gebroken steenbestorting en een basaltbestorting. De kenmerken van deze stopmaterialen, die in beide gevallen in de rechthoekige sparing tussen de bodembescherming en de put werden aangebracht (geen overlap dus ter plaatse van de bodembescherming) zijn: (in prototype maten)

gebroken steen	: $D_{50} = 0,087 \text{ m}$	$\rho_s \approx 2650 \text{ kg/m}^3$
basalt	: $D_{50} = 0,198 \text{ m}$	$\rho_s \approx 2850 \text{ kg/m}^3$

De bestorting werd voorts iets onder de bodembescherming gelegd, zodat de stenen langs de rand van de bescherming niet extra zwaar konden worden aangevallen. Mogelijk hebben bij de lichte bestorting visceuze effecten een zekere rol gespeeld ($Re_* \approx 150$), waardoor de situatie in model wat te ongunstig kan zijn weergegeven. Door de sterkere turbulentie in de nabijheid van de put ten opzichte van de ongestoorde stroom moet hier echter een vraagteken bij worden gezet. Bij de interpretatie van de resultaten zijn daarom viscositeitsinvloeden buiten beschouwing gelaten, waardoor de resultaten mogelijk aan de veilige kant zijn.

De eerste schade trad steeds rond de bovenstroomse kop op en wel ter weerszijden van en op ruim een kwart van de putdiameter uit de as. Het begin van schade werd in het model pas geconstateerd, nadat een zekere steenverplaatsing was opgetreden. Dit werd veroorzaakt doordat alleen uit de, in verschillende kleuren geverfde, bestortingstroken verplaatste stenen konden worden aangemerkt als schade. Omdat de stroken echter geringe afmetingen hadden (1,5 en 3,0 m rond de bovenstroomse kop) zal het verschil niet groot zijn. Het blijkt dat bij aanstroomsnelheden in het prototype van circa 2,0 m/s aan de gebroken steenbestorting zware schade optreedt, terwijl de basaltbestorting dan nog geheel stabiel (figuur 8-18). De ontwerpwaarde voor de aanstroomsnelheid is

ontleend aan onderzoek in het hydraulische getijmodel M1000 (zie 8.3.1.), en behoort bij een sterk springtij. Overigens zijn naast het hierbovengenoemde de in vorige paragraaf genoemde beperkingen onverkort van kracht.

B. Opbouw drempel (WL 8-63)

Bij de op putten gefundeerde pijlers is de bouwphase van de drempel zelf kritiek, indien de drempelbestorting bestaat uit fosforslakken of stortsteen 1060 kg. Onderzocht zijn een viertal pijler/put varianten; twee met een damwandscherm met kesp en twee zonder (zie figuur 8-19). Het onderzoek vond plaats in de Tussenpadgoot van het Waterloopkundig Laboratorium de Voorst met lengteschalen: $n_L = 39$ en $n_L = 65$ (zie verslag WL 8-63).

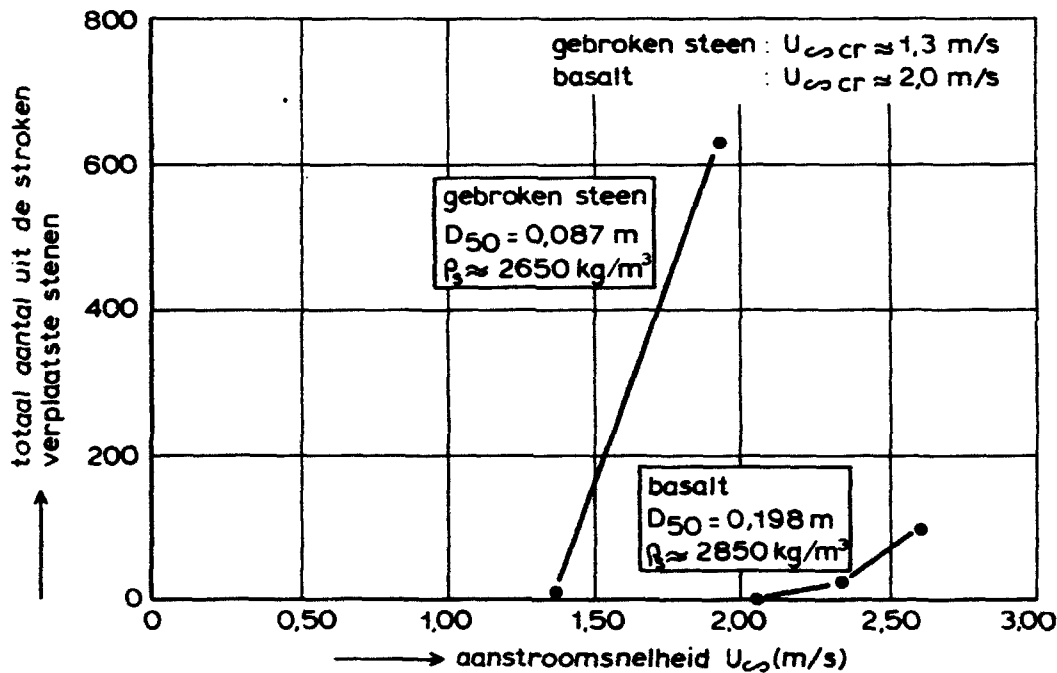
Ten aanzien van de schaalkeuze van de stenen gaat het eerder gestelde (diameter stortsteen op lengteschaal, zie paragraaf 6.3.1.) hier niet meer op omdat het modelmateriaal dermate fijn zou worden (orde 0,001 m) dat de invloed van de viscositeit zeker niet meer buiten beschouwing kan blijven. De afmetingen van de modelstenen werden daarom overdreven, echter op een zodanige manier dat dit nog toelaatbaar was in verband met het zo goed mogelijk reproduceren van het stroombeeld.

De kritieke vervallen die aldus werden gevonden dienen echter dan nog te worden gereduceerd in evenredigheid met de gewenste bestortingsdiameter ten opzichte van de toegepaste.

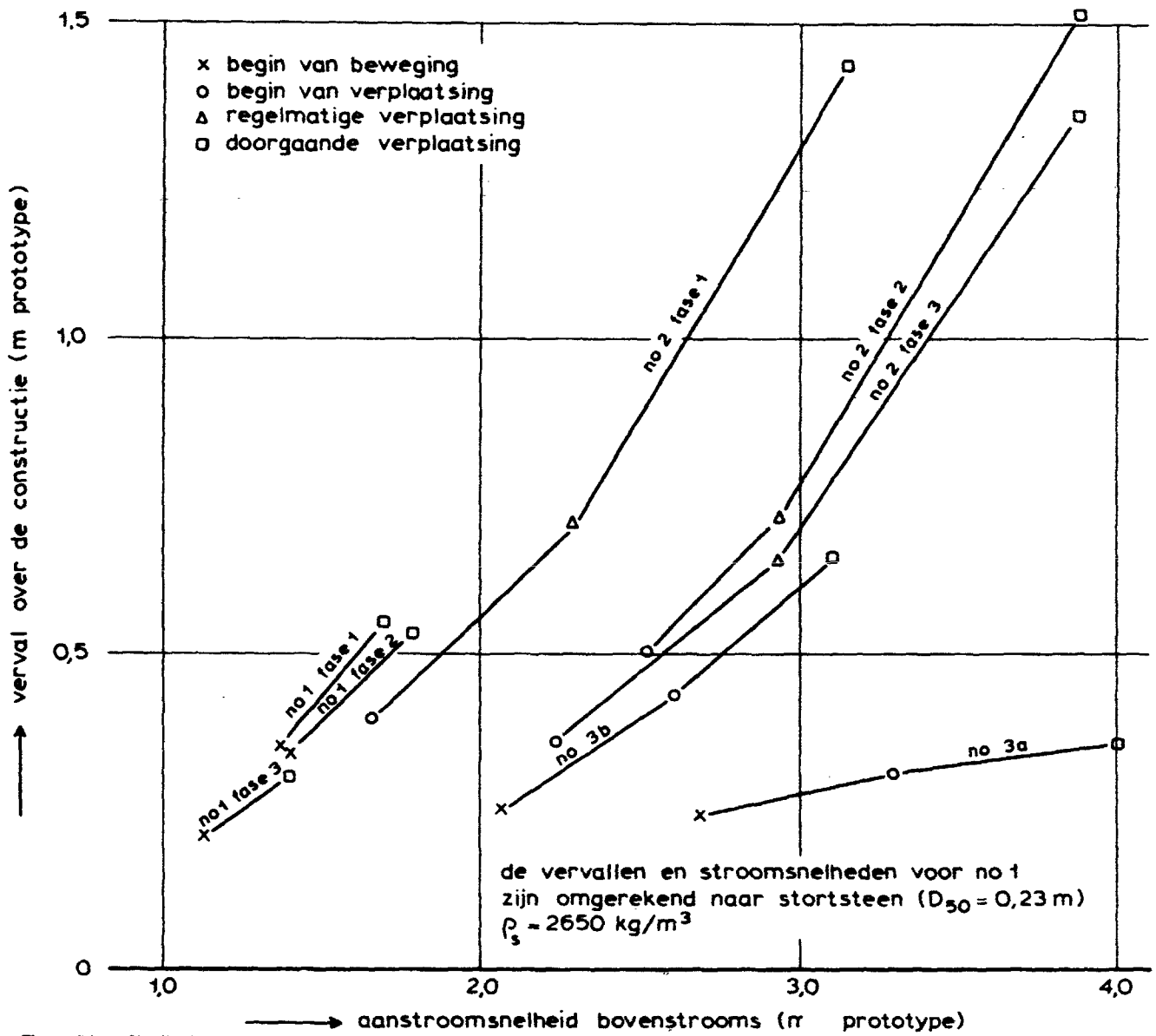
Het vertaalmecanisme staat in paragraaf 8.2.4. beschreven. Dit mag worden gedaan onder de voorwaarde dat de stroombeelden bij de kritieke vervallen voor beide stortsteendiameters identiek zijn, waar in feite nimmer geheel aan wordt voldaan. Uit een controle met een proefopstelling met lengteschaal $n_L = 78$ kan echter worden geconcludeerd dat deze schaaffecten hier acceptabel zijn.

De volgende punten dienen nog te worden vermeld:

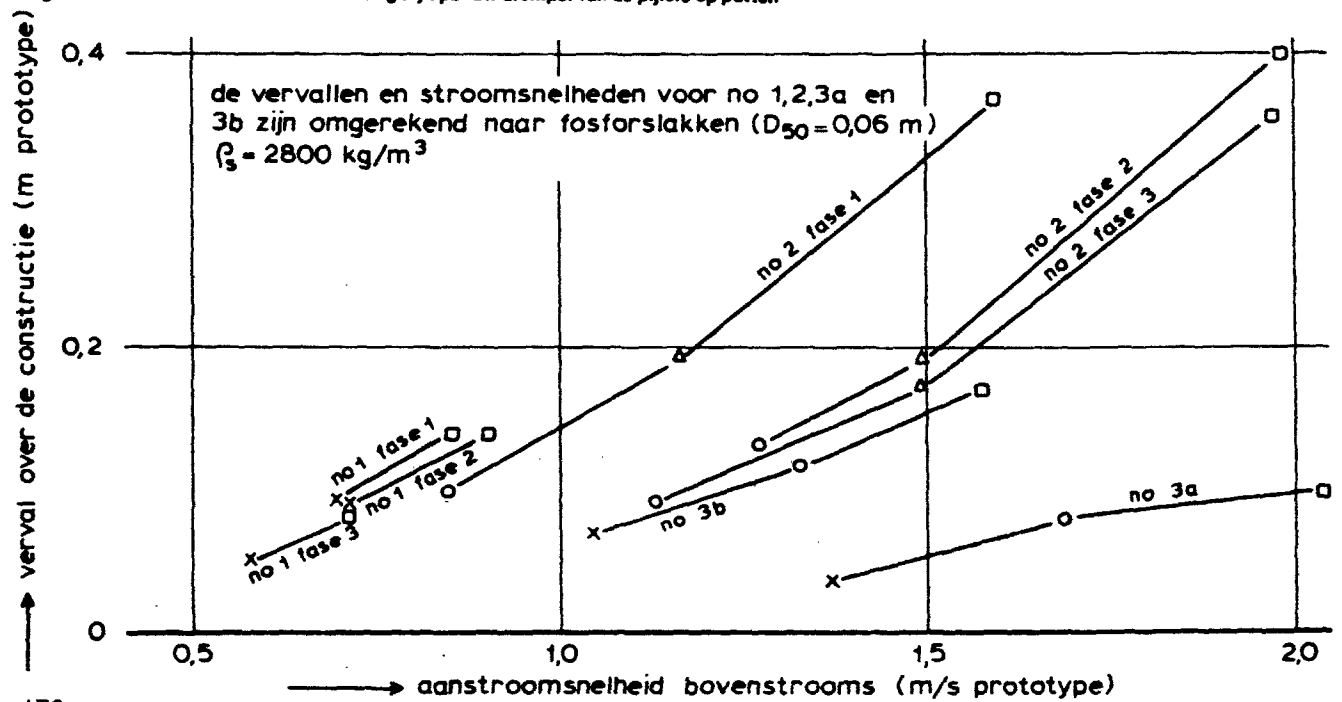
- Er is alleen gestroomd (geen golven).
- Er is steeds een tweedimensionale sectie van de kering in aanbouw onderzocht.



Figuur 8-18: Stabiliteit bestorting rond de putten bij plaatsing



Figuur 8-20: Stabiliteit stortsteen 10-60 kg bij opbouw drempel van de pijlers op putten



Figuur 8-21: Stabiliteit fosforslakken met $D_{50} = 0,06 \text{ m}$ bij opbouw drempel van de pijlers op putten

Stromingsverschijnselen met een component in de richting van de damas ten gevolge van extra vernauwingen (materieel, verschil in afbouwfase en dergelijke) zijn niet in beschouwing genomen. Er is alleen met rechte aanstroming gewerkt.

Bij de drie met een lengteschaal $n_L = 39$ onderzochte geometrieën van de pijlers op putten (figuur 8-19), zijn de kritieke vervalLEN en bijbehorende kritieke stroomsnelheden bepaald voor stortsteen ($\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$) met een $D_{50} = 0.23 \text{ m}$, behorend bij het begin van beweging, het begin van verplaatsing, regelmatige verplaatsing en doorgaande verplaatsing van het bestortingsmateriaal. De aldus gevonden waarden zijn uitgezet in figuur 8-20.

Aangezien de D_{50} van stortsteen 1060 kg circa 0,28 m is, zijn dit veilige waarden voor deze bestorting. De (omgerekende) resultaten voor fosforlakken zijn weergegeven in figuur 8-21.

Als maatstaf bij de interpretatie van de meetresultaten zijn de kritieke aanstroomsnelheden uit het oogpunt van meetnauwkeurigheid te verkiezen boven de kritieke vervalLEN.

Bovendien zijn er met betrekking tot de aanstroomsnelheden aanknopingspunten met het prototype, via het overzichtsmodel M1000 of het detailmodel M1001. De kritieke vervalLEN kunnen daarentegen niet zonder meer worden vergeleken omdat deze op verschillende plaatsen zijn gemeten (hier: „op stroom“, in M1000 en M1001 in de werkhavens).

Het blijkt dat de pijler/put met de hoge kesp (no. 1) een slechte invloed heeft op de bestortingsstabiliteit (figuren 8-20 en 8-21). De kritieke stroomsnelheden liggen voor het begin van beweging zeer laag, maar bovendien is de „reserve“ niet groot; bij weinig hogere stroomsnelheden treedt reeds doorgaande verplaatsing van de stenen op.

Bij de lagere en bredere kesp bij pijler/put no. 2 is de situatie veel gunstiger wat vooral blijkt uit de zeer hoge aanstroomsnelheden (3,0 m/s en meer) waarbij doorgaande schade optreedt aan de steenbestorting met $D_{50} = 0.23 \text{ m}$ (wat lichter dan 10-60 kg). Opmerkelijk is hierbij dat de eerste fase met het laagste drempelniveau wat ongunstiger is dan met verder opgestorte drempel.

