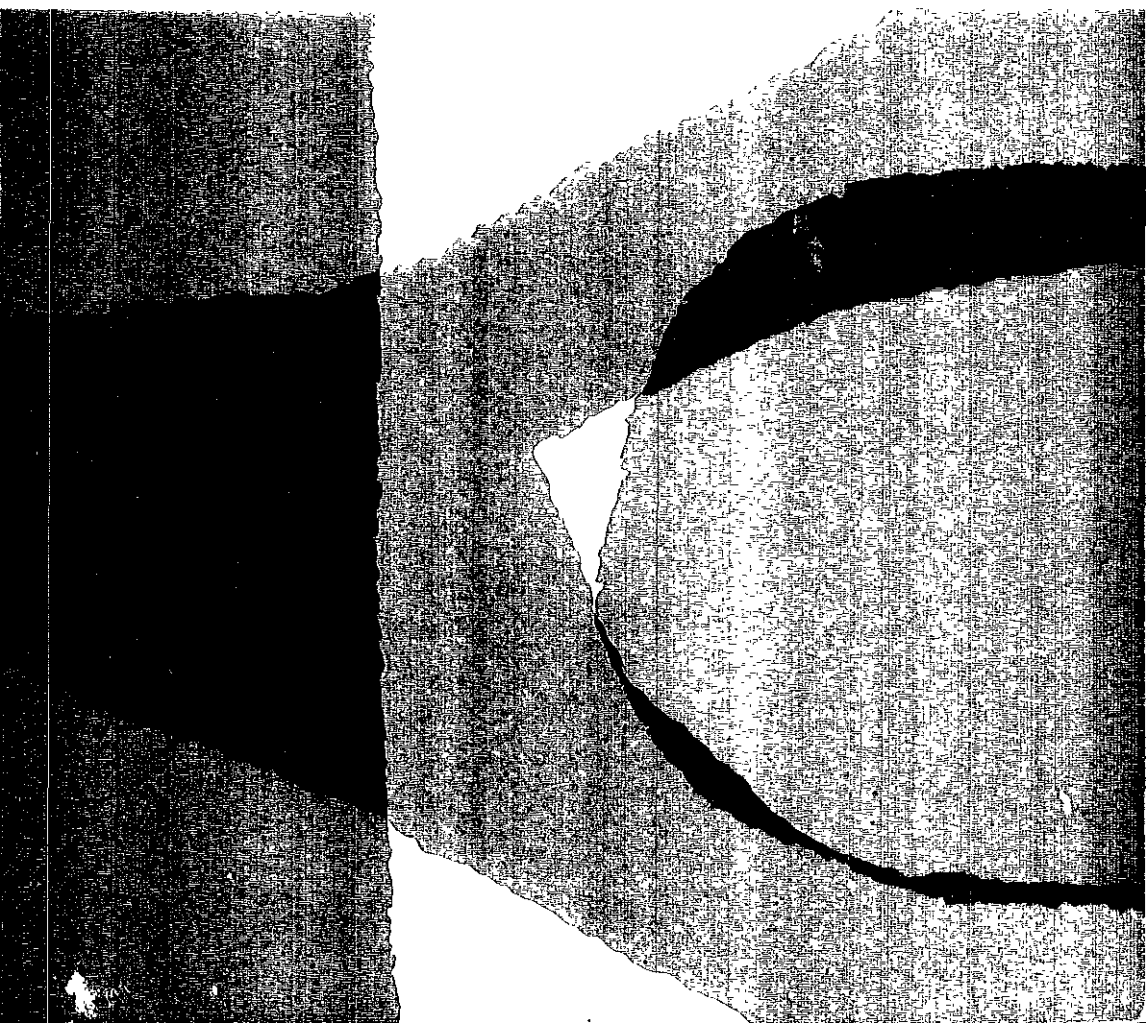


Driftemaandelljks Bericht
nummer 81, augustus 1977

deltawerken



Deltawerken

Redactie:

Deltadienst
Van Alkemadeaan 400
's-Gravenhage

Abonnementen en verkoop losse nummers:

Staatsuitgeverij
Chr. Plantijnstraat 1,
's-Gravenhage

De prijs bedraagt f 20,- per jaar
of f 5,50 per nummer

Inhoud

A. De werken van het Deltaplan

Enige aspecten van de ontwerpproblematiek
rond de stormvloedkering in de Ooster-
schelde 3

Nieuwe ontwikkelingen in het ontwerp van
de stormvloedkering 9

Ontwerp van een hefschip voor het plaatsen
van pijlers en putten 16

Het toekomstige beheer van de stormvloed-
kering 29

Opruiming van de bodembescherming in de
Oosterscheldemonnd 31

Het verwijderen van de kabelbaantorens uit
de sluitgaten van de Oosterschelde 37

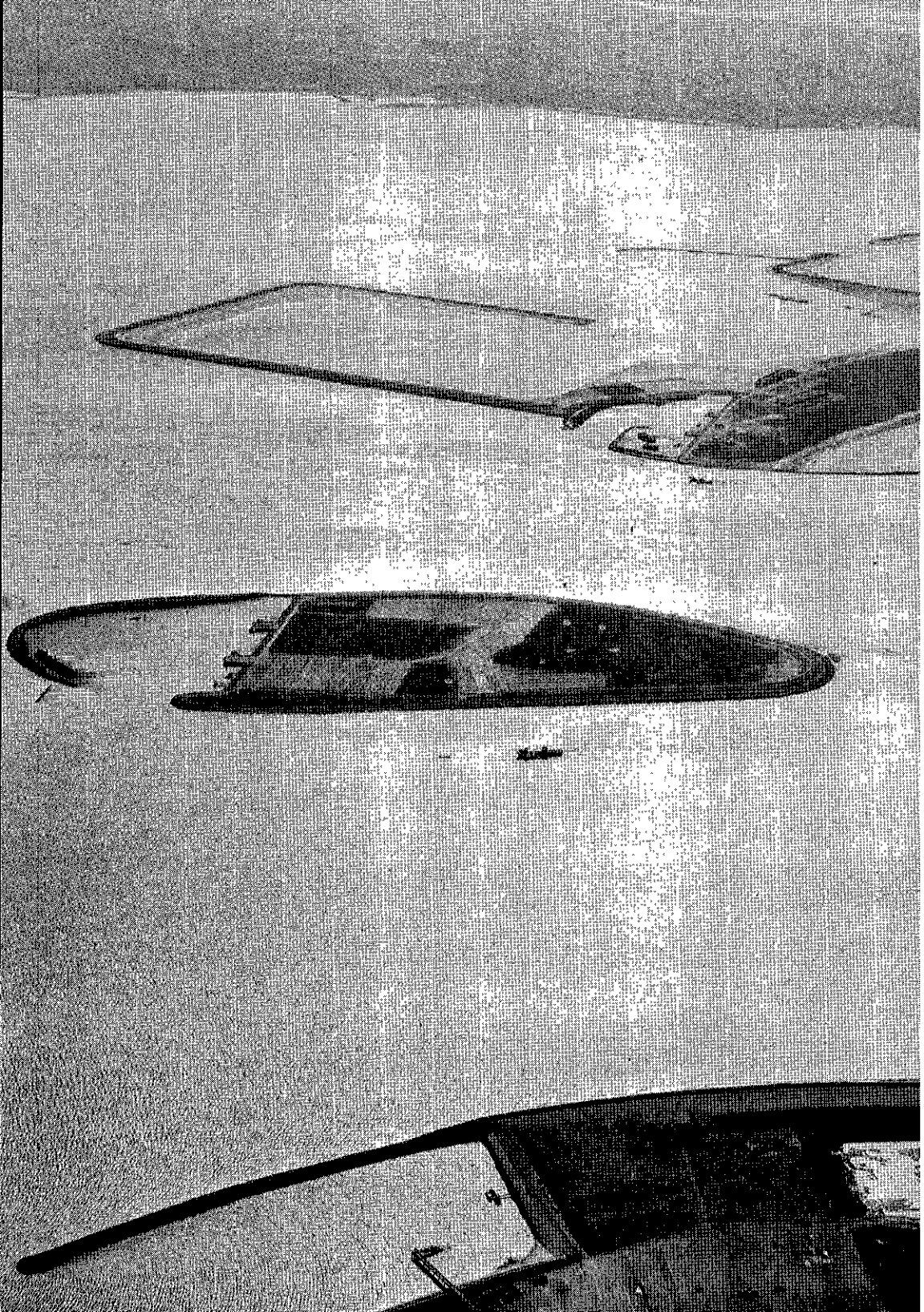
De doorlaatopening in de stormvloed-
kering 41

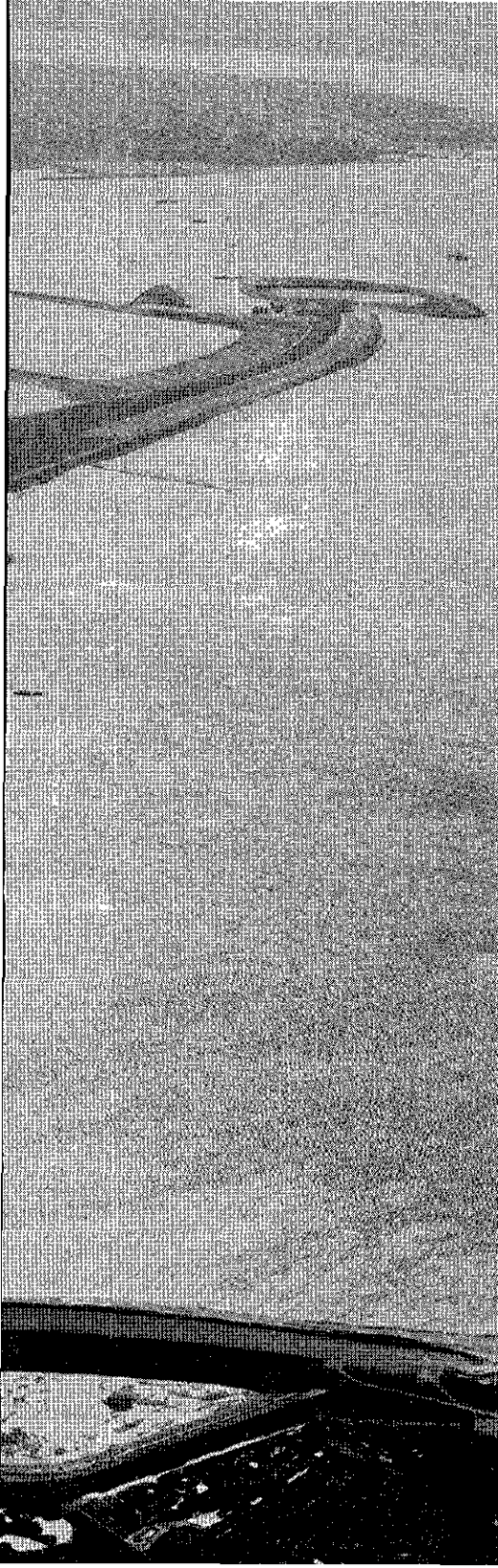
C. De werken ten noorden van Hoek van Holland

Voortgang van de dijkverhoging langs de
Friese kust. De dijk tussen Wierum en
Paesens 48

Samenvattingen/Summaries 52

Vorderingen 55





Enige aspecten van de ontwerpproblematiek rond de stormvloedkering in de Oosterschelde

In het 'Eindrapport Stormvloedkering Oosterschelde', mei 1976, wordt als één van de tijdens de studieperiode gehanteerde hoofd-uitgangspunten vermeld: 'De constructie moet bestand zijn tegen een stormvloed met een waterstand die een gemiddelde overschrijdingsfrequentie heeft van 10^{-4} maal per jaar, *verminderd met 0,3 m*'.

Dit uitgangspunt is gebaseerd op een aantal richtlijnen uit het rapport van de Delta-commissie, luidende (deel I, p. 30):

'In het vervolg zullen het peil van N.A.P. + 5 m aan 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 de algemene grondslag, waaraan de – in verband met de betekenis van het achterliggende gebied – aan de hoofdwaterkeringen te stellen eisen moeten worden getoetst'.

Voor het Oosterscheldegebied geldt daarbij de volgende nuancering (deel I, p. 32/33):

'Naarmate een hoofdwaterkering een belangrijker gebied beschermt, zullen de aan deze kering te stellen eisen hoger moeten zijn.

Daarom is de commissie er toe overgegaan om uit de basispeilen zogenaamde *ontwerppeilen* af te leiden, die als uitgangspunt zullen moeten dienen voor de verbetering van de hoofdwaterkering'; en: 'Voor het zuidwesten des lands, dat in kleinere, elk afzonderlijk door hoofdwaterkeringen 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 over-

schrijdingskans bedraagt dus ongeveer 1/4000. Het verschil met de basispeilen is hier 30 cm'. De richtlijnen en aanbevelingen van de Delta-commissie zijn tot op heden in hoofdzaak toegepast op hoofdwaterkeringen in de vorm van dammen of dijken. In deze beschouwingen speelt de waterstand ten opzichte van het ontwerppeil een primaire rol. Wat de golven betreft beperkt de Deltacommissie zich er toe te vermelden dat de kruinhoogte van een dijk zo gekozen dient te worden dat de hoeveelheid golfoverslag tot een nog aanvaardbare minimale hoeveelheid wordt beperkt.

In het onderhavige geval is het kennelijk minder duidelijk dan bij een dam, welke interpretatie er gegeven moet worden aan de aanbevelingen en richtlijnen van de Delta-commissie, in aanmerking genomen dat de Oosterschelde niet volledig wordt afgesloten met een dam, maar afsluitbaar wordt gemaakt door middel van een stormvloedkering. De gedachtenvorming hieromtrent heeft er onder meer toe geleid het zojuist geciteerde uitgangspunt van het 'Eindrapport Stormvloedkering Oosterschelde' uit te splitsen in twee deel-uitgangspunten, een met betrekking tot de kerende hoogte en een met betrekking tot de ontwerpbelasting op de stormvloedkering.

Wat betreft de kerende hoogte kan de stormvloedkering in theorie worden beschouwd als een onderdeel van het omvattende systeem stormvloedkering/Oosterscheldebekken/dijken rond de Oosterschelde, dat dient ter beveiliging van het achterliggende gebied. Een volledige risico-analyse voor het achterliggende gebied – waarbij onder meer het bezwijkmechanisme van de stormvloedkering, de komvuiling van het Oosterscheldebekken, de beheersaspecten met betrekking tot het sluiten en openen van de stormvloedkering en de hoogte en het bezwijkmechanisme van de dijken rond de Oosterschelde een rol spelen – zou in principe de gegevens kunnen leveren voor de keuze van een optimale kerende hoogte van de stormvloedkering. Het ontbreekt echter nog aan inzicht in sommige onderdelen van zo'n risico-analyse, bijvoorbeeld in bepaalde aspecten van het beheer. Dit betekent dat de kerende hoogte van de stormvloedkering vooralsnog afgestemd zal moeten worden op het voor het zuidwesten des lands aanbevolen ontwerppeil voor hoofdwaterkeringen.

De te hanteren ontwerpbelasting voor de stormvloedkering dient in nauwe relatie te staan tot de functie van de stormvloedkering en de kans op functieverlies ervan.

Functieverlies zal in de praktijk optreden door het ontstaan van een gat in de kering, als gevolg waarvan hij niet langer volgens de aangegeven specificaties functioneert. Dit laatste is essentieel, aangezien er van uitgegaan dient te worden dat een constructie onmogelijk bestand kan zijn tegen *alle* denkbare belastingen.

In het rapport van de Deltacommissie (deel 1, blz. 37) wordt hier ook al op gewezen:

'De hiervoren gegeven kostenramingen betreffen plannen, waarbij is uitgegaan van de eis, dat de meest vitale delen van ons land zullen worden veilig gesteld tegen stormvloeden met een overschrijdingsfrequentie van 1 % per eeuw, terwijl voor de overige delen des lands een enkele malen grotere overschrijdingsfrequentie als uitgangspunt is genomen. Aangezien een hoogst bereikbare stormvloedstand niet is aan te geven, blijft steeds het risico van een ramp bestaan, welke stormvloedhoogte men ook als grondslag voor de verbetering van de hoofdwaterkering aanvaardt'.

In de studieperiode heeft een werkgroep, bestaande uit vertegenwoordigers van TNO, Rijkswaterstaat en de Studiecommissie Oosterschelde, waarin ook de aannemers vertegenwoordigd zijn, een eerste aanzet gemaakt om een beter inzicht te verkrijgen in de ontwerpproblematiek. De resultaten hiervan zijn neergelegd in het rapport 'Stormvloedkering in de Oosterschelde. Onderzoek naar geavanceerde methoden ten behoeve van een harmonisatie van het ontwerp'.

Het onderzoek heeft zich geconcentreerd op alle mogelijke ongewenste gebeurtenissen die zouden kunnen optreden met betrekking tot de stormvloedkering en de gevolgen daarvan voor de kering zelf, voor de grootte van de afvoer door de kering en tengevolge van die veranderde afvoer wederom voor de kering. Als oorzaken voor het mogelijk falen van de stormvloedkering dienen in principe naast interne technische factoren ook niet-technische factoren beschouwd te worden, waarin het falen van menselijke maatregelen al dan niet een rol speelt. Het functioneren van het systeem en de deelsystemen waaruit de stormvloedkering is opgebouwd, gesitueerd in hun omgeving onder invloed van de erop inwerkende factoren, kan in grote lijnen weergegeven worden in een relatieschema (fig. 1). In zo'n relatieschema worden de relaties aangegeven tussen elementen van de constructie onderling en de relaties van de elementen met de omgeving. Om dit schema overzichtelijk te houden is gekozen voor een onderverdeling in de elementen bovenbouw,

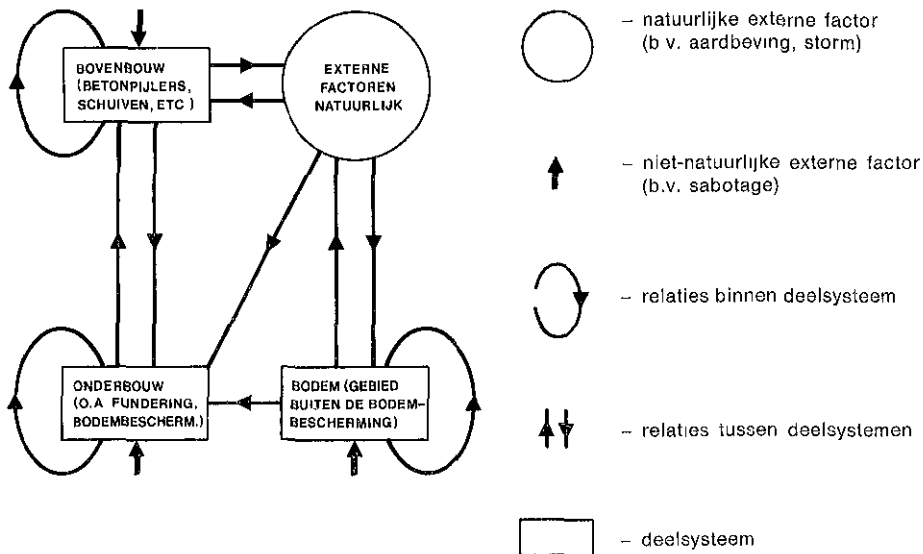


Fig. 1. Schematische voorstelling van de relaties van de elementen van de stormvloedkering onderling en met de omgeving

onderbouw en bodem en omgeving. Op de elementen kunnen zowel interne als externe factoren inwerken; de externe factoren kunnen nog onderverdeeld worden in natuurlijke en niet-natuurlijke. Met behulp van dit relatieschema wordt getracht de elementen, grootheden, relaties en eisen, die een rol spelen bij de beschouwing van de stormvloedkering en zijn omgeving, op een zinvolle wijze te ordenen, zodat een hulpmiddel verkregen wordt voor de bepaling van mogelijke functieverliezen en de kans daarop.

Om na te gaan op welke wijze functieverlies van de kering kan optreden kan gebruik gemaakt worden van een analyse met behulp van een 'foutenboom'. De ongewenste toestand, een bepaalde mate van functieverlies, staat bij de grafische voorstelling van de foutenboom helemaal bovenaan. Vanuit deze top wordt de foutenboom beneden-

waarts geconstrueerd door van iedere component in het systeem te overwegen hoe hij kan falen, en op welke wijze dit de voorgaande gebeurtenis kan beïnvloeden. Men tracht uiteindelijk zogenaamde basisgebeurtenissen te vinden, die in het schema aan de einden van de takken in de foutenboom zitten. Als de waarschijnlijkheid van deze basisgebeurtenissen bekend zijn, is het mogelijk door de logische constructie van de foutenboom de kans te bepalen dat de gebeurtenis bovenaan plaatsvindt. Men verkrijgt op deze manier een overzicht van de mogelijke faalwegen die uiteindelijk aanleiding kunnen geven tot het ongewenste functieverlies. Ter illustratie is een klein stuk uit de foutenboom weergegeven waarin het niet bewegen van de schuiven is uitgewerkt tengevolge van technisch falen, doordat de oliepomp niet draait.

De gehanteerde symbolen zijn:



- gebeurtenis, meestal ongewenste gebeurtenis of fout, in functionele termen uitgedrukt



- een niet-herleidbare gebeurtenis, waarover informatie voorhanden is in de vorm van statische gegevens, of waarvan de kans niet bepaald kan worden door gebrek aan informatie over de oorzaken die tot deze gebeurtenis kunnen leiden

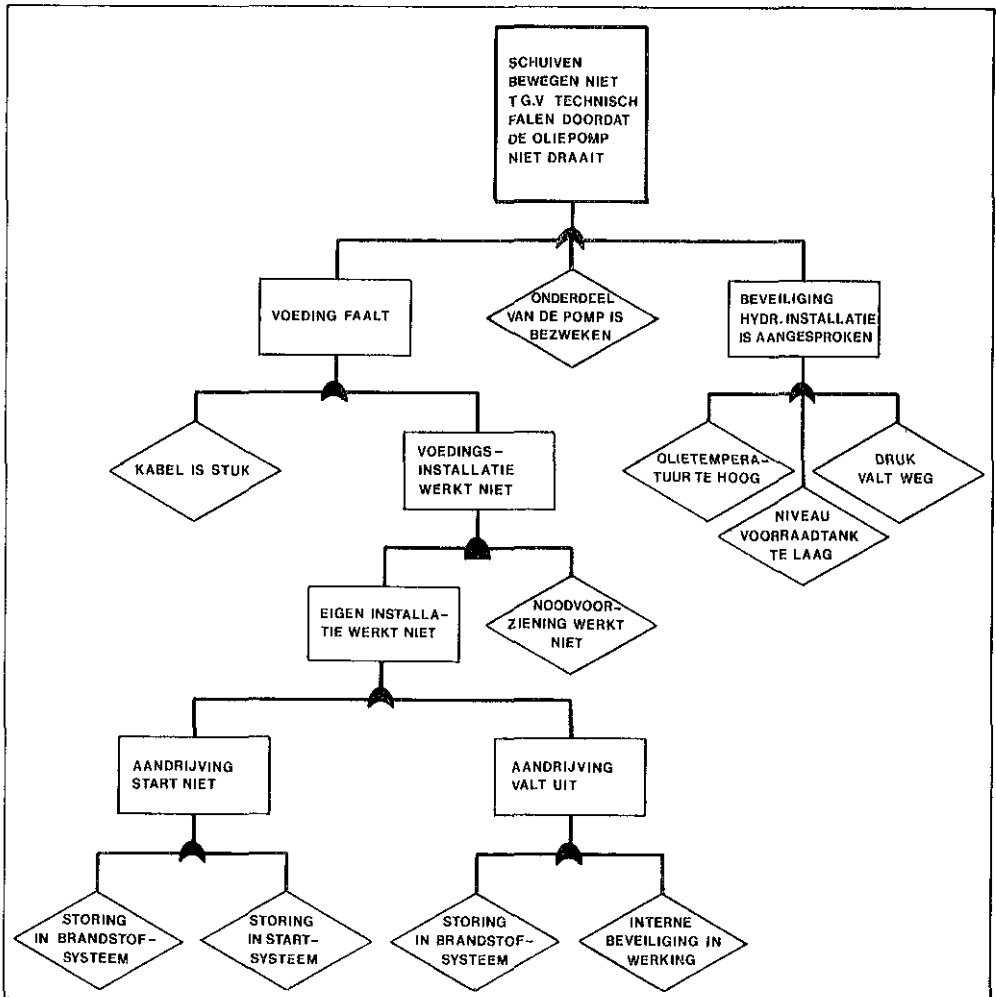


- de 'of'-poort, een logische functie: indien één van de direct daaronder geplaatste gebeurtenissen plaatsvindt, vindt de direct daarboven geplaatste gebeurtenis plaats



- de 'en'-poort, een logische functie: pas indien alle direct daaronder geplaatste gebeurtenissen plaatsvinden, vindt de direct daarboven geplaatste gebeurtenis plaats

Fig 2 Foutenboom



De bedoeling van de foutenboommethode is dus, van alle oorzaken ofwel basisgebeurtenissen die tot functieverlies aanleiding kunnen geven, de kans van optreden te schatten.

Daaruit kan dan weer de kans op functieverlies voor het gehele systeem bepaald worden. Er moet ook rekening mee worden gehouden dat het functieverlies als gevolg van een bepaalde, op zichzelf misschien onbeduidende oorzaak door cumulatieve effecten met de tijd kan toenemen.

Om volgens deze weg uiteindelijk op betrouwbare wijze de faalkans van het gehele systeem te kunnen bepalen, dient wel aan enkele voorwaarden te zijn voldaan.

Men dient over een volledig ontwerp te beschikken. De onderdelen, hun materiaal-kwaliteit, afmetingen, fabricagemethode, bediening, onderhoud, uitwendige omstandigheden zoals belastingen en spreidingen dienen volledig bekend te zijn. Ook de verzameling componenten die in de analyse worden beschouwd dient volledig te zijn, dus het totaal aan componenten dient het beschouwde systeem volledig op te leveren. Tenslotte dienen de kansen op het optreden van de interne zowel als de externe basis-gebeurtenissen bekend te zijn.

Aangezien tijdens de studie nog niet aan alle genoemde voorwaarden voldaan kon worden, bleek het niet mogelijk via een foutenboom voor de stormvloedkering aan te geven hoe de kritieke paden lopen die tot falen kunnen leiden.

Daarom is tenslotte een beperktere probleemstelling geformuleerd, en wel: 'Beschouw en zo mogelijk bepaal de kansen op functieverlies (afhankelijk van de verschillende grootten van functieverlies) van de gesloten

stormvloedkering onder getij-, golf- en windbelasting. Geen rekening wordt gehouden met andere factoren zoals beheer, lange-termijneffecten, stakingen, communicatiestoringen, schadevaringen, aardbevingen etc. welke pas in een volgende onderzoekfase kunnen worden ingebracht'.

Deze probleemstelling beperkt zich in hoofdzaak tot een beschouwing van een geavanceerde ontwerpfilosofie die een hulpmiddel kan zijn bij het ontwerpen van een verantwoorde, veilige en economische constructie van de kering. Een verantwoord ontwerp is het ontwerp van een constructie waarvan de kans op falen voldoende klein is en waarbinnen zo'n onderlinge afstemming van de componenten is bereikt dat een eventuele plaatselijke beschadiging geen rampzalige gevolgen heeft voor de rest van de kering en voor de functie ervan.

Het ontwerpen van een waterkerende constructie komt hoofdzakelijk neer op het zodanig dimensioneren van de componenten dat zij een bepaalde belasting kunnen weerstaan. Door middel van statische of desnoods dynamische berekeningen worden de krachten in de constructie bepaald. Voor een beoordeling van de veiligheid van de constructie

De Haringvlietsluizen als waterkering



zijn een viertal methoden bekend. Allereerst noemen we de methode van *toelaatbare spanningen*. Deze methode werd tot voor twee decennia algemeen toegepast. Thans wordt ze echter geleidelijk verlaten, omdat het inzicht veld wint dat het voor de veiligheid van een constructie veel belangrijker is de marge tot de bezwijktoestand te beschouwen. Deze marge wordt gewoonlijk overbrugd met een veiligheidscoëfficiënt. Dan is er de zogenaamde *quasi-probabilistische methode*. Hierbij worden voor de materiaaleigenschappen en de belastingen ongunstige karakteristieke waarden ingevoerd, die een geringe kans hebben om te worden onder- en overschreden. Voor de veiligheidscoëfficiënt wordt een bepaalde voorgeschreven waarde gebruikt. Momenteel is dit de gangbare veiligheidsbeschouwing voor praktisch alle waterkerende constructies.

De vraag naar een beschouwing van de kans op functieverlies van de Oosterscheldekering komt daarom neer op een beroep op meer geavanceerde beschouwingen die de veiligheid van een constructie en de eventueel daaruit voortvloeiende conclusies voor de constructie van de koring nog beter beschrijven.

Uit de studie is gebleken dat betero beschouwingen in principe mogelijk zijn maar dat hun bruikbaarheid beperkt wordt door onvoldoende informatie omtrent bepaalde in rekening te brengen parameters, zoals acceptabele bezwijkkans, statistische verdeling van de sterkte, en aantal kritieke componenten van de constructie en de samenhang daartussen. Daarom doet men in de wereld van de waterbouw, ondermeer in de offshore-techniek, pogingen om te werken volgens een derde methode, die men de *semi-probabilistische* noemt. In principe verschilt deze methode niet van de quasi-probabilistische, maar in de praktische uitwerking wel. Deze methode stelt namelijk een acceptabele bezwijkkans primair en bepaalt dan wat de vereiste veiligheidscoëfficiënt moet zijn. Voor de verdeling van de belasting en van de sterkte worden aannamen gedaan. Van een echt *probabilistische* methode zou men tenslotte kunnen spreken wanneer ook de verdeling van de belasting en van de sterkte goed bekend zouden zijn en statistisch zouden worden verwerkt.

Hoewel de probabilistische beschouwing geen operationele berekeningsmethode is, kan ze als ontwerpfilosofie tezamen met de semi-probabilistische aannamen een zinvol hulpmiddel zijn om de belastingen op de kering en in de componenten zodanig te vertalen,

dat de gebruikelijke berekeningsmethoden erop toepasbaar worden. Ook geeft een kwalitatieve probabilistische beoordeling enig globaal inzicht in de harmonie van het ontwerp wat betreft de gewenste verhouding in de sterkte van de componenten. Men verkrijgt dus meer een aanwijzing in de goede richting bij het construeren dan dat er sprake is van harde kwantificering van verschillende invloeden.

De thans gangbare werkwijze, die gebruik maakt van veiligheidscoëfficiënten en die eerder de quasi-probabilistische methode is genoemd, is er voor een groot deel op gebaseerd dat een zekere praktijkervaring in de veiligheidscoëfficiënten ligt opgeslagen. Deze methode garandeert dus ook een zekere veiligheid, alhoewel de veiligheidscoëfficiënt dienaangaande geen directe informatie verschaft. De veiligheid, of de faalkans die als het complement daarvan kan worden opgevat, wordt niet expliciet weergegeven. Met de semi-probabilistische of probabilistische methode worden de faalkansen wel, althans meer expliciet gemaakt. Men zal met behulp van deze methode trachten een ontwerp te maken waarvan de faalkans kleiner is dan de voor die constructie aanvaardbaar geachte.

De conclusie van de uitgevoerde studie is geweest dat een geavanceerde probabilistische beschouwing van de kering een hulpmiddel kan zijn om tot een harmonisch ontwerp te komen. Hoe meer kennis er beschikbaar is van de belastingen en van de eigenschappen van de materialen, des te minder behoeven daarvoor extreme waarden te worden aangenomen en des te economischer kan dus worden gebouwd.

In het voorgaande is een toelichting gegeven op de gedachtenvorming zoals die zich in de studieperiode heeft voltrokken, met betrekking tot de ontwerpfilosofie rond de stormvloedkering zelf. Maar de stormvloedkering heeft ook een functie in het Oosterscheldebekken. Dit aspect is in de studieperiode slechts zeer zijdelings in het ontwerp van de kering zelf aan de orde gekomen. De gedachtenvorming aangaande het functioneren van de stormvloedkering heeft plaatsgevonden in de BARCON-studie (zie blz. 29).

Ten behoeve van het ontwerp van de kering wordt de semi-probabilistische methode momenteel verder uitgewerkt, waarbij de hoofdoelstelling is, gezien de hoge kosten die met het bouwen van de kering gemoeid zijn, te komen tot een allerzijds geoptimaliseerd ontwerp.

Nieuwe ontwikkelingen in het ontwerp van de stormvloedkering

Sinds in juni 1976 de beslissing viel, in de Oosterschelde een stormvloedkering te bouwen volgens het beginsel van 'pijlers op putten', is er hard gewerkt aan het nader specificeren van deze oplossing. In de planning was daarvoor een periode van zes tot negen maanden uitgetrokken. De aandacht heeft zich bij de studies vooral gericht op de funderingsaspecten, op de drempel en op de optimalisering van het ontwerp, waarbij tevens de uitvoeringsrisico's zoveel mogelijk werden beperkt. Deze nadere uitwerking van het ontwerp is thans in grote lijnen afgerond; ze heeft echter wat meer tijd gevraagd dan was voorzien. Maar men is nu gekomen tot een eenvoudiger en sneller uitvoerbaar ontwerp, zodat de extra voorbereidingstijd er in het totale tijdschema weer ruimschoots uitkomt.

Het ontwerp met pijlers op putten kenmerkt zich door de grote funderingsdiepte van de putten. In het voorontwerp worden de putten gefundeerd in de hardere pleistocene zandlagen. De ligging en de hoedanigheid van deze lagen in de Oosterscheldemond is nader verkend met behulp van een groot aantal sonderingen en boringen. De overgang van de losser gepakte holocene zandlagen naar het pleistoceen bleek uit dit onderzoek aanzienlijk minder markant te zijn dan men aanvankelijk had aangenomen. Verder kwam aan het licht dat de hoedanigheid van het pleistoceen van plaats tot plaats kan variëren. Voornamelijk in de twee noordelijke sluitgaten komen onder de oppervlakte van het pleistoceen klei- en slibhoudende zandlagen voor.

De nadere verkenning van de funderingsgrondslag heeft op zich reeds aanleiding

gegeven tot aanpassing van de funderingsniveaus. Daarnaast echter is het inzicht in het gedrag van de fundering aanzienlijk toegenomen als gevolg van een groot aantal schaalproeven en berekeningen. Met name zijn nieuwe inzichten gegroeid met betrekking tot de stabiliteit van de constructie en ook ten aanzien van de vervormingen die de constructie ondergaat wanneer ze de maatgevende stormbelastingen krijgt te verwerken. De kering bestaat uit afzonderlijke put-pijlercombinaties waartussen de drempel, de schotbalken en de schuiven zijn aangebracht en waaroverheen een wegverbinding is aangelegd in de vorm van betonnen kokers. Te grote vervormingen kunnen aanleiding geven tot spleten tussen de drempel en de putten, en daardoor zou de kering onderloops kunnen worden.

Grote vervormingen zouden ook de betrouwbaarheid van de kering in gevaar brengen, daar namelijk het sluiten en openen van de schuiven erdoor wordt bemoeilijkt en de kans op scheurvorming in de betonnen elementen toeneemt.

Uit het nadere onderzoek is gebleken dat er twee soorten vervormingen in het spel zijn: de putten kunnen horizontaal verschuiven maar ze kunnen ook kantelen. Naarmate de putten dieper worden gefundeerd neemt het kantelmoment op de put toe, de put zal dus eerder willen kantelen dan verschuiven. De grond onder de put en naast de put moet daartegen de noodzakelijke steundruk leveren. Aangezien de grondslag onder de put van betere kwaliteit is dan die ernaast, ontleent een put het grootste deel van zijn stabiliteit aan zijn grondvlak; maar naarmate de put dieper staat en dus het kantelmoment

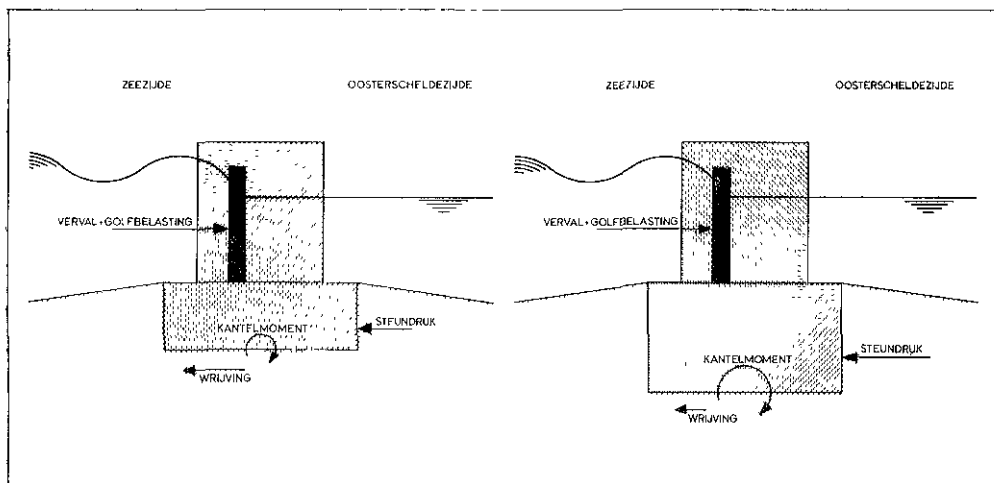


Fig. 1. Het kantelmoment neemt toe bij diepere fundering

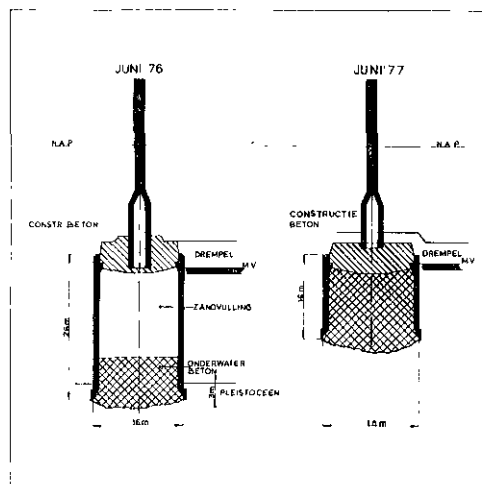
groter wordt, wordt het grondvlak steeds zwaarder belast. De put moet dan in toenemende mate een beroep gaan doen op zijdelingse steun van de relatief slappere lagen.

Nu blijkt, in tegenstelling tot wat men zou verwachten, dat de deformaties niet steeds verder afnemen naarmate de put dieper in de grond wordt gezet. Beneden een inbeddingsdiepte van 10 à 12 m blijven de deformaties ongeveer even groot. Het positieve effect van de grotere zijdelingse steun wordt dan dus tenietgedaan door het negatieve effect van het grotere kantelmoment. Bij een inbeddingsdiepte van minder dan 10 à 12 m heeft de put in toenemende mate de neiging meer te verschuiven dan te kantelen. Op grond van deze gegevens is de oorspronkelijke put-hoogte teruggebracht van maximaal 26 m tot 16 m. Deze hoogte wordt mede bepaald door de situatie in de bouwphase. Als de kuip wordt drooggezet, mag de put, om voldoende gewicht te behouden, niet lager zijn dan 16 m. Behalve de inbeddingsdiepte heeft ook de grootte van het putoppervlak sterke invloed op de vervormingen en de stabiliteit. Naarmate het putoppervlak toeneemt nemen de deformaties af. Ook kunnen de eisen waaraan de grondslag moet voldoen bij een groter putoppervlak wat geringer zijn. Dit is vooral voor de hoger gefundeerde putten van belang, aangezien die voornamelijk in de losser gepakte bovenste zandlagen zijn gesitueerd. De putdiameter is op grond van deze overwegingen vergroot van 16 m tot 18 m. Overigens is het vooral in verband met wateroverspanningen toch nodig gebleken de losser gepakte bovenste lagen te verdichten, of waar de grondslag niet verdichtbaar is, lokaal

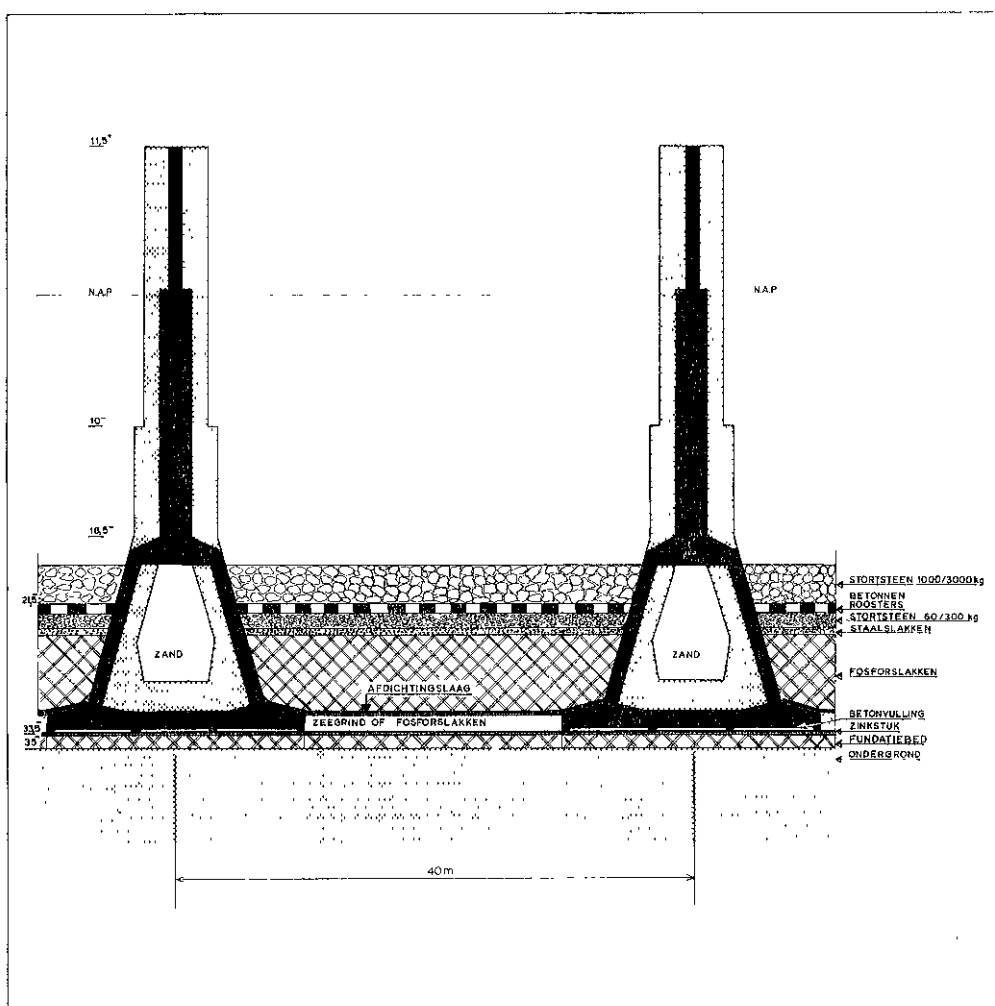
Fig. 2. Ontwikkeling van de pijler tussen juni 1976 en 1977

Fig. 3. Drempelconstructie bij de pijlers in de Roompot

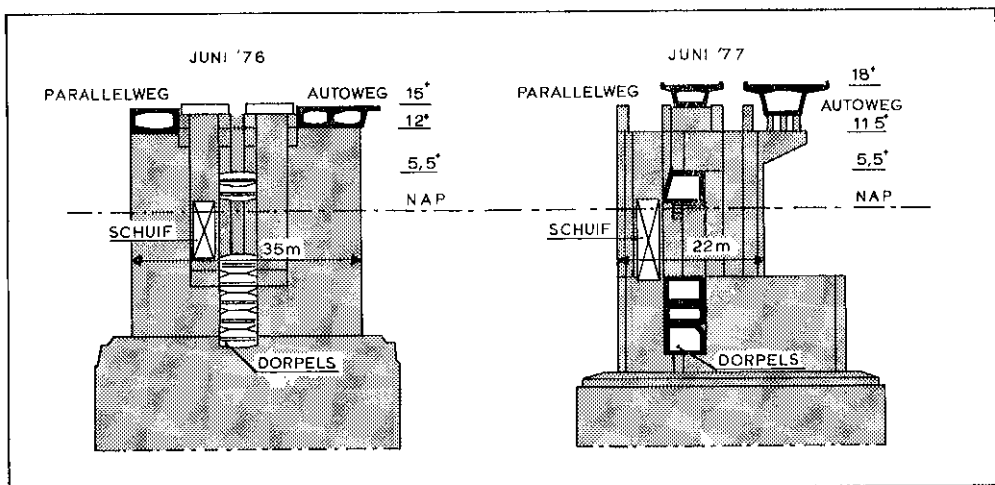
Fig. 4. Ontwikkeling van de pijlerwand tussen juni 1976 en 1977

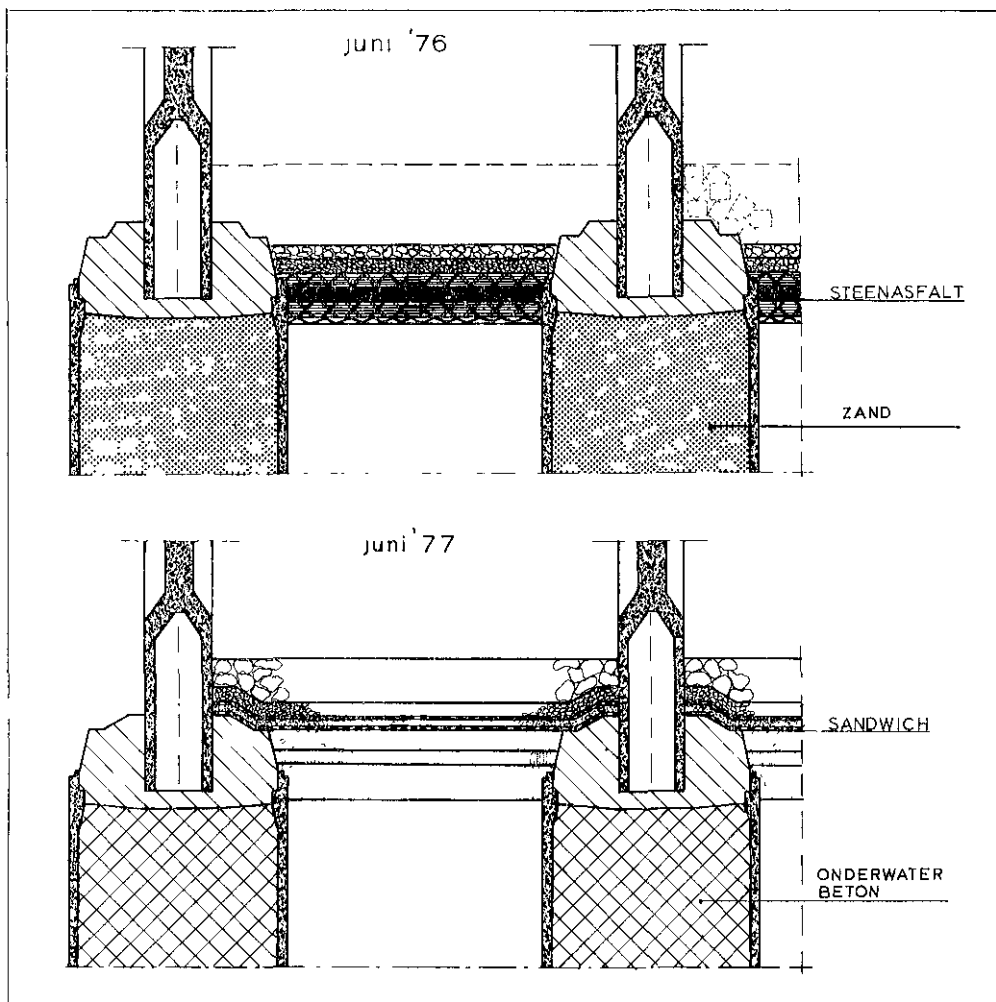


3



4





grondverbeteringen uit te voeren. Zo is dus het oorspronkelijke putontwerp geëvolueerd van relatief diep in het pleistocene gefundeerde putten met een beperkt grondoppervlak naar ondieper gefundeerde putten met een groter oppervlak, waarbij de grond rondom de putten wordt verdicht of verbeterd.

De drempel

De drempel heeft tot taak de zandbodem rondom de putten te beschermen tegen de overtrekkende stroom; hij voorkomt tevens dat de constructie onderloopt. De kwelstromen concentreren zich onder de bij storm gesloten schuiven. Om ze over een wat grotere afstand te spreiden, was in het oorspronkelijk ontwerp een zogenaamde vervalspreider opgenomen van waterdicht steenasfalt. Dit is een afdichtende laag tussen

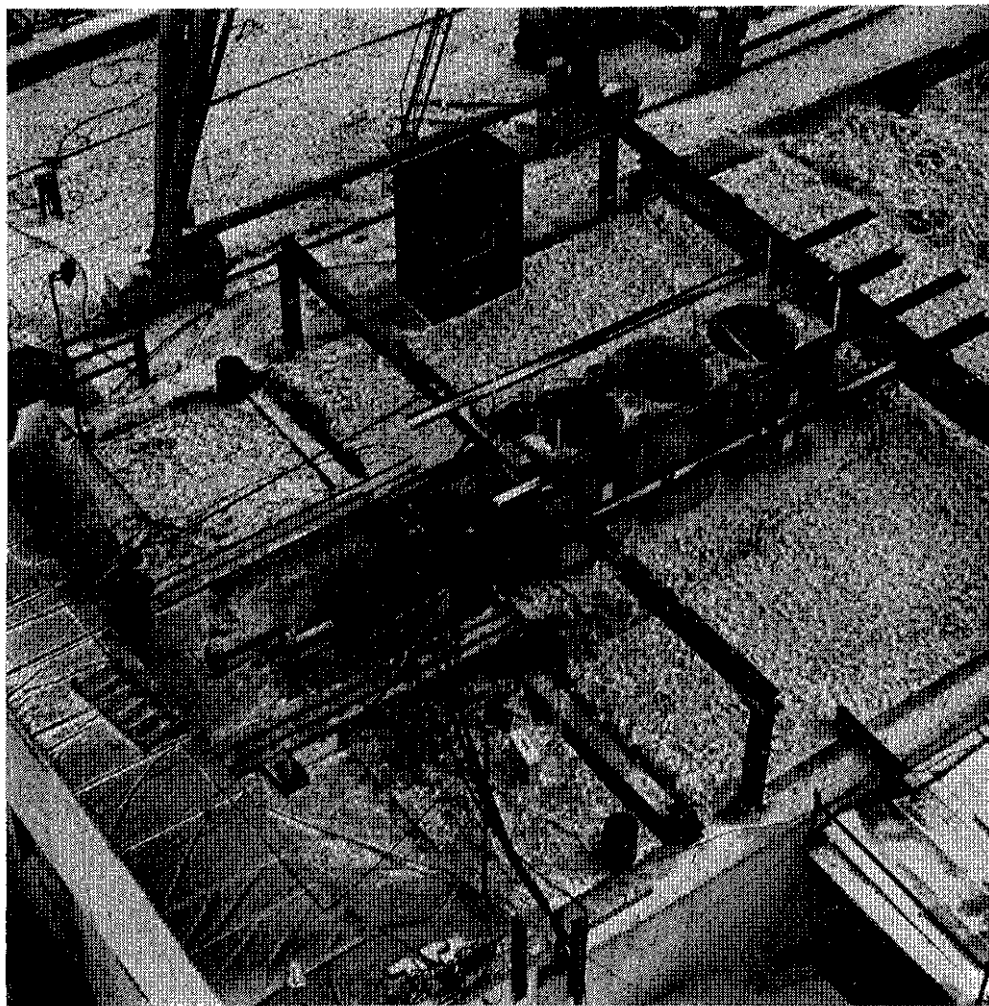
Fig. 5. Ontwikkeling van de aansluiting tussen drempel en pijlerkop tussen juni 1976 en 1977

de putten in en tegen de putwand aan. Doordat de putten tijdens storm in geringe mate verschuiven dan wel kantelen, kan er een spleet van enkele centimeters ontstaan tussen de putwand en de steenasfaltlaag. Het moet niet uitgesloten worden geacht, dat het bodemzand door deze spleet gaat uitspoelen, waardoor de kering geleidelijk onderloops zou kunnen worden. Het ontwerp is nu zodanig aangepast, dat de afdichtende laag over de putkop heen tot aan de pijlerwand wordt doorgezet. Deze afdichtende laag bestaat uit een sandwich, dat is een uit twee lagen opgebouwd zinkstuk. Deze soepele constructie sluit ten alle tijde aan op het horizontale deel van de putkop, zodat een blijvende afdichting wordt verkregen, hoe de put ook beweegt. Doordat de sandwich hoger in de drempel ligt en er dus minder gewicht

op rust, moet de constructie waterdoorlatend zijn om wateroverdrukken onder de sandwich te compenseren. Hierdoor komt de functie van vorvalspreider te vervallen en treden er geconcentreerde verhangen op. De sandwich is daarop afgestemd.