De pijler/put zonder kesp en damwandscherm heeft eenzelfde (relatief) gunstig effect op de drempelbestortingen als bij het voorgaande type pijler/put het geval was. Wel is hierbij de hoge drempel, bestortingsniveau N.A.P. -23,00 m bij een aanlegdiepte van N.A.P. -30,00 m (no. 3b), wat ongunstiger dan de lage drempel bij

no. 3a, met hetzelfde bestortingsniveau maar met een aanlegdiepte van N.A.P. -25,00 m.

Bij de pijlers/putten no. 2, 3a en 3b is de stabiliteit van de fosforlakken kritiek (figuur 8-21), terwijl bij no. 1 de stabiliteit zeker onvoldoende genoemd kan worden. Daarbij zal de golf invloed, die hier niet is onderzocht, de kritieke vervalLEN en stroomsnelheden verder kunnen verlagen. De stabiliteit van stortsteen 10-60 kg die iets zwaarder is dan de onderzochte bestorting met $D_{50} = 0.23 \text{ m}$ lijkt voor pijlers/putten no. 2, 3a en 3b zeker voldoende stabiel voor de onderzochte bouwfasen (figuur 8-20), al zal de invloed van golven nader moeten worden vastgesteld.

Bij het onderzoek traden veelvuldig door de pijler(s)/put(ten) zelf opgewekte dwarsslingeringen op, vooral bij de afgeronde pijlers. Hieraan wordt in verslag WL 8-62 aandacht besteed.

De bestortingsstabiliteit van de modelstortsteen werd niet door de dwarsslingeringen beïnvloed omdat deze laatsten bij kleinere vervalLEN optraden dan de „overdreven“ kritieke vervalLEN in het model.

8.4. Caissons op putten

Specifiek hydraulisch onderzoek naar deze oplossing werd gedurende de studieperiode niet verricht. Dat komt omdat de problemen hier overeenkomen hetzij met die van staal, hetzij met die van de pijlers op putten. De aldaar verkregen resultaten kunnen dus voor het onderhavige alternatief worden gebruikt.

Genoemd hierbij kan worden de overeenkomst met de oplossing pijlers op putten met betrekking tot:

- Plaatsingsmanoeuvres van de putten.
- Optredende krachten bij plaatsing van de putten.
- Ontgrondingen rondom de putten (bij plaatsing en direct daarna).
- Stabiliteit bestortingen rondom de putten.

De overeenkomst met de oplossing caissons op staal heeft vooral betrekking op:

- Benodigde bouwputten voor de caissons.
- Optredende kenteringstijden t.b.v. plaatsing caissons.
- Optredende krachten bij plaatsing van de caissons.
- Stabiliteit van de (toplaag van de) drempel.

9 Overzicht van de tijdens de studieperiode uitgebrachte rapporten

9.1. Inleiding

In dit hoofdstuk wordt een opsomming gegeven van de tijdens de studieperiode uitgebrachte rapporten met betrekking tot de hydraulische aspecten.

In deze opsomming komen verslagen voor van het Waterloopkundig Laboratorium en van de Hoofdafdeling Waterloopkunde van de Deltadienst.

De verslagen van het Waterloopkundig Laboratorium zijn voor een groot deel tot stand gekomen in het kader van de werkzaamheden van werkgroep 8: Vormgeving en constructie sluitgaten.

De rapporten van de Hoofdafdeling Waterloopkunde zijn voor een groot deel tot stand gekomen binnen het kader van de werkzaamheden van werkgroep 9: Onderzoek Randvoorwaarden.

In deze werkgroep is met name aandacht besteed aan de hydraulische en milieutechnische randvoorwaarden.

9.2. Lijst van door het Waterloopkundig Laboratorium uitgebrachte verslagen (studieperiode oktober 1974 - mei 1976)

- | | |
|--|--|
| <p>W.L. M1320 deel I - "Golfbelasting caisson Oosterschelde, orienterend onderzoek naar de invloed van de geometrie van de caisson op de op de drempel overgedragen en op de schuif uitgeoefende totaal krachten", mei 1976.</p> <p>deel II - "Stormvloedkering Oosterschelde, onderzoek naar de invloed van de geometrie van de caisson en de golfcondities op de door de caisson op de drempel overgedragen totaal krachten, zowel voor bouw- als eindfasen", mei 1979.</p> <p>deel III - "Stormvloedkering Oosterschelde, onderzoek naar totaal krachten op de pijleroplossing met een dubbele kering", maart 1976.</p> <p>deel IV - "Stormvloedkering Oosterschelde, onderzoek naar de klapgevoeligheid van de pijleroplossing met dubbele kering", april 1976.</p> <p>W.L. M1321 - zie serie W.L. -8 verslagen.</p> <p>W.L. M1324 - zie serie W.L. -8 verslagen</p> <p>W.L. M1327 - „Stormvloedkering Oosterschelde, krachten en afvoercoëfficiënten bij roosterschuiven", december 1978.</p> <p>- "Cavitatieaspecten bij de roosterschuij", nota november 1975.</p> <p>- "Pontonschuij als stormvloedkering in de Oosterscheldedam", nota december 1978.</p> <p>W.L. M1329 - zie serie W.L. - 8 verslagen.</p> | <p>W.L. M1335 deel I - "Stormvloedkering Oosterschelde, golfklappen op de schuif in de Oosterschelde caisson, april 1977 (5 banden, 1 band is verslag)</p> <p>deel II - "Stormvloedkering Oosterschelde, golfklappen: een zuigermodel met samendrukbaar water", juli 1979.</p> <p>deel III - "Stormvloedkering Oosterschelde, golfklappen: een literatuur overzicht en schaalecten in modelonderzoek", augustus 1979.</p> <p>W.L. M1338 - "Stormvloedkering Oosterschelde, trillingsgedrag van roosterschuiven", april 1979.</p> <p>W.L. M1354 - "Stormvloedkering Oosterschelde, tolkleppen als afsluitmiddel in caissons". december 1978.</p> <p>W.L. M1355 - "Stormvloedkering Oosterschelde, op pijlers uitgeoefende dwarskracht ten gevolge van een scheve golfaanval al of niet gecombineerd met verval", april 1979.</p> <p>W.L. M1364 deel I - "Stormvloedkering Oosterschelde, het drukverloop onder een brievenbuscaisson op "billen" ten gevolge van verval en golven", april 1978.</p> <p>W.L. M1368 deel I - "Stroomweerstand caissons Oosterschelde", oktober 1975.</p> <p>- "Caissons Oosterschelde, bewegingen en krachten in golven en stroom in de plaatsingsfase", april 1976.</p> <p>W.L. M1377 deel I - „Schuifonderzoek Stormvloedkering Oosterschelde", nota december 1975.</p> <p>deel II - „Schuifonderzoek Stormvloedkering Oosterschelde", hefschuiven", nota maart 1976.</p> <p>deel III - "Hefschuifonderzoek Stormvloedkering Oosterschelde, tweede nota stromings-excitatie", nota juli 1976.</p> <p>deel IV - "Hefschuifonderzoek Stormvloedkering Oosterschelde, gecombineerde stromings- en golfexcitatie", nota november 1976.</p> <p>W.L. M1381 - "Golfklappen op stalen roosterschuiven in de stormvloedkering (pijlerfundatie) van de Oosterschelde", nota januari 1976.</p> |
|--|--|

9.2 Lijst van door andere instituten uitgebrachte verslagen met betrekking tot de studieperiode oktober 1974 - mei 1976.

deel I	- "Stormvloedkering Oosterschelde, reflectiecoëfficiënt en overslag bij roosterschuiven", oktober 1976.	NLR SC-76-031,	1976	- Voorstel NLR-assistentie bij metingen aan een roosterschuifmodel in de Maas bij Lith.
deel II	- "Stormvloedkering Oosterschelde, golfklappen tegen betonnen roosterschuiven", maart 1978.	NLR TR 75152L		- Onderzoek naar de mogelijkheid tot het optreden van flutter en divergentie van tolkleppen.
W.L. M1382	- zie serie W.L. -8 verslagen, tevens: "Stormvloedkering Oosterschelde, invloed schematisatie stormvloedkering op de afvoercoëfficiënten in het samengetrokken model M1000 en het niet-samengetrokken model M1001", december 1977.	NLR TR 76015L	1976	- Windtunnelonderzoek naar de belastingen op roosterbalken bij hoge getallen van Reynolds.
W.L. M1385	- zie serie W.L. -8 verslagen.	NLR TR 76016L,	1976	- Resultaten van drukmetingen aan een model van een roosterbalk bij hoge getallen van Reynolds.
W.L. M1391	- "Stormvloedkering Oosterschelde, voorbereiding onderzoek in de grote golfgoot van de Oregon State University", onderzoek naar - golfdoordringing in de bodem - zandtransport, reducerende filter - horizontale golfdruk op de caisson, mei 1979.	LR TR 76022L,	1976	- Semi-empirische berekeningen van de stroming om tolkleppen.
W.L. M1396 deel I	- "Stormvloedkering Oosterschelde, belasting in gesloten stand, oriënterend onderzoek loodrechte golfaanval", februari 1977.	NSP 1320-1-BT		- Bepaloog van maasland en dwarskracht voor doorlaatcaissons voor Oosterschelde afsluiting
deel II	- "Stormvloedkering Oosterschelde, belasting in gesloten stand en bij falende kering, oriënterend onderzoek, scheve golfaanval", februari 1979.	NSP 1320-2-BT september 1975		- Golfkrachtberekeningen voor Oosterscheldecaisson.
deel III	- "Stormvloedkering Oosterschelde, belasting in gesloten stand, oriënterend onderzoek golfklappen, scheve golfaanval", verschijnt na 1979.	NSP 1320-3-BT maart 1976		- Golfproeven met doorlaatcaissons voor de Oosterscheldeafsluiting.
W.L. M1402	- zie serie W.L. -8 verslagen.	NSP 1359-1-CT augustus 1975		- Studie naar de cavitatieaspecten bij de beweegbare afsluitmiddelen in de Oosterschelde.
W.L. R1 460	- "Stormvloedkering Oosterschelde, zanddichtheid van een met grind bestort zoolstuk bij aanwezigheid van een gat in de zool onder invloed van verhang", verschijnt na 1979.	NSP 1597-1-GT februari 1976		- Modelproeven met puttenpontont b.v. stormvloedkering Oosterschelde.
W.L. R1040	- "Literatuuronderzoek met betrekking tot enige facetten van stormvloedkeringen of vergelijkbare constructies", mei 1975.	TNO - 11718 november 1975		- Voorstudie beproevingsinstallatie visgedrag onder invloed van drukvariaties en turbulente stroming.
W.L. R1068	- "Stormvloedkering Oosterschelde, elastische gelijkvormig model roosterschuiven", december 1977.	Environmental Fluid Dynamics Laboratory, Wave Research Facility, Oregon State University, Corvallis, Oregon, "Pressures in sand from waves and caisson motion," may 1977.		
W.L. R1135	- "Stormvloedkering Oosterschelde, onderzoek in de grote golfgoot van de Oregon State University, evaluatie van de logistieke zijde van het onderzoek".	Environmental Fluid Dynamics Laboratory, Wave Research Facility, Oregon, State University, Corvallis, Oregon, "Standing Wave Study," February 1976.		
W.L. 270	deel I - "Stormvloedkering Oosterschelde, golfbelasting put-kuip tijdens uitvoering", april 1978			

Lijst van in het kader van Werkgroep 8 uitgebrachte verslagen

CODE MODEL TITEL

WL8-1 M1001 Lengteprofiel caissondrempels.
WL8-2 M1000 Damaanzet Schouwen.

WL8-3	M1001	Ontgrondingen Roompot situatie III-c.	
WL8-4	M863B	Aanzethellingen.	
WL8-5	M1000	Plaatsen van de caissons.	
WL8-6	M1324	Stabiliteit stortbed en drempel.	
WL8-7	M1000	Randvoorwaarden bij een aantal varianten van de stormvloedkerende caissondam waarvan de roosters nog niet zijn geplaatst.	
WL8-8	M1000	Randvoorwaarden wintersluitgatsituatie met beperkte horizontale vernauwing.	
WL8-9	M1000	Onderzoek invloed doorbaggeren Hompels op stroombeeld langs de oever van damaanzet Noord-Beveland.	
WL8-10	M1324	Stabiliteit stortbed en drempel.	
WL8-11	M1244	Opbouw wintersluitgatrempel.	
WL8-12	M1000	Randvoorwaarden bij een aantal varianten van de stormvloedkerende caissondam met roosters.	
WL8-13	M1001	Ontgrondingsonderzoek in de Roompot, invloed horizontale en verticale vernauwingen.	
WL8-14	M1001	Ontgrondingsonderzoek in de Schaar, invloed horizontale en verticale vernauwingen.	
WL8-15	M1001	Ontgrondingsonderzoek wintersluitgatsfase Roompot, situaties 1-a en 2 ^A -a met verlaagde drempel.	
WL8-16	M1324	Stabiliteit stortbed en drempel.	
WL8-17	M1001	Verlenging bodembescherming.	
WL8-18	M1000	Randvoorwaarden wintersluitgatsituatie waarbij het doorstroomprofiel is aangepast aan de huidige bodemconfiguratie.	
WL8-19	M1000	Stroomsnelheid ter plaatse van de laatst te plaatsen caisson bij caissons met bovenbak.	
WL8-20	M1001	Ontgrondingen tijdens caissonplaatsingen in de Schaar en de Hammen.	
WL8-21	M1000	Randvoorwaarden bij een aantal fasen van de caissonplaatsing.	
WL8-22	M1001	Ontwerp maximale horizontale vernauwingen, ontgrondingen eindfase in de Roompot.	
WL8-23	M1001	Toetsing berekeningsmethode verlenging bodembescherming.	
WL8-24	M1000	Randvoorwaarden bij een aantal fasen van de roosterplaatsing.	
WL8-25	M1001	Ontgrondingen tijdens roosterplaatsingen in de Schaar en de Hammen.	
WL8-26	M1000	Randvoorwaarden bij de bouwfase en de eindfase van de brievenbusoplossing.	
WL8-27	M1001	Effektieve doorstroomoppervlakten en stabiliteit stortsteen op de drempel tijdens caissonplaatsingen.	
WL8-28	M1001	Ontgrondingen tengevolge van het weigeren van een schuif.	
WL8-29	M1001	Ontgrondingsonderzoek brievenbusoplossing in de Roompot voor de fasen wintersluitgat met landhoofdcaissons en alle caissons geplaatst.	
WL8-30	M1001	Beschrijving van in het model toegepaste caissontypen.	
WL8-31	M1321	Tweedimensionaal ontgrondingsonderzoek Oosterschelde.	
WL8-32	M1001	Aanzethellingen Brouwershavense Gat, vergelijking tussen model en prototype.	
WL8-33	M1000	Stroombeeldonderzoek bouwputten stormvloedkering.	
WL8-34	M1001	Stroombeeld- en ontgrondingsonderzoek brievenbusoplossing in de Schaar en de hammen voor eindsituatie $\mu A = 11.500 \text{ m}^2$ met en zonder	
WL8-35	M1001	Stroombeeld- en ontgrondingsonderzoek brievenbusoplossing in de Schaar en de Hammen voor situatie alle caissons geplaatst en voor eindsituatie $\mu A = 11.500 \text{ m}^2$ met beperkte horizontale vernauwing.	
WL8-36	M1001	Stroombeeld- en ontgrondingsonderzoek brievenbusoplossing in de Roompot voor eindsituatie $\mu A = 11.500 \text{ m}^2$.	
WL8-37	M1000	Methode voor de bepaling van het effectief doorstroomprofiel in het getijmodel van de Oosterschelde.	
WL8-38	M1321	Tweedimensionaal ontgrondingsonderzoek Oosterschelde.	
WL8-39	M1324	Stabiliteit stortbed en drempel bij een weigerende schuif in caissons zonder bovenbak.	
WL8-40	M1324	Stabiliteit stortbed en drempel bij een weigerende schuif in caissons met bovenbak.	
WL8-41	M1324	Stabiliteit stortbed en drempel bij een weigerende schuif in brievenbus-caissons.	
WL8-42	M1382	Toelaatbare samentrekking van brievenbuscaissons ten behoeve van onderzoek in het getijmodel M1000.	
WL8-43	M1001	Stroombeeld- en ontgrondingsonderzoek pijleroplossing in de Schaar en de Hammen voor eindsituatie $\mu A = 11.500 \text{ m}^2$ met roosterschuiven.	
WL8-44	M1385	Ontgrondingen bij de putten van de pijleroplossing.	
WL8-45	R 460	Invloed van een geleidelijk in hoeveelheid afnemende bestorting benedenstrooms van een bodemverdediging op de vorming van de ontgrondingskuil.	
WL8-46	M1001	Invloed geleidedam Noord-Beveland en landhoofdcaissons op de ontgrondingen in de Roompot.	
WL8-47	M1000	Randvoorwaarden bij de wintersluitgatsituatie van de vernauwde brievenbusoplossing.	
WL8-48	M1000	Randvoorwaarden bij een plaatsingsfase van de vernauwde brievenbusoplossing.	
WL8-49	M1000	Plaatsingstijd caissons.	
WL8-50	M1001	Ontgrondingsonderzoek pijlerplaatsingen in de Schaar en de Hammen.	
WL8-51	M1382	Bepaling afvoercoëfficiënten samengetrokken en niet-samengetrokken caissons voor de brievenbusoplossing.	
WL8-52	M1382	Bepaling afvoercoëfficiënten pijleroplossing.	
WL8-53	M1000	Voorspelling verandering in bodemligging ten gevolge van aanpassing damkoppen.	
WL8-54	M1000	Randvoorwaarden bij een tweetal eindfasen van de vernauwde brievenbusoplossing.	
WL8-55	M1001	Stroomverdeling en ontgrondingsonderzoek vernauwde brievenbusoplossing.	
WL8-56	M1324	Stabiliteit zij-aanstoringen caissons tijdens superstorm-omstandigheden.	
WL8-57	M1324/ M1329	Stabiliteit stortbed en drempel bij het sluiten van hefschuiven in caissons (oriënterend onderzoek).	
WL8-58	M1000	Randvoorwaarden bij een bouwfase van de pijlers op putten.	
WL8-59	M1402	Ontgrondingen rond putten bij gedeeltelijk verdedigde bodem.	
WL8-60	M1324	Stroombeelden bij enige dorpelvormen voor de toestand van weigerende schuif bij de oplossing pijlers op putten.	