De pijler

De ontwikkelingen in de vormgeving van de pijler zijn in sterke mate bepaald door de wens de belastingen op de kering zoveel mogelijk te beperken. Speciaal de dwarsbelastingen op de pijler hebben hierbij de aandacht gekregen. In het algemeen verdient het de voorkeur de afmetingen van de constructie in de golfzone zoveel mogelijk te beperken, zodat het aangevallen oppervlak zo klein mogelijk blijft. Om dit te bereiken moeten de schuiven



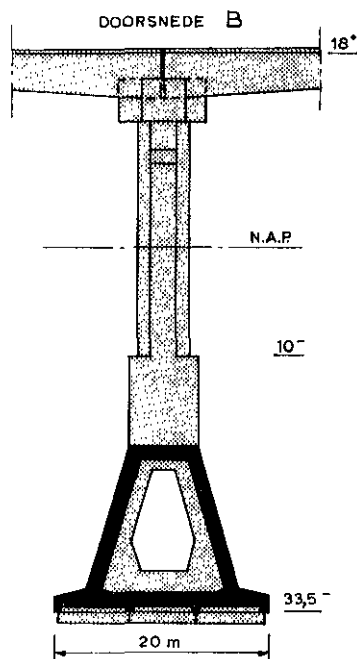
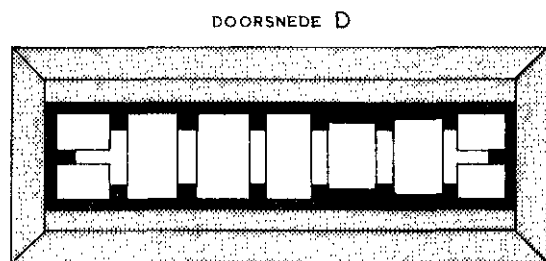
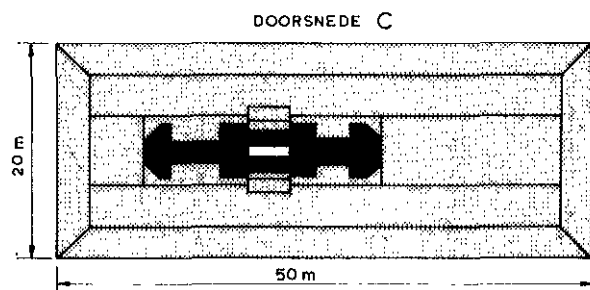
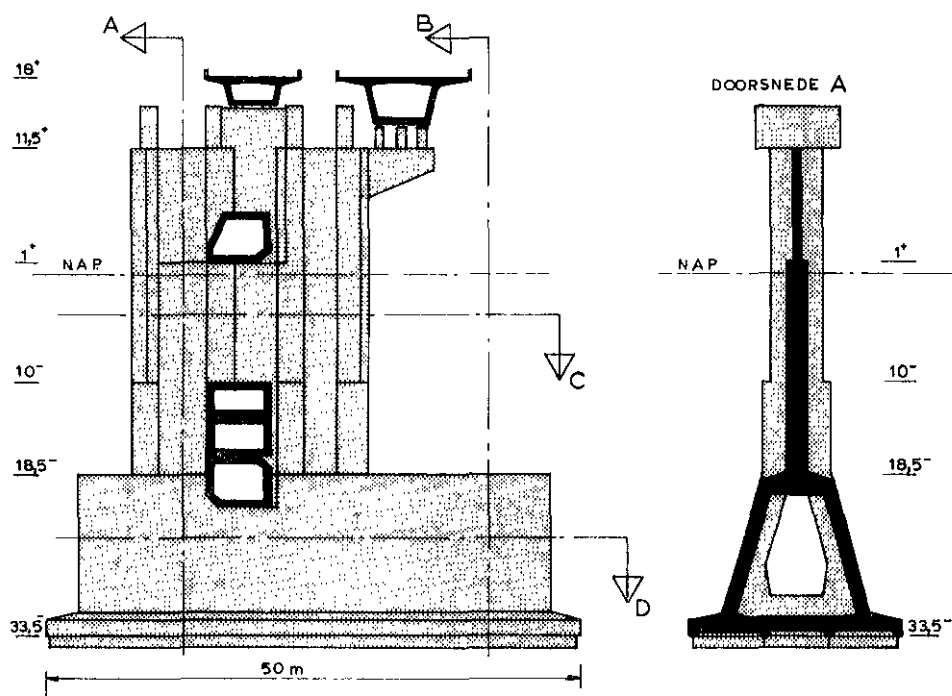


Fig. 6. Aanzichten en doorsneden van de nieuwe pijler voor de Roompot

zoveel mogelijk zeewaarts worden gesitueerd, want dan steekt de pijler zo weinig mogelijk vóór de gesloten schuif uit. Ook de pijlerlengte achter de schuif moet zo kort mogelijk zijn, teneinde de dwarsbelastingen te beperken wanneer er een schuif weigert of er golven overslaan.

Dit heeft geleid tot een aangepast pijlerontwerp. De lengte van de pijler op de waterlijn is teruggebracht van 35 m tot 22 m.

Verdere ontwikkelingen in het ontwerp

Sinds juni 1976 is veel aandacht besteed aan het analyseren van de risico's in verband met de stormvloedkering, zowel in de bouw- als in de eindfase op het gebied van tijd, geld en veiligheid van het uitvoerend personeel. De risico's in de bouwfase concentreren zich op het werk in de sluitgaten en meer met name het plaatsen van de putten en het maken van de verbinding tussen put en pijler binnen de droog te zetten kuip. Het maken van één complete put-pijlercombinatie duurt totaal ongeveer 3 maanden.

Een groot deel van de handelingen in deze periode is stormgevoelig, zodat verwacht mag worden dat met name in de wintermaanden een onregelmatig en moeilijk te plannen werkpatroon zal ontstaan. Een belangrijke verbetering in dit opzicht kan worden bereikt wanneer men put-pijlerverbinding niet in de sluitgaten maakt, maar een complete put met pijler en al aanvoert en plaatst. Het plaatsen van de reeds op de put gemonteerde pijler is eveneens stormgevoelig, maar vergt slechts 2 à 3 dagen. De verdere afwerking, die 1 à 2 weken is beslag neemt, is minder weergevoelig.

Het transport van deze elementen vindt plaats met behulp van een hefschip met beweegbare poten. De pijler wordt niet meer, zoals de putten, in de grond gecutterd, maar in een van te voren gebaggerd en van een fundatiebed voorzien cunet geplaatst. Hierbij worden de poten van het hefschip aan de grond gezet, waardoor het een hefeland wordt en minder gevoelig is voor golf- en stroomaanval. De van een voetplaat voorziene onderbouw van de pijler wordt in zijn geheel aangestort met grofkorrelig, grondmechanisch hoogwaardig materiaal dat bovendien wordt verdicht. Zo ontstaat de drempel. Onder in deze drempel ligt op de voetplaat een vervalspreider, die tevens voor de afdichting zorgt. Door het ontbreken van de kuipen is de belasting op deze elementen nog maar ongeveer 25 % van die bij het ontwerp met 'pijlers op putten'.

De risico's worden hierdoor tijdens de bouw beperkt. Vooral de veiligheid van het uitvoerend personeel is sterk vergroot, omdat niet meer op 25 m beneden de waterspiegel in de drooggezette kuip behoeft te worden gewerkt.

Ook in de tijdplanning worden met deze werkwijze aanzienlijke winsten geboekt. Doordat het aantal handelingen in de sluitgaten sterk is beperkt kunnen per jaar nu 30 elementen worden geplaatst in plaats van voorheen 18. De uitvoeringsduur van dit onderdeel is daarmee van 5 jaar teruggebracht tot 3 jaar. Mede hierdoor kan de kering, ondanks de wat langere voorbereidingstijd, in 1985 gereed zijn. Het nieuwe pijlerontwerp is in sterkere mate afgestemd op het werken in de aan golfaanval blootgestelde getijdemonding van de Oosterschelde. De uitvoering bergt minder risico's in zich met betrekking tot het tijd- en kostenaspect, maar ook voor het uitvoerend personeel. De betrouwbaarheid van de kering, die voornamelijk afhangt van de drempel, wordt onverminderd verzekerd geacht.

Ontwerp van een hefschip voor het plaatsen van pijlers en putten

In juni 1976 werd vastgesteld dat de stormvloedkering in de Oosterschelde zou worden uitgevoerd volgens het ontwerp 'pijlers op putten'. Behalve met de uitwerking van deze constructie werd meteen ook voortgegaan met het ontwerpen van het grote materieel dat nodig zou zijn om de putten en de pijlers te plaatsen. Zo ontstond op de tekentafels het hieronder beschreven hefschip. Hoewel het door de inmiddels opgetreden wijzigingen in het pijlerontwerp, elders in dit nummer beschreven, nimmer zal worden gebouwd, leek het toch interessant en uit een oogpunt van verslaglegging noodzakelijk, het ontworpen hefschip te beschrijven en toe te lichten.

Uitgangspunt bij de vormgeving van het hefschip was het gegeven dat de putten en pijlers zouden worden gebouwd op steigers in de haven van Schelphoek waar voldoende bouwterrein aanwezig was en waar het haven-gedeelte rond de steigers kon worden uitgebaggerd tot de gewenste diepte van N.A.P. —12 à 15 m.

De werkcapaciteit van het hefschip zou de voortgang van het werk in de Oosterscheldemonde in hoge mate bepalen. De kosten van het schip waren namelijk zo hoog, dat het inzetten van een tweede hefschip niet werd overwogen.

Het vaststellen van een redelijke cyclustijd voor de pijlerbouw met behulp van het hefschip was dus wel een eerste vereiste. Gezien de beperkende randvoorwaarden van de totaal beschikbare plaatsingstijd van 5 jaar en het aantal van 81 te plaatsen putten en pijlers moest de optimalisering gezocht worden in beperking van de tijd nodig voor deelhande-

lingen en in de werkbaarheid van het hefschip.

Het hefschip moest bij de opbouw van de stormvloedkering velerlei taken verrichten.

Zodra een funderingsput op een bouwsteiger was gereed gekomen moest het hefschip hem oppakken en tijdelijk neerzetten op een opstelplaats in de werkhaven. Dan moest het een stalen kuip aanvoeren en monteren op een put. In de combinatie moest het vervolgens onder meer de benodigde cutter-apparatuur aanbrengen. Daarna diende het hefschip de put/kuip-combinatie over water naar het bouwfront van de stormvloedkering in de Oosterscheldemonde te vervoeren, waar het de combinatie op de juiste plaats in het sluitgat moest aflieren, haar tijdens het incutteren van de put steunen, en zonodig de

Fig. 1. De hoofdafmetingen van het hefschip

kuip extra belasten met een deel van zijn gewicht, teneinde de indringkracht van de put in de grond te vergroten.

Dan moest een pijler van een bouwsteiger worden opgepakt over water vervoerd en over de rand van de kuip heen op opleggingen in de kuip geplaatst worden.

Nadat de put-pijler verbinding tot stand was gebracht en de kuip van de put was losgemaakt moest de kuip over de pijler heen geheven worden en vervolgens terug vervoerd naar de werkhaven om op een volgende put te worden gemonteerd.

Het hefschip diende dus vier verschillende lasten te kunnen hijsen en vervoeren: betonnen putten, stalen kuipen en betonnen pijlers, en ook een combinatie van een put en een kuip.

De gewichten van een put en een pijler

bedragen boven water beide 7500 ton, het gewicht van een kuip 2200 ton.

De lengte-, breedte- en hoogte-afmetingen van de grootste put/kuip-combinatie waren niet minder dan 46 x 18 x 43 m; die van de grootste pijler 35 x 5 x 37 m. Als maximale netto heflast werd uitgegaan van 8800 ton. De lasten zouden hangend in het hefschip naar de bouwlocatie in het sluitgat worden vervoerd waarbij de put gedeeltelijk door het water werd gesleept. In het sluitgat zou het hefschip met lange ankerlijnen worden afge-meerd aan vooraf aangebrachte ankerpalen. Het plaatsen van een put/kuip-combinatie zou geschieden omstreeks de kentering; daarbij werd gestreefd naar een grote nauwkeurigheid: de afwijking zou in alle richtingen kleiner zijn dan 50 cm. Op plaatsen waar de bodem een helling vertoont, moest het hef-

HOOFDAFMETINGEN

LENGTE	95 - m
BREEDTE	51 - m
HOLTE	10 - m
DIEPGANG BELADEN	ca 8 - m
DIEPGANG LEEG	ca 4,5 m

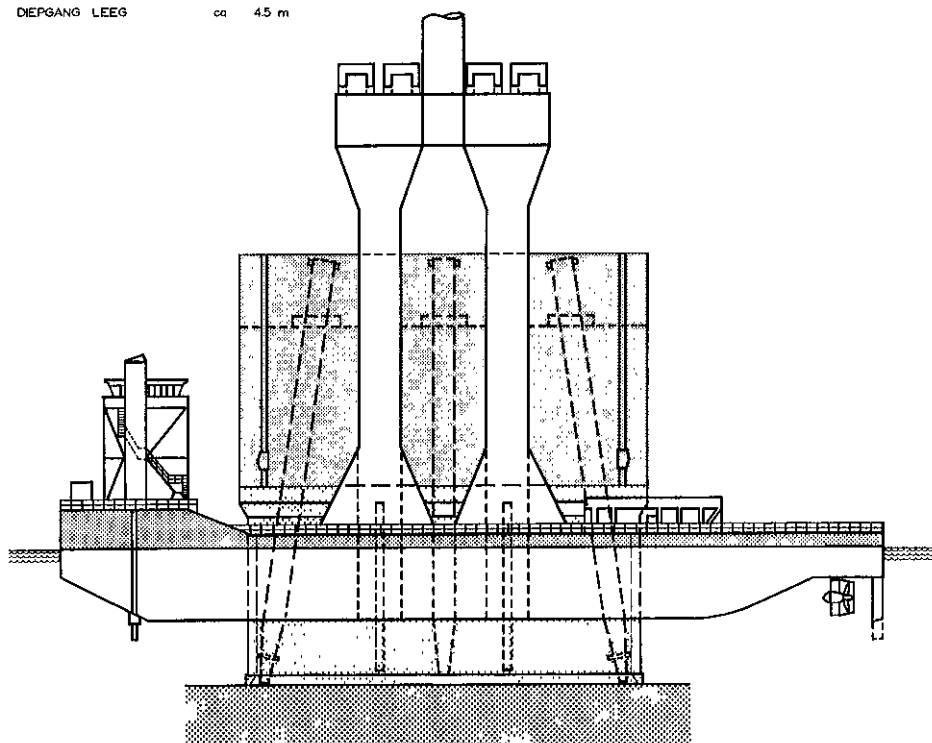
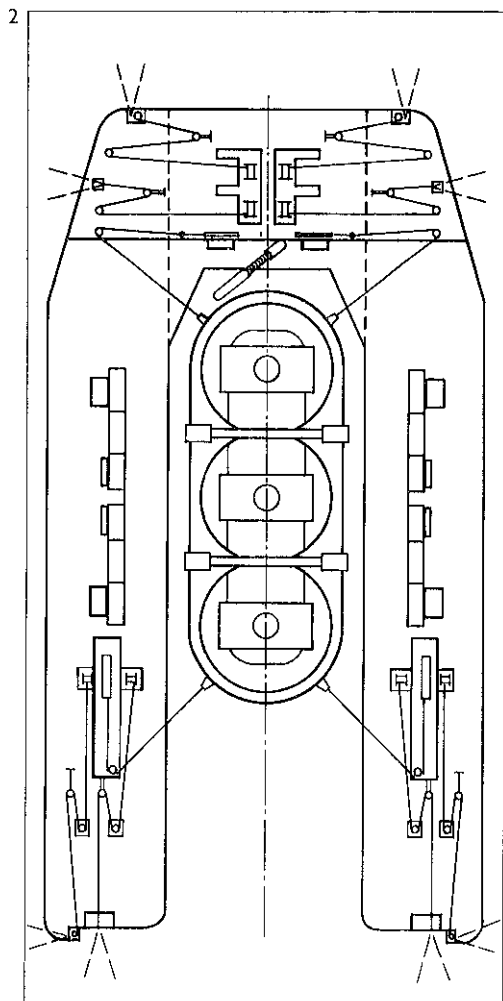


Fig. 2. Overzicht van het hefschip met put in de beun

Fig. 3 Voor- en achteraanzicht



schip de combinatie recht houden door in bepaalde ballasttanks waterballast in te nemen. Het ingraven zou geschieden door met cutter-zuigladders elk van de drie compartimenten van de put zover te ontgraven dat de puntweerstand voldoende gereduceerd werd om de put door zijn eigen gewicht in de grond te doen zakken. Langzamerhand nam de van het schip gevraagde hefkracht daarbij af.

Tegen het eind van het ingraafproces, wanneer het hele gewicht van de put op de grond stond, kon het hefschip zelfs nog een extra overbelasting van maximaal 4000 ton op de put uitoefenen, om de toenemende wrijving van de omringende grond op de putwand te overwinnen of de put zonodig verticaal te drukken en om de zettingen tijdens de verdere bouw te verkleinen.

Als de put op de juiste diepte was ingegraven, lag de bovenkant van de kuip minimaal op N.A.P. + 7 m, maar bij ondiep gefundeerde putten kon dit wel N.A.P. + 18 m zijn.

De pijlers, eveneens in Schelphoek geprefabriceerd, zouden met 4 hijsjukken aan 8 punten van de bouwsteigers gehezen en hangend naar het sluitgat vervoerd worden. Tijdens het varen was de pijler dan met draden afgetuid aan het hefschip.

Bij de reeds geplaatste put/kuip-combinatie aangekomen, werd de pijler voldoende hoog geheven, het schip rondom de kuip afgemeerd en de pijler afgeliërd in de met water gevulde kuip. De 4 hijsjukken kwamen dan op 8 vizels te rusten die van tevoren nauwkeurig op plaats waren afgesteld en later door nastellen de juiste stand van de pijler konden garanderen.

Werkbaarheid

De werkbaarheid van het hefschip wordt enerzijds bepaald door de uit te voeren handelingen, de lokatie en de eigenschappen van het hefschip en zijn hulpgereedschap, anderzijds door uitwendige omstandigheden, zoals wind, golven, stroom, mist en vorst. De werkbaarheid kon natuurlijk verschillend zijn voor de verschillende handelingen die het hefschip moest uitvoeren.

Bij het voorontwerp van het hefschip zijn alle installaties zodanig gekozen dat het globaal werkbaar kon zijn in 80 à 85 % van de tijd. De grens van de werkbaarheid lag bij een windkracht van 5 Beaufort, dus bij een windsnelheid van 8 tot 10 m/sec, een significante golfhoogte bij zeegang van 0,75 m, met een periode kleiner dan 5 sec, en een significante deiningsgolf van 0,4 m, bij een periode groter dan 10 sec. Deze waarden worden gemiddeld

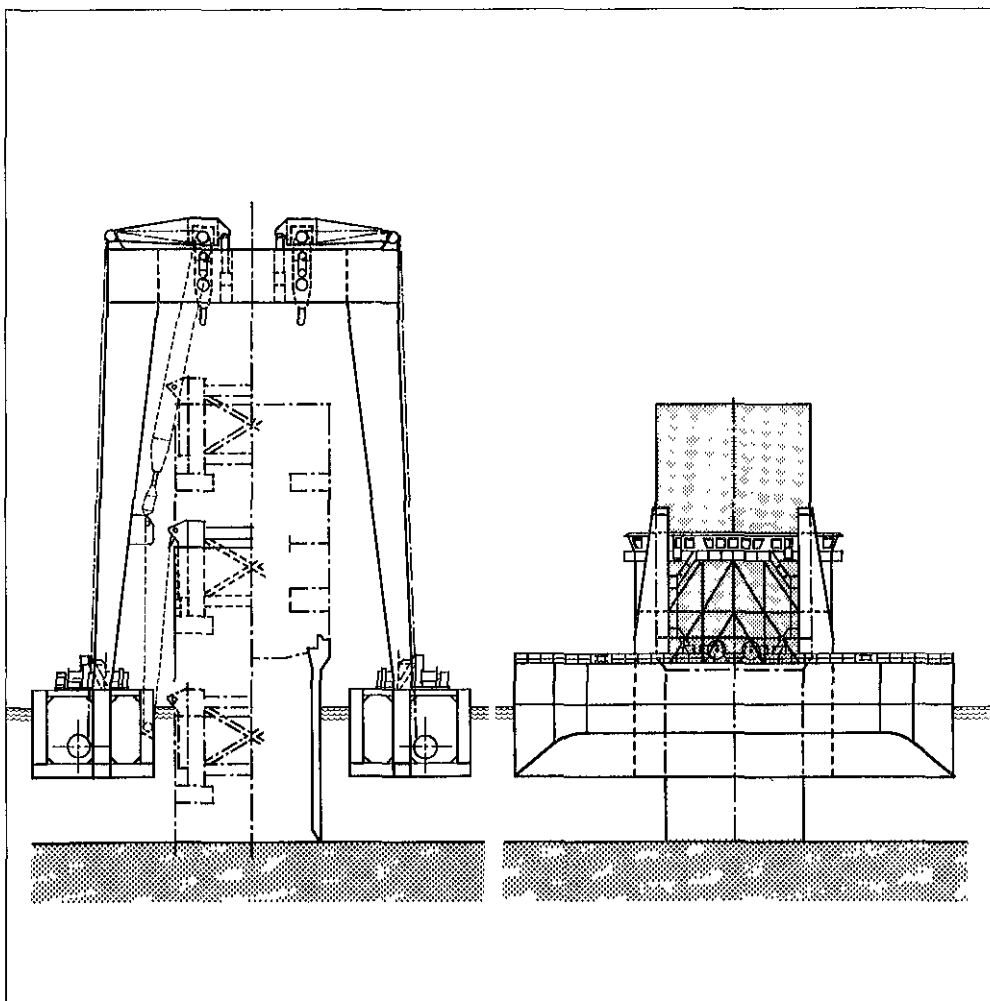
slechts enkele dagen per maand overschreden. De maximale stroomsnelheden op de vaar-routes bedroegen 1,2 m/sec; tijdens het plaatsen van putten en pijlers werd voor de ongunstigste lokatie in het sluitgat gerekend op 2,5 m/sec. Dergelijke grote stroomsnelheden zouden waterspiegelverschillen veroorzaken tussen het voor- en het achterschip van enkele tientallen centimeters; ze stelden daardoor extra eisen aan het meersysteem. Het verlies aan werkbare dagen door mist – de grens lag bij zicht minder dan 1000 m – en vorst werd op enkele procenten geschat. Het hefschip zou voor de bouw van één pijler ongeveer 130 uur nodig hebben. Rekening houdend met een zekere reserve voor kleine tegenvallers en reparaties zou naar verwachting elke twee weken een volledige pijler gereed kunnen komen. Per

jaar moesten al met al 16 weken worden gereserveerd voor onwerkbaar weer, groot onderhoud en vakanties. Met 36 werkbare weken zouden dan per jaar 18 pijlers gereed kunnen komen. Voor het eerste jaar werd dit aantal veiligheidshalve gehalveerd, om rekening te houden met de ongetwijfeld op-tredende aanloopmoeilijkheden.

Het ontwerp voor het hefschip werd gemaakt door het Bureau voor Scheepsbouw Ir. P. H. de Groot te Bloemendaal.

Men moet zich het schip voorstellen als opgebouwd uit 2 langspontons gekoppeld door een dwarsponton.

Er ontstaat dan een U-vormig ponton met een lengte van 95 m, een breedte van 51 m en een holte van 10 m. De gesloten zijde van de U-vormige ponton vormde de voorkant. Tussen de beide langspontons was een



beunbreedte aanwezig van 23 m, voldoende voor het transporteren en afvieren van de 18 m brede put/kuip-combinatie met de nodige vrijslagen. Het totale gewicht van het hefschip bedroeg 12 200 ton; de diepgang was dan 5 m. Beladen met de max. last van 8800 ton werd de waterverplaatsing 21 000 ton en de diepgang 7,95 m. Op de vier hoekpunten, waar de bodem oplopend zou worden uitgevoerd, waren draaibare 'Schottel'-voortstuw-ers geprojecteerd, elk met een vermogen van 2000 pk. Het schip kon daarmee in beladen toestand een snelheid bereiken van 4 knoop. Dit werd voldoende geacht voor manoeuvres in de werkhaven. Op de Oosterschelde zou assistentie worden verleend door twee sleep-boten, waarmee het totaal beschikbare voortstuwingsvermogen kwam op 15 000 pk. De langspontons zijn ontworpen voor het opnemen van de grote geconcentreerde lasten afkomstig van de vier poten van het hefportaal. In volbeladen toestand en rekening houdend met een toeslag voor dynamische piekbelastingen en met het eigen gewicht bedroeg de steunpuntsreactie per poot ongeveer 3900 ton. Voor het opnemen daarvan waren in elk ponton twee evenwijdige lang-schotten gedacht, direct in lijn met de portaalpoten. In de langspontons waren onder meer de heflieren ondergebracht. Ter plaatse van de ruimte voor de heflieren was de buiten-beplating dubbel uitgevoerd om lekragen in geval van beschadiging van de huid te voor-komen; dit omdat bij het werken in het sluitgat mintens één pontonzijde in de nabij-heid zou komen van een reeds geplaatste put/kuip-combinatie. Aan de beun-zijde vormde het langschot de bescherming. Over de gehele lengte was een dubbele bodem

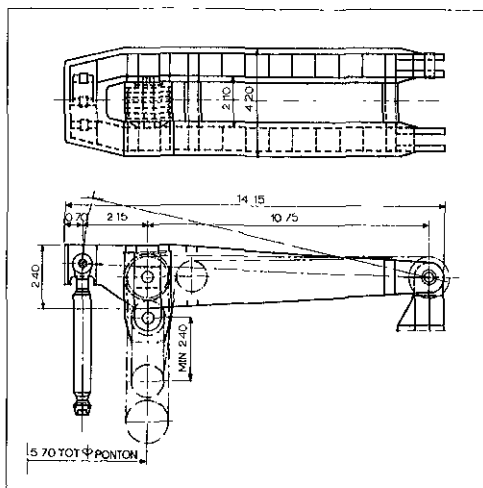
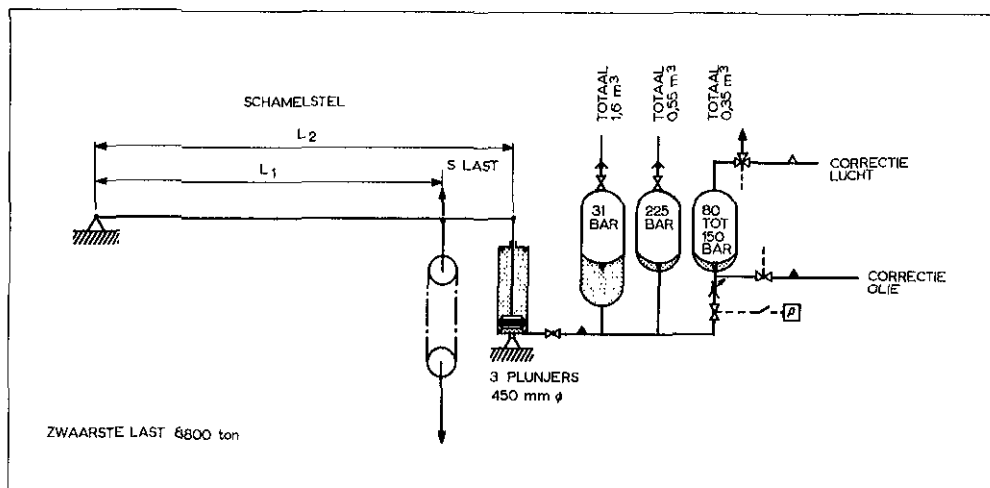
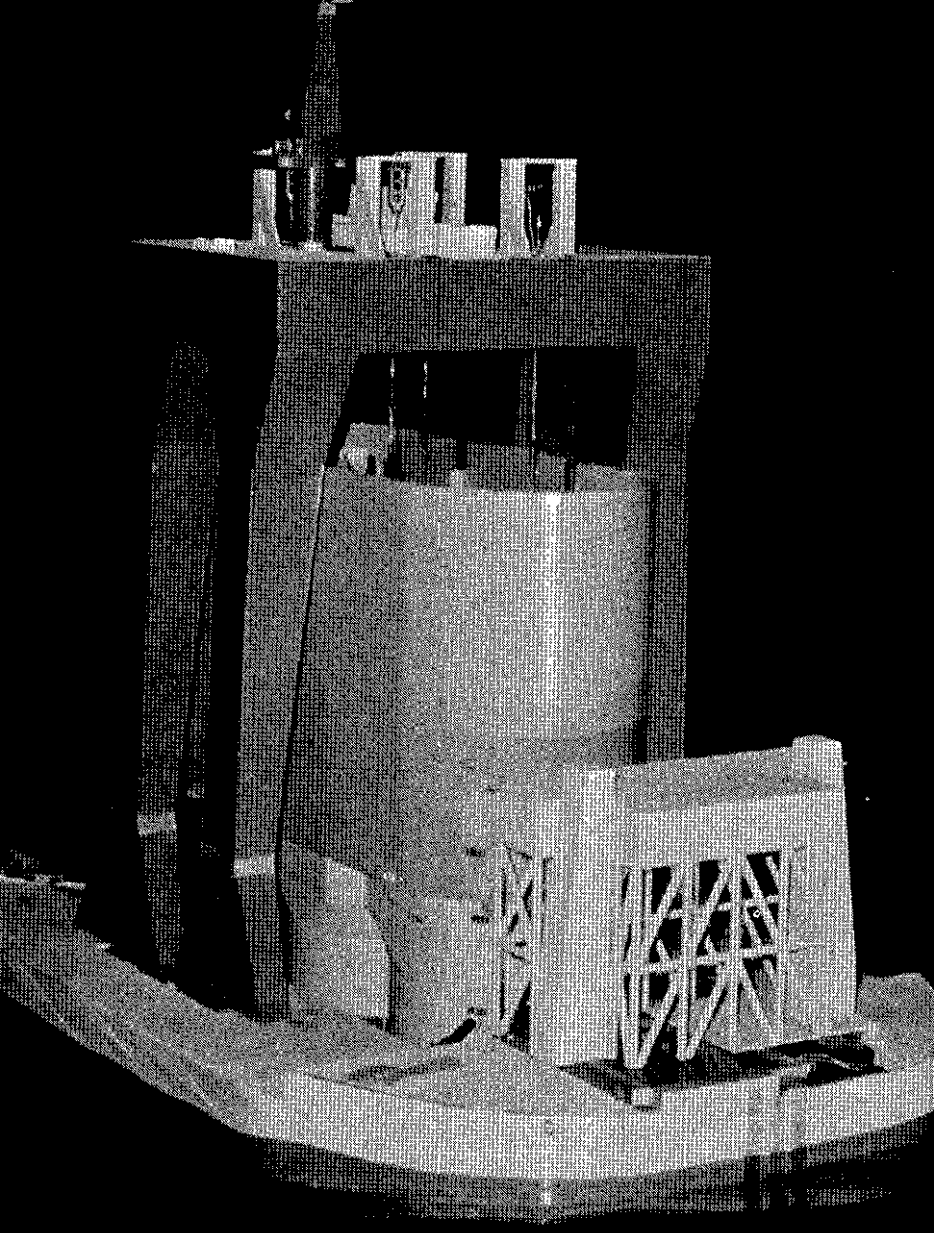


Fig. 4. Schameljuk

Foto. Het fysisch model, ge-bruikt voor proeven in het Nederlands Scheepsbouwkundig Proefstation

Fig. 5. Schema van een dei-ningscompensator





voorzien, behalve ter plaatse van de ruimten waarin de aandrijvingen voor de voortstuwing werden ondergebracht. Het dwarspontont herbergde de machinekamer. Ook deze was geheel beschermd, van onderen door een dubbele bodem, aan de buitenzijde door voorraad- en ballasttanks en aan de beunzijde door een dubbele huid. De totale constructie was gebaseerd op het langsspantensysteem met webspanten ter ondersteuning, geplaatst op regelmatige afstanden van 2,5 m. Een groot aantal dwarsschotten zorgde voor de vormstijfheid; tevens vormden zij de ballasttanks. Het hefportaal rustte met vier poten op de langspontons. De onderkant van de portaalplaat bevond zich 50 m boven dek. Door deze grote hoogte deden de scheepsbewegingen zich op het portaalbordes versterkt gevoelen. Tijdens het uitrijden van een storm konden de maximale amplituden van bewegingen en versnellingen hier waarden bereiken van 3,5 m, respectievelijk 2 m/sec^2 . Voor de nodige vrijslagen diende dus wel te worden gezorgd.

De hefinstallatie bestond uit 8 identieke hefinrichtingen, elk ontworpen voor een nominale trekkracht van 1100 ton bij een hefsnelheid van 1,1 m/min. Het aflaten van lasten ging bijna dubbel zo snel. Elke hefinrichting bestond uit een takel met onder- en bovenblok, een deiningscompensator met schamelluk en een lierenset met aandrijving, besturing en regeling.

De hefinrichtingen werkten twee aan twee samen. Ze werden daartoe aangedreven met parallel geschakelde hydromotoren. Elke deiningscompensator omvatte een schamelluk, aan de ene zijde scharnierend verbonden met het portaalbordes en aan de andere zijde via drie hydraulische cilinders eveneens afgesteund op het portaalbordes. De deiningscompensatoren maakten bij variërende belastingen een totale slag van de bovenblokken mogelijk van 2,5 m. Door deze verende elementen werden tijdens het afvieren de verschuilen in takelkrachten in de vier hoekpunten gering gehouden. Bovendien werden de dynamische belastingen in de takels beperkt, evenals de bewegingen van de last die werden geïntroduceerd door het bewegende schip. Bij de beproevingen is gebleken dat de werkbaarheid van het hefschip door de toepassing van deze compensatoren aanzienlijk toenam.

Het verankeringssysteem omvatte acht stuks elektrisch aangedreven lieren met draadlengten van 400 tot 600 m. Hiermee kon het hefschip aan vooraf buiten de dam-as ingeheide ankerpalen in het sluitgat afmeren.

Daardoor werden de scheepsbewegingen met name tijdens de plaatsingsoperaties zo klein mogelijk gehouden. De ankerdraden werden tegen elkaar ingespannen met voorspankrachten van 100 ton.

Bij het plaatsen van een put of pijler waren de ankerlieren ook nodig om het schip in de juiste positie te manoeuvreren. Bovendien moest het schip op zijn ankerdraden buiten het damtracé een storm kunnen uitrijden met een kans van voorkomen van 1 maal per 25 jaar. Bij zo'n storm treden stroomsnelheden op van 2 m/sec ; de significante golfhoogte zal 2,6 m zijn en de windsnelheid 35 m/sec . Op het dek van het hefschip was aan de beunzijde op vier plaatsen een hydraulisch buffersysteem aangebracht dat voor een elastische verbinding zorgde tussen schip en kuip. Met dit systeem konden te grote slingeramplituden van de heflast worden gereduceerd, ook kon bij het neerzetten van een put zo nog enigszins worden bijgestuurd.

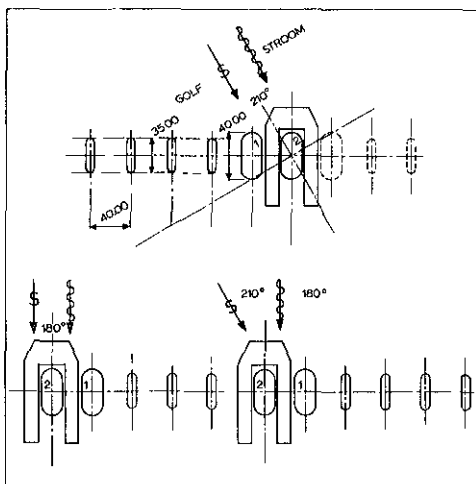
Voor de energievoorziening van het hefschip was de machinekamer uitgerust met 6 hoofd-aggregaten van 1500 kW en 2 hulpaggregaten van 125 kW. De grootste energie-verbruikers waren wel de vier 'Schottel'-stuurschroeven, elk met een vermogen van 2000 pk, en de twee vul/ballastpompen, die ieder 1000 pk vroegen. De acht hefliersets hadden elk een vermogen van 500 pk.

Onderzoekingen

Teneinde in de ontwerpfase een duidelijk inzicht te krijgen in de operationele en sterkte-technische eigenschappen van het hefschip is in het Nederlands Scheepsbouwkundig Proefstation te Wageningen een omvangrijk proeven- en rekenprogramma uitgevoerd. Bij de operationele proeven ging het erom hoe het schip zich zou gedragen bij zijn verschillende werkzaamheden in het sluitgat onder invloed van golven en stroom. De nadruk lag daarbij op het meten van de gegevens die nodig waren om de werkbaarheid van het schip onder uitvoeringscondities vast te stellen. Hiertoe werd een fysisch model van het hefschip vervaardigd.

Bij de berekeningen van de statische belasting en de sterkte zijn de buigende momenten bepaald voor het beladen en onbeladen hefschip. Daarnaast is een stavenmodel voor de berekening van het hefschip ontwikkeld, waarvoor de invoergegevens, bestaande uit de knooppuntbelastingen, moesten worden berekend voor het beladen hefschip, uitgaande van stil water en van enkele typische golfomstandigheden. Met een rekenprogramma werden buigende momenten, dwarskrachten,

Fig. 6. Onderzochte stroom- en golfhoeken



vervormingen en spanningen in de knooppunten van het stavenmodel bepaald. De dynamische belastingen op het hefschip onder stormomstandigheden werden in het model gemeten en berekend. Deze metingen en berekeningen waren nodig, omdat het schip in staat moest zijn in beladen toestand een storm uit te rijden. Behalve golven en stroom werd ook de windkracht in rekening gebracht. Bij deze berekeningen werd het diffractieprogramma van het Nederlands Scheepsbouwkundig Proefstation gebruikt. Met de berekende dynamische belastingen als invoer werden dynamische sterkte-berekeningen uitgevoerd met het stavenmodel. Op enkele plaatsen van het fysische model konden de resultaten van deze berekeningen met metingen worden vergeleken.

In een serie weerstands- en voortstuwingsproeven is de trekkracht van de 'Schottel' aandrijving gemeten als functie van het vermogen. Dit is apart gedaan voor de voorste en de achterste 'Schottels', en ook voor alle vier 'Schottels' samen. Daarnaast werden voor het los varende hefschip, beladen met een put/kuip-combinatie, de vermogens bepaald die nodig zouden zijn om een vaarsnelheid van 2, 4 of 6 knoop te halen. Een serie manoeuvreerproeven in beladen toestand, waarbij de bestuurbaarheid van het hefschip in stil water en stroom door de toekomstige kapitein kon worden beoordeeld, besloot het proeven-programma.

Bijzonderheden

Bij het proefprogramma onder operationele zeecondities werden achtereenvolgens alle fasen beproefd waarin het hefschip zou kunnen komen te verkeren tijdens het transport,

het ingraven van de put en het plaatsen van een pijler. Daartoe is van het hefschip een fysisch model vervaardigd op schaal 1 : 30. De afmetingen, gewichten en gewichtsverdelingen werden afgeleid uit de ontwerpgegevens van het prototype. De pontons zijn voornamelijk gemaakt van hout en watervast multiplex, terwijl voor het geraamte van het portaal plaatstaal is gebruikt. De juiste vorm, die belangrijk is bij de windproeven, werd bereikt door het geraamte met triplex te bekleden. De portaalpoten rustten op het bakboord langsponton middels een scharnieroplegging, terwijl de portaalpoten op het stuurboord langsponton via één verticale krachtopnemer op een kogeloplegging rustten; daardoor werd een statisch bepaalde oplegging verkregen. Ook van de put en de pijler werden modellen gemaakt van hout en staal. Het model van de kuip werd geheel in staalplaat uitgevoerd. De kuip was aan het portaal opgehangen via delningscompensatoren, bestaande uit een verenpakket waarvan de veerstijfheid toenam met de belasting. In de uitvoeringsfase lag het schip tijdens de meeste proeven afge-meerd in het sluitgat naast een reeds geplaatste put/kuip-combinatie en een rij pijlers, zodat het stromingsbeeld in het sluitgat goed werd gesimuleerd. Er werden zeer lange ankerdraden met voorspanning toegepast. Dit elastische afmeersysteem verhinderde de scheepsbewegingen slechts ten dele. Via het hijsstelsel werden dan ook bewegingen overgedragen aan de last. In het horizontale vlak, even boven het dek van het schip vormden vier drukbuffers een elastische verbinding tussen het schip en de put/kuip-combinatie; dit diende om de bewegingen van de combinatie in de beun te beperken.

Alle proeven zijn uitgevoerd in de golfstromingstank van het Nederlands Scheepsbouwkundig Proefstation bij een constante waterdiepte van 20 m.

Voor het nabootsen van de omstandigheden op zee is uitgegaan van een windgolf met een significante golfhogte van 75 cm en een gemiddelde periode van 5 sec, en van een deiningsspectrum met een significante golfhogte van 40 cm en een gemiddelde periode van 10 sec. Bepaling van het gevolg van het deiningsspectrum was in dit geval van belang omdat het schip door zijn grote afmetingen veel gevoeliger was voor een lange deiningsgolf dan voor de veel kortere windgolven. Er konden zowel lage stroomsnelheden worden ingesteld om de condities tijdens de kentering voor te stellen als hoge stroomsnelheden, zoals ze optreden tijdens de maximale getijstroom. Zowel golven als stroom konden onder een hoek van 30° met de loodlijn op de as van het tracé worden opgewekt. Het hefschip zou normaliter met de gesloten zijde naar de Noordzee gericht liggen, maar toch is ook de gevoeligheid bekeken voor een ligging met de open beunzijde naar de Noordzee gericht. De verschillen tussen beide liggingen bleken overigens, zeker voor recht inkomende golven, niet groot te zijn.

Tijdens deze metingen werden over het algemeen alle scheepsbewegingen gemeten (3 translaties en 3 rotaties), als ook de bewegingen van de onderkant van de put of pijler, de relatieve bewegingen tussen schip en kuip of pijler, de ankerdraadkrachten en de hijsdraadkrachten.

Geven we nu een beeld van de proefresultaten voor de verschillende operationele fasen.

Fase A. Het hefschip ligt, beladen met een put/kuip-combinatie afgemeerd boven de plaats waar moet worden afgelieerd. Onder invloed van golven en stroom is het schip in beweging en het draagt deze bewegingen via de ophanging in het portaal over aan de put/kuip-combinatie. Belangrijkste resultaat van de metingen was dat de vrijslagen van de put in de beun, mede dankzij de aanwezigheid van de drukbuffers, ruim voldoende bleken. In deze fase werd ook het slippen of breken van één der hijsdraden gesimuleerd en het dynamische effect op de overige hijsdraden gemeten. Het resultaat stemde goed overeen met de berekeningen.

Fase B. De put/kuip-combinatie is tot dicht boven de bodem afgevierd. Terwille van de plaatsingsnauwkeurigheid zijn hier vooral de bewegingen van de snijrand van de put ten opzichte van de bodem nagegaan. Onderzocht werd wat het uitmaakt of er al dan niet druk-

buffers tussen schip en kuip aanwezig zijn, en ook het verschil bij ligging van het schip met boeg of beun naar de golven gekeerd. Het bleek dat de snijrand-bewegingen tot enkele tientallen centimeters beperkt konden blijven. Fase C/D. De put/kuip-combinatie is neergezet op de bodem of gedeeltelijk ingegraven en staat dus min of meer vast. De verankering van het schip verandert hierdoor wezenlijk, het ligt dan, behalve aan de acht ankerdraden, ook aan de hijsdraden en buffers afgemeerd. De voorspanning is de hijsdraden is nog maar laag. Nagegaan is of ze niet slap zouden kunnen komen. Deze proef is erg belangrijk geweest voor de dimensionering van de deiningscompensatoren, terwijl tevens de vrijslagen in de beun de aandacht kregen. Daarnaast is de lineariteit van het systeem gecontroleerd. Omdat het ingraafproces relatief lang zou duren, meer dan 12 uur, was het gewenst te weten of het gedrag van het schip in elke willekeurige zeetoestand met behulp van lineaire responsies kon worden bepaald uit het beperkte aantal beschikbare metingen.

Fase F. In deze fase ligt het schip los van de kuip om te worden verhaald. De achterste twee zijdraden zijn reeds los. Het schip is onbeladen en zijn bewegingen zijn daardoor aanzienlijk groter dan in beladen toestand. De nadruk ligt dan ook op de vrijslagen tussen kuip en schip. In deze fase werd tevens de invloed nagegaan van langsscheeps en dwars-scheeps inkomende wind.

Fase G. Indien de put tijdens het cutteren niet verder wil zakken, maar ook nog niet op de draagkrachtige laag staat, wordt overgegaan tot de intreprocedure. Dan worden vanaf het hefschip vier takels aan de kuipwand bevestigd. Daarna neemt het schip 4000 ton waterballast in en gaat met dit toegonomen gewicht aan de put/kuip-combinatie hangen. De bewegingen van het schip ten opzichte van de kuip zijn in deze fase relatief groot en de nadruk lag dan ook op de dynamische krachten die in de takels optreden.

Fase H. De pijler wordt boven de kuip geheven. Om de bewegingen van deze vrijhangende slinger te beperken zijn verschillende aftui-systemen beproefd. Maatgevend waren de bewegingen van de onderkant van de pijler ten opzichte van de kuip. Ook de deiningscompensatoren speelden bij deze operatie een zeer belangrijke rol.

Fase J. De pijler moet vanaf het bewegende hefschip op de opleggingen onderin de met water gevulde kuip worden geplaatst. Door de grote massa van de pijler kunnen grote traagheidskrachten optreden bij het neerzetten.

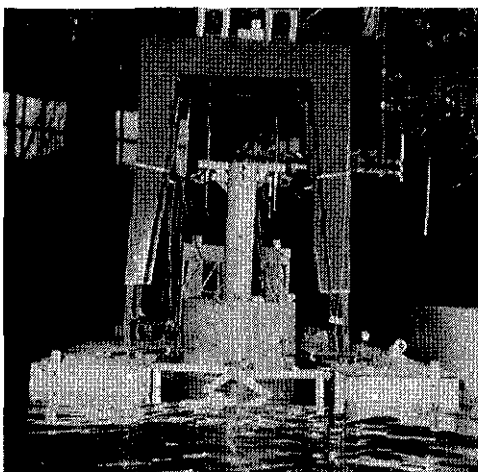
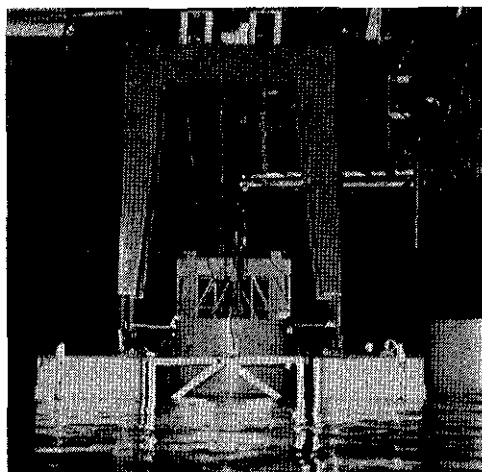
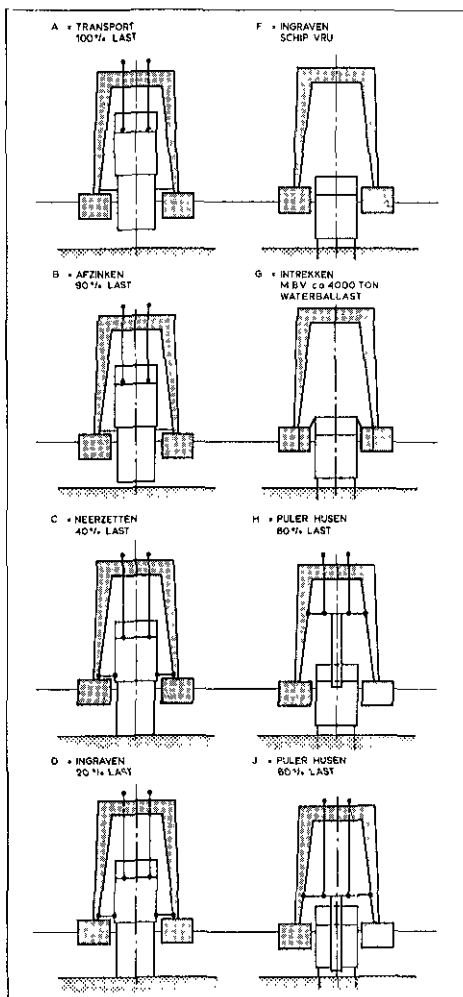
Bovendien bepalen de bewegingen in het horizontale vlak de plaatsingsnauwkeurigheid en de noodzaak tot eventueel later nastellen van de pijler.

Daarom was met name het meten van de bewegingen van de pijler ten opzichte van de kuip van belang. De dempende werking van het water in de kuip kwam tot zijn recht doordat ook de inwendige vorm van de kuip was nagebootst.

Bij de bestudering van het gedrag van het schip in de verschillende fasen zijn steeds zowel recht als scheef inkomende golven beschouwd, terwijl verschillende golfspectra en stroomsnelheden in de beschouwing werden betrokken. Daarnaast werd de invloed van de ligging van het schip ten opzichte van de reeds geplaatste pijlers nagegaan. De algemene conclusie uit de proeven was dat

Fig 7. De operationele situaties waarin het hefschip zou komen te verkeren

Foto's. links situatie G, rechts situatie H



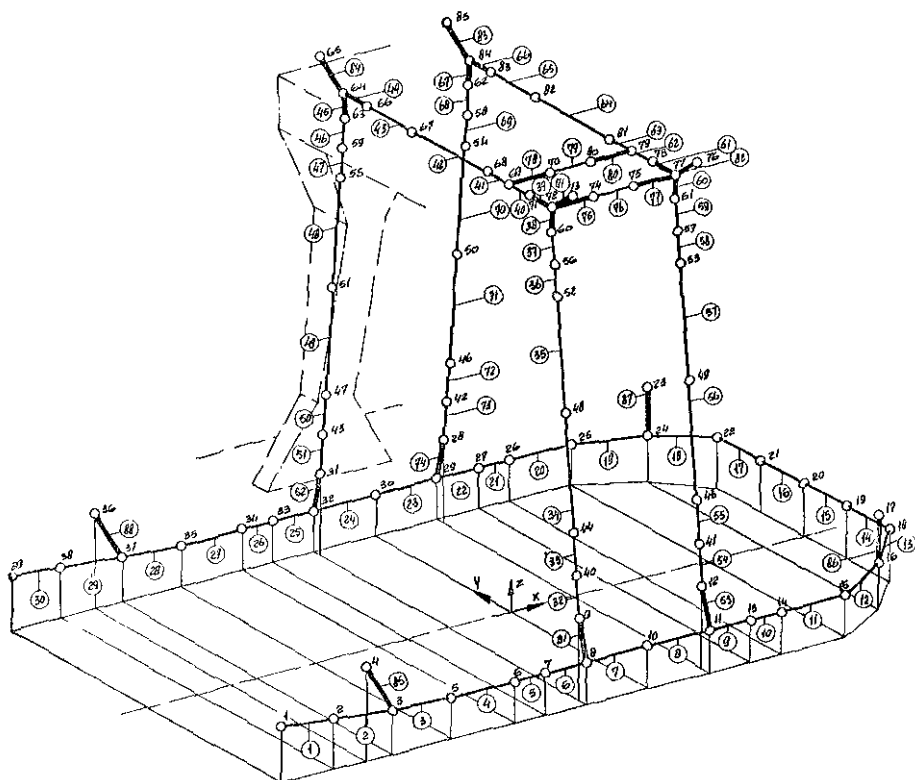
het hefschip in staat moest worden geacht zijn taak onder de gestelde golf-, stroom- en deinigcondities te vervullen. Voor het moment van plaatsen van put en pijler zouden wat gunstiger golfcondities afgewacht kunnen worden om de beweging van de onderkant van put en pijler – nu nog enkele decimeters – te reduceren.