WL8-61 M1001	Stroombeeld- en ontgrondingsonderzoek bij een weigerende schuif in de Roompot.	Nota W - 75.014	Getijverschillen te Yerseke bij gemiddeld getij, doottij en springtij ingeval in de mond van de Oosterschelde caissons zijn aangebracht met diverse openingen.
WL8-62 M1329	Geconstateerde dwarsslingering bij onderzoek naar de bouwfase van pijlers op putten.		
WL8-63 M1329	Stabiliteit drempelmateriaal tijdens bouwfase van pijlers op putten.	Nota W - 75.044	
WL8-64 M1324	Stabiliteit stortebed en drempel van de pijleroplossing bij een weigerende schuif.	deelnota 1	De golfhoogteverdeling bij stormcondities ter plaatse van het damtracé in de Oosterscheldemond.
WL8-65 M1001	Invloed geleidedam Noord-Beveland op het stroombeeld tijdens een plaatsingsfase van de pijleroplossing.	deelnota 2	Randvoorwaarden caissondam Oosterschelde.
WL8-66 M1329	Afvoercharacteristieken caissons, oriënterend onderzoek.	deelnota 3	De vorm van het energiedichtheidspectrum ter plaatse van het damtracé in de Oosterschelde.
WL8-67 M1329	Invloed drempelvorm op stabiliteit van bestortingen op drempel en stortebed bij de caissondam.	deelnota 4	Ontwikkeling in het mondingsgebied van de Oosterschelde na afsluiting en de daaruit volgende consequenties voor de golftrandvoorwaarden.
WL8-68 M1324	Stabiliteit drempelmateriaal tijdens plaatsingsfase caissons (oriënterend onderzoek).	deelnota 5	Globaal onderzoek naar de windgegevens in het Oosterscheldebekken.
WL8-69 M1001	Stroombeeld- en ontgrondingsonderzoek eindsituatie pijleroplossing in de Roompot.	deelnota 7	Onderzoek naar de verdeling van de genormaliseerde golfperiode.
WL8-70 M1000/ M1001/ M1382	Verklaring verschil in μ -waarden van de caissondam tussen het overzichtsmodel (M1000) en het detailmodel (M1001).	deelnota 10	Windgegevens ten behoeve van golfonderzoek in het deltagebied.
WL8-71 M1000	Vergelijking resultaten van overeenkomstig onderzoek in het getijmodel M1000 en het mathematisch model Implic.	Nota W - 75.045	Simultane frequentieverdeling hoog- en laagwaterstanden te Vlietepolder voor de periode 1960 - 1969.
WL8-72 R 460	Interne stabiliteit en zanddichtheid van drempelconstructies onder verval.	Nota W - 75.070	Waterstandsuren Oosterschelde.
WL8-73 M1329	Oriënterend onderzoek naar de stabiliteit van bestortingen bij pijlers op putten met rooster-schuiven.	Nota W - 75.082	De HW's en LW's en tijverschillen in het Oosterscheldegebied bij gemiddeld doottij, gemiddeld tij en gemiddeld springtij na gereedkomen van de beweegbare stormvloedkering (duikerluis) en het compartimenteringsplan C3.

9.3. Lijst van nota's van de Hoofdafdeling Waterlooppkunde van de Deltadienst

Nota W - 71.141	Golfbeweging in de mond van de Oosterschelde in verband met de afsluiting.	Nota W - 75.089	Stormvloedconstructie. Berekening HW-overschrijdingsfrequenties Oosterscheldebekken.
Nota W - 73.021	Golfbeweging in de mond van de Oosterschelde tijdens de novemberstorm van 1972 in relatie tot de ontwerpomstandigheden.	Nota W - 75.098	Vergelijking tussen metingen in het hydraulisch model M-1000 en de overeenkomstige grootheden in het mathematisch model Implic, indien in de mond van de Oosterschelde een stormvloedkering aanwezig is.
Nota W - 73.038	Onderzoek naar de verdeling van de genormaliseerde golfperiode.	Nota W - 75.165	Stand van zaken onderzoek randvoorwaarden per 01-03-1976. Werkgroep 9. Rapport W9-N-76.001.
Nota W - 73.056	Correlaties van golfgegevens van de golfmeetpalen BG-II en OS-IV voor windkrachten van 7°B en hoger.	Nota W - 76.033	IJsvorming en ijsbeweging op de Oosterschelde.
Nota W - 73.077	Golfbeweging in de mond van de Oosterschelde tijdens de aprilstorm van 1973 in relatie tot die t.p.v. OS-IV.	Nota H 610 Z	Hoofdafdeling Waterlooppkunde, Afdeling Zierkzee "Golfgegevens Oosterschelde".
Nota W - 73.190	Golfbeweging t.p.v. OS-IX tijdens de aprilstormen van 1973 in relatie tot die t.p.v. OS-IV.		
Nota W - 74.047-1	Onderzoek naar de werkbaarheid van het drijvend materieel in de mond van de oosterschelde, 1e meetrapport.		
Nota W - 74.160	Golfomstandigheden ter plaatse van HA-1, HA-VI, BG-II, en OS-X bij stormomstandigheden.		
Nota W - 75.013	Vervallen tijdens sluiten stormvloedkering en translatiegolven Oosterschelde.		

**Hoofdafdeling Waterloopkunde, Afdeling
Zierikzee. januari 1973.**

"Het uitvoeren van simultane stroommetingen in de drie sluitgaten in het tracé Ooster-

scheldedam, gecombineerd met peilschaalwaarnemingen in het oosterscheldebekken op 9 en 10 augustus 1972".

APPENDIX I

BESCHRIJVING VAN HET GOLFBEEELD.

Inhoud:

1. Notaties en Definities.
2. Beschrijving onregelmatig lopende golven.

Lijst van symbolen bij Appendix I

Literatuurlijst bij Appendix I

1.1 Notaties en definities.

Een golf wordt gedefinieerd als een verstoring van het wateroppervlak. Indien hetzelfde verstoringsspatroon zich in een punt na een periode T sec. herhaalt, spreken we van een periodieke golf met golfperiode T . Wanneer het storingsbeeld zich in de tijd niet verplaatst, dan is er sprake van een staande golf, indien de verstoring zich voortplant spreken we van een lopende golf.

De afstand tussen twee opeenvolgende maxima van de verstoring noemt men de golflengte, uit deze definities volgt de voortplantingssnelheid c als quotiënt van golflengte en periode bij lopende golven.

Indien bij overigens gelijke waterdiepte c voor diverse waarden van η niet constant is, spreekt men van disperse golven, in dat geval planten golven met verschillende periodes zich met verschillende snelheid voort. Golven die aanvankelijk met gelijke fase worden opgewekt, lopen, naarmate ze zich voortplanten, door elkaar. Dit levert een continu variërend golfbeeld dat als een onregelmatige golf wordt gekarakteriseerd. De golfhoogte wordt hierbij gedefinieerd als het maximale verticale niveau-verschil tussen twee opeenvolgende nuldoorgangen in een golfregistratie.

In een onregelmatige golf is deze golfhoogte een stochastische variabele, indien een golfregistratie bekend is kan een golfhoogteoverschrijdingskromme worden bepaald.

Men definieert de significante golfhoogte $H_{z, 1/3}$ als die golf die het gemiddelde is van het hoogste éénderde deel van de geregistreerde golven. Deze blijkt een overschrijdingskans van ca. 13,5% te bezitten. Indien naast informatie over de golfhoogtes, ook informatie over de periode van belang is, kan het signaal worden gekarakteriseerd met het variantiedichtheidspectrum.

Met behulp van dit spectrum is niet alleen de totale variantie van het signaal maar ook de bijdrage van de diverse periodes te bepalen.

Gezien het grote belang van spectra voor de beschrijving van golven en daarmee samenhangende krachten, wordt op de afleiding van het spectrum hier iets nader ingegaan.

1.2. Beschrijving onregelmatig lopende golven

Een onregelmatige golf kan in eerste benadering worden beschouwd als een superpositie van een groot aantal lineaire golven, zodat geldt

$$\eta(x, t) = \sum_{i=1}^n a_i \sin(\omega_i t - k_i x) \quad (1)$$

$$\omega_i^2 = gk_i \tanh k_i d \quad (2)$$

waarin		
$\eta(x, t)$	= momentane uitwijking ten opzichte van het stilwater oppervlak	(m)
a_i	= amplitude van de i -de harmonische	(m)
ω_i	= frequentie van de i -de harmonische	(s ⁻¹)
k_i	= het golfgetal van de i -de harmonische	(m)
g	= versnelling van de zwaartekracht	(m/s ²)
d	= waterdiepte	(m)

Wanneer het aantal golven n voldoende groot wordt gekozen zal, op grond van de centrale limietstelling, de momentane uitwijking van het wateroppervlak in een punt worden beschreven door de normale of Gaussische kansdichtheidsfunctie

$$p(\eta) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} e^{-\frac{\eta^2}{2\sigma^2}}$$

waarin σ^2 = varantie of standaardafwijking gedefinieerd als

$$\sigma^2 = \frac{1}{T} \int_{-\frac{T}{2}}^{+\frac{T}{2}} \eta^2 dt$$

De gegeven functie geeft aan de kans van voorkomen van een waterstand η , op deze wijze wordt geen inzicht verkregen in de kans van optreden van de maxima van $\eta(t)$ noch van de bijbehorende periodes.

Het is mogelijk de golfregistraties met behulp van een Fourier analyse te ontleden in de samenstellende componenten en de bij iedere frequentie ω_i , behorende amplitude a_i , te bepalen. Deze waarde, uitgezet als functie van de frequentie ω_i levert dan het amplitudespectrum.

Deze methode, die in de getij-analyse gebruikelijk is, wordt bij golfanalyse niet toegepast. In plaats daarvan wordt de bijdrage van iedere component aan de variantie σ bepaald. Deze bijdrage per frequentie-interval $\Delta\omega$, uitgezet als functie van de gemiddelde frequentie ω , per interval levert het variantiedichtheidspectrum. De voorkeur voor deze methode berust op het feit, dat het variantiedichtheidspectrum bij uitstek geschikt is om $\eta(t)$ te karakteriseren, zowel qua statische eigenschappen in het tijdsdomein als qua frequentie-eigenschappen.

Daarnaast kan aan het gevonden spectrum een fysische betekenis worden toegekend, aangezien de variantie tevens een maat is voor de in het golfveld aanwezige energie per oppervlakte-eenheid. Het variantiedichtheidspectrum wordt daarom ook energiedichtheidspectrum genoemd en geeft aldus een inzicht in de verdeling van de energie over de verschillende frequenties.

Het energiedichtheidspectrum kan op de volgende wijze bepaald worden.

Uit de definitie van de autocovariante functie $R(r)$ met

$$R(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_{-\frac{T}{2}}^{+\frac{T}{2}} \eta(t) \eta(t+\tau) dt$$

volgt, dat voor een sinusvormige golf geldt (3)

$$R_i(\tau) = \frac{1}{2} a_i^2 \cos \omega_i \tau$$

Globaal kan worden gesteld, dat de bijdrage van alle componenten in het interval gelijk zal zijn aan

$$R_i(\tau) = \sum_{\Delta \omega} \frac{1}{2} a_i^2 \cos \omega_i \tau$$

De totale waarde van $R(r)$ is dus de som van de bijdragen per frequentie-interval geïntegreerd over het gehele frequentie-interval.

Deze gaat bij voldoende kleine $\Delta \omega$ over in de integraal

$$R(\tau) = \int_0^{\infty} \sum \frac{1}{2} a_i^2 \cos \omega \tau d\omega$$

Het energiedichtheidsspectrum wordt gedefinieerd als:

$$S(\omega) = \frac{\sum \frac{1}{2} a_i^2}{d\omega}$$

zodat geldt

$$R(\tau) = \int_0^{\infty} S(\omega) \cos \omega \tau d\omega$$

met als inverse transformatie

$$S(\omega) = \frac{2}{\pi} \int_0^{\infty} R(\tau) \cos \omega \tau d\tau$$

Verder wordt gedefinieerd

$$m_n = \int_0^{\infty} S(\omega) \omega^n d\omega$$

met $m_n = n^{\text{de}}$ moment van het energiedichtheidsspectrum.

De bovengeschetste bruikbaarheid van het aldus gevonden spectrum kan nu als volgt worden gedemonstreerd.

Uit (3) volgt, dat voor $\tau = 0$

$$R(\tau=0) = \sigma^2$$

hetgeen volgens (6) gelijk is aan

$$R(\tau=0) = \int_0^{\infty} S(\omega) \cos \omega \tau d\omega$$

en volgens (8) aan

$$R(\tau=0) = \int_0^{\infty} S(\omega) d\omega = m_0$$

Het spectrum karakteriseert dus de variantie door de relatie

$$\sigma^2 = \int_0^{\infty} S(\omega) d\omega = m_0 \quad (9)$$

Uit (5) kan worden afgeleid, dat deze uitdrukking tevens een maat is voor de totale energie per eenheid van oppervlakte, hetgeen de fysische betekenis van het spectrum illustreert.

De toepasbaarheid in het frequentiedomein is minder snel aan te tonen, verwezen wordt naar (1) voor een meer gedetailleerde afleiding.

Hieruit volgen de navolgende karakterisering van het frequentiegedrag.

Gemiddelde periode der neergaande nuldoorgangen T_z .

$$\bar{T}_z = 2\pi \left(\frac{m_0}{m_2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (10)$$

Gemiddelde periode der golftoppen T_c :

$$\bar{T}_c = 2\pi \left(\frac{m_2}{m_4} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (11)$$

Combinatie van (10) en (11) levert

$$\delta = \frac{m_2}{(m_0 m_4)^{\frac{1}{2}}} \frac{\bar{T}_c}{\bar{T}_z}$$

Indien het golfbeeld uit een aantal componenten is opgebouwd met nagenoeg gelijke periode zal \bar{T}_c gelijk zijn aan \bar{T}_z zodat $\delta \approx 1$.