Overigens was reeds gekozen voor plaatsen omstreeks kentering, dus bij lage stroomsnelheden.

Statische belastings- en sterkteberekeningen

De statische belasting van het hefschip zou zijn samengesteld uit de last van 8800 ton, de gewichtsverdeling, de hydrostatische belasting op de scheepshuid, waarbij onderscheid wordt gemaakt tussen stil water, of een bevroren golftop of -dal onder 180° dan wel

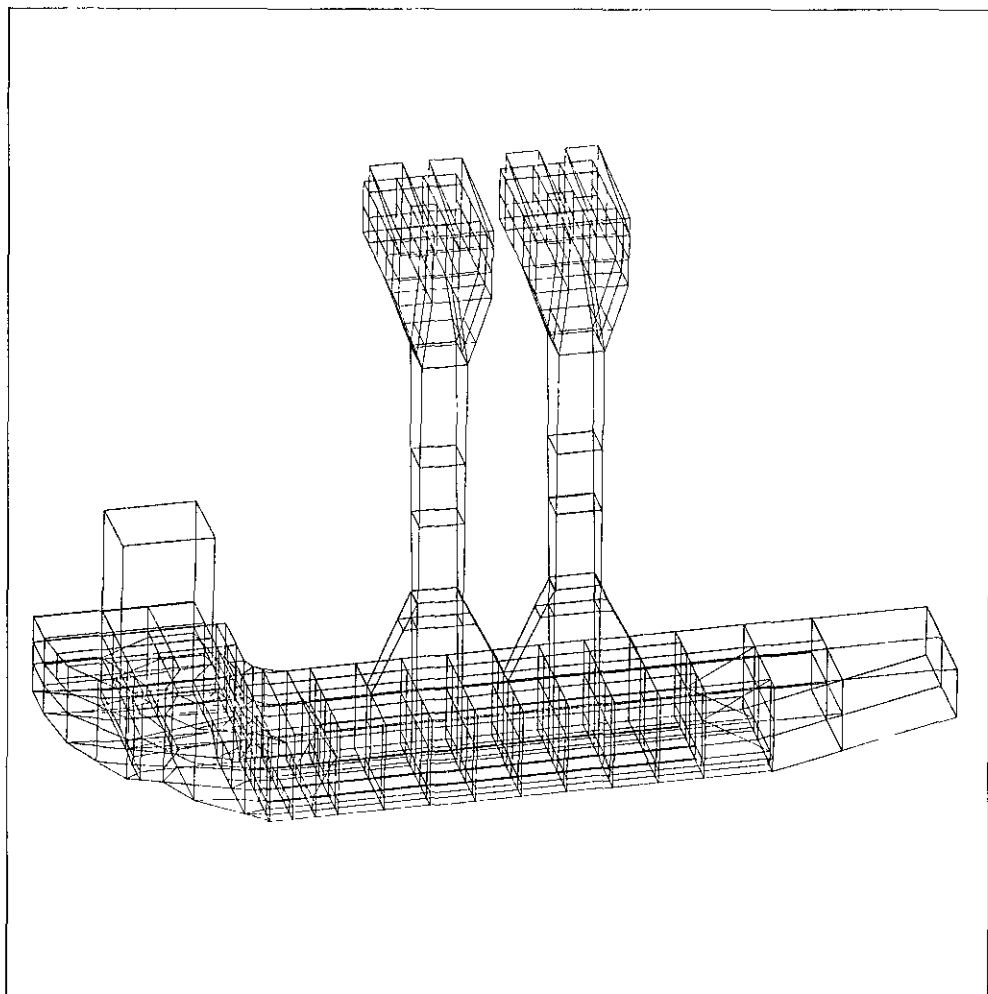
Fig. 8 en 9. Het stavenmodel (links) en het elementenmodel voor de berekening van statische en dynamische belastingen



een bevroren golfdal onder 210° , voorts uit de ankerlijnkrachten en de krachten in de buffers tussen schip en put/kuip-combinatie. Ten behoeve van de berekening werd het schip geschematiseerd tot een stavenmodel. Alle hierboven genoemde belastingen werden in de knooppunten ingevoerd. Het schip werd in één punt vastgehouden, waarbij veel zorg bleek te moeten worden besteed aan het in evenwicht houden van de belastingen. Een *grote hoeveelheid werk was nodig voor de bepaling van de gewichtsverdeling en de hydrostatische belasting op de scheepshuid, die als uitgangspunt dienden voor de berekening van de buigendmoment- en dwarskrachtenverdeling, en de vervormingen en spanningen in de knooppunten van het stavenmodel.*

Naast het vrij grove driedimensionale staven-

model van 88 elementen dat door het Nederlands Scheepsbouwkundig Proefstation is gehanteerd bij de statische en de dynamische berekeningen, is door de Rijkswaterstaat, in samenwerking met het Bureau voor Scheepsbouw, een veel fijner verdeeld elementenmodel ontwikkeld voor een statische berekening bij 100% last. Dit model was opgebouwd uit 2200 schijfelementen, gecombineerd met 200 trek- en buigstaven. Het aantal vrijheidsgraden bedroeg 4934, de bandbreedte 180. De berekende ideële spanningen konden worden vergeleken met de resultaten van het stavenmodel; ze gaven een bevredigende overeenkomst te zien. De gigantische hoeveelheid werk die moest worden verzet bij het gereedmaken van de invoer is goedge maakt, doordat op tenminste één punt een nog onontdekte zwakke plaats werd onderkend,



omdat het elementenmodel, anders dan het stavenmodel, ook vervormingen door schuifspanning in rekening brengt. Verder is gebleken dat de vervormingen door het elementenmodel beter werden berekend dan door het stavenmodel.

Dynamische belastings- en sterkteberekeningen

De statische-belastingsberekening diende min of meer als vingeroefening voor de dynamische-belastings- en sterkteberekeningen. Daarbij werden, behalve de statische belastingen, ook de belastingen als gevolg van golven en scheepsbewegingen in rekening gebracht. Deze berekeningen waren nodig omdat bij het begin van de beproevingen besloten was geen elastisch gelijkvormig model te vervaardigen, maar een stijf model. Vervormingen door belasting kunnen in zo'n model niet op schaal gemeten worden, reden waarom de modelbeproevingen met dynamische berekeningen moesten worden aangevuld. De dynamische golfbelastingen zijn berekend met de golfdiffractiemethode. Deze methode kan worden toegepast wanneer de golfbelasting lineair varieert met de golfhoogte. Ze heeft onder meer het voordeel dat ook het terugkaatsingseffect van dicht bij elkaar gelegen wanden in rekening wordt gebracht. Het Nederlands Scheepsbouwkundig Proefstation beschikt voor deze berekeningen over een eigen computerprogramma. Voor de berekeningen worden de gedeelten van het schip en de put/kuip-combinatie die zich in het water bevinden verdeeld in een aantal vlakke elementen, die men facetten noemt. Elk facet bevat een bron, voorlopig van onbekende sterkte.

Het diffractie-programma berekent – met als uitgangspunt het golfveld en de geometrie van scheeps- en puthuid – de bronnen-verdeling. Daarmee wordt de potentiaalstroming rond schip en put gedefinieerd en hieruit kunnen scheepsbewegingen, golfdrukken, de grootte van de in rekening te brengen toegevoegde massa en de dempingscoëfficiënten worden bepaald. De traagheidskrachten worden uit de scheepsbewegingen berekend. Alle hydrodynamische krachten moeten worden onderscheiden in in-fase- en uit-fase-componenten; ze worden omgerekend in knooppuntbelastingen, die als invoer dienen voor nieuwe series berekeningen met het stavenmodel.

De berekeningen zijn uitgevoerd voor kopgolven (180°), schuin inkomende golven (150°) en dwars inkomende golven (90°), elk bij tien frequenties. Bij de bepaling van de ideale

spanningen werd de fasehoek in rekening gebracht.

De resultaten van de dynamische-belastingsberekeningen konden op enkele plaatsen in het fysische model worden gecontroleerd. De golfdrukken konden worden gemeten met behulp van drukdozen die op een aantal plaatsen in het model werden ingebouwd. Bovendien werd het model na afloop van de proeven onder uitvoeringscondities in het midden van het fysische model in twee delen gesplitst. De delen werden door middel van een 6-componentenopnemer weer aan elkaar verbonden. Nu konden de drie krachten en de drie momenten in de beschouwde doorsnede onder diverse dynamische belastingen van het schip worden geregistreerd. Over het algemeen werd een goede overeenstemming met de resultaten van het diffractieprogramma verkregen, met name voor de recht inkomende golven. Dit resultaat heeft het vertrouwen in de uitkomsten van de berekeningen van de spanningen ten gevolge van dynamische belastingen in andere punten van de scheepsconstructie versterkt.

Voor het grootste en kostbaarste stuk gereedschap dat nodig was voor de realisering van de constructie 'pijlers op putten', is een ontwerp gemaakt met velerlei verdiensten. Hoe knap het voorontwerp was, blijkt uit het geringe aantal wijzigingen dat ingevolge onderzoek en berekeningen naderhand nog noodzakelijk bleek.

De hoeveelheid werk die door alle partijen in de periode van onderzoek is verricht, is enorm geweest. Alleen al de rapportage van het Nederlands Scheepsbouwkundig Proefstation omvat 7 dikke delen. De toepassing van de diffractie-methode voor de berekening van de dynamische belastingen op het qua vorm gecompliceerde hefschip is een gedurfde en zeer arbeidsintensieve onderneming gebleken.

De uitgebreide rekenpartij met twee verschillende rekenmodellen en het zorgvuldig opgezette en uitgevoerde onderzoek aan het fysische model hebben aangetoond dat het schip het gestelde takenpakket betrouwbaar zou hebben kunnen uitvoeren.

Het toekomstige beheer van de stormvloedkering

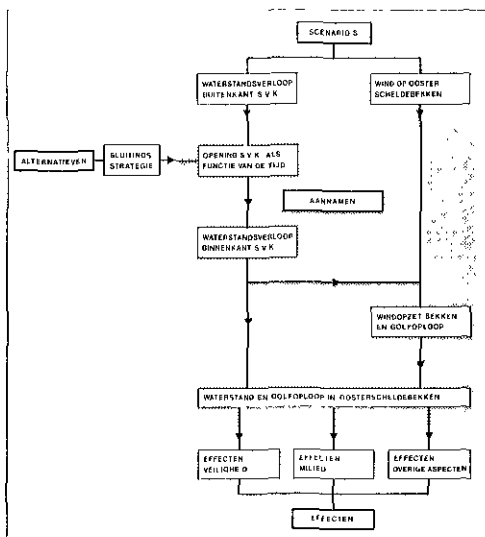
Het toekomstige beheer van de stormvloedkering in de Oosterschelde moet erop gericht zijn maximaal te realiseren wat met de kering wordt beoogd: veiligheid tegen stormvloed en behoud – zoveel mogelijk – van het getijdesysteem. Dit betekent dat de stormvloedkering het grootste deel van de tijd open staat om de getijbeweging op het Oosterscheldebekken toe te laten. Men zal tot sluiting van de kering overgaan bij een optredende of verwachte storm die gepaard gaat met een waterstand die de veiligheid van het aan de Oosterschelde grenzende gebied bedreigt.

De studie naar het beheer van de stormvloedkering moet in de eerste plaats op het moment dat de stormvloedkering in bedrijf komt aan de beheerder een draaiboek verschaffen, waarin staat aangegeven wanneer en op welke wijze gesloten moet worden. Echter, de wijze van sluiten en de condities waaronder tot sluiten wordt overgegaan zijn ook al van groot belang voor het ontwerp van de stormvloedkering. Het moet voor het ontwerp onder meer bekend zijn wat het maximale verval is tijdens en na het sluiten, en dit hangt nauw samen met de te volgen sluitingsmethode. Sluiting op de laagwaterkentering bijvoorbeeld stelt geen hoge eisen aan de bewegingswerken van de schuiven omdat de stroomsnelheden tijdens het sluiten gering zijn; het levert echter wel een groot verval over de kering in gesloten toestand. Men kan ook wachten met sluiten totdat de buitenwaterstand een zeker peil heeft bereikt, bijvoorbeeld het grenspeil. De binnenwaterstand volgt de buitenwaterstand dan, zij het enigszins vertraagd en gedempt. Bij het sluiten zullen in dat geval aanzienlijke stroomsnel-

heden door de kering optreden, wat hoge eisen stelt aan de bewegingswerken van de schuiven. Het verval in gesloten toestand is echter kleiner.

De sluitingsmethoden die men kiest, hebben ieder hun uitwerking op de veiligheid, het milieu, de waterhuishouding, de beperking van de scheepvaart en op de stormvloedkering zelf. Om tot een juiste keuze van sluitingsmethoden te komen wordt door de Rijkswaterstaat in samenwerking met de Rand Corporation uit Santa Monica (V.S.) een beleidanalyse uitgevoerd waarin de consequenties van de keuze van bepaalde methoden systematisch worden verkend.

In dit BARCON (van Barrier Control)-studieproject worden alle situaties onder de loupe genomen waarin met de schuiven van de stormvloedkering wordt gemanipuleerd. Er worden vier categorieën van situaties onderscheiden: sluiten vanwege stormvloed; sluiten om veiligheidsredenen zonder dreigende stormvloed; sluiten bij milieurampen op zee, en manipulaties met de kering in verband met de milieukwaliteit en de morfologie. In de eerste twee gevallen is de reden tot actie de veiligheid, hetzij omdat er een stormvloed optreedt of wordt verwacht die gevaar oplevert voor het aan de Oosterschelde grenzende gebied, hetzij bij gebleken beschadiging van onderdelen van de stormvloedkering, zoals de bodembescherming, na beschadiging aan dijken, na oever- en dijkvallen en dergelijke meer. In de laatste gevallen is de reden tot actie het milieu. Het kan dan gaan om milieurampen op zee, waarvan men het milieu in de Oosterschelde wil vrijwaren of om een meer actieve vorm van milieubeheer, zoals in het laatstgenoemde geval. Door op



Schematische voorstelling van het probleem in een beleids-analytisch model

een bepaalde wijze met de stormvloedkering te manipuleren zou men namelijk circulatiestromen in het bekken kunnen opwekken indien dat uit een oogpunt van waterkwaliteit nodig is. Tevens is op deze wijze beïnvloeding van de morfologische ontwikkeling van het Oosterscheldebekken mogelijk. De BARCON-studie richt zich in eerste instantie op het sluiten bij stormvloed. Deze situatie heeft namelijk de belangrijkste invloed op het ontwerp van de stormvloedkering. Gekozen werd voor een systeembenadering die zich leent voor beleidsanalytische aanpak. Het systeem dat wordt beschouwd bestaat uit de zee, de stormvloedkering, het Oosterscheldebekken, de dijken en de polders. In de figuur vindt men een schema om de aanpak duidelijk te maken. Doel van de studie is de effecten van het beheer van de storm-

vloedkering te bepalen op de veiligheid, het milieu, de scheepvaart en de kosten. Er zijn voor het beheer verschillende alternatieven. De consequenties van deze alternatieven worden effecten genoemd. Ter bepaling van de effecten moeten aannamen over het beschouwde systeem worden gedaan. De condities die men aan het systeem oplegt, zoals de buitenwaterstand en de wind op het bekken, worden in scenario's vastgelegd.

Om een indruk te geven van het werk dat deze beleidsanalyse meebrengt, noemen we tenslotte een paar voorbereidende deelstudies, die momenteel worden verricht. Om tot een verantwoorde keuze van de scenario's te komen wordt in samenwerking met het K.N.M.I. een studie verricht naar de in de natuur voorkomende extreme stormcondities die leiden tot een bepaald verloop van de buitenwaterstand en de wind op het Oosterscheldebekken.

Ten einde inzicht te krijgen in de relatie tussen sluitingsmethode en resulterende binnenwaterstand bij een gegeven verloop van de buitenwaterstand, wordt een oriënterende studie verricht naar mogelijke sluitingsprocedures voor de stormvloedkering.

Ten behoeve van het vaststellen van de aannamen van het systeem wordt een studie verricht naar de relatie tussen enerzijds de waterstand en de wind op het Oosterscheldebekken en anderzijds de windopzet op het bekken en de golfoploop tegen de dijken langs de Oosterschelde.

Nagegaan wordt wat de effecten zijn van bepaalde waterstanden – qua hoogte en duur – en van bepaalde golfoplopen op de veiligheid van de dijken rond de Oosterschelde. Uitgangspunt is daarbij de toestand van de dijken zoals die zal zijn in 1985. Hieruit kunnen mogelijk a priori reeds begrenzingen volgen voor de sluitingsmethoden. Eenzelfde studie wordt uitgevoerd voor de effecten van bepaalde waterstanden op het milieu.

Van belang voor de keuze van de sluitingsmethoden is ook de kwaliteit van de voorspelling van waterstand en wind bij een naderende storm. Hierover is overleg gaande met het K.N.M.I.

Opruiming van de bodem- bescherming in de Ooster- scheldemondd

In de stroomgeulen Roompot, Schaar van Roggenplaat en Hammen moet ten behoeve van de aanleg van de stormvloedkering in de Oosterschelde een deel van de bodembescherming tot ongeveer 50 m aan weerszijden van de as van de dam worden opgeruimd. Deze bodembescherming is daar neergelegd als ondergrond van de blokkendam waarmee de Oosterschelde aanvankelijk zou worden afgesloten. In de te bouwen stormvloedkering kan deze bescherming niet gebruikt worden, enerzijds omdat de hoogteligging niet past in het ontwerp, anderzijds omdat de te plaatsen fundering van de stormvloedkering er hinder van zou ondervinden. In de Hammen, tussen hm 82 en hm 86 bestaat de op te ruimen bodembescherming uit steenasfaltmatten. In het resterende deel van de Hammen, in de Schaar van Roggenplaat en in de Roompot bestaat ze uit zoolstukken, bestort met 0,6 ton/m² fosforslakken. In de Roompot is een gedeelte uitgevoerd als sandwich-constructie, zoolstukken bestort met 0,6 ton/m² fosforslakken en extra bestort met een laag grind van 30 cm, afgedekt met een blokkenmat. Alle blokkenmatten zijn afgestort met een 1 m dikke laag fosforslakken.

De steenasfaltmatten – met een lengte van 150 m –, de zoolstukken – 100 m in de Roompot en 80 m in de Schaar – en de blokkenmatten – met een lengte van 190 m – liggen loodrecht op de as van de te bouwen stormvloedkering; ze hebben in de breedte een overlap van 1 tot 4 m. De korte zijde van de steenasfaltmatten, zoolstukken en blokkenmatten is voorzien van een randverzwaring van betonnen balken, die per meter 680 kg weegt.

De bestortingen rondom de pylonen in de drie genoemde stroomgeulen moeten na het verwijderen van de pylonen worden opgebaggerd. Ze bestaan uit grind, staal- en fosforslakken; de laagdikte is ongeveer 1 m. In eerste instantie werd er van uitgegaan dat de opruimingswerkzaamheden uitgevoerd zouden kunnen worden door een drijvende bok, voorzien van poliepknijpers. De bodembeschermingen zouden dan echter een voorbereiding moeten ondergaan. De matten zouden moeten worden verdeeld in voor de knijpers handelbare moten. Bovendien zou bij deze gedeeltelijke opruiming het gedeelte buiten 50 m aan weerszijden van de as intact moeten blijven; vooraf zou het op te ruimen gedeelte dus van de rest moeten worden losgemaakt.

Als hulpmethode voor het opruimen werden in meerdere of mindere mate beschouwd en beproefd: heien met behulp van messen, snijden met een snijanker, zagen, opblazen met explosieven en knippen met een knipanker.

Het zagen, het knippen en het opblazen werden met name nodig geacht voor het opruimen van de steenasfaltmatten, omdat in deze constructie staaldraden voorkomen. Ook werd geprobeerd de steenasfaltmatten op te rollen met behulp van het asfaltchip 'Jan Heymans'. Daarbij bleek echter dat het aankoppelen bezwaarlijk ging en ook dat de aanwezigheid van overlappen de nodige problemen opleverde. Uiteindelijk werd besloten alle typen bodembescherming op te ruimen met behulp van een baggermolen. Bij deze methode zouden de afmetingen van de afzonderlijke matten geen moeilijkheden opleveren. Met name ten aanzien van de steen-

asfaltmatten werd dit bevestigd door een proefbaggering in de Hammen ter hoogte van de Plompe Toren.

De ontwikkeling van hulpmethoden werd evenwel voortgezet, want er moest toch een methode gevonden worden om de op te ruimen stukken los te koppelen van de intact te houden bodembescherming.

Voor de blokkenmatten en de zoolstukken bleek het snijanker uiteindelijk operationeel goed te voldoen. Bij de steenasfaltmatten kon deze methode echter niet zonder meer toegepast worden, vanwege de staalkabels. Het opruimen van deze stukken werd pas goed mogelijk toen het snijanker werd voorzien van een knipmechanisme.

Daarnaast werd ook een zaagmethode ontwikkeld en oriënterend beproefd. Bij nadere uitwerking van beide methoden bleek de knipmethode echter de voorkeur te verdienen boven het zagen, met name vanwege de leveringstijden en de kosten.

Het knipapparaat

Het knipapparaat heeft enigszins de vorm van een anker, het wordt dan ook wel knipanker genoemd. Het is opgebouwd uit een balk met driehoekige doorsnede, waarvan de top omlaag wijst. Aan de voorzijde bevindt zich een stok, waaraan een trekkoog is bevestigd. Aan de achterzijde zijn twee mesvormige platen aangebracht zodanig dat zij aan de onder- en de bovenkant in de steenasfaltmat snijden wanneer het apparaat door de mat wordt voortgetrokken. Op de plaats waar de mesvormige platen, die op de snijranden van een hard, slijvast materiaal zijn voorzien, samenkomen bevindt zich het eigenlijke knipmechanisme. De hefboom is aan de bovenkant verbonden met een dubbelwerkende hydraulische cilinder. Daarmee kan een knipkracht van 30 ton worden geleverd. Deze grote knipkracht is nodig voor het doorknippen van de staaldraden, die zich op onderlinge afstanden van 1 m in de steenasfaltmatten bevinden.

Het knippen wordt voorts nog met de hand geregeld. Bij normale voortgang moet er elke 10 seconden een keer geknipt worden. Het knipanker wordt in een tui zo opgehangen dat het onder een hoek van 45 graden vrij omlaag hangt. Bij het neerlaten komt eerst de ankerstok op de bodem, waardoor het knipanker stabiel rechtop staat. Vervolgens raakt de scherpe punt van de onderzijde de bodem. Wanneer het knipanker wordt voortgetrokken dringt deze punt vanzelf in de bodem, zodat de oplopende scherpe mesplaat het polypropeendoek doorsnijdt. De

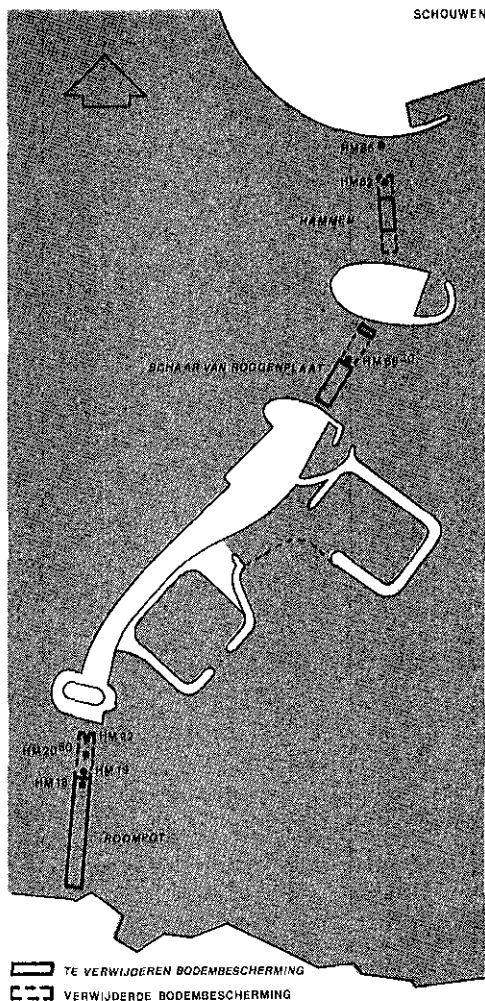


Fig 1. Situatie van de op te ruimen bodembeschermingen

Fig. 2. Typen van bodembescherming in de Oosterschelde-mond

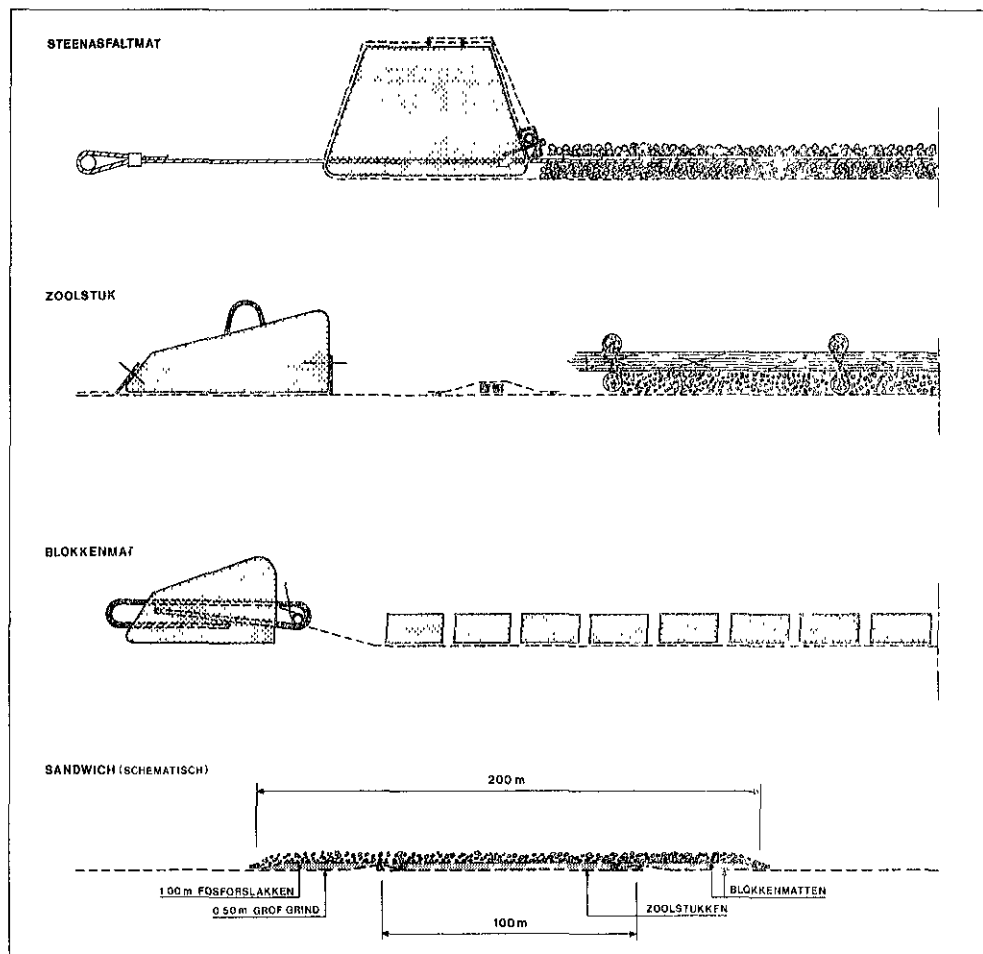
staaldraden kunnen via de mesplaten naar het mes en het aambeeld geleid worden. De stok van het knipanker zorgt ervoor dat ook de mesplaten een verticale stand behouden. Om het knipanker weer uit te breken geeft men de trekkabel 'loos', waarna het anker zonder veel moeite uit de mat kan worden gehesen. Hoewel de slijtage aan het mes en aambeeld groot is, is de standtijd van mes en aambeeld voldoende lang om achterelkaar ongeveer 80 m steenasfalt door te knippen. Het knipanker is aanvankelijk in den droge beproefd in Schelphoek. Nadat het zijn huidige vorm had gekregen is het vervolgens in de praktijk beproefd in de Hammen. De resultaten waren bemoedigend. Het knippen in een normale steenasfaltbezinking, afgedekt met maximaal 1 m zand, leverde geen problemen op. Werd er echter met het apparaat geknipt op plaatsen waar steenasfalt en staalkabels opgeenghoopt lagen, zoals ter plaatse van

de overlappen, dan ontstonden er problemen. Het knipanker moest met grote krachten, tot 35 ton, worden voortbewogen en dan brak het anker door de grote zijdelingse trekkrachten van de staalkabels vanzelf uit en kwam zelfs ondersteboven op de mat terecht. Daarbij ontstonden soms beschadigingen aan het knipanker. Bij één gelegenheid verdween de helft van het aambeeld en brak het mes over een bevestigingsgat. Gezien die ervaring moeten de dimensies van het knipanker worden herzien.

De registratie van de krachten tijdens het voortbewegen geeft echter de verzekering dat het doorknippen van de steenasfaltmatten buiten de overlappen geslaagd is.

Er is ook een proef uitgevoerd om de reeds afgezonden steenasfaltmatten weer op te ruimen met de Jan Heymans.

Er werd een proefmat afgezonden op een plaats die naar diepte, stroomsnelheden en



aanzanding ongeveer gelijk was aan die waar de gezonken steenasfaltmatten liggen. Uit de proef bleek dat het beslist noodzakelijk is om de mat op te hijsen aan alle stalen langsdraden. In de praktijk is dit echter ondoenlijk. Daarmee was de uitslag van de proef negatief. In augustus 1976 werd besloten een opruimproef te nemen met een baggermolen. Gebruikt werd een baggermolen met een normale emmerinhoud van 1100 liter, voor deze gelegenheid echter voorzien van rotsemers met een inhoud van 400 liter. Op de voorkant om de andere emmer werden twee stalen tanden bevestigd. Na twee weken baggeren werd besloten om ook op de andere emmers zulke tanden te bevestigen, aangezien de emmers zonder tanden geen filterdoek mee naar boven brachten. Dit bleek goed te voldoen en daarop werd besloten de bodembescherming geheel door baggeren te verwijderen.

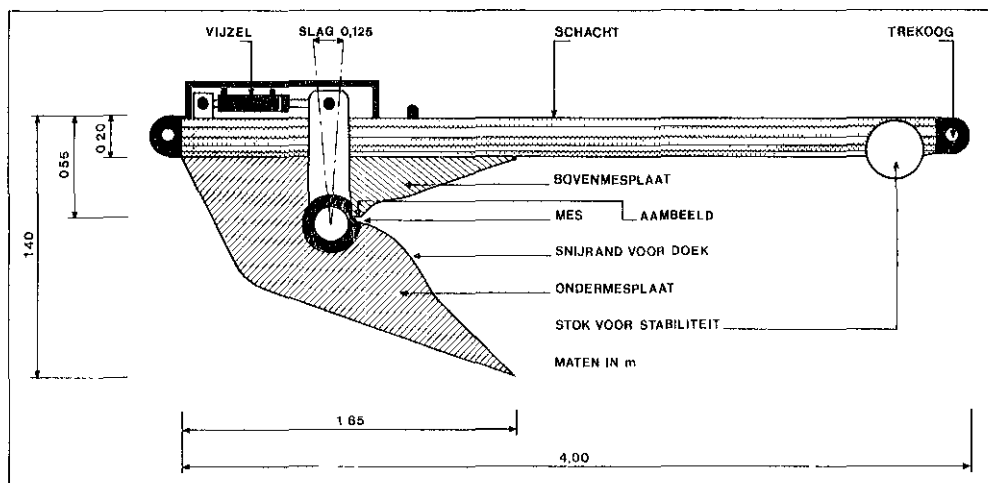
De uitvoering

Op 15 september 1976 werd begonnen met het baggeren van zoolstukken in de Roompot tussen hm 18-22. De stukken zijn daar 100 m lang en aan weerszijden voorzien van betonnen randbalken. De molen baggerde van de zeezijde af naar de Oosterschelde-zijde. De op te baggeren zinkstukken waren tegen de kant van 'Noordland' enkele meters verzand. Daarom moest al tien meter voor de randbalken met de molen worden begonnen, ten einde voldoende diepte te maken om met de emmers van de molen onder de betonnen randbalken te kunnen komen. De snee breedte van de molen was afhankelijk van de taludhelling gezien in de richting van de as; ze varieerde van 40 tot 60 m.

Verschillende van de opgebaggerde randbalken waren weinig beschadigd, met name die stukken die recht op of in de emmers naar de oppervlakte kwamen; er werden ook veel gebroken randbalken opgebaggerd. Het aantal opgebaggerde randbalken was kleiner dan het aantal dat destijds werd afgezonken. Het opbaggeren van de zoolstukken – doek, hout en fosforslakken – gaf geen problemen. Wel moest regelmatig gestopt worden om doek en rijshout van de emmerladder af te halen en het zeskant van de emmerladder schoon te maken. Tussen hm 19 en 20,50 zijn 2 vakken van 40 x 70 m uit de bezinking gebaggerd met 20 m tussenruimte. Deze proef is gedaan om te kijken of men eventueel niet de hele asbezinking op zou kunnen ruimen maar alleen daar waar putten zullen moeten worden geplaatst. Bij het begin en het einde

Proef in den droge met het inbreken van het knipapparaat

Fig 3 Overzicht van het knipapparaat



van de gebaggerde vakken staan doek en rijshout enkele meters omhoog. Na inspectie door duikers van de gebaggerde vakken is toch de gehele asbezinking tussen hm 1.8 en 2.2 opgeruimd. De plaats van het opruimen werd bepaald door de dieptelgging van de bodem; de baggermolen 'Krammer' kan namelijk met de gemonteerde emmerladder niet dieper baggeren dan 20 m beneden de waterstand, dat is bij hoogwater ongeveer tot N.A.P. - 18 m. Voor de dieper gelegen gedeelten zal een andere baggermolen worden aangevoerd. Op 6 december 1976 werd het materieel overgebracht naar de stroomgeul Schaar van Roggeplaat, waar aan de Roggeplaatzijde vanaf hm 66.30 tot aan de bestorting van pyloon 8 de 80 m lange zoolstukken van de asbezinking werden opgebaggerd. Er werd steeds gebaggerd vanaf de zeezijde

met een snee breedte van 45 à 50 m. De achterkant van de molen lag dus in verband met golven uit zee steeds naar de zeezijde.

Op 19 januari 1977 begon het werk in de stroomgeul Hammen waar bij hm 82 begonnen werd met opbaggeren van steenasfaltmatten. De lengte van de op te baggeren matten bedroeg 130 m; de totale lengte is 150 m. Omdat aan weerszijden van de matten een erop aansluitende bodembescherming ligt, ook voorzien van randbalken, werd hier vanuit de as begonnen. Eerst werd 65 m oostwaarts gebaggerd. Vervolgens werd de molen 180 graden gedraaid en werd er vanuit de as westwaarts gebaggerd.

De steenasfaltmatten waren op een afstand van 65 m evenwijdig aan de as met het knipapparaat afgeknipt. De resterende 10 m mat bleef daardoor tijdens het baggeren intact.





Samen met veel zand worden de resten van de bodembescherming met bakken afgevoerd

De resten van een zoolstuk komen boven in de rotsemmers



De opgebaggerde specie werd afgevoerd met splijtbakken en geklapt in de bouwput Schaar.

Ervaringen

Het opbaggeren van zoolstukken blijkt weinig problemen op te leveren. Door de ongelijke ligging van de ondergrond der zoolstukken moest nogal wat zand mee worden opgebaggerd. Daar waar aanzanding op de bezinking heeft plaats gevonden was de zandhoeveelheid groter, wel $1\frac{1}{2}$ à 2 m^3 zand per m^2 opgebaggerd zoolstuk.

Het polypropeendoek kwam naar boven in tamelijk kleine repen van enkele meters lang en enkele decimeters breed. Het rijshout, de stukken wiepen en de wat grotere stukken doek moesten regelmatig verwijderd worden. Daartoe werden de emmers stilgezet; van tijd tot tijd werd ook de emmerladder opgehaald en het zeskant schoongemaakt. Paalworm is in het rijshout, dat drie jaar ter plekke heeft gelegen, nog niet geconstateerd. De randbalken van de zoolstukken kwamen zelden

geheel onbeschadigd op de emmers boven; veelal werden ze in stukken en brokken opgebaggerd. Niet alle randbalken die in de snee breedte van de molen lagen, werden boven gehaald.

Het opbaggeren van steenasfaltmatten was door de aanwezigheid van staaldraden moeilijker; regelmatig moest worden gestopt om ze te verwijderen van de emmerladder.

Ook om het zeskant zaten telkens weer bundels staaldraad. Het steenasfalt kwam vrijwel als losse steenslag boven.

Het opbaggeren van de bestortingen bij de pylonen en het afvoeren van de opgebaggerde specie in splijtbakken leverde geen problemen op.

Blokkenmatten zijn tot op heden niet ge- baggerd, omdat die te diep liggen voor de tot nu toe gebruikte baggermolen.

Het verwijderen van de kabelbaantorens uit de sluitgaten van de Oosterschelde

In de zomer van 1971 werd vastgesteld dat de Oosterschelde zou worden afgesloten met behulp van een aantal kabelbanen. Tussen juni 1972 en juli 1974 zijn de 12 daartoe benodigde draagtorens gefabriceerd en in de sluitgaten geplaatst.

Nog voor de oplevering echter werd, op 12 juli 1974, opdracht gegeven de uitvoering van het werk te stoppen, gezien de algehele herbezinning op de Oosterschelde-afsluiting. Na het regeringsbesluit van 9 november 1974 om een stormvloedkering te bouwen werd het duidelijk dat de kabelbaantorens verwijderd moesten worden, en wel zo dat niets in de bodem achterbleef dat de bouw van de stormvloedkering kon belemmeren of nadelig beïnvloeden. De kabelbaantorens bestaan uit in de Oosterscheldebodem geheide stalen palen van grote diameter, met daarop gelast pylonen met pyloonkoppen.

Het verwijderen van de kabelbaantorens is op 5 oktober 1976 opgedragen aan van Splunder Heiwerken te Dint尔蒙d, een werkmaatschappij van de Stevingroep. De aannemer heeft nog in 1976 de palen uit het sluitgat 'Hammen' getrokken. De rest van het karwei werd geklaard in de eerste helft van 1977. Op 5 mei werd de laatste kabelbaantoren opgeruimd.

Met behulp van de 250 tons drijvende bok 'Simson' werden de pyloonkoppen en de pylonen gedemonteerd. Dit was een betrekkelijk eenvoudige operatie. De diwidagstaven, waarmee de pyloonkop op de pyloon was bevestigd, werden ontspannen en de kop met

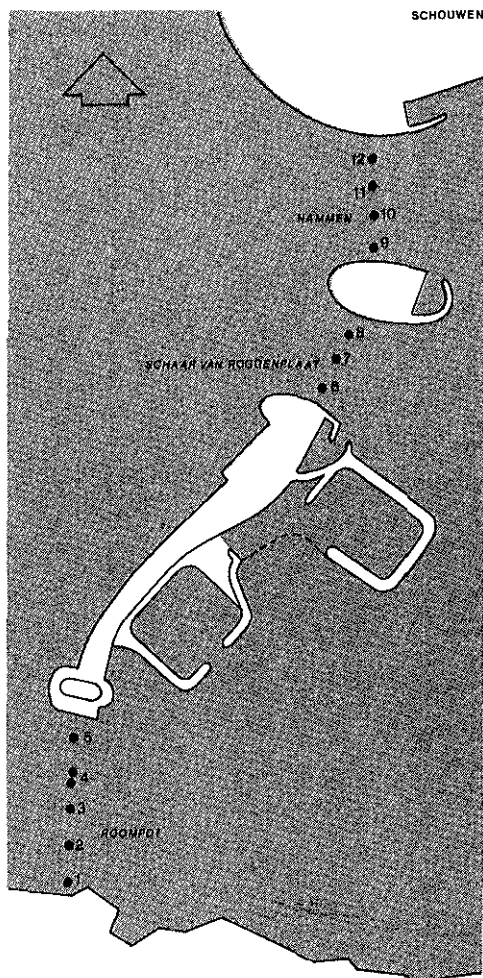
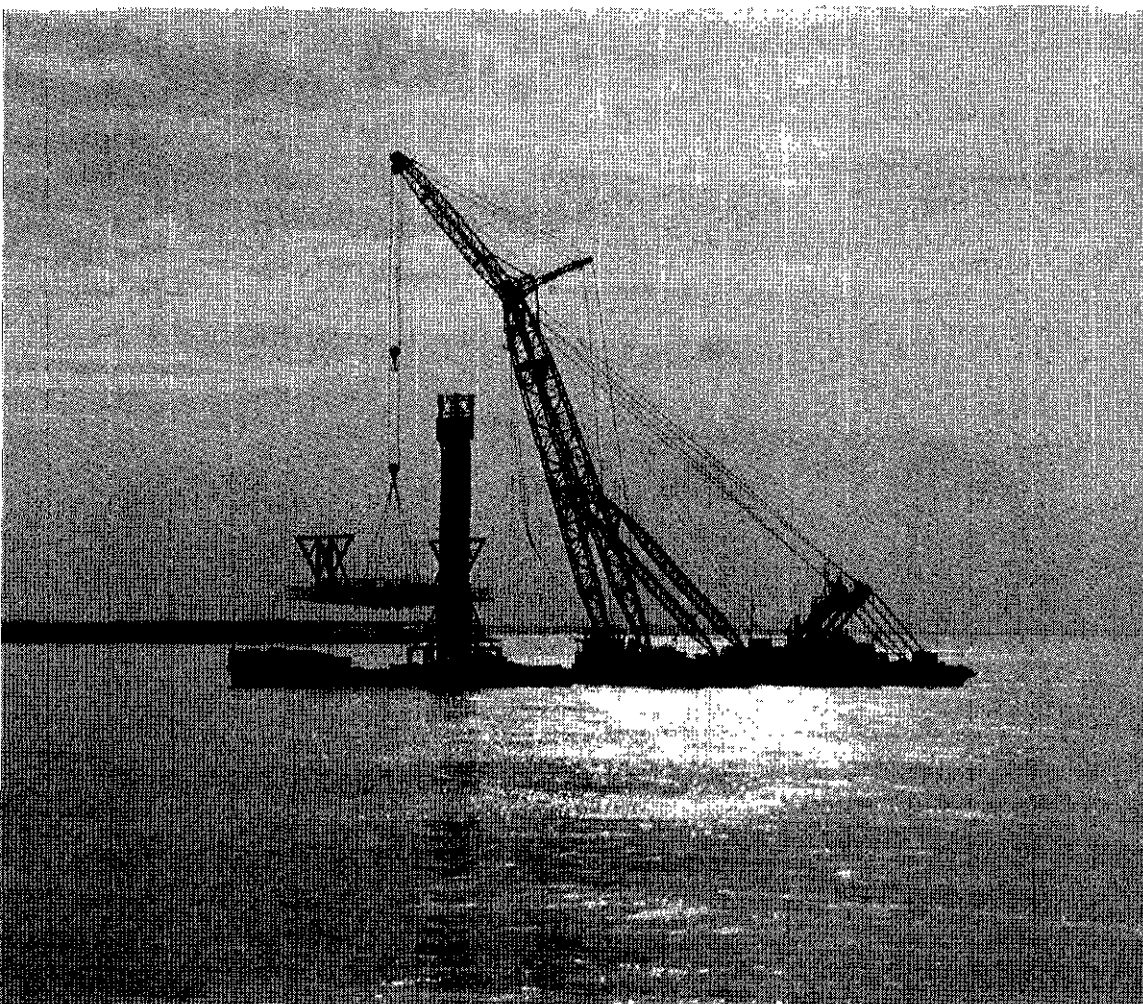


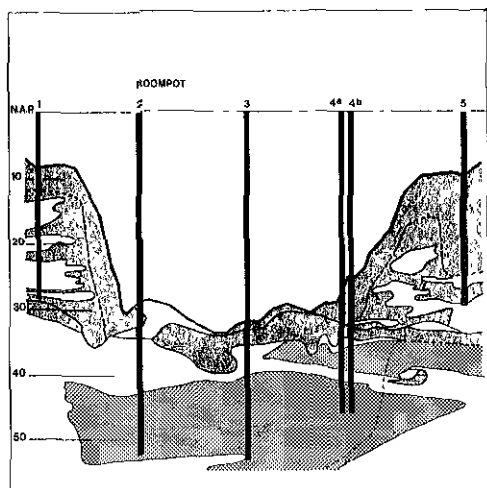
Fig. 1. Situatie van de op te ruimen torens

de bok van de pyloon getild. Daarna werd de montagelas op N.A.P. $\pm$ 4 m tussen paal en pyloon doorgebrand en kon de pyloon in één geheel worden verwijderd. Kop en pyloon werden vervolgens met transport-pontons afgevoerd naar het opslagterrein. De pyloon-koppen hadden een gewicht van 50 ton; de pylonen varieerden van 70 tot 114 ton.

Aangezien met het trekken van palen van deze omvang geen ervaring was, kon bij de voorstudie van dit project niet worden teruggegrepen op bekende procedures. De grote onbekende was de uitwendige kleeft die de palen zouden ondervinden als ze in beweging kwamen. Berekeningen toonden aan dat in deze bodemgesteldheid van bijna geheel zand een kleeftkracht kon worden verwacht van tweeënhalft tot vijf ton per vierkante meter paaloppervlak.

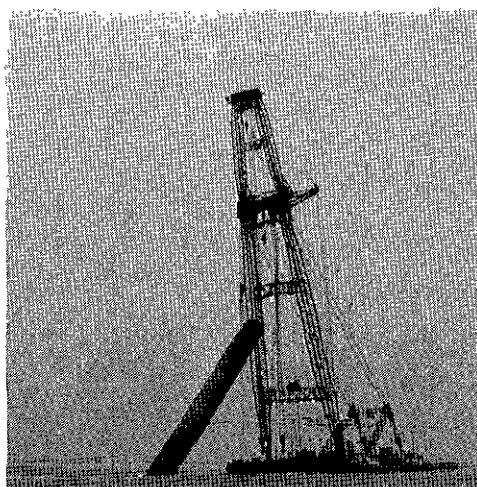
Demontage van de bovenbouw





Uit ervaringen, opgedaan bij het trekken van kleinere palen op andere werken, is echter bekend dat er ook wel hogere kleeftkrachten verwacht konden worden. Tijdens de uitvoering van dit werk is zelfs gebleken dat langs de paal plaatselijk een kleeft bereikt werd van 75 ton per m^2 . De grootste trekkracht die door een bok met voldoende hefhoogte geleverd kon worden was 500 ton. Globale berekeningen die uitgingen van 5 ton/ m^2 kleeft, lieten echter zien dat er minstens 2000 ton trekkracht geleverd zou moeten worden. Voor het leveren van zulke enorme trekkrachten achtte men drie methoden mogelijk: uitdrijven met pontons, uittrekken met een hefschip van 2000 ton hefvermogen of uitpersen met waterdruk.

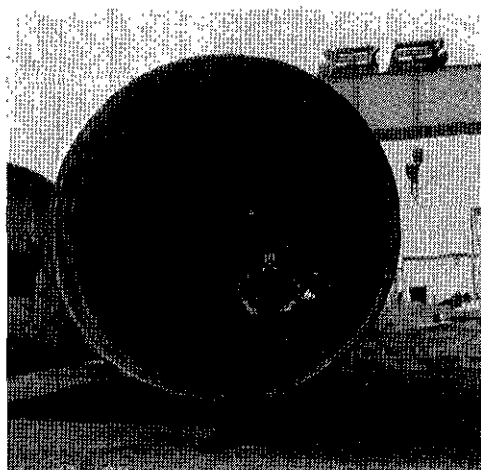
Om technische en financieel-economische redenen is uiteindelijk gekozen voor de laatstgenoemde manier. De paal wordt bij deze persmethode van boven voorzien van een stalen deksel en van onderen, bij de paalpunt, van een waterafsluitende laag die er voor zorgt dat de druk in de paal blijft en niet in de bodem verdwijnt. Met behulp van waterdruk wordt de paal dan uit de bodem geperst. Het gebruik van perslucht is om veiligheidsredenen afgewezen. Er zouden dan immers effecten kunnen optreden die doen denken aan het openen van champagneflessen. Het grote probleem bij deze methode is het maken van de niet-waterdoorlatende prop onderin de paal. Aangezien in het belang van de bouw van de stormvloedkering gesteld was dat er geen harde onverwijderbare voorwerpen of lagen in de bodem mochten achterblijven – het tracé van de stormvloedkering valt immers samen met dat van de kabelbaan – moest de prop bestaan uit materiaal dat door



Het strijken van paal 2 in de Roompot

Fig. 2. De diepstgefundeerde palen in de Roompot reikten tot N.A.P. — 50 m

Op het opslagterrein te Kats. De man staat in paal 10, die een diameter heeft van 4,10 m



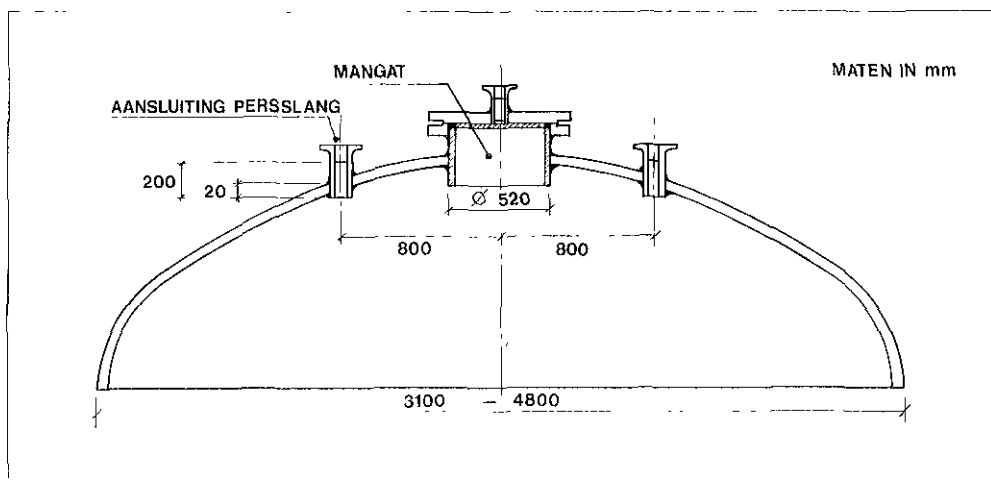


Fig. 3 Het persdeksel

een cutterzuiger zou kunnen worden opge-
ruimd

Staal- en betonconstructies met rubberaf-
slutringen en dergelijke waren dus niet toe-
gestaan. Alleen een prop van zand, klei,
asfalt of chemische middelen bleef als mo-
gelijkheid over.