In dat geval zal tevens het spectrum smal zijn.

Naarmate deze waarde verder van 1 afwijkt en dichter bij 0 komt te liggen, zal het signaal onregelmatiger zijn en het spectrum breder. Veelal wordt voor de karakterisering van het spectrum de spectrale breedteparameter gebruikt gedefinieerd als $\epsilon^2 = 1 - \delta^2$.

Aangetoond kan worden dat, voor smalle spectra, waarbij $\epsilon \approx 0$ is, Ook de statistische eigenschappen van de maxima van $\eta(t)$ door het variantiespectrum zijn bepaald. Voor de kansdichtheidsfunctie van de maxima $p(\hat{\eta})$ wordt gevonden

$$p(\hat{\eta}) = \frac{\hat{\eta}}{m_0} e^{-\frac{\hat{\eta}^2}{2m_0}} \quad \text{voor } \hat{\eta} \geq 0$$

$$= 0 \quad \text{voor } \hat{\eta} < 0 \quad (13)$$

Met de bijbehorende overschrijdingskans:

$$P(\hat{\eta}) = \Pr(\hat{\eta} > \eta) = e^{-\frac{\hat{\eta}^2}{2m_0}} \quad \text{voor } \hat{\eta} \geq 0$$

$$= 0 \quad \text{voor } \hat{\eta} < 0$$
(14)

De kans dat in een registratieduur D , met n als aantal verwachte amplituden in deze registratie, een gegeven waarde van $\hat{\eta}$ niet wordt overschreden, wordt beschreven door de relatie:

$$Q(\hat{\eta}) = \{1 - P(\hat{\eta})\}^N = e^{-N \exp(-\frac{1}{2} \frac{\hat{\eta}^2}{m_0})}$$
(15)

met $N = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{m^2}{m_0 \cdot D}}$

Zie ter toelichting [30]

met (8) en (13):

de gemiddelde waarde van het hoogste $\frac{1}{3}$ deel van $\hat{\eta}$ is:

$$\hat{\eta}_{z, 1/3} = \frac{\int_{\hat{\eta}(1/3)}^{\infty} \hat{\eta} p(\hat{\eta}) d\hat{\eta}}{\int_{\hat{\eta}(1/3)}^{\infty} p(\hat{\eta}) d\hat{\eta}} = 2\sqrt{m_0}$$

waarin $\hat{\eta}[1/3]$ de waarde is met een overschrijdingskans van $\frac{1}{3}$.

Lijst van symbolen bij appendix I.

a	amplitude van een sinusvormige golf	[m]
c	voortplantingssnelheid	[m/s]
d	waterdiepte	[m]
g	versnelling van de zwaartekracht	[m/s ²]
\bar{H}_z	significante golfhoogte, gemiddelde van het hoogste ééndêrde deel van de golfhoogten gedurende een registratie	[m]
k	golfgetal	[m ⁻¹]
l	golflengte	[m]
m^n	n-de moment van het energiedichtheidsspectrum	[m ²⁺ⁿ]
n	rangtelwoord	
T	golfteriode	[s]
T_c	gemiddelde periode der golftoppen	[s]
T_z	gemiddelde periode der neergaande nuldoorgangen	[s]
η	uitwijking van de gemiddelde waterstand	[m]
$\hat{\eta}$	amplitude van η	[m]
ω	golffrequentie	[s ⁻¹]
$\Delta\omega$	frequentie interval	[s ⁻¹]

Battjes, J.A.:

"Statistische eigenschappen van stationaire Gaussische processen"
[1] cessen
De ingenieur, jr. 84, no. 27, 7 juli 1972.

Hasselmann, K. e.a.:

"Measurement of wave growth and swell decay during the joint North Sea Wave project" Hamburg, Deutsches Hydrografisches Institut 1973.

De overschrijdingskans van $\eta^2 z. 1/3 = \exp(-2m_0^2/2m_0) = \exp(-2) = 0,135$ (zie blz. I-4).

Bij zeer diep water en een zeer smal spectrum is

$$H_{z, 1/3} \approx 2 \hat{\eta}_{z, 1/3} = 4\sqrt{m_0}$$
(16)

Tot nu toe is de vorm van $S(\omega)$ buiten beschouwing gebleven.

Deze wordt grotendeels bepaald door de karakteristieken van het stormveld, dat de golven opwekt, de strijklengte van de wind, de stormduur en de looptijd der golven.

Een veelgebruikte vorm is de zgn. formule van Pierson-Moskovich.

$$S(\omega) = \frac{\alpha g^2}{\omega^5} e^{-\beta \left(\frac{\omega_0}{\omega}\right)^4}$$
(17)

waarin $\alpha = 8,1 \times 10^{-3}$
 $\beta = 0,74$
 $\omega_0 = \frac{g}{u}$ met u als windsnelheid m/s

De waarde van ω_0 bepaalt het maximum van het energiedichtheidsspectrum, globaal geldt, dat de hiermee corresponderende topperiode T_p gelijk is aan $1,25 \bar{T}_z$, bij toepassing van Pierson-Moskovich spectrum. Recentelijk is voor de Noordzee een correctie op het P.M.spectrum voorgesteld, met deze correctie ontstaat het zogenaamde JONSWAP spectrum, dat een spitsere verloop heeft. Meer details hierover zijn gepubliceerd in [31].

APPENDIX II

VORM WATEROPPVLAK EN DRUK IN DE VLOEISTOF VOOR DE INKOMENDE GOLF VOLGENS DE EERSTE EN TWEEDE THEORIE VAN STOKES

Vorm wateroppervlak en druk in de vloeistof voor de inkomende golf volgens de eerste en tweede orde theorie van Stokes.

Notaties en Formules

1^e orde theorie (kleine amplitudetheorie):

$$\eta = \frac{H}{2} \sin(\omega t - kx), \text{ met } \omega^2 = \frac{g}{k} \tanh kh \quad p = \rho g \frac{H}{2} \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \sin(\omega t - kx) - \rho g z \quad (1) \quad (2)$$

2^e orde theorie:

$$\eta = \frac{H}{2} \sin(\omega t - kx) + \frac{\pi H^2}{8L} \frac{\cosh kh}{\sinh^3 kh} (2 + \cosh 2kh) \sin 2(\omega t - kx) \quad (3)$$

$$p = \rho g \frac{H}{2} \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \sin(\omega t - kx) - \rho g z + \frac{3}{8} \rho g \frac{\pi H^2}{L} \frac{\tanh kh}{\sinh^2 kh} \left\{ \frac{\cosh 2k(h+z)}{\sinh^2 kh} - \frac{1}{3} \right\} \sin 2(\omega t - kx) + \frac{1}{8} \rho g \frac{\pi H^2}{L} \frac{\tanh kh}{\sinh^2 kh} \{ \cosh 2k(h+z) - 1 \} \quad (4)$$

Hierin is:

g	= versnelling ten gevolge van de zwaartekracht	(en/s ²)
h	= waterdiepte	(m/s ²)
H _z	= golfhoogte, de verticale afstand tussen het absolute maximum en het daaraan voorafgaande minimum, beide tussen twee opeenvolgende nuldoorgangen van de uitwijking	(m)
k	= golfgetal	(m ⁻¹)
L	= golflengte	(m)
p	= druk	(n/m ²)
t	= tijd	(s)
x, t	= coördinaten	(m)
η	= uitwijking van de momentane waterstand boven gemiddeld registratie niveau	(m)
ρ	= soortgelijke massa	(kg/m ³)
ω	= hoekfrequentie	(rad/s)
k	= golfgetal	(rad/s)

APPENDIX III

BESCHRIJVING ONREGELMATIGE GOLVEN VOOREEN REFLECTERENDE WAND EN DE INSTELLING VAN ONREGELMATIGE GOLVEN IN EEN MODEL

Algemene beschrijving

Opmerking:

Bij de afleidingen wordt verondersteld, dat de waterbeweging op de beschouwde tijdstippen een ergodisch Gaussisch proces is (1) De afleidingen in deze appendix zijn gebaseerd op een artikel van Ishida (2).

De afwijking van een gemiddeld waterniveau op een tijdstip t en een plaats $x > n_s(x, t)$ is samengesteld uit twee hoofdcomponenten

$$\eta_s(x, t) = \eta_i(x, t) + \eta_r(x, t) \quad (1)$$

waarin $\eta_i(x, t)$ = component, veroorzaakt door de inkomende energiestroom (m)

$\eta_r(x, t)$ = component, veroorzaakt door de gereflecteerde energiestroom (m)

Voor een vaste plaats x gelden ten aanzien t , en t^1 , van de volgende betrekkingen

$$\eta_i(t) = \sum_f B(f) \exp i (2\pi f t + \phi) \quad (2)$$

$$\eta_r(t) = \sum_f \alpha(f) B(f) \exp i \{2\pi f (t - t^1(f)) + \phi\} \quad (3)$$

waarin $B(f)$ = maat voor de amplitude van de diverse componenten (m)

$\alpha(f)$ = reflectiecoëfficiënt (-)

$t^1(f)$ = tijd die een component nodig heeft om op zijn oorspronkelijke plaats terug te keren (s)

f = frequentie = $1/T$ (1/s)

T = golfperiode (s)

ϕ = fasehoek (rad)

De autocorrelatie van $\eta_s(x, t)$ wordt gegeven door

$$R(\tau) = \overline{\{\eta_i(t) + \eta_r(t)\} \{\eta_i^*(t+\tau) + \eta_r^*(t+\tau)\}} \text{tijd} \quad (4)$$

waarin * duidt op de complex toegevoegde.

Na substitutie van (2) en (3) in (4) en enige herleiding ontstaat de volgende uitdrukking voor $R(\tau)$:

$$R(\tau) = \int_0^\infty B^2(f) [1 + 2\alpha(f) \cos \{2\pi f t^1(f)\} + \alpha^2(f)] \exp \{-i(2\pi f \tau)\} df \quad (5)$$

De spectrale dichtheid $S_s(f)$ van $\eta_s(t)$ is de Fourier-getransformeerde van $R(\tau)$.

$$S_s(f) = \frac{1}{2\pi} \int_0^\infty R(\tau) \exp \{-i(2\pi f \tau)\} d\tau \quad (6)$$

Uit (5) en (6) volgt voor $S_s(f)$

$$S_s(f) = B^2(f) [1 + \alpha^2(f) + 2\alpha(f) \cos \{2\pi f t^1(f)\}] \quad (7)$$

Met

$\alpha(f) = 0$

gaat (7) over in de inkomende spectrale dichtheid

De verhouding tussen de gemeten spectrale dichtheid $S_s(f)$ en de inkomende $S_i(f)$ is via $t^1(f)$ een functie van de afstand van het meetpunt tot de constructie waartegen de golven reflecteren. Bij een afstand d tussen meetpunt en constructie geldt voor $t^1(f)$

$$S_s(f)_{\alpha(f)=0} = S_i(f) = B^2(f) \quad (8)$$

$$t^1(f) = \frac{2d}{c} \quad (10)$$

waarin c = voortplantingssnelheid van een lopende golf (m/s)

$$c = \frac{g}{2\pi f} \tanh(kh) \quad (11)$$

k = golfgetal = (rad/m)

h = waterdiepte. (m)

Uit (III-7) en (III-8) volgt dan

$$\frac{S_s(f)}{S_i(f)} = 1 + \alpha^2(f) + 2\alpha(f) \cos \{2\pi f t^1(f)\} \quad (9)$$

Uit (10) en (11) volgt:

$$t^1(f) = \frac{4\pi f d}{g \tanh(kh)} \quad (12)$$

Substitutie van (12) in (9) geeft

$$\frac{S_s(f)}{S_i(f)} = 1 + \alpha^2(f) + 2\alpha(f) \cos\left\{\frac{8\pi^2 f^2 d}{g \tanh(kh)}\right\} \quad (13)$$

en, na invoering van een 'karakteristieke' frequentie f_p

$$\frac{S_s(f)}{S_i(f)} = 1 + \alpha^2(f) + 2\alpha(f) \cos\left\{4\pi \left(\frac{d}{L_p}\right) \left(\frac{f}{f_p}\right)^2 \beta\right\} \quad (14)$$

waarin f_p = frequentie met maximale spectrale dichtheid (1/s)
 L_p = golflengte behorende bij f_p (m)
 β = $\tanh(K_p h)$ (-)
 $\tanh(Kh)$

$K_p = 2\pi/L_p =$ golfgetal behorend bij f_p

De in een meetpunt gemeten 'energie' bedraagt

$$m_{0,s} = \int_0^\infty S_s(f) df \quad (15)$$

Analoog geldt voor de inkomende energie

$$m_{0,i} = \int_0^\infty S_i(f) df \quad (16)$$

De verhouding van gemeten en inkomende energie bedraagt(17)

$$\frac{m_{0,s}}{m_{0,i}} = \frac{\int_0^\infty S_s(f) df}{\int_0^\infty S_i(f) df} \quad (17)$$

Uit (14) en (15) volgt:

$$\frac{m_{0,s}}{m_{0,i}} = \frac{\int_0^\infty S_i\left(\frac{f}{f_p}\right) \left[1 + \alpha^2\left(\frac{f}{f_p}\right) + 2\alpha\left(\frac{f}{f_p}\right) \cos\left\{4\pi \left(\frac{d}{L_p}\right) \left(\frac{f}{f_p}\right)^2 \beta\right\}\right] d\left(\frac{f}{f_p}\right)}{\int_0^\infty S_i\left(\frac{f}{f_p}\right) d\left(\frac{f}{f_p}\right)} \quad (18)$$

of:

$$\frac{m_{0,s}}{m_{0,i}} = \frac{\int_0^\infty S_s\left(\frac{f}{f_p}\right) d\left(\frac{f}{f_p}\right)}{\int_0^\infty S_s\left(\frac{f}{f_p}\right) \left[1 + \alpha^2\left(\frac{f}{f_p}\right) + 2\alpha\left(\frac{f}{f_p}\right) \cos\left\{4\pi \left(\frac{d}{L_p}\right) \left(\frac{f}{f_p}\right)^2 \beta\right\}\right]^{-1} d\left(\frac{f}{f_p}\right)} \quad (19)$$

Met behulp van (19) kan uit een gemeten spectrum bij bekende α het inkomende spectrum worden berekend. Voor de bij het inkomende spectrum behorende significante golfhoogte $\bar{H}_{z,1/3,i}$ geldt:

$$\bar{H}_{z,1/3,i} = 4\sqrt{m_{0,i}} \quad (20)$$

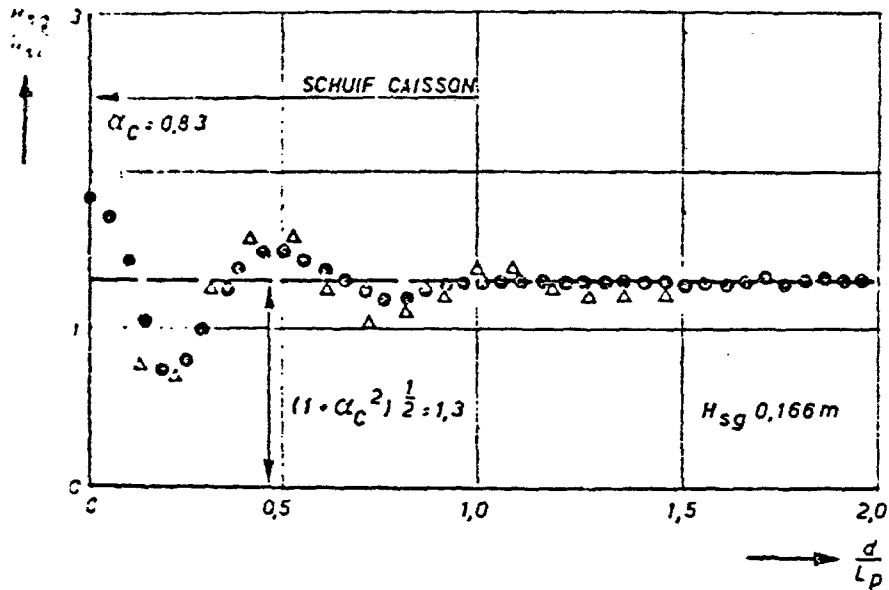
De vergelijking (18) kan voor $\alpha =$ constant worden vereenvoudigd tot:

$$m_{0,s} = m_{0,i} (1 + \alpha^2) + 2\alpha \int_0^\infty S_i\left(\frac{f}{f_p}\right) \cos\left\{4\pi \left(\frac{d}{L_p}\right) \left(\frac{f}{f_p}\right)^2 \beta\right\} d\left(\frac{f}{f_p}\right) \quad (21)$$