De benodigde waterdruk werd, bij een uit-
wendige kleef van 10 ton/m^2 , geschat op 25
atmosfeer, voor de grote palen iets minder.
De prop moest dus in staat zijn deze druk
in de paal te houden. Een combinatie van
zilverzand en bentoniet bleek aan alle ge-
stelde voorwaarden te kunnen voldoen

Om zo min mogelijk verstoring van de onder-
grond te krijgen tijdens het trekken, moest
er voor gezorgd worden dat te allen tijde
tenminste 3 m zand in de paal aanwezig zou

zijn en dat de waterstand in de paal niet zou
teruglopen.

De paal werd met behulp van een airlift ont-
graven tot op 3 m van de punt. Vervolgens
werd 75 cm zilverzand aangebracht met als
afsluitlaag 25 cm zoutwaterbestendig ben-
toniet. Het zilverzand diende om de bodem
vlak af te werken, want zilverzand vloeit onder
water horizontaal uit

Van boven werd de paal voorzien van een
persdeksel in de vorm van een korfboog,
voorzien van een mangat met een doorsnee
van 50 cm en een aantal ventielen voor het
persen. Door de keuze van de korfboogvorm
was voor elke paaldiameter een apart deksel
nodig.

De deksels zijn berekend op een werkdruk
van 21,5 atmosfeer, overeenkomstig de voor-
schriften van het Stoomwezen. De atpersdruk
was gelijk aan de proefdruk, namelijk 30
atmosfeer. Er werd geperst met twee in
serie geschakelde pompen die samen een
druk konden leveren van 30 atmosfeer en een
gezamenlijk debiet van $500 \text{ m}^3/\text{uur}$. Tussen
pomp en paal liepen vier hogedrukslangen met
een toelaatbare werkdruk van 20 atmosfeer.
Op de pompen waren een manometer en een
debietmeter geplaatst, zodat de druk en het
waterverlies continu gecontroleerd konden
worden. Ook op het persdeksel stond een
grote manometer om de netto-druk in de paal
te kunnen aflezen.

De uitvoering van het werk geschiedde over-
eenkomstig de plannen in een vlot tempo. De
bodemproppen hebben volledig aan de ver-
wachtingen beantwoord

De doorlaatopening in de stormvloedkering

In juni 1976, toen de stormvloedkering in de Oosterschelde in de Tweede Kamer werd behandeld, heeft de regering medegedeeld een nader onderzoek te zullen laten instellen naar de meest wenselijke doorlaatopening. Ten behoeve van dit onderzoek werd een werkgroep opgericht bestaande uit vertegenwoordigers van de bij deze materie meest betrokken departementen: Cultuur, Recreatie en Maatschappelijk Werk, Financiën, Landbouw en Visserij, Verkeer en Waterstaat en Wetenschapsbeleid. De werkgroep moest in maart 1977 rapport uitbrengen.

De werkgroep heeft drie varianten voor het doorstroomprofiel bestudeerd.

Als eerste variant een profiel van 11 500 m², met als gevolg een gemiddeld getij te Yerseke van 2,30 m. Naast deze minimale variant werd een maximaal profiel overwogen van 20 000 m², hetgeen de instandhouding mogelijk maakt van een gemiddeld getijverschil te Yerseke van 3,10 m. Dit alternatief wordt 'variant 3' genoemd. Om de beschouwing zo genuanceerd mogelijk te houden werd ook nog een tussenoplossing bestudeerd: een doorlaatopening van 14 000 m², overeenkomend met een gemiddeld getijverschil te Yerseke van 2,70 m. Dit is dus variant 2.

De studie van de werkgroep is als volgt opgebouwd: eerst wordt nagegaan welke gevolgen de verschillende varianten hebben voor de constructie van de stormvloedkering. Vervolgens is de invloed van de doorlaatopening op de getijparameters beschouwd. Tenslotte wordt de doorwerking van deze laatste grootheden op een aantal terreinen besproken. Achtereenvolgens worden behandeld: de veiligheid van het Oosterscheldegebied, het milieu, de morfologie en de waterhuishouding,

de visserij, de compartimenteringswerken, de verruiming van het kanaal door Zuid-Beveland en overige aanpassingswerken, de recreatie en de financieel-economische aspecten en de werkgelegenheid.

Technische aspecten

Bij de beschouwing van de technische aspecten van het keuzeprobleem zijn vier hoofdelementen onderkend: de randvoorwaarden, de constructievorm, de standzekerheid van de stormvloedkering en het vraagstuk van de enkele of dubbele kering.

Ten aanzien van de hydraulische randvoorwaarden, het getij en de golven kan worden vastgesteld dat de drie varianten geen aanleiding geven tot wezenlijke verschillen. De verschillen blijven binnen de orde van grootte van de verschillen die optreden tussen de randvoorwaarden in de stroomgeulen Roompot, Schaar en Hammen. Met betrekking tot de grondmechanische randvoorwaarden zijn de verschillen geheel insignificant. Wel roepen de drie onderzochte varianten enige verschillen op in de constructie van de stormvloedkering; het gaat dan hoofdzakelijk om de drempelconstructie, de aansluitende stortebedden, de bodembescherming en de schuiven met hun bewegingswerken. Generaliserend kan men zeggen dat de dimensies van deze onderdelen toe moeten nemen naarmate het doorstroomprofiel groter wordt. De stormvloedkering moet bij grotere doorstroomopeningen dus wat zwaarder en forser worden gebouwd, maar technisch gezien zijn er geen wezenlijke verschillen in de realisering van de verschillende varianten. Wel worden, bij toenemend doorstroomprofiel, de kosten van de constructie hoger. Gegeven de

gelijke randvoorwaarden en realisering-mogelijkheden is de standzekerheid van de stormvloedkering bij de verschillende varianten ook in wezen dezelfde.

Het vraagstuk van de enkele of dubbele kering is in het 'Eindrapport Stormvloedkering Oosterschelde' al vrij gedetailleerd aan de orde geweest. Daar werd gesteld dat de faalkans van het weigeren van één of meer schuiven wel uiterst gering kan worden gemaakt, maar toch nooit teruggebracht kan worden tot 0, ook niet met behulp van een dubbele kering. De meest kritieke onderdelen van de stormvloedkering zullen derhalve toch altijd gedimensioneerd dienen te worden op de veronderstelling dat er onder maatgevende extreme omstandigheden een schuif weigert. Maar dan loont het ook niet om een dubbele kering aan te brengen, mede gezien het feit dat de waterstandsverhoging op het bekken bij het eventueel weigeren van een schuif binnen beperkte grenzen blijft. Tussen de drie beschouwde varianten bestaan dan ook geen wezenlijke veiligheidsverschillen. De invloed van de doorlaatopening op het getij komt met name tot uitdrukking in de reductie van de getij-amplitude en van het getij-volume. Gevolg daarvan is een verminderde wateruitwisseling met de Noordzee, reductie van de stroomsnelheid op het bekken en een faseverschuiving in het getij op het bekken. De verschuivingen in de meest significante parameters zijn in tabel 1 aangegeven.

Vergelijking van de varianten per aspect

Bij de beschouwing van het *veiligheidsaspect* is met name het verschil in waterstand aan de orde geweest dat kan optreden als gevolg van de verschillende sluitingsmethoden die men op de stormvloedkering kan toepassen. Men kan sluiten bij hogere of lagere waterstand, bij kentering of op stroom. De studie komt tot de slotsom dat de verschillen in waterstand tussen de verschillende varianten,

uitgaande van eenzelfde sluitingsbeleid, een beperkte omvang zullen hebben. Daarenboven is het nu reeds duidelijk dat er – hoewel hiervoor nog verdere studie nodig is – altijd een sluitingsbeleid gevonden zal kunnen worden dat aan het Oosterscheldegebied een optimale veiligheid verzekert. Getoetst aan het veiligheidsaspect vertonen de drie varianten derhalve geen wezenlijke verschillen. Om de effecten van de varianten op de *milieuwaarde* in te schatten zijn als belangrijkste elementen de schorren, het intergetijde-gebied en de levensgemeenschap in het water beschouwd.

Het schorren-bestand blijkt sterk gevoelig voor een verandering in doorstroomprofiel. Bij afnemende getij-amplitude zullen de schorren in sterk toenemende mate verzoeten, terwijl de kans op schorvorming afneemt. Het leven in het intergetijde-gebied hangt sterk samen met de voedselsituatie in deze zone. Tussen de onderscheiden varianten worden in dit opzicht voorshands geen belangrijke verschillen aanwezig geacht. Wel wordt het, bij afnemende getij-amplitude, moeilijker te voorspellen wat hier gebeuren gaat. De instandhouding van de bestaande levensgemeenschap in het Oosterscheldewater hangt sterk samen met de instandhouding van het zoutgehalte. De indruk bestaat dat het noodzakelijke minimale zoutgehalte bij variant 1 niet altijd zal kunnen worden gehaald, bijvoorbeeld gedurende natte perioden met daarbij optredende lagere zoutgehalten op de Noordzee en volop werkende schutsluizen in de Philipsdam. Slechts met behulp van bepaalde beheerstechnische maatregelen, zoals terugwinning van zoet schutwater en/of doorstroming met zout Grevelingen-water zou het zoutgehalte dan op peil kunnen worden gehouden. De beheerstechnische maatregelen bij het schutproces zullen gecompliceerde detectie-apparatuur nodig maken, ten einde het scheidsingsvlak

Tabel 1
Enkele getij-parameters

Getijparameter	Variant 2,30	Variant 2,70	Variant 3,10	Huidige situatie
Gemiddeld getijverschil te Yerseke	2,30 m	2,70 m	3,10 m	3,50 m
Getijreductie	35%	25%	10%	—
Gemiddelde getijvolume	1350 mln. m ³	1600 mln. m ³	1850 mln. m ³	2500 mln. m ³
Getijvolume-reductie	45%	35%	25%	—
Maximum snelheid door de kering bij gemiddeld getij	5 m/sec	4,5 m/sec	4 m/sec	1,3 à 1,5 m/sec

tussen het zoute en zoete water in de sluis zo goed mogelijk te onderkennen en het terugwinsysteem daarop af te stemmen. Als deze beheersmaatregelen falen, zal of de zoetwaterlast op het zoute bekken sterk toenemen of – bij versterkte terugwinning van zoet water – de zoutlast op het noordelijk deel van het Zoommeer.

Bij de varianten 2 en 3 nemen deze problemen steeds meer af, gezien de grotere mengmogelijkheden op het bekken en door de grotere wateruitwisseling met de Noordzee. Het is wel duidelijk dat bij alle varianten rondstroming met zout Grevelingenwater in West-Oostriching een positieve invloed zal hebben op het beheer van het zoutgehalte.

Bij de beschouwing van de *morfologische* aspecten is gekeken naar de geulvorming als gevolg van de *normale dynamiek* in een getijgebied, de geulverlegging als gevolg van faseverschuivingen in het getij op het bekken en het sedimentatieproces. Naarmate de getij-amplitude afneemt, vermindert ook de normale getijdynamiek. De faseverschuivingen in het getij nemen dan echter toe, hetgeen geulverleggingen kan inleiden. Het totaalbeeld van deze tegengestelde tendensen is nog niet voorspelbaar.

Bij het sedimentatieproces is net zo'n complex van tegengestelde factoren aanwezig, waardoor de omvang van het jaarlijkse sedimentatieproces bij de verschillende varianten zeer moeilijk voorspelbaar wordt. Voorshands bestaat de indruk, dat de jaarlijkse sedimentatie over het gehele bekken gezien bij de verschillende varianten niet wezenlijk zal verschillen, doch dat bij afnemende getij-amplitude plaatselijk grotere sedimentaties kunnen optreden.

Het aspect van de *waterhuishouding* heeft met name betrekking op de zoutbeheersing van het getijdebekken en de functie van een zout of zoet Grevelingenmeer daarbij, en daarnaast op de zoetwaterbeheersing van het Zoommeer en de waterbeheersing van polders rond het Oosterscheldebekken.

Voor de kwestie van de zoutwaterbeheersing van de Oosterschelde kunnen we terugverwijzen naar het gestelde bij milieu-aspecten. De zoetwaterbeheersing van het Zoommeer ondervindt geen invloed van de drie varianten, althans wanneer de zoetwaterterugwinning ter bestrijding van de zoetwaterlasten op het getijdebekken bij het schutbedrijf op de juiste wijze plaatsvindt. De beheersing van de polderlozingen op het getijdewater zal in principe minder moeilijk zijn bij grotere getij-amplitudes.

De gevolgen die voor de *visserij* verbonden

zijn aan de keuze van een doorstroomopening in de stormvloedkering, zijn afzonderlijk bestudeerd voor de oesterteelt, de mosselteelt, de garnalenvisserij en de kinderkamerfunctie. Met name de drie genoemde cultuurs zijn sterk afhankelijk van zowel het *voedselniveau* in het bekken als de sedimentatie-toestand die na realisering van de stormvloedkering in de Oosterschelde zal blijken voor te komen. Het schatten van de toekomstige voedselsituatie is bij alle varianten een zeer moeilijke zaak; hetzelfde geldt, zoals bij de behandeling van de morfologie reeds is gesteld, ten aanzien van de *sedimentatieprocessen*. Wel kan gesteld worden dat toenemende afwijking van de huidige situatie een toenemend risico zal inhouden voor de cultuurs. Vermoed wordt dat de kinderkamerfunctie van de Oosterschelde niet door de beschouwde varianten zal worden beïnvloed.

De invloed van het doorstroomprofiel op de *compartimenteringswerken*, de werken tot verruiming van het kanaal door Zuid-Beveland en de overige aanpassingswerken, komt in wezen slechts tot uiting in geringe verschillen in de drempeldiepte van sluisen, kanaalpannen, haveningen en aanleggelegenheden. Deze effecten zijn echter uit technisch en financieel oogpunt marginaal van karakter ten opzichte van de *totale problematiek en het* geheel van de kosten.

De invloed van de keuze van een doorlaatopening op de *recreatie* is eveneens verwaarloosbaar.

Bij de beschouwing van de *financieel-economische aspecten* bleek, zoals ook reeds uit het voorgaande kon worden geconcludeerd, dat op dit moment alleen de meerkosten van de stormvloedkering bij toenemend doorstroomprofiel, de als gevolg daarvan toenemende werkgelegenheid, en een geringe toename van de onderhoudskosten van de constructie, kwantificeerbaar zijn. De onderhoudskosten zijn overigens slechts marginaal in verhouding tot de totale kosten.

Ten einde de hiervoor beschreven invloeden van een groter of kleiner doorstroomprofiel in de stormvloedkering en hun samenhang op waarde te schatten, is er een overzichtsmatrix gemaakt van alle beschouwde aspecten en invloeden. Vervolgens is een onderscheid gemaakt tussen voor de besluitvorming wel en niet relevante aspecten. Als 'niet relevant' werden hoofdzakelijk aspecten beschouwd die slechts een marginale invloed hebben op het totale keuzeprobleem (tabel 2).

Tenslotte zijn de relevante aspecten in een overzichtsmatrix nader gezien.

Tabel 2
Relevantie voor besluitvorming

Aspect	Ja	Hoe	Toelichting
1. Techniek		×	geen verschillen in de problematiek/ wel extra kosten
2. Veiligheid		×	marginale verschillen
3. Milieu	×		
4. Morfologie		×	niet kwantificeerbare effecten op lange termijn
5. Waterhuishouding	×		
6. Visserij	×		
7. Overige effecten		×	marginale verschillen
8. Financieel-economische aspecten en werkgelegenheid	×		

Tabel 3
Gehanteerde criteria van toekenning van de rangorde

Criteria	gunstig
- behoud zoute karakter schorren	×
- groter aantal planten en dieren	×
- groter oppervlak schorren en (inter)getijdegebied	×
- kleinere onzekerheid	×
- grotere mengcapaciteit op het bekken	×
- grotere wateruitwisseling met Noordzee	×
- zoutgehalte Oosterschelde groter dan 15 gr Cl-/l	×
- keuzevrijheid Grevelingen zout of zoet	×
- lagere kosten	×
- grotere werkgelegenheid	×

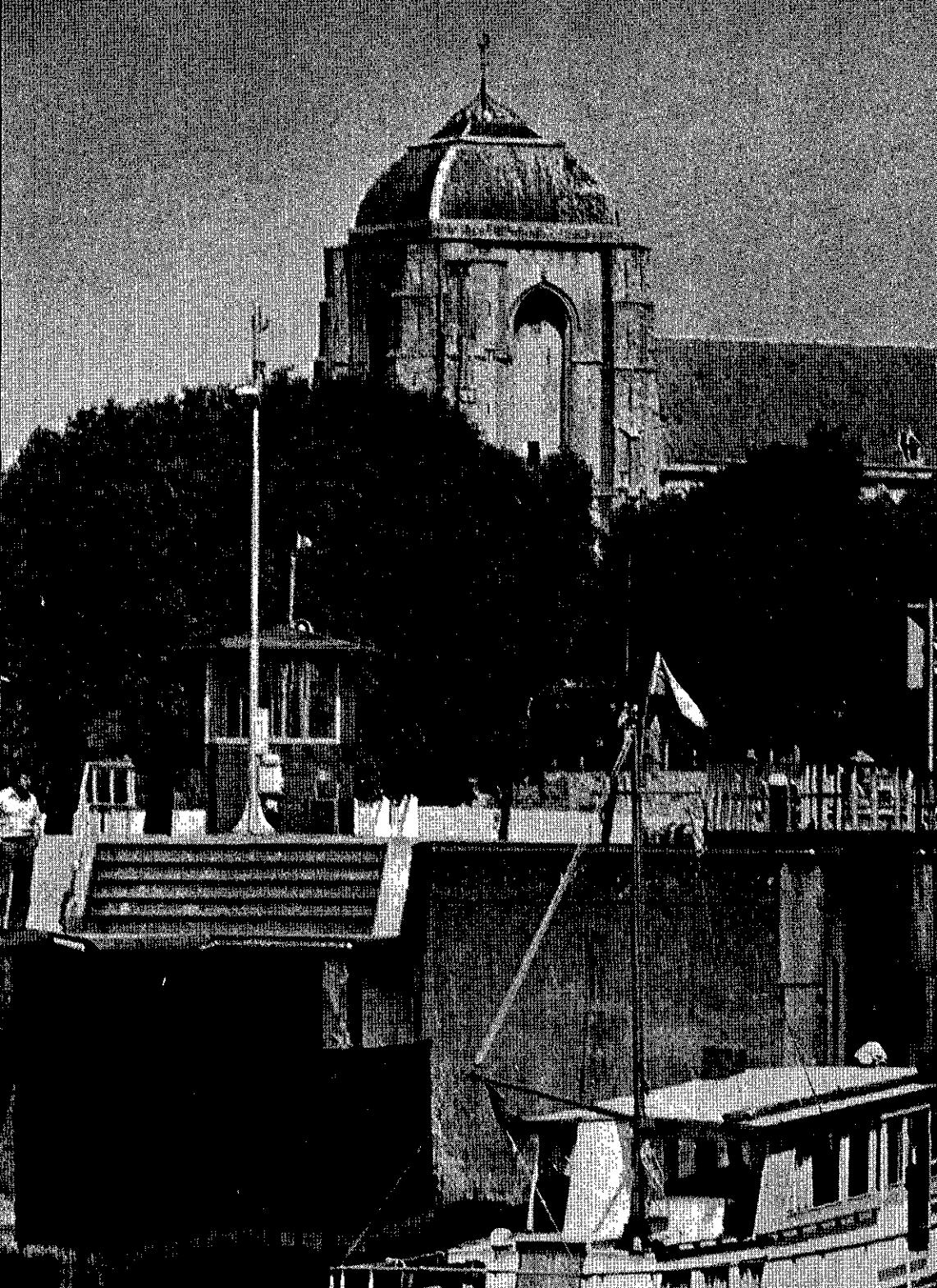
N.B. Sommige van de genoemde criteria kunnen strijdig met elkaar zijn, zoals bijvoorbeeld behoud zoute karakter schorren en toename aantal planten en dieren bij verzoeting van de schorren

In deze matrix is door codering een waardering en voorkeur aangegeven volgens de criteria van tabel 3. Uit de samenvoeging en onderlinge afstemming van alle gegevens, overwegingen en criteria, kwam tenslotte een overzichtsmatrix tot stand, die als tabel 4 op de pagina hiernaast is weergegeven. Daarin worden de voor- en nadelen die elk der varianten biedt voor het milieu, de waterhuishouding, de visserij, de financiën en de economie, zowel in woorden als in kleuren – hier helaas alleen arceringen – tot uitdrukking gebracht. Een waarde-oordeel wordt daarmee nog steeds niet gegeven. Dat komt pas tot stand wanneer men het element 'belang' introduceert. Wegen de kosten zwaarder dan het milieubehoud, of juist andersom? Of moet men het grootste aantal belangen dienen dat tegelijk gediend kan worden?

De werkgroep heeft, behoudens de vertegenwoordiger van het departement van Financiën, geadviseerd te kiezen voor variant 2: een doorstroomprofiel van 14 000 m² (plus reserve) en een gemiddeld getijverschil te Yerseke van 2,70 m. Naar haar oordeel wordt bij deze variant een redelijk evenwicht gevonden tussen de meer-kosten en de te behalen voordelen, namelijk een vermindering van de risico's voor het milieu en de visserij. De vertegenwoordigers van de departementen van Financiën en Verkeer en Waterstaat hebben hierbij evenwel aangetekend, dat vergroting van de doorlaatopening een verdere verfijning betekent van een naar hun mening alleszins aanvaardbare oplossing en dat het hun niet verantwoord lijkt hiervoor extra middelen uit te trekken.

Tabel 4
Overzichtsmatrix

Aspecten	Subaspecten	varianten		
		2,30	2,70	3,10
Milieu	Oppervlak onder getij-invoed			
	Schorren			
	– kans op behoud zout karakter			
	– kans op uitbreiding			
	– kans op erosie			
	– kans op toename soortendiversiteit			
	Intergetijdegebied			
	– oppervlakte			
	Water			
		– kans op zoutgehalte Oosterschelde lager dan gestelde normen		
	– kans op goede waterkwaliteit			
	– kans op achteruitgang soortendiversiteit			
Waterhuis-houding	Zoutgehaltebeheersing			
	– menging polder- en schutwater			
	– wateruitwisseling met Noordzee			
	– keuzevrijheid Grevelingen zout/zoet Grevelingenwater			
Visserij	Oesterteelt			
	– risico op mindere productie			
	Mosselteelt			
	– risico op mindere productie			
	– mogelijkheden natuurlijke verwatering			
	Garnalen			
	– risico op mindere productie			
Financieel economische aspecten en werkgelegenheid	Stormvloedkering			
	– extra investering			
	– extra onderhoud			
	– extra werkgelegenheid			
Legenda:		relatief ongunstig middenpositie relatief gunstig		
				
				
	in onderlinge vergelijking			





Voortgang van de dijkverhoging langs de Friese kust

De dijk tussen Wierum en Paesens

In 1963 werd nabij de Afsluiddijk een begin gemaakt met de volgens de Deltawet verplichte verhoging van de zeedijken in Friesland. In 1975 kwam het traject Afsluiddijk-Zwarte Haan gereed. Dit traject is 30 km lang. Inmiddels was men in 1971 begonnen met het treffen van voorbereidingen voor de verhoging van de dijkvakken die aansluiten op de al eerder in het kader van de Lauwers-zeewerken verhoogde zeedijk van de Anjumer- en Lioessenserpolder, namelijk het dijkvak tussen de Oost-Holwerderpolder en Paesens.

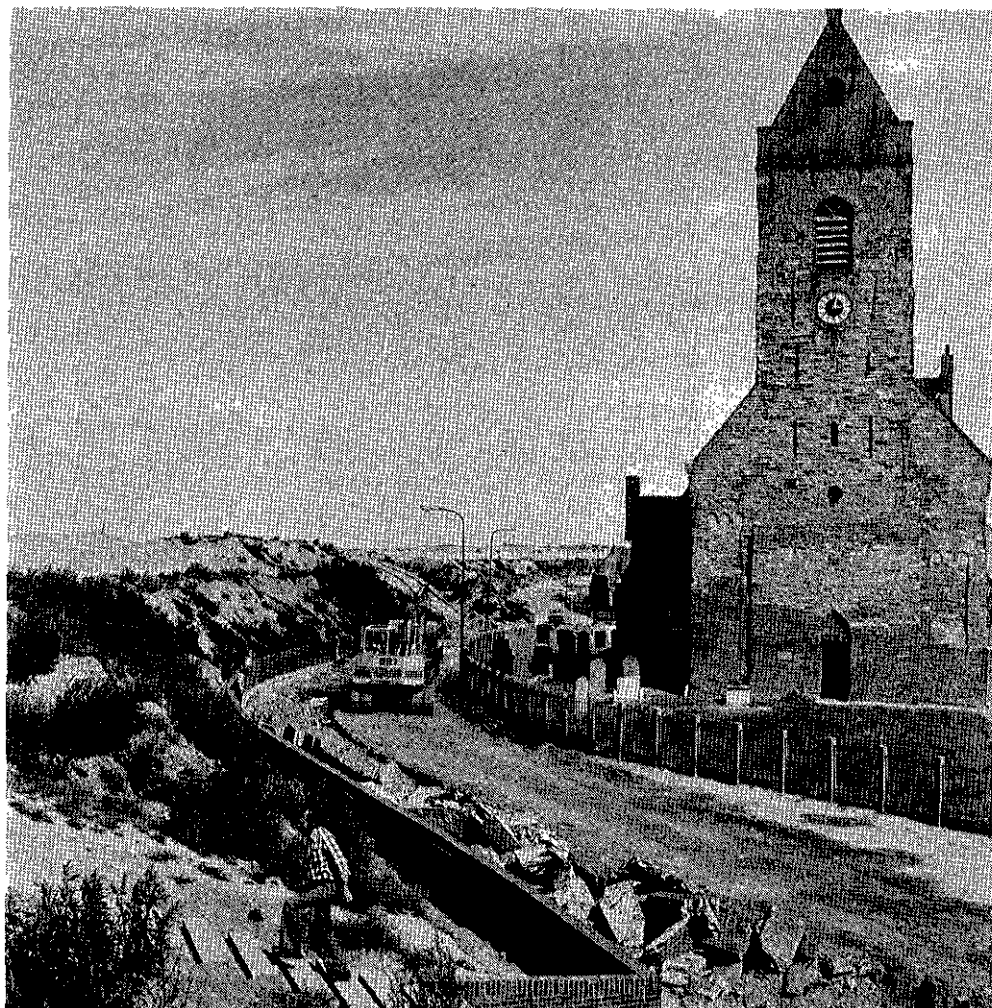
Doorslaggevend voor deze keus was dat dit dijkvak qua veiligheid een hogere urgentie had dan het dijkvak tussen Zwarte Haan en de Veerдам bij Holwerd. Dit gold vooral voor de dijkvakken aan weerszijden van Wierum. Hier was niet alleen de dijk te laag, maar omdat een hoog voorland voor de dijk ontbrak en het achterland laag lag, moest gevreesd worden dat er zich na een dijkdoorbraak stroomgaten zouden vormen; temeer daar er geen slaperdijken waren en het dijklichaam een te zanderige samenstelling had.

Op 15 mei 1974 werd de verhoging van 6,2 km dijk tussen Paesens en Wierum opgedragen aan het Aannemers- en Handelsbedrijf Van Oord te Werkendam voor een bedrag van 14 miljoen gulden. De kosten van het werk worden door het Rijk voor 100% vergoed; de kosten van voorbereiding en toezicht zijn voor rekening van het zeewaterend waterschap 'Eatergoa's Sédiken'. De voorbereiding en het toezicht bij de uitvoering werden namens het waterschap verzorgd door de provinciale waterstaat van Friesland.

Door de late aanbesteding kon in het eerste

werkseizoen nog maar anderhalve kilometer dijk in uitvoering worden genomen. De achterstand werd in het volgend jaar echter ingelopen.

In mei 1975 werd het aansluitende dijkvak Wierum-Oost-Holwerderpolder aanbesteed. Het voor dat werk benodigde zand zou voor een klein deel uit de Waddenzee en voor het overige in het Friese zeegat worden gewonnen. De prijs voor het zand uit het Friese zeegat bleek echter te hoog te zijn, zodat het werk niet kon worden gegund. Om de voortgang van de werken zo min mogelijk te vertragen werd het evenwel wenselijk geacht nog in 1975 een gedeelte van het werk uit te voeren met het contingent zand dat in dat jaar uit de Waddenzee mocht worden gewonnen. Daarom werd op 25 augustus 1975 aan de aannemer, als meerwerk op het in uitvoering zijnde bestek, bovendien de uitvoering opgedragen van een aansluitend dijkgedeelte van 1500 m. Hoewel het werkseizoen al weer begon af te lopen lukte het om nog voor het stormseizoen al het te winnen zand in de dijk te krijgen en er een verdediging op aan te brengen van asfaltbeton. Dit betekent dat de aannemer kans heeft gezien in één werkseizoen het zand aan te brengen en de steen- en asfaltbetonbekledingen op het buitenbeloop te bouwen voor 6,2 km dijklengte. Dit ondanks het feit dat het zand ten behoeve van het meerwerk in de Bolwerder Balg op meer dan 4 km uit de wal werd gewonnen. Mede door de toch wel erg lange persafstanden met bijbehorende buisleidingen op en over het Wad, waarin vooral de zinkers onder vaargeulen door kwetsbare schakels zijn, gaf deze leiding zeer veel dagelijks onderhoud. Stagnaties waren



onvermijdelijk, ondanks de aanwezigheid van zeer veel onderhoudsmaterieel met vakbekwame onderhoudsmonteurs en lassers. Wegens de weersomstandigheden waren reparaties namelijk niet altijd onmiddellijk uitvoerbaar. Voor het overige heeft het werk weinig hinder ondervonden van slecht weer. Het kon vier maanden binnen de in het bestek gestelde termijn worden opgeleverd.

Vermeldenswaard is nog dat als gevolg van de instabiliteit van de ondergrond op twee plaatsen van het buitenbeloop tijdens de uitvoering afschuivingen optraden. Vooral de *afschuiving op het einde van het meerwerk was hardnekkig en noodzaakte tot het aanbrengen van een tijdelijke verdediging op het buitenbeloop om het stormseizoen 1975/76 te kunnen doorstaan. De voortgang van het*

Bij de kerk te Wierum wordt de oude keermuur gesloopt. De nieuwe is al aangebracht

werk als geheel werd hier overigens niet nadelig door beïnvloed.

Het afwerken van de dijk nam het gehele werkseizoen 1976 in beslag, waarna het werk op 5 januari 1977 kon worden opgeleverd. Het ontwerp van de thans gereedgekomen dijkwerken is tot stand gekomen in zeer nauw overleg met de Stichting Natuur en Milieu, de Rijksdienst voor de Monumentenzorg, de Rijksdienst voor de Landinrichting, Staatsbosbeheer, de Provinciale Planologische Dienst, de Plaatselijke Commissie voor de ruilverkaveling en de aanliggende gemeenten. Dit leidde ertoe dat bijvoorbeeld de uit een oogpunt van landschaps- en natuurbehoud waardevolle binnendijkse oude dijkputten tussen Nes en Wierum en het onder meer rond het wiel bij Paesens sterk slingerende dijktracé behouden konden blijven.

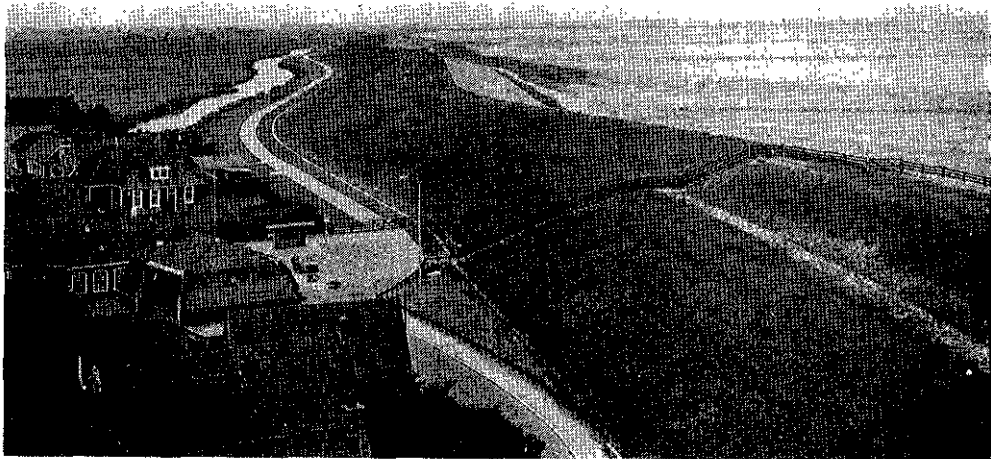
In verband met de karakteristieke dijkbebouwingen te Moddergat en Paesens en de nauwe wegdoorgang om de kerk te Wierum werd het ontwerp van de nieuwe situatie aldaar in nauw overleg met Monumentenzorg en de gemeenten Oost- en Westdongeradeel tot stand gebracht. Het belangrijkste uitgangspunt was hier dat de binding van de bebouwing met de zeedijk ook in de nieuwe situatie visueel zoveel mogelijk aanwezig dient te blijven. Veel aandacht kreeg in het ontwerp de nauwe doorgang om de kerk te Wierum met zijn naar zee uitgestulpte dijk. Hoewel te Wierum de belangen van de gemeente Westdongeradeel en Monumentenzorg niet geheel parallel liepen, kon door de bouw van een keermuur met aanliggende trottoirs een voor beide partijen aanvaardbaar alternatief worden verkregen. Deze keermuur staat buiten het theoretisch profiel van het dijklichaam, en is

duis uitsluitend aangebracht uit een oogpunt van behoud van de historisch gegroeide situatie.

De uit te voeren werken bestonden hoofdzakelijk uit het verhogen en naar de zeezijde verzwaren van de bestaande zeedijk over een lengte van 7,7 km. Het hiervoor benodigde zand werd uit de Waddenzee gewonnen. De oude zeedijk lag met zijn kruin op N.A.P. + 6,30 m; de nieuwe heeft naar gelang van de verwachte golfaanval en de verwachte zakking van de ondergrond in de komende jaren als gevolg van de ophoging, bij aanleg een kruinhoogte gekregen van N.A.P. + 8,30 m tot N.A.P. + 8,80 m.

De dijkverhoging is gebaseerd op een ontwerp-stormvloedpeil van N.A.P. + 5,35 m. De hoogst bekende stormvloed viel voor in

Nieuwe situatie te Wierum, gezien vanuit de kerktoeren in westelijke richting



1906. Te Oostmahorn werd toen een waterstand waargenomen van N.A.P. + 4,20 m. Op 3 januari 1973 werd bij Wierum de hoge stormvloedstand van N.A.P. + 3,70 m bereikt. De verhoging is uitgevoerd met een zandkern. Op het buitenbeloop werd tot N.A.P. + 2,50 m en 20 cm dikke verdediging aangebracht van koperslakblokken op 10 cm grind. Daarboven ligt, reikend tot N.A.P. + 7 m, een asfaltbetonverdediging, die aan de onderzijde wigvormig uitloopt tot 40 cm dikte. Overigens werden buitenbeloop met kruin, binnenbeloop en bermen afgedekt met een kleibekleding waarvoor de klei werd ontleend aan de oude zeedijk en het voorliggende terrein. Op de klei is langs de bovenkant van de asfaltbekleding een 3 m brede onderhoudsberm aangelegd, verhard met uit het werk vrijkomende klinkers. De verharding voorkomt tevens dat het graasveen de grasmat juist boven de bekleding kaal loopt. De klinkers zijn afgedekt met kruimelaarde en ingezaaid met een graszaadmengsel, waardoor een goede overgang is ontstaan van de zware asfaltbetonbekleding naar de minder sterke kleibekleding met grasmat. Dat de overgang van zetsteenbekleding naar asfaltbeton ligt bij N.A.P. + 2,50 m, wordt bepaald door de golfaanval tijdens de uitvoering, en door de noodzaak voldoende hoogte te hebben boven de onderkant van het zandcunet om eventueel uittredend perswater tijdens de bouw te kunnen opvangen, en ook om een voldoende dikke funderingslaag van zand te verkrijgen voor het asfaltbeton; tevens wil men hiermee wateroverspanningen onder het asfaltbeton voorkomen na hoge stormvloeden. Onder de overgang is ter beveiliging van het zandlichaam bij beschadiging van de steenzetting een houten schot opgenomen dat reikt tot 70 cm onder de onderkant van de asfaltbetonbekleding.

Het bovengronds van de dijk afvloeiende regenwater wordt opgevangen in betongoten langs de binnenteen en afgevoerd door putten en daarop aansluitende leidingen. Het in het zandlichaam van de dijk binnendringende grondwater wordt in de dijkvakken die in de zomerpolders worden uitgebouwd, en waar men een dichte buitenteen heeft en een dichte ondergrond onder het zandlichaam, afgevoerd door een stelsel van langsdrains met dwarsafvoeren naar de dijkvaart of de riolering. Waar de drainage de bestaande dijk kruist, worden de sleuven over de onderste meter ter meerdere en blijvende verzekering van de waterafvoer gevuld met schoon zand. In de dijkvakken waar voor de buitenteen geen hoog voorland

aanwezig is en waar de grondwaterstroom niet via steenbekleding of ondergrond is te keren, geschiedt de blijvende ontwatering van het zandlichaam naar buiten toe. In eerste instantie vindt de ontwatering plaats via de mijnsteen. Om uitspoelen van zand te voorkomen is daarom onder de mijnsteen een filterdoek in de constructie opgenomen. Omdat de mijnsteenkade op den duur mogelijk minder waterdoorlatend zal worden, wordt het zandlichaam door verwijdering van de sliklagen of middels ontgravingen in verbinding gebracht met de zanderige Wadafzettingen in de ondergrond. Langs nagenoeg het hele werk is achter de zeedijk een 3 m brede inspectieweg aangelegd. De inspectieweg en de onderhoudsberm op het buitenbeloop zijn via op- en afritten met elkaar verbonden. Ten behoeve van de beweiding werden de nodige afrasteringen en een veedrinkwaterleiding met drinkbakken aangelegd.

Samenvattingen

Enige aspecten van de ontwerpproblematiek rond de stormvloedkering in de Oosterschelde

De kerende hoogte van de stormvloedkering zal worden afgestemd op het voor het zuidwesten des lands aanbevolen ontwerppeil voor hoofdwaterringen. Daarnaast moet de ontwerpbelasting worden bepaald, en de kans op functieverlies, door welke oorzaak dan ook. Getracht is dit probleem te benaderen door middel van een zogenaamde 'foutenboom'. Daarvoor zijn echter niet genoeg eigenschappen van de stormvloedkering bekend.

Aanwijzingen omtrent de harmonisering van het ontwerp worden thans vooral gezocht via de semi-probabilistische methode, waarbij de aanvaardbare bezwijkkans eerst bepaald wordt, en daarna de veiligheidscoëfficiënt.

Nieuwe ontwikkelingen in het ontwerp van de stormvloedkering

De uitwerking van het ontwerp 'pijlers op putten' voor de stormvloedkering in de Oosterschelde heeft geleid tot kortere, minder diep gefundeerde pijlers. Ze kunnen uit één stuk worden gemaakt en vervoerd; de weersgevoelige handelingen in het sluitgat duren aanzienlijk korter; de risico's voor het uitvoerend personeel nemen af; de totale uitvoeringsduur kan worden teruggebracht. Het drempelontwerp is zo veranderd dat de aansluiting van de drempel op de pijlers nu ten allen tijde verzekerd is.

Ontwerp van een hefschip voor het plaatsen van pijlers en putten

Voor de uitvoering van het ontwerp 'pijlers op putten' in de mond van de Oosterschelde is

een hefschip ontworpen dat de putten, de kuipen en de pijlers zou moeten vervoeren van de bouwplaats naar de sluitgaten, de putten daar ingraven, de pijlers op de putten plaatsen en de losgemaakte kuip terugbrengen. Inmiddels is het pijlerontwerp aangepast. Het hefschip zal in verband daarmee niet in de beschreven vorm worden gebouwd.

Het ontworpen hefschip zou per jaar 18 putten en pijlers kunnen plaatsen. Het ontwerp bestond uit een dwarsponton en twee langspontons met daartussen een beun van 23 m breed. Een hefportaal van 50 m hoogte dat met vier poten op de langspontons zou rusten, zou de last gedeeltelijk slepend door het water vervoeren. De invloed van de scheepsbewegingen op de last werd door deiningcompensatoren beperkt.

Ten behoeve van het ontwerp is een groot aantal proeven en berekeningen uitgevoerd, voornamelijk in het Nederlands Scheepsbouwkundig Proefstation te Wageningen.

Het verwijderen van de kabelbaantorens uit de sluitgaten van de Oosterschelde

Omdat de plannen voor een totale afsluiting van de Oosterschelde niet doorgaan, moesten onder meer de draagtorens voor de kabelbanen, die al in de sluitgaten waren opgesteld, weer worden verwijderd. De bovenbouw kon op eenvoudige wijze worden gedemonteerd. De holle stalen palen waarmee de torens in de Oosterscheldebodem waren gefundeerd, werden eruit geperst met behulp van waterdruk. Om deze druk in de paal te houden werd aan de bovenkant een persdekseel aangebracht en aan de onderkant een prop van bentoniet en zilverzand.

Opruiming van de bodembescherming in de Oosterscheldemond

Het pijlersontwerp voor de afsluiting van de Oosterschelde noodzaakte er onder meer toe in de as van het damtracé de bodembescherming op te ruimen die daar eerder was neergelegd. Het gaat om blokkenmatten, steenasfaltmatten en zoolstukken. Ook de bestortingen rondom de kabelbaantorens moesten worden opgeruimd.

Het moeilijkst bleek het opruimen van de steenasfaltmatten, omdat daar staalkabels in zijn verwerkt. Deze stukken werden in repen verdeeld met een knipparaat dat over de bodem werd voortgetrokken. De bodembeschermingen werden bovengehaald met een baggermolen die voor dit doel was voorzien van rotsemmers

Het toekomstige beheer van de stormvloedkering

De wijze waarop de stormvloedkering in de praktijk zal worden gebruikt is een van de uitgangsgeschiedenis voor het ontwerp. De eisen aan de bewegingswerken worden bijvoorbeeld volstrekt anders wanneer men de stormvloedkering niet tijdens de kentering, maar op stroom wil sluiten.

Er is een BARRIER CONTROL-studie opgezet in samenwerking met de Rand Corporation, om alle aspecten van het beheer te bestuderen. In eerste instantie richt de studie zich op het sluiten bij naderende stormvloed. Het beveiligingssysteem dat dan in werking moet komen wordt thans onderworpen aan een beleidsanalyse.

De doorlaatopening in de stormvloedkering

Door een interdepartementale werkgroep is een onderzoek ingesteld naar de meest wenselijke grootte van de doorstroombopening in de stormvloedkering waarmee de Oosterschelde zal worden afgesloten. Bestudeerd zijn een minimaal profiel van 11 500 m², een middenoplossing van 14 000 m² en een maximaal profiel van 20 000 m². Deze openingen hebben respectievelijk te Yerseke een verticaal getijverschil tot gevolg van 2,30 m, 2,70 m en 3,10 m (het getijverschil bedraagt thans 3,50 m).

Uit een oogpunt van veiligheid en hydraulica zijn de drie alternatieven even goed. Voor het behoud van het natuurlijk milieu en de visserij is een grotere doorstroombopening te prefereren boven een kleinere. Bovendien geldt dat de toekomstige situatie beter voorspelbaar is naarmate het getijverschil meer lijkt op het tegenwoordige.

De meerderheid van de commissie adviseert een profiel te kiezen van 14 000 m².

Voortgang van de dijkverhoging langs de Friese kust. De dijk tussen Wierum en Paesens

In 1974 is een begin gemaakt met het op Deltahoogte brengen van de Friese zeedijk tussen Wierum en Paesens. In meerwerk werd ook een deel uitgevoerd van het aansluitende dijkvak, tussen Wierum en de Oost-Holwerderpolder. Het lukte om in één seizoen het dijklichaam aan te leggen over 6,2 km. De verzwarende werd uitgevoerd aan de buitenzijde van de bestaande zeedijk. De nieuwe dijk heeft een kruinhoogte tussen N.A.P. + 8,30 en 8,80 m. Er werd voor gezorgd dat het historisch gegroede dijktracé zoveel mogelijk gehandhaafd bleef.

Summaries

Some aspects of the problems connected with the design of the storm-surge barrier in the Easternscheldt

The retaining height of the storm-surge barrier will be adjusted to the design-level of primary water-retaining structures recommended for the south-western part of the country. In addition, the design-load has to be determined and the probability of malfunctioning, whatever the cause may be. Endeavours were made to assess this problem by means of a so-called 'tree of deficiencies'. Right now, this is not feasible as not enough features of the storm-surge barrier are known. Indications about harmonization of the design are now mainly sought by way of the semi-probability method, which first determines the acceptable probabilities of subsidence and subsequently the safety factors.

New developments in the design of the storm-surge barrier

A further elaboration of the design for the storm-surge barrier in the Easternscheldt has resulted in shorter and less deeply founded piers. They can be manufactured and transported in one piece; the activities in the closure gap that are highly dependent on weather-conditions will take considerable less time; the risks for personnel will be diminished; the time necessary for the completion of the works will be reduced. The design of the sill has been modified in such a way that the connection of the sill with the piers will be feasible at all times.

Design of a catamaran that would put piers and caissons in the proper position

For the execution of the design 'piers on

caissons' across the mouth of the Easternscheldt a lifting ship was designed to transport the caissons, the pits and the piers from the construction-site to the closure gaps, to dig in the caissons there, to place the piers on the caissons and to bring back the detached pit

Meanwhile the design for the piers has been changed. As a result the designed lifting ship will not be built. The lifting ship would have been able to place 18 caissons and piers a year. The design consists of one transverse pontoon and two longitudinal pontoons with a 23 meters wide well. A 50 meters high portal-crane that rests with four legs on the longitudinal pontoons could tow the load – partly floating – through the water. The effects of the motions of the ship are reduced by swell absorbers. For this design numerous tests and calculations have been carried out by the Netherlands Shipmodel Basin in Wageningen.

Future control of the storm-surge barrier

The manner in which the storm-surge barrier will be put to use forms the basis for the design. The demands on the operating mechanisms, for instance, will be entirely different if the storm-surge barrier is not closed at the turn of the tide but during tidal flow conditions.

In collaboration with the Rand Corporation a study called 'Barrier Control' has been initiated to review all aspects of the management. This study will be focused in the first place on the closing procedure of the barrier when imminent storm-surges are being forecast. The security-system that is to come into action is now being submitted to a policy-analysis.

Removal of the bottomprotection across the mouth of the Easternscheldt

The design to close the Easternscheldt with piers made it mandatory to remove the bottomprotection that was previously laid in the axis of the dam-alignment, i.e. concrete block mattresses, mats of stone asphalt and fascines lined with woven polypropylene sheets. The layers of rubble around the cableway-towers had to be removed too. The stone asphalt mats proved to be the most difficult to remove as they are interlaced with steel wire. These mats were divided into strips with a cutting device that was dragged along the sea-bottom. The bottomprotection was hauled up by a dredger which, for this purpose, was equipped with rock-buckets.

The removal of the cableway-towers from the closure gaps of the Easternscheldt

As the plans for a full closure of the Easternscheldt will not be implemented, the supporting towers of the cableway, already placed in the closure gaps, had to be removed. The superstructure was easily dismantled. The hollow steel piles with which the towers were founded in the bottom of the Easternscheldt were pushed up by water-pressure. To maintain the pressure within the piles a pressure-lid was installed at the top and a plug – a combination of bentonite and silversand – at the bottom of the pile.

The progress made so far in raising the dikes along the Frisian coast. The dike between Wierum and Paesens

In 1974 the raising of the Frisian sea-dike between Wierum and Paesens up to the Delta-level was started. Additional work also included a part of the adjacent dike reach between Wierum and the Oost-Holwerder polder. It proved possible to construct the dike-body over a length of 6,2 kilometers in one season. The existing dike was reinforced on the outside. The new dike has a crest height varying between N.A.P. + 8.30 m. and 8.80 m. Great care has been taken to preserve the historically evolved alignment of the dike.

The wet cross-section in the storm-surge barrier

An interdepartemental working group has studied what would be the most desirable dimensions of the wet cross-section in the storm-surge barrier with which the Easternscheldt can be sealed off. The following wet cross-sections have been examined: a cross-section with a minimum size of 11,500 m², an intermediate solution of 14,000 m² and a maximum size of 20,000 m². These cross-sections will cause a vertical tidal range at Yerseke of 2.30 m., 2.70 m. and 3.10 m. respectively. (the tidal range being at present 3.50 m.)

As far as security and hydraulics are concerned all three alternatives are equally good. For the preservation of the environment and the fishing industry a larger wet cross-section is to be preferred to a smaller one. Moreover, the more the tidal range approximates the present one, the easier it will be to predict the future situation.

The majority of the committee recommends a wet cross-section of 14,000 m².

Vorderingen

1 april – 1 juli 1977

A. De werken van het Deltaplan

Volkerak

Derde sluis, jachtensluis en inlaatsluis

De toeleidingswerken naar de derde schutsluis en de jachtensluis werden op 13 juni 1977 gereed opgeleverd. Op die dag ging de onderhoudstermijn van drie maanden in.

Het baggerwerk in de noordelijke en zuidelijke voorhaven van de derde schutsluis werd in de verstaggerperiode voltooid. Gedeeltelijk was dit onderhoudsbaggerwerk in opdracht van de beheersdirectie.

Verschillende terreinen werden met een laag klei afgewerkt en ingezaaid. De bedieningswegen werden geasfalteerd.

Op zaterdag 25 juni werd de jachtensluis door H.K.H. prinses Margriet officieel opengesteld voor de recreatievaart.

Brouwershavense Gat Bouw van de doorlaatsluis

Eind mei werd het betonwerk van de sluis opgeleverd.

De reserveschuiven en de schuiven van de vissluis werden gereedgemaakt; begin augustus zullen ze worden aangevoerd en geplaatst.

Het heiwerk voor de stroomgeleidingsschermen aan de zijde van het Grevelingenmeer vordert goed.

Er wordt een aanvang gemaakt met het installeren van het bedieningsmechanisme van de schuiven.

Het damprofiel van de Brouwersdam is inmiddels weer helemaal

aangevuld. Ook achter de vleugels van de sluis is de zand-aanvulling geheel gereed gekomen.

Begin juli verwacht men klaar te komen met het baggeren van de geulen aan de oost- en de westzijde van de Brouwersdam. Het uitkomende zand wordt gebruikt voor zandsuppletie aan de kust van Goeree.

De glooiingen op de taluds en de buitenberm aan de westzijde van de Brouwersdam en op de kruin kwamen nagenoeg gereed. In augustus wordt begonnen met het stortbed tussen de stroomgeleidingsschermen aan de zijde van het Grevelingenmeer.

Oosterschelde

Compartmentering Werkeland en bouwput voor de sluis in de Philippsdam

De werkhaven aan de Grevelingendam werd geheel op N.A.P. + 7 m gebracht. Het zinkwerk ten behoeve van de haven is bijna voltooid.

Op het werkeland op de Plaats van de Vliet werd door twee cutterzuigers continu zand gespoten in de noordelijke haven-dam, in de ringdijk en in het werkterrein ten zuiden van de werkhaven. De werkhaven is op diepte gebracht. In de bouwput voor de duwvaartsluizen is het bodemmateriaal onder taludhellingen van 1 : 8 weggezogen. De noordzijde van het eiland is voorzien van een verdediging van zinkstukken en een taludbekleding van mijnsteen en betonblokken.

Op 24 mei werd het maken van een wegverbinding en een reconstructie van de bestaande weg in de gemeente St.-Philipsland aanbesteed, ten behoeve van de brugverbinding die tot stand moet komen met het werkeland op de Plaats van de Vliet. Het werk werd gegund aan de baggermaatschappij Holland te Hardinxveld. In juni is een begin gemaakt met de werkzaamheden. Op 30 juni waren de nieuwe wegverbinding en de reconstructie van de lage weg vrijwel gereed.