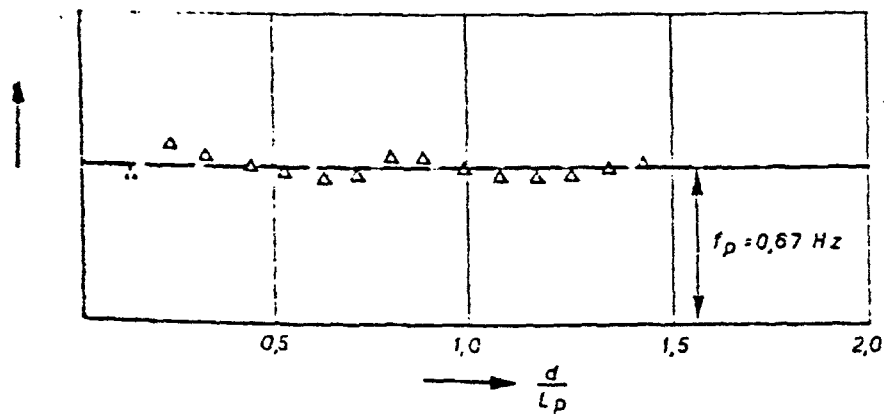
Bij totale reflectie geldt $\alpha = 1$ en (21) gaat over in:

$$m_{0,s} = 2m_{0,i} + 2 \int_0^\infty S_i\left(\frac{f}{f_p}\right) \cos\left\{4\pi \left(\frac{d}{L_p}\right) \left(\frac{f}{f_p}\right)^2 \beta\right\} d\left(\frac{f}{f_p}\right) \quad (22)$$

De aanname dat α bij benadering onafhankelijk kan worden gesteld van de frequentie lijkt verantwoord te zijn bij vrij smalle golfspectra.



d = afstand tot punt van terugkaatsing
 L_p = golflengte, behorend bij T_p (op voorland)



$L_p = 3,15$ m WL M 1320-I, T 39 \circ berekend alle waarden zijn modelwaarde
 $h = 0,74$ m Δ gemeten

Figuur III-1:
Golfbeeld voor het caisson of de schuif bij onregelmatige golven.

Figuur III-1 geeft een vergelijking van een op bovenstaande wijze berekend golfbeeld met gemeten waarden in een model. De terugkaatsingscoëfficiënt is bepaald met behulp van reflectiemetingen met regelmatige golven, waarbij de golfhogte H_z ongeveer gelijk werd genomen aan de significante golfhogte $\bar{H}_{z,1/3,i}$ uit het in te

stellen spectrum, en de periode T gelijk aan de topperiode T_p van het energiedichtheidspectrum.

Het blijkt ook bij onregelmatige golven optredende knopen- en buikenpatroon dempt op een bepaalde afstand van de caisson uit. Deze afstand wordt kleiner naarmate het spectrum breder wordt. Op grotere afstand van de constructie dan dit punt bedraagt de waarde van $\bar{H}_{z,1/3,s}/\bar{H}_{z,1/3,i} = (1 + \alpha^2)^{1/2}$. De reciproke van deze waarde zal verder γ worden genoemd, dus $\gamma = (1 + \alpha^2)^{-1/2}$

Figuur III-2:

Verband tussen de reflectiecoëfficiënt en

Figuur III-2 geeft grafisch het verband weer tussen α en γ . Hieruit blijkt, dat een mogelijke geringe variatie α in nauwelijks doorwerkt in γ . Volgens het onderste deel van figuur III-1 is er in het gebied, waar $H_{z,1/3,S}/H_{z,1/3,i}$ nog geen constant verloop heeft een kleine variatie in de topperiode.

Aan de volgende punten moet bij het meten speciale aandacht worden geschonken:

- De afstand golfschot tot caisson is aan een minimum gebonden. Slechts in het gebied met constante verhouding $m_{0,s}/m_{0,i}$ is het mogelijk een verantwoorde splitsing van inkomende en gereflecteerde energie te maken. In dit gebied blijkt uit figuur III-1 tevens een constant verloop van T_p .
- Er is enige tijd nodig voor zich een evenwichtstoestand in het energietransport heeft ingesteld. Pas daarna kan met de golfmeting worden begonnen. Bij het onderhavige onderzoek kwam deze aanlooptijd ongeveer overeen met vijfmaal de tijd die een golfgroep met periode T_p nodig heeft om de afstand

golfschot - caisson - golfschot af te leggen.

De procedure komt op het volgende neer

- De golfhoogtereregistratie vindt plaats in een punt in het gebied met constante $m_{0,s}/m_{0,i}$. De inkomende energie kan worden bepaald uit de gemeten energie via relatie

$$m_{0,i} = \gamma^2 m_{0,s}$$

Het blijkt dat

- De topperiode van het inkomende spectrum gelijk kan worden gesteld aan de topperiode van het gemeten spectrum.
- De voor de berekening van benodigde kan worden bepaald uit reflectiemetingen bij een regelmatige golf met $\bar{H}_z = \bar{H}_{z,1/3,i}$ en $T = T_p$.

Opmerking:

Voor de bredere golfspectra dient γ als functie van f te worden beschouwd en moet voor de berekening van $m_{0,i}$, gebruik gemaakt worden van vergelijking (19).

Lijst van symbolen bij Appendix III

B(f)	maat voor de amplitude van de diverse componenten	[m]
c	voortplantingssnelheid van een golf	[m/s]
f	frequentie	[1/s]
f_p	frequentie met maximale spectrale dichtheid	[1/s]
$H_{z,1/3}$	significante golfhoogte (gemiddelde van het hoogste eenderde deel van de golfhoogte, gedurende een registratie)	[m]
h	waterdiepte	[m]
i	(als index): inkomend	[m]
k	golfgetal	[1/m]
L	golflengte	[m]
m_0	oppervlak van het energiedichtheidsspectrum	[m ²]
r	(als index): gereflecteerd	
s	(als index): gemeten	
T	golfperiode	[s]
t(f)	tijd die een component nodig heeft om op zijn oorspronkelijke plaats terug te keren	[s]
α	reflectie coëfficiënt	[-]
η	uitwijking van de momentane waterstand boven MRL	[m]
σ	fasehoek	[-]

Literatuurlijst bij appendix III.

Battjes, J.A.:

Statistische eigenschappen van Stationaire Gaussische processen.

- [1] De ingenieur, Jrg 84, nr. 27, juli 72.

Ishida, A.:

Transformation of power spectra of wind-generated waves caused by reflection.

- [2] Coastal Engineering in Japan, Vol. 15, 1972.

APPENDIX IV

COMPRESSIE GOLFKLAP (COMPRESSION SHOCK)

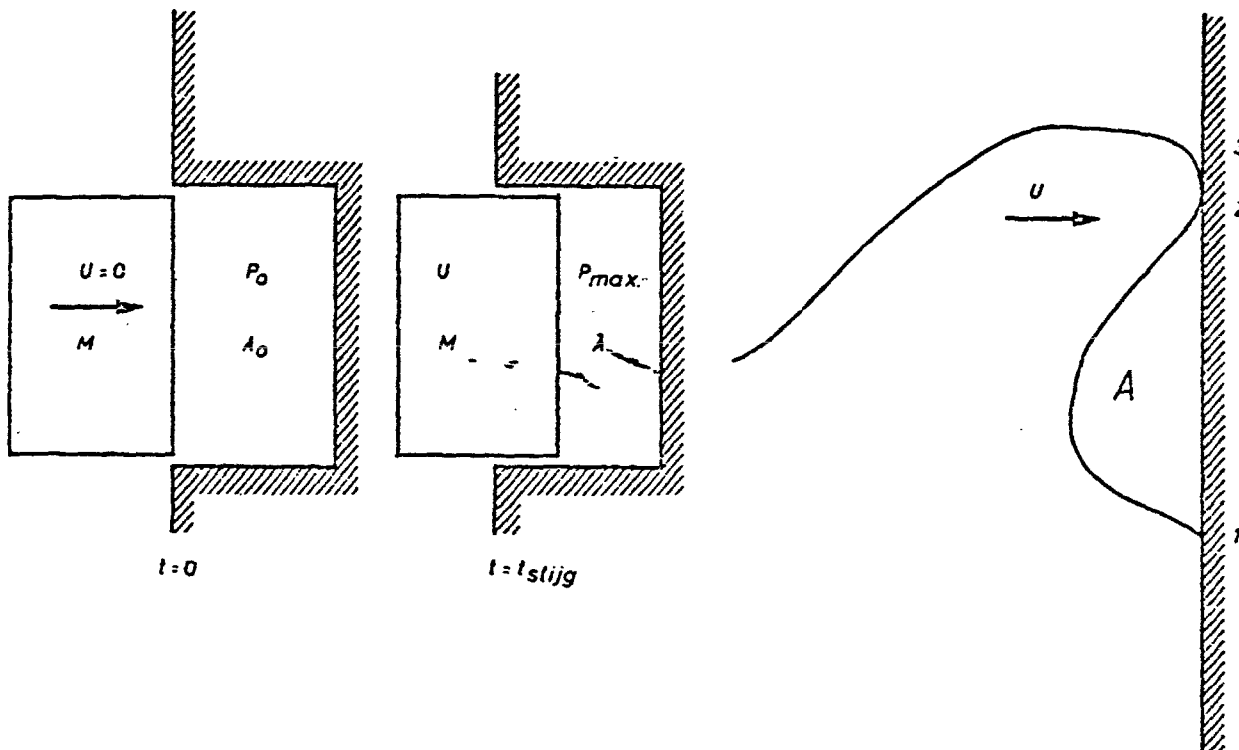
In het algemeen zal echter volumeverandering een temperatuurverandering teweeg brengen. Uitgaand van de eerste hoofdwet der warmteleer kan voor het geval geen warmte verloren gaat (adiabatisch proces) worden gesteld dat de toegevoerde hoeveelheid warmte gelijk is aan de toename van de inwendige energie plus de door het systeem verrichte arbeid of in formule

Algemene beschrijving

Indien een overstortende breker een wand raakt, bestaat de mogelijkheid, dat een volume lucht ingesloten wordt. Deze ingesloten

$$\partial Q = \partial E_i + p \partial V \quad (3)$$

waarin ∂Q = toegevoegde warmte.



Figuur IV-1: Schema compressieklap en waterslagklap

lucht zal nu als een veer werken en de watermassa afremmen, zie figuur IV-1, luchtvolume A ter hoogte van de wand 1-2.

Iets dergelijks treedt op indien een constructiedeel horizontaal uit een wand kraagt en golven tegen de onderkant daarvan terechtkomen.

De compressie van het opgesloten luchtvolume zal grotendeels de drukopbouw bepalen.

De relatie tussen het volume en de druk van de ingesloten lucht kan worden beschreven door de algemene gaswet van Boyle.

$$p V = R T \quad (1)$$

waarin	R = gasconstante	[J/mol.K]
	T = absolute temperatuur	[K]
	p = druk	[Pa]
	V = volume	[m ³]

Indien wordt aangenomen dat tijdens de compressie geen temperatuurverandering optreedt (isotherm proces) dan geldt:

$$p V = \text{constant} \quad (2)$$

Afgeleid kan worden dat nu

$$p V^{\frac{c_p}{c_v}} = \text{constante, waarbij } \frac{c_p}{c_v} \approx 1,4 \quad (4)$$

De hantering van deze formules wordt bemoeilijkt door het feit dat niet bij golfklappen in alle gevallen duidelijk is of het proces isotherm dan wel adiabatisch is. Bovendien is de grootte van het ingesloten luchtvolume niet duidelijk te definiëren en vaak in de tijd niet constant, waardoor de bovengenoemde uitdrukkingen niet meer toegepast kunnen worden.

Voor het geval dat de aangesloten lucht niet kan ontwijken heeft Bagnold (1) het probleem geschematiseerd tot een zuigercylinder-model met isotherme compressie (figuur IV-1).

De stijgtijd werd door Bagnold via een extra voorwaarde van behoud van impuls en met numerieke integratie berekend.

Lundgren (2) heeft dit model verder uitgewerkt, ervan uitgaande dat adiabatische samendrukking plaatsvindt, zodat kinetische energie wordt omgezet in potentiële energie. De P_{\max} kan met behulp van diagrammen worden bepaald.

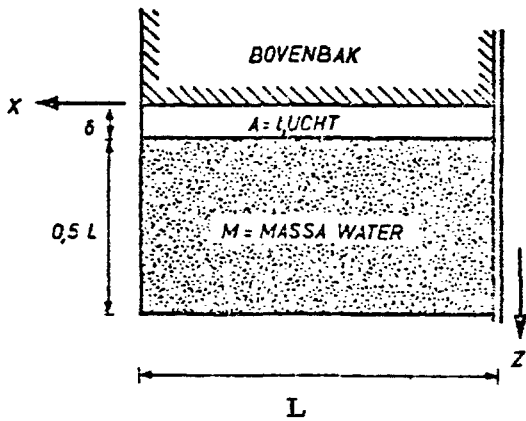
Nog afgezien van het effect van het al of niet adiabatische gedrag is alleen in geval van een aan 3 zijden door vaste wanden ingesloten luchtvolume een goede overeenstemming met de berekeningen te verwachten.

Verloop van de druk als functie van de tijd

De verschijnselen tengevolge van golfklappen door staande golven, die de overkraging aan de onderzijde raken, zijn mathematisch als volgt te formuleren.

$$M\ddot{z} = p \cdot O - p_0 \cdot O \quad \text{Wet van Newton} \quad (5)$$

$$p \cdot V = \text{constant} \quad (\text{isotherme compressie}) \quad (2)$$



Figuur IV-2:
Schematische voorstelling bovenbak-water

- waarin p = druk in volume A ($p = p_0$ op $t = 0$) [N/m²]
- δ = dikte luchtlaag A op $t = 0$ [m]
- O = oppervlak van de luchtlaag [m²]
- M = massa meewerkende watermassa, aangenomen als $\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot L^2$ [kg]
- V = volume van de luchtlaag [m³]
- z = verplaatsing grensvlak water-lucht [m]

Als beginvoorwaarde geldt, dat

$$z = \delta$$

en $p = p_0$ op $t = 0$

Stel verder dat de indrukking van de luchtlaag klein is ten opzichte van δ , dus

$$|1 - z/\delta| \ll 1 \quad (6)$$

dan ontstaat een lineair stel vergelijkingen, daar (2) overgaat in

$$p = p_0 \left(2 - \frac{z}{\delta}\right) \quad (7)$$

Een verdere uitwerking geeft

$$\frac{1}{2} \rho L \ddot{z} + \frac{p_0}{\delta} z = p_0 \quad (8)$$

- met L = lengte van de bovenbak [m]
- ρ = soortgelijke massa van water [kg/m³]

waarmee het gedrag beschreven wordt van een enkelvoudig massaveersysteem. De eigenfrequentie is:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{p_0^2}{\delta L \rho}}$$

Opmerking

Uit deze formule blijkt dat de frequentie niet afhankelijk is van het volume of oppervlak van de luchtlaag, wel van de dikte en de lengte L waarover de bak wordt getroffen.

Grootte van de golfklap

Deze kan rechtstreeks uit bovenstaand model worden afgeleid door een aanvullende beginvoorwaarde

$$\dot{z} = -w \text{ op } t = 0$$

met: w = snelheid van de waterkolom [m/s]

De algemene oplossing van (8) wordt nu na verwerking van (6)

$$z(t) = -\frac{w}{\omega} \sin \omega t + \delta \quad (9)$$

De maximale druk is dan met (7)

$$p_{\max} = p_0 \sqrt{\frac{\rho L w^2}{2 p_0 \delta}} \quad (10)$$

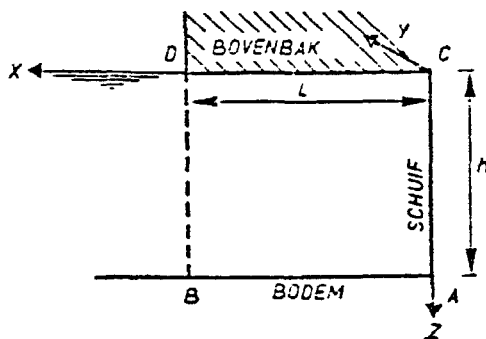
Het onvoorspelbare gedrag van de combinaties van δ , L , w en de vorm van het luchtkussen maken ook hier modelonderzoek noodzakelijk. De bovenstaande theorie kan evenwel voor kleine drukken een goede aanvulling geven op het modelonderzoek en tevens de nodige schaalwet leveren.

Ruimtelijke drukverdeling

Steeds is verondersteld dat de drukverdeling homogeen is in de y -richting.

Voorbeeld! : In het veld ABCD wordt een viscositeit nul verondersteld en een incompressible vloeistof, die rotatievrij is. Dan is er een snelheidspotentiaal en geldt voor deze de vergelijking van Laplace (zie figuur IV-3).

$$\Delta \phi = 0 \quad (11)$$



Figuur IV-3:
Schematische voorstelling bovenbak-schuif

Langs de randen AB en AC geldt:

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = 0 \quad (12)$$

en op de rand CD wordt een fluctuerende druk p aangebracht, zodanig dat

$$p = \hat{p} \cos \omega t$$

$$p = p_0 = 0 \text{ op } x > L \text{ en } z = 0 \quad (13)$$

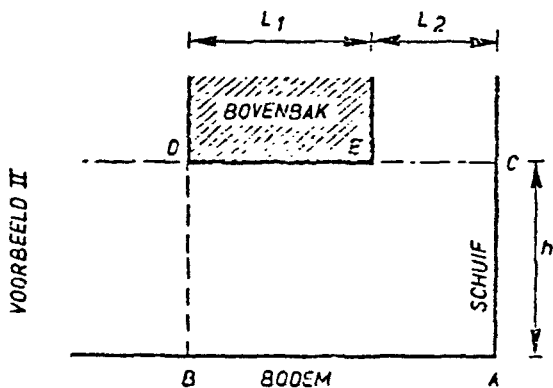
welke via de bewegingsvergelijking wordt uitgedrukt in de snelheidspotentiaal.

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} + g \frac{\partial \phi}{\partial z} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (14)$$

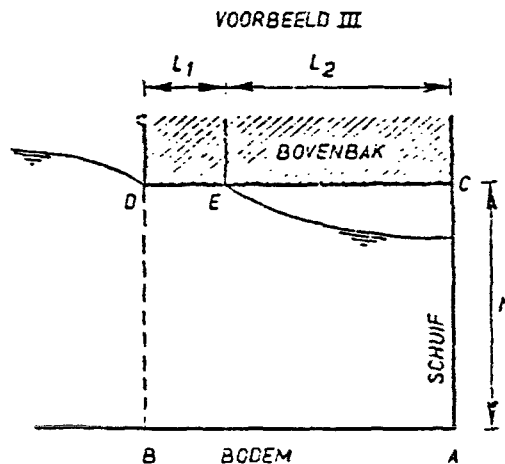
De 2^e term in deze vergelijking is voor grote ω klein ten opzichte van de 1^e term. Het stelsel vergelijkingen met randvoorwaarden kan nu direct worden opgelost.

Voorbeeld 2: Dit systeem laat zich op gelijke wijze beschrijven als I, slechts de randvoorwaarde op CD is anders. Op CE wordt gesteld $p = p_0 = 0$ en op ED wordt de fluctuerende druk p uit (5) aangebracht. De verdere oplossing verloopt als I.

Deze situatie kan in werkelijkheid worden voorgesteld door een schuif (AC) met een bufferschicht CE.



Voorbeeld 3: Bij deze situatie wordt de bak niet in zijn volle lengte aangeslagen, zodat hier de randvoorwaarde (14) slechts op ED wordt verondersteld, terwijl op CE $\alpha \phi / \alpha x = 0$ wordt verondersteld. Deze onderscheidt zich dus van voorbeeld II doordat daar de druk over CE gelijk is gesteld aan de atmosferische druk. In situatie 3 kan de druk tot zeer hoog oplopen over CE.



Figuur IV-4:
Diverse posities van de bovenbak ten opzichte van een schuif.

Via bovengenoemde theorieën is het mogelijk om ondergrenzen van optredende frequentie- en drukverdelingen weer te geven.

APPENDIX V

GEBRUIKTE FORMULES IN DE AFSCHATTING VAN HET DYNAMISCH GEDRAG VAN GROND

V.1. Algemeen

Het gedrag van grond is, voor zover het betref de bepaling van eigenfrequenties ten opzichte van frequenties van hydraulische belastingen, beschreven met grootheden die uit de eenvoudige trillingsleer volgen.

De bewegingsvergelijking van een n-massa-veersysteem belast met een uitwendige harmonische kracht $F(t) = F_0 \sin t \omega$ is

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + k x = F(t) \quad (1)$$

waarin	m	= trillende massa	[kg]
	c	= dempingscoëfficiënt	[kg/s]
	k	= veerstijfheid	[kg/s ²]
	x	= verplaatsing	[m]
	F(t)	= exciterende kracht	[kg/m/s ²]

De oplossing van deze differentiaalvergelijking geeft de verplaatsing x, waarna de kracht in de veer en de demper berekend kunnen worden.

$$x = x_0 \sin(\omega t - \phi)$$

$$x_0 = \frac{\frac{F_0}{k}}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_n^2}\right)^2 + 2\zeta \frac{\omega}{\omega_n}}^2} \quad (2)$$

$$\zeta = \frac{c}{2\sqrt{km}}$$

$$\phi = \frac{c\omega}{k - m\omega^2}$$

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

Als ω naar nul nadert dan nadert x_0 tot $\frac{F_0}{k}$ met andere woorden: de constructie reageert alsof de belasting statisch is. de traagheidskracht en de dempingskracht zijn klein ten opzichte van de veerkracht. Indien ω zeer groot is wordt de belasting opgenomen door de traagheidskracht maar bij een zeer sterk gedempt systeem door de dempingskracht.

Een overdrachtsfunctie $H(\omega)$ en een vergrotingsfactor V voor het gedempte systeem kan gedefinieerd worden als:

$$x_0 = H(\omega) F_0 = V \frac{F_0}{k} \quad (3)$$

waarin:

$$H(\omega) = \frac{1}{\sqrt{(k - m\omega^2)^2 + (c\omega)^2}} \quad (4)$$

Op figuur 7-9 is voor verschillende waarden van ω de overdrachtsfunctie gegeven bij diverse dempingsconstanten.

(Voor rotatie $\omega_{\psi, n} = \sqrt{\frac{K_{\psi}}{I_{\psi}}}$ = rotatietraagheidsmoment [kg/m²])

In het onderstaande wordt een afchatting gegeven van de diverse benodigde grootheden.

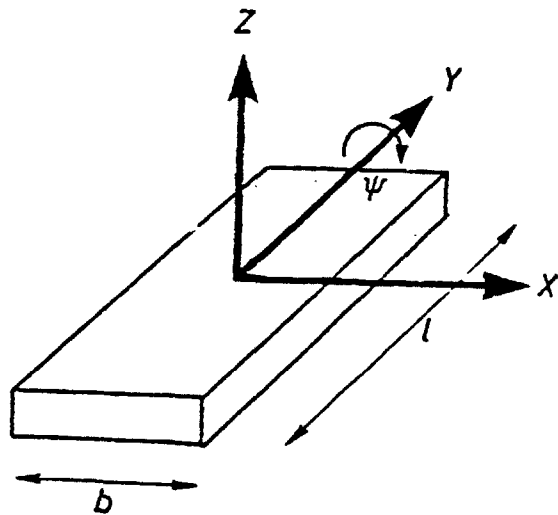
Damping

Gronddamping

De gronddamping is een interne damping die ontstaat door golven welke zich van de constructie verwijderen zoals compressie, schuifspanning en Rayleigh golven.

Een schatting kan worden gemaakt voor de gronddamping van de translatie in x- en z-richting en van de rotatie.

De schattingen werden gemaakt met behulp van gegevens over de ondergrond verstrekt door het Laboratorium van Grondmechanica Delft en met behulp van theoretische beschouwingen over trillingen en funderingen gegeven in (1) waaruit onderstaande tabel is overgenomen voor cirkelvormige fundatieplaten.



Figuur V-1: definitie bewegingsrichtingen

Beweging	Massa of traagheidsverhouding	Dempingsfactor
Verticaal	$B_z = \frac{(1 - \nu) m}{4\rho r_o^3}$	$\zeta_z = \frac{0.425}{\sqrt{B_z}}$ (5)
Horizontaal	$B_x = \frac{(7 - 8\nu) m}{32(1 - \nu)\rho r_o^3}$	$\zeta_x = \frac{0.288}{\sqrt{B_x}}$ (6)
Rotatie om horizontale as	$B_\psi = \frac{3(1 - \nu) I_\psi}{8\rho r_o^5}$	$\zeta_\psi = \frac{0.15}{(1 + B_\psi)\sqrt{B_\psi}}$ (7)

In bovenstaande tabel is:

- ν = contractie-coëfficiënt van de ondergrond [-]
- m = massa [kg]
- ρ = soortelijke massa van de ondergrond [kg/m³]
- r_o = voor x- en z-richting $\sqrt{\frac{lxb}{\pi}}$ [m]

voor kanteling = $\sqrt[4]{\frac{lxb^3}{3\pi}}$ [m]

l.b. = lengte, breedte [m]
 I_ψ = rotatietraagheidsmoment [kg/m²]

Voor de horizontale beweging kan de extra demping tengevolge van het ingraven van de fundering tot een diepte d berekend worden:

$$C'_x = 0,8 ld\nu\sqrt{\frac{\rho E}{1+\nu}} + 0,48 ld\nu\sqrt{\frac{\rho G}{1+\nu}} \quad (8)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (9)$$

- met E = elasticiteitsmodulus van de grond [N/m²]
- G = glijdingsmodulus van de grond [N/m²]

zodat

$$\zeta'_x = \frac{C'_x}{2\sqrt{k_x m}} \quad (10)$$

$$\zeta_{x\text{totaal}} = \zeta_x + \zeta'_x \quad (11)$$

Voor de verticale beweging kan door ingraven van het funderingsblok een extra demping berekend worden met:

$$C'_z = 0,36 lb\sqrt{\frac{\rho G}{1+\nu}} \quad (12)$$

Zodat

$$\zeta'_z = \frac{C'_z}{2\sqrt{k_z m}} \quad (13)$$

Zodat de dempingsfactor voor de verticale beweging wordt:

$$\zeta_{z\text{totaal}} = \zeta_z + \zeta'_z \quad (14)$$

Evenzo kan voor de kanteling om een horizontale as een extra demping bepaald worden:

$$\text{vergrotingsfactor} = \frac{2d}{b} \quad (15)$$

Zodat

$$\zeta_\psi \text{ totaal} = \frac{2d}{b} \zeta_\psi \quad (16)$$

Waterdemping

De waterdemping bij gesloten schuif ontstaat doordat de bewegende constructie als een golfshot gaat werken.

De grootte van de waterdemping is een lineaire functie van de bewegingssnelheid van de constructie (= van het water in de omgeving van de constructie) en kan voor complexe configuraties alleen met behulp van onderzoek in een hydraulisch model worden bepaald. Voor het geval dat de stroomsnelheid gering is zoals hier bij een gesloten kering is de waterdemping δ geschat op orde 0,05.

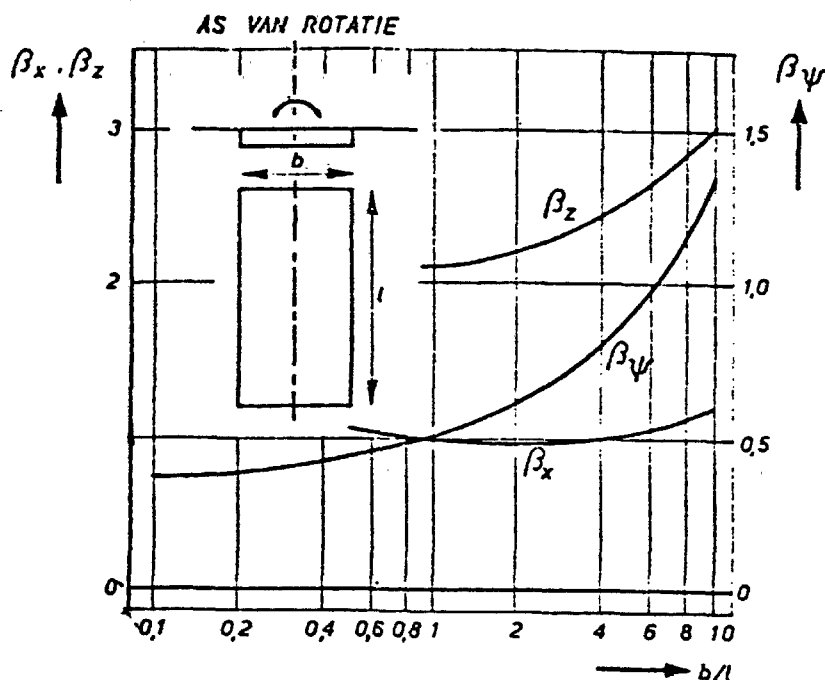
Constructiedemping

De factoren: materiaaldemping en wrijving (bij de glijschuiven) lijken bij eerste afschatting klein ten opzichte van de grond en waterdemping en zijn niet verder beschouwd.

V.3. Stijfheid van de fundering

Voor berekening van de veerconstanten voor de diverse bewegingen kunnen de onderstaande formules gebruikt worden die ontleend zijn aan (18)

Beweging	veerconstante	referentie	
verticaal	$k_z = \frac{G}{1-\nu} \beta_z \sqrt{1b}$	Barkan (1962)	(17)
horizontaal	$k_x = 2(1+\nu) G \beta_x \sqrt{1b}$	Barkan (1962)	(18)
kanteling	$k_\psi = \frac{G}{1-\nu} \beta_\psi l^2 b$	Gorbunov-Possadov (1961)	(19)



Figuur V-2:
Bepaling van $\beta_x, \beta_z, \beta_\psi$ als functie van b/l

V.4. Meewerkende massa's

Als een constructie snel beweegt zal een deel van de omringende watermassa zich in fase met de constructiebeweging mee bewegen.

Als gevolg daarvan zullen eigenfrequenties belangrijk verlaagd worden. De grootte van de meebewegende massa's is voor water door middel van metingen in een hydraulisch model te bepalen. In de studieperiode is de invloed van de watermassa evenals de grondmassa niet in beschouwing genomen.

Lijst van symbolen

		[]			
A	Aanstromde oppervlakte van een voorwerp	m ²	M	Moment	N.m
	Oppervlakte doorstroomprofiel	m ²	Massagetal		-
	Luchtvolume per m ¹	m ³ /m ¹	MRL	"Mean record level", gemiddelde waterstand gedurende een registratie	m
	Amplitudecoëfficiënt	-	m	Massa	kg
μA	Effectieve doorstroomoppervlakte stormvloedkering	m ²	m ⁿ	Index w = watermassa	
a	Amplitude van een sinusvormige golf	m	m ₀	n-de moment van het energiedichtheidspectrum	m ² + n
B	Massa of traagheidsverhouding	-	N	Oppervlak van het energiedichtheidspectrum	m ²
	Amplitude	-	n	Frequentie	1/s
B(f)	Maat voor de amplitude van de diverse componenten	m	n	Schaalverhouding (= prototypewaarde/modelwaarde)	-
C	Ruwheidscoëfficiënt van De Chézy	m/s	P	Rangtelwoord	-
Ca	Cauchygetal	-	P	Druk	Pa
c	Dempingscoëfficiënt	kg/s	p, p ₀	Druk	Pa
	Voortplantingssnelheid van een schokgolf	m/s	Q	Debiet	m ³ /g
	Met index v of p = gasconstante	J/kg.K	Q	Warmte	kg.m ² /s ²
	Consolidatiecoëfficiënt	m ² /s	q	Bronsterkte (energieflux)	W
c _p , c _v	Faseconstanten	m ² /s ² , °C	R	Gasconstante	J/mol.K
D	Korrel diameter van zand of steen	m	Re	Reynoldsgetal	-
D _n	Maatgevende diameter filtermateriaal	m	r	Straal van een bol	m
d	Maatgevende lengtemaat, afstand	m	r	Als index/ gereflecteerd	-
	Waterdiepte	m	S	Dimensieloze wervelfrequentie (Strouhalgetal)	-
E	Elasticiteitsmodulus	Pa	s	Afstand	m
E	Energie	J	s	Oppervlaktespanning	N/m
F	Kracht	N	s	Als index: gemeten	-
F(t)	Exciterende kracht	kg.m/s ²	T	Absolute temperatuur	s
Fr	Froudegetal	-	T	Golfperiode	s
f	Functieaanduiding	-	T _c	Met index p = topperiode	s
f	Frequentie	1/s	T _z	Gemiddelde periode der golf toppen	s
f _p	Frequentie met maximale spectrale dichtheid	1/s	T _z	Gemiddelde periode der neergaande nuldoorgangen	s
G	Glijdingsmodulus	Pa	t	Tijd	s
g	Versnelling van de zwaartekracht	m/s ²	t(i)	Tijd die een component nodig heeft om op zijn oorspronkelijke plaats terug te keren	s
H	Als index: horizontaal-aanduiding	-	U	Stroomsnelheid in hoofdrichting	m/s
H	Golfhoogte (regelmatige golven)	m	u	Stroomsnelheid in x-richting	m/s
H _z 1/3	Significante golfhoogte; gemiddelde van het hoogste één derde deel van golfhoogte H _{z,1/3} gedurende een registratie	m	u _x	Schuifspanningssnelheid = $\frac{u}{c} \sqrt{g}$	m/s
H _z	Golfhoogte (de verticale afstand tussen het absolute maximum en het daaraan voorafgaande minimum, beide tussen twee opeenvolgende nulgangen van de uitwijking)	m	u _t	Filtersnelheid	m/s
H _{z,n} %	De waarde van de golfhoogte (H _z) overschreden door n% van het aantal golven	m	V	Volume	m ³
H _{z,1/3,i}	Inkomende significante golfhoogte (vaak ook slechts aangeduid met H _{z,1/3})	m	v	Normeringssnelheid	m/s
H _{z,1/3,r}	Gereflecteerde significante golfhoogte	m	We	Als index: verticaal-aanduiding	-
h	Waterdiepte	m	w	Webergetal	-
	Als index: horizontaal-aanduiding	-	w _s	Snelheid in z-richting	m/s
h _{max}	Maximale ontgrondingsdiepte	m	x	Als index: water	-
h _e	Evenwichtsdiepte van ontgrondingskuil	m	y	Stroomsnelheid in spleet	m/s
Δh	Waterstandsverval	m	z	Coördinaat	m
I _ψ	Rotatie traagheidsmoment	kg.m ²	z	Coördinaat	m
i	Verhang (grondwaterstroming)	-	α	Reflectie coëfficiënt	-
i	Als index: inkomend	-	β	Coëfficiënt uit de relatie	-
K	Compressiemodulus	Pa	H _{z,n} % = BH _{z,1/3,i}		
K	Doorlatendheidscoëfficiënt (Darcy)	m/s	γ	Coëfficiënt uit de relatie $\gamma = 1/\sqrt{1+\alpha^2}$	
K	Rotatie veerstijfheid	J	Δ	Dikte van de luchtlaag 2	m
k	Golfgetal	1/m	$\frac{q_m - q_w}{q_w}$	Relatieve dichtheid van het steenmateriaal	-
L	Golf lengte	1/m	ζ	Poriëngehalte, dempingsfaktor	-
	Lengte van de bovenbak	m	η	Uitwijking van de momentane waterstand boven MRL	m
l	Golf lengte	m	η̂	Amplitude van	m
			μ	Afvoercoëfficiënt	-

μ	Dynamische viscositeit pa.s		2- 7	Overschrijdingskrommen van hoogwaterstanden te Vlietepolder en Burghsluis
ν	Kinematische viscositeit	m^2/s		
θ	Contractie-coëfficiënt	-		
ζ	Volumieke massa	kg/m^3	2- 8	Stormvloedkrommen Oosterschelde
ρ_m	Volumieke massa van het steenmateriaal	kg/m^3		
ρ_s	Volumieke massa van stenen	kg/m^3	2- 9	Overschrijdingsfrequentie van $H_{z, 1/3}$ (OS IV)
ρ_w	Volumieke massa van het water	$[kg/m^3]$		
σ	Thomagetal	kg/m^3	2-10	Statistische verdeling van de golfenergie in frequentieintervallen voor OS IX en OS IV
Φ	Snelheidspotentiaal m^2/s			
	Spectrale dichtheidsfunctie			
ϕ	Fasehoek	rad	2-11	Profielveranderingen in het noordelijk damtracé (1968-1973)
	Piëzometrisch niveau	m		
ω	Hoekfrequentie	1/s		
ω	Golffrequentie	s^{-1}	2-12	Transportrelaties van Colby voor omstandigheden in het Oosterscheldegebied
$\Delta\omega$	Frequentie interval	s^{-1}		
ω	Hoekfrequentie (2 N)	rad/s	2-13 t/m	
	Index b: bovengrens frequentiegebied		2-16	Stroomsnelheidsverdeling bij diverse fasen van het getij.
	n: frequentiegebied			
	o: ondergrens frequentiegebied			

Lijst van figuren (hoofdstuk III)

Lijst van figuren (hoofdstuk I)

1-1	Overzicht Oosterschelde met kompartimentering volgens C3
1-2	Damtracé
1-3	Verband tussen de stroomsnelheid in en achter de stormvloedkering en de profielvernauwing
1-4	Caissons op staal
1-5	Caissons op putten
1-6	Pijlers op putten
1-7	Spleet- en brievenbusprofiel
1-8	Diverse schuiftypen
1-9	Pijlerdam met hefschip
1-10	Ontwerpplanning

Lijst van figuren (hoofdstuk II)

2- 1	Overzicht van het Oosterscheldebekken met meetpunten
2- 2	Waterstandsverloop Vlietepolder volgens slotgemiddelde 1961.0
2- 3	Getijrijzingen en getijdalingen langs het Oosterscheldebekken na afsluiting van het Volkerak
2- 4	Relatieve overschrijdingsfrequenties van getijrijzingen te Vlietepolder
2- 5	Afvoeren Oosterschelde tracé Stormvloedkerig, 10 augustus 1972
2- 6	Windroos lichtschip Goeree van 1951 - 1960

3-1	Beschrijving van het assenstelsel
3-2	Overzicht van het Oosterscheldebekken met meetpunten
3-3	Ijking op het getij van 11 september 1968, waterstanden
3-4	Ijking op het getij van 11 september 1968, debieten
3-5	Schematisatie van een open waterloop
3-6	Schematisatie van het model IMPLIC
3-7	Rekenschema IMPLIC
3-8	Verband tussen het doorstroomprofiel en het getijverschil te Yerseke voor het getij van 11 september 1968 in de gecompartmenteerde situatie
3-9	Verband tussen het doorstroomprofiel en het getijverschil te Yerseke voor het slotgemiddelde getij 1961.0 in de gecompartmenteerde situatie
3-10	Verband tussen het doorstroomprofiel en de maximale eb- en vloeddebieten door de kering voor het slotgemiddelde getij 1961.0 in de gecompartmenteerde situatie
3-11	Betrekkinglijnen HW/LW aan de zeerand met HW/LW te Vlietepolder en Yerseke
3-12	Waterstandsverloop in de omgeving van de kering als functie van het doorstroomprofiel bij slotgemiddeld getij 1961.0
3-13	Maximale eb- en vloednelheden in de doorstroopening van de stormvloedkering
3-14	Vergelijking debieten M1000 en Implic bij een open stormvloedkering bij het getij van 11 september 1968
3-15	Waterstandsverloop ter weerszijden van de kering bij sluiting tijdens een snelopkomende storm
3-16	Waterstandsverloop ter weerszijden van de kering bij sluiting tijdens een langzaam opkomende storm

- 3-17 Translatiegolven op het Oosterscheldebekken bij sluiting tijdens een snelopkomende storm (figuur 3-15)
- 3-18 Maximum verval over de kering bij sluiting als functie van sluitingsduur.

Lijst van figuren (hoofdstuk IV)

- 4-1 Definitie van het verval
- 4-2 Schematisch waterstands- en energiehoogteverloop
- 4-3 Verliescoëfficiënt in gesloten leidingen
- 4-4 Bepaling effectief doorstroomprofiel A in het overzichtsgetijmodel (constructie met vrije waterspiegel)
- 4-5 De roosterschuij
- 4-6 Twee op afvoercoëfficiënt onderzochte caissonsypen
- 4-7 Verband tussen tweedimensionale afvoercoëfficiënt en driedimensionale afvoercoëfficiënt bij een onderzocht caissonsyp
- 4-8 Invloed samentrekking op vervalmeting
- 4-9 Stroombeeldfoto brievenbusoplossing
- 4-10 Stroombeeldfoto spleetoplossing
- 4-11 Snelheidsverdeling ter plaatse van rand bodembescherming, brievenbusoplossing (a: ebstroom, b: vloedstroom)
- 4-12 Snelheidsverdeling ter plaatse van rand bodembescherming, pijleroplossing (a: ebstroom, b: vloedstroom)

Lijst van figuren (hoofdstuk V)

- 5-1 Beeld van het materiaaltransport in een ontgrondingskuil.
- 5-2 Schematisch beeld van het ontgrondingsproces.
- 5-3 Kopeffect.
- 5-4 Karakterisering van een ontgrondingskuil m.b.v. de grootheden B en h_{\max} .
- 5-5 Variatie van de ontgrondingscapaciteit gedurende een getijperiode.
- 5-6 Geldigheidsgebied relatie (5-9).
- 5-7 Reductie van de ontgrondingen als gevolg van het zandtransport.
- 5-8 Inrichting van het detailmodel van de sluitgaten M1001.
- 5-9 Overzicht van het detailmodel van de sluitgaten M1001.
- 5-10 Uitrusting van het detailmodel M1001.
- 5-11 Kumulatieve ontgroning bij een gegeven profiel t.g.v. diverse bouwfasen.

- 5-12 Geschematiseerde ontgrondingskuil.
- 5-13 Dwarsprofielen eind bodembescherming en reductiefactoren.
- 5-14 Te verwachten ontgrondingen in de Schaar t.g.v. caisson- en roosterplaatsingen.
- 5-15 Te verwachten ontgrondingen eindsituatie pijlerdam in de Roompot ($L = 450$ m).
- 5-16 Benodigde bodembeschermingslengten voor maximaal toegestane ontgroning van 25 m (a: Roompot, b: Schaar en c: Hammen).
- 5-17 Te verwachten ontgrondingen bij weigering van een schuij.
- 5-18 Invloed van een geleidelijk in hoeveelheid afnemende bestorting op de aanzethelling van de ontgrondingskuil.

Lijst van figuren (hoofdstuk VI)

- 6-1 Maatregelen ter bescherming van het zandbed in de nabijheid van de kering.
- 6-2 Zij-aanstormingen
- 6-3 Kritieke verhang bij stroming evenwijdig aan het grensvlak
- 6-4 Uittree-verhang direct achter de „verdediging”
- 6-5 Caissons gefundeerd op staal, dwarsprofiel drempel
- 6-6 Meetopstelling t.b.v. interne stabiliteit drempel
- 6-7 Meetopstelling t.b.v. het gedrag van een ingesloten zandlaag in de drempel.
- 6-8 Proefopstelling in de bak met stroming evenwijdig aan de scheidingslagen.
- 6-9 Verschillende vormen van onderloopsheid als gevolg van de vormgeving van de kering.
- 6-10 Pijlers gefundeerd op putten, doorsneden constructie en drempel.
- 6-11 Grindrain rondom de put.
- 6-12 Zandverlies bij de kop van de put
- 6-13 Verloop van de waterpotentiaal
- 6-14 Kromme van Shields voor begin van beweging.
- 6-15 Weerstandcoëfficiënt van een voorwerp in stromend water.
- 6-16 Aangenomen zwaarst aangevallen locatie in het sluitgat.
- 6-17 Stroombeeld weigerende schuij bij de pijleroplossing.
- 6-18 Schadebeeld behorend bij het stroombeeld van figuur 6-17.
- 6-19 Overzicht schade en waterstandsverloop bij het stroombeeld van figuur 6-17.
- 6-20 Stabiliteitsonderzoek caisson met roosterschuij.
- 6-21 Brievenbus-caisson
- 6-22 Benodigde lengte steenasfaltbekleding bij de pijleroplossing.

- 6-23 Stroombeeld van een duikende straal
- 6-24 Schadebeeld behorend bij het stroombeeld van figuur 6-22.
- 6-25 Overzicht schade en waterstandsverloop bij het stroombeeld van figuur 6-22.
- 6-25 Benodigde lengte steenasfaltbekleding bij de pijleroplossing.
- 6-26 Spreiding van een niet-duikende straal.

Lijst van figuren (hoofdstuk VII)

- 7- 1 Schema belastingsonderzoek en onderzoek naar gedrag van een constructie in water
- 7- 2 Schematische indeling van de uit te voeren spannings analyse van een constructie, afhankelijk van de aard van de belasting en elastische responsie
- 7- 3 Periodes van optredende belastingen in relatie tot de eigenperiodes van de constructie
- 7- 4 Schema opbouw stormvloedkering met optredende ontwerpbelastingen
- 7- 5 Rekenmogelijkheden in versnellings- en vertragingengebieden
- 7- 6 Definitie van het variatie- of energiedichtheidsspectrum
- 7- 7 Vergelijking berekende en gemeten golfkrachten op een verticale wand
- 7- 8 Schematisering pijler op put tot gedempt massaversysteem in x- en z-richting
- 7- 9 Vergrotingsfactor $V(\omega)$ als functie van ω_n en ζ
- 7-10 Constructiereacties voor vier klapvormen met gelijke impuls als functie van
- 7-11 Constructiereacties voor klap 1 en 4 (figuur 7-10) met impuls onafhankelijk van
- 7-12 Vertaling golfklappen volgens 5 verschillende schaalregels
- 7-13 Rekenmodel van de golfbelasting
- 7-14 Vergelijking berekende en gemeten krachten en momenten op caissons
- 7-15 Krachten tengevolge van getijden en stormvloeden
- 7-16 Schema proefopstelling M1320 met enkele varianten
- 7-17 Schema proefopstelling M1355
- 7-18 Schema proefopstelling M1335
- 7-19 Klapgevoeligheid als functie van lengte bovenbak en waterstand

- 7-20 Klapgevoeligheid en druk als functie van de breedte van de bufferschacht
- 7-21 Optredende frequenties afhankelijk van de bovenbaklengte
- 7-22 Ruimtelijke drukverdeling uitgedrukt in druk aan de bodem/druk bij de bovenbak
- 7-23 Schema modelopstelling M1355 (brievenbus-caisson)
- 7-24 Schema modelopstelling M1335 - T100 (brievenbus-caisson)
- 7-25 Schema modelopstelling M1364 - brievenbus-caisson met tussenvloer, onderzoek drukverloop onder het caisson
- 7-26 Drukverloop onder de caisson tengevolge van verval, golven en golven én verval
- 7-27 Vormgeving pijleroplossing
- 7-28 Schema proefopstelling M1320-III
- 7-29 Schema proefopstelling M1396-I en -II
- 7-30 Schema proefopstelling M1396-II
- 7-31 Schema proefopstelling M1320-IV met aanduiding golfklapverschijnsel.
- 7-32 De roosterschuiф
- 7-33 De tolklepschuiф
- 7-34 De hefschuiф
- 7-35 De dimensieloze wervelfrequentie en de weerstandscoefficiënt als functie van het getal van Reynolds voor cirkelvormige cilindrs

Lijst van figuren (hoofdstuk VIII)

- 8-1 Bouwputten caissons (eindfase).
- 8-2 Plaatsingstijd caissons als functie van het effectief doorstroomprofiel beneden NAP, Roompot.
- 8-3 Invloed van de keelclearance op de weerstandscoefficiënt C_D van een bepaald caisson.
- 8-4 Kracht op het caisson bij variabele keelclearance en variabele stroomsnelheid voor ee caisson (50 x 55 m) met of zonder drijfkisten.
- 8-5 Overzicht beproefde vasthoudsystemen.
- 8-6 Stabiliteit stortsteen op de drempel, situaties A en B.
- 8-7 Relatie $\Delta h_{max} - \mu A_{tot}$.
- 8-8 Stroombeeldfoto bouwphase pijleroplossing, Roompot, vloed.

- 8-9 Onderzochte operationele condities katamaran met put.
- 8-10 Schema meersysteem bij geplaaste put - 2-dimensionale geval.
- 8-11 Krachtoverdrachtfunctie T_H voor cilindrs met ronde en vierkante doorsneden.
- 8-12 Verloop van dwarskracht voor 3 pijlerputen t.g.v. golfaanval, golfperiode 6 s.
- 8-13 Wervelsystemen rondom een in water geplaatst voorwerp.
- 8-14 Evenwichtsdiepte van de kuil als functie van de aanstroomsnelheid.
- 8-15 Ontgrondingspatroon bij tweezijdige aanstroming op verschillende tijdstippen.
- 8-16 Maximale ontgrondingsdiepte bij een spleet van 1,5 m.
- 8-17 Maximale ontgrondingsdiepte bij een spleet van 1,5 m en een bestorting van rond één kop.
- 8-18 Stabiliteit bestorting rond de putten bij plaatsing.
- 8-19 Opbouw drempel van pijlers op putten, overzicht onderzochte geometrieën.
- 8-20 Stabiliteit stortsteen 1060 kg bij opbouw drempel van de pijlers op putten.
- 8-21 Stabiliteit fosforakken met $D_{50} = 0,06$ m bij opbouw drempel van de pijlers op putten.

Lijst van tabellen

- 1 Opzet hydraulisch onderzoek
- 2-1 Hoogwater- en laagwaterstanden te Vlietepolder en Burghsluis, slotgemiddelde 1961.0
- 2-2 Maximale stroomsnelheden in de mond van de Oosterschelde op 10 augustus 1972
- 2-3 Enige waarden van uursgemiddelden zes uursgemiddelden van windsnelheden, gekoppeld aan hoogwaterstanden
- 2-4 Berekend zandtransport voor de diverse sluitgaten bij een kenmerkend getij.
- 3-1 Simultane hoogwater - laagwater verdeling te Vlietepolder, 1960 - 1969 met getransformeerde klassebegrenzungen voor de zeerand, Yerseke, open Oosterschelde en Yerseke met stormvloedkering ($\mu A = 10.000$ m²) en compartimentering C3
- 3-2 Hoogwater, laagwater en tijverschil bij Yerseke
- 3-3 Hoogwaterstanden, laagwaterstanden en getijdalinen en gemiddelde tijverschillen en de verschillen hierin tussen M1000 en Implic voor diverse peilstations.

- 7-1 Overzicht gebruikte faciliteiten van onderzoek golfbelasting
- 7-2 Overzicht golfbelastingsonderzoek ten behoeve van krachten op de totale constructie met behulp van hydraulische modellen

LITERATUUR

1 Rijkswaterstaat:

Eindrapport Stormvloedkering Oosterschelde „Onderzoek naar de mogelijkheid van de afsluiting van de Oosterschelde met een gedeeltelijk geprefabriceerde Stormvloedkering”
Den Haag, mei 1976

2 Deltacommissie:

Rapport Deltacommissie, Deel I:
"Eindverslag en Interimadviezen"
Staatsdrukkerij- en Uitgeversbedrijf, Den Haag 1961.

3 TNO, Groep Bijzondere Studies:

"Stormvloedkering in de Oosterschelde, onderzoek naar geavanceerde methoden ten behoeve van een harmonisatie van het ontwerp"
Apeldoorn, april 1976.

4 Rijkswaterstaat Directie Waterhuishouding en Waterbeweging:

"Tienjarig overzicht der waterhoogten en afvoeren 1951-1960".

5 Deltacommissie,

Rapport Deltacommissie deel I: „Eindverslag en Interimadviezen" deel II t/m V: Bijdragen, Staatsdrukkerij en Uitgeversbedrijf, 's-Gravenhage, 1961.

6 Frijlink, H.C.:

"Discussion des formules de débit de Kalinske, Einstein et Meyer-Peter et Muller compte tenue des mesures récentes de transport dans les rivières Néerlandais, 2^{me} Journ. Hydr. Soc. Hydr. de France 1952.

7 Einstein, H.A.:

"The bed-load function for sediment transportation in open channel flows", Techn. bulletin no 1026, U.S. Department of Agriculture, Sept. 1950.

8 Bijker, E.W.:

"Littoral drift as a function of waves and current", Delft, Hydr. Lab. no 58, Sept. 1968.

9 Engelund, F. and Hansen, E.:

"A monograph on sediment transport in alluvial streams", Teknisk Forlag, Copenhagen 1967.

10 A.S.C.E. Task committee for preparation of sediment manual:

"Sediment discharge formulas", Proc. A.S.C.E. Journal of the Hydr. Div., Vol. 97, no HY4, April 1971.

11 NEDECO:

"Rio Magdalena and canal del dique survey project, 's-Gravenhage 1973.

- 12 Colby, B.R.:**
"Practical Computation of bedmaterial discharge", Proc. A.S.C.E. Journal of the Hydr. Div. Vol. 90 no HY2, March 1964
- 13 Battjes, J.A.:**
"Statistische eigenschappen van stationaire Gaussische processen.", De Ingenieur, jr. 84, no 27, 7 juli 1972.
- 14 Hasselman, K. e.a.:**
"Measurement of wave growth and swell decay during the joint North Sea Wave project", Hamburg, Deutsches Hydrografisches Institut 1973.
- 15 J.J. Leendertse:**
"Aspect of a computational model for longperiod water-wave propagation.", Rand Memorandum RM-5294 PR. 1967.
- 16 J.J. Dronkers:**
"Tidal computations in rivers and coastal waters", North-Holland Publishing Co., amsterdam, 1964.
- 17 J.J. Dronkers:**
"Methoden van getijberekening", Rapport Deltacommissie, deel 4, bijdrage III.7, Staatsdrukkerij- en uitgeversbedrijf, 's-Gravenhage 1960.
- 18 J.J. Dronkers:**
"Tidal computations for Rivers, Coastal Areas and Seas", Journal of the Hydraulics Division, ASCE, January 1969.
- 19 J.Th. Thijsse:**
"Het Deltamodel in het Waterloopkundig Laboratorium te Delft", Rapport Deltacommissie, deel 5, bijdrage IV, Staatsdrukkerij- en uitgeversbedrijf, 's-Gravenhage 1960.
- 20 J.C. Schönfeld, H.J. Stroband:**
"Getijonderzoek door middel van de hydraulisch-electrische analogie", Rapport Deltacommissie deel 4, bijdrage III.8, Staatsdrukkerij- en uitgeversbedrijf, 's-Gravenhage 1960.
- 21 H.J. Stroband:**
"Differentiemethoden voor één-dimensionale getijberekeningen". Collegedictaat 1967 t/m 1970, T.H. Delft.
- 22 Waterloopkundig Laboratorium:**
Rapport M731 deel XIV. „Afvoercoëfficiënten van sluitgaten in vertrokken modellen", 1972.
- 23 Waterloopkundig Laboratorium:**
Manuscripten van H.J. Schoenmaker in de periode 1946-1971, sept. 1971.
- 24 Waterloopkundig Laboratorium:**
Rapport M1000 deel I, Ontwerp en bouw modellen, 1971.
- 25 Waterloopkundig Laboratorium:**
Rapport M1000 deel II, IJking model, 1971.
- 26 Hoofdafdeling Milieu en Inrichting:**
Nota 75-72. „Milieu- randvoorwaarden voor het gedempte getijgebied in de Oosterschelde 1975".
- 27 Rijkswaterstaat, Studiedienst Vlissingen:**
"Stormvloedkerende caissondam. Bepaling maximaal toelaatbare waterstanden". Brief van Hoofd Studiedienst Vlissingen aan Hoofd Hoofdafdeling Waterloopkunde, 30 september 1975.
- 28 Ven Te Chow:**
"Open-channel hydraulics", McGraw-Hill, 1955.
(Of een ander tekstboek over vloeistofmechanica of hydraulica).
- 29 Schönfeld, J.C.:**
"Discharge of long and very long weirs", Proceedings 6th Congress IAHR, Den Haag, 1955.
- 30 Waterloopkundig Laboratorium:**
"Systematisch onderzoek naar twee- en driedimensionale ontgrondingen", verslag modelonderzoek, M648/M863, april 1972.
- 31 Waterloopkundig Laboratorium:**
"Ontgrondingsonderzoek, automatisering gegevensverwerking", verslag M648/M863/M1001.
- 32 Waterloopkundige afdeling, Deltadienst, Rijkswaterstaat:**
"Simultane frequentieverdeling hoog- en laagwaterstanden te Vlietepolder voor de periode 1960-1969", Nota W-75.045, maart 1975.
- 33 Leatherwood, F.N. and Peterson Jr., D.F.:** 'Hydraulic head loss at the interface between uniform sand of different sizes', Trans. Amer. Geophysical Union, Vol. 35, no. 4, August 1954.
- 34 Cohen de Larra, G.:** 'Cofficient de perte de charge en milieu poreux bas sur l'equilibre hydrodynamique d'un massif', La Houille Blanche, no. 2, Mars-Avril 1955.
- 35 Vinjé, J.J., and Spaargaren, F.:** 'Some aspects of flow through and under hydraulic structures used for closing estuaries', Proc. 13th congress of the I.A.H.R., Kyoto, September 1969 (tevens Publ. no. 73 van het WL).
- 36 Waterloopkundig Laboratorium en Ogink, H.J.M.:** 'Investigations on the hydraulic characteristics of synthetic fabrics', Delft, Hydr. Lab., publ. no. 146, May 1975.
- 37 Waterloopkundig Laboratorium:** 'Onderzoek naar de waterloopkundige karakteristieken van kunststoffilters', verslag R 678.
- 38 Deltawerken:** 'De bodembescherming van een sluitgat', Drie-maandelijks bericht nummer 58, november 1971.
- 39 Land en Water:** 't aloud ambacht in een nieuwe tijd, blokkenmatten als bodembescherming in de Oosterschelde', 18^e jaargang, no. 9, Sept. 1974.
- 40 Abraham, G.:** 'Hydraulic near-field modeling', European course on heat disposal from power generation in the water environment, Delft, WL, juni 1975.
- 41 Mehrotra, S.C.:** 'Scale effect in model tests of rock-protected structures', Proc. IAHR, So Paulo, 1975, Vol. 2.
- 42 Goldstein, S. (ed.):** 'Modern developments in fluid dynamics, an account of theory and experiment relating to boundary layers, turbulent motion and wakes', Dover Publ., Inc., New York, 1965.

- 43 **Waterloopkundig Laboratorium:** 'Afsluiting Volkerak, stabiliteit drempel-aanstormingen caissons', verslag modelonderzoek M 957, augustus 1968.
- 44 **Vugts, J.H.:** 'Constructies in wind en water: stochastiek en dynamica in de civiele techniek', De Ingenieur, 1972, B53-B66.
- 45 **Knapp, R.T., Daily, J.W. and Hammitt, F.G.:** 'Cavitation', McGraw Hill Book Cy 1970, Engng. Sc. Monographs, 578.
- 46 **Ishida, A.:** 'Transformation of power spectra of wind generated waves caused by reflection', Coastal Engineering in Japan, Vol. 15, 1972.
- 47 **U.S. Army Coastal Engineering Research Center:** 'Shore protection, planning and design', Technical Report no. 4, 1966.
- 48 **Berkhoff, J.C.W.:** 'Mathematical models for simple harmonic linear water waves. Wave diffraction and refraction', Waterloopkundig laboratorium, Publicatie no. 163, april 1976.
- 49 **Kolkman, P.A.:** 'Flow induced gate vibrations: prevention of self-excitation; computation of dynamic gate behaviour and the use of models', Waterloopkundig Laboratorium, Publicatie no. 164, juli 1976.
- 50 **Richart jr., F.E., Hall jr., J.R. and Woods, R.D.:** 'Vibrations of soils and foundations', Prentice-Hall Inc., 1970.
- 51 **Laboratorium voor Grondmechanica, Delft,** Nota SGROOD-N-770333
F.O.P. nota, deel II, aug. 1977;
- 52 **Fung, Y.C.:** 'Fluctuating lift and drag on a cylinder in a flow at supercritical Reynolds Numbers', Inst. of Aerospace Sciences, Paper 60-6, presented at IAS 28th annual meeting, N.Y. Jan, 1960.
- 53 **Harris, Cyril M., Crede, Charles E.:** 'Shock and Vibration Handbook', McGraw-Hill Book Company.
- 54 **Horssen, W. van en Drinkwaard, W.:** 'Dynamisch gedrag Haringvlietsluizen', TNO IWECO Rapport 3504, febr. 1962.
- 55 **Stroband, H.J. en Fikkert, G.H.:** 'Berekeningen voor diverse soorten belastingen aan een dubbel veer-massa-systeem als analogie voor de constructie van de Haringvlietsluizen', RWS Nota W193c, febr. 1959.
- 56 **Försching, H.W.:** 'Grundlagen der Aeroelastik', Springer-Verlag, 1974.
- 57 **Mac Camy, R.C. and Fuchs, R.A.:** 'Wave forces on Piles, a Diffraction theory', Technical Memorandum No. 69, Beach Erosion Board, Coastal Engineering Research Center U.S. Army, Washington D.C., 1954.
- 58 **Laursen, E.M., and Toch, A.:** 'A generalized model study of scour around bridge piers and abutments', Proc. Int. Hydr. Conf., Minesota, 1953.
- 59 **Chabert, J. et Engeldinger, P.:** 'Etude des affouillements autour des piles de ponts', Lab. Nat. de Hydr., Chatou, 1956.
- 60 **Shen, H.W.:** 'Scour near piers', Chapter 23, River Mechanics, Vol. II, 1971.
- 61 **Breusers, H.N.C.:** 'Local scour near offshore structures', Waterloopkundig Laboratorium publ. nr. 105, dec. 1972.
- 62 **Waterloopkundig Laboratorium:** 'Ontgroning pijlers Oosterscheldebrug', verslag onderzoek R 262, 1964.
- 13 **Battjes, J.A.:** 'Statistische eigenschappen van stationaire Gaussische processen', De Ingenieur, jr. 84, no. 27, 7 juli 1972.
- 14 **Hasselmann, K. e.a.:** 'Measurement of wave growth and swell decay during the joint North Sea Wave project', Hamburg, Deutsches Hydrografisches Institut 1973.
- 63 **Bagnold, R.A.:** 'Interim report on wave-pressure research', Journal Institution of Civil Engineers, Vol. 12, no. 7, June 1939.
- 64 **Lundgren, H.:** 'Wave Shock Forces: An analysis of deformations and forces in the wave and in the foundation', Proc. Symp. Research on Wave Actions, Delft 1969.